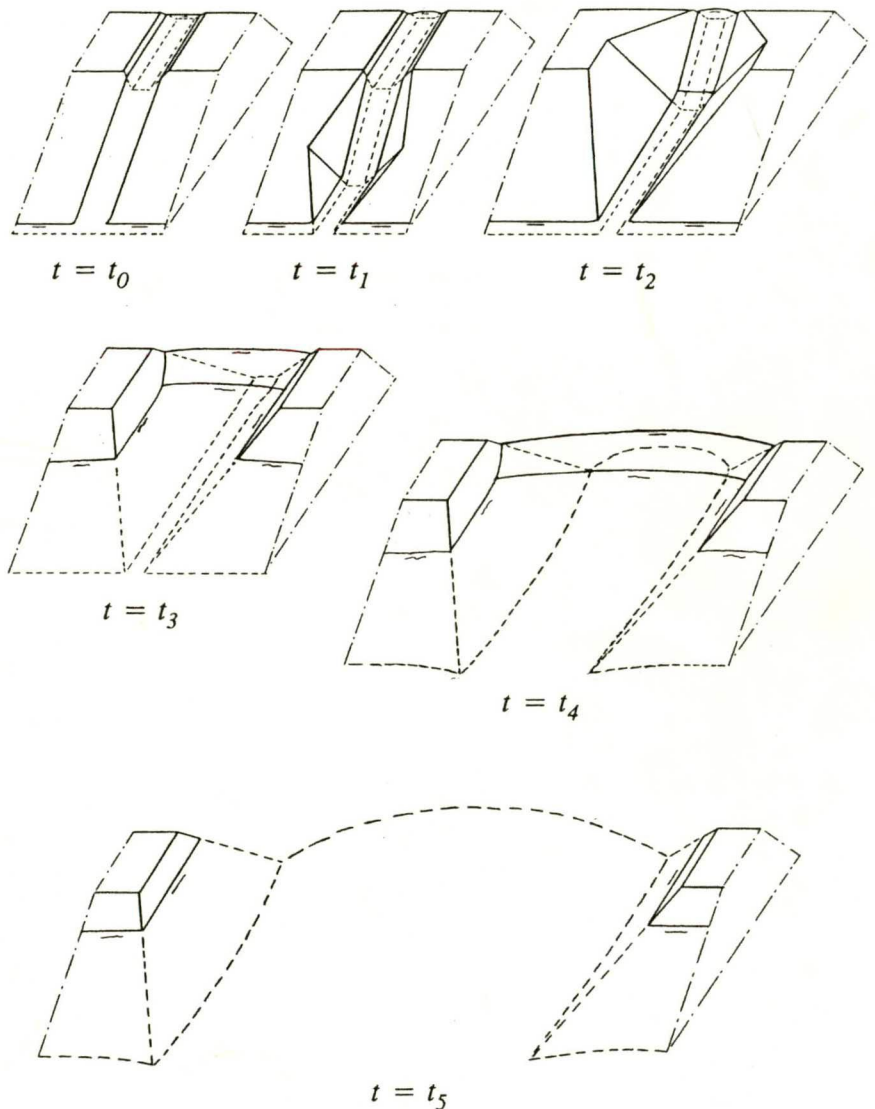


Groei bres in Afsluitdijk

Een verkenning van de mogelijke omvang van de bres
in de Afsluitdijk na een eventuele dijkdoorbraak alsmede van de
resulterende waterstandsverhoging in het IJsselmeer

september 2002

Dr.ir. P.J. Visser



Rijkswaterstaat
directie IJsselmeergebied
bibliotheek
postbus 600
8200 AP Lelystad

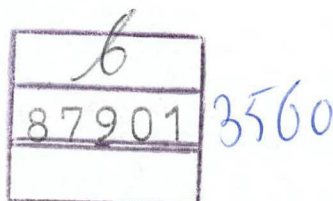
Groei bres in Afsluitdijk na dijkdoorbraak

Dr.ir. P.J. Visser

Studie verricht voor:

Ministerie van Verkeer en Waterstaat
Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat
Directie IJsselmeergebied

Technische Universiteit Delft
Faculteit Civiele Techniek en Geowetenschappen
Sectie Waterbouwkunde
September 2002



Voorwoord

Het voor u liggende rapport is opgesteld in opdracht van de Directie IJsselmeergebied van Rijkswaterstaat. In het rapport wordt ingegaan op de ontwikkeling van een bres in de Afsluitdijk zoals deze waarschijnlijk zal plaatsvinden na doorbraak van deze dijk onder MHW-omstandigheden. Vanuit de Directie IJsselmeergebied werd de studie begeleid door ir. J. Wouters en dr. B. Janssen. De auteur bedankt Jitse Wouters en Brigit Janssen voor hun kritische opmerkingen en suggesties en Jitse Wouters voor het aanleveren van de inhoud van de paragrafen 1.1 t/m 1.3. De auteur bedankt ook ir. P. Huisman (RIZA en TU Delft) en ir. H.J. Verhagen (TU Delft) voor de discussies over de aanleg van de Afsluitdijk welke hebben bijgedragen aan de onderhavige studie. Tot slot wil de auteur A. den Toom van het Laboratorium voor Vloeistofmechanica van de TU Delft bedanken voor de hulp bij het aanpassen van het programma BRES.

Inhoudsopgave

Voorwoord

Samenvatting

1	Inleiding	1
1.1	Achtergrond	1
1.2	Probleemstelling	2
1.3	Doelstelling	2
1.4	Studiegebied	2
1.5	Aanpak en leeswijzer	2
2	Gegevens Afsluitdijk en hydraulische randvoorwaarden	5
2.1	Inleiding	5
2.2	Afsluitdijk	5
2.3	Hydraulische randvoorwaarden	11
3	Bresgroei in zanddijken, proces en modellering	13
3.1	Inleiding	13
3.2	Proces van bresgroei in zanddijken	13
3.3	Beschrijving model BRES	15
4	Bresgroei bij dijkdoorbraken tijdens de stormvloed van 1953	17
4.1	Inleiding	17
4.2	Schade aan de Afsluitdijk	17
4.3	Dijkdoorbraken in Zuid-Holland	18
4.4	Dijkdoorbraken in Zeeland	18
4.5	Dijkdoorbraken in Noord-Brabant	21
4.6	Discussie	22
5	Toepassing model BRES op de Afsluitdijk	23
5.1	Inleiding	23
5.2	Invoergegevens BRES model	25
5.3	Realistisch scenario met 1/10000 storm (scenario I)	25
5.4	Als scenario I, met 1/10000 storm gevolgd door 1/4000 storm (scenario II)	27
5.5	Afsluitdijk is zanddijk boven NAP – 0,4 m, met 1/10000 storm (scenario III)	28
5.6	Discussie	29

6	Ontwikkeling ontgrondingskuil	31
6.1	Inleiding	31
6.2	Formulering maximum diepte ontgrondingskuil	31
6.3	Berekening maximum diepte ontgrondingskuil	32
6.4	Discussie	32
7	Conclusies en aanbevelingen	33
7.1	Inleiding	33
7.2	Conclusies	33
7.3	Aanbevelingen	33
Bijlage A	Lijst van symbolen	35
Bijlage B	Literatuur	37

Samenvatting

Dit rapport bevat een beschrijving van een studie naar de grootte van de bres die in de Afsluitdijk zal kunnen ontstaan nadat deze dijk is doorgebroken en naar de resulterende verhoging van het IJsselmeerpeil. Het doel van de onderhavige studie is een veilige (dus maximale) voorspelling van de totale te verwachten bresgrootte in de Afsluitdijk na het bezwijken van deze dam bij het basispeil van NAP + 5,0 m (waterstand met overschrijdingskans van 10^{-4}). Blijft de bres in de Afsluitdijk beperkt van grootte, dan zal de waterstandsverhoging in het IJsselmeer ook beperkt blijven en zullen de dijken van de polders rondom het IJsselmeer niet in gevaar komen. Wordt de bres in de Afsluitdijk echter zeer groot, dan zal relatief veel van het hoogwater in het IJsselmeer doordringen, als gevolg waarvan de secundaire waterkeringen van het IJsselmeergebied kunnen bezwijken.

De Afsluitdijk bevat twee elementen die bij dijkdoorbraak de groei van het stroomgat behoorlijk kunnen beperken, namelijk een keileemdam en een berm- en teenconstructie op het buitentalud. Met de keileemdam is de Zuiderzee afgesloten en tijdens de aanleg van de keileemdam heeft deze stroomsnelheden van ruim 4 m/s langdurig (d.w.z. 2 maanden) weerstaan zonder dat er veel keileem door de stroming is weggeschuurd. Na een consolidatieproces van zo'n 70 jaar zal de weerstand tegen erosie nog verder toegenomen zijn. In de onderhavige studie is de kritieke waarde van begin van erosie gesteld op zo'n 5 m/s. Ook een buitenbermconstructie kan behoorlijke stroomsnelheden weerstaan, althans indien het kraagstuk onderaan voldoende is afgestort (zodat het niet opkrult in de sterke stroming) en bovenaan afdoende is verankerd bij de teen van de glooiing. Tijdens de aanleg van de Afsluitdijk hebben vergelijkbare constructies stroomsnelheden van zo'n 6 m/s weerstaan zonder te bezwijken.

Dat kleilagen of keileemlagen en bermconstructies op het buitentalud de verdere bresgroei weerstaan dan wel aanzienlijk vertragen is wel gebleken tijdens de stormramp van 1953. Uit 'het verslag over de stormvloed van 1953' (Rijkswaterstaat, 1961) komt heel sterk de indruk naar voren dat alle hoofdwaterkeringen waarin belangrijke doorbraken met relatief diepe stroomgaten ontstonden een relatief hoog voorland of een loswal hadden, of binnendijken waren, en in ieder geval niet een solide bermconstructie hadden. In dijken met een buitenbeloop zoals van de Afsluitdijk ontstond alleen schade aan het buitenbeloop of er ontstonden relatief ondiepe doorbraken in. Verder valt op dat daar waar kleilagen in de ondergrond van de dijk aanwezig waren, deze laag verdere erosie verhinderde dan wel zeer sterk reduceerde (voorbeeld: doorbraak van de Noorddijk in Papendrecht, zie ook Visser, 1998).

In 1998 is de eerste versie van het bresgroeimodel BRES (Visser, 1998) voltooid waarmee de ontwikkeling van het stroomgat in een zanddijk na dijkdoorbraak kan worden gesimuleerd. Het model is ge-

baseerd op het proces van bresgroei als waargenomen in experimenten in het veld en het laboratorium. Het model is ook gekalibreerd en getoetst met de data van deze proeven (Visser, 1998), resulterend in goede overeenkomsten. In deze eerste versie van BRES is het effect van golven nog niet meegenomen; hetzelfde geldt voor het effect van talud- en kruinbekledingen. Aangenomen wordt dat het versnellende effect van golven het vertragende effect van talud- en kruinbekledingen ongeveer opheft.

Met het model BRES (Visser, 1998) zijn de volgende bresgroeberekeningen gemaakt:

- Scenario I: meest waarschijnlijke scenario, met storm met een overschrijdingskans van 10^{-4} , bresdiepte beperkt tot NAP + 2,0 m (dus ongeveer een meter onder de kruin van de keileemdam, zolang de stroomsnelheden in de bres niet groter worden dan 5 m/s), bres ontstaat bij maximale waterstand van NAP + 5,0 m bij het stormvloedverloop van 1953. BRES voorspelt voor dit scenario een bres met een uiteindelijke breedte van ongeveer 380 m bij toepassing van de transportformule van Van Rijn (1984a,b) in stadia IV en V van het bresgroeiproces. De gemiddelde waterstandsverhoging in het IJsselmeer is dan slechts 2 cm.
- Scenario II: extremer scenario met 1 : 10000 storm, enige tijd later gevolgd door een 1 : 4000 storm, bresdiepte beperkt tot NAP + 2,0 m, bres ontstaat bij maximale waterstand van NAP + 5,0 m bij het stormvloedverloop van 1953, later voordat enig dijkherstel heeft plaatsgehad is er een tweede storm met een maximale waterstand van NAP + 4,8 m, ook weer met het stormvloedverloop van 1953. BRES voorspelt voor dit scenario een bres met een uiteindelijke breedte van zo'n 1340 m. De stroming door de bres leidt dan tot een gemiddelde waterstandsverhoging in het IJsselmeer van ongeveer 28 cm.
- Scenario III: zeer extreem (en feitelijk niet realistisch) scenario waarin verondersteld wordt dat de Afsluitdijk boven het niveau van de bermconstructie op het buitentalud geheel uit een gemakkelijk erodeerbaar materiaal (zand) bestaat, bresdiepte beperkt tot NAP - 0,4 m (dus tot niveau buitenberm, zolang stroomsnelheden niet groter worden dan 6 m/s), 1 : 10000 storm, bres ontstaat bij een maximale waterstand van NAP + 5,0 m, met het stormvloedverloop van 1953. Het model voorspelt voor dit scenario een bres met een breedte van ongeveer 1300 m zo'n 16 uur na het ontstaan van het stroomgat. De buitenwaterstand is dan gezakt tot onder NAP + 2,0 m en zakt snel verder tot het astronomisch getij. Het IJsselmeerpeil is dan gemiddeld met 33 cm gestegen. In theorie groeit de bresbreedte door totdat de breedte gelijk is aan de lengte van de Afsluitdijk. In de praktijk zal dat niet gebeuren omdat men na enige tijd toch maatregelen zal nemen om verdere erosie van de koppen van de dijk in de bres te voorkomen.

Alle doorgerekende scenario's geven aan dat de verhoging van het IJsselmeerpeil na een eventuele doorbraak van de Afsluitdijk beperkt zal zijn (d.w.z maximaal enige decimeters). Doordat bij een eventuele doorbraak van de Afsluitdijk de bres (naar alle waarschijnlijkheid) relatief ondiep zal blijven en door het relatief grote oppervlak van het IJsselmeer, zullen de hoge waterstanden van de stormvloed niet in het IJsselmeer doordringen. In geval er meerdere bressen in de Afsluitdijk zullen

ontstaan, zal in het meest waarschijnlijke scenario I zelfs bij een groot aantal bressen de waterstandsverhoging in het IJsselmeer beperkt van grootte blijven.

1 Inleiding

1.1 Achtergrond

De Afsluitdijk maakt deel uit van de keten van hoogwaterkeringen die Nederland beschermen tegen het binnendringen van water vanuit zee; de Afsluitdijk beschermt de aan het IJsselmeer grenzende gebieden tegen extreem hoge stormvloed. Als zodanig dient de Afsluitdijk te voldoen aan de veiligheidsnorm voor hoogwaterkeringen zoals gesteld in de Deltawet van 1958. Voor de Afsluitdijk is het basispeil (overschrijdingskans waterstand 10^{-4}) ongeveer gelijk aan NAP + 5,0 m, terwijl het toetspeil (MHW, maatgevende hoogwaterstand, overschrijdingsfrequentie $7 \cdot 10^{-4}$ of 1/1430 per jaar) gelijk is aan ongeveer NAP + 4,65 m, zie Paragraaf 2.3. De veiligheidsnorm voor belasting vanuit de Waddenzee is dus vastgesteld op 1/1430 per jaar; voor de grasbekleding geldt hierbij een hoeveelheid overslaand water gemiddeld in de tijd van 0,1 (dm^3/m)/s. Op dit moment bestaat er over de sterkte van de Afsluitdijk op een aantal punten nog twijfel.

Aangezien het niet bekend is in welke mate de normering van de Afsluitdijk bijdraagt aan de veiligheid tegen overstrooming van de dijkkringgebieden rond het IJsselmeer is eind 1996 een onderzoek naar dit onderwerp gestart. De eerste fase van dit onderzoek is afgerond; het resultaat is vastgelegd in het rapport "De eis aan de Afsluitdijk voor de veiligheid tegen overstrooming", zie Den Heijer (1998). Uit deze verkenning blijkt dat met name de bresgrootte een belangrijke, zo niet de bepalende grootte voor de normering is. In de genoemde verkenning zijn drie min of meer willekeurig gekozen afmetingen van de bres gebruikt, namelijk:

1. 400 m breed met een diepte tot NAP – 4,0 m, waarbij de invloed op de veiligheid van de achterliggende gebieden is te verwaarlozen;
2. 1500 m breed met een diepte tot NAP + 1,0 m (mogelijke invloed van de keileemlaag), waarbij ook de invloed op de veiligheid van het achterliggende gebied is te verwaarlozen;
3. 1500 m breed met een diepte tot NAP – 4,0 m, waarbij een reële invloed op de veiligheid van de achterliggende gebieden is aan te geven.

Gezien het belang van de bresgrootte op de veiligheidsbeschouwing is er vervolgens een studie uitgevoerd naar bresgrootte in cohesieve materialen. Het resultaat van deze studie is vastgelegd in het rapport "Breach Growth in Clay Dikes; Evaluation of Bres and Breach Models", zie Futloo (1999). Het is Futloo helaas niet gelukt om met een praktisch bruikbaar model te komen. Overigens is dit ook wel enigszins begrijpelijk: erosie in cohesief materiaal is zeer complex.

1.2 Probleemstelling

Het concrete probleem waarmee we met de dijkringgebieden rond het IJsselmeer worden geconfronteerd is het volgende:

- er is onvoldoende inzicht in de maximaal te verwachten grootte van de bres(sen) in de Afsluitdijk bij extreme hydraulische condities na het bezwijken van deze dijk.

Blijft de bres in de Afsluitdijk na een eventuele doorbraak van deze dijk beperkt van grootte dan zal de waterstandsverhoging in het IJsselmeer ook beperkt blijven en zullen de dijken van de polders rondom het IJsselmeer niet in gevaar komen. Met bresgrootte wordt (bij meerdere bressen) het totaal van alle bressen in de dijk bedoeld. Zou de bres in de Afsluitdijk echter zeer groot worden, dan zal relatief veel van het hoogwater in het IJsselmeer doordringen, als gevolg waarvan de secundaire waterkeringen van het IJsselmeergebied kunnen bezwijken.

De vraag is nog wel bij welke extreme hydraulische conditie de Afsluitdijk zal bezwijken? Als gesteld in Paragraaf 1.1 is het toetspeil (overschrijdingsfrequentie $7 \cdot 10^{-4}$ per jaar) van de Afsluitdijk ongeveer NAP + 4,65 m. Bij dit waterpeil zal de Afsluitdijk zeer waarschijnlijk niet bezwijken. Daarom is in overleg met de opdrachtgever besloten aan te nemen dat de Afsluitdijk bezwijkt bij het basispeil van NAP + 5,0 m met een overschrijdingskans van 10^{-4} (zie ook Paragraaf 2.3).

1.3 Doelstelling

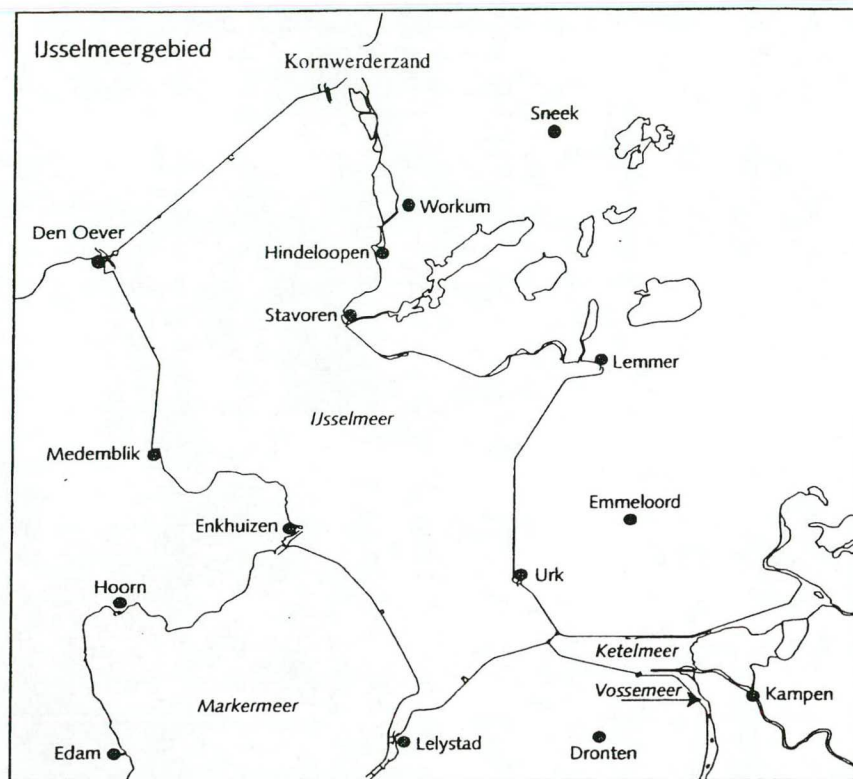
Het doel van de onderhavige studie is een veilige (dus maximale) voorspelling van de totale te verwachten bresgrootte in de Afsluitdijk na het eventuele bezwijken van deze dijk bij het basispeil van NAP + 5,0 m.

1.4 Studiegebied

Het studiegebied beslaat het beheersgebied van de Directie IJsselmeergebied van Rijkswaterstaat (zie Figuur 1.1). Het gaat hierbij dus om de Waddenzee bij de Afsluitdijk (hydraulische randvoorwaarden), om de Afsluitdijk zelf en het IJsselmeer (berging van water dat door de bres in de Afsluitdijk stroomt).

1.5 Aanpak en leeswijzer

Van belang voor de bepaling van de omvang van een eventuele bres in de Afsluitdijk zijn uiteraard de opbouw van de Afsluitdijk (geometrie dwarsdoorsnede en materiaal waaruit de dijk is opgeworpen) en de hydraulische condities behorende bij de te onderzoeken veiligheidsnormen. Deze worden in



Figuur 1.1 Studiegebied.

Hoofdstuk 2 beschreven. Hoofdstuk 3 bevat een beknopte beschrijving van het proces van bresgroei in zanddijken, alsmede van het computermodel BRES (Visser, 1998). Een belangrijk punt bij de Afsluitdijk is in hoeverre de keileemlaag in de Afsluitdijk bij een eventuele doorbraak van deze dijk heel blijft en mogelijk ook in hoeverre de bermconstructie op het buitentalud intact blijft. Om inzicht in het laatste te krijgen is een literatuurstudie gedaan naar doorbraken in de Watersnoodramp in 1953 in Nederland. Hoofdstuk 4 bevat een samenvatting van deze literatuurstudie (uit 'het verslag over de stormvloed van 1953', Rijkswaterstaat, 1961). Hoofdstuk 5 bevat een beschrijving van de berekeningen die met het model BRES zijn uitgevoerd. Hoofdstuk 6 bevat de conclusies en aanbevelingen volgend uit de onderhavige studie.

2 Gegevens Afsluitdijk en hydraulische randvoorwaarden

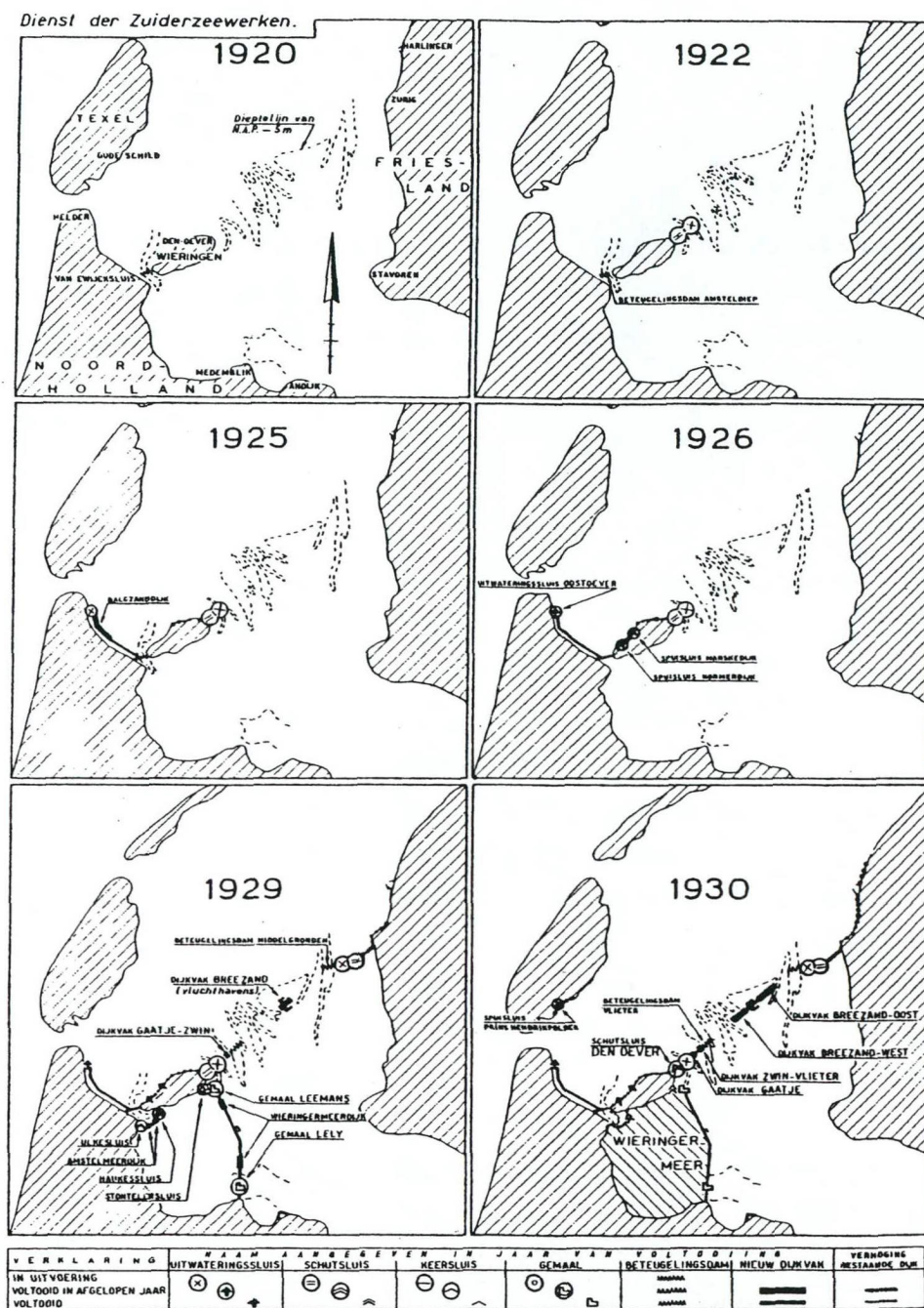
2.1 Inleiding

Dit hoofdstuk bevat een opsomming van de voor de modellering van de bresgroei in de Afsluitdijk van belang zijnde randvoorwaarden. Deze randvoorwaarden betreffen gegevens over de opbouw en geometrie van de Afsluitdijk (zie Paragraaf 2.2) en de hydraulische randvoorwaarden (zie Paragraaf 2.3).

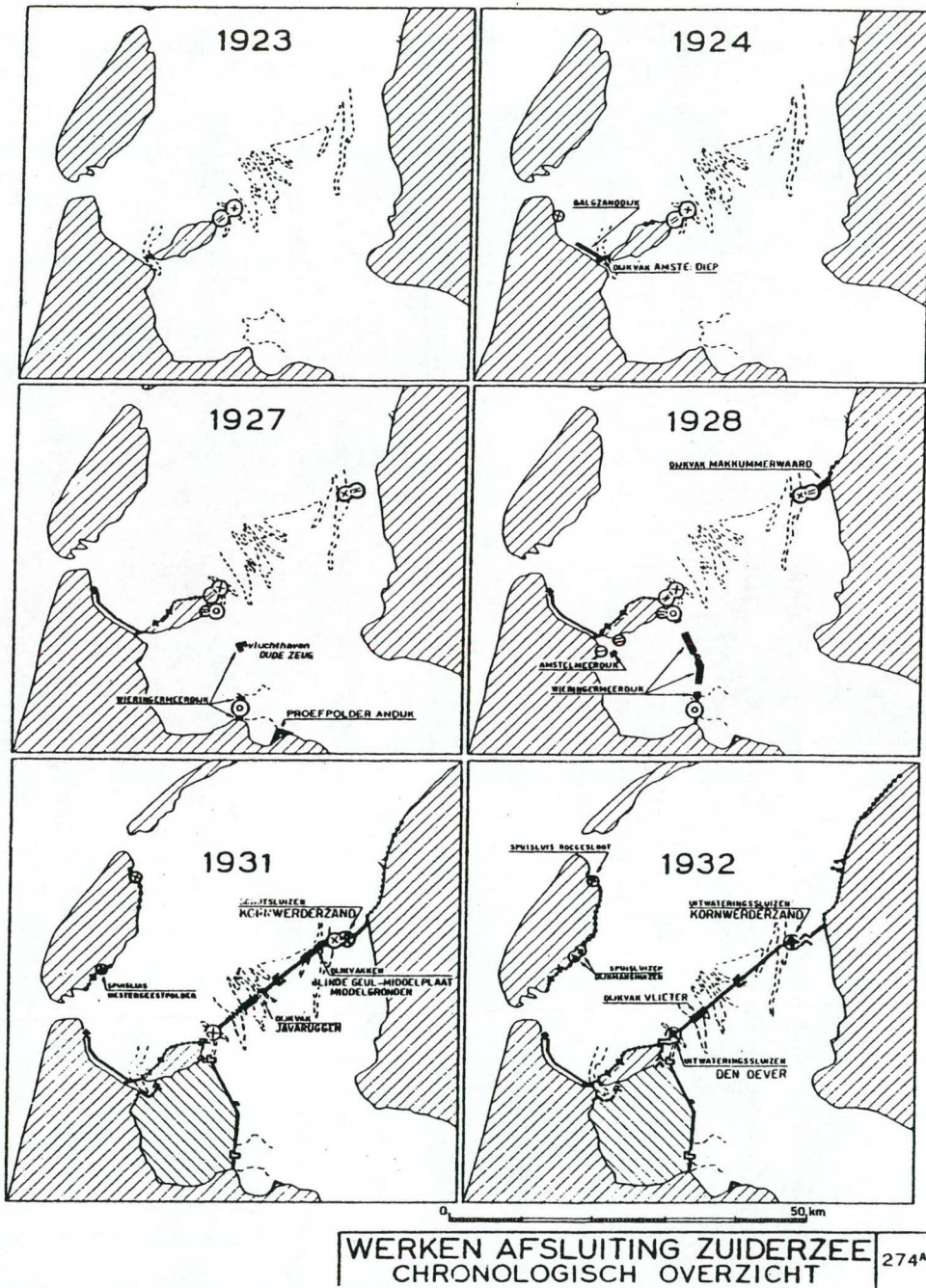
2.2 Afsluitdijk

De Afsluitdijk is aangelegd in de periode 1920-1933 (zie Figuur 2.1, Cleintuar, 1982, pp. 220-221). De dam sloot de Zuiderzee af van de Waddenzee; het aldus ontstane meer kreeg de naam IJsselmeer mee. De Zuiderzeewerken begonnen met de afsluiting van het Amsteldiep tussen het vaste land van Noord-Holland en het eiland Wieringen. De uitvoering hiervan begon op 29 juni 1920. In 1919 waren door boringen de uitgestrekte keileemlagen in de Zuiderzee aangetroffen (zie De Blocq van Kuffeler, 1927 en Thijsse, 1927), die later voor de dijkbouw van zeer groot belang zouden blijken te zijn. Het laatste gat in de dam door het Amsteldiep werd in 1926 gedicht; direct hierna werd begonnen met de aanleg van een ringdijk om de Wieringermeer. De Wieringermeerdijk werd in 1929 gedicht; een jaar later was de Wieringermeer droog gevallen. Wat nu de Afsluitdijk wordt genoemd is een 30 km lange dijk (of dam), aangelegd in de periode 1929-1933, tussen de gemeenten Den Oever in Noord-Holland en het gehucht Zurich in de gemeente Wonseradiel in Friesland. Het laatste sluitgat in deze dijk werd gedicht op 28 mei 1932.

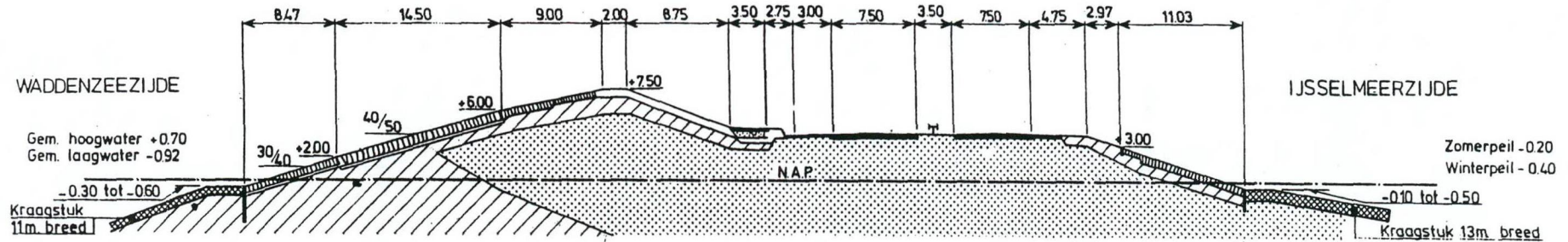
In Figuur 2.2 is het gemiddeld dwarsprofiel van de Afsluitdijk weergegeven. De zate van de dijk ligt op de bodem van de toenmalige Zuiderzee op gemiddeld NAP - 3,7 m; de keileemdam, waarmee de feitelijke afsluiting is gerealiseerd, ligt dus ook op dit niveau. De Afsluitdijk is op NAP - 3,7 m ongeveer 142 m breed; de keileemdam is daar ongeveer 42 m breed. De top van de keileemdam "ligt op het niveau van de hoogste stormvloedstand waarmee bij de bouw van de dijk rekening is gehouden" (Thijsse, 1972), d.w.z. volgens Thijsse (1972, p. 70) op ongeveer NAP + 3,5 m. Door consolidatie zal deze nu wat lager liggen: volgens Figuur 2.2 op ongeveer NAP + 3,0 m. Het materiaal keileem is bewust gekozen omdat het "weerstand biedt tegen eventueel door of over de dijk stromend water. De keileemdam beperkt de kwel en biedt extra zekerheid tegen doorbraak van de Afsluitdijk" (Thijsse, 1972). Immers uit ervaringen opgedaan bij de sluiting van het Amsteldiep blijkt dat deze keileemlaag zeer erosiebestendig is. De Blocq van Kuffeler rapporteert (1927): "De uitkomsten der stroommetingen en peilschaalwaarnemingen hebben aangetoond, dat tijdens de latere periode van de



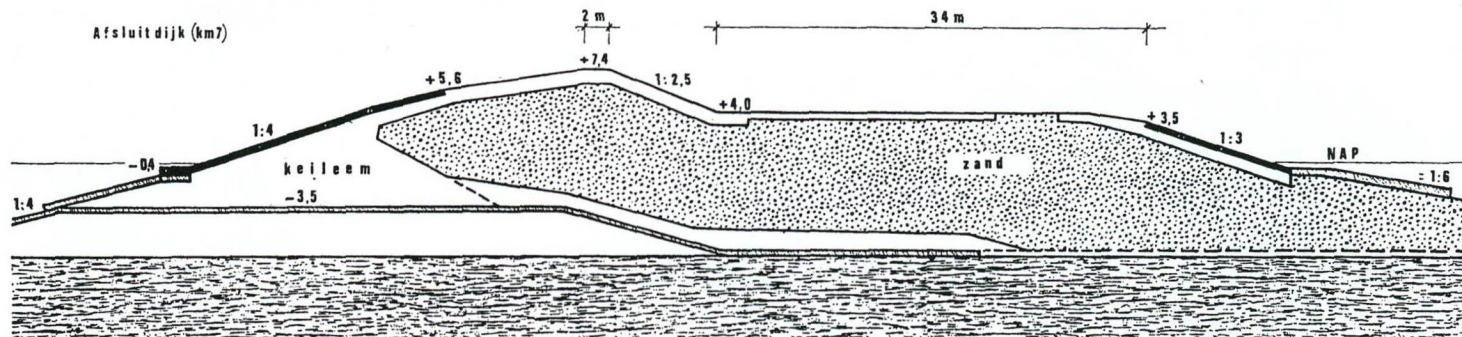
Figuur 2.1 Chronologisch overzicht aanleg Afsluitdijk (uit Cleintauer, 1982).



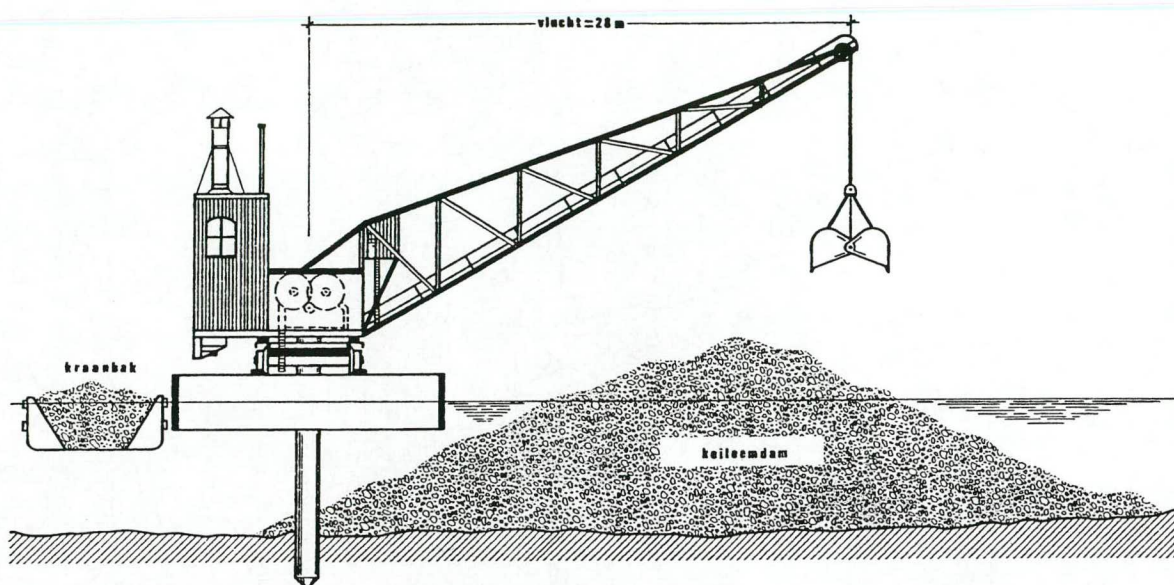
Vervolg Figuur 2.1 Chronologisch overzicht aanleg Afsluitdijk (uit Cleintauer, 1982).



Figuur 2.2 Gemiddeld dwarsprofiel Afsluitdijk (maten in m).



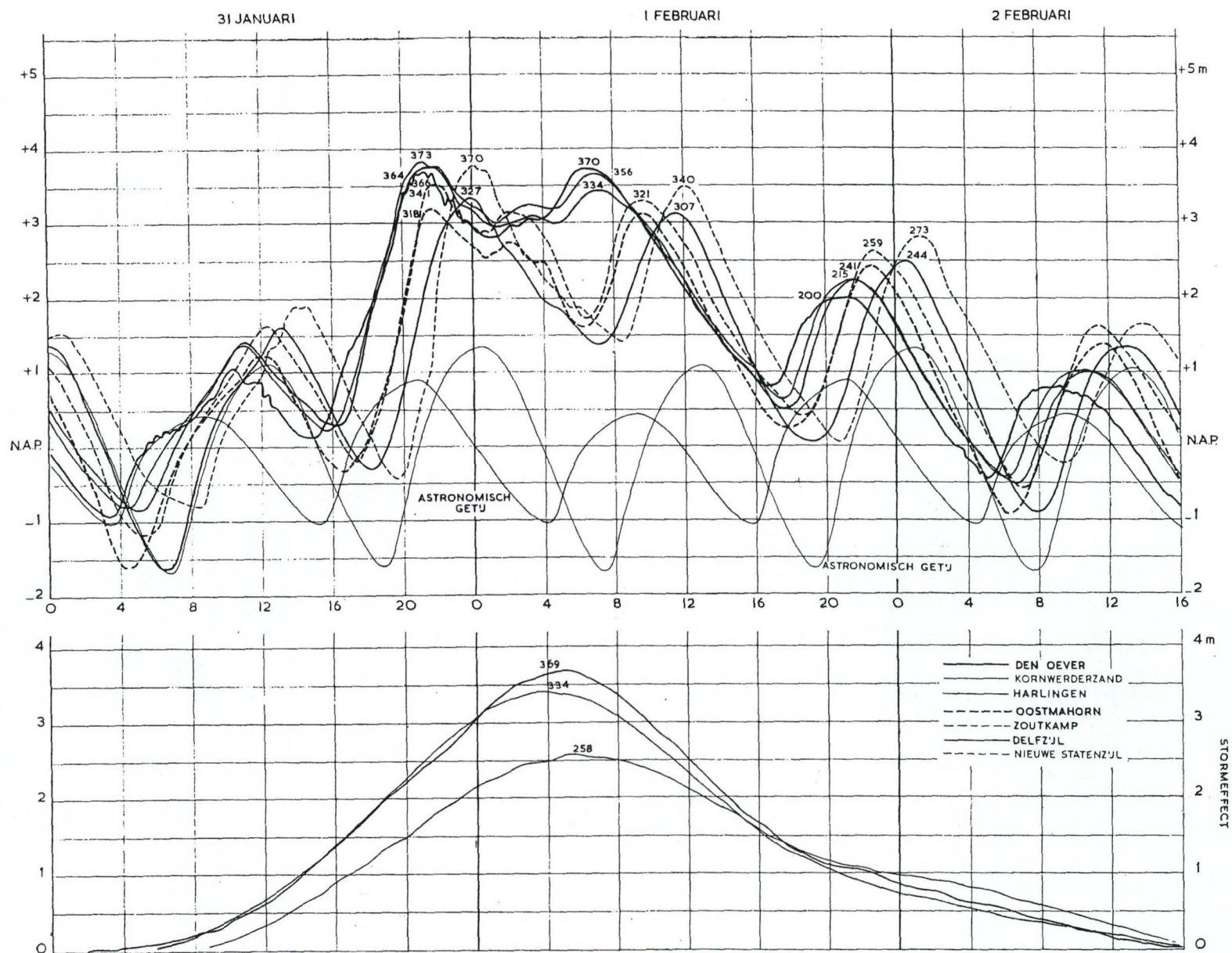
Figuur 2.3 Dwarsprofiel van de Afsluitdijk over een beteugelingsdam (uit Thijsse, 1972, p. 71).



Figuur 2.4 Opstorten van keileemdam (uit Thijsse, 1972).

sluiting van het Amsteldiep bij de meeste getijden de maximum stroomsnelheid opliep tot 3 à 4 m/s. Aan deze stroomsnelheden is de kop van uit den Wieringschen wal vooruitgebouwden keileemdam gedurende twee maanden blootgesteld geweest, zonder dat die kop waarneembaar is teruggedaan." Thijsse (1972) geeft een vrijwel gelijklopende tekst, aangevuld met "enige malen zal de snelheid zijn opgelopen tot ruim 4 m/s", en "deze proef met de keileem is glansrijk gewonnen". Het verval over de "ebstroom door het sluitgat in de Vlieter op den voormiddag van den dag der sluiting (28 mei 1932", Huitema, 1947) is gelijk aan $\Delta h = 1,10$ m. Dit betekent dat de stroomsnelheid gelijk is aan $U = \sqrt{2g\Delta h} = 4,6$ m/s (waarin g de zwaartekrachtsversnelling is). Ook bij deze stroomsnelheid trad geen belangrijke erosie op. De Vlieter was een stroomgeul in de Zuiderzee waarvan de bodem lag op ongeveer NAP - 13 m. In deze stroomgeul werd eerst een beteugelingsdam aangelegd, ook van keileem (zie Figuur 2.3). In het sluitgat werden op de beteugelingsdam zinkstukken geplaatst op een niveau van ongeveer NAP - 4,0 m. I.v.m. de sterke stroming waren deze zinkstukken op een speciale manier gemaakt en werden deze met zware stenen (80 tot 200 kg per stuk) afgestort en verder met staaldraad vastgesjord, zie Huitema (1947), p. 135. Boven de beteugelingsdam "was de grootste gemeten stroomsnelheid 4,1 m/s bij 0,70 m verval. Snelheden van 5 m/s en plaatselijk 6 m/s moeten zijn voorgekomen, maar ook bij die groote stroomsnelheden leed de versterkte bekleeding van den beteugelingsdam geen schade", (Huitema, 1947).

De keileemdam is aangelegd door met grijpers keileem uit bakken te nemen en deze brokken keileem vervolgens op te storten (zie Figuur 2.4). Dit betekent dat de geconstateerde erosiebestendigheid geldt voor relatief grote brokken keileem. In de loop van de ongeveer 70 verstreken jaren is de keileemdam geconsolideerd en zal de erosiebestendigheid ervan nog aanzienlijk zijn toegenomen.



Figuur 2.5 Gemeten waterstanden in Waddenzee en stormeffect op 31 januari, 1 en 2 februari 1953 (uit Rijkswaterstaat, 1961).

2.3 Hydraulische randvoorwaarden

Figuur 1.1 bevat een kaart van de Afsluitdijk en het IJsselmeer. De oppervlakte van het IJsselmeer bedraagt ongeveer 1200 km², dat is dus zonder het Markermeer (dat in open verbinding staat met het IJmeer en de zuidelijke randmeren tot aan Nijkerk), zie Ploeger (1992). Het streefpeil van het water in het IJsselmeer is NAP – 0,40 m in de winter en NAP – 0,20 m in de zomer (Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 1984). Omdat maatgevende omstandigheden vrijwel altijd in de winter zullen voorkomen, wordt in de huidige studie een waterpeil in het IJsselmeer van NAP – 0,40 m bij aanvang van de doorbraak van de Afsluitdijk aangehouden.

Het toetspeil (overschrijdingsfrequentie $7 \cdot 10^{-4}$ of 1/1430 per jaar) van de Afsluitdijk is gelijk aan ongeveer NAP + 4,65 m (gemiddelde van waarden voor Den Oever en Kornwerderzand, zie Rijkswaterstaat, 1995, Tabel 3.1). De bij deze overschrijdingsfrequentie behorende hoeveelheid overslaand water is gemiddeld in de tijd gelijk aan 0,1 (dm³/m)/s; de grasbekleding van het binnentalud moet deze kunnen weerstaan. Omdat deze 0,1 (dm³/m)/s een zeer lage overslag is, zal de grasbekleding dit ook zeker kunnen. Voor de glooiing op het buitentalud wordt aangenomen dat deze zodanig is gedimensioneerd, aangelegd en onderhouden dat deze de belasting behorende bij het toetspeil kan weerstaan. Bij welke waterstand zal de Afsluitdijk nu kunnen bezwijken? In overleg met de opdrachtgever is besloten hiervoor het basispeil aan te nemen, dat is de waterstand met een overschrijdingskans van 10^{-4} . De basispeilen voor het gebied bij de Afsluitdijk zijn NAP + 4,95 m voor Den Oever en NAP + 5,10 m voor Kornwerderzand, gemiddeld dus ongeveer NAP + 5,0 m, zie Rijkswaterstaat (1995, Tabel 3.1).

Er is ook berekend wat de verhoging van het IJsselmeerpeil zal zijn indien de Afsluitdijk bij een waterstand van NAP + 5,0 m is doorgebroken, en indien vervolgens enige tijd later een hoogwater optreedt met een overschrijdingsfrequentie van $2,5 \cdot 10^{-4}$ waarbij het stroomgat nog niet is gedicht, en waarbij ook nog geen maatregelen zijn genomen om de koppen van de dijk in het stroomgat tegen verdere groei van de bres in de breedte te beschermen. De waterstanden voor het gebied bij de Afsluitdijk bij een overschrijdingskans van $2,5 \cdot 10^{-4}$ zijn NAP + 4,75 m voor Den Oever en NAP + 4,90 m voor Kornwerderzand, gemiddeld dus ongeveer NAP + 4,8 m, zie Rijkswaterstaat (1995, Bijlagen 24 en 25).

Voor het verloop van de waterstanden bij de Afsluitdijk van beide stormvloedten worden de opgetreden waterstanden in 1953 bij Den Oever aangenomen (zie Figuur 2.5), lineair (maximaal bij de hoogste waterstand, nihil bij begin en einde stormopzet) ge-extrapoleerd naar de respectievelijke waterstanden NAP + 5,0 m en NAP + 4,8 m (zie Hoofdstuk 5). Er wordt verondersteld dat na afloop van een storm het astronomisch getij van Figuur 2.5 optreedt.

Het effect van golven is niet direct meegenomen maar indirect door aan te nemen dat de bres in de diepte groeit tot NAP + 2,0 m i.p.v. tot de top van de keileemdam op ongeveer NAP + 3,0 m.

Overigens hebben laboratoriummetingen van Steetzel en Visser (1992) laten zien dat golven de bresgroei een factor orde grootte 2 versnellen. Deze factor is uiteraard afhankelijk van de verhouding tussen orbitaalsnelheid (van de golven) en stroomsnelheid (van de stroming door de bres) en van de turbulentie-intensiteit van de al of niet brekende golven. Omdat het BRES model is getoetst aan niet-geconsolideerd zand, terwijl in de praktijk het zand niet alleen geconsolideerd is maar de bresgroei ook nog vertraagd zal worden door kleilagen, steenglouingen, grasmatten en de snelweg op de kruin, geeft het BRES model voor situaties zonder golven een bovengrens. Derhalve is het niet nodig gevonden een factor voor golfwerking in de berekeningen te verdisconteren (zie ook Paragraaf 3.1).

Bij de aanleg van de Afsluitdijk heeft men ook te maken gehad met golven. Nadat het gat in de Afsluitdijk in de Middelgronden was gesloten op 22 november 1931 is er "nog enkele keren water over de dichting gespoeld, het laatst bij stormachtig weer op 4-6 december 1931, doch dit heeft geen ernstige gevolgen gehad" (Huitema, 1947). Voor de goede orde zij nog benadrukt dat de keileemdam toen nog niet beschermd werd tegen golfaanval door een steenglouing.

3 Bresgroei in zanddijken, proces en modellering

3.1 Inleiding

In het proefschrift 'Breach growth in sand-dikes' (Visser, 1998) heeft de auteur van dit rapport het proces van bresgroei in zanddijken beschreven, gemodelleerd en getoetst aan experimenten. Het proefschrift omvat:

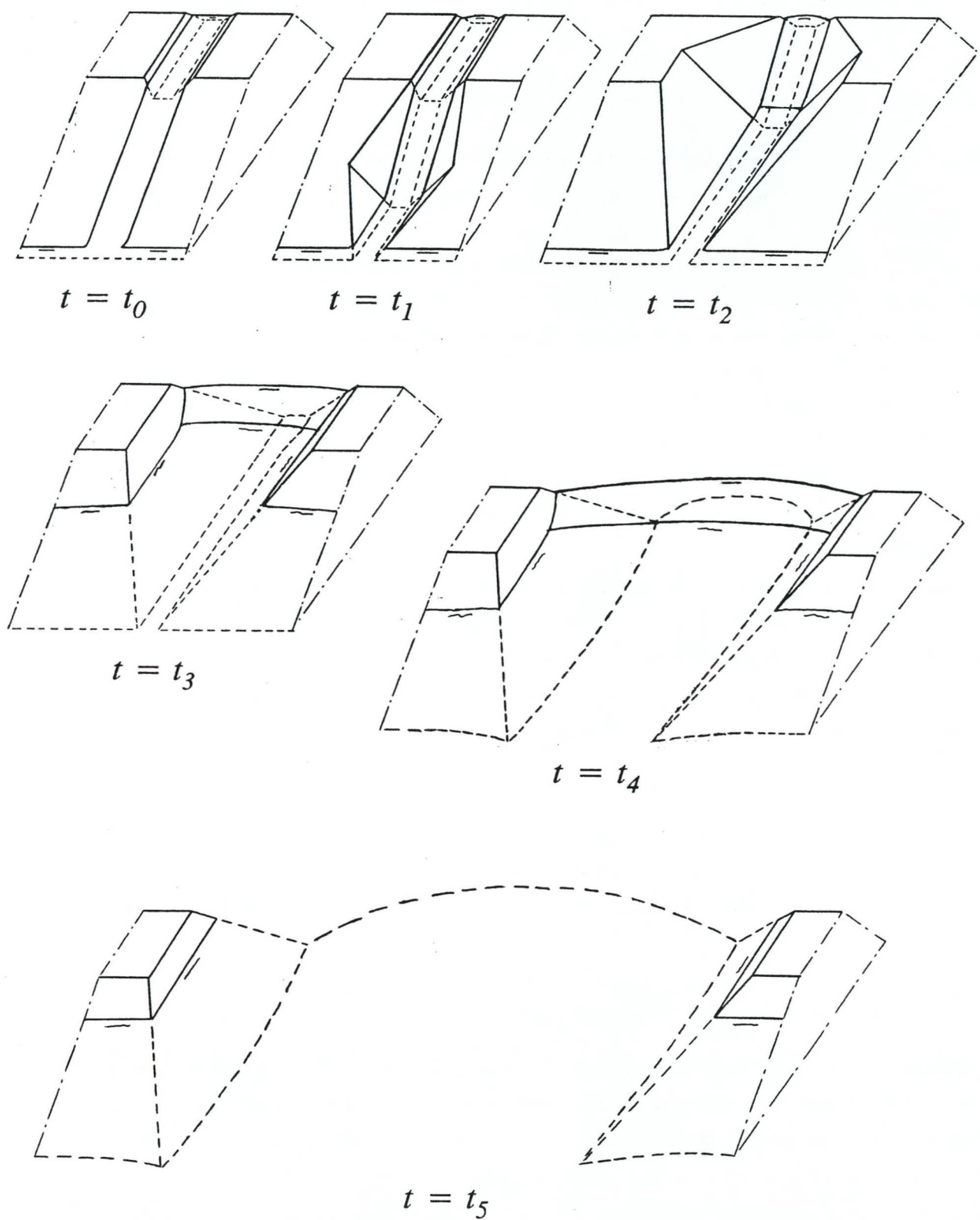
- beschrijving van de fysica van het proces van bresgroei in zanddijken;
- mathematische beschrijving van dit proces;
- numerieke oplossing van deze mathematische beschrijving met het numerieke model BRES (BReach Erosion in Sand-dikes);
- kalibratie van het model BRES met een veldproef (Zwin'94 experiment, zie ook Visser e.a., 1996);
- validatie van het gekalibreerde model BRES met een laboratoriumproef (zie Caan, 1996);
- confrontatie van het gevalideerde model BRES met de doorbraak van de Noorddijk in Papendrecht in 1953.

Het effect van golven op de bresgroei is nog niet meegenomen in de modellering. Hetzelfde geldt ook voor het effect van talud- en kruinbekledingen. Voorlopig wordt aangenomen dat het versnellende effect van golven het vertragende effect van talud- en kruinbekledingen ongeveer opheft. In de toetsing is dit min of meer verwerkt door de goede overeenkomst met een waarneming van een ooggetuige bij de doorbraak van de Noorddijk in Papendrecht, zie Visser (1998). Bij deze doorbraak speelden golven in ieder geval in het doorbraakproces een rol van betekenis.

In dit rapport wordt het proces van bresgroei in zanddijken kort omschreven (in Paragraaf 3.2). Vervolgens wordt in Paragraaf 3.3 een korte beschrijving gegeven van het model BRES. Voor een uitvoeriger beschrijving wordt verwezen naar Visser (1998) of naar Visser (1999) en Visser (2001).

3.2 Proces van bresgroei in zanddijken

Het proces van bresgroei in zanddijken bestaat over het algemeen uit 5 stadia (Visser, 1998), zie Figuur 3.1. In de eerste drie stadia groeit het initieel gat uit tot een echt stroomgat; in deze stadia wordt de groei van de bres aangestuurd door de erosie beneden aan het binnentalud van de dijk in de bres. In de laatste twee stadia (vooral bresgroei in horizontale richting, in stadium IV met kritische stroming in de bres, d.w.z. met Froudekental $Fr = 1$, in stadium V met subkritische stroming in de bres, $Fr < 1$) kunnen drie verschillende typen dijkdoorbraken onderscheiden worden, afhankelijk van de geometrie en de ondergrond van de dijk:



Figuur 3.1 Schematische illustratie proces van bresgroei (Visser, 1998).

- Type A: de basis van de dijk bestaat uit een solide keileem- of kleilaag met veel weerstand tegen erosie, en/of de dijk heeft een solide buitenberm- en teenconstructie (in het vervolg buitenbermconstructie genoemd) met veel weerstand tegen relatief grote stroomsnelheden, en/of de dijk heeft een relatief hoog, erosiebestendig voorland;
- Type B: de dijk heeft een relatief hoog voorland, dat relatief weinig weerstand heeft tegen erosie; vanwege dit relatief hoge voorland heeft de dijk geen buitenbermconstructie, en wel of geen steenglooing;
- Type C: de dijk heeft geen relatief hoog voorland, en heeft ook geen erosiebestendige ondergrond van keileem of klei of een degelijke buitenbermconstructie.

De auteur heeft in Visser (1998) aangetoond dat het debiet door de bres bij zowel een Type A dijkdoorbraak als Type B als Type C beschreven kan worden met een overlaatformule, in Stadium 4 met de formule voor een volkomen overlaat, in Stadium 5 met de formule voor een onvolkomen overlaat. De diepte van de stroming over de overlaat wordt in Types A en B bepaald door de hoogte van de solide keileem- of kleilaag, de solide buitenbermconstructie of het relatief hoge voorland. In Type A is de overlaatrand recht, in Type B gekromd (cirkel- of ellipsvormig) in het relatief hoge voorland: bij een Type B dijkdoorbraak is het debiet dus groter dan bij een Type A. Bij een Type C is de overlaatrand recht, als bij een Type A, echter de waterdiepte boven de overlaat is groter bij Type C omdat de rand van de overlaat in de loop van de tijd door erosie naar beneden zakt. In het algemeen is het debiet bij een Type C bres het grootst. Het effect van de ontgrondingskuil op de stroming door de bres is bij Typen A en C dijkdoorbraaken klein: de ontgrondingskuil heeft alleen invloed op de geometrie van de overlaat, dus op de 'afvoercoëfficiënt' van de overlaat. Bij een Type B dijkdoorbraak bepaalt de ontgrondingskuil mede de geometrie van de gekromde overlaatrand: hier heeft deze dus invloed op het debiet door de bres zowel via de breedte als de 'afvoercoëfficiënt' van de overlaat. Ook hier is het effect echter relatief beperkt (zie Visser, 1998): bijvoorbeeld, voor een cirkelvormige overlaat, afgezien van de afvoercoëfficiënt, theoretisch een factor $\pi/2$.

3.3 Beschrijving model BRES

Het model BRES bestaat uit de mathematische beschrijving van het proces van bresgroei zoals samengevat in de vorige paragraaf en uit de numerieke oplossing van deze mathematische beschrijving. BRES is geschreven in Borland C++ voor gebruik op een PC met het Windows besturingssysteem.

Een essentieel onderdeel van een bresgroeimodel is de formulering van de opname en het transport van het sediment waarmee de dijk is opgebouwd. Als gevolg van de grote stroomsnelheden in de bres bestaat dit transport vooral uit transport in sheetflow of in suspensie. In het model is een vereenvoudigde beschrijving voor het oppikken van sediment volgens Galappatti (1983) toegepast. De benade-

ring van Galappatti (1983) vereist een formule voor de capaciteit van het sedimenttransport. De stroomsnelheden in de bres van een doorbrekende dijk kunnen echter dusdanig groot zijn dat er geen sedimenttransport-formules zijn, die voor deze omstandigheden zijn ontwikkeld. Voor toepassing in het huidige model, zijn een aantal bestaande sedimenttransport-formuleringen getoetst aan eerdere bresgroei-proeven. Slechts een gering aantal formules bleek geschikt te zijn voor toepassing in het model. Deze formules zijn ingebouwd in het model voor nadere confrontatie met experimentele resultaten.

Twee experimenten zijn uitgevoerd om gegevens te verkrijgen voor de kalibratie en validatie van het bresgroeimodel, de Zwin'94 veldproef (zie Visser e.a., 1996) en een laboratoriumexperiment (zie Caan, 1996). In beide experimenten zijn gedetailleerde waarnemingen gedaan van de toename van de breedte en de diepte van de bres, waterstanden boven- en benedenstrooms van het stroomgat en stroomsnelheden in en buiten de bres.

De kalibratie van het model aan het Zwin'94 experiment laat zien dat toepassing van de zandtransport-formules van zowel Bagnold-Visser (zie Visser, 1989) als Wilson (1987) goede overeenstemming geeft voor de eerste drie stadia van het bresgroei-proces. Hetzelfde geldt voor de formuleringen van Van Rijn (1984a,b) en (in wat mindere mate) van Engelund-Hansen (1967) voor de laatste twee stadia. Op grond van de resultaten van de toetsing van de sedimenttransport-formuleringen aan eerdere bresgroei-proeven (zie Visser, 1998), is voor de eerste drie stadia de Bagnold-Visser (1989) formule geselecteerd. De overeenstemming van het aldus gekalibreerde model met de data van het laboratoriumexperiment is goed.

De confrontatie van het model met de gegevens van de doorbraak van de Noorddijk in Papendrecht in 1953 wijst op een bresbreedte van ongeveer 110 m, die al na ongeveer 2,5 uur bereikt zou zijn. Dit laatste is min of meer in overeenstemming met een ooggetuige-verslag. De Noorddijk brak door ter plaatse van een 'hulpgat', waar de dijk over een lengte van ongeveer 100 m een drempel van harde klei had en de dijk kern in plaats van grond uit zand bestond. Berekeningen met het model tonen aan dat de solide drempel en de beperkte lengte van de zandkern de uiteindelijke inundatiediepte in de polder aanzienlijk hebben beperkt: deze bedroeg ongeveer 1 m en het duurde 4 dagen voordat deze waterdiepte was bereikt.

4 Bresgroei bij dijkdoorbraken tijdens de stormvloed van 1953

4.1 Inleiding

Tijdens de stormvloed van 1953 zijn er volgens het 'verslag over de stormvloed' (Rijkswaterstaat, 1961) vele honderden dijkdoorbraken geweest: in Zuid-Holland, Noord-Brabant en Zeeland brak 13,9 km hoofdwaterkering door tot ongeveer maaiveldshoogte (in 'het verslag over de stormvloed' dijkdoorbraken genoemd) en 5,7 km tot beneden maaiveldshoogte (werden stroomgaten volgens 'het verslag over de stormvloed', hier relatief diepe stroomgaten genoemd). Daarnaast braken ook vele binnendijken door, vooral in de Hoekse Waard, op Goeree-Overflakkee en op Schouwen Duiveland. De Afsluitdijk zelf is niet doorgebroken; wel ontstond schade aan het buitentalud.

In dit hoofdstuk wordt de vele informatie beschreven in het 'verslag over de stormvloed' kort samengevat, met name die informatie die van belang is voor deze studie. Het gaat dan ten eerste om de schade aan de Afsluitdijk na de stormvloed in 1953 (zie Paragraaf 4.2) en ten tweede om de vraag bij welke dijken die zijn doorgebroken relatief diepe stroomgaten zijn ontstaan (zie Paragrafen 4.3, 4.4 en 4.5).

4.2 Schade aan de Afsluitdijk

Het 'verslag over de stormvloed' bevat de volgende passage over de Afsluitdijk:

"Het buitenbeloop werd op 1 februari 1953 daar, waar beneden het peil van NAP + 4,0 m Belgische bloksteen op de normale wijze was verwerkt, het zwaarst beschadigd.

In de omgeving van de Vlieter met zijn diepe vooroever (dus waar het laatste sluitgat in 1932 werd afgesloten, zie Huitema, 1947) waren de beschadigingen het grootst. De keileemdijk is overal intact gebleven. Na tijdelijke voorzieningen met stormzeilen en zandzakken werden de beschadigingen hersteld. Tussen dijkpaal 16,7 en 21,035 werd de steenglooing tot NAP + 4,0 m met zuilenbasalt bezet.

Van dijkpaal 16,7 tot 17,9 werd de glooiing boven NAP + 4,0 m met Belgische bloksteen opgetrokken tot NAP + 5,80 m. Overigens werden Belgische bloksteen aangebracht tot NAP + 4,9 m, waarboven een strook betonzuilen tot NAP + 5,8 m. In het kader van de internationale hulpactie voor de stormramp in Nederland werden door de West-Duitse regering voor het herstel van de Afsluitdijk 20 steenzetters en 5000 ton zuilenbasalt ter beschikking gesteld.

Later had nog uitbreiding plaats tot 25 steenzetters en werd voor rekening van genoemde regering nog 723 ton zuilenbasalt aangevoerd.

Alleen voor het herstel van de stormschade moest 68000 m² steenglooing en 10500 m² klinkerglooing respectievelijk worden herzet en herstraat; voorts werd nog 5200 m³ keileem, 3800 m³ klei

en 5200 m³ puin verwerkt.

De kosten van het herstel van de stormschade bedroegen f 310000 (Euro 140000). Het herstel had onder leiding van de Dienst der Zuiderzeewerken plaats."

4.3 Dijkdoorbraken in Zuid-Holland

In Zuid-Holland brak 5,9 km hoofdwaterkering door tot ongeveer maaiveldshoogte en 1,0 km tot beneden maaiveldshoogte (werden relatief diepe stroomgaten). Daarnaast braken daarnaast ook vele binnendijken door, vooral in de Hoekse Waard en op Goeree-Overflakkee.

Met behulp van de 'Grote Provincie Atlas 1 : 25000 Zuid-Holland' (Topografische Dienst, 1990) en 'het verslag over de stormvloed van 1953' (Rijkswaterstaat, 1961) is nagegaan in welke dijken in de provincie Zuid-Holland in 1953 relatief diepe stroomgaten zijn ontstaan. De conclusie van dit onderzoekje is dat relatief diepe stroomgaten, zover valt na te gaan, zonder uitzondering ontstonden in hoofdwaterkeringen met een relatief hoog (en groen) voorland en in binnendijken. Dit zijn dus Type B dijkdoorbraken. In dijken met een buitenbermconstructie en een steenglooïing bleven de stroomgaten relatief ondiep bij de instroomrand en ontstonden dus Type A dijkdoorbraken. In sommige van deze hoofdwaterkeringen ontstonden wat diepere stroomgaten, maar dan met slechts relatief kleine breedten. Een voorbeeld van een Type A dijkdoorbraak is de doorbraak van de Noorddijk in Papendrecht (zie Paragraaf 3.3).

4.4 Dijkdoorbraken in Zeeland

De provincie Zeeland is in 1953 van alle provincies het ergst getroffen. Van de hierboven genoemde 5,7 km tot beneden maaiveldshoogte doorgebroken dijken was 3,6 km in Zeeland. Hiervan was 1,4 km op Schouwen-Duiveland, en dan met name aan de zuidzijde (Schelphoek, Burghsluis, Zierikzee, Ouwkerk, Oosterland), en dat ondanks dat de storm een noordwestelijke richting had. "De noordelijke dijken hadden over het algemeen een grotere hoogte, flauwere buitenbelopen en een betere waterbeloop- en buitenbermbekleding" (Rijkswaterstaat, 1961).

De doorbraak bij Schelphoek is begonnen bij de loswal van het haventje ten oosten van het gemaal Schelphoek, waar de achtergelegen dijk een hoogte had van ongeveer NAP + 4,15 m. "De stormvloed bereikte hier een hoogte van NAP + 4,3 m. Ten westen van het haventje bevond zich op de kruin van de dijk een Muraltmuur met de bovenkant op gemiddeld NAP + 5,0 m. Ten oosten van het haventje was geen muurtje aanwezig en bedroeg de kruinhoogte ca. NAP + 4,75 m. De hierachter gelegen inlaagdijk sloot op de havendijk aan. De slechte ondergrond in de doorbraak bood weinig weerstand tegen uitschuring", aldus Rijkswaterstaat (1961). Uiteindelijk heeft deze doorbraak zich door het tweedaagse getij kunnen ontwikkelen tot het grootste stroomgat in het rampgebied. Op 27

augustus 1953 bij de sluiting van de inlaagdijk bedroeg de breedte van het gat 525 m, de maximale diepte van de ontgrondingskuil was toen ongeveer 30 m. Ter weerszijden van het stroomgat bij het haventje waren de dijken weliswaar zwaar beschadigd maar ook hier heeft de buitenbermbekleding er zeer waarschijnlijk voor gezorgd dat het hierbij is gebleven (zie Rijkswaterstaat, 1961, p. 516).

Ook bij Burghsluis en Zierikzee ontstonden volgens Rijkswaterstaat (1961) grote, relatief diepe stroomgaten: "Tijdens de stormramp werden in de havendijk van Burghsluis twee gaten geslagen. Aan de westelijke zijde van de ten westen van de havendijk gelegen Bootslnaag brak de Meeldijk door ter plaatse van de kruising van deze dijk met de inlaagdijk". Echter in Rijkswaterstaat (1961, p. 302) staat dat de lengte van de zware kadedoorbraak 50 m was, feitelijk dus niet zo'n groot stroomgat (met mogelijk wel rampzalige gevolgen). "In de westelijke havendam van Zierikzee ontstond tijdens de stormramp ten noorden van de inlaagdijk een relatief diep stroomgat ongeveer op de plaats waar een tocht tegen de dijk liep. Door dit stroomgat stond de polder Schouwen aan de oostzijde in verbinding met het buitenwater. De capaciteit van dit gat was aanvankelijk gering. Door de sterk gedempte voortplanting van het getij van Schelphoek ontstond in de ondiepe polder echter een zodanige verandering in fase en amplitude, dat aan weerszijden van het gat in de westelijke havendam aanzienlijke waterstandsverschillen optraden, die sterke stroming in het gat tot gevolg hadden. Door deze sterke getijstromen vergrootte zich het stroomgat", met een breedte van uiteindelijk zo'n 65 m (zie Rijkswaterstaat, 1961).

Ten zuiden van Ouwerkerk ontstonden in de hoofdwaterkering twee grote, relatief diepe stroomgaten, één met een breedte van 100 m en een grootste diepte van ongeveer NAP – 15 m in de as van de dijk, de andere met een breedte van ongeveer 200 m en een grootste diepte van ongeveer NAP – 20 m ten oosten van Ouwerkerk. Ten zuiden van Oosterland ontstond een relatief diep stroomgat met een breedte van ongeveer 100 m en een diepte van maximaal NAP – 10 m.

'Het verslag over de stormvloed van 1953' geeft geen dwarsdoorsneden van de havendijken bij Burghsluis, de havendammen van Zierikzee en de hoofdwaterkering bij Ouwerkerk en Oosterland voor de stormramp, wel hoe deze hersteld werden, dat is inclusief een buitenbermconstructie en een steenglooing. Archiefstudie bij het waterschap is nodig om hier meer over te kunnen concluderen. Deze archiefstudie wordt ten zeerste aanbevolen.

Op het eiland Schouwen Duiveland ontstonden aan de noordzijde grote, relatief diepe stroomgaten bij Stevensluis (100 m breed, diepte van NAP – 12 m, bres ontstond op een plaats waar een geul vlak langs de dijk liep; ondergrond bevatte een 1 m dikke veenlaag) en Sir Jansland (180 m breed, diepte van NAP – 8,5 m, bres ontstond bij een hoog schor, dus bij een relatief hoog voorland). Ook van de dijk bij Stevensluis voor de stormramp bevat 'het verslag over de stormvloed van 1953' geen dwarsprofiel.

"Van alle Zeeuwse eilanden heeft Walcheren het minst van de watersnood te lijden gehad" (Rijkswaterstaat, 1961). De Westkapelse Zeedijk liep zware beschadigingen op aan de basalt- en steenglooing, maar er ontstonden geen bressen. Daardoor is het gedeelte ten westen van het Kanaal door Walcheren

nagenoeg geheel van overstroming gespaard gebleven. In de hoofdwaterkering van de Oranjepolder bij Kleverskerke ontstonden enkele bressen waardoor deze polder overstroomde. Volgens de topografische kaart (Topografische Dienst, 1997) heeft deze dijk een hoog voorland (Het Zilveren Schor). 'Dank zij dit voorland met een gemiddelde hoogte van NAP + 1,50 m hebben de bressen zich niet tot relatief diepe stroomgaten kunnen ontwikkelen' (Rijkswaterstaat, 1961).

Op Noord-Beveland ontstonden wel doorbraken in de hoofdwaterkering, echter geen diepe (zie Rijkswaterstaat, 1961, p. 566). Kennelijk hebben ook hier buitenbermconstructies verhinderd dat relatief diepe stroomgaten ontstonden.

Op Zuid-Beveland ontstonden grote, relatief diepe stroomgaten in de hoofdwaterkering van de Everingepolder ten zuiden van Oudelande; het oostelijke gat was ongeveer 90 m breed met een grootste diepte van NAP – 6 m, het westelijke gat was ongeveer 120 m breed met het diepste punt op NAP – 4,5 m. Het dijkgedeelte, waarin het westelijke gat was geslagen, had een door een steenbestorting verdedigde vooroever die vrijwel onbeschadigd bleef. Het 'verslag over de stormvloed van 1953' bevat geen informatie over het dwarsprofiel van het dijkgedeelte waarin het oostelijke gat was geslagen; mogelijk was ook hier sprake van een relatief hoog voorland. Verder ontstonden op Zuid-Beveland grote, relatief diepe stroomgaten in de hoofdwaterkeringen van de Reigersbergse Polder bij Bath (bresbreedten 65 m, 200 m, 255 m en 345 m) en in de hoofdwaterkering bij Kruiningen (westgat met breedte van 330 m, gat Veerhaven 350 m breed, en oostgat 155 m breed; deze doorbraken ontwikkelden zich pas in de loop van de tijd na 1 februari 1953 tot relatief diepe stroomgaten). De dijk bij Bath had een schor als voorland, evenals die bij Kruiningen ten oosten van de Veerhaven. In het 'verslag over de stormvloed van 1953' wordt geen verdere informatie gegeven over de dwarsprofielen.

Op het eiland Tholen ontstonden een aantal zware dijkdoorbraken, een zestal ten noorden, ten westen en ten zuiden van Stavenisse, met relatief diepe stroomgaten (breedte bressen: 55 m, 265 m, 150 m, 365 m, 140 m en 50 m). Het 'verslag over de stormvloed van 1953' bevat geen duidelijke informatie over de dwarsprofielen van de hoofdwaterkering voor de stormramp. Mogelijk speelt hier ook een voorland een rol (noord-westelijke en zuid-westelijke oevers van Tholen hebben brede slikken als voorland). Verder kwam op Tholen nog een doorbraak met relatief diepe stroomgaten voor bij Strijendam, aan weerszijden van een uitwateringssluys (breedte bres 250 m).

Op Sint-Philipsland ontstonden een aantal dijkdoorbraken, waarvan twee (Rijkswaterstaat, 1961, p. 305, breedte 55 m en 65 m) of vier (Rijkswaterstaat, 1961, p. 627) met relatief diepe stroomgaten uitgeschuurd tot beneden laagwater. Mogelijk hebben hier ook slikken een rol gespeeld; het 'verslag over de stormvloed van 1953' bevat geen informatie over de dwarsprofielen van de dijken voor de stormramp nabij de stroomgaten.

Op Zeeuws-Vlaanderen ontstond een dijkdoorbraak (breedte bres 75 m) met een relatief diep stroomgat in de hoofdwaterkering bij Hoofdplaat. Ook hier was en is een relatief hoog voorland aanwezig (zie Topografische Dienst, 1997, p. 69). Verder ontstonden dijkdoorbraken met relatief diepe stroomgaten bij Terneuzen (bij een laag voorland, breedte gat 120 m, diepte NAP – 4 m) en ten westen van Kloosterzande (voorland, Platen van Hulst, gaten 95 m en 30 m breed).

4.5 Dijkdoorbraken in Noord-Brabant

Van de hierboven genoemde 5,7 km tot beneden maaiveldshoogte doorgebroken dijken was 1,1 km in Noord-Brabant; verder brak 3,5 km dijk door tot ongeveer maaiveldshoogte (zie Rijkswaterstaat, 1961). Volgens topografische kaarten (Topografische Dienst, 1997) hadden alle belangrijke doorbraken van de hoofdwaterkering met relatief diepe stroomgaten een relatief hoog voorland. Deze doorbraken worden in deze paragraaf kort beschreven.

In het Land van Heusden en Altena vonden drie dijkdoorbraken in de hoofdwaterkering (is groene dijk met relatief hoog voorland) plaats waarin zich relatief diepe stroomgaten ontwikkelden.

In het noordelijk deel van het vaste land van Noord-Brabant vond een zware doorbraak in de hoofdwaterkering plaats bij het voormalige fort in de Sabina Henricapolder (voorland met rietgors, lage slikken en omkade buitenpolders, totale breedte gat 470 m). "Het dijklichaam bestond uit zanderige klei. Een glooiing van zuilenbasalt was alleen aanwezig op het dijkvak langs het fort en langs de slikken", zie Rijkswaterstaat (1961).

Verder waren er verscheidene doorbraken in de hoofdwaterkering langs het Hollandsch Diep: doorbraak ten oosten van Willemstad bij de Nieuwe Sluis (relatief hoog voorland, breedte gat 30 m), zware dijkdoorbraak bij Moerdijk (relatief hoog voorland, breedte gat 50 m), zware doorbraak bij de Schuddebeurspolder (relatief hoog voorland, breedte gat 100 m, met stroomgat van 22 m diep), doorbraak bij Lage Zwaluwe (relatief hoog voorland, breedte gat 35 m).

In het westelijk deel van het vaste land van Noord-Brabant vond een zware doorbraak plaats in de hoofdwaterkering langs de Herenpolder, ongeveer 1100 m ten noordwesten van Nieuwe-Vossemeer (relatief hoog voorland, zie kaart bij Nationale Uitgave, 1953, breedte gat 60 m; door aanleg Schelde-Rijnverbinding is de situatie ter plekke thans veranderd). Verder waren hier drie zware doorbraken in de hoofdwaterkering langs de Eendrachtspolder (relatief hoog voorland, zie Rijkswaterstaat, 1961, p. 684, breedte gaten 70 m, 150 m en 80 m), en een zware doorbraak in de hoofdwaterkering van de Theodoruspolder (relatief hoog voorland, breedte gat 50 m).

4.6 Discussie

Uit 'het verslag over de stormvloed van 1953' komt heel sterk de indruk naar voren dat alle hoofdwaterkeringen waarin belangrijke doorbraken met relatief diepe stroomgaten ontstonden een relatief hoog voorland of een loswal hadden, of binnendijken waren, en in ieder geval niet een solide bermconstructie op het buitentalud hadden. In dijken met een buitenbeloop zoals van de Afsluitdijk ontstond alleen schade aan het buitenbeloop of er ontstonden relatief ondiepe doorbraken in. Verder valt op dat daar waar kleilagen in de ondergrond van de dijk aanwezig waren, deze laag verdere erosie verhinderde dan wel zeer sterk reduceerde (voorbeeld: doorbraak van de Noorddijk in Papendrecht, zie ook Visser, 1998).

5 Toepassing model BRES op de Afsluitdijk

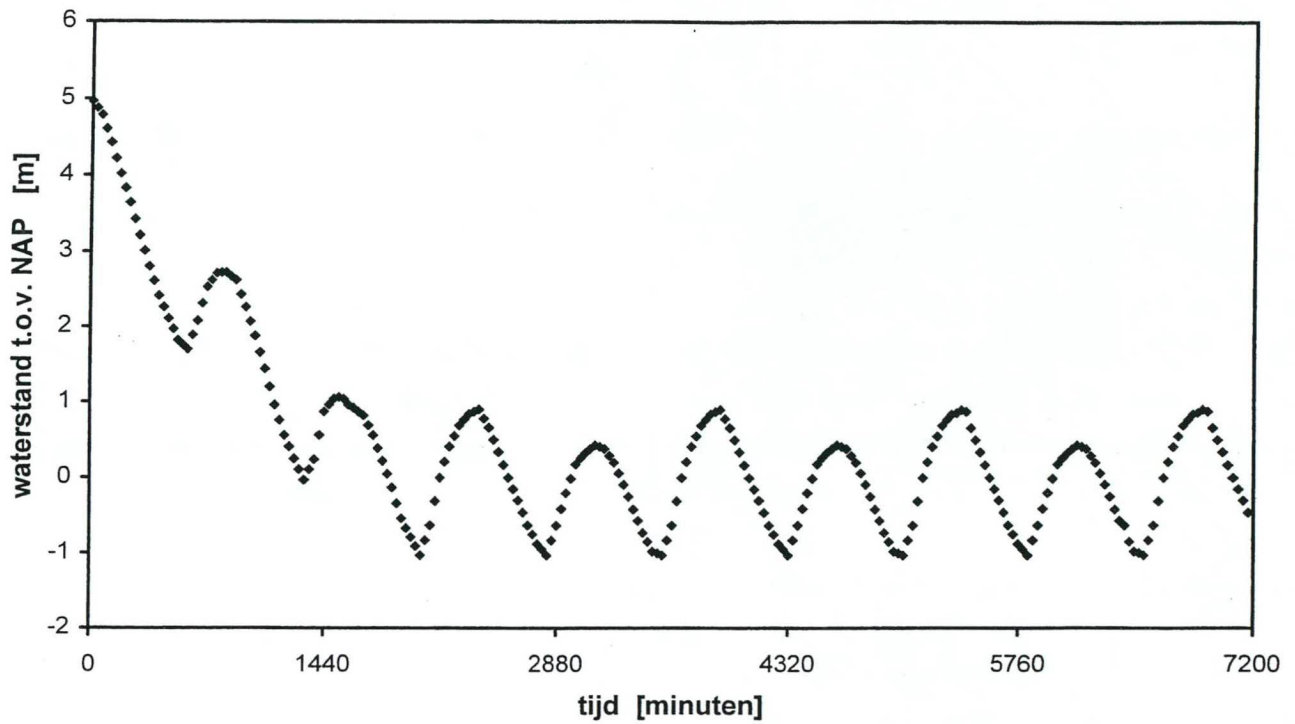
5.1 Inleiding

Figuur 2.5 bevat de geregistreerde waterstanden van 31 januari 1953 00:00 uur t/m 2 februari 1953 16:00 uur bij Den Oever en Kornwerderzand, naast waterstanden geregistreerd bij andere lokaties langs de Waddenzee. De waterstand bij Den Oever had twee pieken, één van NAP + 3,64 m op 31 januari 1953 om ongeveer 21:00 uur, de tweede iets hoger, namelijk NAP + 3,70 m op 1 februari om ongeveer 06:30 uur. Dit verloop, maar dan met een maximale waterstand van NAP + 5,0 m, wordt voor de onderhavige studie geadopteerd als zijnde het verloop van de waterstanden waarbij het enige tijd voldoende hoogwater is om een initieel gat in de dijk te laten ontstaan.

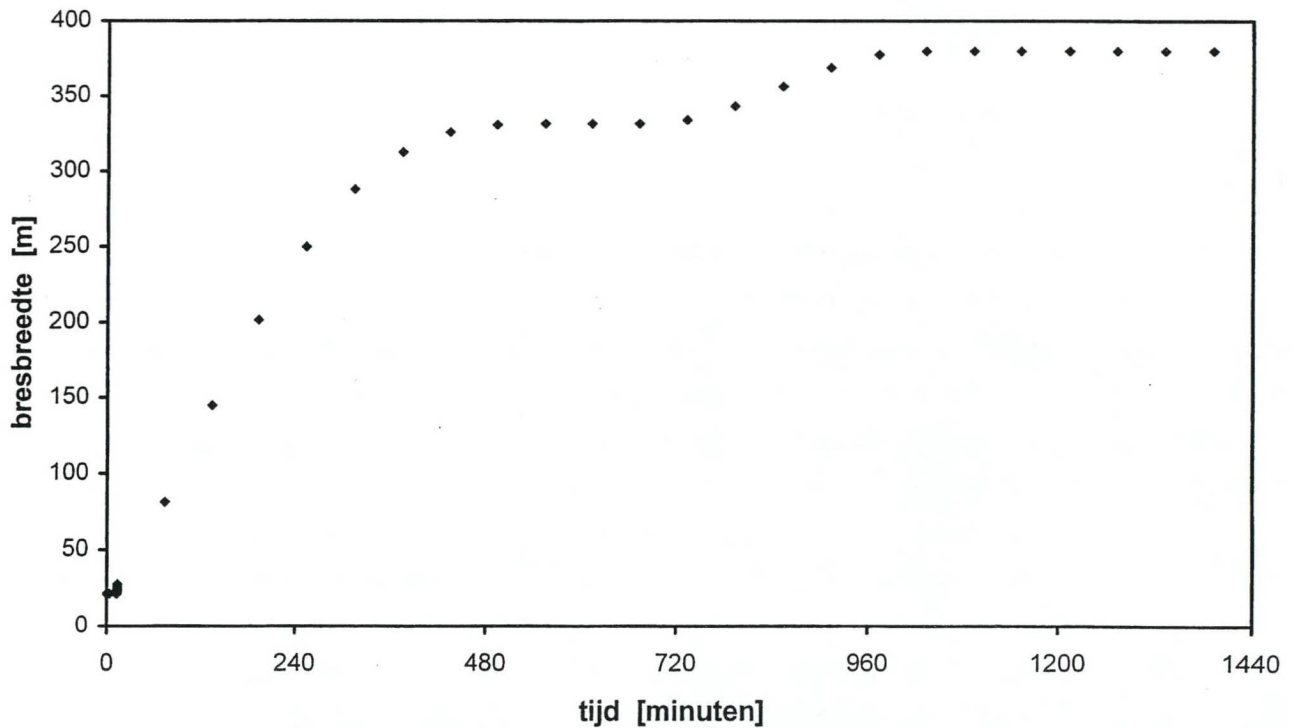
In Paragraaf 2.2 is beschreven dat de keileemdam tijdens de aanleg van de dam door het Amsteldiep en de Afsluitdijk relatief grote stroomsnelheden (ruim 4 m/s) heeft weerstaan, d.w.z. bij deze stroomsnelheden trad geen belangrijke erosie op. Het is aannemelijk dat door consolidatie de weerstand tegen erosie in ongeveer 70 jaar nog is toegenomen. Er wordt dan ook een kritieke waarde van 5 m/s voor de keileemdam aangenomen waaronder geen erosie van keileem optreedt. Voor een extreem, niet realistisch scenario III (zie hieronder) wordt voor de bermconstructie op het buitentalud een kritieke stroomsnelheid van 6 m/s aangehouden, de stroomsnelheid die volgens Huitema (1947) boven de be-teugelingsdam in de Vlieter moet zijn voorgekomen zonder dat dit tot schade aan de afgestorte zinkstukken op deze dam heeft geleid (zie Paragraaf 2.2). Hiertoe wordt verondersteld dat het kraagstuk onderaan voldoende is afgestort (zodat het niet opkrult in de sterke stroming) en bovenaan afdoende is verankerd tegen de damwandconstructie (of perkoenpalenrij) bij de teen van de glooiing.

De volgende berekeningen zijn gemaakt:

- Realistisch scenario I: bresdiepte beperkt tot NAP + 2,0 m zolang stroomsnelheden in de bres niet groter worden dan 5 m/s (waarbij wordt aangenomen dat door golfwerking de keileemdam erodeert van NAP + 3,0 m tot deze NAP + 2,0 m, zie Paragraaf 2.3), bres ontstaat bij maximale waterstand van NAP + 5,0 m bij het stormvloedverloop van 1953 (zie Paragraaf 5.3);
- Extremer scenario II met 1 : 10000 storm, enige tijd later gevolgd door een 1 : 4000 storm: bresdiepte beperkt tot NAP + 2,0 m zolang stroomsnelheden niet groter worden dan 5 m/s, bres ontstaat bij maximale waterstand van NAP + 5,0 m bij het stormvloedverloop van 1953, later voordat enig dijkherstel heeft plaatsgehad is er een tweede storm met een maximale waterstand van NAP + 4,8 m, ook weer met het stormvloedverloop van 1953 (zie Paragraaf 5.4);
- Zeer extreem scenario III: kern Afsluitdijk is boven het niveau van de bermconstructie op het buitentalud geheel van zand, bresdiepte beperkt tot NAP - 0,4 m (dus tot niveau buitenberm, zolang stroomsnelheden niet groter worden dan 6 m/s), 1 : 10000 storm, bres ontstaat bij een maximale



Figuur 5.1 Verloop buitenwaterstand $H_w(t)$ in scenario's I en III na ontstaan initiële bres op $t = 0$.



Figuur 5.2 Toename bresbreedte (aan kruin dijk) in scenario I.

waterstand van NAP + 5,0 m, met het stormvloedverloop van 1953 (zie Paragraaf 5.5).

5.2 Invoergegevens BRES model

De invoergegevens voor het BRES model kunnen als volgt worden samengevat:

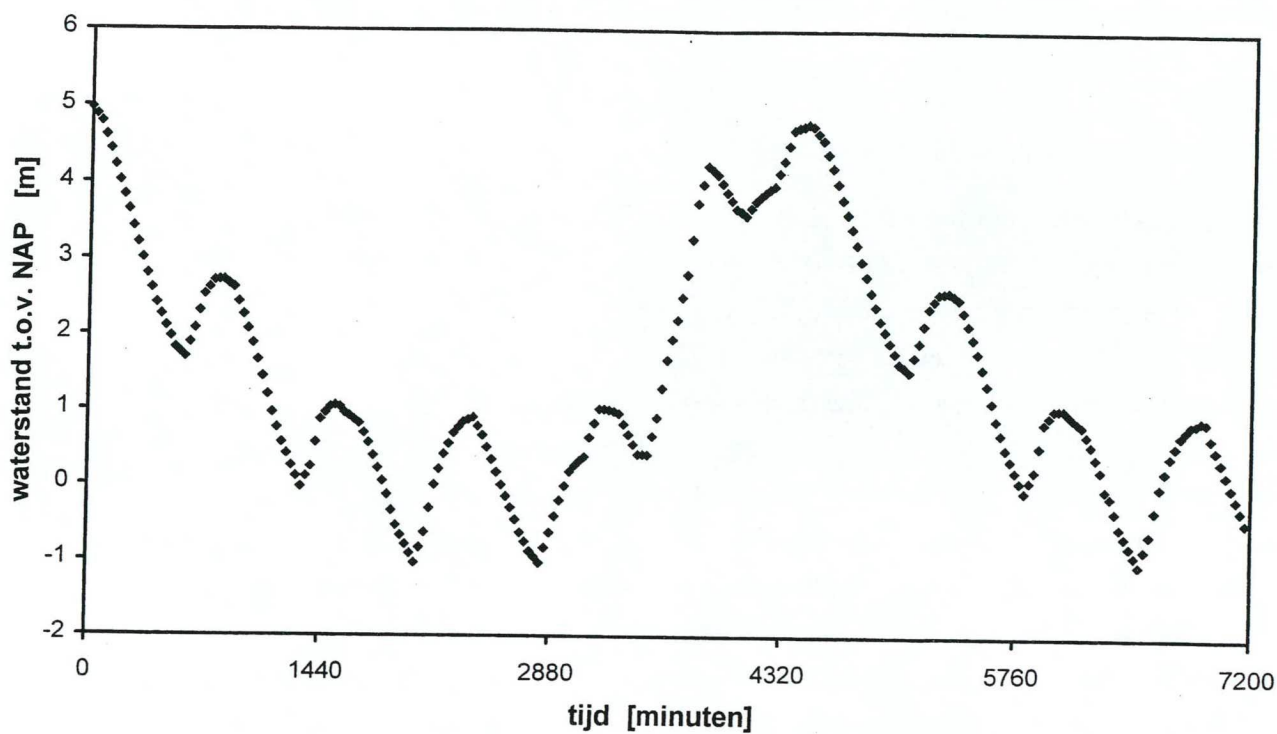
- buitenwaterstand $H_w(t)$ boven NAP ($Z = 0$) voor $t \geq 0$ als beschreven in Paragrafen 2.3 en 5.1 (zie Figuren 5.1 en 5.3);
- niveau bodem Waddenzee $Z_w = \text{NAP} - 3,7 \text{ m}$;
- watertemperatuur $T = 4^\circ\text{C}$, dichtheid water $\rho = 1020 \text{ kg/m}^3$;
- dijkhoogte $H_d = \text{NAP} + 7,5 \text{ m}$, breedte van de dijk aan de kruin $W_d = 25,0 \text{ m}$;
- helling buitentalud $1 : 3,5$ ($\alpha = 16^\circ$) en helling binnentalud $1 : 3,5$ ($\beta_0 = 16^\circ$);
- zand (aannee lokaal zand): dichtheid sediment $\rho_s = 1020 \text{ kg/m}^3$, $D_{50} = 0,22 \text{ mm}$ (met valsnelheid $w_s = 0,021 \text{ m/s}$ bij $\rho = 1020 \text{ kg/m}^3$ en $T = 4^\circ\text{C}$), $D_{90} = 0,40 \text{ mm}$, porositeit $p = 0,40$, kritieke taludhelling $\beta_1 = 40^\circ$ (maximale hellingshoek in stroomrichting);
- hoogte bodem initiële bres $Z_{br} = \text{NAP} + 4,0 \text{ m}$ op $t = t_0 = 0$, breedte bodem initiële bres $b = 10,0 \text{ m}$ op $t = t_0 = 0$, helling zijtaluds van bres γ is kritieke hellingshoek $\gamma_1 = 32^\circ$;
- niveau bodem IJsselmeer $Z_p = \text{NAP} - 3,7 \text{ m}$;
- peil IJsselmeer $H_p = \text{NAP} - 0,4 \text{ m}$ op $t = t_0 = 0$;
- oppervlakte IJsselmeer $A_p = 1200 * 10^6 \text{ m}^2$;
- afvoercoëfficiënt $m = 1,0$ in Stadia IV en V (Type A bres).

Verder is voor stadia I, II en III de sedimenttransportformule van Bagnold-Visser (1989) toegepast en voor stadia IV en V die van Van Rijn (1984a,b). Voor het realistische scenario I (zie Paragraaf 5.3) is voor de stadia IV en V ook de formule van Engelund-Hansen (1967) toegepast.

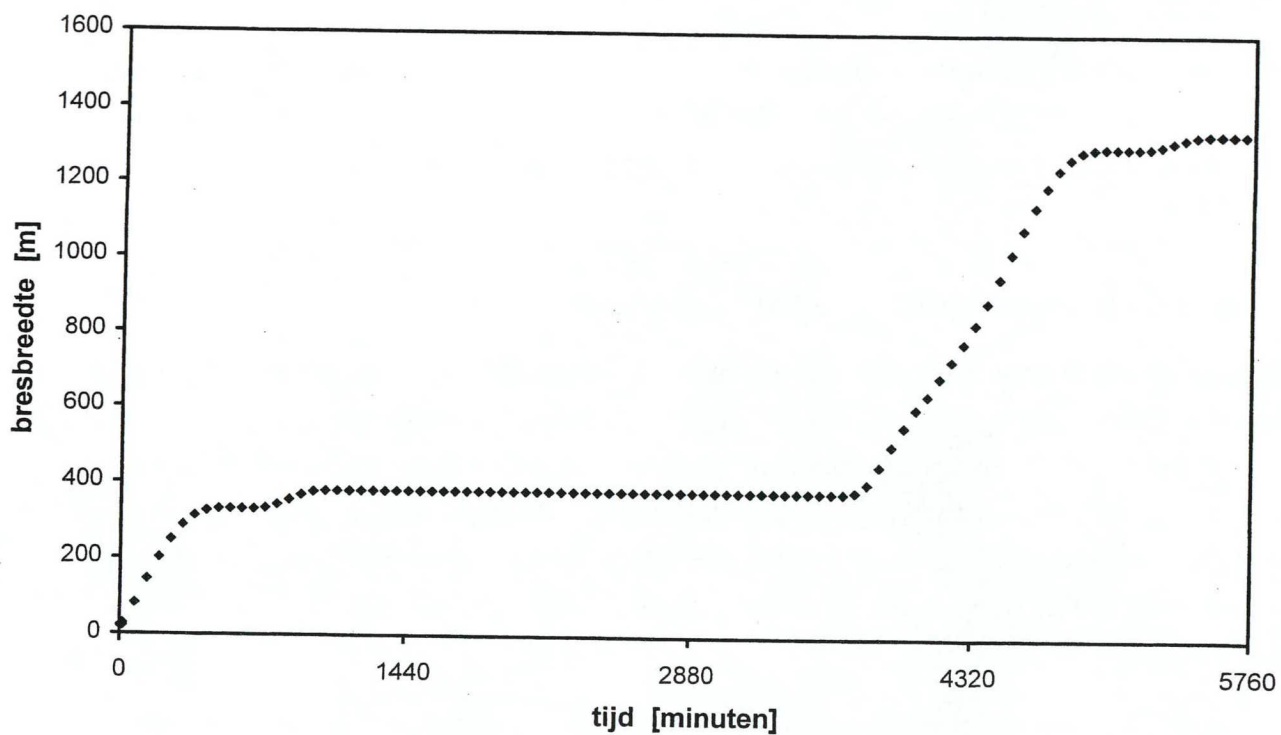
5.3 Realistisch scenario met 1/10000 storm (scenario I)

In dit scenario wordt uitgegaan van een storm met een overschrijdingsfrequentie van 10^{-4} . Bij de maximale waterstand van $H_w = \text{NAP} + 5,0 \text{ m}$ op $t = t_0 = 0$ ontstaat een initiële bres (met een veronderstelde breedte van 10 m aan de bresbodem, en dus van 21 m aan de kruin van de dijk, zie Paragraaf 5.2) in de Afsluitdijk. Er wordt verondersteld dat de Afsluitdijk boven een niveau van NAP + 2,0 m volledig is opgebouwd van zand. De bres groeit in de diepte tot de keileemdam op NAP + 2,0 m wordt bereikt, en niet verder onder de voorwaarde dat de stroomsnelheden in de bres kleiner blijven dan 5,0 m/s.

Figuur 5.1 bevat het verondersteld verloop van de buitenwaterstand $H_w(t)$. Na afloop van de storm blijven de waterstanden beneden het niveau van NAP + 2,0 m. Dit betekent dat in dit scenario de



Figuur 5.3 Verloop buitenwaterstand $H_w(t)$ in scenario II na ontstaan initiële bres op $t = 0$.



Figuur 5.4 Toename bresbreedte (aan kruin dijk) in scenario II.

bresgroei stopt op $t \approx 1020 \text{ min} = 17 \text{ uur}$.

In Figuur 5.2 is de toename van de bresbreedte weergegeven in scenario I met toepassing van de transportformule van Van Rijn (1984a,b) in stadia IV en V. De breedte van de bres aan de kruin van de dijk neemt toe van een initiële waarde van 21 m op $t = 0$ tot ongeveer 380 m op $t = 17 \text{ uur}$. Bij toepassing van de transportformule van Engelund-Hansen (1967) in stadia IV en V zou de bresbreedte ongeveer 200 m worden, en behoorlijk kleinere waarde (maar dit soort verschillen zijn nu eenmaal gebruikelijk in morfologische berekeningen). Omdat bij de kalibratie en toetsing van het BRES model aan data van metingen (zie Visser, 1998) met de formule van Van Rijn (1984a,b) wat betere resultaten zijn verkregen dan met de formule van Engelund-Hansen (1967), en bovendien met de formule van Van Rijn wat grotere bressen worden verkregen, dus ongunstiger situaties, worden de volgende berekeningen uitsluitend met de formule van Van Rijn gedaan.

Het BRES model berekent een maximale, diepte-gemiddelde stroomsnelheid U in de bres van 4,3 m/s op $t = 64 \text{ min} = 1,1 \text{ uur}$, dat is dus lager dan de veronderstelde kritieke waarde van 5 m/s van begin van erosie van de keileem (zie Paragraaf 2.2). Omdat de afmetingen van de bres in dit scenario relatief klein blijven en de oppervlakte van het IJsselmeer relatief groot is, is de toename van het gemiddelde waterpeil van het IJsselmeer als gevolg van de stroming door de bres slechts 2 cm.

5.4 Als scenario I, met 1/10000 storm gevolgd door 1/4000 storm (scenario II)

In dit scenario wordt uitgegaan van een storm met een overschrijdingsfrequentie van 10^{-4} welke enige tijd later gevolgd wordt door een storm met een overschrijdingsfrequentie van $2,5 \cdot 10^{-4}$. Bij de maximale waterstand van $H_w = \text{NAP} + 5,0 \text{ m}$ op $t = t_0 = 0$ van de eerste storm ontstaat een initiële bres (met een veronderstelde breedte van 21 m aan de kruin van de dijk, zie Paragraaf 5.2) in de Afsluitdijk. Er wordt ook nu weer verondersteld dat de Afsluitdijk boven een niveau van $\text{NAP} + 2,0 \text{ m}$ volledig is opgebouwd van zand. De bres groeit in de diepte tot de keileemdam op $\text{NAP} + 2,0 \text{ m}$ wordt bereikt, en niet verder onder de voorwaarde dat de stroomsnelheden in de bres kleiner blijven dan 5,0 m/s.

Figuur 5.3 bevat het verondersteld verloop van de buitenwaterstand $H_w(t)$. Na afloop van de eerste storm blijven de waterstanden beneden het niveau van $\text{NAP} + 2,0 \text{ m}$, totdat de tweede storm de waterstanden weer boven $\text{NAP} + 2,0 \text{ m}$ tilt. In de periode tussen de eerste en de tweede storm met het astronomisch getij groeit de bres dus niet. Er wordt verondersteld dat in deze tussenperiode geen enkel herstel aan de Afsluitdijk wordt gedaan (wat in feite niet waarschijnlijk is: men zal op z'n minst toch de koppen van de dijk in de bres tegen verdere erosie willen beschermen). Omdat in de periode tussen de eerste en de tweede storm bij het astronomisch getij de bres niet verder groeit, is de

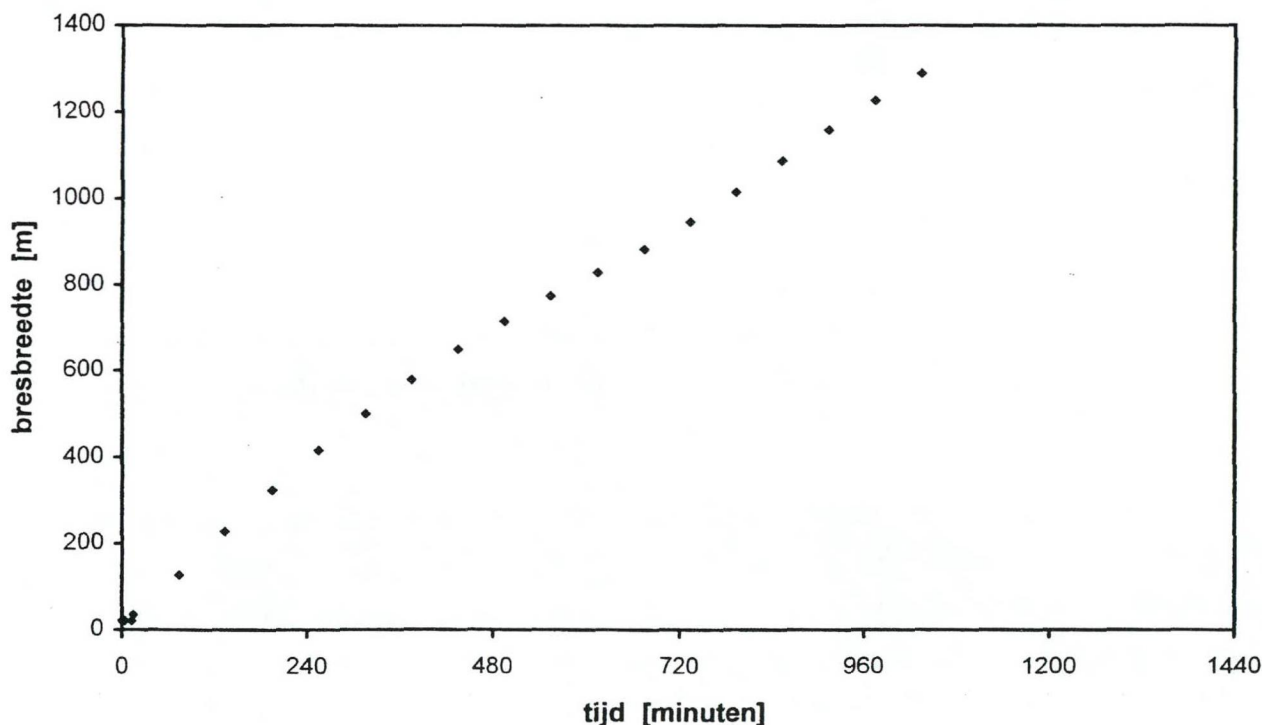
berekening gedaan met een tweede storm optredend al snel na de eerste storm (zie Figuur 5.3). Na de tweede storm zakt dan de buitenwaterstand beneden $\text{NAP} + 2,0 \text{ m}$ op $t \approx 5490 \text{ min} = 91,5 \text{ uur}$ waarna de bres niet verder groeit.

In Figuur 5.4 is de toename van de bresbreedte weergegeven in scenario II met toepassing van de transportformule van Van Rijn (1984a,b) in stadia IV en V. De breedte van de bres aan de kruin van de dijk neemt toe van een initiële waarde van 21 m op $t = t_0 = 0$ tot ongeveer 1340 m op $t = 91,5 \text{ uur}$.

Het BRES model berekent een maximale stroomsnelheid U in de bres uiteraard weer van $4,3 \text{ m/s}$ op $t = 64 \text{ min} = 1,1 \text{ uur}$ in de eerste storm en ook van $U = 4,3 \text{ m/s}$ voor $t = 4500 \text{ min} = 75 \text{ uur}$ in de tweede storm, uiteraard ook weer lager dan de kritieke waarde van 5 m/s . Ook in dit scenario is de toename van het waterpeil van het IJsselmeer relatief beperkt, namelijk 28 cm tot $\text{NAP} - 0,12 \text{ m}$.

5.5 Afsluitdijk is zanddijk boven $\text{NAP} - 0,4 \text{ m}$, met $1/10000$ storm (scenario III)

In dit scenario wordt weer uitgegaan van een storm met een overschrijdingsfrequentie van 10^{-4} waarin bij de maximale waterstand van $H_w = \text{NAP} + 5,0 \text{ m}$ op $t = t_0 = 0$ een initiële bres in de Afsluitdijk



Figuur 5.5 Toename bresbreedte (aan kruin dijk) in scenario III tot $t \approx 16 \text{ uur}$.

ontstaat. Het verloop van de buitenwaterstand voor $t > 0$ is dus het verloop van Figuur 5.1. Er wordt nu verondersteld dat de Afsluitdijk boven het niveau van de berm op het buitentalud (NAP - 0,4 m) volledig is opgebouwd van zand. Verder wordt verondersteld dat de bermconstructie op het buitentalud en het gedeelte van de keileemdam onder NAP - 0,4 m intact blijft (als waargenomen tijdens de stormramp van 1953, zie Hoofdstuk 4) onder de voorwaarde dat de stroomsnelheden in de bres kleiner blijven dan 6 m/s (zie Paragraaf 5.1). De bres groeit in de diepte dan tot NAP - 0,4 m en niet verder. Omdat in werkelijkheid de erosie van de keileemdam niet zo groot zal zijn, levert dit scenario een niet realistische maar wel extreme situatie op. In Figuur 5.5 is de toename van de bresbreedte weergegeven in scenario III. De breedte van de bres aan de kruin van de dijk neemt toe van een initiële waarde van 21 m op $t = 0$ tot ongeveer 1300 m op $t \approx 16$ uur. De waterstand in het IJsselmeer is dan gemiddeld met 33 cm gestegen tot NAP - 0,07 m. Na $t = 16$ uur groeit de bres in theorie nog verder, in theorie tot een breedte gelijk aan de Afsluitdijk. In de praktijk zal de groei van de bres in de breedte na verloop van tijd stoppen doordat door instortende kleilagen en taludbekledingen de koppen van de Afsluitdijk in de bres tegen verdere erosie beschermd zal worden. Omdat de buitenwaterstand voor $t > 16$ uur snel daalt tot het astronomische getij (zie Figuur 5.1) zal de waterstandsverhoging in het IJsselmeer ook in deze extreme situatie beperkt zijn.

Het BRES model berekent een maximale stroomsnelheid U in de bres van 5,8 m/s op $t = 94,5$ min = 1,6 uur, een waarde slechts enigszins kleiner dan de voor de bermconstructie veronderstelde kritieke stroomsnelheid van 6 m/s.

5.6 Discussie

In de drie beschreven scenario's blijft de diepte van de bres beperkt van omvang. Voor scenario's I en II is aangenomen dat door stroming en golfwerking door en in de bres enige erosie van de keileemdam plaatsvindt, namelijk van ongeveer NAP + 3,0 m tot NAP + 2,0 m. In scenario I met een 1/10000 storm blijven de stroomsnelheden in de bres dan onder de kritieke waarde van 5 m/s van begin van erosie van de keileem. In dit scenario stopt de groei van de bres in de breedte op $t \approx 17$ uur omdat dan de buitenwaterstand zakt tot onder de kruin van de keileemdam. Het IJsselmeerpeil is dan gestegen van NAP - 0,40 m tot NAP - 0,38 m, een verwaarloosbare waterstandsverhoging.

Ook als er daarna, voordat er ook maar enig herstel aan de Afsluitdijk heeft plaatsgevonden, weer een zeer zware storm (1/4000 storm, scenario II) optreedt, zal het IJsselmeerpeil niet aanzienlijk stijgen, namelijk volgens het BRES model tot NAP - 0,12 m bij een voortgaande groei van de breedte van de bres tot zo'n 1340 m (omdat de stroomsnelheden in de bres ook in de tweede storm onder de 5 m/s blijven, groeit de bres niet verder in de diepte). In de praktijk zal deze voortgaande erosie in de breedte voorkomen kunnen worden omdat men wel binnen enige dagen de koppen van de Afsluitdijk in de bres zal kunnen beschermen tegen verdergaande erosie (zoals bijvoorbeeld is gedaan bij de

Noorddijk in Papendrecht in 1953, zie Rijkswaterstaat, 1961). Mogelijk zal deze voorgaande erosie ook niet gebeuren omdat na verloop van tijd instortende kleilagen en taludbekledingen de koppen van de Afsluitdijk in de bres tegen verdere erosie zullen beschermen.

Het is wel zeker dat in scenario II gedurende de tweede storm door golfwerking piekwaarden in de stroomsnelheid in de bres van boven de 5 m/s voorkomen als gevolg waarvan de keileemdam mogelijk verder in de diepte erodeert. Het is niet te verwachten dat deze erosie aanzienlijk zal zijn. Mocht dat wel het geval zijn, dan treedt een vertraagd scenario III op.

In een extreem, niet realistisch scenario III, biedt de keileem boven een niveau van NAP – 0,4 m nauwelijks weerstand tegen erosie. De bres zal dan in de diepte kunnen groeien tot NAP – 0,4 m, het niveau van de berm op het buitentalud waar de aanwezige bermconstructie grote weerstand tegen erosie zal kunnen bieden. Waarschijnlijk zal deze constructie stroomsnelheden tot 6 m/s kunnen weerstaan. In dit scenario ontstaat in theorie een zeer brede bres, na 16 uur is de breedte volgens het BRES model zo'n 1300 m wanneer de buitenwaterstanden gezakt zijn tot onder NAP – 2,0 m. Het IJsselmeerpeil is dan gestegen tot ongeveer NAP – 0,07 m. Omdat de buitenwaterstanden daarna snel zakken tot het astronomische getij, zal de stijging van het IJsselmeerpeil ook in dit scenario beperkt zijn. De stroomsnelheden in de bres blijven net onder de 6 m/s.

6 Ontwikkeling ontgrondingskuil

6.1 Inleiding

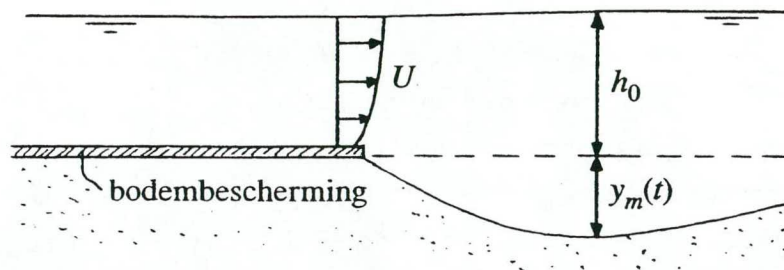
De vraag rijst nog of de stabiliteit van de keileemdam in de bres niet in gevaar komt doordat de ontgrondingskuil die in het zandlichaam van de Afsluitdijk en het IJsselmeer zal kunnen ontstaan niet te diep wordt?

6.2 Formulering maximum diepte ontgrondingskuil

Voor de onderhavige situatie kan de volgende formule voor het verloop van de maximale diepte van de ontgrondingskuil $y_m(t)$ toegepast worden (Schiereck, 2001, p. 87):

$$y_m(t) = \frac{(\mu U - U_c)^{1,7} h_0^{0,5}}{10 \Delta^{0,7}} t^{0,4} \quad (6.1)$$

waarin $y_m(t)$ is de grootste diepte van de ontgrondingskuil (zie Figuur A.1) als functie van de tijd t , U is de diepte-gemiddelde aanstroomsnelheid (zie Figuur 6.1), μ is een versterkingscoëfficiënt van de snelheid U als gevolg van turbulentie (voor de onderhavige situatie $\mu \approx 1,8$, zie Schiereck, 2001, p.87), U_c is de kritieke waarde van U voor begin van beweging (als gevolg van de grote stroomsnelheden, hier U_c te verwaarlozen t.o.v. U), h_0 is de oorspronkelijke waterdiepte in ontgrondingskuil (zie Figuur 6.1), t is de tijd in uren en $\Delta = (\rho_s - \rho)/\rho (\approx 1,65)$ is de relatieve dichtheid van het sediment. De constante 10 is niet dimensieloos.



Figuur 6.1 Ontgrondingskuil benedenstrooms van een bodembescherming.

Vergelijking (6.1) is ontwikkeld in de zeventiger en tachtiger jaren van de twintigste eeuw bij het Waterloopkundig Laboratorium (nu WL/Delft Hydraulics) ten behoeve van de Deltawerken (Schiereck,

2001, p. 86). De vergelijking geldt voor de ontwikkeling in de tijd van de grootste diepte van de ontgrondingskuil achter een bodembescherming of steenbestorting of buitenbermconstructie of keileemlaag zonder aanvoer van sediment.

6.3 Berekening maximum diepte ontgrondingskuil

Voor scenario I (met macht 1,7 gewogen gemiddelde stroomsnelheid $U = 2,7$ m/s, met macht 0,2 gemiddelde waterdiepte $h_0 = 0,6$ m, periode dat keileemdam overstroomd wordt is $t = 14,5$ uur) levert dat een uiteindelijke maximale ontgrondingsdiepte op van $y_m(14,5 \text{ uur}) \approx 2,7$ m, dus vanaf NAP +2,0 m tot NAP - 0,7 m. In deze situatie zal de ontgrondingskuil relatief ondiep blijven.

Voor scenario II (met macht 1,7 gewogen gemiddelde stroomsnelheid $U = 3,0$ m/s, met macht 0,2 gemiddelde waterdiepte $h_0 = 0,7$ m, periode dat keileemdam overstroomd wordt is $t = 41,0$ uur) levert dat een uiteindelijke maximale ontgrondingsdiepte op van $y_m(41,0 \text{ uur}) \approx 5,1$ m, dus vanaf NAP +2,0 m tot NAP - 3,1 m. Ook in deze situatie zal de diepte van de ontgrondingskuil niet groter worden dan de dikte van het zandlichaam van de Afsluitdijk: de stabiliteit van de Afsluitdijk zal dan dus niet in gevaar komen.

Voor scenario III (met macht 1,7 gewogen gemiddelde stroomsnelheid $U = 4,7$ m/s, met macht 0,2 gemiddelde waterdiepte $h_0 = 2,2$ m, levert dat na 17 uur een grootste ontgrondingsdiepte op van $y_m(17,0 \text{ uur}) \approx 9,6$ m, dus vanaf NAP +2,0 m tot NAP - 7,6 m. De ontgrondingskuil groeit daarna nog door, maar in een aanzienlijk langzamer tempo. Lokaal zou de stabiliteit van het restantje van de keileemdam in gevaar kunnen komen.

6.4 Discussie

In scenario's I en II blijft de diepte van de ontgrondingskuil beperkt van omvang. De stabiliteit van de keileemdam zal dan niet in gevaar komen. In een extreem, niet realistisch scenario III zal de ontgrondingskuil relatief diep kunnen worden als er geen maatregelen genomen (kunnen) worden om na verloop van tijd de koppen van de Afsluitdijk in de bres tegen verdere erosie te beschermen en ook de groei van de ontgrondingskuil te stoppen. De stabiliteit van het restantje van de keileemdam kan dan in gevaar komen.

7 Conclusies en aanbevelingen

7.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden de conclusies en aanbevelingen resulterend uit deze studie samengevat. Deze conclusies zijn gebaseerd op de veronderstelling dat de weerstand van de keileemlaag in de Afsluitdijk tegen erosie sinds 1932 niet is afgenomen. Indien dit wel het geval is voor het gedeelte van de Afsluitdijk boven het niveau van de berm op het buitenbeloop, dan wordt verondersteld dat het kraagstuk onderaan het buitentalud voldoende is afgestort (zodat het niet opkrult in de sterke stroming) en bovendien voldoende is verankerd tegen de damwandconstructie bij de teen van de glooiing.

7.2 Conclusies

- De bressen die in de Afsluitdijk bij dijkdoorbraak zullen ontstaan zullen door de keileemdam en de bermconstructie op het buitenbeloop relatief ondiep blijven. Door de keileemdam heeft de Afsluitdijk een unieke sterkte tegen bresgroei na dijkdoorbraak.
- Door het relatief grote oppervlak van het IJsselmeer en de relatief ondiepe bressen die in de Afsluitdijk zullen ontstaan, zullen de hoge waterstanden van de stormvloed niet in het IJsselmeer doordringen.
- De ontgrondingskuil(en) die in het zandlichaam van de Afsluitdijk zal/zullen ontstaan zullen relatief ondiep worden en de stabiliteit van de keileemdam niet in gevaar brengen.
- Alleen in een extreem, niet realistisch scenario dat de keileemdam erodeert tot aan de buitenbermconstructie op NAP – 0,4 m, met een erosiesnelheid als van zand, kan/ kunnen de ontgrondingskuil(en) relatief zo diep worden dat de stabiliteit van het restantje keileemdam lokaal dan in gevaar komt. Dit zal dan kunnen leiden tot aanzienlijke waterstandsverhogingen in het IJsselmeer. Daar dit scenario niet realistisch is, is dit laatste niet verder onderzocht.

7.3 Aanbevelingen

- Even afgezien van alle ellende die de stormramp van 1953 heeft teweeggebracht, kan de ramp ook als een prototype-experiment opgevat worden. Hoewel de auteurs (o.a. ir. T. Edelman) een werkelijk omvangrijk en goed stuk werk hebben geleverd met het schrijven van 'het verslag over de stormvloed van 1953' (Rijkswaterstaat, 1961) kan mogelijk veel meer informatie uit dit gebeuren

gehaald worden door nauwkeuriger te kijken naar de dwarsdoorsneden van de doorgebroken dijken, de optredende waterstanden en golven en de ontstane schade. Wil een dergelijke studie, die sterk aanbevolen wordt, zin hebben is het wel nodig dat informatie over de toestand van de dijken juist voorafgaand aan de stormramp bij de waterschappen aanwezig is.

- De huidige versie van het model BRES is ontwikkeld voor zanddijken. Op dit moment wordt door WL/Delft Hydraulics gewerkt aan de voltooiing van een erosiefunctie voor cohesief materiaal (dus ook voor klei). Het is de bedoeling in de nabije toekomst deze erosiefunctie en/of andere erosiefuncties in BRES in te bouwen. Het wordt aanbevolen het resulterende model toe te passen op de keileemdam in de Afsluitdijk. Ofschoon keileem een aanzienlijk hogere weerstand tegen erosie heeft dan klei, zullen deze berekeningen zeer waarschijnlijk meer inzicht geven in de werkelijke sterkte van de Afsluitdijk.
- De huidige versie van het model BRES is gekalibreerd met een veldproef en een laboratoriumproef, beide uitgevoerd met niet-geconsolideerd (dus tamelijk los gepakt) zand en zonder effecten van taludbekledingen (kleilaag, zetsteenglaoing, grasmat) en een eventueel aanwezig wegdek. Ook effecten van eventueel aanwezige golven zijn niet meegenomen. Verder onderzoek is nodig om het model met al deze effecten te kunnen uitbreiden. Toetsing aan prototype-dijkdoorbraken is daarbij van groot belang.

Bijlage A Lijst van symbolen

symbool	omschrijving	SI-eenheid
A_p	oppervlakte polder, hier dus oppervlakte IJsselmeer	[m ²]
b	breedte bres bij bodem bres	[m]
B_t	breedte bres bij kruin dijk	[m]
D_{50}	mediane korreldiameter	[m]
D_{90}	korreldiameter zodanig dat 90% van sediment een kleinere diameter heeft	[m]
Fr	Froude kental	[-]
h_0	oorspronkelijke waterdiepte in ontgrondingskuil	[m]
H_d	dijkhoogte boven niveau $Z = 0$ (boven NAP)	[m]
H_p	waterstand in polder boven $Z = 0$	[m]
H_w	buitenwaterstand boven $Z = 0$	[m]
m	afvoercoëfficiënt	[-]
p	porositeit bed	[-]
t	tijd	[s]
t_0	start bresgroei proces	[s]
T	watertemperatuur	[°C]
U	diepte-gemiddelde stroomsnelheid	[m/s]
U_c	kritieke waarde van U voor begin van beweging	[m/s]
w_s	valsnelheid sediment	[m/s]
W_d	breedte kruin van dijk	[m]
$y_m(t)$	grootste diepte van de ontgrondingskuil als functie van t	[m]
Z	verticale coördinaat, $Z = 0$ op NAP	[m]
Z_p	niveau bodem IJsselmeer boven $Z = 0$	[m]
Z_w	niveau bodem Waddenzee bij Afsluitdijk boven $Z = 0$	[m]

Griekse letters

Symbool	Beschrijving	
α	hellingshoek buitentalud van dijk	[°]
η	versterkingscoëfficiënt van de snelheid U als gevolg van turbulentie	[-]
β	hellingshoek binnentalud van dijk	[°]
β_0	hellingshoek van binnentalud in bres op t_0	[°]
β_1	kritieke waarde van β	[°]

γ	hellingshoek van zijtaluds in bres	[°]
γ_1	kritieke waarde van γ	[°]
Δ	$(\rho_s - \rho)/\rho$	[-]
ρ	dichtheid water	[kg/m ³]
ρ_s	dichtheid sediment	[kg/m ³]

Bijlage B Literatuur

- Blocq van Kuffeler, V.I.P. de, 1927. Het plan voor den afsluitdijk van de Zuiderzee. De Ingenieur, 42, pp. 733-743.
- Caan, C.P., 1996. Bresgroei; een experimental onderzoek naar de ontwikkeling van de ontgrondingskuil. Afstudeerverslag, Vakgroep Waterbouwkunde, Faculteit Civiele Techniek, Technische Universiteit, Delft.
- Cleintuar, G.L., 1982. Wisselend getij; geschiedenis van de Zuiderzeevereniging 1886-1949. Walburg Pers, Zutphen.
- Engelund, F. and Hansen, E., 1967. A monograph on sediment transport. Technisk Forlag, Copenhagen, Denmark.
- Futloo, M.Z., 1999. Breach Growth in Clay Dikes; Evaluation of Bres and Breach Models. IHE Delft, M.Sc.-report.
- Galappatti, R., 1983. A depth-integrated model for suspended transport. Communications on Hydraulics, Rep. 83-7, Dept. Civil Eng., Delft Univ. Techn, Delft, The Netherlands.
- Huitema, T., 1947. Dijken. Kosmos, Amsterdam-Antwerpen.
- Heijer, F. den, 1998. De eis aan de Afsluitdijk voor de veiligheid tegen overstromen. WL/Delft Hydraulics, Rapport H3247.
- Ministerie van Verkeer en waterstaat, 1984. De waterhuishouding van Nederland. Staatsuitgeverij, 's-Gravenhage.
- Nationale Uitgave, 1953. De ramp. Vereeniging ter Bevordering van de Belangen des Boekhandels, Amsterdam.
- Ploeger, B., 1992. Bouwen aan de Rijn. Rijkswaterstaat-serie 53, Rijkswaterstaat, Directie Gelderland, Arnhem.
- Rijkswaterstaat, 1961. Verslag over de stormvloed van 1953. Staatsdrukkerij, Den Haag.
- Rijkswaterstaat, 1995. De basispeilen langs de Nederlandse kust. Rijkswaterstaat, Rijksinstituut voor Kust en Zee/RIKZ, Rapport RIKZ-95.008, 's-Gravenhage.
- Schierreck, G.J., 2001. Introduction to bed, bank and shore protection. Delft University Press, Delft.
- Thijsse, J.Th., 1927. De verwachtingen omtrent de waterbeweging bij de afsluiting van de Zuiderzee op grond van het verslag van de staatscommissie-Lorentz en van de verrichte metingen. De Ingenieur, 42, pp. 713-724.
- Thijsse, J.Th., 1972. Een halve eeuw Zuiderzeewerken 1920-1970. Tjeenk Willink, Groningen.
- Topografische Dienst, 1990. Grote Provincie Atlas 1 : 25000 Zuid-Holland. Wolters-Noordhoff, Groningen.
- Topografische Dienst, 1997. Grote Topografische Atlas van Nederland 1 : 50000, deel 4, Zuid-Nederland. Wolters-Noordhoff, Groningen.

- Steezel, H.J. and Visser, P.J., 1992. Bresgroei, Deel II: 2DV-ontwikkeling initiële bres; Band A: Verslag modelonderzoek Scheldegoot. Rep. H1242-IIA, WL/Delft Hydraulics en Technische Universiteit Delft.
- Van Rijn, L.C., 1984a. Sediment transport, Part I: bed load transport. *J. Hydr. Eng.*, ASCE, vol. 110, no. 110, pp. 1431–1456.
- Van Rijn, L.C., 1984b. Sediment transport, Part II: suspended load transport. *J. Hydr. Eng.*, ASCE, vol. 110, pp. 1613–1641.
- Visser, P.J., 1989. A model for breach growth in a dike-burst. *Proc. 21st Int. Conf. Coastal Eng.*, Malaga, Spain, 1988, pp. 1897–1910.
- Visser, P.J., 1998. Breach growth in sand-dikes. Doctoral dissertation. Delft Univ. of Techn. (also published in the series Communications on Hydraulic and Geotechnical Engineering, Fac. Civil Eng. and Geosciences, Delft Univ. Techn., Delft, The Netherlands, Rep. no. 98-1.
- Visser, P.J., 1999. Breach erosion in sand-dikes. *Proc. 26th Int. Conf. Coastal Eng.*, Copenhagen, 1998, pp. 3516–3528.
- Visser, P.J., 2001. A model for breach erosion in sand-dikes. *Proc. 27th Int. Conf. Coastal Eng.*, Sydney, 2000, pp. 3829–3842.
- Visser, P.J., Smit, M.J. and Snip, D.W., 1996. Zwin'94 experiment; meetopstelling en overzicht van alle meetresultaten. Rep. 4-96, Vakgroep Waterbouwkunde, Faculteit Civiele Techniek, Technische Universiteit Delft, Delft.
- Wilson, K.C., 1987. Analysis of bed-load motion at high shear stress. *J. Hydr. Eng.*, ASCE, vol. 113, no. 1, pp. 97–103.

