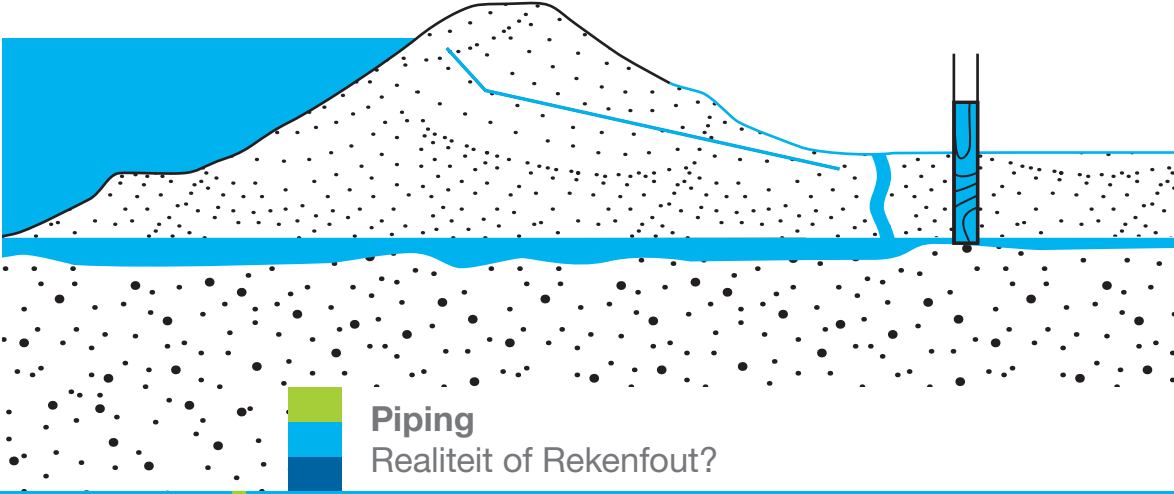




enw | expertisenetwerk
waterveiligheid

Piping – Realiteit of Rekenfout?



Piping
Realiteit of Rekenfout?

enw | expertisenetwerk waterveiligheid





Piping

Realiteit of Rekenfout?

Prof.drs.ir. J.K. Vrijling *voorzitter*

Dr.ir. M. Kok

Ir. E.O.F. Calle

Ir. W.G. Epema

Ir. M.T. van der Meer

Dr.ir. P. van den Berg

Ir. T. Schweckendiek *secretaris*



Samenvatting

1 Aanleiding en vraagstelling

Naar aanleiding van de resultaten van het eerste deel van het project Veiligheid van Nederland in Kaart (VNK1) zijn er voor het mechanisme opbarsten en piping in het project VNK2 diverse tekortkomingen verwijderd in de modellering van dit mechanisme. De eerste resultaten van de systeemtoets dijkringen VNK2 schetsen een vergelijkbaar beeld met hoge faalkansen. Voor het beoordelen van de consequenties hiervan zijn door DG Water aan het Expertise Netwerk Waterveiligheid de volgende vragen gesteld:

- 1 In hoeverre is er naar uw oordeel door het faalmechanisme piping sprake van een daadwerkelijk tekort in de veiligheid van de waterkeringen in het rivierengebied?
- 2 Wat zijn op hoofdlijnen mogelijke implicaties in termen van maatregelen, ruimtelijke consequenties en kosten?
- 3 Hoe moet met de 'piping problematiek rekening worden gehouden in de ontwikkeling van het toets- en ontwerp instrumentarium en de analyses ten behoeve van de normering /WV21.
- 4 Zijn er nog andere belangrijke faalmechanismen die op soortgelijke wijze als piping kunnen leiden tot een mogelijk veiligheidstekort?

De ENW piping commissie (ENW cie) bestaat uit: Han Vrijling (TU Delft, voorzitter), Matthijs Kok (HKV), Ed Calle (Deltares), Wijbren Epema (Epema Advies), Martin van der Meer (Fugro) en Peter van den Berg (Deltares). Timo Schweckendiek (Deltares en TU Delft) heeft hierbij gefungeerd als secretaris. De commissie is verder ondersteund door het projectbureau VNK, Fugro, Deltares en de TU Delft.

2 Piping – modellen en waarnemingen

Piping (of onderloopsheid) is een erosiemechanisme dat een dijk of kunstwerk kan ondermijnen en doen bezwijken. Recente ervaringen uit de VS (New Orleans) bevestigen dit, maar ook historische waarnemingen in Nederland van bezwijken van dijken geven duidelijk aan dat dit in het verleden ook in Nederland regelmatig is gebeurd. Tevens is het mechanisme in experimenteel onderzoek gereproduceerd. De in Nederland toegepaste rekenregels ter beoordeling van de veiligheid tegen piping zijn soepel te noemen vergeleken met andere landen. In sommige situaties is het zelfs de vraag of ontwerpen en toetsen op basis van de eenvoudigste versie van deze regels (Bligh) altijd tot veilige beoordelingen leidt.

Zandmeevoerende wellen geven aan dat het proces van piping al begonnen is en dat het eerder genoemde gevaar reëel is. Echter, de huidige regels beschrijven een kritiek waterstandsverschil dat de dijk nog juist kan keren en het optreden van zandmeevoerende wellen die bij hoogwater op de rivieren regelmatig worden geconstateerd. Observaties van water- of zandmeevoerende wellen zijn maar in beperkte mate geschikt om regels te ijken, omdat niet te zien is of het erosieproces net gestart is of dat de erosiepijp het buitenwater al bijna bereikt heeft.

3 Resultaten en interpretatie van systeemtoets VNK

De huidige normering geeft geen expliciete criteria voor de aanvaardbaarheid van de overstromingskansen zoals berekend in VNK. Toch is een referentieniveau noodzakelijk om uitspraken te kunnen doen over de veiligheid t.o.v. het onderzochte mechanisme opbarsten en piping. Daarom is in dit rapport door de commissie het volgende referentieniveau gebruikt: De huidige normen op basis van overschrijdingskansen worden als toelaatbare overstromingskansen per dijkkring geïnterpreteerd en in het vervolg aangeduid als tussennorm. De tussennorm heeft betrekking op de kans op overstroming per dijkkring rekening houdend met alle bekende faalmechanismen. Omdat meerdere mechanismen bijdragen aan de totale faalkans van een dijkkring wordt voor het mechanisme opbarsten & piping een iets strenger criterium als referentiepunt aangehouden, namelijk 1/10 tussennorm. Dat betekent bijvoorbeeld dat voor een dijkkring met een normfrequentie van 1/1.250 een kans op opbarsten en piping van 1/12.500 als aanvaardbaar wordt beschouwd.

In de systeemtoets van VNK2 zijn drie dijkringen (10, 25 en 48) nader geanalyseerd. Piping is volgens de resultaten voor alle drie dijkringen het dominante faalmechanisme. Door het projectbureau van VNK is gekeken naar het voor de berekeningen toegepaste instrumentarium (met name PC-Ring) en de door de consortia geschematiseerde invoer en berekeningen. De conclusies op basis van deze studie zijn:

- 1 In het door VNK gebruikte rekeninstrumentarium zijn geen onvolkomenheden geconstateerd. Zowel de toegepaste faalmechanisme modellen voor opbarsten en piping als de rekentechnieken voor faalkansberekening op dijkvak en dijkkringniveau zijn absoluut geschikt voor de VNK taken.
- 2 Ook in de schematisering van de drie systeemtoets dijkringen zijn geen grote onvolkomenheden geconstateerd. Uiteraard zijn in zo'n proces altijd verfijningen en verbeterlagen mogelijk, echter het beeld van de veiligheid zal daardoor niet substantieel veranderen.
- 3 De resultaten voor de dijkringen 10, 25 en 48 geven dus een waardevol beeld van de piping veiligheid. De inzichten worden op dit moment als het beste beschikbare beeld van de dijkveiligheid beschouwd.

Ook is er nog eens goed gekeken naar de orde van grootte van het lengte-effect. Het lengte-effect werkt door voor mechanismen met grote sterkte-onzekerheden. Voor piping betekent dit dat de kans op ringniveau makkelijk 5 tot 10 keer hoger kan zijn dan de pipingkans van een vak. Hetzelfde geldt voor falen van de bekleding, macrostabiliteit en principieel voor alle mechanismen met relatief grote onzekerheden in de sterkte.

De in VNK2 berekende faalkansen voor opbarsten en piping zijn relatief hoog ten opzichte van de aangehouden tussennorm. Hierbij moet men er wel rekening mee houden dat in deze dijkringen ook een aantal bekende kritieke locaties aanwezig is. Bijvoorbeeld zijn grote stukken van dijkkring 10 (circa een kwart van de totale lengte) ook in de tweede toetsronde afgekeurd. In het algemeen is de kans op piping voor goedgekeurde vakken aanvaardbaar op basis van de tussennorm. Het lengte-effect zorgt er echter voor dat de tussennorm voor de dijkkring niet wordt gehaald. Dat betekent dat het lengte-effect onvoldoende afgedekt is in de huidige ontwerp- en toetsregels voor piping. Hier moet dus in toekomstige toets- en ontwerpcriteria rekening mee worden gehouden. Verder zijn delen van het primaire waterkeringstelsel onvoldoende veilig, dat wil zeggen hebben een grotere kans op piping op dijkkringniveau dan de aangehouden tussennorm terwijl ze in de 2^e toetsronde zijn goedgekeurd.



4 Mogelijke maatregelen en kostenschattingen

Op hoofdlijnen zijn er drie opties gezien het geconstateerde tekort aan veiligheid:

- 1 Handhaven huidige regels, afwachten, meer onderzoek doen en aanvaarden van een verhoogd risico ten opzichte van de (tussen)norm;
- 2 Ontwerpen en voorbereiden van repressieve maatregelen ter mitigatie van het verhoogde risico;
- 3 Ontwerpen en uitvoeren van preventieve maatregelen zodat het risico aan de (tussen)norm voldoet.

Optie 1 houdt in dat men de huidige toets- en ontwerpregels handhaaft en aanvaardt dat de VNK berekeningen aangeven dat de pipingkansen voor de dijkkring hoog is. Het is volgens de commissie niet te verwachten dat op middellange termijn (10 jaar) nieuwe onderzoeken tot het beeld zullen leiden dat de situatie minder kritisch is dan de huidige analyses laten zien.

De houding van de commissie ten opzichte van repressieve maatregelen (optie 2) sluit volledig aan bij het advies uitgebracht door de 1^e commissie Vrijling (2004). Om beheersmaatregelen tijdens noodsituaties mee te kunnen nemen als onderdeel van het systeem dat veiligheid tegen overstromen waarborgt dient tenminste aan de volgende eisen te worden voldaan: (a) Procedures voor menselijk ingrijpen dienen met een bepaalde minimale betrouwbaarheid te zijn vastgesteld. De procedures dienen te worden nageleefd en geoefend, (b) De betrouwbaarheid van de aan te brengen constructies, bijvoorbeeld de kist rondom de wel, dient op dezelfde wijze te zijn aangetoond als voor de andere onderdelen van de waterkering.

De commissie ziet deze optie als onrealistisch en raadt aan niet te vertrouwen op repressieve maatregelen als integraal onderdeel van de bescherming tegen hoogwater. Preventieve maatregelen (optie 3) als pipingbermen en kwelschermen zijn beproefd en kunnen formeel worden ontworpen en uitgevoerd. De veiligheid kan zonder meer door preventieve maatregelen op het gewenste niveau (~(tussen)norm) worden gebracht.

Voor de verschillende beslisopties zijn door de commissie ruwe schattingen voor de consequenties in termen van kosten gemaakt. Opgemerkt wordt dat (a) het doel van de vraagstelling en (b) de korte doorlooptijd en het beperkte budget van de werkgroep geleid hebben tot ruwe schattingen van experts op basis van reeds beschikbare informatie. Daarnaast zijn kosten en economische gevolgen slechts één element in de afweging. Voor optie 1 ('afwachten') is het risico gelijk aan de contante waarde van de verwachtingswaarde van overstromingsschades op jaarbasis minus het aanvaardbare risico (op basis van de tussenorm). Zo berekend bedragen de kosten van afwachten ruim € 2 miljard. Voor toekomstige, mogelijk strengere normen is dit bedrag hoger.

Een oplossing op basis van repressieve maatregelen (optie 2) wordt niet aanbevolen. Gezien de beperkte tijd voor dit onderzoek is geen kostenschatting voor deze optie gemaakt.

De kosten voor preventieve maatregelen (optie 3) zijn geschat op basis van een generalisatie van een globale beschouwing van de drie in VNK2 geanalyseerde dijkkingen. Om de pipingkansen op een aanvaardbaar niveau te brengen zijn dijkversterkingen over een lengte van ca. 1100 km (ca. 1/3 van het totale stelsel van primaire waterkeringen) nodig. In bebouwd gebied (opstallen) is met kwelschermen gerekend, in onbebouwd gebied met verlengde binnenbermen in grond. De totale bouwkosten worden geschat op ongeveer € 1.5 miljard (exclusief het aanvaardbare risico op basis van de tussenorm). Nader (grond)onderzoek ter verificatie van zwakke plekken kan dit bedrag verlagen. De maatregelen ter bestrijding van piping hebben meestal ook een gunstig effect op andere mechanismen zoals macrostabiliteit.

5 Conclusies en aanbevelingen

Er zijn door DG Water aan het ENW de volgende vragen gesteld:

- 1 In hoeverre is er naar uw oordeel door het faalmechanisme piping sprake van een daadwerkelijk tekort in de veiligheid van de waterkeringen in het rivierengebied?
- 2 Wat zijn op hoofdlijnen mogelijke implicaties in termen van maatregelen, ruimtelijke consequenties en kosten?
- 3 Hoe moet met de 'piping problematiek' rekening worden gehouden in de ontwikkeling van het toets- en ontwerp instrumentarium en de analyses ten behoeve van de normering / WV21.
- 4 Zijn er nog andere belangrijke faalmechanismen die op soortgelijke wijze als piping kunnen leiden tot een mogelijk veiligheidstekort?

De belangrijkste conclusies en aanbevelingen zijn hieronder samengevat. Meer details worden aan het einde van elk hoofdstuk afzonderlijk gegeven.

Ten aanzien van vraag 1 concludeert de commissie het volgende:

- a. Piping is een realiteit en kan tot een dijkdoorbraak leiden. Zowel historische gevallen in Nederland, recente doorbraken in het buitenland, als wetenschappelijk onderzoek tonen dit aan. Welvorming, een teken van dreigend falen door piping, wordt geregeld geconstateerd in Nederland.
- b. De resultaten voor de dijkringen 10, 25 en 48 zoals berekend in VNK2 geven het beste op dit moment beschikbare inzicht in de overstromingskansen en de dijkveiligheid in deze regio's en in het bijzonder van de kansen op het optreden van het faalmechanisme piping. Uiteraard zijn in zo'n proces altijd verfijningen en verbeterlagen mogelijk, echter naar mening van de commissie zal het beeld van de veiligheid hierdoor niet substantieel veranderen.
- c. Het zogenaamde lengte-effect is een fysische realiteit. Het niet meenemen leidt tot een onderschatting van de overstromingskans in een gebied. Het is van invloed op die faalmechanismen waarbij de sterkte wordt bepaald door grondeigenschappen die variëren over de lengte van de kering. Dit geldt voor piping maar ook het falen van de bekleding of macrostabiliteit. De kans op ringniveau wordt door het lengte effect 5 tot 10 keer hoger dan de kans op piping of afschuiving van een vak. Een gevoeligheidsanalyse met betrekking tot het lengte effect laat zien dat de resultaten nauwelijks veranderen bij het aannemen van maximaal gunstige (maar nog wel realistische) waarden.
- d. Of er sprake is van een tekort aan veiligheid hangt af van de hoogte van de norm die hiervoor wordt gehanteerd. Omdat er op dit moment geen formele norm in termen van overstromingskansen is vastgesteld hanteert de commissie een zogenaamde tussennorm waarvan de hoogte gelijk wordt gesteld aan de hoogte van de huidige overschrijdingsfrequentie norm. Deze tussennorm heeft betrekking op de overstromingskans van een dijkkring, voor de aanvaardbare bijdrage aan de overstromingskans door piping wordt 1/10 tussennorm aangehouden. Ten opzichte van dit referentieniveau wordt geconcludeerd dat de in VNK2 berekende faalkansen voor opbarsten en piping voor de ring relatief hoog zijn. Naar mening van de commissie zijn deze kansen hoger dan gewenst en zijn maatregelen noodzakelijk.

Daarnaast wil de commissie nog het volgende opmerken:

- i. De in Nederland gebruikte rekenmodellen of rekenregels voor piping zijn in vergelijking met het buitenland soepel te noemen. In bijvoorbeeld de VS worden

veel strengere eisen gesteld aan de veiligheid van een waterkering als het gaat om piping. De ontwerp- en toetsregels in veel landen zijn er op gericht om zandmeevoerende wellen te voorkomen terwijl deze in Nederland impliciet worden toegestaan. De in Nederland gebruikte regels zijn erop gericht om doorgaande erosiekanalen onder de dijk te voorkomen. Dit is echter een veel minder streng criterium.

- ii. De dijkvakken met de hoogste kansen op piping uit de systeemtoets VNK zouden ook worden afgekeurd met de huidige toetsregels, indien net als in VNK met de toetsregel van Sellmeijer wordt gerekend in plaats van de eenvoudiger regel van Bligh. Het is gebruikelijk dat een eenvoudige toetsregel strenger is dan een meer geavanceerde. Dat blijkt hier dus niet het geval.

Ten aanzien van vraag 2 concludeert de commissie:

Op hoofdlijnen zijn er drie mogelijke handelingsperspectieven: 1) afwachten, 2) repressieve maatregelen en 3) preventieve maatregelen. De commissie adviseert de derde optie: het nemen van preventieve maatregelen in de vorm van het aanleggen van pipingbermen en kwelschermen of vergelijkbare oplossingen. Deze maatregelen zijn beproefd en de veiligheid kan daarmee zonder meer op het gewenste niveau worden gebracht. Uitgaande van de al eerder geïntroduceerde tussennorm als gewenst veiligheidsniveau schat de commissie de totale kosten van de dijkversterking over een lengte van ca. 1100 km op ongeveer € 1,4 miljard (tabel 4.2).

De commissie wil er wel op wijzen dat het pipingprobleem niet als op zich staand moet worden behandeld en opgelost. Om maatregelen zo kosteneffectief als mogelijk te plannen is een integrale beschouwing van alle faalmechanismen inclusief lengte-effect en alle waterkeringen in het waterkeringensysteem noodzakelijk. Afwachten en het handhaven van het huidige beleid betekent naar mening van de commissie het aanvaarden van verhoogd risico. In economische termen wordt dit verhoogde risico met een contante waarde van ongeveer € 2 miljard becijferd. Dit betreft alleen de directe schade door overstroming. Er moet daarnaast uiteraard rekening worden gehouden met slachtoffers, indirecte schade en maatschappelijke ontwrichting.

Repressieve maatregelen zijn moeilijk onder te brengen in ontwerp- en toetsrichtlijnen. De commissie betwijfelt zelfs of dit mogelijk is en raadt daarom af om repressieve maatregelen tegen piping op te nemen als structureel onderdeel van het beveiligingssysteem tegen overstromingen.

Ten aanzien van vraag 3 concludeert de commissie het volgende:

- a. De dijkvakken met de hoogste kansen op piping uit de systeemtoets VNK zouden ook worden afgekeurd met de huidige (gedetailleerde) toetsregels, indien net als in VNK met de toetsregels van Sellmeijer wordt gerekend. De verwachting is dat goedgekeurde vakken dan over het algemeen een faalkans zullen hebben die lager is dan de aangehouden tussennorm. Echter, VNK laat zien dat door het lengte-effect de kans op piping voor een dijkkring hoger is dan 1/10 tussennorm. Dit betekent dat het lengte-effect onvoldoende is afgedekt in de huidige ontwerp- en toetsregels voor piping (het is onderschat). De belangrijkste consequenties hiervan zijn:

- i. Toekomstige toetsinstrumentaria moeten zo worden ingericht dat goedkeuring op vak- of doorsnedenniveau ook tot voldoende betrouwbaarheid voor de hele dijkkring leidt. Voor het concreet onderzochte voorbeeld van opbarsten en piping betekent dit dat met het lengte-effect rekening moet worden gehouden bij het afleiden van de ontwerp- en toetseisen.

- ii.* Een deel van de dijken die nu zijn goedgekeurd met de vigerende toetsmethodiek zijn toch onvoldoende veilig, indien men de faalkans vergelijkt met de tussennorm.
- b. De commissie heeft aanwijzingen dat de bestaande toetsregels voor piping te optimistisch zijn. De commissie beveelt aan in de huidige toetsronde hier verder naar te kijken en zo nodig de bestaande toetsregel aan te passen door de regel van Sellmeijer voor te schrijven en de regel van Bligh te laten vervallen.
- c. Het instrumentarium van VNK en toekomstige toetsing moeten op elkaar worden afgestemd. Beiden moeten op dezelfde principes berusten en in die zin consistent zijn. Na een besluit over een aanvaardbaar veiligheidsniveau kunnen eisen voor de Toetsing met het VNK instrumentarium worden afgeleid of gekalibreerd. Op dit moment zijn er inconsistenties in de basisgegevens van de bestaande toets methodes en VNK wat voor onnodige verwarring zorgt. Ten aanzien van WV21 merkt de commissie op dat het verband tussen bouwkosten en veiligheid der waterkering een basiselement is in de kosten/baten beschouwing. In het project WV21 wordt van een eenvoudig verband tussen achtereenvolgens veiligheid » kruinhoogte » bouwkosten uitgegaan. Hierin is wel enigszins rekening gehouden met het mitigeren van de kansbijdragen van de andere mechanismen, maar niet exact. De commissie beveelt daarom te sterkste aan met behulp van het VNK instrumentarium en een studie als de hier voorliggende voor de drie dijkringen de relatie tussen veiligheidsniveau en bouwkosten vast te stellen. Zo is er een verband tussen de in dit rapport voorgestelde verbeteringen om de kans op piping te verkleinen en de verdergaande reeks dijkverbeteringen, die nodig is om een mogelijk hoger veiligheidsniveau te realiseren.

Ten aanzien van vraag 4 concludeert de commissie het volgende:

- a. De conclusies gelden in zekere mate ook voor andere mechanismen met grote onzekerheden in de sterkte (bekleding, instabiliteit en overloop/overslag als in de toekomst rekening wordt gehouden met grotere overslagbestendigheid van het binnentalud). Deze zullen de dominante rol van piping overnemen na het verhelpen van het pipingprobleem.

De commissie heeft verder de volgende aanbevelingen:

- Voor een goed beeld van de veiligheid op landelijk niveau, ook in relatie tot andere faalmechanismen, wordt aanbevolen om alle dijkringen in VNK2 te analyseren, idealiter in goed overleg met de beheerder.
- Voor het vervolg in VNK2 wordt aanbevolen:
 - Vakken met een hoge faalkans moeten nader geanalyseerd worden. Vaak is een duidelijke oorzaak voor het lage berekende veiligheidsniveau aan te wijzen. In sommige gevallen zijn er grote onzekerheden in belangrijke parameters die met relatief kleine inspanningen kunnen worden gereduceerd. Denk aan het verifiëren van de aanwezigheid van een deklaag op het voorland.
 - In de huidige werkwijze van VNK zijn het inwinnen van invoergegevens en het berekenen van faalkansen voor de dijkringen te veel gescheiden sporen. Voor betrouwbare berekeningen zal het nodig zijn deze werkzaamheden beter te integreren.
- Bij de vergelijking van de resultaten VNK met de toetsregels viel op dat Sellmeijer, althans voor de bekeken extreme voorbeelden, ongunstigere resultaten opleverde dan Bligh, dat wil zeggen langere benodigde kwelweglengtes. In het huidige toetsconcept (eenvoudig – gedetailleerd – geavanceerd) wordt er echter van uitgegaan dat de regel van Bligh en in het extreme geval 18H (zie 3.3.2) altijd een conservatieve benadering is. Dit blijkt niet altijd het geval te zijn. Dit inzicht komt niet alleen voort uit de uitgevoerde analyses maar ook



Samenvatting

uit de praktijk; denk aan de bezwijkgevallen in de VS met duidelijk grotere kwel-weglengtes dan 18H. Dat betekent dat in sommige gevallen het piping-risico ernstig onderschat kan worden. De geschiktheid van dit criterium moet in het licht van de actuele inzichten opnieuw met spoed worden onderzocht (conform 1c).

- In de nodige versterkingsmaatregelen zou op de te optimistische toetsregels en lengte-effecten een voorschot kunnen worden genomen. Zo kunnen bijvoorbeeld onnodige mobilisatiekosten worden vermeden.
- De commissie wil er wel op wijzen dat het pipingprobleem niet als op zich staand moet worden behandeld en opgelost. Om maatregelen zo kosteneffectief als mogelijk te plannen is een integrale beschouwing van alle faalmechanismen inclusieve lengte-effect en alle waterkeringen in het systeem noodzakelijk.



Inhoud

1		
Inleiding		
1.1	Aanleiding en vraagstelling	01
1.2	Tussennorm	01
1.3	Opbouw van het rapport	01
2		
Piping in praktijk en theorie		
2.1	Waarnemingen van piping in de praktijk	03
2.2	Theoretische beschrijving van opbarsten en piping	07
2.3	Rekenmodellen voor ontwerp of toetsing	10
2.4	Piping in de Verenigde Staten en Hongarije (theorie vs. praktijk)	12
2.5	Conclusies praktijk en theorie	15
3		
Kans op overstroming door piping		
3.1	Rekenmodel VNK	16
3.2	Berekeningen systeemtoets	18
3.3	Vergelijking resultaten VNK met de Toetsing	21
3.4	Conclusies kans op overstroming	23
4		
Mogelijke oplossingen en kostenschattingen		
4.1	Handhaven huidig beleid en huidige regels	25
4.2	Repressieve maatregelen	26
4.3	Preventieve maatregelen	28
4.4	Conclusies en aanbevelingen met betrekking tot mogelijke oplossingen	31
5		
Conclusies en aanbevelingen		
Referenties		33
Bijlagen		37

1

Inleiding

1.1 Aanleiding en vraagstelling

In het project VNK1 (Veiligheid Nederland in Kaart) werden hoge faalkansen gevonden voor het faalmechanisme opbarsten en piping. In het project VNK2 zijn diverse verfijningen en aanpassingen in de modellering van dit mechanisme uitgevoerd. Naar aanleiding van de eerste resultaten van de systeemtoets van VNK2, die een vergelijkbaar beeld met hoge faalkansen schetsen, zijn door DG Water aan het Expertise Netwerk Waterkeringen de volgende vragen gesteld:

- 1 In hoeverre is er naar uw oordeel door het faalmechanisme piping sprake van een daadwerkelijk tekort in de veiligheid van de waterkeringen in het rivierengebied?
- 2 Wat zijn op hoofdlijnen mogelijke implicaties in termen van maatregelen, ruimtelijke consequenties en kosten?

Hoe moet met de 'piping problematiek' rekening worden gehouden in de ontwikkeling van het toets- en ontwerp instrumentarium en de analyses ten behoeve van de normering/WV21. De ENW piping commissie (ENW cie) bestaat uit: Han Vrijling (TU Delft, voorzitter), Matthijs Kok (HKV), Ed Calle (Deltares), Wijbren Epema (Epema Advies), Martin van der Meer (Fugro) en Peter van den Berg (Deltares). Timo Schweckendiek (Deltares en TU Delft) heeft hierbij gefungeerd als secretaris. De commissie is ondersteund door Wim Kanning, (TU Delft), Bas Berbee (Fugro) en door het projectbureau VNK. Contactpersoon namens de opdrachtgever is Bas Jonkman (DG Water). Ook is er gebruik gemaakt van een studie van het projectbureau VNK naar de resultaten van opbarsten en piping in de systeemtoets (VNK 2009). Bij deze studie waren ook leden van deze commissie (M. Kok en E.O.F. Calle) direct betrokken.

Eind augustus is officieel opdracht verleend aan de ENW cie. Bij het verlenen van de opdracht is aangegeven dat eind 2009 de eindrapportage zou worden opgeleverd. Door de korte doorlooptijd en het beperkte budget heeft de commissie zich strikt beperkt tot de gestelde vragen.

1.2 Tussennorm

De huidige normering geeft geen expliciete criteria voor de aanvaardbaarheid van de overstromingskansen zoals berekend in VNK. Toch is een referentieniveau noodzakelijk om uitspraken te kunnen doen over de veiligheid t.o.v. het onderzochte mechanisme opbarsten en piping. Daarom is in dit rapport door de commissie het volgende referentieniveau gebruikt: De huidige normen op basis van overschrijdingskansen worden als toelaatbare overstromingskansen per dijkkring geïnterpreteerd en in het vervolg aangeduid als tussennorm. De tussennorm heeft betrekking op de kans op overstroming per dijkkring rekening houdend met alle bekende faalmechanismen. Omdat meerdere mechanismen bijdragen aan de totale faalkans van een dijkkring wordt voor het mechanisme opbarsten & piping een iets strenger criterium als referentiepunt aangehouden, namelijk 1/10 tussennorm. Dat betekent bijvoorbeeld dat voor een dijkkring met een normfrequentie van 1/1.250 een kans op opbarsten en piping van 1/12.500 als aanvaardbaar wordt beschouwd.

1.3 Opbouw van het rapport

De voorliggende rapportage geeft de belangrijkste bevindingen van de commissie over de vraag of piping een daadwerkelijk veiligheidsprobleem is of een rekenkundig artefact. De volgende onderdelen zijn beschouwd:

- Opbarsten en piping (voor dijken): praktijkwaarnemingen en theorie;

- Resultaten VNK2 en implicaties;
- Beslisopties, mogelijke maatregelen en kosten.

Deze rapportage is als volgt opgebouwd. In hoofdstuk 2 wordt een overzicht gegeven van zowel de waarnemingen van het mechanisme opbarsten en piping in de praktijk als ook de ter beoordeling toegepaste theorieën. Een analyse en interpretatie van de relevante resultaten van VNK2 wordt in hoofdstuk 3 gegeven, afsluitend met een conclusie voor de implicaties voor de veiligheid en normering-discussies. Hoofdstuk 4 geeft een overzicht van de mogelijke maatregelen en effecten, van welke ook de kosten globaal zijn geschat. Conclusies en aanbevelingen zijn opgenomen in hoofdstuk 5.

Piping in praktijk en theorie

Dit hoofdstuk geeft een overzicht van historische waarnemingen van piping in de praktijk en het onderzoek dat aan de huidige rekenregels voor piping ten grondslag ligt. Ook worden theorieën en rekenregels nog eens kritisch tegen het licht gehouden door ze met recente waarnemingen, met name uit de VS, te vergelijken.

2.1 Waarnemingen van piping in de praktijk

2.1.1 *Welvorming 1993 en 1995*

De meest recente ervaring met piping, althans met het optreden van wellen, in Nederland op grote schaal was aan het einde van vorige eeuw. In 1993 en 1995 vormden hoogwaters in het rivierengebied een bedreiging voor de dijken. Het hoogwater in 1995 duurde langer dan in 1993. In beide gevallen bleven de waterstanden zo'n 50 tot 150 cm onder de maatgevende (MHW). Er is dus nog geen ervaring met piping of welvorming in Nederland bij maatgevende omstandigheden.

Water tegen de dijk 1993 (TAW 1994)

Tijdens het hoogwater van 1993 zijn ongeveer 120 wellen geobserveerd, waarvan 40 langs de Rijn, 40 langs de Waal, 30 langs de IJssel en 10 langs de Maas. Het merendeel van de wellen was op bekende kritische locaties. Het voorkomen van de wellen kon worden toegeschreven aan een nieuwe berm-sloot in combinatie met een diepe zandwinput, het doorboren van de kleilaag voor onder andere sonderingen, zandgeulen, concessies aan de bermbreedte bij dijkverbetering en afgraving van het binnentalud. De wellen zijn bestreden door op te kisten, het opzetten van het waterpeil achter de kering en aanbermen.

Druk op de dijken 1995 (TAW 1995)

Tijdens het hoogwater van 1995 zijn ongeveer 180 wellen geobserveerd. Veel van de wellen die in 1993 waren geobserveerd kwamen weer terug. Er waren echter ook situaties waarin wellen niet terugkeerden of waarin deze voor het eerst ontstonden. De wellen zijn vergelijkbaar met 1993 bestreden door op te kisten, door het opzetten van het waterpeil achter de kering en door aanbermen. De gevonden oorzaken waren gelijk aan 1993. Opmerkelijk was de wel bij Opijnen, welke zand produceerde op ongeveer 100 meter uit de dijk.



Figuur 2.1

Opgekiste wellen tijdens het hoogwater van 1995 (Bron: TAW, 1995)

Observaties van welvorming in Nederland

In het kader van het onderzoeksprogramma Sterkte en Belasting Waterkeringen (SBW) is een inventarisatie (Deltares, 2009) uitgevoerd van waarnemingen in Nederland betreffende piping (incl. opbarsten) en welvorming (de verschillen worden uitgelegd in hst. 2.2.1). Een overzicht hiervan wordt gegeven in figuur 2.2.

Zalk

De dijkdoorbraak bij Zalk in 1926 kan volgens onderstaand ooggetuigenverslag worden toegeschreven aan piping:

‘Op 8 januari 1926 werd om omstreeks half acht een klein welletje door de dijk-wacht in de buurt van Zalk ontdekt dat schoon water leverde. Aan de buitenzijde van de dijk was 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’
(bron: Geodelft, 2002)

Nieuwkuijk

Over de dijkdoorbraak bij Nieuwkuijk in 1880 is het volgende bekend:

‘Op 28 december 1880 is omstreeks 9.00 uur een wel ontdekt in het binnentalud, circa 0,5 m 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 verdween’. 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 á 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.’
(bron: Geodelft, 2002)

Tholen

Ook de dijkdoorbraak bij Tholen in 1894 is het gevolg van piping:

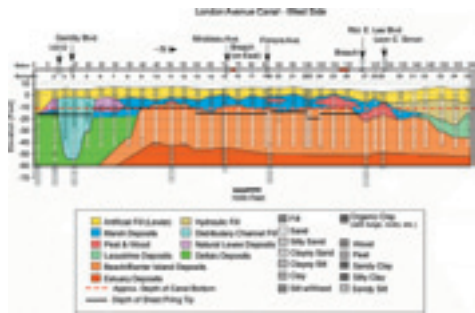
‘Op 30 december toen een hevige storm woedde, is door één van de dijkwachters van de Nieuw-Strijpolder op het eiland Tholen vlak voor een oesterput een uit de grond opwellende waterstraal waargenomen die in omvang voortdurend toenam. Er volgde daarna een uit de grond opwellende waterstraal welke over een lengte van 54 meter plotseling wegzonk. Het zeewater stroomde met donderend geweld door de polder binnen’.
(bron: Geodelft, 2002)

New Orleans

Eén van de doorbraken in het waterkeringsysteem van New Orleans door Katrina in 2005 is hoogst waarschijnlijk het gevolg piping. De zuidelijkste doorbraak van het London Avenue Canal vertoont een aantal aanwijzingen voor piping als exclusieve oorzaak:

- De waterstand is nergens in het kanaal hoger geweest dan de keermuur.
- De keermuur is verticaal weggezakt, wat duidt op ondermijning van de muur.
- Er zijn zeer veel zandafzettingen in de directe omgeving van de doorbraak waargenomen.

Ook de geologie is typisch piping gevoelig, namelijk een combinatie van een impermeabele toplaag op een dik zandpakket. Dit zand is na de doorbraak afgezet in de wijk over een oppervlakte van enkele hectares. Opmerkelijk is dat de waterstand slechts enkele uren hoog heeft gestaan. Het proces heeft zich dus kennelijk erg snel voltrokken.



a) doorbraaklocatie na initiële reparaties b) geologie



c) geobserveerde wellen

d) afgezet zandpakket

Figuur 2.3

Doorbraak waterkering in New Orleans in 2005 t.g.v. piping (bronnen: IPET, 2006; Kanning et al, 2008)

Pin Oak, Missouri, VS

Figuur 2.4 toont een dijkdoorbraak bij Pin Oak, Missouri (Sills, 2009). Een nieuwsbericht in de Post Chronicle (2008) zegt hier over:

‘The Pin Oak Levee at Winfield has collapsed in Missouri and Muskrats may be to blame for weakening the levee to its last moments of strength. A collapsed levee along the Mississippi River has left a nearby town with a flash-flood warning and imminent danger and raging water. The Pin Oak Levee is a corner levee protecting a small town of about one hundred homes – but according to officials, the water will “ultimately inundate” at least part of the town.’



Figuur 2.4

Pin Oak Levee, a) luchtopname zandzakken ter plaatse van 'burcht', b) waterstroming door zandzakken en c) dijkdoorbraak bij extreme rivierwaterstand (Sills, 2009)

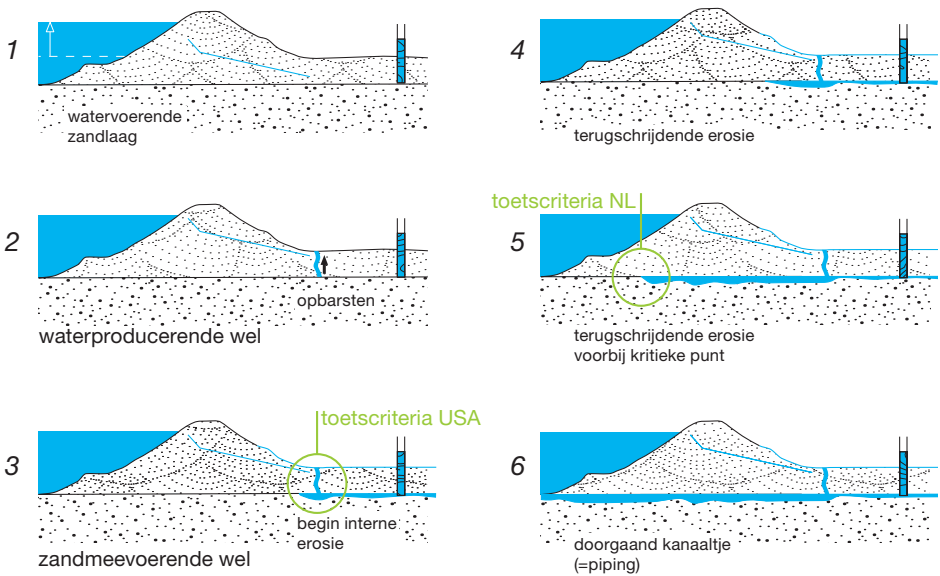
2.2 Theoretische beschrijving van opbarsten en piping

Hieronder wordt een beknopte beschrijving van het mechanisme opbarsten piping en onderzoek naar het mechanisme in het verleden gegeven. Voor details wordt verwezen naar de gelijknamige bijlage A en naar TAW (1999).

2.2.1 Fasen in het proces opbarsten en piping bij een dijk

Piping is een verschijnsel dat op kan treden bij hoge waterstanden van het buitenwater (rivier, zee, meer of kanaal), waarbij het verval (buitenwaterstand minus binnenwaterstand) groot is. Voor het gemak zullen we het buitenwater in het vervolg aanduiden als 'de rivier', maar het kan dus ook gaan om zee, meer, of kanaal. De door het waterstandsverschil veroorzaakte grondwaterstroming veroorzaakt erosie en als gevolg hiervan ontstaan kanalen in het grondlichaam. Die kanalen kunnen uitgroeien en uiteindelijk een kortsluiting vormen tussen water aan de buitenzijde (de zijde waar een waterstand gekeerd wordt) van een dijk of dam en de binnenzijde. Na zo'n kortsluiting vindt erosie van de grond versneld plaats wat uiteindelijk tot doorbraak van de dijk of kering leidt.

Figuur 2.5 geeft het erosieproces voor een ondergrond weer die veel bij Nederlandse dijken voorkomt. Deze opbouw, vanaf het maaiveld naar beneden, bestaat uit een pakket van klei en/of veenlagen, ook wel de deklaag genoemd, gevolgd door een zandlaag. De deklaag is relatief ondoorlatend, de eronder liggende zandlaag is relatief goed waterdoorlatend.



*Figuur 2.5
Verschillende fasen bij het ontstaan van piping bij een in Nederland veel voorkomende situatie ten aanzien van de ondergrondopbouw bij een dijk*

De fasen bij het ontstaan van piping zijn aangegeven in Figuur 2.5. Wanneer de watervoerende zandlaag in contact staat met de rivier, zal een toename van de rivierstand tot gevolg hebben dat de waterdrukken in de zandlaag toenemen, als gevolg van het op gang komen van horizontale grondwaterstroming in de zandlaag. Dit betekent dat er wateroverdruk is in de zandlaag ten opzichte van de deklaag. Wanneer die overdruk groot genoeg is (groter dan het gewicht van de deklaag), zal het grondwater in de zandlaag een uitweg naar boven forceren. Dit wordt opbarsten van de deklaag genoemd (zie Figuur 2.5.2). Er ontstaan dan wellen op het maaiveld.

Wanneer de stroming vanuit de zandlaag naar het maaiveld krachtig genoeg is wordt zand meegenomen en rondom de wel afgezet. Daar ontstaat dan een zandkrater (zie Figuur 2.6). In de zandlaag ontstaat een holle ruimte ter plaatse van het opbarst- kanaal, die zich later uitbreidt richting de rivier (Figuur 2.5.3 en 4). Dit wordt terugschrijdende erosie genoemd.



*Figuur 2.6
Wel voert zand uit de zandlaag mee (links) en zandkrater (rechts)*

Dit erosieproces heeft in principe de neiging om uit zichzelf te stoppen. Naarmate de kanaaltjes richting de rivier groeien, neemt namelijk de stroming hierin in kracht

af. Tot een bepaald verval over de dijk, dat het kritieke verval wordt genoemd, zal dit gebeuren. Wanneer het verval over de dijk echter groot genoeg is, kan een open verbinding ontstaan tussen het intreepunt en het buitenwater (Figuur 2.5.5 en 6). In dat geval neemt de stroming door zo'n pipe en daarmee de erosie progressief toe, de dijk kan verzakken en uiteindelijk doorbreken. Figuur 2.7 geeft een beeld van de doorbraak als gevolg van zakking van de dijk, als gevolg van piping, bij de recent uitgevoerde IJkdijk-proef (september 2009).

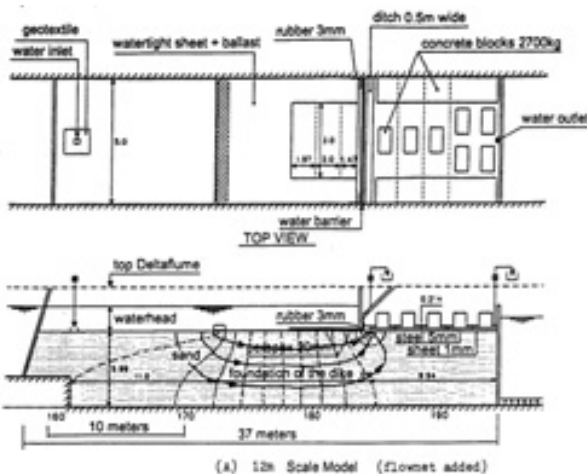


Figuur 2.7

Doorbraak na verzakking van een proefdijk als gevolg van piping (IJkdijk proefopstelling, september 2009, IJkdijk locatie Bellingwolde, Groningen)

2.2.2 In laboratoriumexperimenten geobserveerd erosieproces

Bovenstaand beschreven proces is nagebootst in laboratoria, onder andere in Nederland (ca. 1981, 71 experimenten), Duitsland (ca. 1978, 18 experimenten), Japan (ca. 1985, 22 experimenten), de USA (ca. 2000, 39 experimenten) en Nederland (2008, 54 experimenten in het kader van SBW-onderzoek). Begin jaren negentig zijn enkele proeven in de Deltagoot van Deltares uitgevoerd op grote laboratoriumschaal, in het kader van de validatie van de theorie van Sellmeijer. In Figuur 2.8 is de opstelling van de proeven in de Deltagoot weergegeven. De onderkant van de dijk (links van de waterkering) is gesimuleerd door een geballaste folie, waarin een doorzichtig plexiglasvenster is aangebracht. Het erosieproces kon door het venster worden geobserveerd. In het algemeen bevestigen de onderzoeken het optreden van het erosieproces zoals boven beschreven.



Figuur 2.8

Bovenaanzicht en doorsnede van de proefopstelling voor piping in de Deltagoot

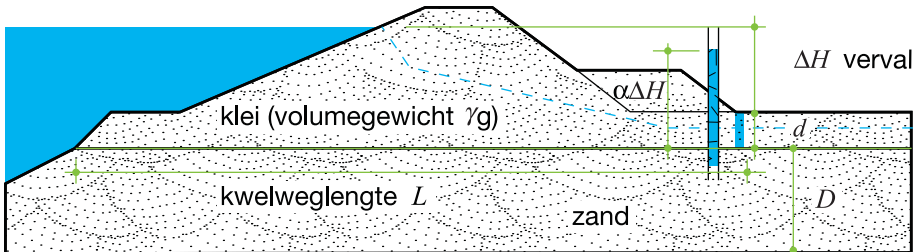
2.3 Rekenmodellen voor ontwerp of toetsing

Er spelen twee deelmechanismen een rol, het ontstaan van een opbarst-kanaal in de deklaag binnendijks en vervolgens het eroderen van de zandlaag, waarbij zand door het opbarst-kanaal wordt afgevoerd. Hieronder worden in het kort de in Nederland toegepaste rekenregels ter beoordeling van opbarsten en piping weergegeven. Voor de details wordt verwezen naar bijlage B.

2.3.1 Opbarsten (watermeevoerende wel)

Het rekenmodel voor opbarsten bestaat uit beschouwing van het evenwicht van het gewicht van de deklaag en de opwaartse druk op deze laag door wateroverspanning in de watervoerende zandlaag; zie Kader 2.1.

Rekenmodel Opbarsten:



indien: $d(\gamma_g - \gamma_w) > \alpha \Delta H \gamma_w$ dan treed opbarsten niet op

(bij opbarsten in sloot: d = afstand slootbodembodem tot zandlaag)

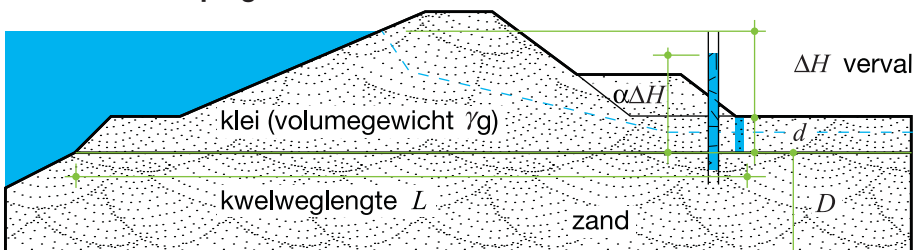
Kader 2.1 Eenvoudig rekenmodel voor opbarsten (zie 2.3.1)

2.3.2 Piping (zandmeevoerende wel en doorbraak door piping)

Voor numerieke evaluatie van het piping mechanisme zijn meerdere rekenregels en modellen in gebruik. In Kader zijn de twee in de Nederlandse praktijk meest toegepaste rekenregels weergegeven.

Kader 2.2 Rekenregels voor Piping (zie 2.3.2)

Rekenmodel Piping:



Bligh (1910) (empirische ontwerpregel) $\Delta H_{crit} = \frac{L}{C_{creep}}$

(C_{creep} ligt tussen 6 en 18, afhankelijk van het type zand)

Sellmeijer (1989) $\Delta H_{crit} = f(L, D, k_{zand}, d_{70}, \dots)$

Falen indien: $\Delta H_{crit} < \Delta H - 0.3d$

De regels geven het kritieke verval over de waterkering, dit is het maximale verval waarbij geen piping optreedt. Dit wordt getoetst aan het optredende verval, dit is het verschil tussen de buitenwaterstand en de waterstand binnendijks, als daar

open water is, of het maaiveld. Het optredende verval mag door de weerstand in het opbarstkanaal (zandsuspensie) gereduceerd worden met 30 % van de lengte van het opbarstkanaal (in het kader is deze lengte gelijk aan de dikte van de deklaag). De regel van Bligh is bedoeld als een eenvoudige, veilige ontwerpregel. Bij de Toetsing volgens het VTV wordt bij gebruik van deze regel daarom geen extra veiligheidsfactor meegenomen. Bij gebruik van de ingewikkelder regel van Sellmeijer wordt bij de Toetsing wel een veiligheidsfactor meegenomen.

De regel van Bligh

De regel van Bligh is een empirische ontwerpregel, gebaseerd op een beschouwing van waargenomen maximale verhangen over op zand gefundeerde gemetselde stuw en stuwtdjes in India. De afgeleide ontwerpwaarden zijn weergegeven in tabel 2.1.

grondsoort	mediane korreldiameter (μm) ¹	C_{creep} (Bligh)	$C_{w, creep}$ (Lane)
uiters fijn zand, silt	< 105		8.5
zeer fijn zand	105 - 150	18	
zeer fijn zand (mica)	18	7	
matig fijn zand (kwarts)	150 - 210	15	7
matig grof zand	210 - 300		6
zeer/uiterst grof zand	300 - 2000	12	5
fijn grind	2000 - 5600	9	4
matig grof grind	5600 - 16000		3.5
zeer grof grind	> 16000	4	3

¹ Indicates conform NEN 5104 (September 1989). Eventueel kan tussen de klassemiddens van de mediane korreldiameters worden geïnterpoleerd.

Tabel 2.1
Ontwerpwaarden Bligh en Lane

De derde kolom in bovenstaande tabel geeft de door Bligh afgeleide parameter C_{creep} weer. De waarde van deze parameter is afhankelijk van de korrelgrootte van het zand in een pipinggevoelige grondlaag; een grotere waarde van C_{creep} betekent minder weerstand tegen interne erosie.

De regel van Sellmeijer

De regel van Sellmeijer is gebaseerd op een theoretisch rekenmodel voor de terugschrijdende erosie. Berekend wordt het verval, waarbij evenwicht is en de korrels in een pipe net niet in beweging komen (kritiek verval). Zolang het werkelijke verval kleiner is dan het kritieke verval, ontstaat een evenwichtssituatie, waarbij de pipe niet meer verder groeit (zie Figuur 2.5.5). Is het verval groter, dan groeit de pipe volledig uit tot een doorgaande pipe en kan de dijk verzakken en doorbreken. De grootte van het kritieke verval is afhankelijk van verschillende parameters:

- geometrieparameters: o.a. kwelweglengte L , dikte van de zandlaag D , dikte van de deklaag d
- grondwaterstromingsparameters: o.a. doorlatendheid k van de watervoerende zandlaag
- micro-morfologieparameters: korrelgrootte d_{70} en soortelijk gewicht het zandkorrelmateriaal Y_p , de sleepkrachtcoëfficiënt η en de rolweerstandshoek ϑ .

De door Sellmeijer afgeleide formule en de complete set parameters is weergegeven in bijlage B. Een belangrijk uitgangspunt in de berekeningen van Sellmeijer was dat de zandlaag homogeen is met een isotrope doorlatendheid (dit uitgangspunt is later losgelaten, zie 'tweelaagssysteem'). De formule is uitgangspunt geweest

voor het vaststellen van het ‘veilige’ rekenrecept voor ontwerpen en toetsen, dat is opgenomen in het Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen (TAW 1999). De formule van Sellmeijer is geïmplementeerd in PC-Ring en gebruikt in de eerste fase van het project VNK. In tegenstelling tot de Toetsing, waarin de kritieke (benodigde) kwelweglengte nooit langer dan 18 keer het optredende verval ($18H$) kan zijn ($L > 18H$ wordt altijd goedgekeurd), kunnen in VNK wel benodigde kwelweglengtes groter dan $18H$ worden berekend.

Sellmeijer ‘tweelaagssysteem’

Bij de schematiseringen in het project VNK deed zich het probleem voor dat watervoerende zandlagen niet homogeen zijn, maar uit stapelingen van sublagen van wisselende samenstelling bestaan. Bijvoorbeeld een toplaag van relatief fijn zand op een pakket van grover zand en/of grindlagen, afhankelijk van de afzettingsgeschiedenis. Dit leidde tot veel te grote berekende bijdragen door het mechanisme piping aan de doorbraakkansen.

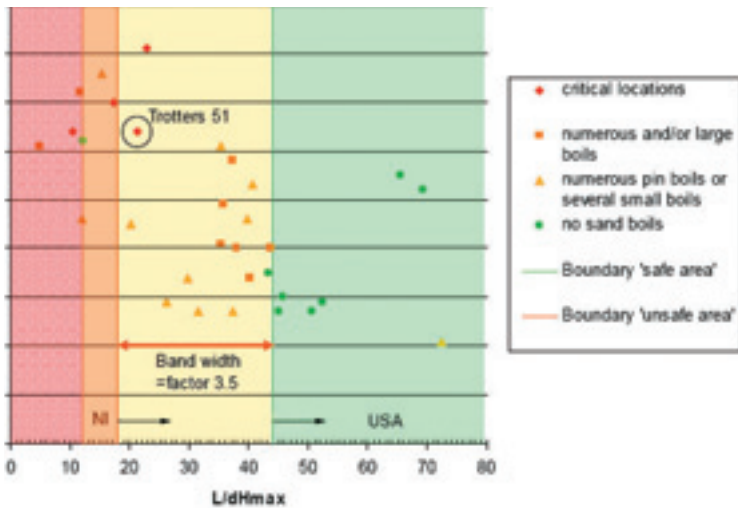
Om dit te verbeteren is ten behoeve van het vervolgproject, VNK2, een rekenmodel ontwikkeld, waarmee de watervoerende zandlaag gemodelleerd kan worden als een systeem van twee sublagen. Dit wordt het tweelaagssysteem van Sellmeijer genoemd.

2.4 Piping in de Verenigde Staten en Hongarije (theorie vs. praktijk)

2.4.1 Conservatieve pipingregels in de Verenigde Staten

In de VS hanteert men de zogenaamde ‘blanket equation’ waar een eis wordt gesteld aan het optredende verval bij het uitreepunt (zie label 3 in Figuur 2.5). De hierbij gehanteerde normen zijn gebaseerd op Mississippi cases tijdens het hoogwater van 1937 (WES, 1956). De hierbij verzamelde cases zijn in Figuur 2.9 omgezet naar in Nederland meer gebruikelijke kentallen en vergeleken met de Nederlandse praktijk (Ammerlaan, 2007). Opvallend is dat bijvoorbeeld de situatie bij ‘Trotters 51’, waar sprake was van een zandmeevoerende wel en terugschrijdende erosie, destijds gestabiliseerd door op te kisten, in de VS als duidelijk onvoldoende veilig wordt beoordeeld, maar voldoet aan de Nederlandse eisen (rode lijn, $L/dH_{max} \geq 18$). Hierbij moet worden opgemerkt dat men in de VS weinig tot geen wellen accepteert, terwijl de welvorming bij de regel van Sellmeijer geen probleem is. In het geval van Trotters 51 was er in 1937 sprake van een zandmeevoerende wel en terugschrijdende erosie over een lengte van tientallen meters (het gat was tot 5 m diep; er verdween zelfs een weg in). Dit proces kon slechts gestopt worden met de aanleg van een tweede dijk om de waterstand op te zetten, kleinere opkistmaatregelen hadden geen effect.

In (Fugro, 2009) is onder andere de case Trotters 51 nader geanalyseerd met de Nederlandse pipingregels conform het TR Zandmeevoerende Wellen. De beperkte beschikbare gegevens laten echter een correcte beoordeling volgens de methode Sellmeijer niet toe. Wel kan worden nagegaan welke equivalente creepfactor (C_{creep} , zie 0) wordt gevonden bij een aantal opgetreden extreme omstandigheden. Bijvoorbeeld het punt ‘Trotters’ in de grafiek, waarbij de situatie als ‘zeer ernstig’ werd beoordeeld, komt overeen met een creepfactor 21. Dit betekent dat de in de Nederlandse Toetsing gebruikte methode Bligh, waarbij voor de meest ongunstige grondsoorten een maximale creepfactor $L/dH = 18$ als voldoende wordt beschouwd. In de VS niet als voldoende veilig wordt beschouwd. Er zijn in de VS problemen (trotters51) en doorbraken opgetreden bij L/dH verhoudingen die in Nederland als veilig worden beschouwd. De Amerikaanse toetsregel eist dan ook een $L/dH > 44$ (Figuur 2.9)

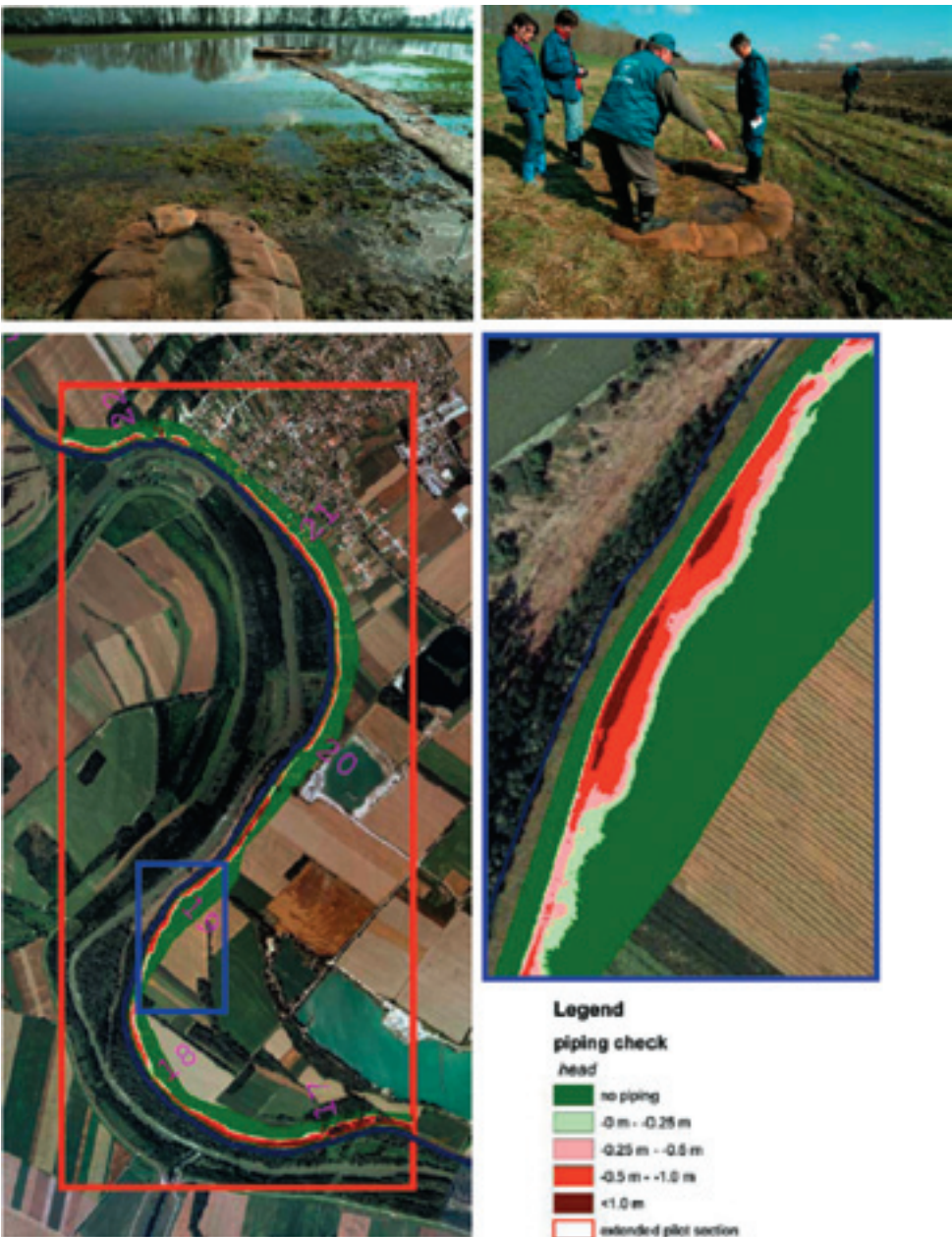


Figuur 2.9

Cases Mississippi rivierdijken vertaald naar Nederlandse piping kentallen (Ammerlaan, 2007)

2.4.2 Omgaan met pipingrisico's in Hongarije

Bij Mosoni Duna langs de Donau in Hongarije is piping een bepalend faalmechanisme, omdat sprake is van een voor piping zeer kritische bodemopbouw (fijne zandlaag bovenop een ca. 300 m dik grindpakket, en het ontbreken van een deklaag). Er is onvoldoende budget om de noodzakelijke dijkversterkingen uit te voeren. De beheerder probeert tijdens hoogwater de problemen te pareren door het tijdig signaleren en opkisten van wellen, en na het hoogwater de meest gevaarlijke secties aan te bermen.



Figuur 2.10
Piping veiligheid Mosoni Duna dijken, FAST4DMAP analyse (hoogwater 2002)

In (Fugro, 2009) zijn twee kritische dijkvakken van de Mosoni Duna nagerekend met zowel Bligh als Sellmeijer voor het in 2002 opgetreden hoogwater. Deze dijkvakken voldoen volgens de Nederlandse normen zelfs bij relatief optimistische uitgangspunten niet. Het optredend verval en beschikbare kwelweglengte komt overeen met een creepfactor $L/dH = 4$ à 8 . Volgens de methode Bligh komt dit overeen met grind. In werkelijkheid is hier echter sprake van een dunne fijne zandlaag op een dik grindpakket. Het is nog onduidelijk hoe dit soort situaties die sterk afwijken van Nederlandse omstandigheden met de methode Bligh of Sellmeijer moeten worden gemodelleerd. In dit geval bleek men in staat om een dijkdoorbraak met noodmaatregelen (opkisten) te voorkomen. Men accepteert daar kennelijk een hoge faalkans en wateroverlast.

2.5 Conclusies praktijk en theorie

Uit het overzicht van opbarsten en piping in theorie en praktijk worden de volgende conclusies getrokken:

- 1 Piping treedt in de praktijk op en veroorzaakt dijkdoorbraken. Zowel historische gevallen in Nederland als recente doorbraken in het buitenland tonen dit aan. Welvorming wordt zelfs met regelmaat geconstateerd. In Nederland zijn grote aantallen bekend uit de jaren 1993 en 1995, maar er zijn ook andere locaties waar regelmatig wordt opgekist om bezwijken van dijken te voorkomen.
- 2 Wetenschappelijke onderzoeken op meerdere plekken hebben onafhankelijk van elkaar aangetoond dat dit fenomeen kan optreden en tot theorieën ter beschrijving van het proces geleid. Deze zijn gebruikt om ontwerp- en toetsregels af te leiden
- 3 De in Nederland gebruikte rekenmodellen zijn soepel te noemen in vergelijking met het buitenland. In bijvoorbeeld de VS worden deels veel strengere eisen aan pipingveiligheid gesteld. Daar zijn de ontwerp of toetsregels bedoeld om water- en zandmeevoerende wellen te voorkomen, in Nederland staan we zandmeevoerende wellen impliciet toe. We proberen wel doorgaande erosiekanalen onder de dijk te voorkomen. Dit is een veel minder conservatief criterium.
- 4 Het feit dat de Nederlandse regels betrekking hebben op kritieke vervallen in plaats van het begin van welvorming betekent ook dat observaties van water- of zandmeevoerende wellen alleen (d.w.z. zonder inzicht in de mate waarin de pijp reeds gegroeid is richting buitenwaterstand) in beperkte mate geschikt zijn voor vergelijking met de theorie.
- 5 Hoewel de praktijkervaringen grotendeels in lijn zijn met de rekenregels, blijken deze ook gezien nagerekende bezwijkgevallen bepaald niet conservatief. Het criterium voor de eenvoudige toets dat een kwelweglengte van 18 keer het optredend verval ($L > 18dH$) altijd voldoende veilig is, lijkt gezien de ervaringen in de USA (zie 2.4) niet terecht. Het Amerikaanse criterium is $L > 44dH$.
- 3 Kans op overstroming door piping
Dit hoofdstuk is voor een groot deel gebaseerd op de resultaten van een studie door het Projectbureau VNK2 over de faalkansberekening piping en opbarsten en de faalkansberekening zoals uitgevoerd in de systeemtoets (VNK, 2009) en de interpretatie hiervan.
In de vraagstelling gaat het om het mechanisme opbarsten en piping. Omdat meerdere mechanismen bijdragen aan de totale faalkans van een dijkkring wordt voor het mechanisme opbarsten & piping een iets strenger criterium als referentiepunt aangehouden, namelijk *1/10 tussennorm*. 1/10 á 1/100 tussennorm wordt als een redelijke faalkansbijdrage voor piping beschouwd om met alle faalmechanismen op de aangehouden tussennorm uit te komen. Vooralsnog hanteren we hier het soepelere criterium van 1/10. Dit is ook in lijn met de huidige systematiek om voor piping een faalkansbijdrage van maximaal 10% toe te staan. Dat betekent bijvoorbeeld dat voor een dijkkring met een normfrequentie van 1/1.250 een kans op opbarsten en piping van 1/12.500 als aanvaardbaar wordt beschouwd.

Kans op overstroming door piping

3.1 Rekenmodel VNK

3.1.1 PC-Ring

In VNK wordt voor het berekenen van faalkansen van dijkeringen gebruik gemaakt van het instrumentarium PC-Ring. De software bevat uitgebreide statistische modellen van belastingen en sterkte van waterkeringen, faalmechanisme modellen en rekentechnieken voor de berekening van faalkansen.

Eerst wordt de faalkans voor opbarsten en piping (zoals voor elk faalmechanisme) berekend voor een dijkvak. Vervolgens worden de kansen van verschillende mechanismen en de dijkvakken gecombineerd tot een overstromingskans van de dijkkring. De procedure hiervoor wordt ook wel 'oprollen' genoemd. Hierbij wordt rekening gehouden met de correlatie van de stochastische variabelen in de ruimte en in de tijd. Voor het mechanisme opbarsten en piping wordt in VNK2 gerekend met de rekenregel van Sellmeijer (0). Dit is iets anders dan bij de toetsing omdat deze rekenregel kan beter recht worden gedaan aan specifieke omstandigheden voor Nederland dan de empirische rekenregel van Bligh (0). De nodige ondergrondgegevens die de invoer vormen van de rekenregel van Sellmeijer worden uit de DINO-database onttrokken en waar relevant met lokale gegevens aangevuld. Naar aanleiding van de hoge faalkansen voor opbarsten en piping in de systeemtoets berekeningen van VNK2 heeft het projectbureau VNK de desbetreffende procedures nog een keer goed tegen het licht gehouden. Diverse commissieleden waren bij deze studie (VNK, 2009) direct betrokken. Er zijn geen onvolkomenheden geconstateerd. Het combineren van dijkvakken leidt ertoe dat de overstromingskans van een dijkkring groter wordt dan de faalkans van de dijkvakken zelf. Ter verduidelijking wordt hier in de volgende paragraaf verder op ingegaan.

3.1.2 Lengte-effect

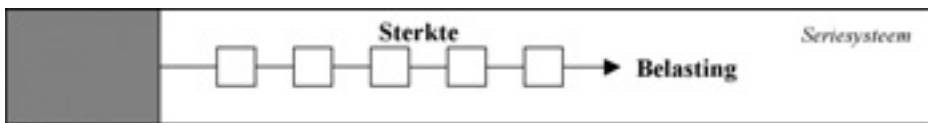
De betrouwbaarheid (faalkans) van een dijkkring wordt bepaald door belasting op de dijkkring en de sterkte hiervan. De belasting op een dijkkring is doorgaans relatief constant (gecorrigeerd in de ruimte) terwijl de sterkte sterk fluctueert.

Hoe langer een waterkering, des te groter de kans dat zich ergens een zwakke plek bevindt. Dit betekent dat een waterkering met een grotere lengte in het algemeen een grotere bezwijkkans heeft dan een gelijksoortige waterkering met een kortere lengte. Het fenomeen dat de bezwijkkans van een waterkering toeneemt naarmate deze langer is, wordt het lengte-effect genoemd. Het lengte-effect is een eigenschap van de natuur en geen artefact van de probabilistische reken-techniek waarmee in VNK2 wordt gewerkt.

Het lengte-effect is niet voor alle faalmechanismen gelijk, ook al is de waterstand bij alle faalmechanismen de aandrijvende kracht. De grootte van de ruimtelijke spreiding van de weerstand tegen het optreden van een faalmechanisme beïnvloedt namelijk ook de omvang van het lengte-effect. Als de ruimtelijke spreiding relatief groot is, dan is ook het lengte-effect relatief groot. De kans is immers groter dat er ergens een zwakke plek is waar de belasting de weerstand van de dijk overschrijdt. Dit klinkt wellicht abstract, maar is bekend uit de praktijk. Dijkwachters die een dijk tijdens hoogwater controleren op overloop hoeven niet ver te lopen om een goed oordeel te kunnen vellen over de kans dat de dijk ergens wordt overstroomd. Immers, als de dijk ergens wordt overstroomd, dan is dat verderop waarschijnlijk ook het geval, en vice versa. De weerstand van de dijk tegen overlopen, de kruinhoogte, kent immers vrij weinig ruimtelijke spreiding. De ruimtelijke spreiding van de weerstand van de dijk tegen het faalmechanisme opbarsten en piping is echter wel groot: de eigenschappen van de ondergrond kunnen elke 100 m anders zijn. Controle van de hele dijkkring is dus nodig om zeker te weten dat er geen wellen of afschuivingen zijn.

Seriesysteem

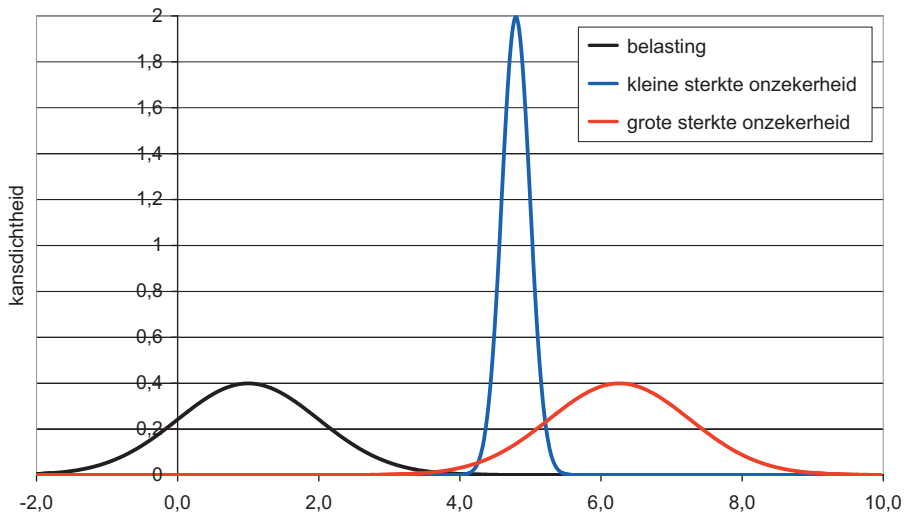
De fluctuatie van de sterkte-eigenschappen resulteert erin dat de dijk modelmatig wordt opgeknipt in een aantal praktisch onafhankelijke elementen (de sterkte van het ene element zegt niks over de sterkte van het andere element). Het aantal onafhankelijke elementen wordt bepaald door de fluctuatieschaal van de sterkteparameter (de afstand waarbinnen nog wel enige correlatie is). De belasting (met name de waterstand) daarentegen is praktisch volledig gecorreleerd. Het samenspel van sterkte en belasting kan worden gezien als een ketting (seriesysteem) waarbij de belasting op elke schakel gelijk is, maar waarvan de sterkte van de schakels verschilt.



Figuur 3.1 Een dijkring is een seriesysteem

Voorbeeld

Ter illustratie van bovenstaande wordt een systeem beschouwd met één kansverdeling voor de belasting (zie figuur 3.2) en een aantal elementen die allen dezelfde sterkteverdeling hebben. Er worden twee situaties beschouwd: één met een grote sterkte onzekerheid en één met een kleine sterkte onzekerheid. De gemiddelde waarden van beide sterktes worden zo gekozen dat de faalkans in beide gevallen gelijk is, zie figuur 3.2. De faalkans is het gebied waar de sterkte kleiner dan de belasting.

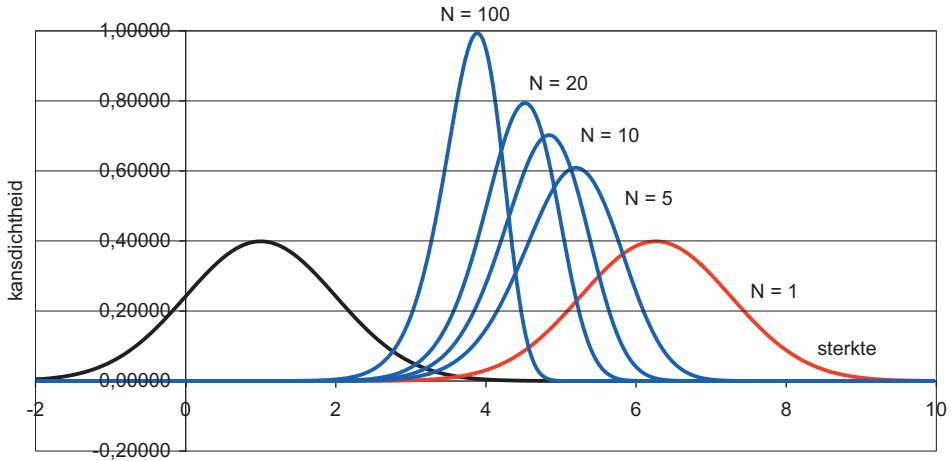


Figuur 3.2

Belasting en Sterkte met kleine en grote onzekerheid (in 'm waterstand' op de x-as), gelijke faalkans

De verdeling van het zwakste element kan vervolgens worden afgeleid, zie bijlage D, waarmee de systeemfaalkans kan worden bepaald. Opvallend hierin is dat hoe groter het aantal elementen is, hoe verder de verdeling van het zwakste element afligt van de verdeling van het individuele element. Dit effect is ook sterker naarmate de onzekerheid in de sterkte groter is.

Verdeling minima bij verschillend aantal elementen N



Figuur 3.3

Toename faalkans als de sterkte uit N elementen in serie bestaat

Reduceerbare onzekerheden?

De ondergrond zelf is niet onzeker, wel onze kennis van deze ondergrond. In theorie zou men de ondergrond en de verschillende sterkte parameters volledig in kunnen meten zodat, onder de aanname van perfecte modellen en parameterbepaling, we precies de sterkte van de dijk op elke locatie weten. We zouden dus precies weten of een dijk wel of niet gaat falen bij een bepaalde waterstand (belasting). Dit heeft echter gemiddeld geen effect op de faalkans aangezien de lengte effect modellen het aantal zwakke plekken gegeven een bepaalde kansdichtheidsfunctie beschrijven. Door een meting wordt de onzekere sterkte vervangen door een zekere zwakke plek op een bepaalde plaats. Het reduceren van de onzekerheid heeft mogelijk wel een effect op de verbeterkosten omdat som der kosten van meten én verbeteren van een beperkt aantal zwakke locaties mogelijk lager uitvallen dan de verbetering van het hele traject.

3.2 Berekeningen VNK

In het onderzoeksproject VNK wordt het overstroomingsrisico bepaald voor alle dijkringen in Nederland. De uitkomsten van de eerste drie dijkringen ('systeemtoets') zijn beschikbaar. Hierin zijn drie dijkringen (10 Mastenbroek, 25 Goeree-Overflakkee en 48 Rijn en IJssel) geanalyseerd. In de door de consortia uitgevoerde faalkansberekeningen zijn door het projectbureau geen onvolkomenheden aangetroffen die het beeld van de veiligheid sterk vertekenen (VNK 2009). Wel zijn de berekende faalkansen soms gevoelig voor de keuzes die worden gemaakt bij de schematisatie. Verschillende keuzes, die op zich niet onjuist zijn, kunnen in sommige gevallen leiden tot andere resultaten.

3.2.1 Resultaten

In dit hoofdstuk worden de uitkomsten van de drie systeemtoetsdijkringen VNK (10, 25 en 48) voor het faalmechanisme 'opbarsten en piping' voor de huidige situatie in beeld gebracht. Deze uitkomsten worden allereerst in perspectief gezet door ook de bijdrage aan de overstroomingskans van de andere mechanismen weer te geven (de overstroomingskans wordt in VNK per mechanisme uitgerekend, waarna de kans wordt bepaald over alle mechanismen). In de systeemtoetsdijkringen is de kans op opbarsten en piping op ringniveau een factor 4 á 6 hoger

dan de hoogste kans op opbarsten en piping op vakniveau. In onderstaande tabel is een overzicht van de faalkansen van de verschillende faalmechanismen getoond voor dijkkring 10.

type kering	mechanisme	overstromingskans van de dijkkring (per jaar)	faalkans van dijkvak met grootste kans (per jaar)
dijken	opbarsten en piping	1/780	1/3.100
dijken	beschadiging bekleding	1/1.100	1/2.100
dijken	overloop en golfoverslag	1/2.800	1/3.800
kunstwerken	niet-sluiten	1/5.600	1/6.800
kunstwerken	piping	1/6.600	1/6.800
kunstwerken	constructief falen	1/9.900	1/10.000
dijken	afschuiven binnentalud	1/15.000	1/26.000
kunstwerken	overloop/overslag	< 1/1.000.000	< 1/1.000.000
	alle mechanismen	1/340	1/1.900

Tabel 3.1

Overstromingskansen dijkkring 10 Mastenbroek (normfrequentie: 1/2000 per jaar)

Voor dijkkring 10 geldt dat het belangrijkste faalmechanisme 'opbarsten en piping' is, het ringeffect is een belangrijke factor ($3100/780 = 3.97$) hierin. Opgemerkt wordt dat de kans van 1/780 voor dijkkring 10 bepaald is met de veronderstelling dat het slootpeil van de kwel sloten op maaiveld niveau ligt (bij een slootpeil op winterpeilniveau is de overstromingskans een factor 10 groter).

type kering	mechanisme	overstromingskans van de dijkkring (per jaar)	faalkans van dijkvak met grootste kans (per jaar)
dijken	opbarsten en piping	1/73	1/390
kunstwerken	piping	1/150	1/150
dijken	beschadiging bekleding	1/480	1/3.000
dijken	overloop en golfoverslag	1/1.100	1/1.400
dijken	afschuiven binnentalud	1/1.100	1/2.900
kunstwerken	constructief falen	1/38.000	1/38.000
kunstwerken	niet-sluiten	< 1/1.000.000	< 1/1.000.000
kunstwerken	overloop/overslag	< 1/1.000.000	< 1/1.000.000
	duinafslag	< 1/1.000.000	< 1/1.000.000
	alle mechanismen	1/42	1/390

Tabel 3.2

Overstromingskansen dijkkring 25 Goeree-Overflakkee (normfrequentie: 1/4000 per jaar)

Ook in dijkkring 25 wordt de overstromingskans bepaald door het faalmechanisme 'opbarsten en piping'. Ook hier speelt het ringeffect ($390/73 = 5.34$), maar de faalkans van de afzonderlijke dijkvakken (en een kunstwerk) is ook relatief groot. De faalkansen van de dijkvakken in dijkkring 25 worden waarschijnlijk sterk beïnvloed door een beperkte beschikbaarheid van de gegevens. Met name de (onzekerheid over de) aanwezigheid van klei in het voorland is een belangrijke parameter. In de berekening is aangenomen dat er geen klei aanwezig is, maar indien dit wel wordt aangenomen dan wordt de bijdrage van 'opbarsten en piping' voor deze vakken een factor 10 kleiner.

type kering	mechanisme	overstromingskans faalkans van dijkvak	
		van de dijkkring (per jaar)	met grootste kans (per jaar)
dijken	opbarsten en piping	1/640	1/3.600
dijken	overloop en golfoverslag	1/1.700	1/2.400
dijken	beschadiging bekleding	1/1.800	1/110.000
kunstwerken	piping	1/10.000	1/12.000
kunstwerken	constructief falen	1/15.000	1/15.000
dijken	afschuiven binnentalud	1/180.000	1/210.000
kunstwerken	niet-sluiten	1/540.000	< 1/1.000.000
kunstwerken	overloop/overslag	< 1/1.000.000	< 1/1.000.000
	alle mechanismen	1/500	1/2.400

Tabel 3.3

Overstromingskansen dijkkring 48 Rijn en IJssel (normfrequentie: 1/1250 per jaar)

Het belangrijkste mechanisme in dijkkring 48 is het mechanisme 'opbarsten en piping'. Opvallend voor dit mechanisme in deze dijkkring is dat de faalkansen per vak relatief klein zijn, maar dat op ringniveau het lengte-effect op de faalkans het grootst is ($3600/640 = 5.62$)

3.2.2 Kans per dijkvak

De kans op opbarsten en piping per dijkvak ligt in het algemeen in de buurt van of duidelijk lager dan de ter vergelijking aangehouden tussennorm, behalve in bekende probleemgebieden (bijvoorbeeld delen van dijkkring 10 die ook grotendeels zijn afgekeurd). Enkele vakken, met name de vakken met de grootste faalkansen zijn uitzonderingen op deze regel. De redenen hiervan zijn of dat er werkelijk een herkende zwakke plek zit, of dat grote onzekerheden (bijvoorbeeld ligging van intree en uit-treepunt en dus kwelweglengte) in belangrijke sterkteparameters aanwezig zijn.

3.2.3 Kans per dijkkring

De kans op opbarsten en piping voor de dijkkring ligt voor de 3 dijkringen door het lengte-effect respectievelijk een factor 3.97, 5.34 en 5.62 hoger dan de kans voor het slechtste vak. De faalkans op ringniveau is in alle gevallen duidelijk hoger is dan de aangehouden tussennorm. De lengte-effect factor is overigens nog redelijk laag doordat een klein aantal slechte vakken de ringkans domineren. Indien alle vakken een vergelijkbare faalkans tonen zou de factor duidelijk hoger uitvallen. Een goed voorbeeld hiervan is het mechanisme 'beschadiging bekleding' die een lengtefactor 6 tot 12 toont. Dit is een belangrijk punt voor het afleiden van nieuwe normen en toets- of ontwerpcriteria. Indien in de toekomst een norm wordt gesteld voor een aanvaardbare overstromingskans van een dijkkring, moeten de afgeleide toets- en ontwerpeisen voor dijkvakken met dit effect rekening houden.

3.2.4 Boven- en ondergrenzen lengte-effect

De aanpak van VNK is parameters waarvoor weinig gegevens beschikbaar zijn conservatief te kiezen. In beginsel is dat een correcte aanpak. Wanneer dit leidt tot dominante of grote faalkansen dienen onzekerheden te worden gereduceerd door nader onderzoek. In lijn met deze aanpak worden veel variabelen als onafhankelijk beschouwd tussen dijkvakken. Door VNK zijn berekeningen uitgevoerd op verzoek van de commissie om te verkennen wat het effect van hogere correlaties zou zijn. Hiervoor zijn door de commissie de hoogst aannemelijke waarden geschat wat leidt tot een realistische ondergrens van het lengte-effect voor de berekende gevallen (zie bijlage E). Tabel 3.4 geeft de faalkansen voor piping en opbarsten van de drie systeemtoets dijkringen weer.

	faalkans met default restcorrelaties	faalkans met bovengrenzen restcorrelaties
dijkkring 10 (Mastenbroek)	1/780	1/1.200
dijkkring 25 (Goeree-Overflakkee)	1/73	1/100
dijkkring 48 (Rijn en IJssel)	1/640	1/850

*Tabel 3.4
Faalkans per dijkkring bij variatie restcorrelaties*

De resultaten tonen zelfs voor zeer hoge waarden van de restcorrelaties van stochasten tussen vakken een lengte-effect in dezelfde orde van grootte als met de default waarden zoals aangehouden in VNK. Het lengte-effect wordt dus door de aannames in VNK niet significant overschat.

Overigens zijn niet alle VNK default waarden conservatief met betrekking tot het lengte-effect. Voor modelfactoren en dergelijke wordt standaard een restcorrelatie van één aangehouden. Echter ook modelonzekerheden zijn niet volledig gecorreleerd. Dat blijkt ook uit proeven op zowel kleine als ook grote schaal. Dat betekent dat de VNK default restcorrelaties tot een lengte-effect leiden dat ergens tussen boven- en ondergrens in ligt.

3.3 Vergelijking resultaten VNK met de Toetsing

Een vergelijking van de resultaten van de VNK2 systeemtoets met de Toetsing kan principieel op twee verschillende manieren gebeuren:

- Door het naast elkaar leggen van de resultaten van de 2^e toetsronde en de in VNK berekende faalkansen kan inzicht worden verkregen in de overeenkomsten en verschillen van twee tamelijk onafhankelijke veiligheidsbeoordelingen van dezelfde situatie. Op plekken waar grote verschillen worden geconstateerd blijft te onderzoeken wat de oorzaak is.
- De basisinformatie en daardoor de schematisering van VNK en de 2^e toetsronde zijn niet altijd gelijk. Uitgaande van de VNK schematisatie kunnen de toetsregels worden toegepast. De zo verkregen (kunstmatige) toetsresultaten kunnen met de in VNK berekende faalkansen worden vergeleken om inzicht in de maat van veiligheid in de toetsregel of procedure te verkrijgen.

Beide manieren zijn toegepast, de resultaten zijn hieronder beschreven. Voor achtergronden en gedetailleerde informatie wordt verwezen naar bijlage C.

3.3.1 Vergelijking VNK – 2^e toetsronde

Door het projectbureau VNK zijn de in de systeemtoets berekende faalkansen voor opbarsten en piping en de uitslagen van de 2^e toetsronde voor dit mechanisme naast elkaar gezet (zie bijlage C). In het algemeen hebben in de Toetsing afgekeurde vakken een hoge faalkans. De basisgegevens die aan de Toetsing ten grondslag hebben gelegen zijn nog niet met de basisgegevens van VNK vergeleken. Daarom zijn de oorzaken voor de verschillen niet bekend. Het analyseren van overeenkomsten en verschillen van Toetsing en VNK analyses wordt, met name voor de uitschieters en vakken met hoge faalkansen, nadrukkelijk aanbevolen.

3.3.2 Vergelijking VNK – Toetsregels op basis van dezelfde uitgangspunten

Door Fugro (zie bijlage C) is voor de vakken met de hoogste faalkans per dijkkring een vergelijking gemaakt tussen de resultaten van VNK en wat voor hetzelfde vak uit een reguliere Toetsing op Veiligheid kan worden verwacht, uitgaande van dezelfde gegevens of schematisatie. In tabel 3.5 zijn de resultaten samengevat. Duidelijk is te zien dat toetsregel volgens Bligh een optimistischer beeld geeft dan die volgens Sellmeijer.

vak uit dijkkring	normfrequentie (per jaar)	VNK faalkans (per jaar)	Sellmeijer VTV-factor*	Bligh 18 VTV-factor*	VTV eindoordeel
10 Mastenbroek	1/2000	1/3100	0,43	0,70	onvoldoende
25 Goeree- Overflakkee	1/4000	1/390	0,51	0,75	onvoldoende
48 Rijn en IJssel	1/1250	1/3600	0,71	1,06	goed

* de met VTV berekende veiligheidsfactor opbarsten en piping

Tabel 3.5

Overzicht resultaten 'opbarsten en piping' VNK en Toetsing voor maatgevend dijkvak

Een dijkvak met een relatief grote kans (ruwweg groter dan 1/10 tussennorm) op piping zou met dezelfde gegevens ook moeten worden afgekeurd als men van de huidige (gedetailleerde) toetsregels gebruik maakt (TR Zandmeevoerende Wellen, Sellmeijer). Dit is in lijn met de conclusies van een studie uitgevoerd door HKV (2006) waarin faalkansen zijn berekend voor kunstmatige dijkvakken en dijkkringen die scherp zijn ontworpen volgens de leidraden. Ook in deze studie vindt men voor net voldoende configuraties lage faalkansen op doorsnede niveau en relatief hoge kansen op ringniveau (lengte-effect).

In de analyses is verder een mogelijke verklaring gevonden voor hoge piping kansen van enkele dijkvakken die zijn goedgekeurd. In VNK wordt de rekenregel van Sellmeijer zonder begrenzing voor alle dijkvakken toegepast zoals ze is opgenomen in het TR Zandmeevoerende wellen. In de Toetsing worden, conform de regel van Bligh, dijken met een kwelweglengte groter dan 18 keer het optredende verval (H) direct goedgekeurd (zie dijkkring 48 in bovenstaande tabel) en een verdere toetsing met Sellmeijer vindt niet plaats. De toetsprocedure (eenvoudig – gedetailleerd – geavanceerd) berust op de veronderstelling dat de methode van Bligh steeds tot conservatievere uitkomsten (grotere benodigde kwelweglengtes) leidt dan de methode van Sellmeijer. Echter, dit blijkt niet altijd het geval te zijn. Dit inzicht komt niet alleen voort uit de uitgevoerde analyses maar ook uit de praktijk; denk aan de bezwijkgevallen in de VS met duidelijk grotere kwelweglengtes van 18H. De geschiktheid van dit criterium moet in het licht van de actuele inzichten kritisch worden bekeken, deze actie is volgens de commissie urgent.

Er wordt nogmaals benadrukt dat het officiële toetsoordeel van bovenstaande resultaten door verschillen in basisgegevens kan afwijken (zie 3.3.1 en bijlage C).

3.4 Conclusies kans op overstrooming

De conclusies omtrent de kwantitatieve beoordeling van het mechanisme opbarsten en piping op basis van zowel de systeemtoets en interne studie VNK als ook aanvullende analyses door de commissie zijn:

- 1 De door VNK gebruikte rekentechnieken zijn correct in het instrumentarium (PC-Ring) geïmplementeerd. In het verleden opgekomen vragen over mogelijke problemen zijn nader onderzocht (VNK 2009) en er zijn geen onvolkomenheden geconstateerd. Het door VNK toegepaste instrumentarium is geschikt voor het berekenen van faalkansen voor dijkeringen en onderdelen.
- 2 Het lengte-effect is een eigenschap van de natuur. Veel sterkte-eigenschappen van waterkeringen die belangrijk zijn voor al dan niet falen fluctueren sterk in de ruimte. Voor faalmechanismen waar de sterkte een dominante invloed heeft op de faalkans, treedt het zogenaamde lengte-effect op. Naast opbarsten en piping speelt dit ook een rol bij instabiliteit van het binnentalud, falen van de bekleding of andere mechanismen. Voor alle mechanismen waar de onzekerheid van de sterkte relatief groot is betekent dat, dat de faalkans van een dijkkring zonder meer een factor 5 tot 10 hoger kan zijn dan de faalkans van de dijkvakken. Het lengte-effect is in de praktijk niet door metingen te verkleinen.
- 3 Naast een correct rekeninstrumentarium is de invoer van de berekeningen cruciaal voor de kwaliteit van de resultaten. Het genereren van de invoer betekent dat de werkelijkheid op basis van de beschikbare informatie geschematiseerd moet worden. Voor de systeemtoets van VNK2 ligt deze taak deels bij het projectbureau VNK, bijvoorbeeld als het gaat om vaststellen van aanneembare waarden voor parameters, en deels bij de consortia die vooral lokale gegevens inwinnen en voor gebruik in PC-Ring voorbereiden. Ook in de schematisering van de drie systeemtoets dijkeringen zijn geen grote onvolkomenheden geconstateerd. Uiteraard zijn in zo'n proces altijd verfijningen en verbeterlagen mogelijk, het beeld van de veiligheid zal daardoor niet substantieel veranderen.
- 4 Uit voorgaande punten valt verder te concluderen dat de analyses uitgevoerd door VNK2 in de systeemtoets van de dijkeringen 10, 25 en 48 een waardevol beeld van de veiligheid tegen overstromen geven. De inzichten zijn te gebruiken bij het overwegen van maatregelen en in de discussies over zowel toekomstige normen voor waterveiligheid als ook toetsing en ontwerp van waterkeringen.
- 5 De faalkansen voor opbarsten en piping gevonden in de systeemtoets van VNK2 zijn relatief hoog t.o.v. de verwachtingen op basis van de normfrequenties van de geanalyseerde dijkeringen of op basis van 1/10 tussennorm. Hierbij moet men er wel rekening mee houden dat in deze dijkeringen ook een aantal bekende kritieke locaties aanwezig is. Bijvoorbeeld zijn grote stukken van dijkkring 10 ook in de tweede toetsronde afgekeurd.
- 6 De dijkvakken met de hoogste faalkansen per dijkkring uit de systeemtoets VNK zouden (op basis van dezelfde gegevens) ook worden afgekeurd met de huidige (gedetailleerde) toetsregels volgens Sellmeijer. De verwachting op basis van de analyses (3.3.1 en bijlage C) en eerdere studies (HKV 2006) is dat (net) goedgekeurde vakken doorgaans een faalkans hebben die lager is dan de aangehouden 1/10 tussennorm.
- 7 Bij de analyses genoemd onder het vorige punt viel op dat Sellmeijer, althans voor de bekeken extreme voorbeelden, ongunstigere resultaten opleverde dan Bligh, dat wil zeggen langere benodigde kwelweglengtes. In het huidige toetsconcept (eenvoudig – gedetailleerd – geavanceerd) wordt echter ervan uitgegaan dat de regel van Bligh in het extreme geval 18H (zie 3.3.2) altijd een conservatieve benadering is. Dit blijkt niet altijd het geval te zijn. Dit inzicht komt niet alleen voort uit de uitgevoerde analyses maar ook uit de praktijk; denk aan de bezwijkgevallen in de VS bij duidelijk grotere kwelweglengtes dan 18H. Dat betekent dat in sommige gevallen het pipingrisico ernstig onderschat kan

worden. De geschiktheid van dit criterium moet in het licht van de actuele inzichten worden onderzocht (met urgentie!).

- 8 In VNK (2009) zijn de uitslagen van de 2^e Toetsronde met de faalkansen uit de systeemtoets vergeleken. Indien dat nog niet gebeurd is, wordt met nadruk aanbevolen ook de uitgangspunten van beide te vergelijken en af te stemmen.
- 9 Het algemene beeld is dat de faalkansen voor opbarsten en piping op vakniveau kleiner zijn dan de aangehouden 1/10 tussennorm, behalve de locaties die ook in een toetsing met het Sellmeijer model zouden worden afgekeurd. Echter op ringniveau leidt het lengte-effect er toe dat de faalkansen ruimschoots groter zijn dan de tussennorm. Dat betekent dat het lengte-effect onvoldoende afgedekt is in de huidige ontwerp- en toetsregels voor piping. De belangrijkste consequenties hiervan zijn:
 - a) Toekomstige toetsinstrumentaria moeten zo worden ingericht dat goedkeuring op vak- of doorsnedenniveau ook tot voldoende betrouwbaarheid voor de hele dijkkring leidt. Voor het concreet onderzochte voorbeeld van opbarsten en piping betekent dit dat met het lengte-effect rekening moet worden gehouden bij het afleiden van de ontwerp- en toetseisen.
 - b) Een deel van de dijken die nu zijn goedgekeurd met de vigerende toetscriteria zijn toch onvoldoende veilig, indien men de faalkans vergelijkt met de tussennorm. Men moet overwegen of maatregelen nodig zijn om deze situatie terug te brengen naar een aanvaardbaar niveau.
- 10 Het instrumentarium van VNK en toekomstige toetsing moeten op elkaar zijn afgestemd. Beiden moeten op dezelfde principes berusten en in die zin consistent zijn. Na een besluit over een aanvaardbaar veiligheidsniveau kunnen eisen voor de Toetsing met het VNK instrumentarium worden afgeleid of gekalibreerd.

Mogelijke oplossingen en kostenschattingen

4.1 Handhaven huidig beleid en huidige regels

De commissie ziet drie mogelijke oplossingen: handhaven huidig beleid, repressieve maatregelen en preventieve maatregelen. In dit hoofdstuk worden deze nader uitgewerkt.

4.1.1 Beschrijving

Een optie voor de besluitvorming gegeven de onzekerheden is principieel 'niets doen', dat wil zeggen afwachten en kennis vergaren om het probleem beter in beeld te brengen en de onzekerheid te verkleinen. In dit geval zou dat betekenen dat men het huidige beleid, de huidige normen en de bijbehorende toetsregels blijft handhaven en tegelijkertijd (a) wetenschappelijk onderzoek naar het onderzoek piping uitvoert om de modelonzekerheid te verkleinen en (b) gedetailleerd grondonderzoek doet om de ondergrond beter in kaart te brengen en daardoor de onzekerheden in de grondeigenschappen weg te nemen waar het mechanisme opbarsten en piping gevoelig voor is. Deze optie is zinvol als de verwachting is dat door verkleinen van de onzekerheden het beeld van de veiligheid gunstiger uit zal vallen. Als dat geen werkelijkheid wordt, betekent deze keuze vooral tijdverlies in het op orde brengen van de waterveiligheid. En gedurende die tijdsperiode loopt men een verhoogd risico.

4.1.2 Implicaties en verwachtingen

Gezien alle inzichten tot op heden heeft deze beslisoptie onderstaande implicaties en worden de volgende kanttekeningen hierbij gemaakt:

- Het overzicht van praktijkervaringen met en onderzoek naar het mechanisme opbarsten en piping in hoofdstuk 2 laat zien dat de in Nederland gebruikte rekenregels, met name de in VNK toegepaste theorie van Sellmeijer, niet zeer conservatief zijn. Dat betekent dat van lopend en toekomstig onderzoek niet verwacht mag worden dat nieuwe rekenregels een gunstiger beeld van de pipingveiligheid zullen schetsen. De eerste voorlopige resultaten van het lopende onderzoeksprogramma SBW Piping bevestigen dit.
- Bij afwachten groeien ervaring en kennis over piping op meerdere manieren. In hoogwatersituaties worden pipinggevoelige locaties bekend door het optreden van wellen. Ook het feit dat bepaalde belastingen of waterstanden worden overleefd zegt iets over de betrouwbaarheid van een waterkering. Deze ervaring groeit echter zeer langzaam en zegt vaak weinig over nog grotere belastingen dan daadwerkelijk geobserveerd. Bij bijvoorbeeld hogere waterstanden dan in 1993 en 1995 zouden wellen op volledig nieuwe plekken kunnen worden geconstateerd, waar de deklaag welvorming in het verleden nog net tegen hield. Kortom, de reductie van onzekerheden door dit type ervaring zal niet substantieel zijn en kan heel langzaam gaan, behalve in het geval van een evenaring of overschrijding van het MHW zonder dijkdoorbraak. Daan is de sterkte uiteraard bewezen.
- Ook volledig inmeten van de ondergrond, wat overigens zeer kostbaar is en veel tijd vergt, zal het probleem van het lengte-effect niet volledig oplossen. Het vervangt het onzekere lengte effect door een overzicht waar de zwakke plekken precies zitten. Het neemt de zwakke plekken niet weg. Het voordeel van meten is echter beter te zien als onderdeel van preventieve maatregelen (zie 4.3). Op enkele locaties kunnen de versterkingen door grondonderzoek worden voorkomen of beter worden ontworpen.
- Zoals geconcludeerd in hst. 3, zijn in de rekenmethodiek en in de berekeningen van VNK geen substantiële onvolkomenheden geconstateerd. Dat betekent dat de faalkansen van de systeemtoets dijkkringen een grotere overstromingskans hebben dan volgens de door de commissie aangehouden tussennorm aanvaardbaar is. Hetzelfde geldt waarschijnlijk ook voor anderen dijkkringen

omdat ook is aangetoond dat het lengte-effect onvoldoende in de huidige ontwerp- en toetsregels op dijkvakniveau verwerkt is. Dat impliceert dat de meeste gebieden waar piping een dominant mechanisme is een factor 5 tot 10 hoger overstromingsrisico kunnen hebben dan aanvaardbaar. Indien men kiest voor afwachten en blijven handhaven van het huidige beleid aanvaardt men dus het verhoogde risico. Voor een kwantitatieve uitwerking wordt verwezen naar 4.1.3.

4.1.3 Verhoogd Risico

In het geval er wordt gekozen om het huidige beleid en de huidige regels te handhaven, ontstaat er een verhoogd risico doordat piping niet aan de aanvaardbare overstromingskans voldoet. In Bijlage E wordt beschreven hoe groot dit verhoogde risico is. Het risico wordt gedefinieerd als kans maal gevolg. Als aanvaardbare overstromingskans per dijkkring wordt de zogenaamde tussennorm gekozen (overstromingskans wordt gelijk gesteld aan huidige wettelijke overschrijdingsfrequentie). Uitgaande van de verwachte gevolgen van overstroming per dijkkring (zie Klijn et al., 2007) kan het jaarlijkse risico worden bepaald in geval er geen piping probleem zou zijn (en dus overal de middennorm wordt gehaald). Het risico zonder piping wordt geschat op € 88 miljoen/jaar. De Netto Contante Waarde (NCW) van dit risico is € 3,5 miljard. De NCW van het risico zonder reductie van de kans op piping is € 5,7 miljard. De risicoreductie door piping maatregelen is dus in de orde van € 2.2 miljard. Naast het economische risico op basis van directe gevolgen is rekening te houden met slachtofferisico, indirecte gevolgen en imago-schade. De kosten van de uitvoering van de piping maatregelen zullen in par. 4.3 worden bepaald.

4.2 Repressieve maatregelen

4.2.1 Beheersmaatregelen als onderdeel van het beveiligingssysteem

Beheersmaatregelen tijdens noodsituaties zijn van invloed op de sterkte van de waterkering. Voorbeelden van dergelijke maatregelen zijn het opkisten van wellen of het verhogen van de waterpeil binnendijks (zie voorbeeld Hongarije, p. 16) Om de effecten van dit menselijk handelen mee te kunnen nemen als onderdeel van het systeem dat veiligheid tegen overstromen waarborgt (en dus bij het beoordelen van de overstromingskans) dient tenminste aan de volgende eisen te worden voldaan.

- Procedures voor menselijk ingrijpen dienen met een bepaalde minimale betrouwbaarheid te zijn vastgesteld. De procedures dienen te worden nageleefd en geoefend.
- De betrouwbaarheid van de aan te brengen constructies, bijvoorbeeld de kist rondom de wel, dient op dezelfde wijze te zijn aangetoond als voor de andere onderdelen van de waterkering.

De kans op menselijke fouten bij handelingen die niet tot in de puntjes zijn voorbereid is groot. Ook bij goed voorbereide handelingen als het sluiten van een keersluis is de kans op niet-sluiten vrij groot (orde 0,1% á 1% per handeling). Alle onderdelen van de dijk zijn met behulp van rekenmodellen zorgvuldig gedimensioneerd. Indien men werkelijk op noodmaatregelen wil vertrouwen moeten die ook formeel worden ontworpen.

4.2.2 Praktijkervaringen en menselijk ingrijpen

De praktijk, met name in dijkkringgebied 43 is dat op verschillende locaties langs de dijken bij hoogwatersituaties wellen ontstaan. Voor een deel voeren die ook inderdaad zand mee, hetgeen wijst op relatief hoge faalkansen. Deze zandmeevoerende wellen worden 'opgekist'.



*Figuur 4.1
Opgekiste zandmeevoerende wel*

Uit analyses van de VNK-projectgroep in 2004 bleek dat (succesvol) opkisten de overstromings-kansbijdrage terugbrengt. Een kist met de gebruikelijke hoogte van 0,5 m brengt de kans terug met een factor 1/2. Indien de kisthoogte wordt vergroot tot 1 m kan een reductiefactor 1/10 worden bereikt. Voorwaarde is, uiteraard, dat zandmeevoerende wellen vroegtijdig ontdekt worden. De gebruikelijke visuele inspectie heeft echter een beperkte betrouwbaarheid. Wellen in kruipruimtes onder woningen of gebouwen kunnen gemakkelijk onopgemerkt blijven. Over de betrouwbaarheid van de kist zelf is weinig bekend, een analyse is nooit gemaakt. De ervaring leert dat kisten tot 50 à 60 cm boven het maaiveld redelijk betrouwbaar zijn. Wel kunnen in de buurt van zo'n opkisting nieuwe wellen ontstaan. Vooralsnog zijn wij van oordeel dat de huidige praktijk deels het verschil verklaart tussen de berekende kans op piping en het intuïtieve veilige gevoel, maar dat de huidige methode van opkisten geen substantiële bijdrage aan de veiligheid levert.

De noodmaatregel 'opkisten' zou aangemerkt kunnen worden als een structureel onderdeel van het beveiligingssysteem tegen dijkdoorbraak, mits men rekening houdt met de kans dat een gevaarlijke wel door de beheerder wordt gemist en met de kans dat de kist rond een ontdekte wel het begeeft (denk aan de kans op niet sluiten bij kunstwerken). Bij maatgevende omstandigheden die we nog nooit meegemaakt hebben kan de problematiek immers dermate veel ernstiger worden dan bij de reeds ervaren omstandigheden, dat opkisten niet afdoende is. Bij een inspectiesysteem met een beperkte betrouwbaarheid (faalkans 1/10) en een ambachtelijk opgebouwde kist (faalkans 1/10) en een kist van 0.5 m hoog (reductie 1/2) blijft de totale reductie van de kans op falen door piping beperkt tot de factor 1/2. Een rigoreuze verbetering van inspectieprocedures, richtlijnen voor het aanbrengen en opbouwen van kistingen, beschikbaarheid van (ter zake kundige) mankracht en materieel en een aanmerkelijke verhoging van de kisten zou wellicht kunnen leiden tot een verbetering van de effectiviteit van deze maatregel. Als de faalkans van het inspectiesysteem en de faalkans van de kist elk terug kunnen worden gebracht tot 1/100 en de reductiefactor door het toepassen van hogere kisten ook tot 100 vergroot kan worden, is een reductie van de faalkans met ongeveer 3/100 mogelijk. Voordat wij hierop kunnen vertrouwen is gedegen studie noodzakelijk.

4.2.3 Conclusie

De commissie sluit hiermee aan bij het advies uitgebracht in Vrijling et al. (2004). In het licht van de huidige inzichten in de mogelijkheden en beperkingen van repressieve maatregelen wordt deze optie afgeraden. De commissie is van mening dat het volstaan met repressieve maatregelen geen realistische optie is voor de korte en middellange termijn. Gezien de beperkte beschikbare tijd heeft de commissie er geen kostenschatting voor gemaakt.

4.3 Preventieve maatregelen

Hieronder wordt een beknopt overzicht van de principiële mogelijke maatregelen ter voorkoming van opbarsten en piping gegeven. Voor details wordt verwezen naar het Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen (TAW 1999). Vervolgens worden de keuzes voor de kostenschatting toegelicht en de resultaten voor de kostenschatting op landelijk niveau weergegeven.

4.3.1 Types maatregelen

Er zijn principiële verschillende maatregelen mogelijk. De verschillen worden voornamelijk veroorzaakt doordat op verschillende aspecten van het faalmechanisme wordt ingegrepen. De diverse principe mogelijkheden zijn:

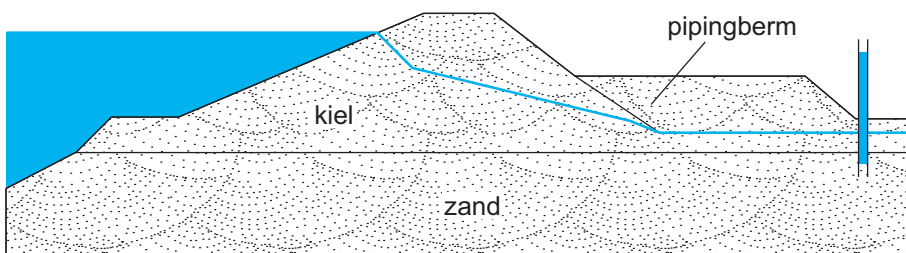
- Verlengen van de kwelweg, horizontaal of verticaal;
- Voorkomen van het opbarsten van de kleilaag binnen de kritieke kwelweglengte;
- Verkleinen van het verval;
- Voorkomen van het uitspoelen van zand.

In de navolgende paragrafen wordt achtereenvolgens op deze mogelijkheden ingegaan. In alle gevallen en voor kostenoverwegingen moet na worden gegaan of er relaties zijn met (maatregelen in verband met) andere faalmechanismen. Verlengen van de horizontale kwelweglengte buitendijks (voorlandverbetering) Verlengen van de horizontale kwelweglengte buitendijks houdt in dat het intreepunt verder van de dijk wordt afgelegd. Dit kan worden gerealiseerd door een kleilaag aan te brengen. In vrijwel alle gevallen wordt de kleilaag ingegraven, noodzakelijk is dit echter niet. Aan de kleilaag worden de volgende eisen gesteld:

- Voldoende waterdicht;
- Beschermd tegen aantasting.

Verlengen van de horizontale kwelweglengte binnendijks (pipingberm)

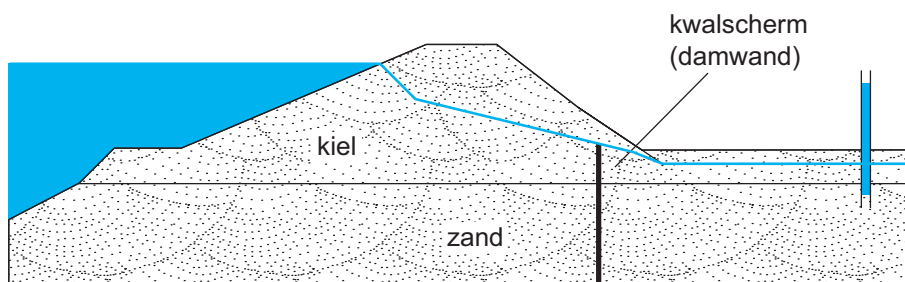
Door te voorkomen dat de binnendijkse kleilaag opbarst binnen de kritieke kwelweglengte, wordt tevens voorkomen dat piping optreedt. Dit wordt bereikt door het aanleggen van een pipingberm. Bebouwing op een pipingberm is in principe toelaatbaar. Wel moet worden voorkomen dat de kleilaag wordt geperforeerd, bijvoorbeeld door nutsvoorzieningen of funderingspalen. Ook in situaties zonder afdekkende klei/veenlaag binnendijks kunnen pipingbermen worden toegepast.



Figuur 4.2 Pipingberm

Verlengen van de verticale kwelweg (o.a. kwelschermen)

Bij het verlengen van de verticale kwelweg wordt onderscheid gemaakt tussen verlenging nabij de uitstroomopening enerzijds en verlenging onder de dijk of buitendijks anderzijds. Verlenging van de verticale kwelweg bij de uitstroom door middel van het aanbrengen van een kwelscherm, is het meest effectief.



Figuur 4.3 Kwalscherm bij dijken

Verkleinen van het verval (beïnvloeding waterstanden)

Een reductie van het verval over de waterkering wordt verkregen door een verlaging van de buitenwaterstand of een verhoging van de waterstand binnendijs. Verlaging van de buitenwaterstand is bij kleinere watergangen of bij getrapte keringen in sommige gevallen mogelijk. Meestal is de buitenwaterstand echter niet direct te beïnvloeden behalve door grootschalige maatregelen zoals het programma 'Ruimte voor de rivier'. Hier wordt verder niet op ingegaan. Verhoging van de waterstand binnendijs kan worden gerealiseerd door; Verhoging van het binnendijkse maaiveld of verhoging van de waterstand in binnendijkse watergangen of door het opzetten van het waterpeil op het maaiveld. Verhoging van de binnendijkse waterstand is in de praktijk vaak alleen mogelijk als beheersmaatregel, door bijvoorbeeld gecontroleerd inunderen van het binnendijkse gebied direct achter de kering. Hiervoor gelden, afgezien van de mogelijke wateroverlast, dezelfde conclusies als voor opkisten en andere beheersmaatregelen (zie 4.2).

Uitspoelen van zand voorkomen of drukverlaging

Piping kan worden voorkomen door te voorkomen dat zand uitspoelt. Dit kan worden bereikt door een filter aan te brengen bij het uittreepunt. Het filter kan bestaan uit een granulaire filter, opgebouwd volgens de filterregels of uit een verzwaard filterdoek, of in de vorm van ontspanningsbronnen ('relief wells'). Voor een goede werking van deze methodes zijn de volgende aspecten van groot belang:

- Het filter dient zanddicht te zijn;
- Voor sommige constructies moet het uittreepunt bekend zijn;
- Het filter moet meer waterdoorlatend zijn dan de ondergrond;
- Ontspanningsconstructies moeten de druk in afdoende mate verlagen.

Dergelijke filteroplossingen worden in de Nederlandse praktijk nauwelijks toegepast omdat het voor de waterkering beheerder moeilijk is om de betrouwbare werking van de filters op lange termijn via onderhoud te waarborgen.

4.3.2 Kostenschatting

Voor het oplossen van het piping probleem door middel van preventieve maatregelen zijn door de commissie kentallen geproduceerd voor de systeemtoets dijkeringen van VNK2 welke op landelijke schaal zijn geprojecteerd om een indruk van de orde van grootte van de kosten te krijgen. Hieronder wordt een samenvatting gegeven van de gebruikte methode en de uitkomsten, voor details zie bijlage F.

Aannames, kentallen en projectie op landelijke schaal

In de kostenschatting wordt onderscheid gemaakt tussen dijkstrekkingen met en zonder bebouwing langs de dijk (BB, OB) en tussen dijken met een groot veiligheidsprobleem zelfs rekening houdend met de huidige eisen op vakniveau (2) en dijken met 'alleen' een veiligheidsprobleem op dijkkringniveau (1). Alle kosten zijn geschat op basis van standaardoplossingen in de veronderstelling dat afwijkende

uitvoering wel mogelijk maar voor de kosten niet zo relevant is.

Voor situaties met bebouwing (BB) zijn kosten gebaseerd op het inbrengen van kwelschermen in de vorm van damwanden (zie Figuur 4.3). In onbebouwde situaties met voldoende ruimte (OB) wordt uitgegaan van het aanbrengen van pipingbermen aan de binnenzijde van de dijk (zie Figuur 4.2) inclusief aankopen van de hiervoor benodigde grond. De verschillen tussen de onderscheiden maten van veiligheid (BB1 vs. BB2, OB1 vs. OB2) komen in de zwaarte van uitvoering tot uitdrukking, de principeoplossingen blijven dezelfde. Per variant zijn kentallen berekend per strekkende meter dijk.

variant	bebouwd	onbebouwd
(1) Probleem 'alleen' lengte-effect (factor 1/10 beter)	1.150 €/m	550 €/m
(2) Probleem ook op vakniveau (factor 1/100 beter)	2.000 €/m	1.300 €/m

*Tabel 4.1
Kentallen preventieve maatregelen per variant*

Op basis van de per variant bepaalde kentallen en de schatting voor de te verbeteren dijken is de schatting op landelijk niveau weergegeven in tabel 4.2.

variant	lengte dijk (km)	kentallen (m€/km)	kosten PVC's (m€)
bebouwd, factor 10 (BB1)	370	1.150	430
bebouwd, factor 100 (BB2)	290	2.000	580
onbebouwd, factor 10 (OB1)	240	550	130
onbebouwd, factor 100 (OB2)	200	1.300	260
totaal	1.100		1.400

*Tabel 4.2
Samenvatting kostenschatting preventieve maatregelen op landelijk niveau*

Dat betekent dat uiteindelijk totaal ca. 1.100 km (31%) van de primaire waterkeringen voor meer of minder zware verbeteringen in aanmerking komen. De totale kosten van deze maatregelen worden becijferd op € 1,4 miljard. Een deel van deze kosten zal al door het HWBP afgedekt worden omdat de te verbeteren dijken deels ook in de tweede toetsronde afgekeurd zijn. Verder is op te merken dat de kosten lager zullen zijn als maatregelen in vorm van een 'extra' in het HWBP worden uitgevoerd of hoger als zij als aparte versterkingsprojecten moeten worden uitgevoerd. Dit is een gemiddelde schatting die gegeven de ruwe analyse een aantal aspecten buiten beschouwing laat.

Uitvoerbaarheid en aandachtspunten

Het lijkt in het algemeen niet noodzakelijk dat voor preventieve piping maatregelen aan het buitenmaaveld, het buitentalud, de kruin of het binnentalud hoeft te worden gewerkt. De werkzaamheden zullen zich in de meeste gevallen beperken tot de binnenberm of een kwelscherm aan de binnenkant.

In geval van bebouwd gebied (kwelscherm) behoeft geen grond te worden aangekocht. In onbebouwd gebied (berm) dient grond te worden aangekocht om twee redenen:

- 1 De verlengde berm behoort tot de waterkering en het is regulier beleid dat de beheerder eigenaar is van de waterkering.
- 2 De aannemer kan ongestoord zijn werk uitvoeren als over het eigendom van de grond wordt beschikt.

Het geheel overziende heeft dit werk meer het karakter van een flinke onder-

houdsmaatregel (1100 km dijkverbetering) dan van een dijkversterking. Een MER-rapportage lijkt daarom niet noodzakelijk. Volstaan zou kunnen worden met een eenvoudige (inspraak)procedure. Een vermindering van de kwaliteit van de waterkering gedurende de uitvoering is niet waarschijnlijk.

Resultaten

Om de pipingkansen op een aanvaardbaar niveau terug te dringen zijn dijkversterking maatregelen over een lengte van ca. 1.100 km (ca. 1/3 van het totale stelsel aan primaire waterkeringen) nodig. In bebouwd gebied (opstallen) is met kwelschermen, in onbebouwd gebied met verlengde binnenbermen in grond gerekend. De totale kosten worden geschat op € 1,4 miljard (tabel 4.2). Voor een nauwkeuriger beeld van de omvang van de voorzieningen en de kosten hiervan, zouden alle 53 dijkringen beter moeten worden geanalyseerd. De maatregelen hebben meestal ook gunstige effecten op andere mechanismen zoals macrostabiliteit.

4.4 Conclusies en aanbevelingen met betrekking tot mogelijke oplossingen

Uit bovenstaande beschouwingen worden de volgende conclusies met betrekking tot mogelijke oplossingen getrokken.

- 1 Op hoofdlijnen zijn er drie mogelijkheden om het geconstateerde tekort aan veiligheid op te lossen;
 - a) Handhaven van de huidige regels, afwachten, meer onderzoek doen en aanvaarden van een verhoogd risico t.o.v. de (tussen)norm; (optie 1)
 - b) Ontwerpen en voorbereiden van repressieve maatregelen; (optie 2)
 - c) Ontwerpen en uitvoeren van preventieve maatregelen. (optie 3)
- 2 *Optie 1* houdt in dat men de huidige toets- en ontwerpregels blijft handhaven en wacht op voortschrijdend inzicht. Deze optie brengt aanvaarding van een verhoogd risico ten opzichte van de (tussen)norm met zich mee. Het is volgens de commissie niet te verwachten dat op middellange termijn (10 jaar) nieuwe onderzoeken tot het beeld zullen leiden dat de situatie substantieel veiliger is dan de huidige analyses laten zien. Het verhoogde risico bedraagt ongeveer twee miljard euro. Als de normen in de toekomst strenger worden, neemt dit bedrag toe.. Naast de het economische risico moeten echter ook andere elementen in de afweging worden betrokken zoals verhoogde slachtoffer-risico's en andere directe en indirecte gevolgen van de overstromingen.
- 3 Repressieve maatregelen (*optie 2*) (of beheersmaatregelen) zijn nooit beproefd onder maatgevende omstandigheden. Hun betrouwbaarheid is daarom onvoldoende aangetoond. Ze zijn niet formeel ontworpen, noch zijn de nodige procedures vastgelegd. Daarom moet men rekening houden met de kans op menselijk falen tijdens de uitvoering ervan. De commissie is van mening dat repressieve maatregelen geen realistische optie zijn voor de korte en middellange termijn. Een oplossing op basis van repressieve maatregelen wordt daarom niet aanbevolen. Er is geen kostenschatting gemaakt.
- 4 Preventieve maatregelen (*optie 3*) als pipingbermen en kwelschermen zijn beproefd en kunnen formeel worden ontworpen en uitgevoerd. De veiligheid kan zonder meer door preventieve maatregelen op het gewenste niveau worden gebracht. Om de piping kansen op een aanvaardbaar niveau terug te dringen zijn dijkversterking maatregelen over een lengte van ca. 1100 km (ca. 1/3 van het totale stelsel aan primaire waterkeringen) nodig. In bebouwd gebied (opstallen) is met kwelschermen, in onbebouwd gebied met verlengde binnenbermen in grond gerekend. De totale kosten worden geschat op € 1,4 miljard.

Nader (grond)onderzoek ter verificatie van zwakke plekken en voltooiing van VNK analyses van den andere dijkeringen kunnen dit bedrag preciseren.

Naast het gegeven dat de norm moet worden gehaald, nu en in de toekomst, is de investering in pipingmaatregelen ook economisch rendabel omdat de directe risicoreductie ongeveer net zoveel oplevert als de investering in de maatregelen kost. Voor de directe vergelijking van de twee getallen gaat de commissie ervan uit dat veiligheidstekort door andere faalmechanismen of kunstwerken elders wordt opgelost, een groot deel van de problematische plekken zit bijvoorbeeld nu al in het HWBP.

In combinatie met slachtofferrisico, indirecte gevolgen en imagoschade is er een zeer goede kosten-baten basis voor de investering in piping reducerende maatregelen. Daarom wordt door de commissie het oplossen van het veiligheidstekort door opbarsten en piping door middel van preventieve maatregelen (optie 3) aanbevolen. Als de geconstateerde tekortkomingen snel worden opgelost, kunnen de maatregelen idealiter, anticiperend op toekomstige normen, zelfs nog in aanstaande projecten van het HWBP worden meegenomen. Dit zou aanzienlijk kosten schelen door maar een keer mobilisatie, kortom maar één (uitgebreid) project per locatie in plaats van twee.

Verder beveelt de commissie aan om VNK 2 volledig uit te voeren en nader te onderzoeken welke andere zwakke plekken veroorzaakt door andere mechanismen nog opgelost dienen te worden om een aanvaardbaar veiligheidsniveau te halen.

Conclusies en aanbevelingen

Er zijn door DG Water aan het ENW de volgende vragen gesteld:

- 1 In hoeverre is er naar uw oordeel door het faalmechanisme piping sprake van een daadwerkelijk tekort in de veiligheid van de waterkeringen in het rivierengebied?
- 2 Wat zijn op hoofdlijnen mogelijke implicaties in termen van maatregelen, ruimtelijke consequenties en kosten?
- 3 Hoe moet met de 'piping problematiek' rekening worden gehouden in de ontwikkeling van het toets- en ontwerp instrumentarium en de analyses ten behoeve van de normering/WV21.
- 4 Zijn er nog andere belangrijke faalmechanismen die op soortgelijke wijze als piping kunnen leiden tot een mogelijk veiligheidstekort?

De belangrijkste conclusies en aanbevelingen zijn hieronder samengevat. Meer details zijn aan het einde van elk hoofdstuk afzonderlijk gegeven.

Ten aanzien van vraag 1 concludeert de commissie het volgende:

- 1 Piping is een realiteit en kan tot een dijkdoorbraak leiden. Zowel historische gevallen in Nederland, recente doorbraken in het buitenland, als wetenschappelijk onderzoek tonen dit aan. Zandmeevoerende wellen, een teken van dreigend falen door piping, worden geregeld geconstateerd in Nederland.
- 2 De resultaten voor de dijkeringen 10, 25 en 48 zoals berekend in VNK2 geven het beste inzicht in de overstromingskansen en de dijkveiligheid in deze regio's en in het bijzonder van de kansen op het optreden van het faalmechanisme piping, dat op dit moment beschikbaar is. Uiteraard zijn in zo'n proces altijd verfijningen en verbeterlagen mogelijk, echter naar mening van de commissie zal het beeld van de veiligheid hierdoor niet substantieel veranderen.
- 3 Het zogenaamde lengte-effect is een fysische realiteit. Het niet meenemen leidt tot een onderschatting van de overstromingskans in een gebied. Het is van invloed op die faalmechanismen waarbij de sterkte wordt bepaald door grondeigenschappen die variëren over de lengte van de kering. Dit geldt voor piping maar ook het falen van de bekleding of macrostabiliteit. De kans op ringniveau wordt door het lengte effect zonder meer 5 tot 10 keer hoger dan de kans op piping of afschuiving van een vak. Een gevoeligheidsanalyse met betrekking tot het lengte effect laat zien dat de resultaten nauwelijks veranderen bij het aannemen van maximaal gunstige maar realistische waarden.
- 4 Of er sprake is van een tekort aan veiligheid hangt af van de hoogte van de norm die hiervoor wordt gehanteerd. Omdat er op dit moment geen formele norm in termen van overstromingskansen is vastgesteld hanteert de commissie een zogenaamde tussenorm waarvan de hoogte gelijk wordt gesteld aan de hoogte van de huidige overschrijdingsfrequentie norm. Deze tussenorm heeft betrekking op de overstromingskans van een dijkkring, voor de aanvaardbare bijdrage aan de overstromingskans door piping wordt 1/10 tussenorm aangehouden. Ten opzichte van dit referentieniveau kan worden geconcludeerd dat de in VNK2 berekende faalkansen voor opbarsten en piping zeer hoog zijn. Naar mening van de commissie zijn deze kansen hoger dan gewenst en zijn maatregelen noodzakelijk.

Daarnaast wil de commissie nog het volgende opmerken:

- De in Nederland gebruikte rekenmodellen of rekenregels voor piping zijn in vergelijking met het buitenland soepel te noemen. In bijvoorbeeld de VS worden veel strengere eisen gesteld aan de veiligheid van een waterkering als het gaat om piping. De ontwerp- en toetsregels in veel landen zijn er op gericht om zandmeevoerende wellen te voorkomen terwijl deze in Nederland impliciet worden toegestaan. De in Nederland gebruikte regels zijn erop gericht om doorgaande erosiekanalen onder de dijk te voorkomen. Dit is echter een veel minder streng criterium.

- De dijkvakken met de hoogste kansen op piping uit de systeemtoets VNK zouden ook worden afgekeurd met de huidige toetsregels, indien net als in VNK met de toetsregel van Sellmeijer wordt gerekend in plaats van de eenvoudiger regel van Bligh. Het is gebruikelijk dat een eenvoudige toetsregel strenger is dan een meer geavanceerde. Dat blijkt hier dus niet het geval.

Ten aanzien van vraag 2 concludeert de commissie:

Op hoofdlijnen zijn er drie mogelijke handelingsperspectieven: 1) afwachten, 2) repressieve maatregelen en 3) preventieve maatregelen. De commissie adviseert de derde optie: het nemen van preventieve maatregelen in de vorm van het aanleggen van pipingbermen en kwelschermen of vergelijkbare oplossingen. Deze maatregelen zijn beproefd en de veiligheid kan daarmee zonder meer op het gewenste niveau worden gebracht. Uitgaande van de al eerder geïntroduceerde tussennorm als gewenst veiligheidsniveau schat de commissie de totale kosten van de nodige dijkversterking maatregelen over een lengte van ca. 1100 km op € 1,4 miljard (tabel 4.2).

De commissie wil er wel op wijzen dat het pipingprobleem niet als op zich staand moet worden behandeld en opgelost. Om maatregelen zo kosteneffectief als mogelijk te plannen is een integrale beschouwing van alle faalmechanismen inclusief lengte-effect en alle waterkeringen in het waterkeringensysteem noodzakelijk. Afwachten en het handhaven van het huidige beleid betekent naar mening van de commissie het aanvaarden van verhoogd risico. In economische termen wordt dit verhoogde risico met een contante waarde van ongeveer € 2 miljard becijferd. Dit betreft alleen de directe schade door overstroming. Er moet daarnaast uiteraard rekening worden gehouden met slachtoffers, indirecte schade en maatschappelijke ontwrichting. Repressieve maatregelen zijn moeilijk onder te brengen in ontwerp- en toetsrichtlijnen. De commissie betwijfelt zelfs of dit mogelijk is en raadt daarom af om repressieve maatregelen tegen piping op te nemen als structureel onderdeel van het beveiligingssysteem tegen overstromingen.

Ten aanzien van vraag 3 concludeert de commissie het volgende:

- 1 De dijkvakken met de hoogste kansen op piping uit de systeemtoets VNK zouden ook worden afgekeurd met de huidige (gedetailleerde) toetsregels, indien net als in VNK met de toetsregels van Sellmeijer wordt gerekend. De verwachting is dat goedgekeurde vakken dan over het algemeen een faalkans zullen hebben die lager is dan de aangehouden tussennorm. Echter, VNK laat zien dat door het lengte-effect de kans op piping voor een dijkkring hoger is dan 1/10 tussennorm. Dit betekent dat het lengte-effect onvoldoende is afgedekt in de huidige ontwerp- en toetsregels voor piping (het is onderschat). De belangrijkste consequenties hiervan zijn:
 - a) Toekomstige toetsinstrumentaria moeten zo worden ingericht dat goedkeuring op vak- of doorsnedenniveau ook tot voldoende betrouwbaarheid voor de hele dijkkring leidt. Voor het concreet onderzochte voorbeeld van opbarsten en piping betekent dit dat met het lengte-effect rekening moet worden gehouden bij het afleiden van de ontwerp- en toetseisen.
 - b) Een deel van de dijken die nu zijn goedgekeurd met de vigerende toetsmethodiek zijn toch onvoldoende veilig, indien men de faalkans vergelijkt met de tussennorm.
- 2 De commissie heeft aanwijzingen dat de bestaande toetsregels voor piping te optimistisch zijn. De commissie beveelt aan in de huidige toetsronde hier verder naar te kijken en zo nodig de bestaande toetsregel aan te passen door de regel van Sellmeijer voor te schrijven en de regel van Bligh te laten vervallen.
- 3 Het instrumentarium van VNK en toekomstige toetsing moeten op elkaar worden afgestemd. Beiden moeten op dezelfde principes berusten en in die zin consistent zijn. Na een besluit over een aanvaardbaar veiligheidsniveau

kunnen eisen voor de Toetsing met het VNK instrumentarium worden afgeleid of gekalibreerd. Op dit moment zijn er inconsistenties in de basisgegevens van de bestaande toets methodes en VNK wat voor onnodige verwarring zorgt.

Ten aanzien van WV21 merkt de commissie op dat het verband tussen bouwkosten en veiligheid der waterkering een basiselement is in de kosten/baten beschouwing. In het project WV21 wordt van een eenvoudig verband tussen achter-eenvolgens veiligheid »kruinhoogte» bouwkosten uitgegaan. Hierin is wel enigszins rekening gehouden met het mitigeren van de kansbijdragen van de andere mechanismen, maar niet exact. De commissie beveelt daarom te sterkste aan met behulp van het VNK instrumentarium en een studie als de hier voorliggende voor de drie dijkringen de relatie tussen veiligheidsniveau en bouwkosten vast te stellen. Zo is er een verband tussen de in dit rapport voorgestelde verbeteringen om de kans op piping te verkleinen en de verdergaande reeks dijkverbeteringen, die nodig is om een mogelijk hoger veiligheidsniveau te realiseren.

Ten aanzien van vraag 4 concludeert de commissie het volgende:

- De conclusies gelden in zekere mate ook voor andere mechanismen met grote onzekerheden in de sterkte (bekleding, instabiliteit en overloop/overslag als in de toekomst rekening wordt gehouden met grotere overslagbestendigheid van het binnentalud). Deze zullen de dominante rol van piping overnemen na het verhelpen van het pipingprobleem.

De commissie heeft verder de volgende aanbevelingen:

- Voor een goed beeld van de veiligheid op landelijk niveau, ook in relatie tot andere faalmechanismen, wordt aanbevolen om alle dijkringen in VNK2 te analyseren, idealiter in goed overleg met de beheerder.
- Voor het vervolg in VNK2 wordt aanbevolen:
 - Vakken met een hoge faalkans moeten nader geanalyseerd worden. Vaak is een duidelijke oorzaak voor het lage berekende veiligheidsniveau aan te wijzen. In sommige gevallen zijn er grote onzekerheden in belangrijke parameters die met relatief kleine inspanningen kunnen worden gereduceerd. Denk aan het verifiëren van de aanwezigheid van een deklaag op het voorland.
 - In de huidige werkwijze van VNK zijn het inwinnen van invoergegevens en het berekenen van faalkansen voor de dijkringen te veel gescheiden sporen. Voor betrouwbare berekeningen zal het nodig zijn deze werkzaamheden beter te integreren.
- Bij de vergelijking van de resultaten VNK met de toetsregels viel op dat Sellmeijer, althans voor de bekeken extreme voorbeelden, ongunstigere resultaten opleverde dan Bligh, dat wil zeggen langere benodigde kwelweglengtes. In het huidige toetsconcept (eenvoudig – gedetailleerd – geavanceerd) wordt er echter van uitgegaan dat de regel van Bligh en in het extreme geval 18H (zie 3.3.2) altijd een conservatieve benadering is. Dit blijkt niet altijd het geval te zijn. Dit inzicht komt niet alleen voort uit de uitgevoerde analyses maar ook uit de praktijk; denk aan de bezwijkgevallen in de VS met duidelijk grotere kwelweglengtes dan 18H. Dat betekent dat in sommige gevallen het pipingrisico ernstig onderschat kan worden. De geschiktheid van dit criterium moet in het licht van de actuele inzichten opnieuw met spoed worden onderzocht (conform 1c).
- In de nodige versterkingsmaatregelen zou op de te optimistische toetsregels en lengte-effecten een voorschot kunnen worden genomen. Zo kunnen bijvoorbeeld onnodige mobilisatiekosten worden vermeden.
- De commissie wil er wel op wijzen dat het pipingprobleem niet als op zich staand moet worden behandeld en opgelost. Om maatregelen zo kosteneffectief als mogelijk te plannen is een integrale beschouwing van alle faalmechanismen inclusieve lengte-effect en alle waterkeringen in het systeem noodzakelijk.

Referenties

- Ammerlaan** (2007). Levees and levee evaluation, the Dutch and US practice compared. Msc-Thesis, August 2007, P.R.M. Ammerlaan, Delft University of Technology, The Netherlands.
- Deltares** (2009). SBW Hervalidatie Piping – Kwalificeren en herijken beheerdersoordeel – F2. Enquete en workshop (incl. GIS-kaart). Rapport 9T8448.A0.
- Fugro** (2009). Piping cases VS & Hongarije, oriënterende analyses. SBW hervalidatie piping. Fugro rapport 1207-0121-020, 14 september 2009.
- Geodelft** (2002). Geodelft rapport 720201
- HKV** (2006). Vergelijking Leidraad Rivieren. PR 1176.10.
- IPET** – Interagency Performance Evaluation Taskforce (2007). Performance Evaluation of the New Orleans and Southeast Louisiana Hurricane Protection System.
- Kanning, W., S. van Baars en J.K. Vrijling** (2008). The stability of flood defences on permeable soils – the London Avenue Canal Failure in New Orleans. In: proceedings of 6th International conference on case histories in geotechnical engineering.
- Klijn, F., P. Baan, K. de Bruijn en J. Kwadijk.** (2007) Overstromingsrisico's in Nederland in een veranderend klimaat - Verwachtingen, schattingen en berekeningen voor het project Nederland Later. WL Delft Hydraulics rapport Q4290.
- PVW – Partners voor Water** (2009). Pilot on cost effective method for tracing risk areas/weak spots of water embankments in Hungary. Fugro Ingenieursbureau B.V., Fugro Inpark B.V. and Ears B.V., Partners for Water Report PVW06014, februari 2009.
- Sellmeijer, J.B.** (1989). On the Mechanism of Piping under Impervious Structures. PhD thesis, TU Delft.
- Sills** (2009). Flood Fighting for Levee and Failures. George L. Sills, ASFPM conference, Orlando, Florida, USA 2009.
- TAW – Technische Adviescommissie Waterkeringen** (1994). Water tegen de dijken 1993. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Delft, Maart 1994
- TAW – Technische Adviescommissie Waterkeringen** (1995). Druk op de dijken 1995. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Delft, Augustus 1994
- TAW – Technische Adviescommissie Waterkeringen** (1999). Technisch Rapport Zandmeevoerende wellen.
- The Post Chronicle** (2008). Muskrats to blame for Mississippi River Levee Collapse. Article June 2008.
- VNK – Veiligheid Nederland in Kaart** (2009). Opbarsten en piping – Tussenresultaten van VNK2 en nadere beschouwing. Projectbureau VNK2, November 2009.
- Vrijling, J.K., Vrouwenvelder, A.C.W.M., Kok, M., Calle E.O.F en Jonkman, S.N.** (2004). Review van de resultaten van de koplopers van 'Veiligheid van Nederland in Kaart'. Advies, april 2004.
- WES – Waterways Experimental Station** (1956). Investigation of underseepage and its control. Lower Mississippi River Levees, Volume 1, October 1956, Waterways Experiment Station (WES), Vicksburg, Mississippi, USA.

37 Bijlagen

Inhoud

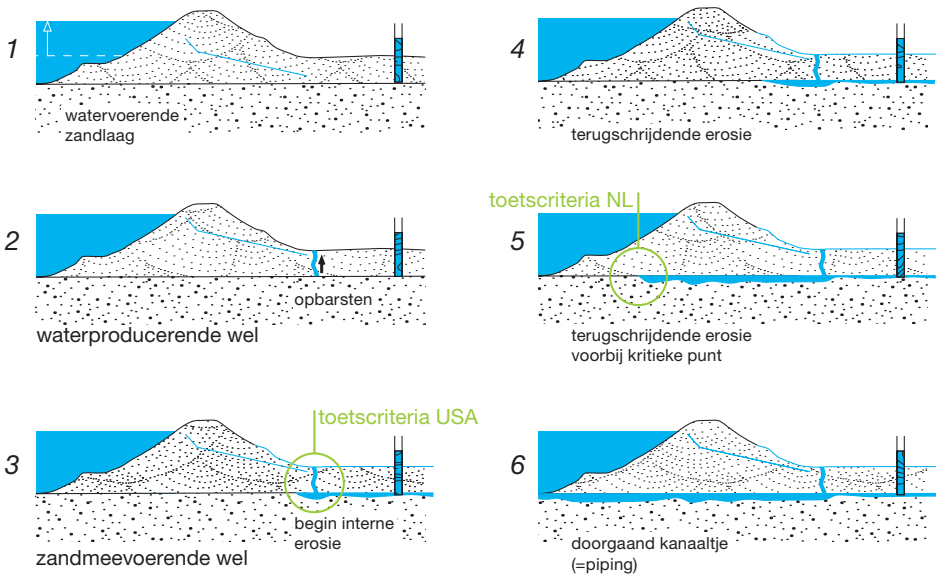
A		
	<i>Theoretische beschrijving van opbarsten en piping</i>	38
B		
	Rekenmodellen voor ontwerp of toetsing	45
C		
	Vergelijking VNK resultaten met toetsregels en toetsing	51
D		
	Sterkteonzekerheden en lengte-effect	64
E		
	Verkenning ondergrens lengte-effect voor piping	69
F		
	Huidige risico en risico na piping maatregelen	71
G		
	Kostenschatting preventieve maatregelen	73

Theoretische beschrijving van opbarsten en piping

Fasen in het proces opbarsten en piping bij een dijk

Onder piping worden internationaal verschillende vormen van interne erosie in grond verstaan. Wat ze gemeen hebben is dat deze erosie door grondwaterstroming wordt veroorzaakt en dat als gevolg hiervan één of meer kanalen kunnen ontstaan in het grondlichaam. Die kanalen kunnen uitgroeien en uiteindelijk een kortsluiting vormen tussen water aan de buitenzijde (de zijde waar een waterstand gekeerd wordt) van een dijk of dam en het maaiveld of een waterbodembodem aan de binnenzijde. De gedachte is dat wanneer een kortsluiting ontstaat erosie van de grond versneld plaats zal vinden. Dit leidt, ingeval het om erosie van de ondergrond gaat (onderloopsheid) tot verzakken van de dijk of dam en uiteindelijk tot doorbraak.

Het type erosieproces, wat bij Nederlandse dijken wordt aangeduid als piping, wordt in Figuur A.1 geïllustreerd. De hierin geschetste opbouw van de ondergrond is een veel voorkomende situatie bij Nederlandse dijken. De opbouw, gerekend vanaf het maaiveld naar beneden, bestaat uit een pakket van klei en/of veenlagen, ook wel de deklaag genoemd, gevolgd door een zandlaag. De deklaag is samenhangend (cohesief) en relatief ondoorlatend (grote weerstand tegen waterstroming door het pakket, zowel in horizontale richting als in verticale richting). De eronder liggende zandlaag is relatief goed waterdoorlatend; hierin zal doorgaans horizontale grondwaterstroming optreden en deze laag wordt daarom watervoerende zandlaag genoemd.



*Figuur A.1
Verschillende fasen bij het ontstaan van piping bij een in Nederland veel voorkomende situatie van de ondergrondopbouw bij een dijk*

In Figuur A.1 zijn fasen geschetst die onderscheiden kunnen worden bij het ontstaan van piping. Deze fasen zijn aangegeven met de labels 1 t/m 6. Piping is een verschijnsel dat op kan treden bij hoge waterstanden van het buitenwater (rivier, zee, meer of kanaal), waarbij het verval (buitenwaterstand minus binnenwaterstand of buitenwaterstand minus maaiveldhoogte) groot is. Voor het gemak zullen we het buitenwater in het vervolg aanduiden als 'de rivier', maar het kan dus ook gaan om zee, meer, of kanaal.

Wanneer de watervoerende zandlaag in contact staat met de rivier, zal een toename van de rivierstand tot gevolg hebben dat de waterdrukken in de zandlaag toenemen,

als gevolg van het op gang komen van horizontale grondwaterstroming in de zandlaag. In Figuur A.1, label 1, is dat aangegeven met het verticale pijpje waarin de bovenkant van de blauwe kolom de stijghoogte van het grondwater in de zandlaag aangeeft. Deze is doorgaans lager dan de rivierstand zelf (als gevolg van de weerstand die de grondwaterstroming ondervindt), maar kan wel hoger zijn dan de grondwaterspiegel in de deklaag (de blauwe horizontale lijn) en ook hoger dan het maaiveld. Dit betekent dat er wateroverdruk is in de zandlaag ten opzichte van de deklaag. Wanneer die overdruk groot genoeg is, zal het grondwater in de zandlaag een uitweg naar boven forceren. Dit wordt opbarsten van de deklaag genoemd (zie Figuur A.1, label 2). Er ontstaan dan zogenaamde opbarstkanalen in de deklaag en wellen op het maaiveld, of op de waterbodem als achter de dijk een waterpartij ligt (bijvoorbeeld een sloot). Wanneer het gewicht van de deklaag (veel) groter is dan de waterdruk die aan de onderkant van deze laag wordt uitgeoefend door het grondwater in de zandlaag, zal opbarsten echter achterwege blijven. Dit principe wordt gebruikt om piping te voorkomen, namelijk door het aanleggen van zogenaamde pipingbermen.

Door de opbarstkanalen stroomt grondwater vanuit de zandlaag richting het maaiveld. Wanneer de stroming krachtig genoeg is (als het verval over de dijk voldoende groot is), wordt zand vanuit de zandlaag in de omgeving van het opbarstkanaal meegenomen en rondom de wel afgezet. Daar ontstaat dan een zandkrater (zie Figuur A.2). In de zandlaag ontstaat een holle ruimte ter plaatse van het opbarstkanaal, die zich later uitbreidt richting de rivier (labels 3 en 4 in Figuur 1). Dit wordt terugschrijdende erosie genoemd. Er ontstaan door vertakkingen kanaaltjes in de bovenkant van de zandlaag. Mede doordat de erboven liggende grond samenhangend is blijven deze kanaaltjes in stand.



Figuur A.2

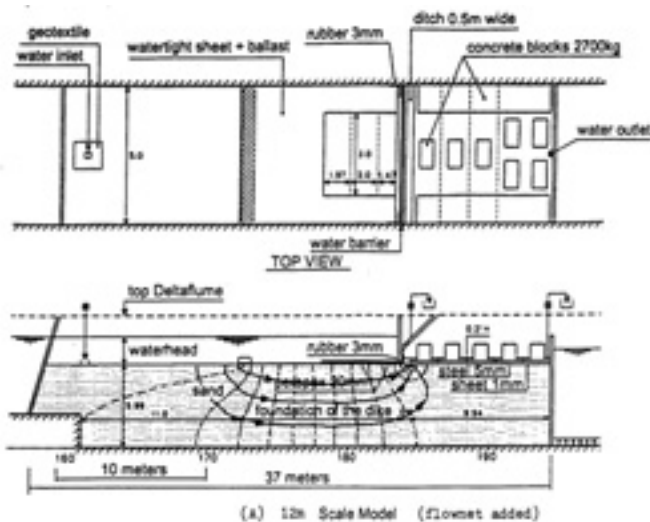
Wel voert zand uit de zandlaag mee (links) en zandkrater (rechts)

Dit erosieproces heeft in principe de neiging om uit zichzelf te stoppen. Naarmate de kanaaltjes richting de rivier groeien, neemt de stroming hierin in kracht af en kan er een situatie ontstaan waarbij het meevoeren van zand vanaf de 'bovenstroomse' zijde van de kanaaltjes naar het opbarstkanaal stopt. Tot een bepaald verval over de dijk, dat het kritieke verval wordt genoemd, zal dit gebeuren. De kanaaltjes groeien dan tot een punt, ongeveer halverwege tussen de rivier (het intreepunt) en het opbarstkanaal. Wanneer het verval over de dijk echter groot genoeg is, kunnen kanaaltjes doorgroeien tot een open verbinding ontstaat tussen het intreepunt en het opbarstkanaal (labels 5 en 6 in Figuur 1). Na het ontstaan van een open verbinding (een pipe) zal, zo wordt aangenomen, de stroming door zo'n pipe toenemen, waardoor de erosie progressief toeneemt. Dit leidt er toe dat de dijk plaatselijk verzakt, waardoor het buitenwater er overheen kan stromen, of de samenhang van de dijk verloren gaat, waardoor er water doorheen kan stromen en het dijklichaam zal eroderen.

In laboratoriumexperimenten geobserveerd erosieproces

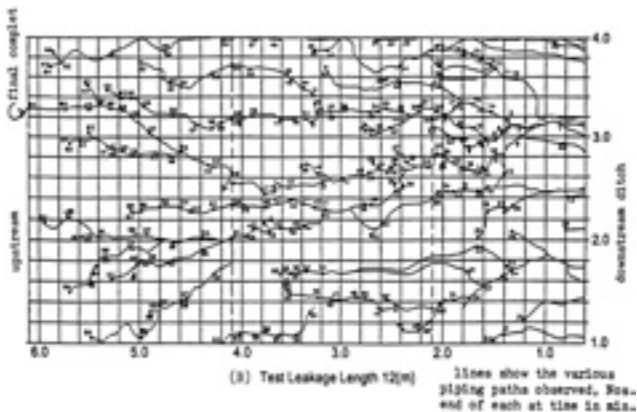
De beschrijving van het proces van kanaalvorming door terugschrijdende erosie in de laatste alinea van paragraaf 2.2.1 is gebaseerd op de theorie van Sellmeijer (zie later). Bij echte dijken is dit proces uiteraard niet visueel waar te nemen, omdat dit zich in de ondergrond afspeelt. Wel is dit proces nagebootst in laboratoria, onder andere in Nederland (ca. 1981, 71 experimenten), Duitsland (ca. 1978, 18 experimenten), Japan (ca. 1985, 22 experimenten), de USA (ca. 2000, 39 experimenten) en Nederland (2008, 54 experimenten in het kader van SBW-onderzoek). Hierbij gaat het om 'kijkproeven' op kleine laboratoriumschaal, met kwelweglengten van enkele decimeters tot ruim een meter. Begin jaren negentig zijn enkele proeven in de Deltagoot van Deltares uitgevoerd op grote laboratoriumschaal, in het kader van validatie van de theorie van Sellmeijer. Dit ging om drie proeven, waarbij de kwelweglengte 6, 9 en 12 meter bedroeg. Zowel bij de proeven in de Deltagoot als bij de proeven op kleine schaal, is het proces van het ontstaan en groeien van kanaaltjes geobserveerd.

In Figuur 3 is de opstelling van de proeven in de Deltagoot weergegeven. De onderkant van de dijk (links van de waterkering) is gesimuleerd door een geballaste folie, waarin een doorzichtig plexiglasvenster is aangebracht, zodat het erosieproces kon worden geobserveerd. Rechts van de waterkering is een strook van 0.50 m onafgedekt, daarmee is een denkbeeldige slootbodembodem, die tot de zandlaag reikt, gesimuleerd. Voor het overige deel is de zandlaag rechts van de waterkering afgedekt door een geballaste stalen plaat, waarmee een binnendijkse deklaag gesimuleerd wordt.



Figuur A.3
Proefopstelling in de Deltagoot

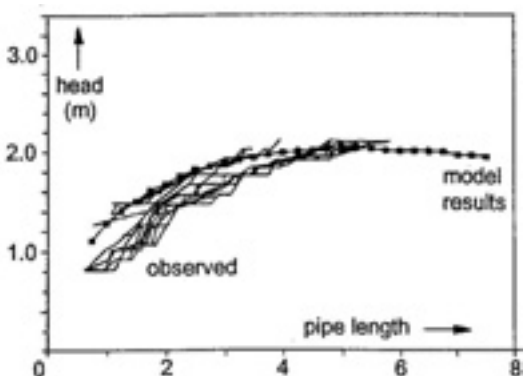
In Figuur A.4 is de door het venster waargenomen groei van de kanaaltjes weergegeven. Te zien is dat een kanaaltje, dat bij het uitredpunt van de grondwaterstroming (de denkbeeldige slootbodembodem) ontstaat, zich richting het intredpunt (naar links in Figuur A.3 uitbreidt, waarbij vertakkingen kunnen ontstaan. De getallen (alleen zichtbaar, maar niet goed te lezen in Figuur A.4) geven de tijdstippen (in minuten na het begin van de proef) en de plaats waar het uiteinde van het kanaaltje zich bevond. Te zien is dat sommige kanaaltjes, of vertakkingen, ophouden te groeien, terwijl andere doorgroeien. Bij de proef is het verval over de waterkering gedoseerd aangebracht; stapsgewijs, waarbij na elke stap het verval gedurende enige tijd constant gehouden werd tot het groeien van de kanaaltjes op het oog nagenoeg tot stilstand kwam.



Figuur A.4

Ontwikkeling van erosiekanaaltjes tijdens een proef in de Deltagoot

Het stapsgewijs opvoeren van het verval is terug te zien in Figuur A.5. Hierin is de (op de langsdoorsnede- as geprojecteerde) lengte van kanaaltjes uitgezet als functie van het hierbij aanwezige verval. De horizontale lijnstukjes geven aan dat het kanaaltje nog enige tijd doorgroeit na het constant houden van het verval na een ophogingstap. De lijn met blokjes geeft de relatie aan tussen lengte van de kanaaltjes en het verval, volgens het theoretische model van Sellmeijer.



Figuur A.5

Geprojecteerde lengte van de kanalen versus het verval: geobserveerde relatie in de proef (trapjeslijnen) en theoretische relatie volgens de theorie van Sellmeijer (lijn met blokjes)

De proeven in de Deltagoot zijn niet doorgezet tot 'een volledige pipe' in verband met de schade die zou optreden als hierna de proefopstelling zou bezwijken. Daardoor is ook niet het feitelijke kritieke verval (waarbij progressieve erosie volgens de theorie zou optreden) bereikt. De metingen bevestigen wel het door Sellmeijer voorspelde proceskenmerk, dat beneden een zeker kritiek verval het erosieproces stopt. De proeven bevestigen niet dat de grootte van dit kritieke verval zonder meer correct voorspeld wordt met de theorie van Sellmeijer. De berekening met deze theorie vraagt namelijk om morfologische invoerparameters die heel lastig zijn vast te stellen. De voorspellingen van de kritieke vervallen op basis van 'literatuurwaarden' van deze parameters waren circa 50% hoger dan de aan de hand van de deltagootproeven geschatte kritieke vervallen. Bij het opstellen van de rekenregel voor ontwerpen en toetsen op basis van de theorie van Sellmeijer zijn de proeven in deltagoot als referentiepunt gebruikt om veilige rekenwaarden voor de morfologische parameters te schatten.

Dit erosieproces is, met enkele uitzonderingen, ook in de proeven op kleine laboratoriumschaal waargenomen. Eén zo'n uitzondering is dat bij de proeven op hele kleine schaal (dus met enkele decimeters kwelweglengte) het inhouden of stoppen van de groei van de erosiekanaaltjes niet is waargenomen. Bij het verval waarbij kanaalvorming startte, groeide het erosiekanaal uit tot een 'volledige pipe', ook al werd dit verval constant gehouden. Met proeven op deze kleine schaal is het niet mogelijk gebleken het ontstaan van een evenwichtssituatie aan te tonen. Bij de laboratoriumproeven op iets grotere schaal, met kwelweglengte van ca. 1 m, kon dit overigens wel.

Een andere uitzondering is de volgende. Bij de laatste serie Nederlandse proeven op kleine laboratoriumschaal (Deltares, 2009) zat ook een aantal, waarbij de zandlaag los gepakt was. Bij deze proeven begon de kanaalvorming niet aan de benedenstroomse zijde van de proefopstelling, maar aan de bovenstroomse zijde of ergens middenin. Het erosieproces is in los gepakte zandlagen anders van aard dan in zandlagen met een vaste pakking. Ook de vervallen, waarbij doorgaande kanaaltjes optraden, waren bij losgepakte zandlagen significant kleiner dan bij de proeven met een vastgepakte zandlaag. Of, en zo ja wat voor, consequenties dit zou kunnen hebben voor het ontwerpen en toetsen van dijken is nog niet nader onderzocht.

Van volgroeide pipe naar bezwijken van de dijk

Na het ontstaan van een doorgaande pipe neemt de erosie van de zandlaag progressief toe. In de proeven op kleine schaal was te zien dat de doorgaande kanalen breder werden en gingen meanderen, waarbij steeds meer zand naar het uittredepunt werd afgevoerd. Ooggetuige beschrijvingen van de, overigens weinige, keren dat een dijk bezwiken is (of zou zijn) door piping, maken gewag van zandfontein. Als gevolg van het wegspoelen van zand in de ondergrond verzakt de dijk lokaal. Wanneer deze zakking groot genoeg kan ook water over de dijk stromen. Figuur A.6 geeft een beeld van de doorbraak als gevolg van zakking van de dijk, als gevolg van piping, bij de recent uitgevoerde IJkdijk-proef (september 2009).

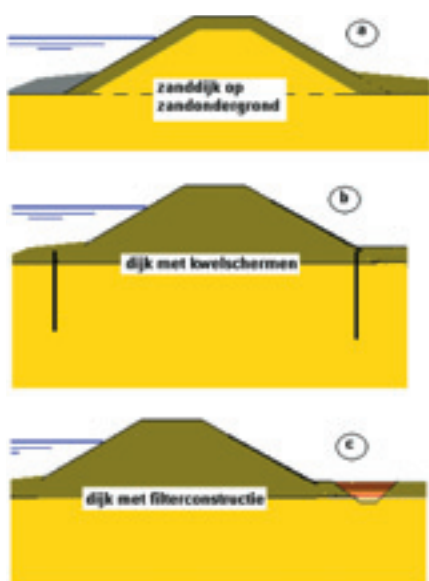


*Figuur A.6
Doorbraak na verzakking van een proefdijk als gevolg van piping (IJkdijk
proefopstelling, september 2009, IJkdijk locatie Bellingwolde, Groningen)*

Op de voorgrond is de hoeveelheid zand te zien die, na het ontstaan van een doorgaande pipe, door het onder de dijk door stromend water is verplaatst. De dijk is in de hierdoor ontstane ongeveer 1,5 meter diepe kuil gezakt. Door de hiermee gepaard gaande daling van de kruin kon het water in het achterliggende bassin wegstromen.

Afwijkende dijk en ondergrondconfiguraties

Figuur A.7 geeft een beeld van een configuratie van de opbouw van dijk en ondergrond, waarin mogelijk piping kan optreden. Het is een schematisering van veel voorkomende situaties bij Nederlandse dijken. Echter, andere configuraties van de opbouw van dijk en ondergrond komen ook voor. Of hierin ook interne erosieverschijnselen op kunnen treden is afhankelijk van de aard van de opbouw van dijk, ondergrond en eventuele constructies hierin. Vaak is dat wel het geval, maar is het erosieproces van een andere aard. Voorbeelden zijn gegeven in Figuur A.7. De bovenstaande beschrijving en de rekenmodellen die hierna zullen worden besproken zullen worden zijn hier niet op van toepassing.



Figuur A.7

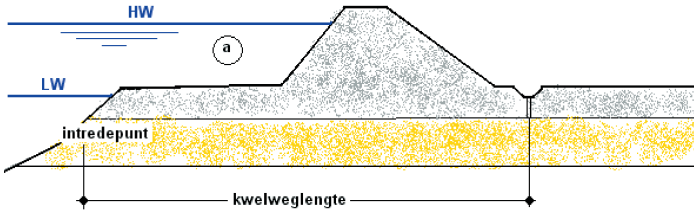
Voorbeelden van afwijkende configuraties van dijk en ondergrond, waarbij erosieverschijnselen kunnen ontstaan die afwijken van het in Figuur A.1 beschreven proces:

- Bij deze configuratie zal geen doorgaande pipe onder de dijk door kunnen ontstaan. Wel kan door micro-instabiliteit het binnentalud afkalven.*
- Bij het kwel scherm aan de binnenzijde kan door de opwaartse stromingsgradiënt drijfzand ontstaan (heave). Het te toetsen criterium is dat de verticale grondwaterstromingsgradiënt binnendijs niet groter is dan 0.5*
- Meevoeren van zand naar het maaiveld wordt door het filter verhindert. Voor het filter geldt wel dat aan filterregels moet worden voldaan.*

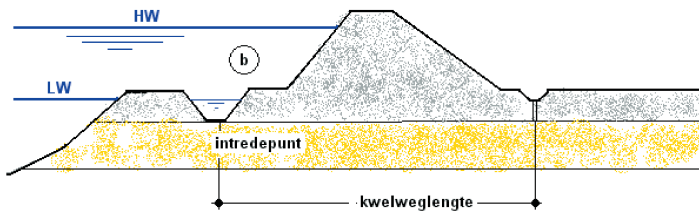
Van Figuur A.7 afwijkende dwarsdoorsneden waarbij beschrijving en rekenmodellen nog wel van toepassing zijn, zijn onder andere de volgende:

- De situatie waarbij er in het voorland een deklaag is (hierdoor verschuift het intredepunt richting de as van de rivier, zie Figuur A.8, a en b).
- De situatie dat in de ondergrond meerdere zandlagen voorkomen (tussenzandlagen), afgewisseld door cohesieve grondlagen, die elk in contact staan met de rivier (Figuur A.8 c). In beginsel zou daarbij in elk van de lagen piping op kunnen treden. Hoewel doorgaans alleen de bovenste laag van belang is moet in beginsel de veiligheid tegen opbarsten en piping voor alle zandlagen gecontroleerd worden.
- De situatie waarbij binnendijs de deklaag (nagenoeg) ontbreekt (het uittredepunt

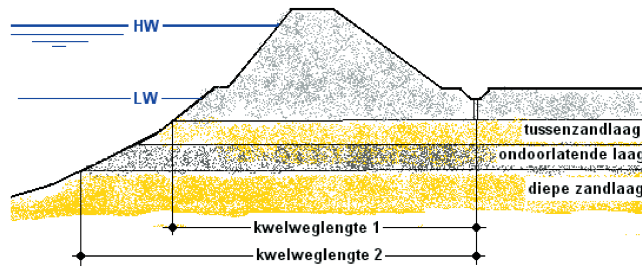
ligt dan bij de binnenteen van de dijk, zie Figuur A.1 d), of waarbij de deklaag onderbroken is (Figuur A.8 e). In het laatste geval moeten verschillende mogelijke kwelwegen worden gecontroleerd.



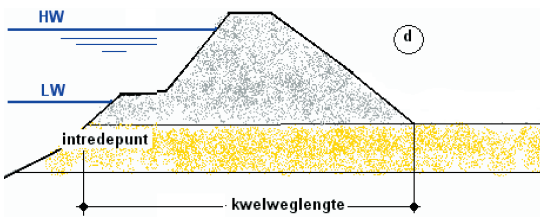
a) Dijk met voorland



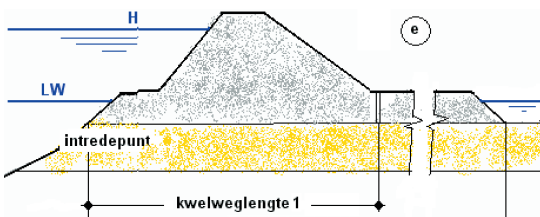
b) Dijk met vergraving in het voorland



c) Tussenzandlaag (zandbaan) en diepe zandlaag



d) Geen daklaag aanwezig (opbarsten speelt geen rol)



e) Onderbroken deklaag. controle op opbarsten en piping voor kwelweg 1, op piping alleen voor kwelweg 2

Figuur A.8
Afwijkende dwarsdoorsneden waarbij beschrijving en rekenmodellen nog wel van toepassing zijn

45 Bijlage B

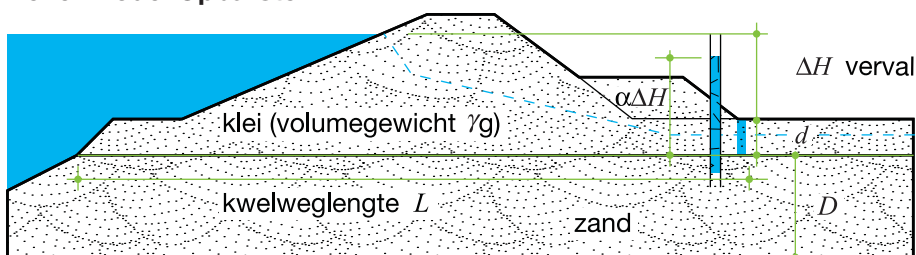
Rekenmodellen voor ontwerp of toetsing

Er spelen twee mechanismen een rol, het ontstaan van een opbarstkanaal in de deklaag binnendijks en vervolgens het eroderen van de zandlaag, waarbij zand door het opbarstkanaal wordt afgevoerd.

Opbarsten

Het rekenmodel voor opbarsten bestaat uit beschouwing van het evenwicht van het gewicht van de deklaag en de opwaartse druk op deze laag door wateroverspanning in de watervoerende zandlaag; zie Kader B.1.

Rekenmodel Opbarsten:



indien: $d(\gamma_g - \gamma_w) > \alpha \Delta H \gamma_w$ dan tredt opbarsten niet op

(bij opbarsten in sloot: d = afstand slootbodem tot zandlaag)

Kader B.1

Eenvoudig rekenmodel voor opbarsten

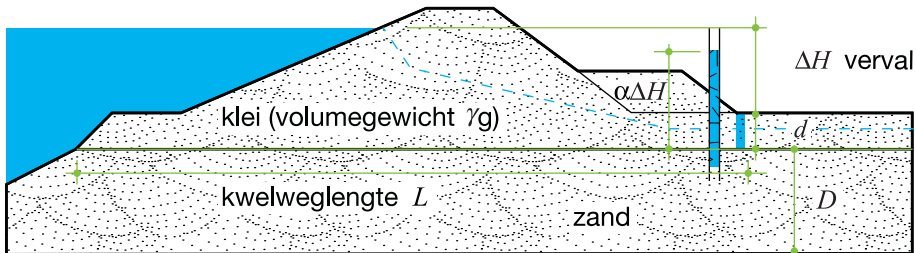
In de formule voor opbarsten in Kader B.1 is γ_g het volumegewicht van de grond in de deklaag en γ_w het volumegewicht van het grondwater. De rekenregel geldt in beginsel voor de situatie met een horizontale deklaag die overal even dik is en over de hele hoogte verzadigd is met grondwater. Wanneer de deklaag uit meerdere deellagen bestaat, bijvoorbeeld klei en veenlagen is γ_g het gemiddelde volumegewicht van de deklaag, rekening houdend met de afzonderlijke dikten van de deellagen. Wanneer in de deklaag een sloot voorkomt is d de afstand tussen de onderkant van de sloot en de bovenkant van de watervoerende zandlaag. In dat geval is de rekenregel conservatief en zou het linkerlid in de ongelijkheidsrelatie uitgebreid kunnen worden met een term waarmee het effect van de grotere dikte van de deklaag naast de sloot in rekening gebracht kan worden.

Bij de Toetsing wordt nog een veiligheidsfactor in rekening gebracht (zie bijlage C).

Piping

Voor numerieke evaluatie van het piping mechanisme zijn meerdere rekenregels en modellen in gebruik. In Kader B.2 zijn de twee in de Nederlandse praktijk meest toegepaste rekenregels weergegeven.

De regels geven het kritieke verval over de waterkering, dit is het maximale verval waarbij geen piping optreedt. Dit wordt getoetst aan het optredende verval, dit is het verschil tussen de buitenwaterstand en de waterstand binnendijks, in geval daar een open water is, of het maaiveld. Het optredende verval mag gereduceerd worden met 30% van de lengte van het opbarstkanaal (in het kader is deze lengte gelijk aan de dikte van de deklaag).

Rekenmodel Piping:**Bligh (1910)** (empirische ontwerpregel)

$$\Delta H_{crit} = \frac{L}{C_{creep}}$$

(C_{creep} ligt tussen 6 en 18, afhankelijk van het type zand)**Sellmeijer (1989)** $\Delta H_{crit} = f(L, D, k_{zand}, d_{70}, \dots)$ **Falen indien:** $\Delta H_{crit} < \Delta H - 0.3d$ *Kader B.2**Rekenregels voor Piping*

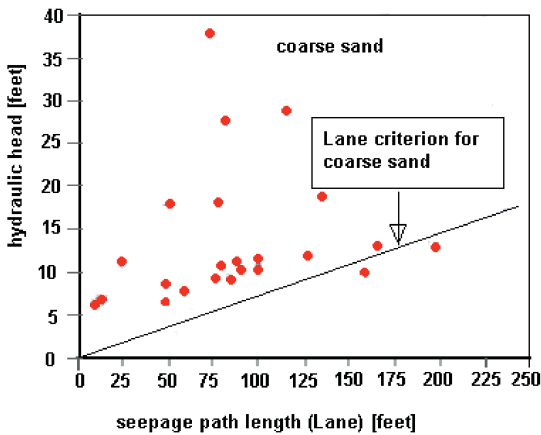
In de regel van Bligh zit veiligheid ingebouwd. Bij de Toetsing volgens het VTV wordt bij gebruik van deze regel daarom geen extra veiligheidsfactor meegenomen. Bij gebruik van de regel van Sellmeijer wordt bij de Toetsing wel een veiligheidsfactor meegenomen (zie bijlage C).

De regel van Bligh

De regel van Bligh is een empirische ontwerpregel, gebaseerd op een beschouwing van waargenomen maximale verhangen over op zand gefundeerde gemetselde stuwen en stuwtejes in India.

Naast de regel van Bligh bestaat een variant, de empirische ontwerpregel van Lane (1935). Deze verschilt van de regel van Bligh voor wat betreft de berekening van de kwelweglengte. In de regel van Bligh worden horizontale en verticale componenten van de kwelweg bij elkaar opgeteld. In de regel van Lane worden horizontale componenten van de kwelweg slechts voor 1/3 meegeteld. Daarom heeft Lane zijn kwelweglengte een gewogen kwelweglengte genoemd en daar horen dan ook 'gewogen creepfactoren' bij.

De wijze waarop beide regels zijn afgeleid is nagenoeg identiek. In Figuur B.1 is dat geïllustreerd voor de regel van Lane voor funderingen (van stuwen of dammen) van grof zand. Het principe is dat een (groot) aantal stuwen en dammen bijeen is gezocht, waarvan bekend was bij welk verval ze zijn bezweken, of welk verval ze maximaal gekeerd hebben, zonder te bezwijken. Deze vervallen zijn uitgezet tegen de bij de constructie behorende kwelweglengte. Vervolgens is een 'veilige' ondergrens gekozen, de lijn in Figuur B.1, waaruit het quotiënt van kwelweglengte en hydraulisch verval kan worden berekend (de creep factor). De punten onder de lijn in mochten daarbij geen bezwijkgevallen zijn.



Figuur B.1

Waarnemingen waar de regel van Lane (voor grof zand) op is gebaseerd (bewerkte grafiek, overgenomen uit proefschrift van J.B. Sellmeijer, 1989)

Op deze wijze hebben Bligh (ca 1910) en later Lane (1935) creepfactoren respectievelijk gewogen creepfactoren afgeleid voor verschillende soorten zand in de watervoerende zandlaag. In Tabel B.1 zijn deze creepfactoren weergegeven.

grondsoort	mediane korreldiameter [μm] ¹⁾	C_{creep} (Bligh)	C_{creep} (Lane)
uiters fijn zand, silt	< 105		8.5
zeer fijn zand	105 - 150	18	
zeer fijn zand (mica)	18	7	
matig fijn zand (kwarts)	150 - 210	15	7
matig grof zand	210 - 300		6
zeer/uiterst grof zand	300 - 2000	12	5
fijn grind	2000 - 5600	9	4
matig grof grind	5600 - 16000		3.5
zeer grof grind	> 16000	4	3

¹⁾ Indicates conform NEN 5104 (September 1989).

Eventueel kan tussen de klassemiddens van de mediane korreldiameters worden geïnterpoleerd.

Tabel B.1

Creepfactoren volgens Bligh en volgens Lane overgenomen uit het TR Zandmeevoerende Wellen (1999)

In de regels van Bligh (en ook van Lane) zit dus aanzienlijke ingebakken veiligheid, dat moet ook omdat ze bedoeld zijn als ontwerpregels. Voor de ontwerp en toetspraktijk betekent dit dat de regel van Bligh (en ook die van Lane) zonder additionele veiligheidsfactor wordt toegepast. Dit heeft overigens wel implicaties voor de wijze deze regel(s) in een probabilistische faalkansanalyse (zoals in PC-Ring) moeten worden gebruikt, om ervoor te zorgen dat faalkansen niet substantieel worden overschat.

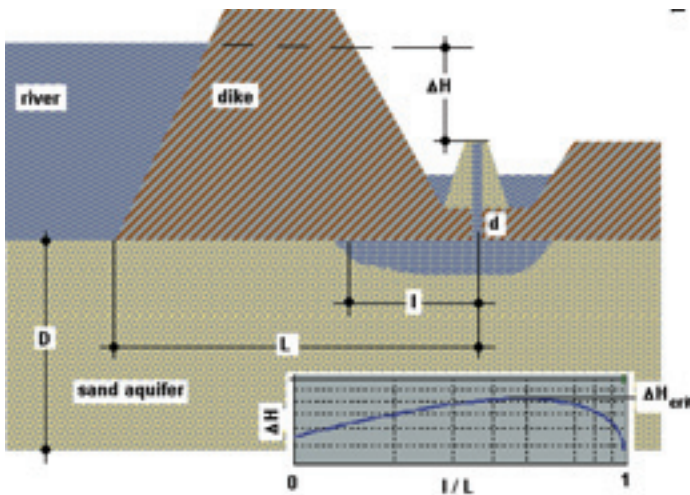
De regel van Sellmeijer

De regel van Sellmeijer is gebaseerd op een theoretisch rekenmodel voor terug-schrijdende erosie. Het model is gebaseerd op verschillende processen:

1. Uitgegaan wordt van een configuratie van dijk en ondergrond, zoals aangegeven in Figuur B.2. Aangenomen wordt dat zich een pipe ontwikkeld heeft met lengte l . Door de zandlaag vindt grondwaterstroming plaats, onder invloed van het verval.
2. In de pipe vindt laminaire stroming richting het opbarstkanaal plaats, deze stroming wordt gevoed door toevoer vanuit de zandlaag.
3. Op de zandkorrels op de rand tussen pipe en zandlaag worden krachten uitgeoefend door de uittredende grondwaterstroming en door de waterstroming in de pipe.

Berekend wordt het verval, waarbij net evenwicht is en de korrels op de rand tussen pipe en zandlaag niet in beweging komen (hierbij wordt een stationaire toestand beschouwd).

Het verval H , waarbij de zandkorrels in evenwicht zijn, is afhankelijk van de lengte van de pipe en is als functie van l/L uitgezet in de inzet in Figuur B.2. Het blijkt dat er een maximum is, H_{crit} , het kritieke verval. De interpretatie hiervan is dat zolang het werkelijke verval kleiner is dan het kritieke verval, de pipe zal groeien tot de lengte die bij dit verval hoort. Daarna ontstaat een evenwichtssituatie, waarbij de pipe niet meer verder groeit. Is het verval groter dan het kritieke verval, dan groeit de pipe tot voorbij de bij het kritieke verval horende lengte. Daarna is er geen evenwichtssituatie meer mogelijk en groeit de pipe volledig uit tot een doorgaande pipe.



*Figuur B.2
Definitieschets voor de formule van Sellmeijer
(overgenomen uit een presentatie van Sellmeijer en aangepast)*

De grootte van het kritieke verval is afhankelijk van verschillende parameters:

- Geometrieparameters: o.a. kwelweglengte L , dikte van de zandlaag D , dikte van de deklaag d ;
- Grondwaterstromingsparameters: o.a. doorlatendheid k van de watervoerende zandlaag;
- Micro-morfologieparameters: korrelgrootte d_{70} en soortelijk gewicht het zandkorrelmateriaal γ_p , de sleepkrachtcoëfficiënt en de rolweerstandshoek.

Aan de hand van curvefitting op een groot aantal numerieke berekeningen heeft Sellmeijer de volgende formule afgeleid:

$$\frac{\Delta H_{crit}}{L} = \eta \frac{\gamma_p'}{\gamma_w} \tan \nu \frac{d_{70}}{\sqrt[3]{\kappa D}}$$

Hierin is κ de intrinsieke doorlatendheid van het zand, die gerelateerd is aan de specifieke doorlatendheid κ . De formule geldt voor een situatie waarbij de deklaag ontbreekt. Later heeft Sellmeijer deze formule gemodificeerd om effecten van de dikte van de zandlaag in rekening te brengen. Een belangrijke uitgangspunt in de berekeningen van Sellmeijer is dat de zandlaag homogeen is met isotrope doorlatendheid. Dit uitgangspunt is later losgelaten, zie onder bij 'tweelaags systeem'. De (gemodificeerde) formule is uitgangspunt geweest voor het vaststellen van het 'veilige' rekenrecept voor ontwerpen en toetsen, dat is opgenomen in het Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen. Ruwweg bestaat dit recept uit de volgende componenten:

- Geometrieparameters: kies voor L, d en D veilige schattingen, d.w.z. karakteristieke 5% ondergrenzen voor L en d en een 95% bovengrens voor D;
- Grondwaterstroming: kies voor de doorlatendheid een karakteristieke bovengrens;
- Micro- morfologieparameters: kies voor d70 een karakteristieke ondergrens. Voor de sleepkrachtfactor η en de rolweerstandshoek ν worden 'veilige keuzes' voorgeschreven;
- Pas op de berekende waarde van het kritieke verval een veiligheidsfactor van 1,20 toe.

De formule van Sellmeijer is geïmplementeerd in PC-Ring en gebruikt in de eerste fase van het project VNK, hier overigens met statistische verdelingen uitgedrukt in parameters als verwachtingswaarden en standaardafwijkingen, dus niet met conservatieve karakteristieke waarden. Bij de schematiseringen deed zich het probleem voor dat watervoerende zandlagen niet homogeen zijn, maar uit stapelingen van sublagen van wisselende samenstelling. Bijvoorbeeld een toplaat van relatief fijn zand op een pakket van grovere zand en/of grindlagen, afhankelijk van de afzettingsgeschiedenis. Dit leidde tot problemen in de schematisering voor de pipinganalyses met PC-Ring, met als gevolg veel te grote berekende bijdragen door het mechanisme piping aan de doorbraakkansen.

Om hierin tegemoet te komen is ten behoeve van het vervolgproject, VNK 2, een rekenmodel ontwikkeld, waarmee de watervoerende zandlaag gemodelleerd kan worden als een systeem van twee sublagen.

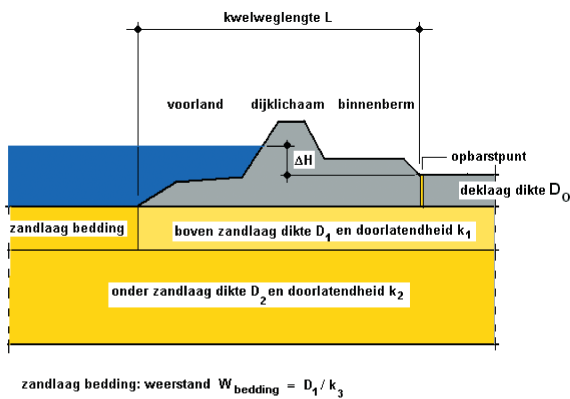
Sellmeijer 'tweelaagssysteem'

De regel van Sellmeijer is afgeleid voor een watervoerende zandlaag met uniforme (en isotrope) doorlatendheid. In de praktijk zijn watervoerende zandpakketten vaak niet uniform van samenstelling, maar kunnen laagsgewijs bestaan uit zanden met verschillende fijnheden en doorlatendheden. Bijvoorbeeld, het watervoerende pakket kan bestaan uit een laag fijn zand (holoceen dekzand) op de, doorgaans grovere pleistocene zandlaag. Dat betekent dat de doorlatendheid zich niet goed laat karakteriseren door één doorlatendheidscoëfficiënt.

Bij de schematiseren voor de berekeningen van faalkansen door piping in het project VNK 1 werden hierdoor problemen ondervonden. Ook bij andere toepassingen speelde dit probleem een rol, reden waarom gewerkt werd aan een rekenmodel, waarbij de watervoerende zandlaag willekeurig gemodelleerd kan worden als

samenstel van volumes zand met verschillende doorlatenheden. De berekening van het kritieke verval werd er daarmee niet eenvoudiger op, dit kan alleen via een numerieke benadering. De nieuwe theorie is geïmplementeerd in het computerprogramma voor numerieke grondwaterstromingsanalyse MSEEP (gebaseerd op een Eindige Elementen Methode).

Voor het vervolgproject VNK2 is, met behulp van dit rekenmodel een specifieke applicatie ontwikkeld, waarbij het watervoerende pakket opgebouwd kan worden uit twee horizontale zandlagen (Figuur B.3). De applicatie is een artificieel neurale netwerk (ANN), waarmee het kritieke verval berekend kan worden als functie van de verschillende doorlatendheden van deellaag waaruit het watervoerende zandpakket is opgebouwd (inclusief een deellaag die de bedding van de rivier representeert) en de korrelgrootte karakteristieken (en micro morfologieparameters) van de bovenste deellaag. Dit ANN is getraind en afgeregeld aan de hand grote aantallen numerieke berekeningen met MSEEP. Voordeel van het ANN is dat hiermee heel snel kritieke vervallen kunnen worden berekend. Dit ANN is als een module gekoppeld aan PC-Ring, waardoor het mogelijk is om faalkansen als gevolg van piping in zo'n tweelaag systeem te berekenen, zonder grote toename van de benodigde rekerentijden.



Figuur B.3

Configuratie van deellaag van het watervoerende pakket waarvoor een ANN is ontwikkeld t.b.v. berekeningen met PC-Ring

51 Bijlage C

Vergelijking VNK resultaten met toetsregels en toetsing

C.1 Vergelijking VNK – 2e toetsronde

Het projectbureau VNK heeft in zijn studie (VNK, 2009) de uitslagen van de 2e toetsronde en de faalkansen zoals berekend in VNK naast elkaar gezet. Het resultaat voor de drie systeemtoets dijkeringen 10, 25 en 48 wordt hieronder weergegeven.

Dijkkring 10

In dijkkring 10 wordt de vergelijking tussen de resultaten van VNK2 en de tweede toetsronde bemoeilijkt door verschillen in belastingcondities (combinatie binnen- en buitenwaterstand). In dijkeringen 25 en 48 zijn de resultaten van de tweede toetsronde en VNK2 op vakniveau veelal met elkaar in lijn: relatief lage faalkansen gaan veelal gepaard met goedkeuring. Er bestaan echter ook vakken waarin de tweede toetsronde en VNK2 een ander beeld geven van de veiligheid.

In de Wet op de Waterkering is Voor dijkkring 10 een overschrijdingskans van 1/2.000 per jaar opgenomen. In onderstaande tabel zijn de resultaten voor piping weergegeven van de tweede toetsronde en VNK2. De opvallende verschillen zijn grijs gearceerd. Het betreft gevallen waarin de faalkans op vakniveau groter is dan 1/1.000 per jaar maar het vak in de tweede toetsronde is goedgekeurd, en andersom.

Wat opvalt is dat voor alle dijkvakken die in de Toetsing zijn afgekeurd, een relatief lage faalkans is berekend door VNK2. Dit heeft te maken met het aangenomen kwelslootpeil in de berekeningen die door VNK2 is uitgevoerd. Door VNK2 is een hoger kwelslootpeil aangenomen dan in de Toetsing. Deze aanname berust op de overweging dat het water in de teensloten bij hoogwater door het Waterschap Groot Salland als standaardroutine kan worden verhoogd tot maaiveldniveau. Hiermee is geen rekening gehouden in de Toetsing. Het verschil in belastingssituatie maakt het lastig om een goede vergelijking tussen de Toetsing en VNK2 te maken. In het dijkkringrapport is overigens ook getoond hoe de overstromingskans verandert als in de berekeningen een ander kwelslootpeil wordt aangehouden.

Dijkkring 25

In de Wet op de Waterkering is Voor dijkkring 25 een overschrijdingskans van 1/4000 per jaar opgenomen. In onderstaande figuur en tabel zijn de resultaten van de tweede toetsronde weergegeven voor piping, in de tabel zijn opvallende verschillen tussen Toetsing en VNK2 gearceerd. Het betreft gevallen waarin de faalkans op vakniveau groter is dan 1/1000 per jaar maar het vak in de tweede toetsronde is goedgekeurd, en gevallen waarin de faalkans op vakniveau kleiner is dan 1/1000 per jaar maar het vak is afgekeurd.

Zie tabel C.1, figuur C.1 en tabel C.2 op de volgende pagina's

vak	resultaat VNK	resultaat	herhalingsijd (jaar)	tweede toetsing
1 km	47,2	- 0,05	21.000	goedgekeurd
2 km	0,05	- 1,4	7.600	afgekeurd
3 km	1,4	- 2,8	5.600	goedgekeurd
4 km	2,8	- 3,2	34.000	geen oordeel
5 km	3,2	- 4,0	29.000	geen oordeel
6 km	4,0	- 4,6	39.000	geen oordeel
7 km	4,6	- 6,8	>1.000.000	goedgekeurd
8 km	6,8	- 7,5	110.000	afgekeurd
9 km	7,5	- 8,2	rivierduin	deels afgekeurd
10 km	8,2	- 8,4	rivierduin	goedgekeurd
11 km	8,4	- 9,0	16.000	goedgekeurd
12 km	9,0	- 9,6	12.000	deels afgekeurd
13 km	9,6	- 10,4	120.000	goedgekeurd
14 km	10,4	- 11,6	180.000	deels afgekeurd
15 km	11,6	- 12,3	270.000	deels afgekeurd
16 km	12,3	- 13,6	10.000	goedgekeurd
17 km	13,6	- 14,0	langsconstructie	goedgekeurd
18 km	14,0	- 14,5	380.000	goedgekeurd
19 km	14,5	- 15,4	>1.000.000	goedgekeurd
20 km	15,4	- 15,9	>1.000.000	afgekeurd
21 km	15,9	- 16,9	120.000	afgekeurd
22 km	16,9	- 17,8	>1.000.000	goedgekeurd
23 km	17,8	- 18,6	570.000	goedgekeurd
24 km	18,6	- 19,4	>1.000.000	goedgekeurd
25 km	19,4	- 20,6	11.000	goedgekeurd
26 km	20,6	- 21,6	>1.000.000	goedgekeurd
27 km	21,6	- 24,9	380.000	goedgekeurd
28 km	24,9	- 25,5	>1.000.000	goedgekeurd
29 km	25,5	- 26,4	>1.000.000	goedgekeurd
30 km	26,4	- 27,2	>1.000.000	goedgekeurd
31 km	27,2	- 27,8	voldoet	goedgekeurd
32 km	27,8	- 28,6	>1.000.000	goedgekeurd
33 km	28,6	- 30,2	>1.000.000	goedgekeurd
34 km	30,2	- 30,7	>1.000.000	goedgekeurd
35 km	30,7	- 31,8	16.000	goedgekeurd
36 km	31,8	- 32,4	63.000	deels afgekeurd
37 km	32,4	- 33,0	38.000	afgekeurd
38 km	33,0	- 34,2	13.000	goedgekeurd
39 km	34,2	- 34,6	>1.000.000	goedgekeurd
40 km	34,6	- 35,2	22.000	goedgekeurd
41 km	35,2	- 35,8	>1.000.000	goedgekeurd
42 km	35,8	- 37,7	12.000	goedgekeurd
43 km	37,7	- 39,3	7.900	afgekeurd
44 km	39,3	- 39,5	210.000	afgekeurd
45 km	39,5	- 40,0	310.000	afgekeurd
46 km	40,0	- 42,0	3.100	afgekeurd
47 km	42,0	- 42,8	30.000	goedgekeurd
48 km	42,8	- 42,9	3.100	goedgekeurd
49 km	42,9	- 43,2	400.000	goedgekeurd
50 km	43,2	- 44,0	160.000	afgekeurd
51 km	44,0	- 44,8	>1.000.000	goedgekeurd
52 km	44,8	- 45,2	langsconstructie	goedgekeurd

vak	resultaat VNK	resultaat	herhalings ­ tijd (jaar)	tweede toetsing
53 km	45,2	- 45,6	langsconstructie	goedgekeurd
54 km	45,6	- 46,4	langsconstructie	afgekeurd
55 km	46,4	- 47,2	langsconstructie	afgekeurd

De opvallende verschillen zijn blauw aangegeven.

Tabel C.1
 Dijkkring 25: vergelijking resultaten VNK 2 en de tweede Toetsing (VNK, 2009)



Figuur C.1
 Resultaten tweede toetsronde voor piping en heave: dijkkring 25 (GWH, 2009)

In de meeste gevallen komen toetsresultaten en faalkansen overeen met de verwachtingen op basis van de normfrequentie. Voor 5 vakken is echter sprake van een faalkans hoger dan 1/1000 per jaar maar een positief toetsingsresultaat, en voor 4 vakken is sprake van een kans lager dan 1/1000 per jaar maar een negatief toetsingsresultaat. Deze gevallen zijn in het kader van deze studie (nog) niet verder onderzocht. Opgemerkt wordt wel dat er onduidelijkheid bestaat over de aanwezigheid van een afdekkende kleilaag op het voorland van de dijken (zie ook paragraaf 4.2). Door VNK2 zijn hier bij gegevensgebrek conservatieve aannamen gedaan.

vak		resultaat VNK herhalingstijd (jaar)	resultaat tweede toetsing
hm 4,30	tot hm 5,00	1.200	goedgekeurd
hm 5,00	tot hm 6,10	1.500	goedgekeurd
hm 6,10	tot hm 7,40	390	goedgekeurd
hm 7,40	tot hm 7,85	>1.000.000	goedgekeurd
hm 7,85	tot hm 8,25	750	goedgekeurd
hm 8,25	tot hm 9,00	22.000	goedgekeurd
hm 9,00	tot hm 9,70	-	goedgekeurd
hm 9,70	tot hm 10,00	42.000	goedgekeurd
hm 10,00	tot hm 10,40	2.300	goedgekeurd
hm 10,40	tot hm 10,70	1.200	goedgekeurd
hm 10,70	tot hm 10,88	1.900	goedgekeurd
hm 10,88	tot hm 11,60	710	goedgekeurd
hm 11,60	tot hm 12,65	6.900	goedgekeurd
hm 12,65	tot hm 13,10	43.000	goedgekeurd
hm 13,10	tot hm 13,40	>1.000.000	goedgekeurd
hm 13,40	tot hm 13,45	>1.000.000	goedgekeurd
hm 13,45	tot hm 14,85	>1.000.000	goedgekeurd
hm 14,85	tot hm 15,80	86.000	goedgekeurd
hm 15,80	tot hm 15,95	>1.000.000	goedgekeurd
hm 15,95	tot hm 16,80	>1.000.000	goedgekeurd
hm 16,80	tot hm 17,30	120.000	goedgekeurd
hm 17,30	tot hm 17,45	86.000	goedgekeurd
hm 17,45	tot hm 18,10	690	goedgekeurd
hm 18,10	tot hm 18,25	6.400	geen oordeel
hm 18,25	tot hm 19,00	>1.000.000	geen oordeel
hm 19,00	tot hm 19,80	6.200	afgekeurd
hm 19,80	tot hm 20,00	1.700	goedgekeurd
hm 20,00	tot hm 20,30	1.200	goedgekeurd
hm 20,30	tot hm 20,50	3.400	afgekeurd
hm 20,50	tot hm 20,90	2.000	goedgekeurd
hm 20,90	tot hm 20,95	4.900	afgekeurd
hm 20,95	tot hm 22,20	2.300	afgekeurd
hm 22,20	tot hm 22,40	13.000	goedgekeurd
hm 22,40	tot hm 22,80	440.000	goedgekeurd
hm 22,80	tot hm 23,10	650	goedgekeurd
hm 23,10	tot hm 23,60	24.000	goedgekeurd
hm 23,60	tot hm 24,20	2.500	goedgekeurd
hm 24,20	tot hm 24,55	2.900	goedgekeurd
hm 24,55	tot hm 26,30	3.800	goedgekeurd
hm 2,00	tot hm 2,80	-	goedgekeurd
hm 2,80	tot hm 3,00	-	goedgekeurd
rsp 11,00	tot 12,675	-	goedgekeurd
rsp 12,675	tot 13,250	-	goedgekeurd

De opvallende verschillen zijn blauw aangegeven.

Tabel C.2

Dijkring 25: vergelijking resultaten VNK 2 en de tweede Toetsing (VNK, 2009)

Dijkkring 48

In de Wet op de Waterkering is voor dijkkring 48 een overschrijdingskans van 1/1.250 per jaar opgenomen. In de tweede toetsronde is zijn alle dijkvakken goedgekeurd ten aanzien van het faalmechanisme opbarsten en piping (Waterschap Rijn en IJssel, 2005). In tabel C.3 is een overzicht opgenomen van de in VNK2 berekende faalkansen (herhalingstijden) en de resultaten van de tweede Toetsing voor de vakken die door DOT zijn geanalyseerd.

vak	VNK2 herhalingstijd (jaar)	tweede toetsing			
		criterium (aantal H)	kwelweglengte (m) aanwezige lengte (lengte+berm)	benodigde lengte	verschil
48_DOT_01a	21.000	14,6	67,5	65,5	2
		14,6	47	44,5	2,5
48_DOT_01b	-*	14,6	55	79	filter
48_DOT_01c	-*	14,6	47	78	filter
48_DOT_02a	78.000	14,6	57,5	44,5	13
48_DOT_02b	93.000	14,6	52,5	49	3,5
48_DOT_02c	270.000	14,6	52,5	49	3,5
48_DOT_02d	> 1.000.000				
48_DOT_03a	18.000	15,5	67,5	54,5	13,5
		15,5	64	62	2
		15,5	80	73	7
48_DOT_03b	12.000	15,5	82,5	80,5	2
		15,5	74	65	9
		15,5	64	63	1
48_DOT_03c	67.000	15,5	100	62	38
48_DOT_04a	28.000	15,5	69	63,5	5,5
48_DOT_04c	110.000	15,5	56	65	geen opb.
48_DOT_04d	-	15,5	95	73	22
48_DOT_04e	-	16	69	68	1
		16	69,5	67	2,5
		16	70	69,5	0,5
		16	57,5	53,5	4
48_DOT_05a	> 1.000.000	13	57,5	43,5	14
48_DOT_05b	> 1.000.000	13	74	51,5	22,5
48_DOT_05c	16.000	13	62	49,5	12,5
48_DOT_05d	45.000	13	57,5	43,5	14
48_DOT_05e	86.000	13	67,5	40,5	27
48_DOT_05f	22.000	13	69	53,5	15,5
48_DOT_05g	740.000	13	83,5	34	49,5
48_DOT_05h	> 1.000.000	13	83,5	34	49,5
48_DOT_05i	190.000	13	41	26,5	14,5
48_DOT_05j	> 1.000.000	13	47	29,5	18
48_DOT_05k	> 1.000.000	13	62	26	36
48_DOT_06a	5.700	11	25,5	16,5	9
48_DOT_06b	11.000	16,5	25	20	5

* In verband met de aanwezigheid van een filterconstructie is aangenomen dat de faalkans verwaarloosbaar is.

Tabel C.3

Dijkkring 48: resultaten VNK 2 en tweede Toetsing (VNK, 2009)

(De tabel bevat niet alle VNK dijkvakken, alleen de door DOT geanalyseerde.)

Er bestaan geen opvallende discrepanties tussen de resultaten van VNK2 en de tweede toetsronde voor het faalmechanisme opbarsten en piping. Door DOT is ook informatie geanalyseerd over (mogelijk zandmeevoerende) wellen die in dijkkring 48 op diverse plaatsen zijn gesignaleerd. Ondanks de faalkansen die per vak (aanzienlijk) lager zijn dan 1/1.000 per jaar en de positieve toetsresultaten. In onderstaande tabel zijn de locaties (dijkpaalnummers) van deze wellen getoond.

vak	herhalingsstijd (jaar)	locaties waar (mogelijk zandmeevoerende) wellen zijn geconstateerd
48_DOT_01a	21.000	
48_DOT_01b		
48_DOT_01c		
48_DOT_02a	78.000	
48_DOT_02b	93.000	
48_DOT_02c	270.000	
48_DOT_02d	> 1.000.000	
48_DOT_03a	18.000	
48_DOT_03b	12.000	dp 151, dp 158, dp 159, dp 165
48_DOT_03c	67.000	dp 166, dp 171, dp 172
48_DOT_04a	28.000	dp 193 t/m dp 205
48_DOT_04c	110.000	
48_DOT_04d		
48_DOT_04e		
48_DOT_05a	> 1.000.000	
48_DOT_05b	> 1.000.000	dp 338
48_DOT_05c	16.000	
48_DOT_05d	45.000	dp 347, dp 350, dp 351, dp 352, dp 353
48_DOT_05e	86.000	
48_DOT_05f	22.000	dp 363, dp 364
48_DOT_05g	740.000	
48_DOT_05h	> 1.000.000	
48_DOT_05i	190.000	dp 380
48_DOT_05j	> 1.000.000	
48_DOT_05k	> 1.000.000	
48_DOT_06a	5.700	
48_DOT_06b	11.000	

(De tabel bevat niet alle VNK dijkvakken, alleen de door DOT geanalyseerde.)

Tabel C.4

Dijkkring 48: Locaties waar wellen zijn geconstateerd (VNK, 2009)

(De tabel bevat niet alle VNK dijkvakken, alleen de door DOT geanalyseerde.)

Het is onduidelijk of er op de door het waterschap aangegeven locaties sprake is van zandmeevoerende wellen, of alleen van uittredend water (VNK, 2009). Dat op een aantal locaties wellen voorkomen, wordt waarschijnlijk veroorzaakt door de combinatie van een ondergrond met een grote doorlatendheid en een dunne deklaag (die relatief gemakkelijk opbarst). De lage kansen en positieve toetsingsresultaten worden veroorzaakt door de verhouding tussen het verval en de kwelweglengte.

C.2 Vergelijking VNK – toetsregels op basis van dezelfde uitgangspunten

Deze bijlage is opgesteld door ir. M. van de Meer en drs. B. Berbee (Fugro)

C.2.1 Inleiding

In het onderzoeksproject VNK zijn drie dijkringen (dijkringen 10 Mastenbroek, 25 Goeree-Overflakkee en 48 Rijn en IJssel) onderzocht. De uitkomsten laten relatief grote bijdragen zien van het faalmechanisme ‘opbarsten en piping’. In dit memo wordt voor elke dijkkring het maatgevende vak geselecteerd op basis van de VNK resultaten, en wordt voor dit vak een vergelijking gemaakt met de uitkomst die (bij dezelfde informatie) uit de reguliere Toetsing op Veiligheid kan worden verwacht. De door VNK toegeleverde gegevens en schematiseringen worden hiervoor als uitgangspunt beschouwd.

In tabel C.5 zijn de maatgevende dijkvakken vermeld, met daarbij de door VNK bepaalde overstromingskans van het vak voor het faalmechanisme ‘opbarsten en piping’ (per jaar).

vak uit dijkkring	maatgevend dijkvak	buitenwater	overstromingskans (per jaar)
10 Mastenbroek	46 km 40,0 - 42,0	Zwarte Water	1/3100
25 Goeree-Overflakkee	hm 6,10 - 7,40 (Zuiderdiepdijk)	Haringvliet	1/390
48 Rijn en IJssel	ARF_03b dp 181 - 193 (Looddijk)	Pannerdensch Kanaal	1/3600

Tabel C.5

Resultaten VNK2 voor faalmechanisme ‘opbarsten en piping’

Uitgangspunten bij de vergelijking

Bij de omzetting van de VNK analyse naar een reguliere toetsing spelen drie zaken een belangrijke rol:

- Bij VNK is de methode Bligh niet toegepast als eerste conservatieve benadering. Dit betekent dat ook de ondergrens ‘pipingveiligheid minimaal gelijk aan de veiligheid gevonden met Bligh en creepfactor 18’ niet is gehanteerd. In dit memo wordt deze ondergrens apart uitgerekend.
- Voorts is in plaats van het 1-laags Sellmeijer model gebruikt gemaakt van het 2-laags Sellmeijer model. Dit 2-laags model is formeel nog niet geaccepteerd en beschikbaar gesteld voor de toetsing. Daarom zal de berekening met beide modellen worden uitgevoerd.
- Bij VNK is een stochastisch ondergrondmodel gehanteerd. In de reguliere toetsing wordt meestal gewerkt met een ‘conservatieve (veilige) schematisering’. Echter, de basisinformatie om te schematiseren is niet beschikbaar. De conservatieve schematisering is daarom gelijk gesteld aan het door VNK gepresenteerde meest ongunstige ondergrondscenario, dit is het scenario dat in de VNK berekeningen grotendeels verantwoordelijk is voor de gevonden faalkans.

In lijn met de criteria gesteld in het Voorschrift Toetsen op Veiligheid en het Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen, worden voor opbarsten en piping worden de veiligheidsfactoren als volgt bepaald:

opbarsten maaiveld:	$n_{\text{opb}} = d \cdot \gamma_g / (s \cdot \gamma_w \cdot 1,2)$	criterium: $n_{\text{opb}} \geq 1,0$
piping Bligh:	$n_{\text{pipB}} = (L / C_{\text{Cr}}) / (\Delta H - 0,3 d)$	criterium: $n_{\text{pipB}} \geq 1,0$
piping Sellmeijer:	$n_{\text{pipS1}} = \Delta H_{\text{Cr}} / ((\Delta H - 0,3 d) \cdot 1,2)$	criterium: $n_{\text{pipS}} \geq 1,0$

waarin:	d	deklaagdikte [m]
	s	stijghoogte onderkant deklaag [m]
	γ_g	volumiek gewicht grond [kN/m ³]
	γ_w	volumiek gewicht water [kN/m ³]
	L	aanwezige kwelweglengte [m]
	C_{Cr}	creepfactor volgens Bligh [-] *
	ΔH_{Cr}	kritiek verval bepaald volgens Sellmeijer [m] **
	ΔH	verval bij Toetspeil [m] ***

* Is gelijk aan $C_{\text{Cr}} = 18$ voor de gezochte ondergrensveiligheid n_{pipB18} .

** Bepaald met 1 laags of 2 laags Sellmeijer model, waarbij het resultaat van het 2 laags model als eendoordeel Sellmeijer wordt beschouwd.

De met Sellmeijer gevonden equivalente creepfactor volgt dan uit : $C_{\text{CrS}} = 1,2 \cdot L / \Delta H_{\text{Cr}}$

*** Bij de toetsing dient te worden uitgegaan van de Hydraulische Randvoorwaarden 2006 om aan te sluiten bij de door VNK gehanteerde hydraulische randvoorwaarden.

De veiligheid m.b.t. opbarsten en piping volgt uit:

$$n = \max(n_{\text{opb}} ; n_{\text{pip}}) \quad \text{met} \quad n_{\text{pip}} = \max(n_{\text{pipS}} ; n_{\text{pipB18}})$$

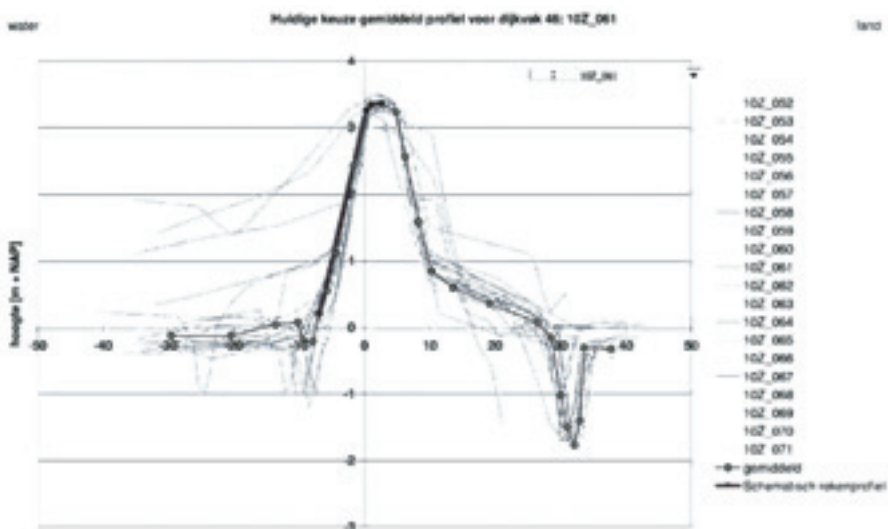
Onderstaand worden de drie beschouwde maatgevende dijkvakken besproken.

C.2.2 Dijkkring 10 Mastenbroek, vak 46 km 40,0 – 42,0

In Figuur 1 wordt de ligging van het maatgevende vak 46 km 40,0 – 42,0 gegeven. Figuur C.2 toont het representatieve (gemiddelde) dwarsprofiel van dijkvak 46.



*Figuur C.1
Dijkkring 10, dijkvak 46 (km 40,0 – 42,0), aan het Zwarte Water*



Figuur C.2
Gemiddeld dwarsprofiel dijkvak 46 volgens VNK

Uitgangspunten Toets Opbarsten en Piping:

- Normfrequentie : 1/2000 per jaar
- Rekenprofiel : 10Z_061
- Ondergrond : scenario 7
- HR2006 : NAP + 2,20 m
- Getijreductie : n.v.t.
- Slootpeil : NAP - 0,41 m (maaipeil is NAP - 0,30 m)
- Deklaag : 0 m (sloot is maatgevend)
- Kwelweglengte : 33 m
- Doorlatendheid : 1,4.10⁻³ m/s (bovenste zandpakket 2,1.10⁻⁴ m/s)
- Korreldiameter d70 : 164 m
- Dikte zandpakket : 1,03 + 16,87 = 17,9 m

	VNK overstromingskans	VTV beoordeling
opbarsten		n.v.t. (sloot maatgevend)
piping Sellmeijer 1 laags (VTV)		0,44 (C _{cr} = 29)
piping Sellmeijer 2 laags (VNK)		0,46 (C _{cr} = 28) *
piping Bligh 18 (bovengrens)		0,70 (C _{cr} = 18) **
totaal	1/3200 per jaar	0,70 onvoldoende

* Ter controle is de 1laags schematisering ook in het 2laags Sellmeijer rekenmodel ingevoerd.

Rekening houdend met een gewijzigde beddinghoek (45 i.p.v. 41 graden) stemt dit redelijk overeen.

Wel bleek het 2 laags model bij het invoeren van te dunne laagdikten (orde 1 m of minder) instabiel te worden.

** In werkelijkheid zou in eerste instantie de toetsing worden uitgevoerd met de methode Bligh i.p.v. de methode Sellmeijer, conform TRWG. Op basis van de VNK informatie zou een gunstiger creepfactor 16,5 worden vastgesteld, ofwel n = 0,77.

Tabel C.5

Resultaten 'opbarsten en piping' Dijkkring 10 Mastenbroek, vak km 40,0 – 42,0

Ook bij de 'echte' Toetsing is dit vak afgekeurd.

C.2.3 Dijkkring 25 Goeree-Overflakkee, Zuiderdiepdijk hm 6,10 – 7,40

In onderstaand kaartje wordt de ligging van de Zuiderdiepdijk hm 6,10 – 7,40 gegeven. Eventuele welvorming zal in het afwateringskanaal pal achter de dijk plaatsvinden.



*Figuur C.3
Dijkkring 25, Zuiderdiepdijk (hm 6,10 – 7,40) – Haringvliet*

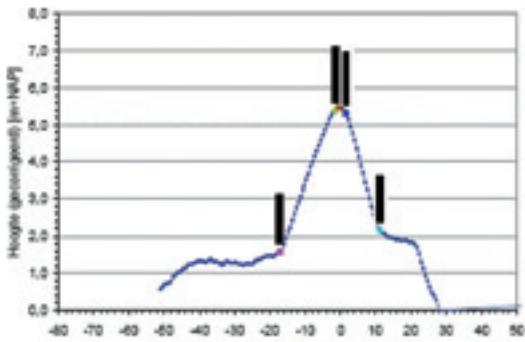
Uitgangspunten Toets Opbarsten en Piping:

- Normfrequentie : 1/4000 per jaar
- Rekenprofiel : zie Figuur 4
- Ondergrond : scenario 10
- HR2006 : NAP + 2,60 m
- Getijreductie : n.v.t. (Haringvlietsluizen gesloten)
- Slooppeil : NAP – 0,67 m
- Deklaag : n.v.t. (sloot maatgevend)
- Kwelweglengte : 43,9 m (voorland niet in rekening gebracht)
- Doorlatendheid : 3,2.10⁻⁴ m/s (bovenste zandpakket 2,4.10⁻⁴ m/s)
- Korreldiameter d70 : 123 m
- Dikte zandpakket : 13,68 + 45,31 = 59,0 m

	VNK overstromingskans	VTV beoordeling
opbarsten		n.v.t. (kanaal maatgevend)
pipings Sellmeijer 1 laags (VTV)		0,45 (C _{cr} = 30)
pipings Sellmeijer 2 laags (VNK)		0,50 (C _{cr} = 27)
pipings Bligh 18 (bovengrens)		0,75 (C _{cr} = 18) *
totaal	1/390 per jaar	0,75 onvoldoende

* In werkelijkheid zou in eerste instantie de toetsing worden uitgevoerd met de methode Bligh i.p.v. de methode Sellmeijer, conform TRWG. Op basis van de VNK informatie zou een creepfactor 18 worden vastgesteld (dus de meest conservatieve waarde), ofwel n = 0,75.

*Tabel C.6
Resultaten 'opbarsten en piping' Dijkkring 25 Goeree-Overflakkee,
vak hm 6,10-7,40*



*Figuur C.4
Dwarsprofiel hm 6,10 – 7,40*

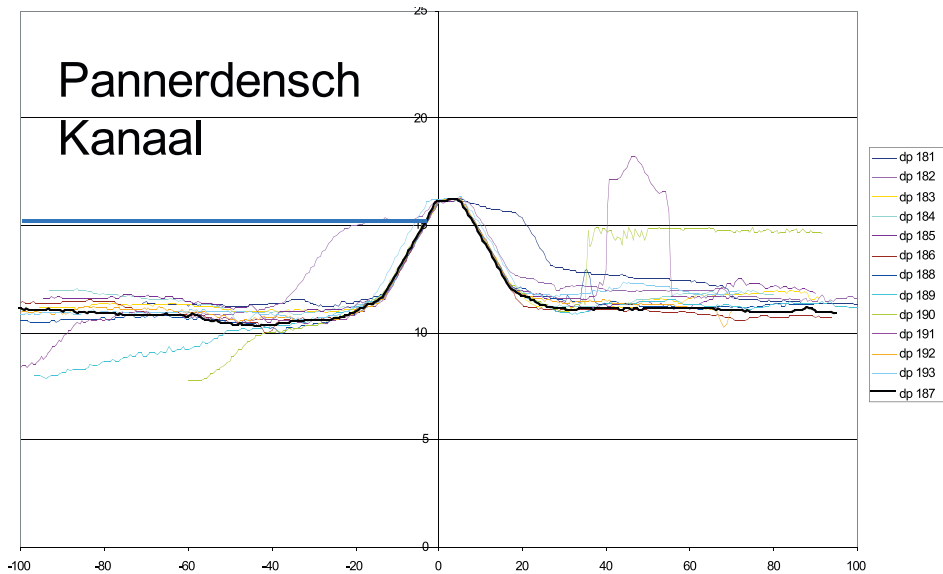
Bij de werkelijke toetsing (2003) is dit dijkvak getoetst met de methode Bligh, uitgaande van $C_{cr} = 18$. Het verschil wordt veroorzaakt door een grotere kwelweglengte (51 i.p.v. 43,9 m) en een hoger slootpeil (-0,20 i.p.v. -0,66 m). Dit resulteerde in een veiligheid 1,01 i.p.v. 0,75, zodat het dijkvak juist voldoet.

C.2.4 Dijkkring 48 Rijn en IJssel, Loodijk dp 181 – 193

Alle dijkvakken voldoen voor het mechanisme ‘opbarsten en piping’ aan de wettelijke norm aangegeven in de Wet op de Waterkering, bij een overschrijdingsfrequentie 1/1.250 per jaar. De door VNK gevonden maatgevende vakken komen overeen met de locaties waar door het waterschap (zandmeevoerende) wellen zijn geconstateerd bij hoogwatersituaties.



*Figuur C.5
Dijkkring 48, Loodijk (dp 181 – 193) – Pannerdensch Kanaal*



Figuur C.6
Dwarsprofielen, met kenmerkend profiel dp 187

Uitgangspunten Toets Opbarsten en Piping:

- Normfrequentie : 1/1.250 per jaar
- Rekenprofiel : dp 187
- Ondergrond : scenario 2
- HR2006 : NAP + 15,20 m
- Getijreductie : n.v.t.
- Maaiveldhoogte : NAP + 11,3 m (kwelsloot niet maatgevend)
- Deklaag : 3,06 m dik, gewicht 14,2 kN/m³
- Stijghoogte : NAP + 14,40 m
- Kwelweglengte : 57,0 m
- Doorlatendheid : 1,8.10⁻³ m/s (bovenste zandlaag 5,2.10⁻⁴ m/s)
- Korreldiameter d70 : 256 m
- Dikte zandpakket : 0,29 + 35,65 = 35,9 m

	VNK overstromingskans	VTV beoordeling
opbarsten		0,71 onvoldoende
pipings Sellmeijer 1 laags (VTV)		0,76 (C _{cr} = 25)
pipings Sellmeijer 2 laags (VNK)		0,77 (C _{cr} = 25)
pipings Bligh 18 (bovengrens)		1,06 (C _{cr} = 18) *
totaal	1/3600 per jaar	1,06 goed

* In werkelijkheid zou in eerste instantie de toetsing worden uitgevoerd met de methode Bligh i.p.v. de methode Sellmeijer, conform TRWG. Op basis van de VNK informatie zou een gunstiger creepfactor 14,5 worden vastgesteld, ofwel n = 1,32

Tabel C.7
Resultaten ‘opbarsten en piping’ Dijkkring 48 Rijn en IJssel, vak dp 181–193

Ook bij de ‘echte’ Toetsing is het betreffende dijkvak goedgekeurd.

C.2.5 Conclusies en aanbevelingen

In onderstaande tabel zijn de resultaten voor de drie door VNK gevonden maatgevende dijkvakken samengevat.

vak uit dijkkring	normfrequentie (per jaar)	VNK faalkans (per jaar)	Sellmeijer 2 laags	Bligh Ccr = 18	eindoordeel
10 Mastenbroek	1/2000	1/3100	0,46	0,70	onvoldoende
25 Goeree- Overflakkee	1/4000	1/390	0,50	0,75	onvoldoende
48 Rijn en IJssel	1/1250	1/3600	0,77	1,06	goed

Tabel C.8 Overzicht resultaten 'opbarsten en piping' voor maatgevend dijkvak

1. Door VNK is geanticipeerd op lopend onderzoek, door de methode Bligh en de daarmee samenhangende begrenzing van het toepassingsgebied van de methode Sellmeijer beide te verwerpen. Dit heeft een grote invloed op de gevonden faalkansen. De met (uitsluitend) Sellmeijer gevonden lagere veiligheidsfactoren corresponderen goed met de door VNK gevonden hoge faalkansen. Indien door VNK dezelfde regels zouden zijn gehanteerd als bij de reguliere toetsing, zou naar verwachting lagere faalkansen zijn gevonden.
2. In dit memo is de vergelijking uitgevoerd op basis van de door VNK toegeleverde gegevens en schematiseringen. De methode Sellmeijer, en daarmee ook de uitkomsten van zowel VNK als de Toetsing, is gevoelig voor de beschikbare gegevens en de keuzes die zijn gemaakt ten aanzien van de schematisering en parameters. Ook dit betekent dat het hier gevonden eindoordeel kan afwijken met de resultaten van de formele Toetsing.
3. Aanbevolen wordt om de wenselijkheid en consequenties van deze gewijzigde aanpak voor zowel de toetsing als voor het ontwerp van dijkversterkingen op korte termijn in beeld te brengen.
4. Aanbevolen wordt om in het vervolg van VNK2 de uitkomsten, gehanteerde schematisering en parameterkeuze voor alle mechanismen (waaronder opbarsten en piping) nauwgezet te vergelijken met die van de formele Toetsing.

Sterkteonzekerheden en lengte-effect

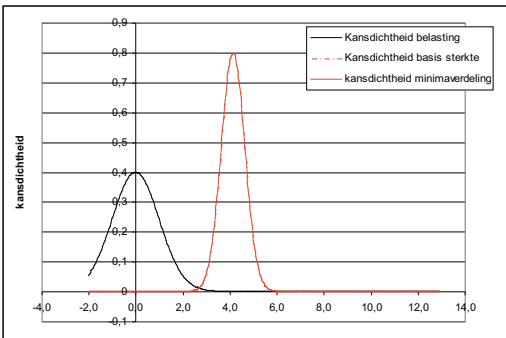
D.1 N onafhankelijke elementen

Aanleiding en doel

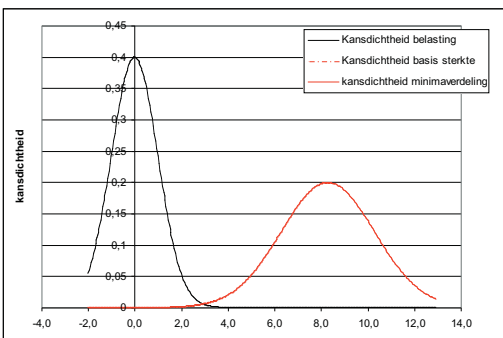
De onzekerheid in een sterkte parameter (R) kan er toe leiden dat in geval van een seriesysteem met meerdere elementen de faalkans sterk toeneemt met het aantal elementen. Het zogenaamde lengte effect wordt zowel bepaald door het aantal onafhankelijke elementen als door de grootte van de onzekerheid R. Doel van deze bijlage is dit inzichtelijk te maken met een aantal numerieke voorbeelden.

Onzekere belasting en één onzekere sterkte parameter

Uitgangspunt zijn onderstaande twee gevallen met een onzekere belasting S ($\mu_S = 0, \sigma_S = 1$) met één geval met een kleine onzekerheid op de sterkte ($\sigma_R = 0,5$) en het andere geval een grote onzekerheid op de sterkte ($\sigma_R = 2,0$). In beide gevallen wordt het gemiddelde zo geschaald dat de faalkans in beide gevallen gelijk is ($P_f = 10^{-4}$), zie Figuur D.1.



kleine sterkteonzekerheid ($\sigma_R = 0.5$)



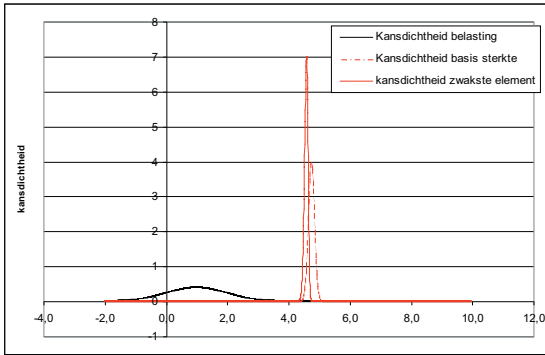
grote sterkteonzekerheid $\sigma_R = 2$

Figuur D.1

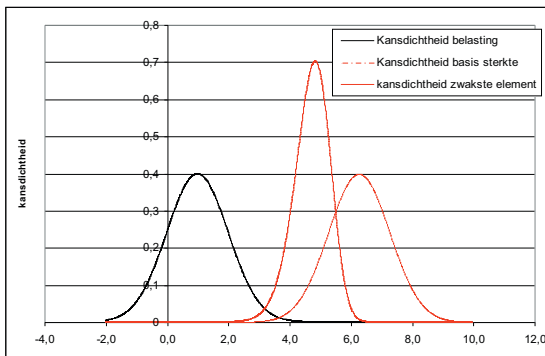
Twee gevallen met identieke belasting, maar met kleine (linker grafiek) en grote (rechter grafiek) sterkteonzekerheid. Beide gevallen hebben gelijke faalkans

Onzekere belasting met meerdere elementen

We beschouwen nu een systeem met een aantal onafhankelijke elementen (N), welke allen worden beschreven door R. Er ontstaat nu een minima verdeling van R volgens onderstaande figuren. Door het toegenomen aantal elementen schuift de verdeling van de minimale sterkte in de richting van de belasting verdeling en dus neemt de faalkans toe. De toename van de faalkans met het aantal elementen is sterker in geval van een grote sterkteonzekerheid dan in geval van een kleine sterkteonzekerheid, zie figuren D.2 t/m D.4.

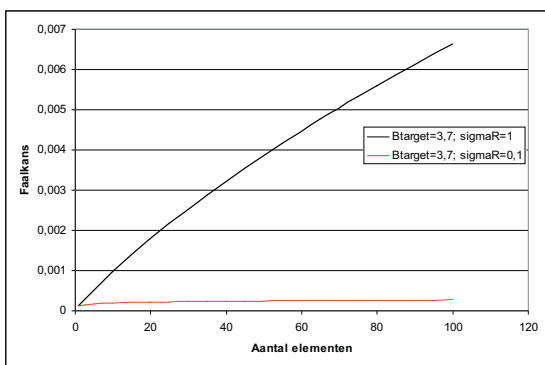


Figuur D.2
 Kansdichtheden met $N = 10$, $\sigma R = 0.1$, en $P_f = 1,7 * 10^{-4}$



Figuur D.3
 Kansdichtheden met $N = 10$, $\sigma R = 1$, $P_f = 9.13 * 10^{-3}$

Voor verschillende aantallen elementen levert dit onderstaande resultaten op:



Figuur D.4
 Faalkans vs. aantal elementen

Conclusies

Uit bovenstaande analyse kan worden afgeleid dat de faalkans sterk toeneemt met het aantal onafhankelijke elementen, het lengte effect. Tevens kan worden vastgesteld dat het lengte effect groter wordt naarmate de onzekerheid in de sterkte groter is.

Formules

Uitgangspunt is dat zowel R als S normaal zijn verdeeld volgens:

$$(\mu_R, \sigma_R) \text{ en } (\mu_S, \sigma_S)$$

De verdeling van de minimale R wordt gegeven door:

$$F_{\min R} = P(Y \leq y) = F_R^N = 1 - P(Y \geq y) = 1 - (1 - F_R)^N$$

$$f_{\min R} = \frac{dF_{\min R}}{dy} = N(1 - F_R)^{N-1} f_R$$

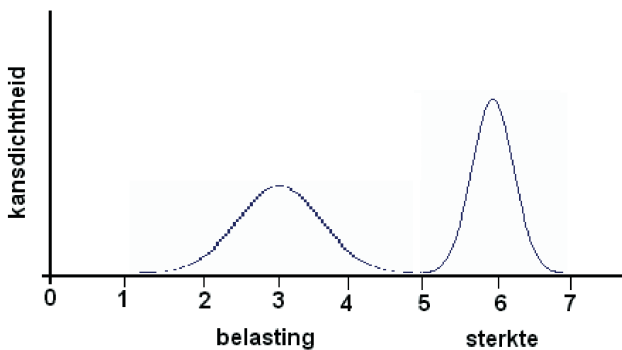
Waarin $F_{\min R}$ de cumulatieve verdelingsfunctie is en $f_{\min R}$ de kansdichtheidsfunctie is van minimale R. De faalkans wordt nu gegeven door:

$$P(Z < 0) = \int_{-\infty}^{\infty} (1 - F_S) f_{\min R} dx$$

D.2 Sterkte gedeeltelijk afhankelijk

Probleemomschrijving

We beschouwen een dijkstrekking van 6 km. Deze wordt belast door een normaal verdeelde belasting b , die overal in de dijkstrekking gelijk is (hoewel onzeker). De dijkstrekking wordt gedacht te bestaan uit 30 vakjes van 200 m. De sterkte van de vakjes is (onafhankelijk) verschillend per vakje, maar wel deel van een normaal verdeelde populatie. De breedte van de vakjes kan niet willekeurig worden gekozen; deze is gerelateerd aan zogenaamde correlatielengtes van sterkteparameters van dijklichaam en ondergrond. Daar gaan we hier niet verder op in. Voor het doel van deze notitie is het voldoende te weten dat de keuze van 200 m voor grondmechanische faalmechanismen realistisch is. Belasting en sterkte hebben betrekking op een niet nader benoemd faalmechanisme, om die reden worden bij de getalsmatige specificaties van belasting en sterkte geen dimensies gegeven.



Figuur D.5

Normaal verdeelde sterkte en belasting

Belasting: $E[b] = 3$ en $(b) = 0.7$

Sterkte: $E[s] = 6$ en $(s) = 0.4$

De vraag is: hoe groot is de faalkans, dat is de kans dat tenminste één vakje faalt?

Berekening faalkans

De betrouwbaarheidsfunctie is: $Z = s - b$. Hiervan zijn de verwachtingswaarde en de standaardafwijking:

$$E[Z] = E[s] - E[b] = 6 - 3 = 3$$

$$\sigma(Z) = \sqrt{(\sigma(b))^2 + (s)^2} = 0.806$$

De betrouwbaarheidsindex is:

$$\beta = E[Z] / \sigma(Z) = 3 / 0.806 = 3.72$$

en daarmee de faalkans voor een willekeurig vakje:

$$P_f = \Phi(-\beta) = 9.9 \cdot 10^{-5}$$

De kans dat één of meer (namelijk de zwakste) van de vakjes falen is de faalkans inclusief lengte- effect (serie-effect). Deze wordt berekend met een vereenvoudigde Hohenbichler-Rackwitz methode (voor elementen van een systeem, die onderling dezelfde correlatie hebben):

$$P_{f, \text{serie}} = 1.22 \cdot 10^{-3} \text{ (dus } P_{f, \text{serie}} \approx 12.3 P_f \text{)} \quad (1)$$

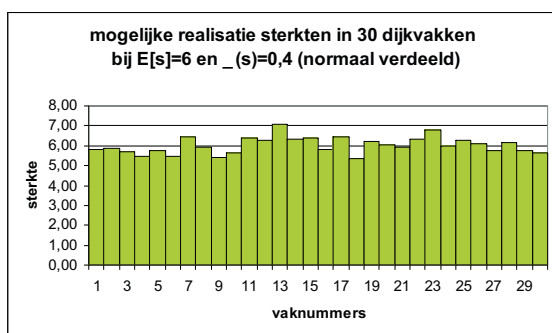
De factor $P_{f, \text{serie}} / P_f$ wordt ook wel lengte-effect factor genoemd en is afhankelijk van het aantal vakjes en hun onderlinge correlatie, maar ook van de faalkans P_f (en dus ook de betrouwbaarheidsindex β) voor een willekeurig vakje. De correlatie tussen de vakjes is in dit geval: $\rho = (b)^2 / \sigma(Z)^2 = 0.75$.

Hoe groter de correlatie, hoe kleiner lengte-effect factor. Verder: hoe kleiner de β , hoe kleiner de lengte-effect factor. Zou in ons geval de verwachtingswaarde van de sterkte $E[s] = 5$, geweest zijn, dan is de betrouwbaarheidsindex $\beta = 2.48$ en de lengte-effect factor 7.5.

We gaan vervolgens kijken hoe groot de faalkans van het zwakste vakje is, als we een serie vaksterktes genereren via Monte Carlo simulatie, met trekkingen uit de kansverdeling van de sterkte.

Faalkans zwakste vakje

Een mogelijke realisatie van de sterktes per vakje wordt getoond in Figuur D.2. De sterktes zijn gegenereerd via Monte Carlo (MC) simulatie met trekkingen uit de bovengenoemde kansverdeling van de sterkte, maar zouden bijvoorbeeld ook uit een meting van de sterkte per vakje kunnen volgen. We zullen de realisatie via MC-trekkingen daarom aanduiden als 'pseudo meting'



Figuur D.6
Mogelijke realisatie van de sterktes per vakje

Het zwakste vakje is, bij deze realisatie, vakje 18, met een sterkte van 5.37. De belasting is door de (pseudo)meting niet minder onzeker geworden. Voor vakje 18 geldt:

$$Z_{18} = 5.37 - b$$

en dus $E[Z_{18}] = 5.37 - 3 = 2.37$, en $\sigma(Z_{18}) = 0.7$ en betrouwbaarheidsindex $\beta_{18} = 2.37/0.7 = 3.38$.

Dit geeft voor de faalkans van dit zwakste vakje:

$$P_f(\text{zwakste vakje}) = \Phi(-3.38) = 3.56 \cdot 10^{-4}$$

dus ongeveer 3.5 keer de faalkans voor een willekeurig vakje. Dit is de gerealiseerde lengte-effect factor van de pseudo meting.

Deze door de simulatie gerealiseerde lengte-effect factor is natuurlijk sterk van het toeval afhankelijk. De pseudo meting van de sterkte hebben we daarom vijf keer uitgevoerd. Telkens is hierbij een ander vakje het zwakste vakje en is de sterkte in dat zwakste vakje verschillend van de andere pseudo metingen en daarmee ook de faalkans die hierbij hoort. In onderstaande tabel zijn de uitkomsten van de vijf simulaties gegeven en daarbij ook de kansen op falen van de zwakste vakjes. Deze kansen hebben we gemiddeld en daarmee de gemiddelde lengte-effect factor voor de vijf pseudo-metingen berekend.

simulatie =>	1	2	3	4	5	gemiddeld
zwakste vak	18	17	22	21	23	
sterkte zwakste vak	5.37	5.09	5.14	5.08	5.30	
faalkans	$3.6 \cdot 10^{-4}$	$1.4 \cdot 10^{-3}$	$1.1 \cdot 10^{-3}$	$1.5 \cdot 10^{-3}$	$5.0 \cdot 10^{-4}$	$9.8 \cdot 10^{-4}$

Verhouding tussen gemiddelde faalkans uit simulaties en vakfaalkans volgens vergelijking (3): $9.8 \cdot 10^{-4} / 9.9 \cdot 10^{-5} = 9.9$

Tabel D.1 Uitkomsten van 5 simulaties van 30 vakken met onafhankelijke sterktes, maar volledig gecorreleerde belastingen

We zien dat de faalkansen van de zwakste vakjes steeds aanzienlijk groter zijn dan de faalkans die voor een willekeurig vakje berekend is. Dat komt omdat bij de faalkans voor een willekeurig vakje gerekend is met positieve zowel als negatieve afwijkingen ten opzichte van de gemiddelde sterkte. Kijken we naar het zwakste vakje van een mogelijke realisatie, en daar gaat het natuurlijk om, dan zien we dat de faalkans daarvan aanzienlijk groter is; in tabel D.1 gemiddeld een factor 9.9.

Deze verhouding verandert als we vijf andere simulaties genereren, maar zal naar een vaste waarde convergeren naarmate we dat gemiddelde berekenen over een groter aantal MC simulaties (dus niet vijf, maar bijvoorbeeld honderd of meer). Die verhouding convergeert dan (in elk geval bij benadering) naar de in vergelijking (1) berekende waarde van 12.3.

Conclusie

De berekening van het lengte-effect (in vergelijking 1) is een statistische schatting van de verhouding tussen de faalkans van het zwakste vakje in de dijkstrekking en de faalkans voor een willekeurig vakje, als de werkelijke sterkten in de vakjes ook echt gemeten zouden worden.

69 Bijlage E

Verkenning ondergrens lengte-effect voor piping

Aanleiding

Aanleiding voor deze bijlage is de grootte van het lengte-effect gevonden in VNK2 voor het mechanisme piping (en deels voor andere mechanismen zoals bekleding). Op vakkniveau wordt het lengte-effect vooral bepaald door de correlatielengtes van de dominante sterkte- en belastingvariabelen. Op ringniveau, bij het combineren van vakkansen tot ringkansen, zijn de restcorrelaties per variabele bepalend, eveneens voor de variabelen met een grote invloed op de faalkans (hoge α 's). De restcorrelaties per variabele zijn invoerparameters in PC-Ring. In VNK2 zijn grotendeels conservatieve aannames voor de restcorrelaties gemaakt. De meeste sterktevariabelen worden van vak tot vak als onafhankelijk aangenomen. De modelonzekerheden worden als volledig gecorreleerd beschouwd. Dit is echter geen conservatieve benadering. Bij de herhaling van schaalproeven in praktisch gecontroleerde experimentele opstellingen zullen de uitkomsten vrijwel altijd verschillend zijn.

Analyse

Ter verkenning van de effecten van hogere restcorrelaties (tussen vakken) dan per default in VNK2 aangenomen zijn op aanvraag van ENW door VNK berekeningen gemaakt met hogere restcorrelaties. De in de laatste kolom in Tabel E.1 opgenomen waarden zijn geschat als praktische bovengrenzen voor correlaties van stochasten tussen vakken. Hoe realistisch deze waarden zijn wordt veelal bepaald door de manier van inwinnen van gegevens.

X	omschrijving	een- heid	type	parameters		ruimtelijke spreiding (default)		ruimtelijke spreiding (conservatief)	
				ligging	spreiding	d_x	ρ_x	d_x	ρ_x
h_{kp}	kwelslootpeil	m	nor	nom	$\sigma = 0,10$ m	-	1	-	1
Y_{nat}	nat volumegewicht								
	cohesieve deklaag	kN/m ³	nor	nom	$V = 0,05$	300 m	0	300 m	0.5
Y_k	volumegewicht zand (korrelmateriaal)	kN/m ³	nor	27	$V = 0,01$	300 m	0	300 m	1
L	lengte kwelweg	m	log	nom	$V = 0,10$	3.000 m	0	3.000 m	1
D_0	dikte cohesieve laag	m	log	nom	$V = 0,30$	200 m	0	200 m	0.3
D_1, D_2	diktes zandlagen	m	log	nom	$V = 0,10$	200 m	0	200 m	0.3
d_{70}	korreldiameter	-	log	nom	$V = 0,15$	180 m	0	180 m	0.5
	bovenste zandlaag								
θ	rolweerstandshoek	°	log	43°	$\sigma = 3^\circ$	600 m	0	600 m	1
η	constante van White	-	log	0,3	$V = 0,15$	-	1	-	1
k_i	specifieke doorlatend- heden zandlagen	m/s	log	nom	$V = 1,00$	600 m	0	600 m	0.5
m_o	modelfactor opbarsten	-	log	1,0	$V = 0,1$	-	1	-	1
m_M	modelfactor Mpiping	-	log	1,0	$V = 0,08$	-	1	-	1
m_h	modelfactor waterstand (demping)	-	log	nom	$V = 0,1$	-	1	-	1

¹ Conservatief betekent in dit geval dat men bij gebrek aan gedetailleerde informatie kiest voor waarden die tot hogere faalkansen leiden, in dit opzicht is de aanpak een bovengrenzenbenadering.

Tabel E.1
Default stochastische parameters in PC-Ring

Resultaten

Tabel E.2 geeft zowel de faalkansen van drie systeemtoets dijkringen weer op basis van de door VNK gehanteerde default waarden als ook de faalkansen verkregen met de bovengrens schattingen, zoals verwacht leidend tot lagere faalkansen:

	faalkans met default restcorrelaties	faalkans met bovengrenzen restcorrelaties
dijkkring 10 (Mastenbroek)	1/780	1/1.200
dijkkring 25 (Goeree-Overflakkee)	1/73	1/100
dijkkring 48 (Rijn en IJssel)	1/640	1/850

Tabel E.2

Uitkomsten PC-Ring berekeningen met verschillende restcorrelaties

Conclusies

De resultaten tonen aan dat zelfs voor (hoge) bovengrenswaarden van de restcorrelaties van stochasten tussen vakken het lengte-effect in dezelfde orde van grootte is als met de default waarden zoals aangehouden in VNK. Het lengte-effect wordt dus niet significant overschat. Het onafhankelijk aannemen van sterktevariabelen tussen vakken volgt de lijn dat bij gebrek aan gedetailleerde informatie conservatief wordt geschematiseerd. Het aanpassen van de restcorrelatie waarden wordt hooguit als verfijning gezien, niet als essentiële verbetering van de kwaliteit van de resultaten van VNK.

71 Bijlage F

Huidige risico en risico na piping maatregelen

Eén van de mogelijke beslissingen om het piping probleem te verhelpen is het huidige risico accepteren en niks doen. Dit is mogelijk interessant bijvoorbeeld in geval de investeringskosten (veel) groter zijn dan de risicoreductie. In deze bijlage wordt zowel het huidige risico als ook de risico reductie door piping maatregelen beschouwd.

Aanpak en uitgangspunten

Risico wordt gedefinieerd als kans maal gevolg. De volgende aanpak is gekozen:

1. De overstromingschade per dijkkring gegeven een overstroming wordt overgenomen uit Klijn et al (2007). Omdat de overstromingsschade varieert (bijvoorbeeld per breslocatie en buitenwaterstand) wordt de verwachtingswaarde van de schade genomen. Slachtoffers worden hierin niet monetair gewaardeerd
2. De tussennorm (de overstromingskans is gelijk aan de overschrijdingskans uit wet op waterkeringen) wordt als uitgangspunt gehanteerd voor de toelaatbare faalkans. Verder worden de getallen gegeven voor een toelaatbare faalkans die een factor 10 lager is dan de tussennorm, en worden getallen gegeven waarvoor een toelaatbare faalkans geldt die een factor 100 lager dan de tussennorm.
3. Het jaarlijkse risico wordt verkregen door 1. en 2. te vermenigvuldigen en vervolgens te sommeren over alle dijkringen. Dit is het risico in geval het faalmechanisme 'piping' voldoet aan de tussennorm;
4. De netto contante waarde van het risico waarbij 'piping' voldoet aan de tussennorm wordt bepaald door het jaarlijks risico te delen door de discontovoet (2.5%, standaard Ministerie van Financiën).
5. Het jaarlijks risico is groter indien piping niet voldoet aan de tussennorm. Bij het kwantificeren van dit risico wordt aangenomen dat (gemiddeld over alle dijkringen) 31% van de dijken niet voldoet en dat de faalkans een factor 3 hoger is dan de tussennorm (zie 2., overeenkomstig de aannames uit Hoofdstuk 4).
6. De netto contante waarde van het risico inclusief piping wordt bepaald door het risico waarbij piping voldoet aan de tussennorm te corrigeren voor de bij 5. genoemde punten, dus als geheel en niet per individuele dijkkring.
7. De risicoreductie door piping maatregelen wordt gevonden door 6. te verminderen met 4..

Een indicatie voor slachtoffer risico wordt op een vergelijkbare manier verkregen. In deze analyse is aangenomen dat overige faalmechanismen niet leiden tot onacceptabel hoge faalkansen, of dat deze ingeval van te hoge huidige kansen reeds zijn meegenomen in het Hoogwater Beschermingsprogramma (HWBP). Deze aanname dient wel gevalideerd te worden.

Resultaten

Het huidige economische risico (kans maal gevolg) wordt geschat op 88 M€ /jaar onder aanname dat de dijkringen dezelfde faalkans hebben als de tussennorm, dus met de aanname dat het faalmechanisme 'piping' precies voldoet aan de tussennorm (en dat andere mechanismen niet meedoen). De netto contante waarde hiervan is 3.500 M€. De netto contante waarde van het risico gegeven dat piping niet voldoet aan de tussennorm wordt geschat op 5.700 M€ (gegeven de hierboven genoemde uitgangspunten). De risicoreductie door piping maatregelen ligt in dit geval dus in de orde van 2.200 M€. Deze berekening geeft een orde van grootte aan, omdat immers ook andere faalmechanismen zullen bijdragen aan de overstromingskans. In het geval van een lagere overstromingskans waarbij het piping probleem is opgelost met een factor 10 of 100 wordt het totale risico 350 M€ respectievelijk 35 M€. De risicoreductie door de piping maatregelen wordt dan 5.400 M€ respectievelijk 5.660 M€. Om deze factor 10 of 100 te halen moeten dan wel overige mechanismes worden uitgeschakeld met bijhorende investeringen. Een

grove inschatting leert dat de verwachting van het jaarlijkse aantal slachtoffers terugloopt van 13 naar 8 door de piping maatregelen.

Conclusie

De voorgestelde maatregelen vergen een investering die kleiner is dan de behaalde economische risicoreductie voor de relatief milde tussennorm. Nemen we in de afweging ook slachtoffers, strengere normen en indirecte gevolgen zoals imago-schade mee, dan is er een goede basis om te besluiten tot investeringen in piping-compensatievoorzieningen.

Kostenschatting preventieve maatregelen

Toegepaste methode (kostenschatting)

Om de invloed van piping op de overstromingskans van een dijkkring te beperken kunnen die vakken die een onacceptabel grote faalkans door piping hebben worden verbeterd. Dit kan worden bereikt door pipingcompensatievoorzieningen (PCV's) uit te voeren. Dit zijn specifieke voorzieningen zoals bermen of kwelschermen. Het maken van een selectie van deze vakken is gebeurd met behulp van de tot nu toe beschikbaar gekomen VNK-2 berekeningen (VNK 2009). Daarna zijn de benodigde PCV's in beeld gebracht worden en de kosten daarvan berekend (kentallen dwz kosten van de PCV's per m1 dijk). Vervolgens zijn via doordachte schattingen de kosten van deze voorzieningen op landelijke schaal geraamd.

Aard van de pipingcompensatievoorziening (PCV)

Voor de selectie van de (te verbeteren) vakken met een grote faalkans voor piping wordt uitgegaan van vakken type 2 (dienen 100 keer kleinere faalkans door piping te krijgen) en vakken type 1 (dienen 10 keer kleinere faalkans door piping te krijgen).

Belastingen

Als grondslag voor de verbetering van deze vakken wordt gekozen voor een verbetering ten behoeve van een (fictieve) verhoging H van het ontwerppeil. Voor de type 1 vakken wordt voor H één maal de decimeringshoogte (= 0.5 m) aangehouden. Voor type 2 vakken wordt voor H twee maal de decimeringshoogte (= 1.0 m) aangehouden.

Sterkte

Er zijn vele soorten PCV's denkbaar. Er wordt opgemerkt dat de keuzes voor PCV's in het vervolg alleen gemaakt wordt om een redelijke kostenschatting te verkrijgen. In de werkelijke uitvoering zouden alternatieve technieken aan bod kunnen komen, echter dit is voor het verschil in de kosten niet van belang, omdat efficiency alle maatregelen goedkoper maakt.

Wel van belang is het onderscheid tussen bebouwde dijken (BB) en onbebouwde dijken (OB). Onder OB dijken wordt verstaan: dijken waarlangs geen of nauwelijks bebouwing aanwezig is. De PCV bestaat in deze gevallen uit een verlenging van de bestaande berm in grond (zie Figuur G.2). Om het werk mogelijk te maken en omdat de verlengde berm onderdeel van de waterkering is, dient de benodigde ondergrond te worden aangekocht.

Onder BB dijken wordt verstaan: dijken waarlangs bebouwing aanwezig is. Dit kan min of meer aaneengesloten bebouwing zijn, maar ook bebouwing met onderlinge afstanden van 100-200m. Voor BB dijken wordt een oplossing met kwelschermen geschematiseerd. Bij spaarzaam bebouwde dijken is een afwisseling tussen kwelschermen en verlengde binnenbermen niet waarschijnlijk. Denk aan overgangstukken en landschappelijke aspecten. Bij BB dijken wordt dus aan, in lengterichting, doorgaande schermen gedacht (zie Figuur G.1). Het doorgaande scherm kan op een min of meer willekeurige plaats in het dwarsprofiel worden geplaatst (binnendijks of in de buitenteen).

De PCV bestaat dus in zijn algemeenheid uit een beperkte voorziening, alleen gericht op het verbeteren van de dijk tegen piping. Het buitentalud, de kruin en het binnentalud blijven ongewijzigd. Alleen de binnenberm van de OB dijken wordt iets verhoogd en vooral verlengd. Bij de BB dijken wordt het kwelscherm (onzichtbaar) aangebracht en de binnenberm iets verhoogd.

Omvang van de PCV (dwarsprofiel)

Globaal gesproken kan gesteld worden dat bij een (fictieve) waterstandsverhoging van H een verlenging van de kwelweglengte van $18 \times H$ nodig is, in geval van een horizontale kwelweg (Bligh). Vanwege de hogere buitenwaterstand stijgt de potentiaal onder de dijk en is een beperkte verhoging van de binnenberm eveneens noodzakelijk. Deze bermverhoging werkt eveneens gunstig voor het mechanisme macrostabiliteit. Aangenomen wordt, dat de lengte van de bestaande binnenberm ca 15 m is.

Bebouwde dijk (BB)

Voor een BB dijk met een decimeringshoogte van $H=0,5$ m is een damwandlengte (op basis van Lane, verticaal) van $0,5 \times 8,5 \times H = 2,13$ m nodig (BB1). Voor een BB dijk met $H= 1,0$ m is een lengte van 4,25 m nodig (BB2). De bestaande binnenberm wordt met $0,5 \times H$ verhoogd. Overigens zou het raadzaam zijn uit oogpunt van robuustheid langere damwanden te heien. Ter voorkoming van 'overlooptheid' dienen de damwanden zich aan de bovenzijde minstens 1 m in de klei te bevinden.

Onbebouwde dijk (OB)

Bij OB dijken is ruimte beschikbaar voor een verlenging van de binnenberm (op basis van Bligh, horizontaal) van $18H$ dus resp. 9 m en 18 m. Deze verlenging zal een gemiddelde hoogte hebben van Hm . Ook hier zal de bestaande binnenberm met $0.5 \times H$ verhoogd worden. De ondergrond van de bermverlenging zal worden aangekocht. De kosten per m1 dijk (kentallen) voor OB1, OB2, BB1 en BB2 worden uiterekend onder de Figuren G.1 en G.2.

Omvang van de PCV (lengteprofiel)

Elke dijkkring kan naar geometrie en ondergrond opgedeeld worden in vakken. In een aantal vakken is het faalmechanisme piping dominant, dat wil zeggen dat in een dergelijk vak de faalkans voor een groot deel bepaald wordt door piping. In een aantal van die vakken is die faalkans zo groot dat hierdoor ook de overstromingskans van de gehele dijkkring in grote mate wordt bepaald. In het kader van het project Veiligheid van Nederland in Kaart (VNK-2) is recent (VNK 2009) het bovenstaande voor een drietal dijkkringen verder geanalyseerd. Uit de navolgende tabel blijkt dat de drie dijkkringen 10, 25 en 48 een totale lengte hebben van 143,3 km. Hiervan dient volgens de eerder genoemde criteria 20,9 % twee decimeringshoogten (1,0 m) te worden verbeterd en 22,3 % één decimeringshoogte. Opvallend is de spreiding van de eerste categorie (één decimeringshoogte) van 7,44 % in dijkkring 25 tot 46,15 % in dijkkring 48. Dit betekent dat pas na volledige doorrekening van alle 53 dijkkringen een nauwkeurig beeld van de benodigde PCV's kan worden verkregen.

dijkring	vakken met faalkans groter dan 1/10,000 per jaar		vakken met faalkans tussen 1/10,000 en 1/100,000 per jaar		totaal		% te verbeteren	
	aantal	km	aantal	km	aantal	km	factor 10	factor 100
10	5	6.5	15	11.4	55	47.0	13.7 %	24.1 %
25	22	13.8	7	3.3	43	44.3	31.0 %	7.4 %
48	8	9.7	21	24.0	56	52.0	18.6 %	46.2 %
		29.9		38.7		143.3	20.9 %	22.3 %

Tabel G.1

Betreffende de dijkringen 10(Mastenbroek), 25(Goeree-Overflakkee) en 48 (Rijn en IJssel) vwbv verdeling pipingdominante dijkvakken Landelijke inschatting van de benodigde PCV's

In Nederland zijn in totaal 3500 km primaire waterkeringen, te weten: 2800 km direct kerend en 700 km indirect kerend (zgn C-keringen). In een deel van deze 3.500 km komt het faalmechanisme piping niet of nauwelijks voor, bijvoorbeeld duinen, Zuid-Holland, Friesland, Groningen.

Aangenomen wordt, dat in 30 % van de totale dijk lengte in Nederland piping in het geheel niet voorkomt. In de resterende 70 % van 3500 = 2450 km wordt piping geacht in meer of mindere mate voor te komen. De onderzochte dijkringen (één in het bovenrivierengebied, één in het kustgebied en één in het benedenrivierengebied) worden geacht enigszins representatief te zijn voor dit deel van het dijkstelsel.

Bovenstaande tabel laat zien dat voor de drie onderzochte dijkringen respectievelijk 22.3 % (grote spreiding) één decimeringshoogte extra belast zou moeten worden en 20.9 % (beperkte spreiding) twee decimeringshoogten. Vanwege het verschil in spreiding wordt voor de extrapolatie naar landelijk niveau 25 % (i.p.v. 22.3 %) en afgerond 20 % (i.p.v. 20.9 %) aangehouden. Het beeld van de drie doorgerekende dijkringen (145 km = ca 5 % van het totale stelsel) wordt dus van toepassing verklaard op de 2450 km dijk lengte waar piping kan voorkomen. Dit betekent dat:

- 20 % van 2450 = 490 km in aanmerking komt voor een versterking met een factor 100 lagere faalkans (PCV-2).
- 25 % van 2450 = 612 km in aanmerking komt voor een versterking met een factor 10 lagere faalkans (PCV-1).

Ten aanzien van de keuze bebouwd (BB, kostbaar) gebied of onbebouwd (OB, minder kostbare voorziening) kan niet gesteld worden dat de berekende dijkringen hiervoor representatief zijn. Het landelijk onbebouwde karakter overheerst hier. Kijkend naar het gehele stelsel van 2450 km lijkt een verdeling van bebouwd-onbebouwd van 60-40 redelijk. Hierbij moet bedacht worden, dat de overgang tussen een OB en een BB oplossing zorgvuldig moet worden ontworpen. Ten behoeve van de continuïteit van het dijkprofiel is ook een spaarzaam bebouwde dijk als bebouwd aan te merken. Dit geeft de volgende vier varianten:

1) Bebouwd,	2 decimeringshoogten (BB2):	490 km x 0.6 =	294 km
2) Bebouwd,	1 decimeringshoogte (BB1):	612 km x 0.6 =	367 km
3) Onbebouwd,	2 decimeringshoogten (OB2):	490 km x 0.4 =	196 km
4) Onbebouwd,	1 decimeringshoogten (OB1):	612 km x 0.4 =	245 km
Totaal:			1.102 km

Op deze wijze berekend komt $1.102/3.500 \times 100 = 31\%$ van het totale Nederlandse dijkstelsel voor een PCV dat wil zeggen een gedeeltelijke dijkversterking in aanmerking.

Totale kosten van de benodigde PCV's

Op basis van de eerder onderbouwde kentallen per variant worden de totale kosten voor PVC's op landelijke schaal voor Nederland geschat als:

variant	lengte dijk (km)	kentallen (M€/km)	kosten PVC's (M€)
BB2	294	1.961	577
BB1	367	1.146	421
OB2	196	1.335	261
OB1	245	545	134
totaal	1.102		1.393

Uitvoerbaarheid

Kijkend naar het dwarsprofiel van de waterkering blijkt dat ten behoeve van een PCV niet aan het buitenmaaiveld, het buitentalud, de kruin en het binnentalud behoefte te worden gewerkt. Tengevolge van de (fictieve) verhoging van het MHW beperken de werkzaamheden zich tot een geringe verhoging van de bestaande binnenberm, maar vooral tot werkzaamheden aan het eind van de binnenberm. In geval van bebouwd gebied (kwelscherm) kan de bestaande binnenberm als werkterrein worden gebruikt (voor de heijapparatuur) en hoeft geen grond te worden aangekocht; bij kwetsbare plekken (bebouwing op of nabij de berm) kan het kwelscherm, binnen bepaalde grenzen, verplaatst worden. Schade kan worden voorkomen door aangepaste heitechniek.

In onbebouwd gebied dient ondergrond te worden aangekocht om twee redenen:

- 1 De verlengde berm behoort tot de waterkering en het is regulier beleid dat de beheerder eigenaar is van de waterkering,
- 2 Om er zeker van te zijn dat de aannemer ongestoord zijn werk kan uitvoeren dient over het eigendom van de ondergrond te worden beschikt.

Echter bij zeer flauwe beëindiging van de verlengde binnenberm, deels op de grond van de aangrenzende eigenaar, kan het gebruik van de verworven grond weer grotendeels aan de verkoper worden teruggegeven. Dit kan betekenen dat de grondverwerving soepel kan plaatsvinden. Wel is een behoorlijke aankoop prijs (€ 10.-/m²) aangehouden, omdat het een rand betreft en vaak een deel van het erf zal moeten worden aangekocht.

Het geheel overziende heeft dit werk meer het karakter van een flinke onderhoudsmaatregel dan van een dijkversterking. Een MER-rapportage lijkt niet noodzakelijk, volstaan zou kunnen worden met een eenvoudige (inspraak)procedure. Een vermindering van de kwaliteit van de waterkering gedurende de uitvoering is niet waarschijnlijk.

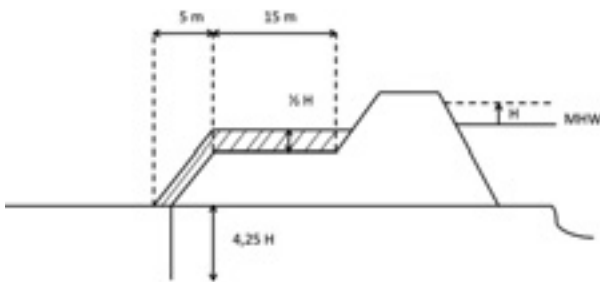
Overstromingskansen na aanbrengen PCV's

Onderstaande tabel geeft voor de dijkringen 10,25 48, volgens opgave van het projectbureau VNK-2, de overstromingskansen (=ringkansen) en de resterende overstromingskansen in geval de bijdrage voor het faalmechanisme piping te verwaarlozen is (vakkansen voor piping $\leq 10^{-6}$).

dijkkring	overstromingskans	overstromingskans na aanbrengen PCV's
10	1/340	1/540
25	1/42	1/100
48	1/500	1/1.300

In deze schatting is aangenomen dat de onvoldoende pipingvakken nog verbeterd moeten worden.

Kosten van pipingcompensatievoorziening (PCV) bermverlenging per m voor bebouwde dijken

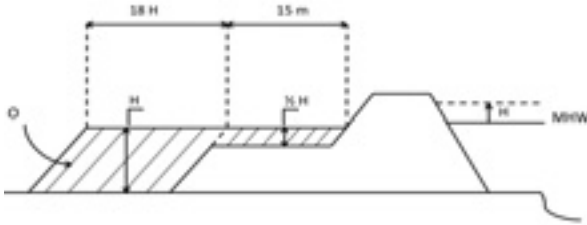


Figuur G.
Bebouwde dijken (BB)

Uitgangspunt: damwand AZ 18 (aankoop $118 \text{ kg/m}^2 \times \text{€ } 1,20/\text{kg} = \text{€ } 142,-/\text{m}^2$)
 Bermverhoging $20 \text{ m} \times \frac{1}{2} H = 10 H \text{ m}^3/\text{m}^1$ dijk, aanbrengen bermgrond $\text{€ } 22,-/\text{m}^3$
 Damwandlengte: $L = 4,25 H + 1 \text{ m}$

omschrijving	BB1 (H = 0.5 m)		BB2 (H = 1.0 m)	
aankoop damwand	3.13 m à € 142,-	445,-	5.25 m à € 142,-	745,-
vervoer, heien		80,-		120,-
bermverhoging, afwerking	5 m ³ à € 22,-	110,-	10 m ³ à € 22,-	220,-
subtotaal		635,-		1085,-
eenmalige kosten 15 %		95,-		163,-
subtotaal		730,-		1248,-
voorbereiding, directie, toezicht 20 %		146,-		250,-
subtotaal		876,-		1498,-
btw 19 %		166,-		285,-
subtotaal		1042,-		1783,-
onvoorzien 10 %		104,-		178,-
totaal per m¹ dijk		1146,-		1961,-

Kosten van pipingcompensatievoorziening (PCV) bermverlenging per m voor onbebouwde dijken



Figuur G.2
Onbebouwde dijken (OB)

$$H = 0.5 \text{ m} \quad O = 18 \times H \times H + 15 \times 0.5 \times H = 8 \text{ m}^3/\text{m}^1 \text{ dijk}$$

$$H = 1.0 \text{ m} \quad O = 18 \times 1 + 15 \times 0.5 = 25.5 \text{ m}^3/\text{m}^1 \text{ dijk}$$

omschrijving	OB1 (H = 0.5 m)		OB2 (H = 1.0 m)	
verwerking dijkgrond m ³	8 m ³ à € 22,-	176,-	25.5 m ³ à € 22,-	561,-
- aankoop				
- vervoer				
- verwerking				
terreinafwerking (egaliseren, inzaaien)	24 m ² à € 0,25	6,-	33 m ² à € 0,25	8,-
vervanging heiningen		20,-		20,-
verplaatsen teensloot		50,-		50,-
subtotaal		252,-		639,-
eenmalige kosten 15 %		38,-		96,-
subtotaal		290,-		735,-
voorbereiding, directie, toezicht 20%		58,-		147,-
subtotaal		348,-		882,-
btw 19%		66,-		168,-
subtotaal		414,-		1050,-
onvoorzien 10 %		41,-		105,-
subtotaal		455,-		1155,-
aankoop grond (m ²)	9 m ² à € 10,-	90,-	18 m ² à € 10,-	180,-
totaal per m¹ dijk		545,-		1335,-

Colofon

Tekst

Prof.dr.s.ir. J.K. Vrijling *voorzitter*

Dr.ir. M. Kok

Ir. E.O.F. Calle

Ir. W.G. Epema

Ir. M.T. van der Meer

Dr.ir. P. van den Berg

Ir. T. Schweckendiek *secretaris*

Vormgeving

Comma-S ontwerpers, 's-Hertogenbosch

Voor vragen over ENW

www.enwinfo.nl

Januari 2010

