

# **Geotechnische risico-evaluatie van vijf basisreferentievarianten voor versterking Afsluitdijk**

**kader: Onderzoek Integratie Verbetering Afsluitdijk**

Ons kenmerk  
432660-0007

Versie  
02 Definitief

Datum  
september 2008

Opgesteld in opdracht van  
**Rijkswaterstaat Waterdienst**

---

Rapportnummer  
432660-0007 v02

Datum  
september 2008

---

Versie  
02 Definitief

Aantal pagina's  
100

---

Titel / subtitel

Geotechnische risico-evaluatie van vijf  
basisreferentievarianten voor versterking  
Afsluitdijk / kader: Onderzoek Integratie  
Verbetering Afsluitdijk

---

Projectleider(s)

dr. B.G.H.M. Wichman

---

Projectbegeleider(s)

ir. J.G. Knoeff

---

Overige leden projectteam

ing. G. de Vries

ing. J.E. Venema

ir. M.B. de Groot

ir. E.O.F. Calle

ing. H.T.J. De Bruijn

dr.ir. B. Hofland

ir. J.G. de Ronde

j.M. Lescinsky M.Sc

ir. H.J. Verheij

---

Opgesteld in opdracht van

Rijkswaterstaat Waterdienst

---

---

Samenvatting rapport

In het kader van een integrale verkenning naar versterkingsvarianten van de Afsluitdijk, zijn een vijftal basisreferentie varianten uitgewerkt. Het betreft het dijklichaam, niet de kunstwerken. Het betreft daarbij de bepaling van de kruinhoogte en beoordeling van geotechnische aspecten. Er zijn grove ontwerpen gemaakt voor de varianten:

- binnenwaartse dijkversterking
- buitenwaartse dijkversterking
- overslagbestendige dijk
- verhoogd voorland op het wad
- golfbrekers op het wad

De 5 onderzochte varianten zijn in principe technisch haalbaar, uitgaande van een passende geometrie en indien er voldoende maatregelen worden genomen om de stabiliteit en de erosiebestendigheid van de (onderwater)taluds te garanderen. Een belangrijke ontwerprandvoorwaarde is de hoeveelheid overslag die men wenst toe te laten.

Op basis van de beoordeling van de geotechnische risico's worden aanbevelingen gedaan voor nader onderzoek ten behoeve van de volgende fase van het project.

Er zijn tekeningen en figuren gemaakt van een aantal kansrijke ontwerpvarianten.

---

<u>Versie</u>	<u>Datum</u>	<u>Opgesteld door</u>	<u>Paraaf</u>	<u>Gecontroleerd door</u>	<u>Paraaf</u>
01	juli 2008	B.G.H.M. Wichman		J.G. Knoeff	
02	september 2008	B.G.H.M. Wichman		J.G. Knoeff	

---

# Inhoudsopgave

<b>1</b>	<b>Inleiding</b>	<b>1</b>
1.1	Kader	1
1.2	De vijf basisreferentievarianten	1
1.3	Vraagstelling	1
1.4	Doel	2
1.5	Afbakening	2
1.6	Leeswijzer	2
<b>2</b>	<b>ontwerpuitgangspunten</b>	<b>3</b>
2.1	Hydraulische randvoorwaarden	3
2.2	Normstelling	4
2.2.1	Hoogte	4
2.2.2	Sterkte	5
2.3	Robuust ontwerpen	8
<b>3</b>	<b>Uitgangspunten schematisatie</b>	<b>11</b>
3.1	Geometrie dijk en waterbodempligging	11
3.2	Schematisatie ondergrond	12
3.3	Schematisatie waterspanningen	12
3.4	Keuze grondeigenschappen	13
<b>4</b>	<b>Maatgevende aspecten per dijkversterkingsvariant</b>	<b>15</b>
4.1	Faalmechanismen per variant	15
4.2	Belangrijke aspecten t.a.v. sterkte dijk	16
4.3	Belangrijke aspecten t.a.v. stabiliteit voorland	16
4.4	Belangrijke aspecten t.a.v. stabiliteit golfbreker	16
<b>5</b>	<b>Kruinhoogte en RVW's bij teen dijk</b>	<b>17</b>
5.1	Hoogte berekeningen Afsluitdijk	17
5.1.1	Representatief dwarsprofiel	17
5.1.2	Hydraulische randvoorwaarden	17
5.1.3	Model	18
5.1.4	Raaien	18
5.2	Basisalternatieven	19
5.2.1	Binnenwaartse versterking	19
5.2.2	Buitenwaartse versterking	21
5.2.3	Overslagbestendig	22
5.2.4	Verhoogd voorland	23
5.2.5	Golfbrekers	23
<b>6</b>	<b>Resultaten sterkte berekeningen dijklichamen</b>	<b>25</b>
6.1	Algemeen	25
6.2	Binnenwaartse macrostabiliteit	25
6.2.1	Stabiliteit tuimeldijk	25
6.2.2	Stabiliteit binnenbermtalud aan IJsselmeerzijde	27
6.3	Buitenwaartse macrostabiliteit	27
6.4	Piping	28
6.5	stabiliteit bekleding binnentalud (alle varianten)	29
6.6	Stabiliteit vooroever aan Waddenzeezijde	31
6.7	Microstabiliteit dijklichaam	32
<b>7</b>	<b>Overslagbestendige dijk: keuze bekleding</b>	<b>33</b>
7.1	Alternatieven voor bescherming tegen erosie van binnentalud	33
7.1.1	Inleiding	33
7.1.2	Uitgangspunten	33

7.1.3	Ervaringen met hydraulische bekledingen op het binnentalud	33
7.1.4	Mogelijke alternatieven voor een grasbekleding	34
7.1.5	Conclusies en aanbevelingen	36
7.2	Stabiliteit toplaag van harde bekleding	37
<b>8</b>	<b>Dimensionering voorland</b>	<b>39</b>
8.1	Versterking van de afsluitdijk door middel van een zachte vooroever.	39
8.1.1	De benodigde sedimenthoeveelheden	46
8.2	Resultaten	46
8.3	Conclusies	47
8.4	Aanbevelingen	48
<b>9</b>	<b>Dimensionering golfbreker</b>	<b>49</b>
9.1	Randvoorwaarden	49
9.2	Overslag en kruinhoogte	50
9.3	Toplaag en helling	50
9.4	Diepte	51
9.5	Lagere waterstanden / teenconstructie	52
9.6	Totale doorsnede	52
9.7	Openingen	54
9.8	Zettingen golfbreker	55
9.9	Taludstabiliteit golfbreker	55
9.10	Tenslotte	55
<b>10</b>	<b>Uitvoeringsaspecten en beheersmaatregelen</b>	<b>57</b>
10.1	Inventarisatie uitvoeringsrisico's Afsluitdijk	57
10.1.1	Kenmerken ondergrond:	57
10.1.2	Ophogen berm	57
10.1.3	Ophogen dijklichaam	59
10.2	Beheersmaatregelen	60
<b>11</b>	<b>Beschouwing varianten</b>	<b>61</b>
11.1	Algemeen	61
11.2	Binnenwaartse versterking	61
11.3	Buitenwaartse versterking	62
11.4	Overslag bestendig maken van huidig profiel	63
11.5	Huidig profiel met verhoogd voorland	63
11.6	Huidig profiel met golfbrekers op het wad	64
11.7	Overwegingen ter beoordeling van de alternatieven	65
<b>12</b>	<b>Aanbevelingen voor nader onderzoek</b>	<b>67</b>
	<b>Literatuurlijst</b>	<b>69</b>
<b>Bijlage(n)</b>		
Bijlage 1	Profiel dijklichaam (uitgangspunt)	
Bijlage 2	Tekeningen versterkingsvarianten	
Bijlage 3	Beschouwing macrostabiliteit en piping	
Bijlage 4	Berekeningen afslag verhoogd voorland	
<b>Tabellen</b>		
Tabel 3.1	Representatieve raaien met betreffende tracés.	11
Tabel 4.1	Overzicht van relatieve belang van de faalmechanismen per variant.	15
Tabel 5.1	Dwarsprofielen van dijklichaam	17
Tabel 5.2	Afmetingen representatief	17

- Tabel 5.3 Overzicht raaien met onderwaterbodempligingen loodrecht op dijk (zie figuur 8.1 voor bovenaanzicht met bodemdiepten).
- Tabel 5.4 Vereiste kruinhoogte gegeven de bermbreedte. Het type bekleding heeft invloed op de golfoploop. Hoe ruwer de bekleding, hoe lager de golfoploop. De standaard ruwheid is  $\gamma_f = 0,9$  (basalten bekleding). Een andere bekleding met meer ruwheid is mogelijk. Hierdoor kunnen er wel problemen ontstaan wanneer het talud snel geïnspecteerd moet worden, want ruwe bekledingen zijn vaak niet te berijden.
- Tabel 5.5 Ruwheid van diverse buitentaludbekledingen
- Tabel 5.6 Tabel 5.6 Toelaatbare significante golfhoogte  $H_s$  bij diverse overslagdebieten en ruwheden van buitentalud (vergelijk met ontwerprandvoorwaarde  $H_s = 3,5$  m).
- Tabel 7.1 Waarderingstabel alternatieven voor bekleding binnentalud
- Tabel 7.2 Relatie bekleding-toelaatbaar overslagdebiet
- Tabel 8.1 Benodigde sedimentvolumes per voorlandprofiel.
- Tabel 8.2 Resultaten voor  $H_s$  tijdens de piek van de storm ter plekke van de teen van de dijk.
- Tabel 9.1 Resulterende golfcondities bij de gewenste hoeveelheden overslag
- Tabel 9.2 Bodempligging en breedte basis van golfbreker per tracé.
- Tabel 9.3 Golfcondities voor lagere waterstanden dan ontwerppeil.

## Figuren

- Figuur 2.1 De KNMI-'06 klimaatscenario's.
- Figuur 3.1 Begripsbepaling t.a.v. dijklichaam.
- Figuur 5.1 De vereiste kruinhoogte gegeven de bermbreedte met hoogte berm op 6,03 m+NAP.
- Figuur 5.2 De vereiste kruinhoogte gegeven de ruwheid van het buitentalud (zonder berm).
- Figuur 5.3 Vereiste kruinhoogte als functie van de bermbreedte (op 6,03 m+NAP) bij maximale ruwheid van 0,55.
- Figuur 5.4 Figuur 5.4 Vereiste kruinhoogte gegeven een basalten buitentalud met variabele helling. De markers geven een kruinhoogte aan van 13,86 en 11,66 m.
- Figuur 8.1 Overzicht van het gebied aan de Waddenzee kant van de afsluitdijk met daarin de gebruikte raaien.
- Figuur 8.2 Profielen zoals gebruikt voor de x-beach berekeningen. De paarse lijn geeft de harde afsluitdijk weer en de oude bodem. De blauwe lijn geeft de contouren van het nieuwe voorland weer. De x-as geeft de hoogte in m t.o.v. NAP en de y-as de afstand vanaf 10 m links van de buitenkruinlijn van de dijk.
- Figuur 8.3 Dwarsdoorsneden van de raaien 2,3,4,5 en 6. De eerste 4 a 8 km vanaf de dijk. De afsluitdijk ligt aan de rechter kant
- Figuur 8.4 Randvoorwaarden in de tijd van de waterstand. Astronomisch getij (zwart) plus stormopzet (rood) geeft de

totale waterstand (blauw) met een maximale waarde van  
6m =NAP aan het einde van de beschouwde periode van 20  
uur.

Figuur 9.1 Golfcondities rond golfbreker

Figuur 9.2 Schetsen van de golfbrekerontwerpen.

45

49

54

# 1 Inleiding

## 1.1 Kader

In 2005 is de tweede ronde toetsen op veiligheid op grond van de Wet op de waterkeringen voor de primaire waterkeringen afgerond. Voor de Afsluitdijk zijn hierbij diverse tekortkomingen vastgesteld voor zowel sterkte en hoogte van de dijk als voor de hoogte, sterkte en betrouwbaarheid van de kunstwerken.

Naar aanleiding van deze resultaten is een eerste integrale verkenning naar versterking van de Afsluitdijk uitgevoerd (Zie ref. [1]). Naast veiligheid is in de verkenning ook rekening gehouden met andere belangen waaronder zoetwaterbeheer, visserij en scheepvaart, wegverkeer, recreatie en natuur. Daarnaast worden de opvattingen vanuit de verschillende actoren geanalyseerd.

Naar aanleiding van deze verkenning, groep 1 deeloplossingen voor veiligheid t.a.v. dijklichaam, zijn er door Rijkswaterstaat Dienst IJsselmeergebied in het Programma van Eisen Basisfunctionaliteit 6 mogelijke oplossingsrichtingen beschreven, verder basisreferentievarianten genoemd, voor versterking van de Afsluitdijk. De beschrijving van de varianten is zeer globaal, wat gezien de fase van het project logisch is.

Voor een beoordeling van ontwerpen uit de markt is meer informatie rondom de geotechnische sterkte van vooralsnog 5 van deze 6 basisreferentievarianten gewenst. Door Rijkswaterstaat Waterdienst is offerte aangevraagd, onder projectnaam IJsselmeer: versterking Houtrib- en Afsluitdijk, 12 februari 2008.

## 1.2 De vijf basisreferentievarianten

Het betreft de volgende 5 basisreferentie varianten:

- 1 Verhoging en verbreding van grondlichaam binnenwaarts
- 2 Verhoging en verbreding van grondlichaam buitenwaarts
- 3 Overslagbestendige dijk
- 5 Verhoogd voorland op het wad
- 6 golfbrekers op het wad (500 meter uit de dijk)

Variante 4 Verhoging d.m.v. een betonnen keerwand is vervallen i.v.m. de vereiste doorlooptijd en kosten van deze studie. Een keerwand wordt i.h.a. meer lokaal toegepast.

Voor varianten 1 en 2 wordt de dijkgeometrie bepaald voor toelaatbare overslagdebieten van 1 l/s/m en 10 l/s/m.

Bij varianten 3, 5 en 6 blijft het huidige dijkprofiel gehandhaafd. Bij variant 3 wordt nagegaan in hoeverre het huidige profiel overslagbestendig is of kan worden gemaakt. Voor varianten 5 en 6 worden d.m.v. een voorland of golfbreker de golfbrandvoorwaarden zodanig aangepast, dat er niet meer dan 1 of 10 l/s/m overslag over de huidige dijk optreedt.

## 1.3 Vraagstelling

Door de Waterdienst is aan Deltares gevraagd om genoemde vijf basisreferentievarianten (en subvarianten) voor verbetering van het dwarsprofiel van de Afsluitdijk verder uit te werken. Het betreft daarbij de bepaling van kruinhoogte en beoordeling van geotechnische aspecten. Voor basisreferentievarianten 5 en 6 zal voor een ruw ontwerp van het verhoogde voorland en de golfbrekerconstructie worden nagegaan of het bestaande dijklichaam kan blijven gehandhaafd of dat versterking toch nodig is.

Daarnaast wordt gevraagd technische en illustratieve tekeningen van de varianten te maken.

## 1.4 Doel

Uitwerking van de basisreferentievarianten levert informatie over de geotechnische aspecten en de kruinhoogte van de betreffende versterkingsalternatieven, ten behoeve van een afweging van deze versterkingsalternatieven en de beoordeling van alternatieve ontwerpen.

Het betreft een uitwerking op hoofdlijnen. Op basis van de uitwerkingen kunnen eenvoudig kansrijke alternatieve voorontwerpen worden beoordeeld. De uitwerking wordt gerapporteerd in een integraal rapport met in de bijlagen, achtergrondgegevens, artist impressions en tekeningen met afmetingen van dijkversterking, incl. positie huidig profiel. De opbouw van de ondergrond, dijklichaam en de opbouw van het voorland en golfbreker worden in deze figuren niet weergegeven. Deze informatie zal deel uitmaken van de bijlagen behorende bij dit rapport.

## 1.5 Afbakening

De studie betreft voornamelijk 2 dimensionale analyses van het dijklichaam van de Afsluitdijk. Overgangsconstructies naar kunstwerken en de kunstwerken zelf worden niet beschouwd. In deze studie wordt gekeken naar het globaal ontwerp, waarbij het dimensioneren van de bekleding niet behandeld wordt. Bekledingsalternatieven worden alleen globaal beschreven, dus niet de exacte laagdikte. Er is vooraf een selectie gemaakt van de te beoordelen taludhellingen. In een latere fase kan hier nog geoptimaliseerd worden.

## 1.6 Leeswijzer

De hoofdstukken 2, 3 en 4 beschrijven respectievelijk de uitgangspunten bij het ontwerp, de uitgangspunten voor de schematisatie t.b.v. de uit te voeren geotechnische berekeningen en de maatgevende aspecten per dijkversterkingsvariant. In hoofdstuk 5 worden voor de binnenwaartse en buitenwaartse versterkingsalternatieven de vereiste kruinhoogten bepaald, en voor de huidige geometrie wordt berekend bij welke golfrandvoorwaarden de gewenste overslagdebieten optreden. Aan de hand van de resultaten uit hoofdstuk 5 zijn de versterkingsalternatieven ontworpen, rekening houdend met eisen t.a.v. de steilheid van de taluds, aanwezigheid berm, etc. Hoofdstuk 6 geeft de resultaten van de sterkteberekeningen voor het dijklichaam, hoofdstuk 7 geeft oplossingen voor de keuze van de bekleding voor diverse overslagdebieten en hoofdstukken 8 en 9 behandelen het dimensioneren van respectievelijk het voorland en de golfbreker op het wad. Hoofdstuk 10 gaat in op uitvoerings- en beheersaspecten ten aanzien van de versterking van het dijklichaam. Hoofdstuk 11 geeft de conclusies voor de 5 dijkversterkingsvarianten en in het laatste hoofdstuk 12 volgen aanbevelingen voor het vervolg van het project. Achtergrondgegevens zijn opgenomen in de bijlagen. Bijlage 2 geeft tekeningen van een aantal dwarsprofielen van de 5 beschouwde dijkversterkingsvarianten.



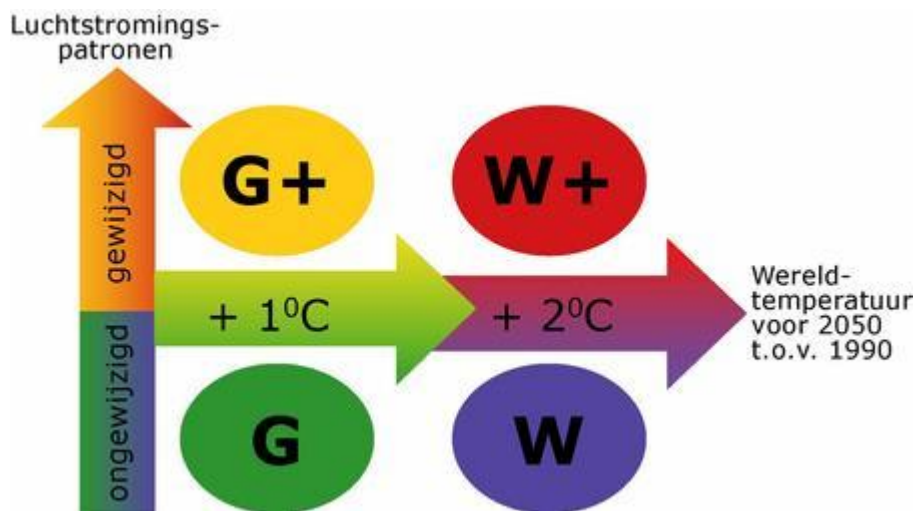
## 2 ontwerpuitgangspunten

### 2.1 Hydraulische randvoorwaarden

Als praktische benadering wordt er voor gekozen om in de verkenningsfase, waar onderhavige studie deel van uitmaakt, primair een planperiode van 75 jaar te beschouwen en dus de hydraulische randvoorwaarden van het jaar 2100 toe te passen. Bij het uitwerken van de alternatieven dient te zijner tijd deze van 50 jaar afwijkende planperiode nader te worden onderbouwd.

De hier gehanteerde hydraulische randvoorwaarden zijn ruw gebaseerd op het Onderzoek Integrale Verbetering Afsluitdijk (OIVA). In dit onderzoek wordt rekening gehouden met de klimaatscenario's KNMI-'06. Voor aan veiligheid gerelateerde projecten wordt door RWS aanbevolen om het scenario W+ toe te passen.

In de verkenningsfase voor de dijkverbetering dient dit scenario W+ te worden toegepast. Onderstaande figuur geeft een overzicht van de KNMI-'06 scenario's.



Figuur 2.1 De KNMI-'06 klimaatscenario's.

Voor het jaar 2100 wordt rekening gehouden met een absolute stijging van de Waddenzee van maximaal 0,85 m.

Binnen OIVA wordt uitgegaan van aanleg van de Extra spuicapaciteit in de Afsluitdijk. Uitgangspunt is dat daarmee het meerpeil tot ongeveer het jaar 2050 op het huidige niveau kan worden gehouden. Daarna wordt gekozen voor het scenario 'meestijgen met de zee'. Dit betekent dat voor het jaar 2100 rekening dient te worden gehouden met een absolute stijging van het gemiddeld IJsselmeerpeil van 0,60 m.

Omdat de KNMI-scenario's de verwachte absolute zeespiegelstijging weergeven, dient - voor de planperiode van 75 jaar - ook rekening gehouden te worden met het effect van bodemdaling. In deze studie is dit nog niet meegenomen.

Voor de fase van Verkenning van het Onderzoek Integrale Verbetering Afsluitdijk (OIVA) wordt voor de Waddenzeezijde van de waterkering de norm van 1:10.000 jaar<sup>-1</sup> als overschrijdingsfrequentie aangehouden.

De hydraulische randvoorwaarden voor de verkenningsfase zijn gebaseerd op de hydraulische randvoorwaarden zoals die voor Extra Spui Afsluitdijk zijn afgeleid (voor beide zijden van de dijk, voor de norm van 1:10.000).

De aldus afgeleide ontwerpvoorwaarden – bedoeld voor een goed vergelijk van globale verbetervarianten - worden voor deze verkenningsfase representatief gesteld voor de gehele dijk.

In "Hydraulische randvoorwaarden voor het ontwerp van een nieuw spuicomplex in de Afsluitdijk", Bouwdienst, 25 april 2007, zijn randvoorwaarden vastgesteld voor de locatie van 'de knik'. De randvoorwaarden voor het Extra Spuimiddel zijn afgeleid voor het peiljaar 2100, uitgaande van het KNMI'06-scenario: G.

Voor het "OIVA"-project wordt uitgegaan van het KNMI'06-scenario W+. Om deze reden zijn de voor het Extra Spui berekende waterstanden op de Waddenzee en IJsselmeer met een marge van 25 cm verhoogd. De overige randvoorwaarden (Golfhoogte Hs, Golfperiode Tp) zijn tbv. deze verkennende studie niet aangepast.

NB.

Ten behoeve van de vervolgfase voor de verbetering van de Afsluitdijk (planstudie en ontwerp) zal een uitgebreide studie worden uitgevoerd waarin ontwerp randvoorwaarden zullen worden afgeleid, gebaseerd op de nieuwste (SBW-) inzichten.

De toe te passen hydraulische randvoorwaarden, geldend voor het jaar 2100, zijn:

h-Waddenzee	6,03 m +NAP
h-IJsselmeer	1,46 m - NAP
Hs	3,5 m
Tp	8,1 s

Deze randvoorwaarden worden representatief gesteld voor de gehele dijk.

Gezien de huidige ligging van de onderwaterbodem lijkt dit voor deze verkennende studie een goede eerste aanname.

Ten behoeve van de berekeningen van de sterkte van het dijklichaam zijn tevens de volgende randvoorwaarden gebruikt:

Bij h-Waddenzee van 6 m +NAP is het IJsselmeerpeil 1 m –NAP. Deze laatste waarde wijkt 0,5 m af van bovenstaande waarde, maar dit heeft weinig effect op de resultaten.

Bij een val na hoog water is het peil op de Waddenzee 0 m NAP en het IJsselmeerpeil 1m +NAP.

## 2.2 Normstelling

Een ontwerp is veilig als aan de wettelijke norm voor de veiligheid wordt voldaan. Deze wettelijke norm bestaat uit een waterstand die met een bepaalde zekerheid moet worden gekeerd. De bepaling van de (minimale) te keren waterstand en de (minimale) sterkte van de waterkering is vastgelegd in diverse leidraden. Indien niet aan de leidraden wordt voldaan, is het ontwerp niet veilig.

### 2.2.1 Hoogte

Onvoldoende hoogte kan leiden tot (te veel) schade van de waterkering door overloop en overslag. Overloop en overslag kunnen leiden tot erosie van de bekleding of afschuiving van het binnentalud door infiltratie. Deze mechanismen kunnen uiteindelijk tot falen van de waterkering leiden.

Bij veel overslag en overloop is inspectie van de waterkering zo goed als onmogelijk. Tenslotte kan te veel overloop leiden tot wateroverlast aan de binnenzijde van de waterkering.

In de leidraden staan richtlijnen om de juiste hoogte van de waterkering te bepalen. De hoogte van de waterkering wordt daarin bepaald door de maatgevende waterstand vermeerderd met de toeslag voor robuust ontwerpen, een toeslag voor golfoploop (met een minimum van 0,5 m) en een toeslag voor zetting klink en bodemdaling.

De maatgevende waterstand wordt bepaald door de hydraulische randvoorwaarden die in paragraaf 2.1 zijn beschreven. Op de toeslag voor robuust ontwerpen wordt in paragraaf 2.3 ingegaan.

Voor de toeslag voor golfploop is het toelaatbare overslag debiet van belang. Een gemiddeld overslag debiet van 0,1 a 1 l/sec/m wordt zonder meer toelaatbaar geacht, waarbij nog wel moet worden gekeken naar de stabiliteit van de bekleding op de kruin en het binnentalud.

Indien de stabiliteit van de bekleding op kruin en binnentalud goed is, kan ook gedimensioneerd worden op een toelaatbaar gemiddeld overslag debiet van 10 l/s/m (Zie Leidraad Zee- en Meerdijken 1999). De erosiebestendigheid van de bekleding moet dan ook goed zijn. Het overslaande water bij 10 l/s/m mag dan geen negatieve consequenties hebben voor het achterland en de dijk is dan wellicht onder maatgevende omstandigheden niet meer begaanbaar.

Met rekenprogramma's zoals pc-overslag (zie TR Golfploop en Golfoverslag bij Dijken, TAW 2002) kan voor een bepaalde geometrie en type bekleding een dijkhoogte worden bepaald, gegeven een toelaatbaar overslag debiet. De resultaten van deze berekeningen zijn in hoofdstuk 5 voor de verschillende varianten beschreven.

In deze globale studie zijn de volgende aspecten niet meegenomen:

- bodemdaling over planperiode
- kruindaling door klink en zetting van de ondergrond

Dit omdat deze effecten beperkt zijn t.o.v. de gevoeligheid van de vereiste kruinhoogte voor het toelaatbaar overslag debiet.

Tevens is er geen toeslag voor bui-oscillaties, buistoten en seiches meegenomen, aangezien de golfploop dominant is en geprognotiseerde waterstand in 2100 nogal onzeker is.

### 2.2.2 Sterkte

Een instabiliteit van een waterkering kan zich op verschillende wijze voordoen. In de ontwerpvoorschriften wordt dan ook onderscheid gemaakt tussen de volgende mechanismen:

1. Binnenwaartse macrostabiliteit
2. Buitenwaartse macrostabiliteit
3. Piping
4. Microstabiliteit
5. Instabiliteit voorland en zettingsvloeiing
6. Bezijken bekleding

Een veilig dijkontwerp voldoet aan alle richtlijnen van de verschillende bezwijkmechanismen. De combinatie van ondergrond, geometrie en waterspanningen bepalen of een ontwerp aan de richtlijnen voor de eerste 5 bezwijkmechanismen voldoet. Een onjuiste interpretatie van de richtlijnen of een verkeerde schematisatie bepalen de kans dat de stabiliteit van een ontwerp niet aan de voorschriften voldoet. Hierop wordt in hoofdstuk 6 ingegaan.

Voor het mechanisme macrostabiliteit (bovenstaande mechanismen 1 en 2) geeft het Expertise Netwerk Waterkeringen (ENW) als volgt invulling aan de veiligheidsfactoren (zie addendum bij TR Waterkerende Grondconstructies):

$$\gamma_S = 1 \text{ en}$$

$$\gamma_R = \gamma_b \gamma_d \gamma_m \gamma_n$$

met:

$\gamma_R$  = veiligheidsfactor van de sterkte  
 $\gamma_S$  = veiligheidsfactor van de belasting  
 $\gamma_b$  = partiële veiligheidsfactor die verband houdt met het schematiseren van de ondergrond (ook wel schematisatiefactor genoemd)  
 $\gamma_d$  = partiële veiligheidsfactor die verband houdt met het gebruikte model  
 $\gamma_m$  = partiële veiligheidsfactor die verband houdt met de materiaalparameters (ook wel materiaalfactor genoemd)  
 $\gamma_n$  = partiële veiligheidsfactor die verband houdt met schade (ook wel schadefactor genoemd)

Voor de Bishop-methode is de stabiliteitsfactor:

$$\gamma_{\text{Bishop}} = R_d/S_d \text{ met } R_d = R/\gamma_R \text{ en } S_d = \gamma_S S$$

met:

$R_d$  = maximaal mobiliseerbare tegenwerkende moment  $R$  berekend op basis van rekenwaarde

$S_d$  = rekenwaarde voor aandrijvend moment  $S$

Indien  $\gamma_{\text{Bishop}} > 1$  dan is de macrostabiliteit gewaarborgd.

Aangezien gewerkt gaat worden met rekenwaarden voor de materiaaleigenschappen is de partiële veiligheidsfactor  $\gamma_m$  uit bovenstaande formule voor  $\gamma_R$  niet nodig, dus deze stellen we in deze formule gelijk aan 1.

Het werken met rekenwaarden impliceert dat de waarden voor  $\gamma_m$  uit tabel 5.3.1 uit het bovengenoemde addendum in rekening moeten worden gebracht bij de afzonderlijke materiaal eigenschappen. De cohesie en de inwendige wrijving  $\tan\phi$  moeten dus gedeeld worden door de betreffende waarde voor  $\gamma_m$ . De in het addendum genoemde materiaalfactoren zijn afgeleid voor een basisbetrouwbaarheidsniveau  $\beta = 4,0$  (1/jaar).

De schadefactor kan worden bepaald met formules 5.3.8 en 5.3.9<sup>1</sup> uit genoemd addendum (zie onderstaand kader), waarbij voor de totale lengte van de waterkering  $L$  (Afsluitdijk) is genomen:  $L = 30000$  m, en voor de kans op falen gegeven een binnenwaartse instabiliteit  $P_{f|inst} = 1$ , omdat hoog water de oorzaak is van instabiliteit. Voor buitenwaartse stabiliteit bij een val na hoog water geldt  $P_{f|inst} = 0,1$ , omdat er bij een volgend normaal hoog water geen overstroming optreedt i.v.m. de hoogte en sterkte van de keileemkern.

Formule 5.3.8 uit Addendum Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies:

$$\gamma_n = 1,0 + 0,13 \cdot (\beta - 4,0)$$

Formule 5.3.9 uit Addendum Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies met correctie<sup>1</sup>:

$$\beta_{\text{nodig}} = \Phi^{-1}(P_{\text{loc,toel}}) \text{ waarin } P_{\text{loc,toel}} = \frac{f \cdot \text{norm}}{\left(1 + \alpha \frac{L}{\ell}\right) \cdot P_{f|inst}}$$

Met:

$\beta$  = betrouwbaarheidsindex (1/jaar)

$\beta_{\text{nodig}}$  = vereiste betrouwbaarheid voor een dijkvak (1/jaar)

$\Phi^{-1}$  = inverse Gauss kansfunctie

$P_{\text{loc,toel}}$  = toelaatbare kans op instabiliteit op een bepaalde locatie ( 1/jaar)

<sup>1</sup> Formule 5.3.9. is onjuist: er ontbreken haken rond  $1 + \alpha L/\ell$ .

$norm$  = veiligheidsnorm (1/jaar)

$f = 0,1$  (-), met  $f =$  (toelaatbare kans op overstroming door instabiliteit)/norm

$\alpha = 0,033$  (-);  $\alpha$  verdisconteert twee fenomenen, 1) het niet substantieel bijdragen van alle dijkvakken in de ring aan de stabiliteitskans van de ring en 2) aanwezige correlatie tussen de stabiliteitskansen van de afzonderlijke dijkvakken

$L$  = totale lengte van de waterkering (m)

$\ell = 50$  m = representatieve lengte voor de analyse in een doorsnede (m)

$P_{f|inst}$  = kans op falen gegeven een instabiliteit

Voor hoog water als oorzaak wordt  $P_{f|inst} = 1,0$  aangehouden. Indien het optreden van

instabiliteit niet samenhangt met het optreden van hoogwater wordt  $P_{f|inst} = 0,1$  aangehouden.

Bovenstaande relaties, zoals afgeleid voor het rivierengebied, mogen worden toegepast voor de Afsluitdijk, aangezien de Afsluitdijk een verbindende waterkering is. In ENW-verband is het bepalen van de schadefactor voor verbindende waterkeringen een aantal jaren geleden aan de orde geweest. Hierop is bovenstaande werkwijze gebaseerd.

Uit voorgaande volgen de schadefactoren  $\gamma_n$  voor de Afsluitdijk:

$\gamma_n = 1,16$  voor binnenwaartse stabiliteit

$\gamma_n = 1,10$  voor buitenwaartse stabiliteit (val na hoog water).

$\gamma_n = 1,10$  voor de stabiliteit van zones buiten het kerende profiel, zoals het binnenberm talud.

De modelfactor  $\gamma_d$  voor de Bishop methode = 1.

De schematisatiefactor  $\gamma_b$  voor de Afsluitdijk kan als volgt bepaald worden:

Stel  $\gamma_R = \gamma_b \gamma_d \gamma_m \gamma_n$  met  $\gamma_b = 1,1$  (zie hieronder),  $\gamma_d = 1$ ,  $\gamma_m = 1$  (zie voorgaande), en  $\gamma_n = 1,16$  resp. 1,10.

Dit geeft als eis aan de stabiliteitsfactor  $F$  uit de stabiliteitsberekeningen:

$F > 1,28$  voor binnenwaartse stabiliteit

$F > 1,21$  voor buitenwaartse stabiliteit bij val na hoog water

$F > 1,21$  voor de stabiliteit van zones buiten het kerende profiel, zoals het talud van de binnenberm.

Op basis van deze waarden zijn verkennende stabiliteitsberekeningen gemaakt.

Voor de waarde voor de schematisatiefactor  $\gamma_b$  is in eerste instantie 1,1 genomen, omdat uit de verkennende berekeningen blijkt dat de diepere maatgevende glijcirkels voor een binnenwaartse versterking meestal voldoen en weinig gevoelig zijn voor variaties in de schematisatie van de ondergrond. Dit hangt samen met de aanwezigheid van de brede binnenberm.

Aan de hand van berekeningen op basis van een set mogelijke ondergrond en waterspannings-schematisaties moet worden nagegaan of de resulterende stabiliteitsfactoren  $F$  aan bovenstaande eis van  $F > 1,28$  resp. 1,21 voldoen. Afhankelijk van de waarschijnlijkheid van voorkomen van de schematisaties die niet voldoen, moet in een volgende fase worden geëvalueerd of de schematiseringsfactor juist was. Op dit moment zijn er nog te weinig gegevens over de ondergrond bekend om dit goed te doen.

Voor het bepalen van de stabiliteit van de keileem/klei bekleding op het binnentalud en het binnenberm talud bij overslag is gebruik gemaakt van de volgende waarde voor de schadefactor:  $\gamma_n = 1,10$ .

## 2.3 Robuust ontwerpen

Overeenkomstig de aanbevelingen in de algemene leidraden voor dijkverbeteringen (ENW, HWBP) moet worden uitgegaan van een robuust ontwerp. Bij een robuust ontwerp wordt in voldoende mate rekening gehouden met onzekerheden in toekomstige belastingen en ontwikkelingen. Er wordt niet alleen rekening gehouden met het veiligheidsaspect, maar ook met eventuele uitbreidingsmogelijkheden, de ruimtelijke kwaliteit en de verwachte (klimaat-) veranderingen in de planperiode.

Goed robuust ontwerpen betekent volgens de Leidraad Rivieren in het ontwerp rekening houden met toekomstige ontwikkelingen en onzekerheden, zodat het uitgevoerde ontwerp tijdens de planperiode blijft functioneren zonder dat ingrijpende en kostbare aanpassingen noodzakelijk zijn, en dat het ontwerp uitbreidbaar is indien dat economisch verantwoord is. Aspecten die bij robuust ontwerpen een rol spelen zijn de planperiode van het ontwerp, de ontwerpbelastingen en onzekerheden in de hydraulische belastingen en sterkte van de waterkeringen. Op de planperiode, ontwerpbelastingen en onzekerheden in hydraulische belastingen is in paragraaf 3.1 ingegaan.

Het meenemen van onzekerheden rondom de sterkte in het ontwerp leidt over het algemeen tot een verzwaring van het ontwerp. De mate van verzwaring kan worden bepaald door een goede, volledige probabilistische analyse van de onzekerheden. Indien deze analyse niet wordt uitgevoerd, wordt een toeslag op de waterstand van 30 cm voorgeschreven. In deze studie wordt ervan uitgegaan dat voor de beoordeling van de sterkte deze probabilistische analyse t.z.t. bij het uitwerken van definitief ontwerp zal worden uitgevoerd. In deze verkennende fase van het ontwerp is het voldoende de onzekerheden rondom geometrie, ondergrond en waterspanningen alleen kwalitatief te beschrijven, om daarna tot een verantwoorde veilige keuze voor een ontwerp schematisatie te komen. De toeslag van 30 cm op de waterstand wordt nu dus niet toegepast, omdat er vanuit wordt gegaan dat er in een latere fase een goede probabilistische analyse van de onzekerheden wordt uitgevoerd.

De in onderhavige studie verkregen uitkomsten zijn niet de meest conservatieve en er is een kans dat in een latere fase van het project een minder gunstige uitkomst volgt voor een aantal versterkingsalternatieven, afhankelijk van o.m. de bodemopbouw per tracé.







## 3 Uitgangspunten schematisatie

### 3.1 Geometrie dijk en waterbodempligging

De Afsluitdijk is een primaire waterkering tussen Den Oever (Noord-Holland) en Zürich (Friesland) en scheidt de Waddenzee van het IJsselmeer. De Afsluitdijk is 32 km lang en telt vier waterkerende kunstwerken, t.w. twee scheepvaartsluizen en twee spuisluiscomplexen, waardoor de gezamenlijke lengte van de grondlichamen 29,86 km bedraagt. Het dwarsprofiel van de dam is redelijk uniform. Voor een nadere beschrijving van de Afsluitdijk zie referenties [3] en [4].

In overleg met RWS Dienst IJsselmeergebied is als representatief profiel van het dwarsprofiel bij dijkpaal km 24,64 uitgegaan (Profiel I uit Autocad tekening "Nieuw Afsluitdijk.dwg" (februari 2008)). Hierbij is alleen de geometrie en opbouw van het dijklichaam gebruikt.

Bijlage 1 toont dit profiel.

Het buitentalud heeft een helling van 1:3,7, de kruinbreedte is 2,1 m en het binnentalud van de tuimeldijk is 1:2,7. In de toetsrapportage (zie tabel 4.2.5 uit ref. [3]) worden ook steilere binnentaludhellingen genoemd tot 1:1,6. Bij het beoordelen van de haalbaarheid van het handhaven van het huidige profiel, mits deze overslagbestendig wordt gemaakt, moet hiermee rekening worden gehouden.

De onderwatertaluds zijn afgeleid uit de kaarten met echolodingen (ref [5]). Voor deze onderwatertaluds aan de Waddenzeezijde zijn schematisaties volgens 3 representatieve raaien (2, 4 en 6) aangehouden, te weten bij dijkpalen 5.6 12.3 en 22.2).

Tabel 3.1. geeft een overzicht van deze representatieve raaien met de betreffende tracés.

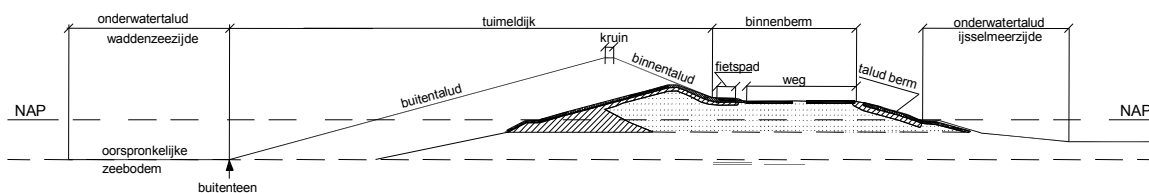
Representatieve raai	Max. diepte (in m t.o.v. NAP)	Kilometrerig van raai	Representatief voor tracé (in km)
raai 2	-3	5,6	3,0-10,3
raai 4	-5	12,3	10,3-17,5 en 23,1-25,8
raai 6	-9	22,2	17,5-23,1

Tabel 3.1 Representatieve raaien met betreffende tracés.

Aan de IJsselmeerzijde is uitgegaan van één representatieve bodempligging. Zie bijlage 2 voor tekeningen van de resulterende profielen.

Voor basisreferentie varianten 5 en 6 is gebruik gemaakt van de onderwaterbodempligging langs de raaien loodrecht op de dijk bij raaien 2, 4 en 6 (zie hoofdstukken 8 en 9).

Voor de varianten binnenwaartse en buitenwaartse versterking zijn diverse versterkingsprofielen voor het dijklichaam beschouwd, waarbij het toelaatbare overslag debiet, kruinbreedte, helling binnentalud en buitenberm breedte is gevarieerd (zie bijlagen 2 en 3). Onderstaande figuur 3.1 geeft de begripsbepaling voor de met het dijklichaam samenhangende terminologie.



Figuur 3.1 Begripsbepaling t.a.v. dijklichaam.

Voor de variant binnenwaartse versterking is in de berekeningen de breedte en hoogte van de binnenberm gelijk gehouden aan het huidige profiel, m.a.w. de autoweg behoudt zijn huidige breedte. Deze berm kan verbreed worden zodat de weg volgens NOA geschikt is voor een 4-0 systeem (contra-flow). Voor de geotechnische stabiliteit van de tuimeldijk is deze verbreding niet van belang.

### 3.2 Schematisatie ondergrond

De schematisatie van de ondergrond is overgenomen uit het rapport Geotechnische schematisatie Afsluitdijk (Fugro 2008, ref [4]). Het geotechnisch lengteprofiel is uitgewerkt van dijkpaal 3,5 tot dijkpaal 26,1. Fugro heeft op basis van Fugro-sonderingen uit 2000 en 2001 een laagindeling gemaakt, die is geverifieerd aan de hand van tekeningen en boringen van de aanleg van de Afsluitdijk, DINO-boringen en boringen en sonderingen ter hoogte van Kornwederzand. Het aanlegniveau en de ligging van de beteugelingsdammen is op het lengteprofiel aangegeven. Er resulteert een tabel met 15 tracés met bijbehorende bodemopbouw (zie bijlage 3).

Voor de sterkteberekeningen is het dijklichaam homogeen zandig verondersteld. Afdekkende keileem/kleilagen en de keileemkern kunnen niet worden meegenomen. Deze zijn apart globaal behandeld (zie bijlage 3). Aan de IJsselmeer zijde is de afdekkende keileemlaag ca. 0,75 m dik met hierboven op een kleilaag van ongeveer 0,4 m dik.

### 3.3 Schematisatie waterspanningen

De schematisatie van de waterspanningen is gebaseerd op het Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken. Voor de sterkteberekeningen is een lineair verloop van de freatische lijn verondersteld tussen de stil water lijn aan de Waddenzee zijde en de stil water lijn aan de IJsselmeer zijde. Hierbij is het verval over de relatief ondoorlatende bekleding op het buitentalud verwaarloosd. De stijghoogte in het watervoerende pakket is lineair verondersteld, waarbij is aangenomen dat dit pakket in contact staat met het buitenwater.

Voor het berekenen van de buitenwaartse macrostabiliteit bij val na hoog water is een schematisatie aangehouden zoals beschreven in bijlage 3.

Voor de variant 3, overslagbestendige dijk, met debieten > 10 l/sec/m is tevens een volledig verzadigde dijk beschouwd. Deze veronderstelling is gebaseerd op infiltratieberekeningen die destijds door Grondmechanica Delft zijn uitgevoerd (zie Rijkswaterstaat. Directie Zuiderzeewerken, Stabiliteitsonderzoek Afsluitdijk, GeoDelft archief, oktober 1987, CO-287540/27). Tevens blijkt uit o.m. modelonderzoek dat, bij gegeven ontwerprandvoorwaarden, gedurende een aanzienlijk deel van de tijd water over de kruin en het binnentalud stroomt (zie rapportage WL Delft Hydraulics no. H24, Golfoverslag Afsluitdijk, verslag modelonderzoek, juni 1987). Uit recente proeven met de overslagsimulator volgt dat bij een gemiddeld overslagdebiet van 10 l/s/m het binnentalud een aanzienlijk deel van de tijd nat is. De mate waarin is afhankelijk van de golfcondities.

### 3.4 Keuze grondeigenschappen

In de Fugro rapportage zijn in tabel 6-2 de grondeigenschappen gegeven voor de bodemopbouw bij dijkpaal 10,25. Deze tabel is overgenomen in bijlage 3. De representatieve parameters zijn ingeschat volgens NEN 6740-1. De parameters zijn globaal bepaald voor de gehele laag en zijn niet specifiek gekoppeld aan een profiel. In deze tabel zijn boven- en ondergrenzen gegeven voor de rekenwaarden, die bepaald zijn volgens het Addendum uit het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies.

In onderhavige studie zijn gemiddelde waarden van de rekenwaarden per grondlaag genomen (zie bijlage 3). Dit werd als het meest realistisch gezien. Vooralsnog is het effect van de variatie in grondeigenschappen in de berekeningen met de Rationele Risicobenadering Dijken (RRD) alleen meegenomen door te variëren met de schematisatie van de ondergrond volgens de genoemde 15 tracés.

Nader grondonderzoek incl. laboratorium proeven is gewenst. De omvang hiervan zou op basis van o.m. onderhavige studie kunnen worden ingeschat.



## 4 Maatgevende aspecten per dijkversterkingsvariant

### 4.1 Faalmechanismen per variant

Onderstaande tabel geeft een overzicht van alle relevante faalmechanismen per versterkingsalternatief. Hieraan moeten alle ontwerpen voldoen. De mate van relevantie van de diverse faalmechanismen is aangegeven. De faalmechanismen bepalen de haalbaarheid van een versterkingsalternatief, en zijn per alternatief onderscheidend.

Tabel 4.1 Overzicht van relatieve belang van de faalmechanismen per variant.

Faal-mechanisme	1.Versterking Binnenwaarts (*)	2.Versterking Buitenwaarts (*)	3.Overslagbestendig(*)	5.Verhoogd Voorland(*)	6.Golfbrekers op het wad(*)
Macrostabiliteit binnenwaarts	+	+	+	0	0
Macrostabiliteit buitenwaarts	+	+	+	0	+
Macrostabiliteit bij overslag	0 (***)	0 (***)	+ (**)	0 (***)	0 (***)
Microstabiliteit	-	-	0	-	-
Piping	-	-	0	0	0
Stabiliteit en erosiebestendigheid bekleding binnentalud	0 (***)	0 (***)	+	0 (***)	0 (***)
Stabiliteit onderwatertalud Waddenzeezijde	0	+	0	0	0
Zettingsvloeiing	0	+	0	0	+ (****)
Stabiliteit bekleding buitentalud	0 (****)	+	0 (****)	0 (****)	0 (****)

(\*) Indien een overslagdebiet van 10 l/s/m of groter wordt toegelaten, dan is de overslagbestendige variant zeker ook relevant.

(\*\*) Hier wordt ervan uitgegaan dat de freatische lijn sterk verhoogd is t.g.v. infiltratie.

(\*\*\*) Indien wordt uitgegaan van een overslag debiet van 1 l/s/m dan moet strikt genomen de erosiebestendigheid en de stabiliteit van het binnentalud worden getoetst.

(\*\*\*\*) Er moet worden nagegaan of de huidige bekleding stabiel is onder de ontwerprandvoorwaarden

(\*\*\*\*\*) Zettingsvloeiing nabij golfbreker moet voor steile taluds nader worden bekeken.

+ = van groot belang

0 = check nodig, maar van minder belang

- = nauwelijks van belang

Uit tabel 4.1 volgt dat versterkingsalternatieven 2 en 3 de meeste aandacht behoeven.

## 4.2 Belangrijke aspecten t.a.v. sterkte dijk

Bij alle onderzochte versterkingsvarianten is men uitgegaan van een zodanige overslag, dat de stabiliteit van het binnentalud en de stabiliteit en erosiebestendigheid van de bekleding nader moet worden onderzocht. De huidige toetsregels schrijven dit voor. Een belangrijke bron van onzekerheid is de hoogte van de freatische lijn, die naar verwachting sterk afhangt van de mate van infiltratie. Indien het overslag debiet kleiner of gelijk is aan 1 l/s/m wordt verwacht dat het lineaire verloop tussen buiten- en binnenwaterstand een redelijke benadering is van de werkelijkheid. Echter voor grotere overslagdebieten, moet dit nader worden uitgezocht. In de berekeningen van de macrostabiliteit is dan ook een ongunstige variant met de freatische lijn gelijk aan maaiveld meegenomen, als benadering van de situatie met veel overslag. Voor alle onderzochte varianten moet de buitenwaartse stabiliteit nader worden onderzocht, omdat deze erg gevoelig is voor de eigenschappen van de keileem kern. Deze eigenschappen moeten nader bepaald worden d.m.v. grondonderzoek.

## 4.3 Belangrijke aspecten t.a.v. stabiliteit voorland

Belangrijke ontwerpaspecten t.a.v. veiligheid zijn de hoogte en breedte van het voorland, die bepaald zijn door het resulterende afslagprofiel te bepalen. De reductie in golfhoogte is erg gevoelig voor de hoogte van het voorland, en het vereiste restprofiel mag dan ook niet eroderen.

## 4.4 Belangrijke aspecten t.a.v. stabiliteit golfbreker

Indien een golfbreker wordt toegepast om de golfoploop te verlagen, dan dient de golfbreker en afsluitdijk gezien te worden als één waterkering. De golfbreker mag dus een deel van de golfenergie doorlaten, maar dient niet te bezwijken. Er worden twee varianten uitgewerkt waarbij bij de afsluitdijk nog respectievelijk 1 of 10 l/s/m overslag optreedt. De sterkte van de afsluitdijk zelf bij deze overslagdebieten wordt niet bepaald bij de uitwerking van dit alternatief (hoofdstuk 10), maar in hoofdstuk 7.

Er wordt aangenomen dat tijdens de ontwerpstorm de golfbreker wel schade mag ondervinden, zolang hij maar aanwezig blijft en de golven keert en dus zijn functie blijft behouden. Daarom is gekozen voor een toelaatbaar geacht schadeniveau van 'intermediate damage'. Dit betekent dat het schadegetal  $S$  (gemiddeld erosieoppervlak gedeeld door nominale steendiameter in het kwadraat) een waarde van 4 à 6 mag hebben bij een helling van 1:2. Er wordt een belastingduur van 3000 golven aangehouden wat neerkomt op 5,6 uur, wat een goede benadering is van de piek van een storm (hoogwater).

De golfbreker wordt als relatief lage ('low crested') golfbreker ontworpen. Dit betekent dat de achterkant van de kruin en de bovenkant van het achtertalud redelijk zwaar worden belast. Hier wordt in het ontwerp rekening mee gehouden.

## 5 Kruinhoogte en RVW's bij teen dijk

### 5.1 Hoogte berekeningen Afsluitdijk

#### 5.1.1 Representatief dwarsprofiel

Er zijn 8 profielen aangeleverd. Hieruit wordt één profiel gekozen die representatief is voor de gehele afsluitdijk:

Profiel	dijkpaal	orientatie	x teen	y teen	x kruin	y kruin	helling	bekleding	bekleding loopt tot
D	4,65	319,00	0,00	-0,25	27,22	7,84	0,30	basalt	kruin
E	7,40	319,00	0,00	-0,30	20,99	7,75	0,38	basalt	kruin
F	12,55	319,00	0,00	-0,25	25,07	7,90	0,33	basalt	kruin
G	16,89	319,00	0,00	-0,20	27,59	7,82	0,29	basalt	kruin
H	20,51	319,00	0,00	-0,30	28,25	7,79	0,29	basalt	kruin
I	24,64	345,00	0,00	-0,30	30,02	7,78	0,27	basalt	kruin
J	26,06	345,00	0,00	-0,30	44,64	6,40	0,15	basalt	5,68
M	30,16	319,00	0,00	-0,30	26,62	7,12	0,28	basalt	kruin

Tabel 5.1 Dwarsprofielen van dijklichaam

Profielen E en J hebben afwijkende profielen, en zijn daardoor niet representatief. De andere profielen zijn qua helling en hoogte ongeveer aan elkaar gelijk. Voor de berekeningen wordt profiel I gekozen. De oriëntatie van de normaal is wel afwijkend van de maatgevende windrichting, maar is qua hoogte het meest representatief om voor alle berekeningen gebruikt te kunnen worden. Ook door zonder hoek van inval te rekenen, dus maximale oploop en overslag, kan dit profiel gebruikt worden voor de gehele dijk.

Het complete profiel is:

Afsluitdijk			
Profiel I	dp 24,64		
x	y	tan	1 :
0,00	-0,30		
6,77	1,61	0,28	3,54
21,26	5,45	0,27	3,77
25,06	6,46	0,27	3,76
30,02	7,78	0,27	3,76

De teen van de dijk is gekozen bij de overgang van de plasberm naar het talud. De plasberm ligt zo laag t.o.v. het stormvloedpeil, dat deze geen invloed heeft op de berekeningsresultaten. Volgens de Veiligheidstoetsing Afsluitdijk 2005 is de bekleding van het buitentalud voornamelijk basalt.

De ruwheid bedraagt  $\gamma_r = 0,9$

Tabel 5.2 Afmetingen representatief profiel I.

#### 5.1.2 Hydraulische randvoorwaarden

In hoofdstuk 2 zijn onderstaande randvoorwaarden gegeven:

- h-Waddenzee = 6,03 m +NAP;
- h-IJsselmeer = 1,46 m – NAP;
- $H_s$  = 3,5 m;
- $T_p$  = 8,1 s.

In PCOVERSLAG wordt de  $H_{m0}$  als golfhoogte gebruikt; deze is ongeveer gelijk aan de  $H_s$ :

- $H_{m0}$  = 3,5 m;

In PCOVERSLAG wordt de spectrale periode  $T_{m-1,0}$  gebruikt. In het rapport “Verhouding piekperiode en spectrale periodemaat” (Infram, i489, nov. 2001) staat de formule:  $T_p / T_{m-1,0} = 1,1$  die mag worden aangehouden wanneer er geen andere gegevens bekend zijn. Dit resulteert in:

- $T_{m-1,0} = 7,36$  s.

### 5.1.3 Model

De berekeningen worden uitgevoerd met PCOVERSLAG versie 6.20

Er zijn 2 verschillende soorten berekeningen met PCOVERSLAG mogelijk:

- de gemiddelde trend. Deze wordt gebruikt voor het vergelijken van metingen of probabilistische berekeningen;
- een iets veiliger benadering: deze wordt gebruikt bij het ontwerpen of toetsen van dijken. Hierin wordt een veiligheidsmarge van één standaardafwijking aangehouden. Deze laatste is in dit rapport aangehouden voor alle berekeningen.

### 5.1.4 Raaien

Ten behoeve van het dimensioneren van de versterkingsalternatieven is een selectie gemaakt van een aantal onderwaterbodempluggingen (uit [5]), volgens raaien loodrecht op de dijk.

Er zijn 5 raaien gedefinieerd gelegen aan de afsluitdijk voor stabiliteitsberekeningen. Aan de hand van de dijkpalen van de Afsluitdijk en de topografische kaarten zijn de coördinaten bepaald van de Rijksdriehoeksmeting door middel van aflezing, zie tabel 5.3.

Raaian 2, 3 en 4 bevinden zich in het westelijke ondiepe gedeelte van de Waddenzee, raaien 5 en 6 liggen in het oostelijke geulengebied.

Raai	Dijkpaal	X- coördinaat	Y- coördinaat
2	5,6	135,0	552,5
3	9,3	137,7	554,9
4	12,3	140,0	556,8
5	18,0	144,3	560,6
6	22,2	147,5	563,4

Tabel 5.3 Overzicht raaien met onderwaterbodempluggingen loodrecht op dijk (zie figuur 8.1 voor bovenaanzicht met bodemdiepten).



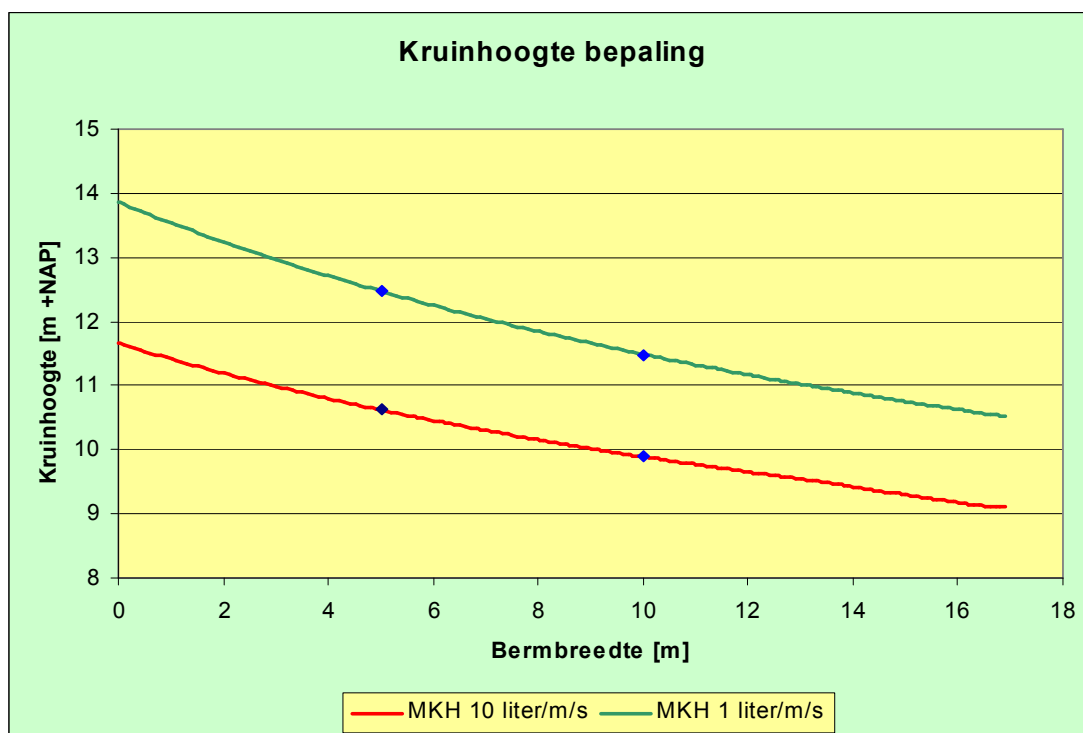
## 5.2 Basisalternatieven

### 5.2.1 Binnenwaartse versterking

Het overslagdebiet bij het huidig profiel bedraagt in 2100 566 l/m/s bedraagt. Dit ligt ver buiten het toepassingsgebied van het programma, en moet gezien worden als een indicatie van het debiet dat over de dijk slaat.

Bij een binnenwaartse versterking waarbij het buitentalud onder de zelfde helling wordt doorgetrokken is de de ontwerpkruinhoogte bij een toelaatbaar overslagdebiet van 1 l/m/s NAP+ 13,86 meter. Bij een toelaatbaar overslagdebiet van 10 liter/m/s wordt de ontwerpkruinhoogte NAP+ 11,66 meter.

Een berm op het niveau van de maatgevende waterstand kan een aanzienlijke verlaging geven van de kruinhoogte. Voor verschillende bermbreedtes zijn berekeningen uitgevoerd met een bermhoogte van NAP +6,03 meter. In onderstaande figuur wordt de invloed van een berm op de maatgevende kruinhoogte (MKH) bij 1 en 10 liter/m/s weergegeven:

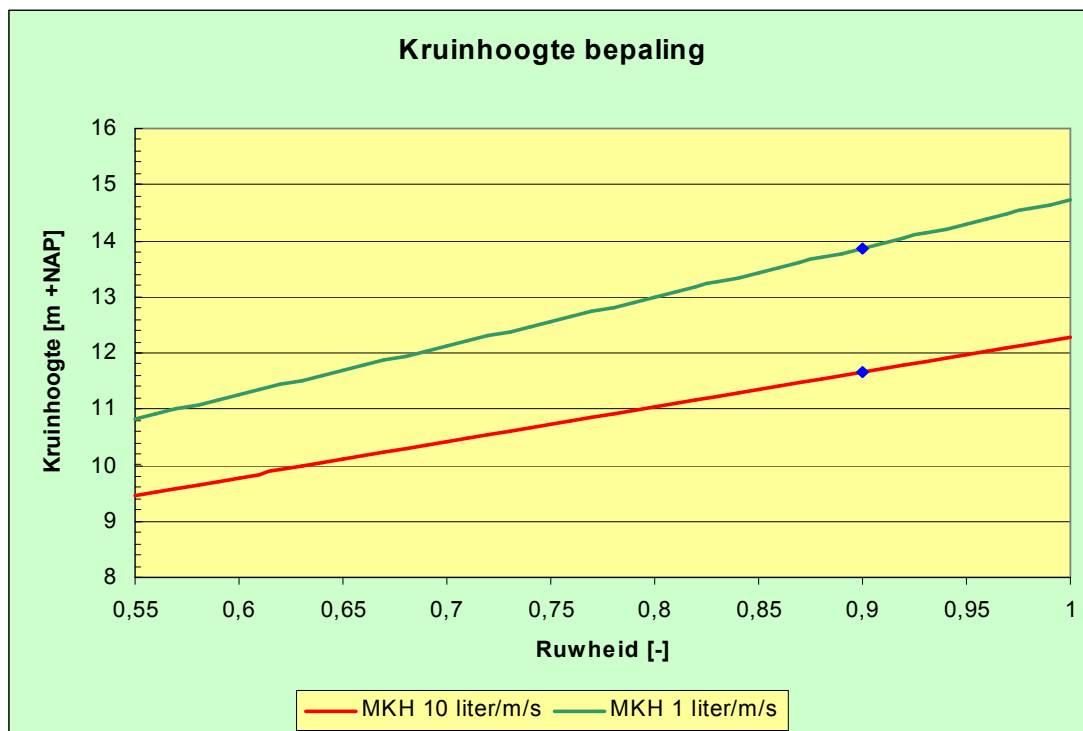


Figuur 5.1 De vereiste kruinhoogte gegeven de bermbreedte met hoogte berm op 6,03 m+NAP.

Bij de 'standaard' bermen zijn de resultaten:

Kruinhoogte bij	1 l/m/s	10 l/m/s
bermbreedte = 5 meter	12,47	10,62
bermbreedte = 10 meter	11,49	9,89

Tabel 5.4 Vereiste kruinhoogte gegeven de bermbreedte. Het type bekleding heeft invloed op de golfloop. Hoe ruwer de bekleding, hoe lager de golfloop. De standaard ruwheid is  $\gamma_f = 0,9$  (basalten bekleding). Een andere bekleding met meer ruwheid is mogelijk. Hierdoor kunnen er wel problemen ontstaan wanneer het talud snel geïnspecteerd moet worden, want ruwe bekledingen zijn vaak niet te berijden.



Figuur 5.2 De vereiste kruinhoogte gegeven de ruwheid van het buitentalud (zonder berm).

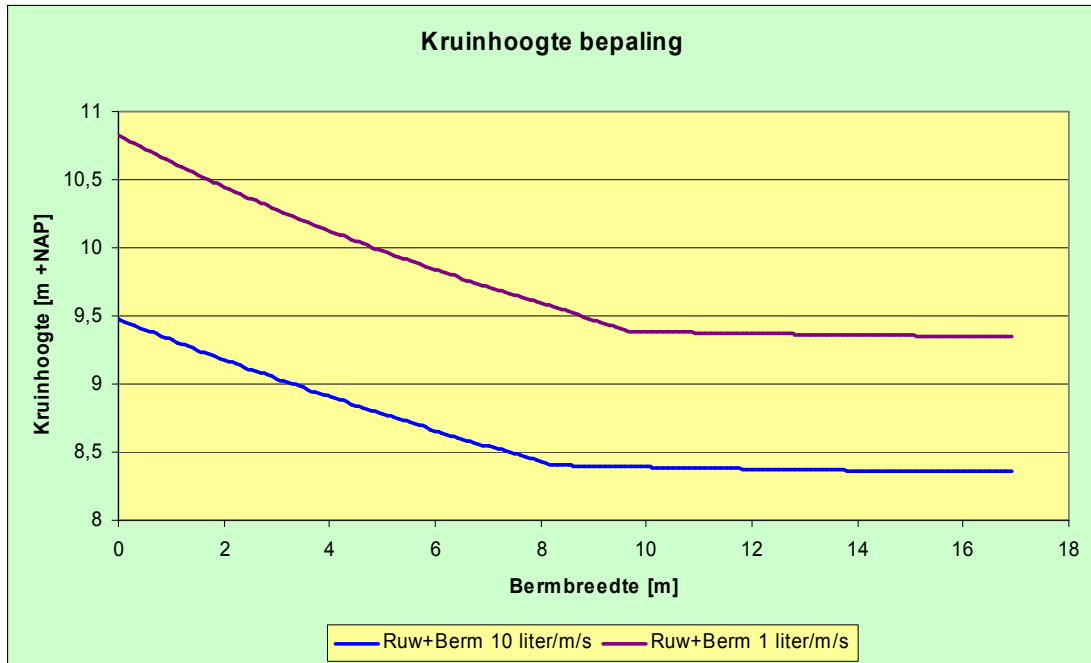
Ruwheden van verschillende bekledingen staan in onderstaande tabel.

Bekleding	Ruwheid $\gamma_f$
Dubbele laag breuksteen of natuursteen	0,55
Grove granulaire materialen verpakt in gaas	0,70
Diaboolblokken	0,80
Basalt, open steenasfalt	0,90
Doorgroeisteen, graniet	0,95
Asfaltbeton, betonblokken of -platen, gras	1,00

Tabel 5.5 Ruwheid van diverse buitentaludbekledingen

In figuur 5.3 staat de benodigde kruinhoogte uitgezet tegen de bermbreedte bij een maximale ruwheid van 0,55. Er is echter weinig onderzoek gedaan naar grote ruwheid in samenhang met andere invloeden zoals een berm in een profiel. PCOVERSLAG is daarom begrensd op een maximale invloed van 0,4 van alle invloeden samen (zie figuur 5.3).

Het toepassen van dubbellaags breuksteen heeft als nadelen dat het moeilijker te inspecteren is en dat het meer ruimte inneemt dan een basalt bekleding.

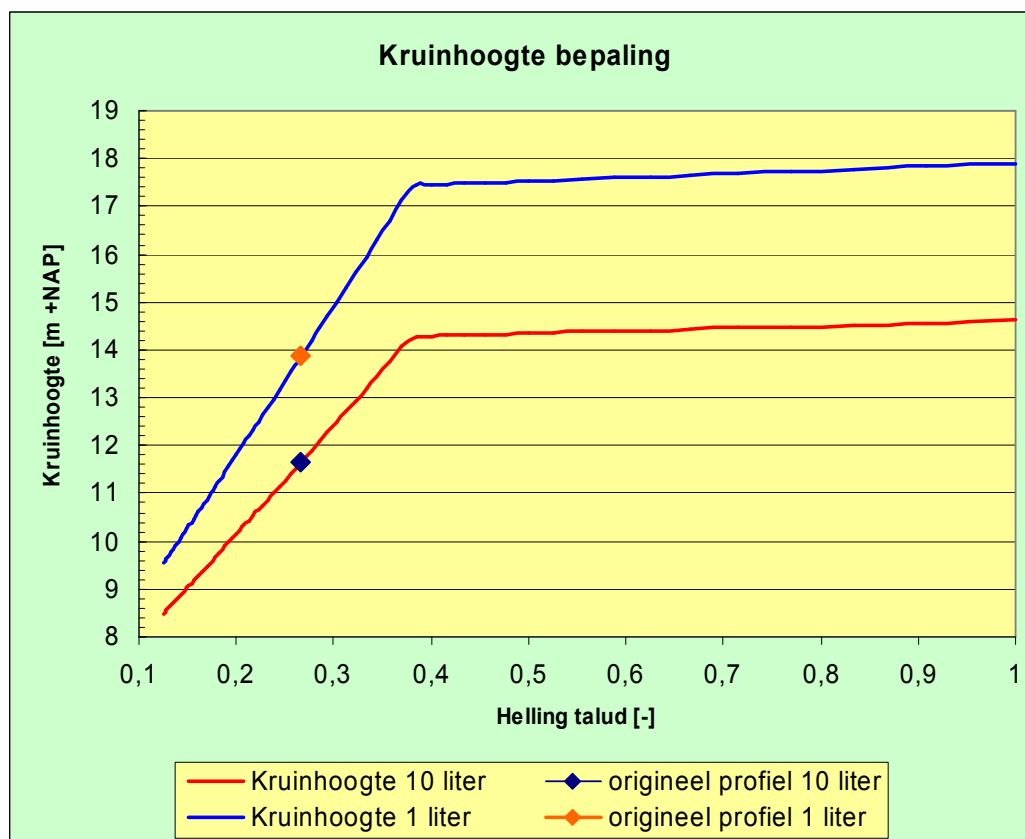


Figuur 5.3 Vereiste kruinhoogte als functie van de bermbreedte (op 6,03 m+NAP) bij maximale ruwheid van 0,55.

### 5.2.2 Buitenwaartse versterking

Een kwalitatieve beschouwing van de kruinhoogte van een buitenwaartse versterking is uitgevoerd op basis van de analyses uit voorgaande paragraaf met betrekking tot de binnenwaartse versterking. Het grote verschil met een binnenwaartse versterking is de gewijzigde bodemligging aan de Waddenzee.

Door een andere bodemligging aan de kant van de Waddenzee, zou de gemiddelde taludhelling kunnen wijzigen. Doordat echter een profiel is gekozen met een constante helling van 0,27 à 0,28 (1:3,6-1:3,7) zal dit geen invloed hebben. In navolgende figuur is weergegeven wat de invloed is van de taludhelling op de kruinhoogte. Door de helling te variëren van 0,125 (1:8) tot 1,0 (1:1) krijgen we een goed beeld van de invloed van de helling op de kruinhoogte bij 1 liter/m/s en 10 liter/m/s. De knik in de figuur geeft de overgang aan in golfoverslagformules bij een brekerparameter van 2 (zie Technisch Rapport Golfploop en Golfoverslag bij Dijken).



Figuur 5.4 Figuur 5.4 Vereiste kruinhoogte gegeven een basalten buitentalud met variabele helling. De markers geven een kruinhoogte aan van 13,86 en 11,66 m.

### 5.2.3 Overslagbestendig

In navolgende tabel is, uitgaande van de huidige geometrie, voor verschillende bekledingen de toelaatbare  $H_s$  bepaald bij een maximaal toelaatbaar overslagdebiet. Het maximaal toelaatbare overslagdebiet is afhankelijk van het bekledingstype van het binnentalud. De golfperiode wordt verondersteld niet te veranderen.

De maximale golfhoogte geeft de ontwerpvoorwaarde voor het dimensioneren van voorland of een golfbreker in de Waddenzee.

Bekleding	Ruwheid $Y_f$	10 liter/m/s	50 liter/m/s	100 liter/m/s
Asfaltbeton	1,00	0,98	1,35	1,59
Graniet	0,95	1,02	1,40	1,64
Basalt	0,90	1,05	1,45	1,70
Vilvoordse	0,85	1,10	1,50	1,76
Diabool	0,80	1,14	1,56	1,83
Drentse	0,75	1,20	1,63	1,93
Granulair	0,70	1,26	1,71	2,10
Breksteen	0,55	1,51	2,20	2,82

Tabel 5.6 Tabel 5.6 Toelaatbare significante golfhoogte  $H_s$  bij diverse overslagdebieten en ruwheden van buitentalud (vergelijk met ontwerpvoorwaarde  $H_s = 3,5$  m).

#### 5.2.4 Verhoogd voorland

Indien de huidige afsluitdijk niet wordt gewijzigd kan de maximaal toelaatbare golfhoogte aan de buitenzijde van de dijk worden berekend. Deze is afhankelijk van het toelaatbaar overslagdebiet. Bij 1,0 l/m/s bedraagt de maximaal toegestane golfhoogte  $H_s = 0,737$  m. Bij 10 l/m/s wordt de golfhoogte  $H_s = 1,053$  m

Hierbij is aangenomen dat bij een voorland de golf periode nagenoeg niet verandert. Aanbevolen wordt om bij de uitwerking van ontwerpvarianten met voorland berekeningen met een voorlandmodel uit te voeren.

De breedte van het voorland moet minimaal 1 golflengte 'lang' zijn. De golflengte bedraagt:

$$L_{m-1,0} = \frac{g \cdot (T_{m-1,0})^2}{2 \cdot \pi} = 84,55 \text{ meter.}$$

Bij een ondiep voorland wordt de golfhoogte bij de constructie veel kleiner dan op dieper water. De waterdiepte  $d$  op het voorland waarbij bovenstaande golfhoogtes nog kunnen optreden is  $d = 2 \times H_s$ . Deze formule geeft dus een begrenzing op de waterdiepte, gegeven een toelaatbare golfhoogte.

Dit betekent bij een golfhoogte van 0,737 m (1 l/s/m) een maximale waterdiepte onder maatgevende omstandigheden van  $d = 1,474$  m. De minimale hoogte van het voorland ligt dan op 4,556 m +NAP. Bij een golfhoogte van 1,053 m (10 l/s/m) bedraagt de  $d = 2,106$  m en ligt het voorland op 3,924 m +NAP.

#### 5.2.5 Golfbrekers

Voor de dimensionering van golfbrekers gelden dezelfde ontwerp golfhoogten bij de buitenzijde van de dijk als voor het voorland, dus:

- Bij 1,0 l/m/s worden de golfcondities:  $H_s = 0,737$  m,  $T_p = 8,1$  s.
- Bij 10 l/m/s worden de golfcondities:  $H_s = 1,053$  m,  $T_p = 8,1$  s.



## 6 Resultaten sterkte berekeningen dijkluchamen

### 6.1 Algemeen

Voor de sterkte van de waterkering worden in de leidraden verschillende bezwijkmechanismen onderscheiden:

1. Binnenwaartse macrostabiliteit;
2. Buitenwaartse macrostabiliteit;
3. Piping;
4. Microstabiliteit;
5. Instabiliteit voorland en zettingsvloeiing;
6. Bezijken bekleding.

Een veilig dijkontwerp voldoet aan alle richtlijnen van de verschillende bezwijkmechanismen. Daarbij zijn de volgende aspecten bepalend voor een veilig dijkontwerp

1. Ontwerpuitgangspunten;
  - a. hydraulische randvoorwaarden;
  - b. normstelling;
2. Schematisatie ondergrond;
3. Schematisatie waterspanningen;
4. Geometrie.

De ontwerpuitgangspunten zijn afhankelijk van de robuustheid van het ontwerp. De schematisatie van ondergrond, waterspanningen en geometrie zijn afhankelijk van het bezwijkmechanisme. In de hoofdstukken 2 en 3 zijn de verschillende ontwerpuitgangspunten beschreven.

### 6.2 Binnenwaartse macrostabiliteit

#### 6.2.1 Stabiliteit tuimeldijk

De binnenwaartse macrostabiliteit langs cirkelvormige glijvlakken (methode Bishop) van de verschillende dijkversterkingsvarianten is onderzocht. Een beschrijving van de schematisatie van ondergrond en waterspanningen is weergegeven in bijlage 3. De analyse is uitgevoerd met het computerprogramma Mstab. Verschillende berekeningen zijn uitgevoerd waarbij is gevarieerd met:

- Geometrie binnenzijde: kruinbreedte en binnentalud
- Geometrie buitenzijde: breedte buitenberm en verloop onderwatertalud
- Overslagdebiel
- Bodemopbouw
- Ligging freatische lijn

Uit de analyse volgt voor de overslagbestendige dijk dat:

- de binnenwaartse stabiliteit van het huidige profiel is alleen stabiel voor een lage ligging (lineair tussen buiten- en binnenwaterstand) van de freatische lijn.
- Het effect van de ligging van de freatische lijn is groot. Voor overslagdebieten van 10 l/s/m ligt de freatische lijn t.g.v. infiltratie waarschijnlijk hoger dan lineair tussen buiten- en binnenwaterstand. De stabiliteit neemt bij een hogere ligging van de freatische lijn sterk af.

- Voor een volledig verzadigde dijk is de stabiliteit onvoldoende.
- Uitgegaan is van een binnentaludhelling van 1:2,5, echter er zijn tracés met steilere taluds tot 1:1,6. Naar verwachting zijn deze taluds niet zonder meer stabiel.
- Nader onderzoek naar de ligging van de freatische lijn is nodig.

Uit de analyse van de binnenwaartse versterking volgt:

- Voor een overslagdebiet van 1 l/s/m en een lage ligging van de freatische lijn volgt dat een binnenwaartse versterking met een steil binnentalud niet stabiel is.
- Als het talud 1:3 is, dan is de stabiliteit in orde.
- Voor een overslagdebiet van 10 l/s/m is de binnenwaartse macrostabiliteit bij een steil binnentalud alleen voldoende als de freatische lijn laag ligt en zich geen verkeersbelasting op de kruin bevindt.
- Bij een lage ligging van de freatische lijn is een binnentalud van 1:3 wel stabiel, echter naar verwachting kan bij 10 l/s/m de freatische lijn hoger liggen, waarbij de stabiliteit niet zondermeer in voldoende mate is gegarandeerd. Dit moet nader worden onderzocht.

De conclusies t.a.v. de binnenwaartse stabiliteit van de buitenwaartse dijkversterking zijn analoog aan die voor de binnenwaartse versterking met een steil 1:2,5 binnentalud.

Voor de varianten verhoogd voorland op het wad en golfbrekers op het wad gelden dezelfde conclusies als voor de overslagbestendige dijk. Dit omdat het uitgangspunt bij de alternatieven was dat het huidige dijkprofiel blijft gehandhaafd.

Algemene conclusies t.a.v. binnenwaartse stabiliteit:

- Analyses zijn uitgevoerd met veilige uitgangspunten. Aanscherping van de uitgangspunten door nader onderzoek leidt vermoedelijk tot hogere stabiliteitsfactoren.
- De stabiliteit hangt sterk af van de bodemopbouw. Tussen een 'gunstige' en een ongunstige bodemopbouw liggen verschillen in evenwichtsfactoren die groter zijn dan 1 (zie de eerste twee rijen met max en min uit de tabellen in bijlage 3).
- De lage stabiliteitsfactoren betreffen vaak ondiepe glijcirkels die geheel boven de freatische lijn liggen, dus ook zouden kunnen optreden onder dagelijkse omstandigheden. Indien deze stabiliteitsfactoren niet voldoen, dan betekent dit nog niet dat het binnentalud instabiel is. Dit komt omdat onder dagelijkse omstandigheden geen problemen zijn opgetreden.
- Een flauw binnentalud heeft in combinatie met een bredere kruin een behoorlijke positieve invloed op de stabiliteit. Een dijk met een 3 m brede kruin en een binnentalud van 1:3 heeft een stabiliteit die hoger is dan een dijk met een 2 m brede kruin en een binnentalud van 1:2,5. Het absolute verschil varieert per situatie van bodemopbouw en de grootte van de buitenberm en ligt tussen bijna 0 en meer dan 1. Onder maatgevende omstandigheden<sup>2</sup> is het verschil circa 0,3. Dit maakt vaak het verschil tussen een voldoende of onvoldoende binnenwaartse macrostabiliteit.
- Het effect van een bredere buitenberm is een lagere golfoploop en daardoor een lagere kruinhoogte. De invloed op de binnenwaartse macrostabiliteit van deze geometrie bij de maatgevende omstandigheden is gering.
- Een hoger toegestaan overslagdebiet leidt tot een lagere kruinhoogte. Indien infiltratie door kruin en binnentalud wordt verwaarloosd – en dus de freatische lijn in de dijk niet stijgt – volgt uit de berekeningen dat de kruinhoogte weinig invloed heeft op de binnenwaartse macrostabiliteit. De berekende stabiliteitstoename bij lagere kruinhoogte, dus hoger overslagdebiet, is klein. Echter naar verwachting zal de freatische lijn wel stijgen, dus dit effect zal nog minder worden.
- Gegeven de als uitgangspunt genomen overslagdebieten van 1 l/s/m en 10 l/s/m kan voor de binnenwaartse en buitenwaartse versterking (alternatief 1 en 2) worden verwacht dat aan de eisen voor binnenwaartse macrostabiliteit wordt voldaan. Alleen bij een te hoge freatische lijn (is risico bij 10 l/s/m) en/of een binnentalud van 1:2,5 voldoet de

<sup>2</sup> Maatgevende omstandigheden is de configuratie van de opbouw van de ondergrond en geometrie van de dijk met de laagste binnenwaartse macrostabiliteit.



binnenwaartse macrostabiliteit op basis van een globale analyse niet aan de norm. Voor het definitief ontwerp wordt aanbevolen onderzoek uit te voeren naar de ligging van de freatische lijn en de bodemopbouw. Aanbevolen wordt het grondonderzoek in overleg met een geoloog te plannen.

- Verwacht wordt dat maatregelen nodig zijn om de binnenwaartse stabiliteit bij een overslagbestendige dijk te garanderen.

### 6.2.2 Stabiliteit binnenbermtalud aan IJsselmeerzijde

Bij een lineair verloop van de freatische lijn tussen de buitenwaterstand en de binnenwaterstand is de stabiliteit van de binnenberm voldoende. Bij een volledig verzadigde dijk is dit niet aangetoond. Een afschuiving van de berm leidt tot schade aan de aanwezige rijksweg, maar niet tot een direct veiligheidsrisico.

Voor basis referentie alternatief 3, de overslag bestendige dijk, zullen er grondwaterstromingsberekeningen moeten worden gemaakt, om vast te stellen tot welk niveau de freatische lijn oploopt. Bij deze ligging van de freatische lijn dient de stabiliteit van de binnenberm te worden bepaald. Tevens dient een controle te worden uitgevoerd op het afschuiven en opdrukken van de binnenbekleding.

## 6.3 Buitenwaartse macrostabiliteit

De buitenwaartse macrostabiliteit langs cirkelvormige glijvlakken van de verschillende dijkversterkingsvarianten is onderzocht. Een beschrijving van de analyse is weergegeven in bijlage 3. De buitenwaartse macrostabiliteit van de Afsluitdijk is bepaald volgens de methode Bishop met het computerprogramma Mstab. Verschillende berekeningen zijn uitgevoerd waarbij is gevarieerd met:

- Geometrie binnenzijde: kruinbreedte en binnentalud
- Geometrie buitenzijde: breedte buitenberm en onderwatertalud
- Bodemligging Waddenzee
- Overslaggebied
- Bodemopbouw
- Ligging freatische lijn

Uit de analyse voor de overslagbestendige dijk volgt:

- Voor een groot deel van de huidige bodemprofielen is voor het huidige profiel de buitenwaartse macrostabiliteit onvoldoende, zelfs bij een lage ligging (lineair) van de freatische lijn.
- Indien overslaggebieden van 10 l/s/m of hoger worden toegelaten ligt de freatische lijn naar verwachting hoger. Dit heeft een beperkt negatief effect op de buitenwaartse stabiliteit.

Uit de analyse voor de binnenwaartse versterking volgt:

- De binnenwaartse dijkversterkingen waarbij is uitgegaan van 1 resp. 10 l/s/m hebben voor een groot aantal bodemprofielen een onvoldoende buitenwaartse stabiliteit.
- Dit geldt ook voor de alternatieven met een andere geometrie dan doorgerekend, t.w. een steil binnentalud en/of buitenberm.

Uit de analyses van de buitenwaartse versterking volgt:

- De buitenwaartse dijkversterking met een overslaggebied van 1 l/s/m en met een buitentalud van 1:3,7 heeft voor een groot deel van de bodemopbouwen een onvoldoende buitenwaartse macrostabiliteit.
- Deze conclusie geldt voor alle bodemliggingen en ook voor versterkingen met een buitenberm.
- Een verflauwing van het buitentalud is niet doorgerekend, maar zal betere resultaten geven.

- Bij een overslag van 10 l/s/m zal de ligging van de freatische lijn ongunstiger worden dan een lineair verloop wat hier is aangehouden. Hierdoor wordt de buitenwaartse macrostabiliteit enigszins ongunstiger.

Voor de variant golfbrekers op het wad gelden dezelfde conclusies als voor de overslagbestendige dijk. Dit omdat het uitgangspunt bij de alternatieven was dat het huidige dijkprofiel blijft gehandhaafd. Voor de variant verhoogd voorland op het wad is de buitenwaartse stabiliteit van de dijk geen probleem, gezien de hoge ligging van het voorland.

Algemene conclusies t.a.v. buitenwaartse macrostabiliteit:

- De buitenwaartse macrostabiliteit is sterk afhankelijk van de bodemopbouw en de diepte van het voorland. Indien de bodem van het voorland zich in een klei of veenlaag bevindt worden lage evenwichtsfactoren berekend. Deze voldoen vaak niet aan de norm, vooral als de buitenteen relatief diep in een kleilaag ligt. Dit geldt met name voor de tracés met representatieve raai 2.
- Nader onderzoek naar de sterkte van de keileem in de dijk kern en van de ondergrond kan leiden tot een aanscherping en mogelijk een verbetering van de berekende buitenwaartse stabiliteit.

Uit de analyse volgt verder dat:

- Geometrie aan de binnenzijde heeft geen invloed op de buitenwaartse macrostabiliteit
- Bij een hoger toegestaan overslagdebiet, en daarmee een lagere kruinhoogte, veranderen de maatgevende evenwichtsfactoren (bij ongunstige bodemopbouw) nauwelijks.
- De breedte van de buitenberm heeft weinig invloed op de buitenwaartse stabiliteit. De berm ligt in het actieve deel van de glijcirkel waardoor de maatgevende glijcirkel vooral buitenwaarts verplaatst. De buitenwaartse stabiliteit wordt naar verwachting wel hoger indien het talud van de berm flauwer wordt.
- Voor de ligging van de freatische lijn zijn twee extreme situaties van het bestaande profiel doorgerekend. Hieruit volgt dat de ligging van de freatische lijn weinig invloed heeft op de buitenwaartse macrostabiliteit.
- Indien voor één van bovenstaande varianten 1 (binnenwaartse versterking), 3 (overslagbestendige dijk) of 6 (golfbrekers op het wad) wordt gekozen blijft de bestaande buitentaludhelling gehandhaafd en dan is nader onderzoek nodig om de buitenwaartse stabiliteit aan te tonen. Dit onderzoek kan bestaan uit:
  - Het inmeten van de bodemligging van de Waddenzee.
  - Op de verwachte kritieke locaties van bodemopbouw en bodemligging extra onderzoek uit te voeren naar de bodemopbouw
  - De sterkte van de keileem nader te bepalen en mee te nemen in de stabiliteitsberekening. Bij de bepaling van de buitenwaartse stabiliteit is geen rekening gehouden met de kern van keileem. Verwacht wordt dat keileem gunstige eigenschappen heeft voor de stabiliteit. Een nadere bepaling van de sterkte-eigenschappen leidt tot een hogere buitenwaartse stabiliteit.
- Bij een buitenwaartse versterking (variant 2) wordt- indien de huidige helling van het buitentalud ook wordt gebruikt als taludhelling van de berm – niet aan de stabiliteitseisen voldaan. Bij een flauwer buitentalud neemt de stabiliteit toe.

## 6.4 Piping

De kans op piping is afhankelijk van het dijksmateriaal, de dijkbasis (breedte) van de Afsluitdijk en het verval over deze dijk. De breedte is afhankelijk van de versterkingsvariant, maar bedraagt minimaal 105 m. Het verval over de afsluitdijk onder maatgevende omstandigheden is

7 m. Op basis van de eenvoudige regel van Bligh kan niet worden aangetoond dat er in alle gevallen voldoende weerstand tegen piping aanwezig is.

Indien gedetailleerder naar het pipingmechanisme wordt gekeken geldt dat piping alleen onder de volgende omstandigheden optreden:

1. Kleidijk op een slechtdoorlatende ondergrond die opbarst
2. Kleidijk op een doorlatende ondergrond
3. Zanddijk op een slechtdoorlatende ondergrond
4. Zanddijk op zandige ondergrond waarbij een sliblaagje is achtergebleven bij de aanleg van de dijk.

Voor de afsluitdijk is het derde scenario relevant. Scenario 4 dient bij het definitieve ontwerp te worden uitgesloten.

Van de maatgevende bodemopbouw (D8) is de weerstand tegen piping met de rekenregel van Sellmeijer gecontroleerd. Dit is een geavanceerdere regel dan het model van Bligh. In het model van Sellmeijer wordt geen creepfactor opgegeven maar wordt het kritieke verval naast de kwelweglengte bepaald door de korrelverdeling ( $d_{70}$ ), de dikte en doorlatendheid van de watervoerende zandlaag.<sup>3</sup>

De pipinganalyse is in Bijlage 3 gegeven. Geconcludeerd wordt dat aan de eisen ten aanzien van piping bij alle versterkingsvarianten onder ontwerpomstandigheden ruimschoots wordt voldaan.

## 6.5 stabiliteit bekleding binnentalud (alle varianten)

Volgens het VTV moet de bekleding op kruin en binnentalud van de tuimeldijk getoetst worden bij overslag debieten groter dan 0,1 l/s/m. Hierbij moet er gekeken worden naar mogelijke erosie van de dijkbekleding, maar ook naar afschuiving, dan wel opdrukken van de bekleding. Erosie van de bekleding wordt behandeld in hoofdstuk 7; hier wordt de stabiliteit van de bekleding beschouwd.

Indien het zandige dijklichaam geleidelijk verzadigd raakt met water, zal er op enig moment bezwijken van de bekleding (keileem+kleilaag) optreden. Hierbij kunnen de volgende mechanismen optreden:

- Macro-instabiliteit (diepe afschuiving). Uit stabiliteitsberekeningen die in bijlage 3 zijn gerapporteerd volgt dat de binnenwaartse macrostabiliteit bij een volledig verzadigd dijklichaam onvoldoende is.
- Ondiepe afschuiving of opdrukken van bekleding. Naar verwachting is bij volledige verzadiging de bekleding op een talud van 1:2,7 niet zonder meer stabiel, zelfs een talud van 1:3 niet altijd (zie figuur 5.5.3 uit Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies). In een latere fase zullen materiaaleigenschappen moeten worden bepaald en grondwaterstromingsberekeningen worden gedaan. In paragraaf 3.3 is aangegeven dat er rekening moet worden gehouden met een flinke stijging van de freatische lijn t.g.v. infiltratie bij grotere overslag debieten. Er zijn tracés in het bestaande profiel met een steiler binnentalud dan 1:2,7. Deze behoeven extra aandacht.

<sup>3</sup> De overige parameters in het model van Sellmeijer zijn de coëfficiënt van White, rolweerstandshoek, viscositeit en soortelijk gewicht van de zandkorrels. Deze parameters kennen voorgeschreven waarden.

Er treedt echter nog een ander fenomeen op: de kleilaag kan afschuiven over de keileemlaag. Dit omdat de gestructureerde kleilaag vol loopt en er zich waterspanningen opbouwen tot op het grensvlak met de relatief ondoorlatende keileemlaag. Voor een eerste inschatting van dit type afschuiving kan de formule van Joustra en Edelman (formule 5.5.1 uit het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies) worden gebruikt. De parameter waarden zijn ontleend aan tabel 6-2 uit de rapportage Geotechnische schematisatie Afsluitdijk (Fugro 2008, ref [4]). Uit de in deze tabel aangegeven boven- en ondergrenzen zijn gemiddelde waarden bepaald. Vervolgens zijn uit deze gemiddelde rekenwaarden de representatieve waarden bepaald, a.d.h.v. de materiaalfactoren uit het Addendum bij het TR Waterkerende Grondconstructies.

Dit geeft de volgende parameters (zie voor begripsbepaling het kader hieronder):

$$c = 3000 \text{ N/m}^2 \text{ per m}; \gamma_{m,c} = 1,25$$

$$\tan \phi = 0.404; \gamma_{m,\phi} = 1,2$$

$$\rho_g = 2000 \text{ kg/m}^3; \gamma_{m,\rho} = 1$$

$$\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$g = 10 \text{ m/sec}^2$$

$$d = 0,4 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = 0,370$$

Invullen in formule 5.5.1 uit het TR Waterkerende Grondconstructies geeft (zie kader hieronder):

$\tan \phi = 0.404 \geq 0,307$  ofwel er wordt voldaan aan het criterium.

Formule 5.5.1 uit TR Waterkerende Grondconstructies:

$$\tan \phi \geq \frac{\gamma_d \gamma_{m,\phi} \gamma_n \rho_g g \sin \alpha - \gamma_{m,\phi} \gamma_{m,\rho} \frac{c}{\gamma_{m,c} d}}{\rho_g g \cos \alpha - \rho_w g \cos \alpha}$$

met:

$c$  = cohesie [ $\text{N/m}^2$  per  $\text{m}^1$ ]

$d$  = beschouwde laagdikte (loodrecht op het talud gemeten) [m]

$g$  = zwaartekracht [ $\text{m/s}^2$ ]

$\alpha$  = taludhelling [ $^\circ$ ]

$\gamma_d$  = modelfactor [-] = 1,1

$\gamma_{m,c}$  = materiaalfactor voor de cohesie [-] = 1,25

$\gamma_{m,\phi}$  = materiaalfactor voor de hoek van inwendige wrijving [-] = 1,2 (Addendum TRWG)

$\gamma_{m,\rho}$  = materiaalfactor voor de volumieke massa [-] = 1,0

$\gamma_n$  = schadefactor [-] = 1,1

$\phi$  = hoek van inwendige wrijving [ $^\circ$ ]

$\rho_w$  = volumieke massa van water [ $\text{kg/m}^3$ ]

$\rho_g$  = volumieke massa van grond [ $\text{kg/m}^3$ ]

Voor deze gemiddelde bekledingsklei eigenschappen blijkt een kleibekleding met een talud van 1:2,7 dus niet af te schuiven over de keileemlaag. Voor zandige bekledingsklei ( $c = 1000 \text{ N/m}^2$  en  $\tan \phi = 0,497$ ), voldoet de bekleding niet aan de formule van Joustra en Edelman.

De Edelman formule geldt voor oneindig lang talud, wat ongunstiger is dan de beperkte taludlengte van 8,7 m van de huidige tuimeldijk. Indien het talud 1:3 wordt verondersteld dan voldoet genoemde zandige bekledingsklei van 0,4 m dik ook nog niet aan de formule van Joustra en Edelman. Het is dus van belang de bekledingseigenschappen nader te onderzoeken, aangezien bekend is dat de eigenschappen van de bekledingsklei sterk kunnen variëren over het tracé (zie toetsrapportage, ref. [3]).

Uit observaties van de gelaagdheid van de bekleding in speciaal gegraven profielkuilen volgt dat de laagscheiding tussen de kleilaag en de onderliggende keileemlaag een grillig verloop kent (zie rapport WBO-R-37010, project C 8609/03, overslag-bestendigheid Afsluitdijk, laagopbouw-onderzoek d.m.v. profielkuilen, RWS DWW, 1 febr 1988, ing. J.A. Muijs). Dit kan afschuiving van de klei over het keileem tegengaan, wat gunstig is.

In de berekeningen met RRD uit bijlage 3 volgt dat er een kans aanwezig is dat er ondiepe glijcirkels optreden. Deze worden relevant als deze de freatische lijn doorsnijden. Deze materie wordt in bijlage 3 bij macrostabiliteit behandeld, waarbij het effect van de aanwezigheid van de keileem/kleibekleding nog niet is meegenomen. Dit zou in een nadere analyse wel moeten.

Voor de gegeven taludhelling van 1:2,5 is de toplaagstabiliteit (alleen de harde bekleding) van de erosiebestendige harde bekleding uit hoofdstuk 7 geen probleem, aangezien deze voldoende doorlatend is. Steilere taludhellingen zijn niet onderzocht.

## 6.6 Stabiliteit voorover aan Waddenzeezijde

Het huidige dijkprofiel met onderwatertaluds volgens raaien 2, 4 en 6 zijn beoordeeld op stabiliteit en zettingsvloeiingsgevoeligheid van de onderwaterbodem. Voor een dieptekaartje met deze raaien, zie hoofdstuk 8, figuur 8.1.

Een aantal bodemprofielen hebben een onderwatertalud dat voor een deel uit zand bestaat. Het is bekend dat deze zandige geologische afzetting gevoelig is voor zettingsvloeiing. De onderwaterbodem taluds voor de raaien 2 en 4 bestaan vrijwel volledig uit keileem, dus hier zal zettingsvloeiing niet optreden.

Voor raai 6 gelden de volgende overwegingen:

Volgens het TR Waterkerende grondconstructies moet eerst een geometrische toets worden uitgevoerd, waarbij het gewicht van het dijklichaam moet worden meegenomen, aangezien deze dicht bij de aanwezige geul ligt.

Voor raai 6, met een geulbodem op ca. NAP-9 m, is er een kans op afschuiving en zettingsvloeiing, gezien de diepte van de voor de dijk liggende geul en de steilheid van het onderwaterbodem talud. Deze inschatting is gemaakt a.d.h.v. het TR Waterkerende grondconstructies. De aanleghistorie en het geotechnisch lengteprofiel, waarin de oorspronkelijke waterbodemdiepte is aangegeven, laten zien dat het bovenste deel van de bodem boven ca. NAP-5 m grotendeels uit de keileem dam bestaat. Onder dit niveau bevindt zich zowel klei/keileem als zand. Dit betekent dat het nog maar zeer de vraag is of zettingsvloeiing optreedt. Nader onderzoek naar de bodemopbouw aan de Waddenzeezijde wordt aanbevolen.

Wel moet er meer in detail gekeken worden naar afschuiving. In het kader van de stabiliteitsbeschouwing die in bijlage 3 is gerapporteerd is geconcludeerd dat de buitenwaartse stabiliteit vaak een probleem is en dat dit sterk afhankelijk is van de bodemopbouw.

De geul Doove Balg vormt momenteel geen directe bedreiging van de stabiliteit van het dijklichaam. Dit volgt o.m. uit de Veiligheidstoetsing Afsluitdijk 2005.

Voor de buitenwaartse dijkversterking schuift de teen van de dijk voor de ongunstigste variant 42 meter naar buiten en komt zo dichterbij de Doove balg te liggen. Het optreden van zettingsvloeiing wordt dan wel een reëel risico, dat nader moet worden onderzocht en nu niet met zekerheid is uit te sluiten.

In de rapportage "Autonome morfologische ontwikkeling westelijke Waddenzee", Rapport RIKZ/2004.021, juli 2003, staat dat de Doove Balg in de komende 50 jaar ruwweg haar positie zal behouden. Dit kan veranderen als basis referentie varianten 5 of 6 worden uitgevoerd, waardoor de stroming in de Waddenzee wezenlijk anders wordt.

## **6.7 Microstabiliteit dijklichaam**

Micro-instabiliteit zal bij lineair verloop van de freatische lijn niet optreden, mogelijk wel als gevolg van infiltratie bij een overslagbestendige dijk.

# 7 Overslagbestendige dijk: keuze bekleding

## 7.1 Alternatieven voor bescherming tegen erosie van binnentalud

### 7.1.1 Inleiding

Uitgangspunt is een overslagbestendige dijk, niet een overstroombare dijk. Het verschil is de duur van de belasting: permanent bij overstromen en onregelmatig bij overslaand water. Bij een recente toetsing is vastgesteld dat de kruin te laag is. Er treedt bij de ontwerprandvoorwaarden een golfoverslag op 566 l/s per m breedte en dan kun je bijna spreken van overlopen van water in plaats van golfoverslag. Verschillende alternatieven worden onderzocht om te komen tot een verbetering van de Afsluitdijk. In dit hoofdstuk komen alternatieven aan de orde om het binnentalud te beschermen tegen golfoverslag debieten van 10, 50 en 100 l/s per m breedte.

### 7.1.2 Uitgangspunten

De situatie wordt beschouwd voor profiel I (bij dijkpaal 24,64) dat representatief is gesteld voor de hele Afsluitdijk. De oriëntatie van de dijk is 345 graden. De maatgevende golfhoogte bedraagt  $H_s = 3,5$  m.

De buitenkruinlijn ligt op NAP +7,780 m en heeft een breedte van 2 m. Het binnentalud heeft een helling van 1:2,7 en een beperkte lengte van 8,3 m.

De dijk bestaat uit een zandkern met daarop een keileemlaag. Op de keileemlaag is een kleilaag aangebracht en daarop de grasbekleding.

### 7.1.3 Ervaringen met hydraulische bekledingen op het binnentalud

Twee faalmechanismen kunnen optreden als gevolg van golfoverslag: erosie van de bekleding en afschuiven van delen van het binnentalud door infiltratie van water. De bestaande normen zijn afgeleid van het 2% golfoploopcriterium dat later is omgebogen naar een golfoverslagcriterium van voornamelijk 1 l/s per m (zie bijvoorbeeld de Leidraad Zee- en Meerdijken, 1999). Het 2% oploopcriterium is gebaseerd op de bevindingen direct na de stormramp in 1953 (Edelman, 1953). Er werd verondersteld dat als maar 2% van de golven de kruin bereiken dit nooit kon leiden tot bezwijken door golfoverslag. In diezelfde nota wordt gesteld dat taluds in doorweekte toestand niet steiler mochten zijn dan het natuurlijk talud om afschuivingen te voorkomen, zonder te kwantificeren wat het natuurlijk talud van doorweekte dijkspecie precies is. Wel wordt gesuggereerd dat een talud 1:3 waarschijnlijk voldoende flauw is. Als voldaan is aan bovengenoemde voorwaarden is een grasbekleding op een kleilaag in alle gevallen sterk genoeg, terwijl afschuiven niet zal optreden.

Maximaal 1 l/s per m breedte betekent een kruinhoogte van NAP +13,86 m en dat betekent een verhoging met bijna 6 m. Verhogen van het criterium naar bijvoorbeeld 10 l/s per meter betekent een kruin op NAP +11,66 m en dat geeft al 2 m besparing op de kruinhoogte ten opzichte van 1 l/s per m. Maar misschien is verder oprekken van het criterium mogelijk bijvoorbeeld door het toepassen van andere bekledingen dan gras, zoals versterkt gras, basalt glooiing, waterbouwasfalt. Versteilen van het binnentalud lijkt geen optie, aangezien het huidige talud al 1:2,7 is.

Bij experimenten in 2007 en 2008 in het kader van SBW Golfoverslag en Sterkte Grasbekledingen bij Delfzijl, bij de Boonweg in Friesland en in Zeeland met een significante



golfhoogte voor de dijk van 2 m is geconstateerd dat zeedijken met een talud 1:2,5 tot 1:3 een debiet aan kunnen van 30 l/s per meter. Die golfhoogte van 2 m is een gemiddelde waarde voor toetsomstandigheden van zee- en meerdijken. Deze voorlopige conclusie die door verder onderzoek zal moeten worden onderbouwd, is gebaseerd op een aantal observaties:

- Geen enkel binnentalud gaf significante schade bij 30 l/s per m gedurende 6 uur simulatie van golfoverslag.
- Pas bij 75 l/s per m ontstond bij een aantal proefvakken schade, maar een groot deel van de proefvakken doorstond ook deze belasting goed.
- Aan de overgang van kruin naar binnentalud is nooit schade ontstaan.
- De invloed van de kleikwaliteit en de wijze van beheer van het gras lijken geen invloed te hebben op de erosiebestendigheid.
- Overgangen talud-horizontaal (denk aan: teen binnentalud, onderhoudswegen, fietspaden, bermen, op-en afritten, tractorsporen) geven schade, soms al bij 30 l/s, maar vooral bij 50 l/s of meer.
- Een versterkte grasmat met een geogrid (SGR – Smart Grass Reinforcement) is, zelfs indien kunstmatig schade wordt aangebracht aan de grasmat in de vorm van rechthoekige gaten (variërend in afmeting en diepte), sterker dan de gewone grasbekleding.
- Open asfaltbeton en elastocoast gaven geen schade te zien bij 125 l/s per m.

Nadrukkelijk moet worden opgemerkt dat grootschalig afschuiven door infiltratie door overslaand water niet is onderzocht, maar het staat wel in de planning voor de locatie Waddenzeedijk Friesland, Boonweg. Op basis van analyse van de tot nu toe uitgevoerde proeven met de overslagsimulator en de geplande afschuifproef aan de Boonweg moet worden nagegaan of voor de Afsluitdijk, afhankelijk van het gekozen versterkingsalternatief, nog proeven nodig zijn.

De tests zijn uitgevoerd met een golfhoogte van 2 m voor de dijk en daarmee van toepassing voor zee- en meerdijken met een gemiddelde golfaanval. Bij een grotere golfhoogte dan 2 m, zoals bij de Afsluitdijk, gaan er bij hetzelfde debiet minder golven over de dijk, maar dan wel met een groter volume per golf. De belasting is dan groter.

De erosiebestendigheid bij golfoverslag van andere bekledingen is voor zover bekend niet onderzocht (behalve dan bovengenoemde testen met een grasmat met een geogrid, open asfaltbeton en elastocoast. Wel is er veel bekend over de erosiebestendigheid bij overlopen (dus een permanente belasting). In het CIRIA rapport 116 zijn versterkte grastaluds onderzocht (Hewlett et al, 1987). Versterkt wil in dit verband zeggen: versterkt met geogrids, blokkenmatten met doorgroeistenen. Snelheden tot 8 m/s gedurende lange tijd zijn dan mogelijk. In het recente Duitse rapport Überströmbare Damme und Dammscharten (LUBW, 2004) worden voor steenbekledingen debieten tot 1000 l/s per m breedte vermeld zonder een beperking in tijdsduur aan te geven. In 1970 zijn op het binnentalud van de Oostvaarderdijk in oostelijk Flevoland overloopprouwen uitgevoerd. Daarbij bleek dat tot 770 l/s per m en snelheden tot 6 m/s bij een grasbekleding geen schade optrad (WL, 1970).

Maar nogmaals: overlopen is geen overslag.

#### 7.1.4 Mogelijke alternatieven voor een grasbekleding

Als bekleding op het binnentalud van een zeedijk kunnen in principe worden toegepast:

- Grasbekleding
- Versterkte grasbekleding (versterkt door middel van een geogrid)
- Doorgroeistenen (blokkenmatten met relatief grote openingen in de individuele blokken)
- Gezette steen (bijvoorbeeld basalt), blokkenmatten zonder openingen in de individuele blokken (waterdoorlatende constructie)
- Open asfaltbeton, open steenasfalt (OSA) of elastocoast



Alle typen hebben voor- en nadelen. Deze zullen hier niet per type worden opgesomd, maar deze zijn samengevat in onderstaande waarderingstabel. Criteria die daarbij zijn gehanteerd zijn: erosiebestendigheid, LNC/waarde (in het bijzonder natuurlijke uiterlijk), aanlegkosten, onderhoudskosten, mogelijkheden voor inspectie/onderhoud, berijdbaarheid voor materieel en auto's, en life-cycle aspect. Opgemerkt wordt dat de gevoeligheid voor oplichten niet als criterium is gehanteerd omdat alle typen als voldoende doorlatend worden beschouwd om overdrukken te voorkomen.

Criterium	Bekledingstype				
	Gras	Versterkt gras	Doorgroeistenen	Gezette steen, blokkenmatten	Open asfaltbeton, OSA cq elastocoast
Erosiebestendigheid	+	++	+++	+++	++++
LNC waarde	+++	+++	++	++	+
Aanlegkosten	++++	+++	+++	+	+
Onderhoudskosten	++++	+++	++	++	+
Inspectie/Onderhoud	+++	++	+	+	+
Berijdbaarheid	+	++	+++	+++	+++
Life cycle aspect	++++	++	++	+	+
Totaal waardering	20	17	16	13	12

Opm. ++++ = gunstig, + = ongunstig

Tabel 7.1 Waarderingstabel alternatieven voor bekleding binnentalud

Op basis van bovengaande subjectieve waardering, waarbij alle criteria een gelijk gewicht hebben toegewezen gekregen, komt een grasbekleding duidelijk als beste naar voren met als goede tweede een versterkte grasbekleding en doorgroeistenen. Minder scores gesloten steenconstructies en open asfaltbeton.

Een precies omgekeerde ranglijst ontstaat als we uitsluitend kijken naar het toelaatbaar overslagdebiet. In Tabel 2 is op basis van de recente ervaringen met de erosiebestendigheid van diverse bekledingen bij golfoverslag een relatie gelegd tussen bekledingstype en toelaatbaar overslagdebiet. De waarden die daarin staan vermeld zijn voorlopig en vereisen meer onderzoek voordat deze cijfers definitief kunnen worden. Toch geven zij een indicatie van de mogelijkheden.

parameter	Bekledingstype				
	Gras	Versterkt gras	Doorgroeistenen	Gezette steen, blokkenmatten	Open asfaltbeton en elastocoast
Overslagdebiet (l/s per m breedte)	≤ 30	30-50	50-100	< 100	> 100

Tabel 7.2 Relatie bekleding-toelaatbaar overslagdebiet

Benadrukt wordt dat de cijfers uitsluitend de erosiebestendigheid weergeven en niet de sterkte tegen afglijden door infiltratie. Echter, de helling van 1:2,7 en de korte lengte van het binnentalud op de Afsluitdijk maken het aannemelijk dat het risico van afglijden beperkt is. Maar dit mechanisme is niet onderzocht.

Verder zal ongeacht het type bekleding veel aandacht moeten worden gegeven aan overgangsconstructies tussen verschillende typen bekledingen, maar ook aan overgangen van een talud naar een horizontaal deel (bij teen binnentalud, onderhoudswegen, fietspaden, bermen, op- en afritten, tractorsporen). Vooral die overgangen blijken een locatie waar initiële schade ontstaat die zorgt voor afschuiven van een deel van het daarboven liggende talud. De

oorzaak van de initiële schade is gelegen in de met hoge snelheid van het talud afkomende waterlaag van beperkte dikte die als een jet inslaat in de horizontale laag. Foto's 1 en 2 geven een beeld van de schade. Maatregelen om deze overgangen te beschermen tegen erosie zijn het aanbrengen van een bekleding in de vorm van een gezette steen constructie met een breedte van ongeveer 2 m. De effectiviteit van een dergelijk constructie zal nader moeten worden onderzocht. Op dit moment is daar geen informatie over beschikbaar.



Foto 1 Schade bij overgang talud naar horizontale berm (rechter foto Boonweg: schade op horizontale deel tegen talud met aan linker zijde zichtbaar een oude klinkerbestrating onder de grasbekleding, en begin van schade op talud aan rechterzijde; linker foto Goese Sas: voortschrijdende afkalving talud, zogenaamde headcut erosie na initiële schade op horizontale deel); bron: SBW, 2008

### 7.1.5 Conclusies en aanbevelingen

Een beperkte inventarisatie en analyse van de mogelijkheden om het binnentalud van de Afsluitdijk te beschermen tegen golfoverslag heeft geresulteerd in de volgende conclusies en aanbevelingen:

- Grasbekledingen lijken zonder probleem toepasbaar tot overslagdebieten van 30 l/s per m breedte, echter de ontwerpregels moeten dan wel enigszins worden aangepast. Verondersteld wordt dat dit ook zal gelden voor de golfhoogte van 3,5 m, maar dit zal nog wel moeten worden aangetoond. Bij debieten tot 50 l/s per m breedte komen versterkt gras en doorgroeistenen in aanmerking; mogelijk zijn doorgroeistenen zelfs tot 100 l/s per m toepasbaar. Tot 100 l/s per m zijn in ieder geval toepasbaar gesloten steenconstructies (gezette steen, basalt, blokkenmatten). Voor debieten groter dan 100 l/s per m moet worden gedacht aan open steenasfalt of elastocoast, maar dit is slechts bewezen voor debieten tot 125 l/s/m.
- Nader onderzoek is nodig omdat de golfcondities bij de Afsluitdijk zwaarder zijn dan die waarop de conclusies zijn gebaseerd (golfhoogte van 3,5 m in plaats van 2 m) en omdat het mechanisme afschuiven door infiltratie niet is onderzocht.
- Nadrukkelijke aandacht is vereist voor de sterkte van overgangsconstructies en overgangen naar horizontale delen. Initiële schade ontstaat veelal als eerste op deze locaties. Maatregelen om deze overgangen te beschermen tegen erosie zijn het aanbrengen van een bekleding in de vorm van een gezette steen constructie met een breedte van ongeveer 2 m. De effectiviteit van een dergelijk constructie zal nader moeten worden onderzocht. Op dit moment is daar geen informatie over beschikbaar

Opgemerkt wordt dat bovenstaande conclusies gebaseerd zijn op taluds niet steiler dan 1:2,5, omdat steilere taluds niet zijn onderzocht. Overigens wordt een steiler talud in het algemeen niet aanbevolen vanwege de grotere kans op macro-instabiliteit.

## 7.2 Stabiliteit toplaag van harde bekleding

De in paragraaf 8.1 aanbevolen harde bekleding is doorlatend, dus opdrukken treedt niet op, eventueel wel van onderliggende keileem/kleilaag (zie hoofdstuk 6). Afschuiving van toplaag op onderlaag is niet waarschijnlijk, omdat zich onder de doorlatende toplaag geen wateroverspanningen opbouwen.

### Literatuur

Edelman (1953): *Onderzoek betreffende het bezwijken der zeedijken tijdens de stormvloed van 1 februari 1953.*

Nota

ENW (1999): *Leidraad Zee- en Meerdijken.*

Hewlett, H.W.M, L.A. Boorman and M.E. Bramley (1987): *Design of reinforced grass waterways.*

CIRIA Report 116, London

LUBW (2004): *Überströmbare Damme und Dammscharten*

Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg, Oberirdische Gewässer, Gewässerökologie 90, ISSN 1436-7882, Karlsruhe

SBW (2008): *Golfoverslag en Sterkte Grasdijken, Fase 2D Evaluatie Boonweg*  
Deltares, 2008 (nog te publiceren)

WL (1970): *Stroombestendigheid van een grasmat op de dijk van Oostelijk Flevoland.*  
Waterloopkundig Laboratorium verslag R603, Delft

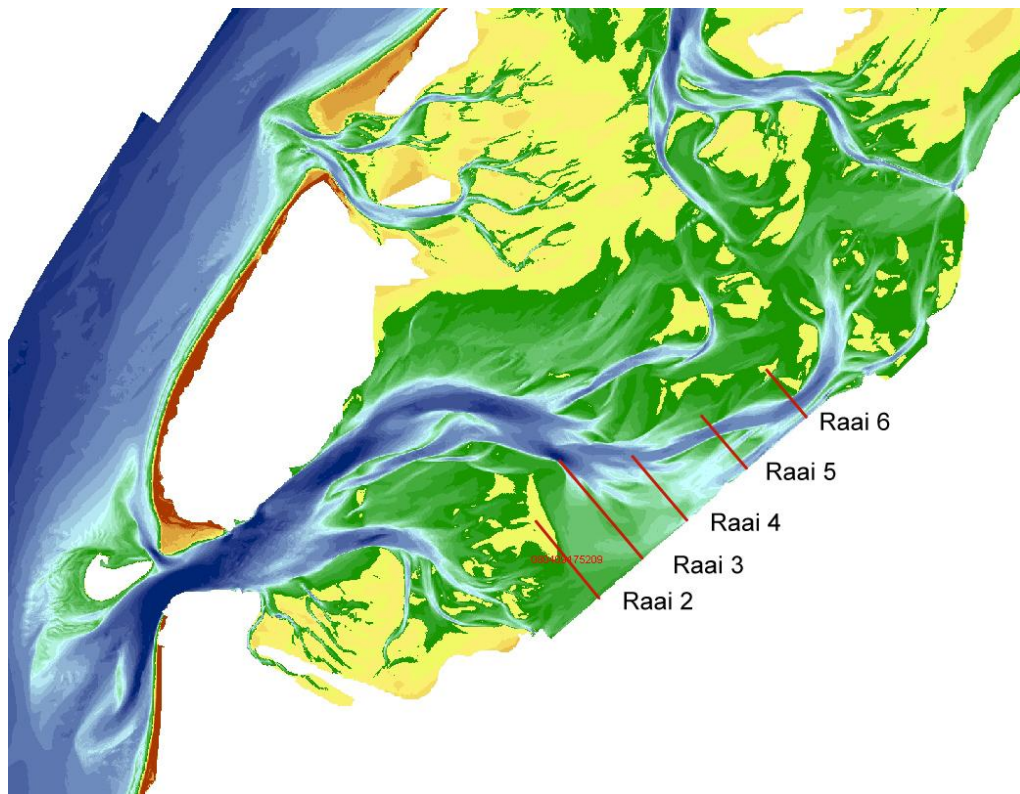


## 8 Dimensionering voorland

### 8.1 Versterking van de afsluitdijk door middel van een zachte vooroever.

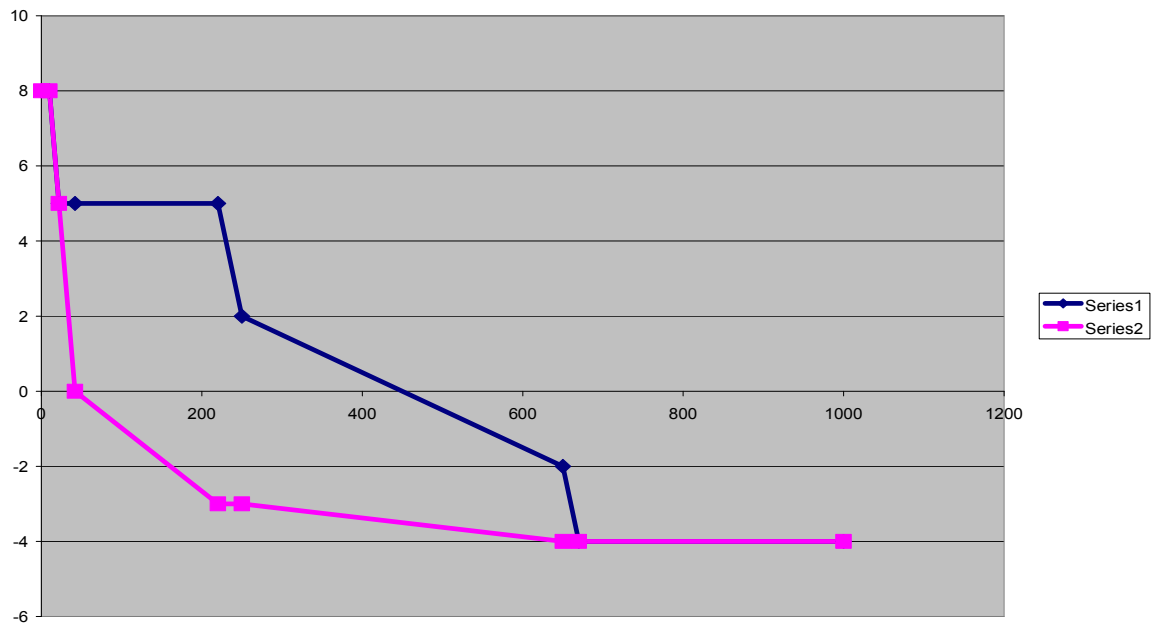
In dit hoofdstuk zullen de mogelijkheden op een rijtje gezet worden van een zachte vooroever. Doelstelling is dat de dijk zelf niet verhoogd of versterkt behoeft te worden. Uitgangspunt voor de dimensionering van het voorland is dat er niet meer dan 1 l/s/m resp. 10 l/s/m aan overslag optreedt. Voor de dijk wordt een sedimentlichaam van zand aangebracht die er voor moet zorgen dat de golven al dusdanig zijn afgenomen dat de overgebleven golfbelasting door de huidige constructie van de afsluitdijk weerstaan kan worden. Een gecombineerde oplossing met een kleinere of lagere vooroever tezamen met een minder zware versterking van de huidige constructie is ook mogelijk, maar is hier niet verder onderzocht.

De afsluitdijk is zo'n 30 km lang en hydraulische randvoorwaarden en met name topografie zijn niet uniform verdeeld langs de dijk (zie figuur 8.1). Voor de eenvoud is aangenomen dat de hydraulische randvoorwaarden wel uniform zijn langs de dijk. Als randvoorwaarde zijn de uitgangswaarden voor deze studie gehanteerd (maximale waterstand is 6 m + NAP, een golfhoogte  $H_s$  van 3,5 m en een piekperiode  $T_p$  van 8,1 seconde. Voor de berekeningen is uitgegaan van een  $T_m-10$  van 7,4 seconde. Deze komt overeen met de piekperiode van 8,1 seconde.

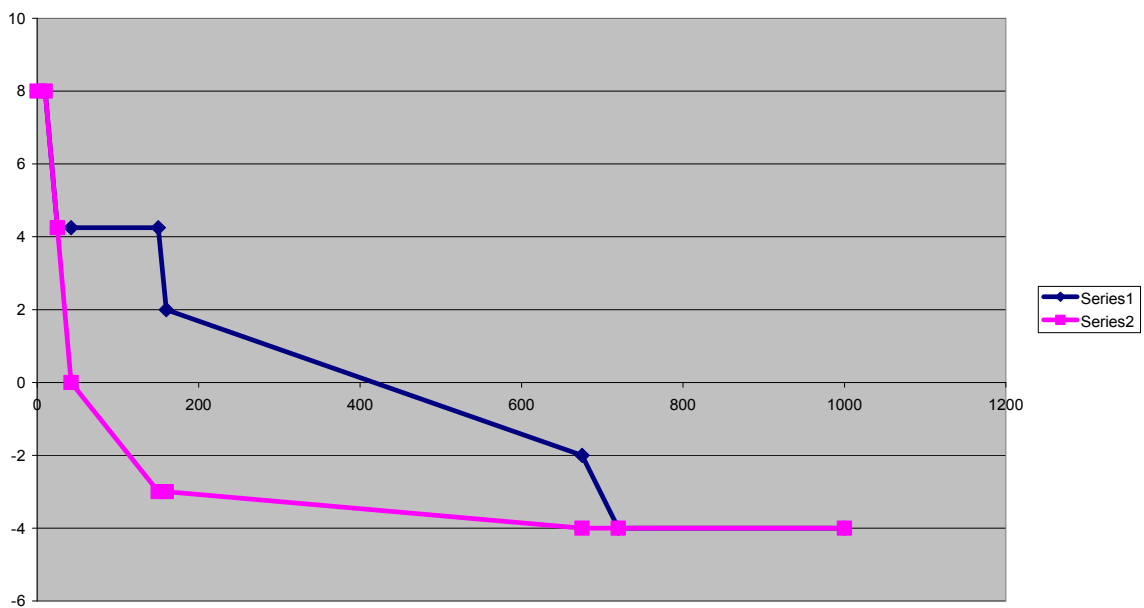


Figuur 8.1 Overzicht van het gebied aan de Waddenzee kant van de afsluitdijk met daarin de gebruikte raaien.

Profiel 1

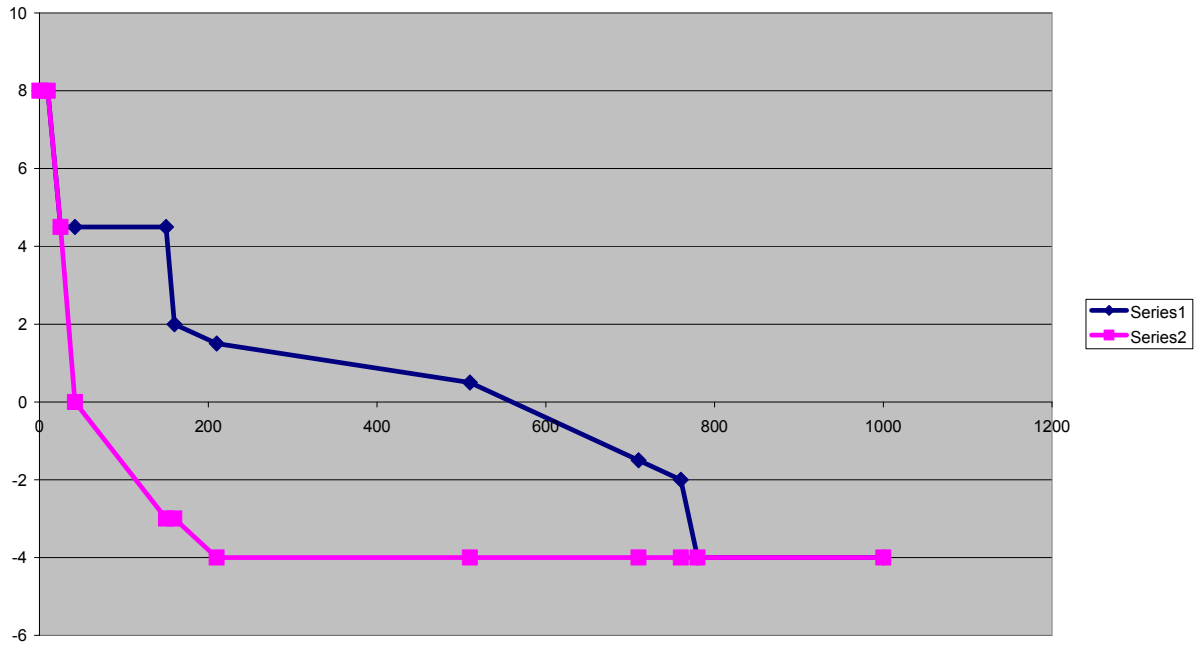


Profile 2

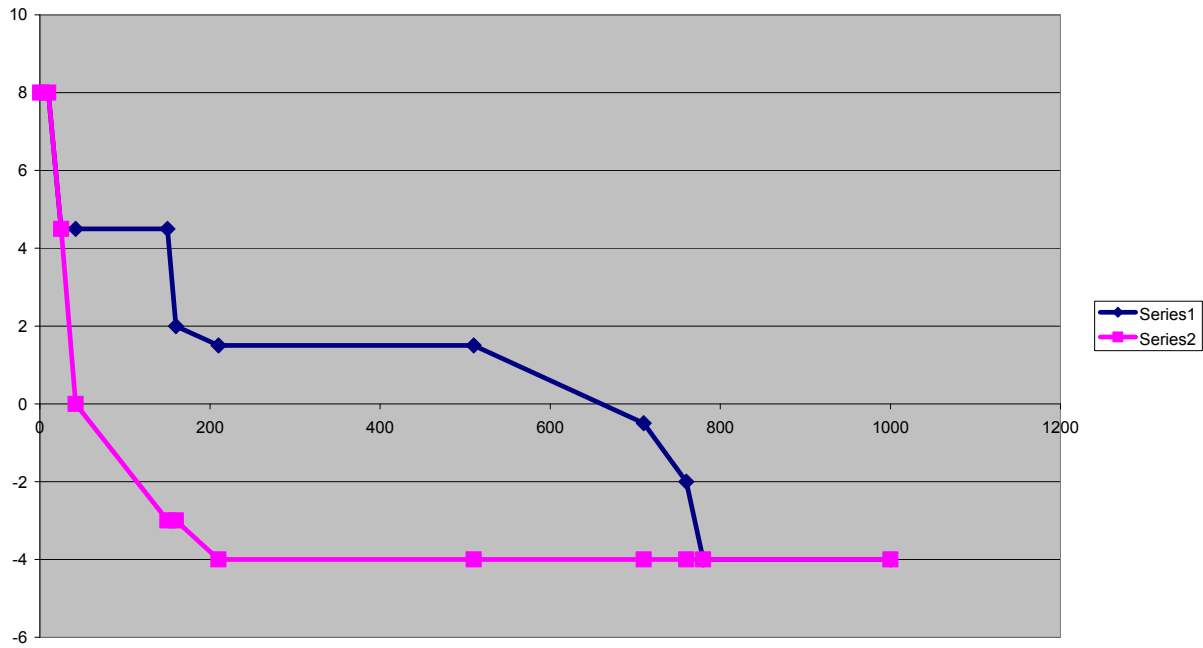


Figuur 8.2 Profielen zoals gebruikt voor de x-beach berekeningen. De paarse lijn geeft de harde afsluitdijk weer en de oude bodem. De blauwe lijn geeft de contouren van het nieuwe voorland weer. De x-as geeft de hoogte in m t.o.v. NAP en de y-as de afstand vanaf 10 m links van de buitenkruinlijn van de dijk.

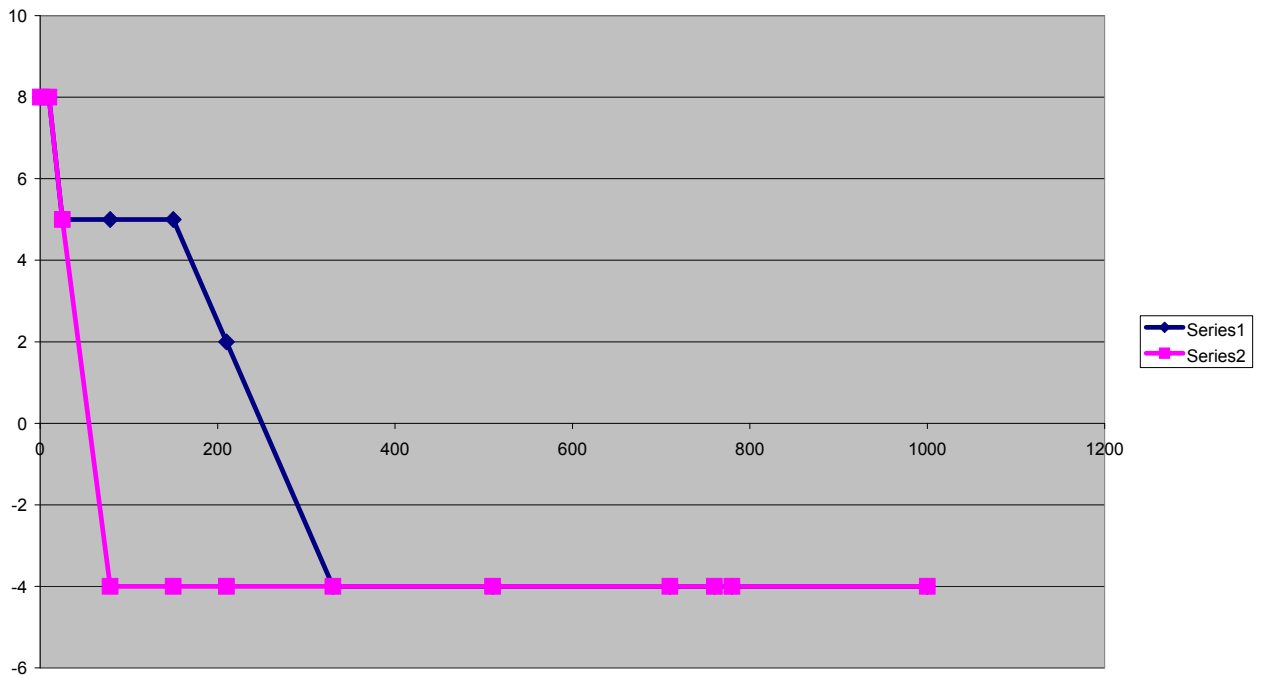
profile 3



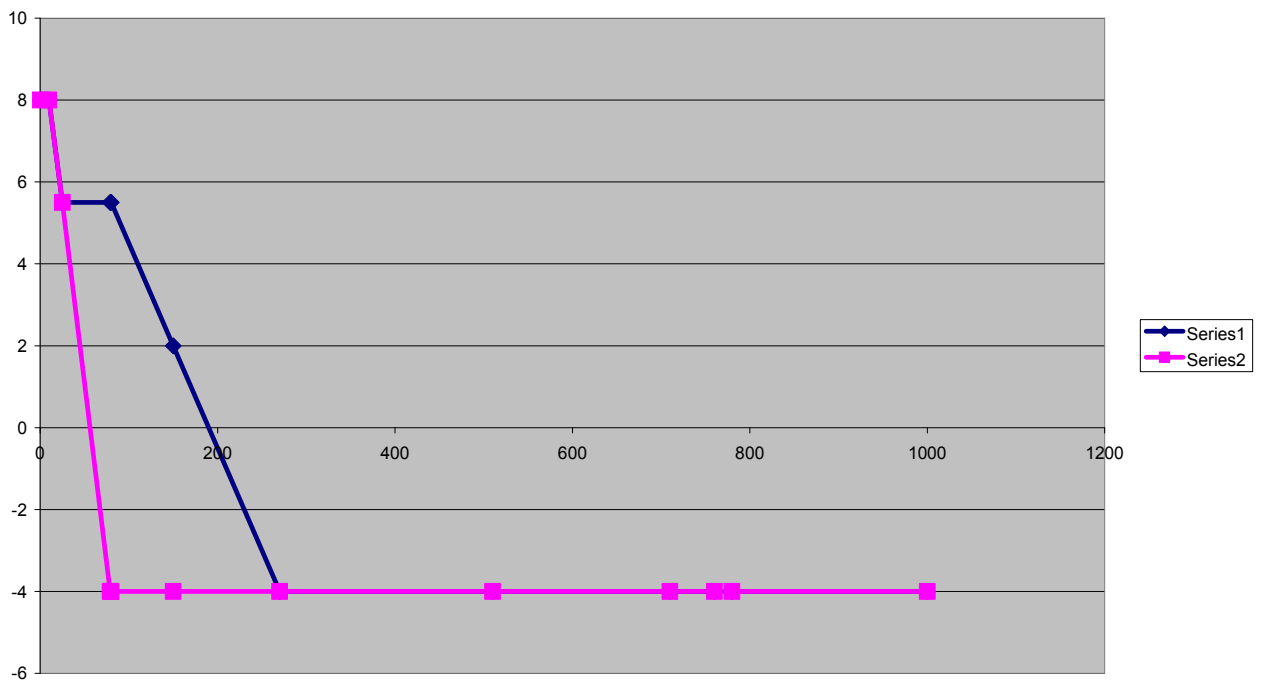
Profile 4



Profiel 6

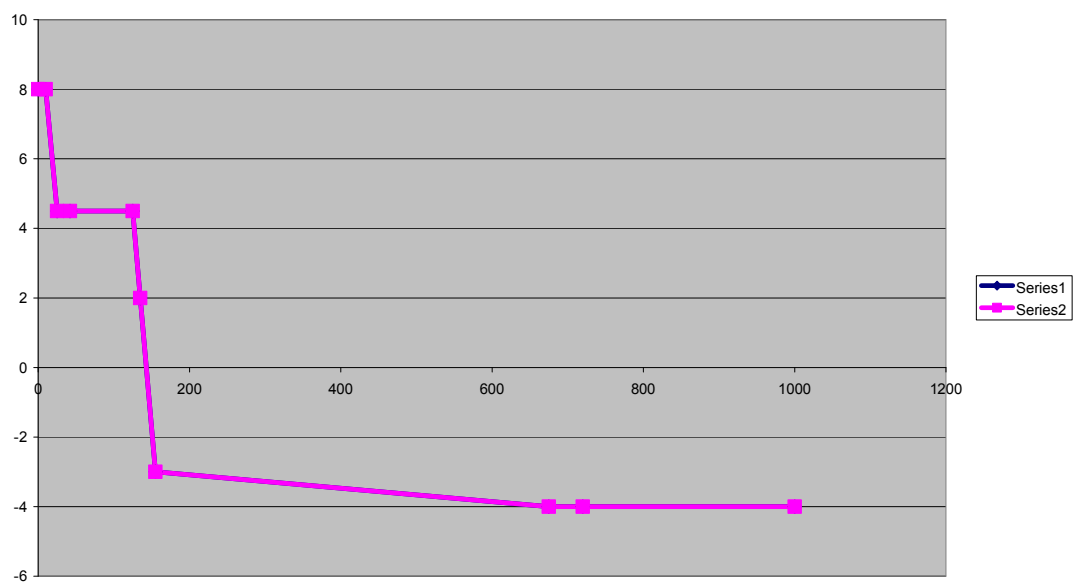


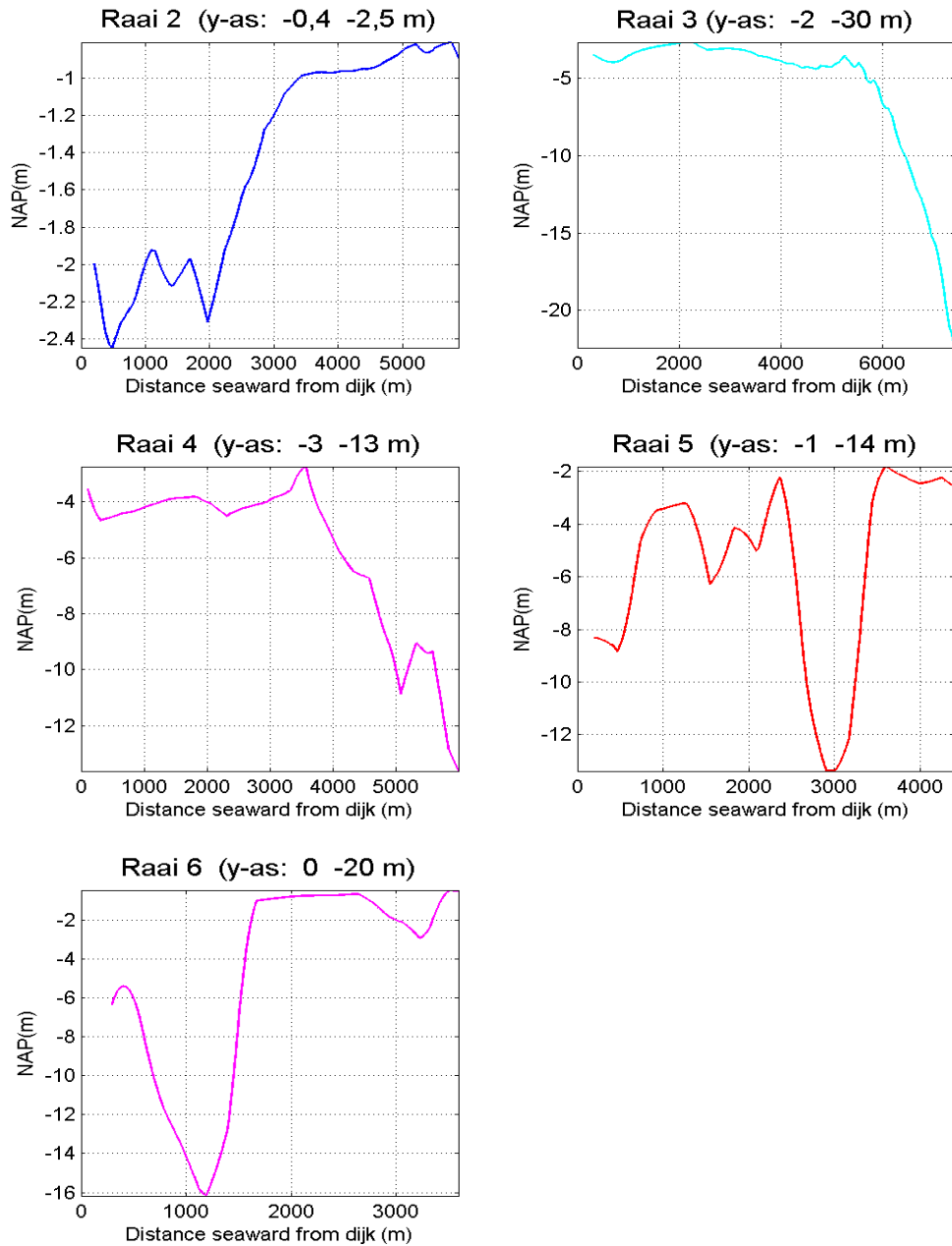
Profiel 8





profile hard





Distance seaward from dijk (m)

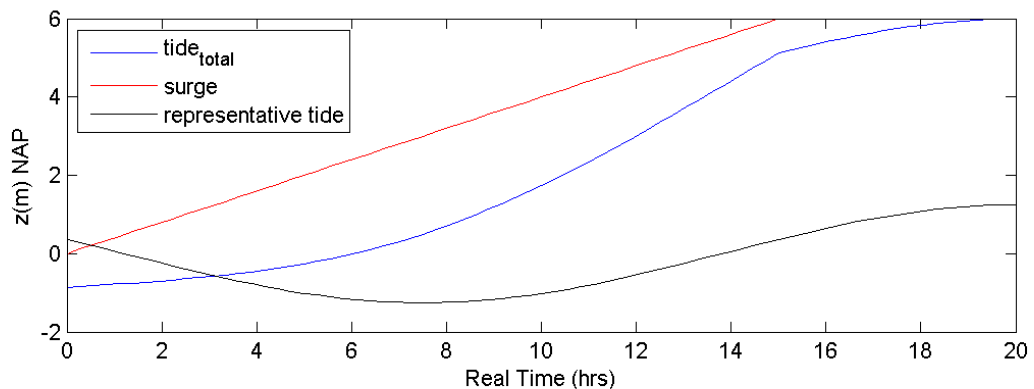
In figuur 8.1 is duidelijk te zien dat een zachte oplossing met zand vooral mogelijk is langs het westelijke deel van de dijk. Na het sluisencomplex bij Den Oever heeft de eerste 12 km van de dijk een ondiep voorland. De diepte varieert hier tussen de -2 en de -4 (raaien 1 t/m 3). Wat meer naar het oosten bevindt zich een geultje langs de dijk met een diepte van ongeveer 9m (zie raai 5) . Nog verder naar het oosten komt een grote geul, de Doove Balg dichtter naar de

dijk toe (zie raai 6), maar deze komt niet tegen de dijk aan. Een smalle zachte oplossing met zand blijft in dit oostelijk deel mogelijk volgens profiel 6 of 8, waarbij de kwelder is weggelaten.

Voor de verdere veiligheidsberekeningen is uitgegaan van een ondiepe vooroever van -4 m +NAP. Vooral de bovenkant van het nieuwe profiel is daarbij van belang. Voor de bepaling van de benodigde sedimentvolumes is wel uitgegaan van de specifieke profielen.

De veiligheid van een harde dijk met een zachte vooroever wordt bepaald door een aantal processen. Gedurende de storm zal door golfwerking een gedeelte van de zachte vooroever wegslaan en het sediment zal naar diepere delen van het profiel afgevoerd worden. Om de golfhoogte te kunnen bepalen die tijdens de piek van de storm de harde dijk bereikt moet eerst het overgebleven profiel bepaald worden en vervolgens kan met een golfmodel de golfparameters bij de teen van de dijk berekend worden. De teen van de dijk is hierbij gedefinieerd als de overgang tussen harde steenbekleding en zachte vooroever. In de gebruikte ontwerpen ligt deze tussen de 4,25 en 5,5 m + NAP.

De berekeningen zijn uitgevoerd met het X-beach model (zie bijlage 4). Dit model kan zowel voor een raai als voor een gebied gebruikt worden. Hier is de raai-versie gebruikt. Dit model rekent in de tijd en berekent gegeven de hydraulische randvoorwaarden het verloop van de golfenergie over de raai. Dit betreft zowel de korte golfenergie (normale windgolven) als de lange golfenergie (door het breken van golfgroepen veroorzaakte waterstandsfluctuaties met perioden boven de 30 seconden). De lange golfenergie is vooral bepalend voor de sedimentafslag en sediment transport naar dieper water. De randvoorwaarden in de tijd zijn gegeven in figuur 8.4 en bijlage 4, fig. 4. Meer informatie over dit model en de uitgevoerde berekeningen zijn te vinden in bijlage 4.



Figuur 8.4 Randvoorwaarden in de tijd van de waterstand. Astronomisch getij (zwart) plus stormopzet (rood) geeft de totale waterstand (blauw) met een maximale waarde van 6m =NAP aan het einde van de beschouwde periode van 20 uur.

In figuur 8.2 staan de sediment profielen weergegeven die bekeken zijn. Profiel 1 geeft het eerste schot weer. Tegen de dijk is een hoger gedeelte (sedimentnok) aangebracht tot een hoogte van 5m +NAP en met een breedte van 200 meter. Dit stuk is bedoeld als afslagzone en om de laatste kracht van de golven te breken. Daarvoor is een gebied aangebracht dat zich kan ontwikkelen als kwelder met een helling van 1:100 en een breedte van 400 m. Het doel is tweeledig. Het dissiperen van de golfenergie onder meer dagelijkse omstandigheden en het toevoegen van ecologische waarde.

Dit blijkt dermate goed te werken (zie resultaten) dat in de volgende variant de hoogte is verlaagd naar 4,25 m + NAP en de breedte is verminderd tot 125 m. In profiel 2 is de kwelderhelling verder verflauwd tot 1:130. De helling van het talud van de het hoge gedeelte (nok) is 1:4,5.

Profiel 3 betreft een profiel met een extra knik om de kwelder te optimaliseren, de sedimentnok is verhoogd tot 4,5 m + NAP om de golven iets meer te reduceren. Het gebied tussen 0,5 en 1,5 m +NAP heeft hier een helling van 1:300 gekregen en is de totale breedte vergroot naar 750 meter. In profiel 4 is gekeken naar de invloed van een vlak voorland op 1,5 m + NAP. Tenslotte is met behulp van de profielen 6 en 8 onderzoek gedaan naar het weglaten van het kwelder gedeelte. De sedimentnok is daarbij eerst op 5m + NAP gelegd en de vooroever heeft een helling van 1: 20 gekregen (profiel 6). Deze helling moet mogelijk plaatselijk wat verdedigd worden om de erosie tijdens normale omstandigheden binnen de perken te houden. Tijdens een grote storm mag deze verdediging er af slaan. Een verdere optimalisatie is gevonden in een smallere oplossing (breedte is 80 m aan de bovenzijde) en een verdere verhoging tot 5,5 m boven NAP.

Ter vergelijking is ook een harde oplossing doorgerekend (profiel hard) met een harde nok op 4,5m + NAP en een breedte van 100 m. deze loopt af met een helling van 1:4.

### 8.1.1 De benodigde sedimenthoeveelheden

Rondom de in figuur 8.1 gegeven 5 raaien zijn 5 vakken gedefinieerd met een lengte van respectievelijk 6, 3, 3, 3 en 5 km waarin de bodems in langsrchting (langs de afsluitdijk) homogeen verondersteld zijn.

Uitgaande van deze bodems en de in figuur 8.2 gegeven dwarsdoorsnedes zijn de volumes bepaald. Deze staan in tabel 8.1 gegeven. Voor profiel 4 met de grootste breedte is ook het meeste volume nodig, namelijk ongeveer 70 Mm<sup>3</sup> sediment. Voor profiel 8, zonder kwelder is dit het minste. Voor het harde profiel is nog minder sediment nodig vanwege het meer steile en minder hoge profiel (1:4) en het ontbreken van een kwelder. Voor deze variant is echter een dure bekleding nodig.

Volume in Mm <sup>3</sup>						
	Vak 2	Vak3	Vak4	Vak5	Vak6	Totaal
Lengte	raai 2	raai3	raai4	raai5	raai6	
	6000	3000	3000	3000	5000	20000
Profiel 1	14,22	9,23	11,38	10,02	16,70	61,54
Profiel 2	11,46	8,34	11,13	10,02	16,70	57,64
Profiel 3	13,94	9,78	12,49	10,02	16,70	62,92
Profiel 4	17,92	10,90	13,99	10,02	16,70	69,52
Profiel 6	8,40	5,04	5,99	10,02	16,70	46,14
Profiel 8	5,61	3,56	4,54	7,66	12,76	34,13
Pr hard	4,08	2,41	2,86	4,07	6,78	20,21

Tabel 8.1 Benodigde sedimentvolumes per voorlandprofiel.  
Het beschouwde tracé loopt van km 3 tot km 23, dus tot de knik.

## 8.2 Resultaten

De profielen 1,2,3,4,6 en 8 zijn met het X-beach programma doorgerekend met de randvoorwaarden zoals gegeven in figuur 8.4 en 8.5. De maximale waterstand na 20 uur is 6m + NAP, de significante golfhoogte H<sub>s</sub> is 3,5 m en de piekperiode is 8,1 seconde. Met het model worden iedere tijdstap de korte en lange golf energie berekend en worden de sedimenttransporten en profielveranderingen bepaald.

Na 20 uur op de piek van de storm wordt de significante golfhoogte H<sub>s</sub> bij de teen van de dijk bepaald. Deze waarde is bepaald met behulp van een middeling van de korte golfenergie over de laatste 20 minuten. De waarden zijn gegeven in onderstaande tabel. De hoogte van de sedimentnok blijkt zeer bepalend te zijn voor het eindresultaat. Het economisch meest optimale

resultaat wordt bereikt met profiel 8, waarbij een sedimentvolume van 34 Miljoen m<sup>3</sup> benodigd is. De golfhoogte die overgebleven is bij de teen van de dijk bedraagt dan ongeveer 0,40 meter. Voor de harde constructie is vanwege de steilere helling en de lagere nok minder sediment nodig, namelijk 20 Mm<sup>3</sup>. Er is dan echter een harde bekleding nodig met een oppervlakte van ongeveer 3 miljoen m<sup>2</sup>, waarbij ervan uit is gegaan dat zowel de bovenzijde als het talud van het harde voorland is bekleed.

Om na te gaan of onder normale omstandigheden veel erosie optreedt is een berekening gedaan met een duur van 50 uur en met randvoorwaarden die behoren bij een 1/100 a 1/1000 conditie (waterniveau 4,5 m, H<sub>s</sub> = 2,75 m en T<sub>p</sub> = 6 sec). de maximale verticale erosie bedraagt dan 1 m. Vanwege de steilste gedeelten die flauwer zijn dan 1:20, zijn er onder normale omstandigheden geen problemen te verwachten. Alleen rondom raai 6 moet de Doove Balg tegen gehouden worden. Ook voor de huidige afsluitdijk gaat het opdringen van de Doove Balg op termijn een probleem opleveren.

Profiel	T <sub>m-10</sub> (sec.)	H <sub>s</sub> (meter)
1	7,4	0,50
2	7,4	0,84
3	7,4	0,75
4	7,4	0,75
6	7,4	0,54
8	7,4	0,38
hard	7,4	0,77

Tabel 8.2 Resultaten voor H<sub>s</sub> tijdens de piek van de storm ter plekke van de teen van de dijk.

Een verdere optimalisatie van deze resultaten is mogelijk. Hier is uitgegaan van een uniforme significante golfhoogte langs de dijk van 3,5 m. In werkelijkheid varieert deze langs de dijk en moet deze waarde als een bovengrens gezien worden. De waarde van T<sub>m-10</sub> ter plekke van de teen van de dijk is hier niet bepaald. Door deze gelijk te houden aan de randvoorwaarde van 7,4 is ook uitgegaan van een bovengrens. Voor dit onderzoek is uitgegaan van een waterstand van 6 meter boven NAP. de huidige randvoorwaarde is ongeveer 5 meter boven NAP. In een optimaal ontwerp kan gedimensioneerd worden op randvoorwaarden die in 2060 verwacht worden en kan bijvoorbeeld in 2055 de nok verder verhoogd worden. In het geval van zowel de zachte als de harde oplossing kan de breedte nog verder verkleind worden, waardoor minder sediment c.q. minder sediment en bekleding nodig is.

### 8.3 Conclusies

Het is mogelijk om de afsluitdijk met behulp van een zachte sediment aanvulling dusdanig te versterken dat de dijk bestand is tegen een 1/10.000 ste conditie met een waterstand van 6m NAP, een golfhoogte van 3,5m en een golfpiek periode van 8,1 seconde. De golfhoogte die bij de teen van de dijk onder die omstandigheden optreedt is kleiner dan 1 m (bijbehorende overslag is 10 l/s/m) of indien gewenst kleiner dan 0,75 m (behorende overslag is 1 l/s/m). Bij de bepaling van de golfhoogte bij de teen van de dijk is rekening gehouden met de tijdens de storm afgeslagen hoeveelheid sediment. De golfhoogte is berekend met behulp van overgebleven profiel na de storm.

Het sediment profiel bevat twee belangrijke onderdelen. Een hoger sedimentlichaam met een breedte van 80 a 150m tegen de dijk en een lager gelegen kwelder gedeelte met een breedte van 400 a 800 meter. Het hoge gedeelte heeft een hoogte van 4,25 a 5 m. Dit gedeelte is bedoeld om de kracht van de golven te breken. De resterende golfhoogte wordt vooral door de hoogte van dit deel bepaald. Zowel een criterium van minder dan 1l/s/m als een criterium van minder dan 10 l/s/m is op deze wijze te bereiken. Het meest economische profiel met de minste hoeveelheid sediment is profiel 2 met een hoogte van 4,25 meter en een breedte van 125 meter van het hoge gedeelte. De resterende golfhoogte is in dit geval ongeveer 1m (0,84) bij een

criterium van 10 l/s/m. Een verdere optimalisatie van dit profiel is nog mogelijk. Een verhoging van het hoge gedeelte van 4,24 tot 5,00 m boven NAP en een versmalling tot 100 m geeft voldoende veiligheid bij een criterium van minder dan 1 l/s/m.

Het weglaten van de kwelder kan eveneens tot een veilig ontwerp leiden, waarbij de hoogte van het hoge gedeelte op 5,5 meter boven NAP gelegd is. De resterende golfhoogte is in dit geval ongeveer een half meter (0,38) en is een criterium van minder dan 1 l/s/m haalbaar. In dit geval is vanwege de dagelijkse erosie wel een bescherming nodig tussen -2 en +2 m NAP. In het geval met een kwelder is deze bescherming niet nodig.

## **8.4 Aanbevelingen**

Deze rapportage betreft een aantal indicatieve berekeningen. Een gevoeligheidsonderzoek en verdere optimalisatie zijn nog nodig. In langsrichting van de dijk is van een uniforme belasting uitgegaan. In werkelijkheid is waterstand en golf belasting variabel langs de dijk. Een dergelijk ontwerp in uitvoering genomen wordt is verdere onderbouwing van de afslag middels gootproeven gewenst. Het gebruikte XBeach model is nog volop in ontwikkeling en nog niet gevalideerd.

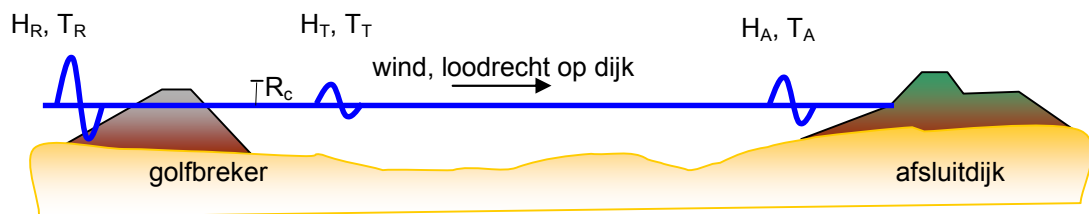
## 9 Dimensionering golfbreker

In dit hoofdstuk wordt een conceptueel ontwerp van een golfbreker parallel aan de afsluitdijk beschreven. Deze golfbreker dient om de golfbelasting op de afsluitdijk te verminderen, zodat de golfoverslag over de afsluitdijk binnen bepaalde limieten blijft, en deze niet of minder hoeft te worden versterkt. Het ontwerp moet zodanig gedetailleerd zijn dat een eerste inschatting van de kosten gemaakt kan worden.

In overleg met Rijkswaterstaat zijn voor deze deelstudie de volgende randvoorwaarden gebruikt:

- Standaard 'rubble mound' golfbreker
- Golfbreker ligt op ca. 500 m afstand van de afsluitdijk.
- W+ klimaat scenario
- ontwerpgolf:  $H_{m0} = 3,5$  m ,  $T_p = 8,1$  s (bij teen afsluitdijk of teen golfbreker)
- ontwerpwaterstand: 6,03 m+NAP
- toegelaten overslag over afsluitdijk respectievelijk 1 of 10 l/s/m

Het systeem golfbreker-afsluitdijk wordt als één waterkering beschouwd, zie onder. Dit omdat als de golfbreker faalt, ook de dijk zou kunnen falen t.g.v. een toename in belasting.



Figuur 9.1 Golfcondities rond golfbreker

### 9.1 Randvoorwaarden

Ten eerste wordt er bepaald hoeveel golfenergie de golfbreker mag doorlaten om de overslag bij de afsluitdijk binnen de limieten te houden. Hiertoe worden de gegeven randvoorwaarden bij de teen van de golfbreker toegepast. Vervolgens wordt bepaald welke karakteristieken de golfbreker moet hebben om een golf door te laten die na de afstand tot de afsluitdijk te hebben afgelegd daar een overslagdebiet van resp. 1 of 10 l/s/m bewerkstelligt.

De golfcondities achter de golfbreker worden bepaald op:

$H_{m0} = f(\text{karakteristieken golfbreker, voornamelijk hoogte})$

$T_{p,T} = T_{p,R}$

$T_{m-10,T} = T_{p,T} / 1,1 = 7,36$  s

De golfgroei tussen golfbreker en afsluitdijk kan niet verwaarloosd worden. Om deze in te schatten wordt de op de RAND 2001 database gebaseerde windsnelheid gebruikt van 37 m/s. Deze windsnelheid heeft een kans op voorkomen van 1:10.000 jaar en is eerder gebruikt door WL (2004, 2007). Deze wind heeft een richting van 270°N, wat ca. 45° afwijkt van de richting loodrecht op de afsluitdijk (ca. 315°N). Omdat de wind loodrecht op de afsluitdijk niet veel kleiner is, wordt zowel de golfaanval als de wind loodrecht op de dijk aangenomen (conservatief). Voor dit ontwerp wordt echter het klimaatscenario W+ aangehouden, waarbij een 2% hardere wind per graad globale temperatuurstijging te verwachten is bij jaarextremen (KNMI website). In het IPCC rapport wordt voor het jaar 2100 een stijging van 2°C tot 4°C voorspeld. Daarom wordt de ontwerp windsnelheid van 37 m/s met  $3 \times 2\% = 6\%$  verhoogd, wat een

windsnelheid van 39,2 m/s geeft. De wind maakt over de lengte van 500 m tussen de dammen de volgende golfcondities als er geen golven over de golfbreker heen komen:

$$H_{m0,W} = 0,80 \text{ m}$$

$$T_{m-10,W} = 2,11 \text{ s}$$

Deze windtoename is berekend met SWAN 50.41A, met het Koomen golfmodel en komt redelijk overeen met de schattingen met verschillende Bretschneider-type modellen. Omdat de modellen in SWAN nog niet betrouwbaar zijn voor een dubbeltoppig spectrum met een zo korte fetch, worden de spectra van de windgolven (zonder overslaande golven) en van de overslaande golven net achter de golfbreker opgeteld, wat leidt tot de volgende formules:

$$H_{m0,A} = \sqrt{H_{m0,T}^2 + H_{m0,W}^2}$$

$$T_{m-10,A} = \frac{T_{m-10,T}H_{m0,T}^2 + T_{m-10,W}H_{m0,W}^2}{H_{m0,T}^2 + H_{m0,W}^2}$$

Dus de golfhoogte en -periode bij de afsluitdijk kunnen nu berekend worden als functie van de transmissie over de golfbreker.

Uit bovenstaande relatie en diverse PC-overslag sommen (zie hoofdstuk 6) is bepaald dat de transmissie over de golfbreker een golf van  $H_{m0} = 0,60$  of  $0,92$  m mag zijn voor de overslagdebieten van respectievelijk  $1$  l/s/m en  $10$  l/s/m. Deze golfhoogten zijn inderdaad lager dan de golfhoogtes die zouden zijn toegestaan als de windgroei niet mee was genomen (resp.  $H_{m0} = 0,74$  en  $1,05$  m).

overslag:	bij teen afsluitdijk, zonder windgroei		direct achter golfbreker		bij teen afsluitdijk, met windgroei	
	$H_{m0,A}$ (m)	$T_{m-10,A}$ (s)	$H_{m0,T}$ (m)	$T_{m-10,T}$ (s)	$H_{m0,A}$ (m)	$T_{m-10,A}$ (s)
$q = 1$ l/s/m	0,74	7,36	0,60	7,36	1,00	4,00
$q = 10$ l/s/m	1,05	7,36	0,92	7,36	1,22	5,10

Tabel 9.1 Resulterende golfcondities bij de gewenste hoeveelheden overslag

## 9.2 Overslag en kruinhoogte

Uit het voorgaande blijkt dat de golfhoogte achter de golfbreker maximaal resp.  $H_{m0} = 0,60$  m of  $0,92$  m mag zijn. De transmissie wordt vervolgens bepaald met de formule van De Jong & d'Angremond in BREAKWAT (De Jong, 1996). De kruinhoogte t.o.v. de waterlijn mag voor deze golfhoogtes resp.  $R_c = 2,0$  m en  $1,2$  m zijn. Wat neerkomt op een kruinhoogte van  $8,0$  m+NAP en  $7,2$  m+NAP voor een overslag van resp.  $1$  of  $10$  l/s/m. Verder is aangenomen dat de helling van de golfbreker  $1:2$  is en de kruinbreedte  $6$  m, wat later geschikt zal blijken te zijn voor een goede stabiliteit. Met toevoeging van  $0,5$  m voor zetting van de golfbreker (zie par. 10.8) en ondergrond wordt de kruinhoogte bepaald op  $8,5$  en  $7,7$  m+NAP.

## 9.3 Toplaag en helling

Er is aangenomen dat tijdens de ontwerpstorm de constructie wel schade mag ondervinden, zolang hij maar aanwezig blijft en de golven keert. Daarom is gekozen voor een toelaatbaar geacht schadelevel van 'intermediate damage'. Dit betekent dat het schadegetal  $S$  (gemiddeld erosieoppervlak gedeeld door nominale steendiameter in het kwadraat) een waarde van  $4$  à  $6$  mag hebben voor een helling van  $1:2$ . Er wordt een belastingduur van  $3000$  golven aangehouden wat neerkomt op  $5,6$  uur, wat een goede benadering is van de piek van een



storm (hoogwater). Omdat de kruinhoogte toch redelijk groot is wordt een stabiliteitsformule voor een helling gebruikt voor het bepalen van de steengrootte voor de toplaag. Omdat de golven aan de zeezijde van de golfbreker dieptegelimiteerd zijn is de formule van Van Gent (2003) in BREAKWAT gebruikt. De formule van Van der Meer (1988) in BREAKWAT is ter controle toegepast.

De bovenkant en voorkant van de golfbreker worden het zwaarst aangevallen. Daarom wordt hierop de grootste steengradering toegepast. De Van Gent formule geeft een benodigd steengewicht van  $M_{50} = 4700$  kg, met gebruik van een hoge waarde van  $D_{n50kern} / D_{n50toplaag} = 0,3$  omdat de gehele bovenkant van de golfbreker van groot materiaal gemaakt is, wat hem erg doorlatend maakt. Deze massa wordt net niet met een standaard 3-6 ton gradering gehaald. Omdat de toplaag echter de gehele bovenkant van de golfbreker beslaat en een deel van de golfenergie over de golfbreker heen zal slaan, wordt verwacht dat de werkelijk benodigde steendiameter voor de voorkant iets kleiner zal zijn. Ook zal voor een zo groot project een aparte diameter steen gefabriceerd kunnen worden. Verder geeft de Van der Meer formule een kleinere massa van  $M_{50} = 2800$  kg. De formules van het DELOS programma (zie bijvoorbeeld Burchart et al, 2006) die speciaal voor low-crested golfbrekers zijn ontwikkeld zijn voor strengere schade-eisen opgesteld, zodat ze nu niet bruikbaar zijn. Hieruit volgen dan ook steendiameters die veel groter zijn dan de voorgestelde 3-6 ton.

De kruin en de achterkant van de kruin zal van eenzelfde grote steendiameter gemaakt worden, omdat de stenen daar instabiel liggen. Op het lagere achtertalud (tot in ieder geval  $1H_{m0}$  onder de waterlijn) wordt een steendiameter bepaald aan de hand van Van Gent & Pozueta (2004). Hierin zijn gebruikt:  $\gamma_f = 0.47$ , hellingen voor en achter 1:2 (er zijn geen andere hellingen getest). Dit geeft resp.  $M_{50} = 420/660$  kg voor 1 of 10 l/s/m overslag. Omdat de helling van het achtertalud 1:1,5 is wordt een 1-3 ton gradering gebruikt. Nog lager op het talud kunnen alleen lokaal opgewekte golven het talud aanvallen. Als hiervoor de eerder bepaalde golfkarakteristieken door lokale windgroei gebruikt worden is een steengrootte van 40 kg genoeg. Om uitvoeringsredenen wordt voorgesteld bij de lagere waterdieptes (raai 2 en 4) de 300-1000 kg filterlaag door te trekken. Bij raai 6 kan een 60-300 kg gradering gebruikt worden voor de toplaag laag op het achtertalud.

Alle lagen worden  $2D_{n50}$  dik aangelegd. Het 1-500 kg kernmateriaal wordt minimaal 75 cm dik aangelegd, omdat er grote stenen tussen zitten.

## 9.4 Diepte

De diepte van de voor dit onderzoek geselecteerde doorsnedes is bepaald aan de hand van dieptekaarten van de meet- en informatiedienst van RWS-IJsselmeergebied. De dieptes zijn in de tabel hieronder gegeven:

doorsnede nr.	dijkpaal (km)	representeert dijkvak (km-km)	bodemligging (m+NAP)	breedte aan bodem bij $q = 1$ l/s/m	breedte aan bodem bij $q = 10$ l/s/m
2	5,6	3 - 10,3	-2,4	44,0	40,7
4	12,3	10,3-17,5 (*)	-4,4	51,0	47,7
6	22,2	17,5-23,1	-7,0	60,1	56,8

(\*) tracé 23,1-25,8 is niet beschouwd.

Tabel 9.2 Bodemligging en breedte basis van golfbreker per tracé.

## 9.5 Lagere waterstanden / teenconstructie

De gemiddelde laag water stand in Den Oever en Kornwerderzand is respectievelijk: NAP -0,82 m en -0,91 m. Bij stormcondities met hoge golven zal de waterstand verhoogd zijn, maar omdat dit nu niet goed bekeken wordt, wordt ook een geval met een waterstand NAP-1 m meegenomen. De bijbehorende golfcondities worden overgenomen uit WL (2007). De golfcondities voor de laagste waterstanden volgen uit extrapolatie.

$h$ (m+NAP)	$H_{m0}$ (m)	$T_p$ (s)
-1	1,08*	4,32**
0	1,31*	4,97**
1	1,55	5,56
3	1,96	6,54
5	2,46	7,44

\*) bepaald met lineaire extrapolatie van  $H_{m0}$  vs.  $h$ .

\*\*\*) bepaald met lineaire extrapolatie van  $T_p^2$  vs.  $H_{m0}$ .

Tabel 9.3 Golfcondities voor lagere waterstanden dan ontwerppeil.

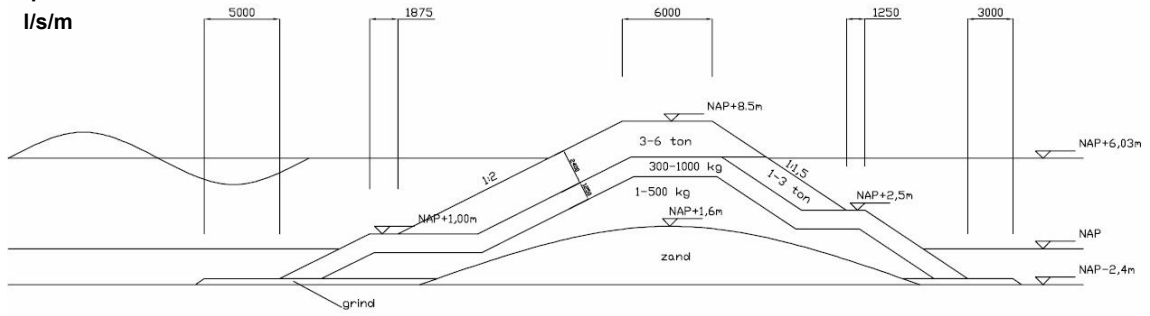
Het 300-1000 kg filter materiaal kan een stabiele teen geven op een niveau van respectievelijk +1,0 en -1 m+NAP voor raaien 2, 4 en 6. Dit is bepaald met BREAKWAT, gebruikmakend van de formule van Van der Meer (1998).

De Van der Meer toplaag-formule geeft voor de golfcondities bij  $h = 1$ m+NAP een benodigde toplaagdiameter corresponderend met 289 kg.

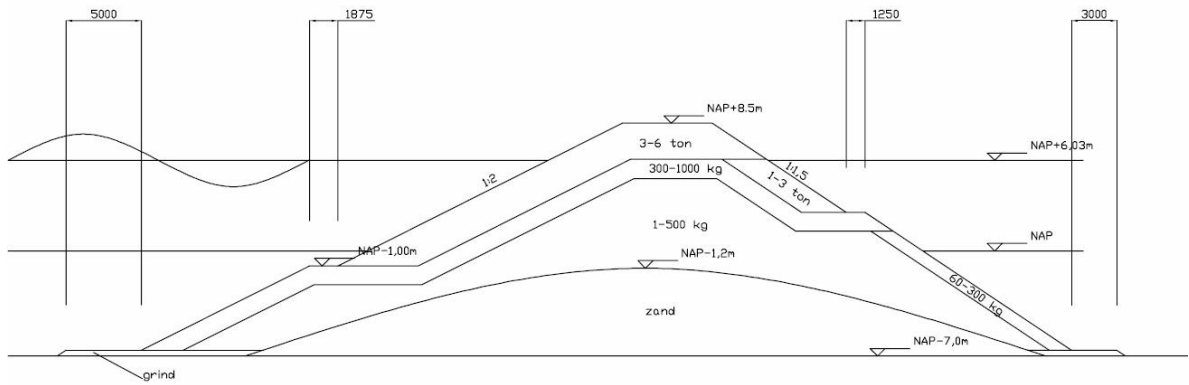
## 9.6 Totale doorsnede

Gebruikmakend van bovenstaande berekeningen en afschattingen is een conceptueel ontwerp gemaakt voor de twee raaien met de hoogste en laagste waterstand, en voor de kruinhoogtes behorende bij de overslagdebieten van 1 en 10 l/s/m. Hieronder staan schetsen van de doorsnede van de golfbreker, met de belangrijkste maten erbij.

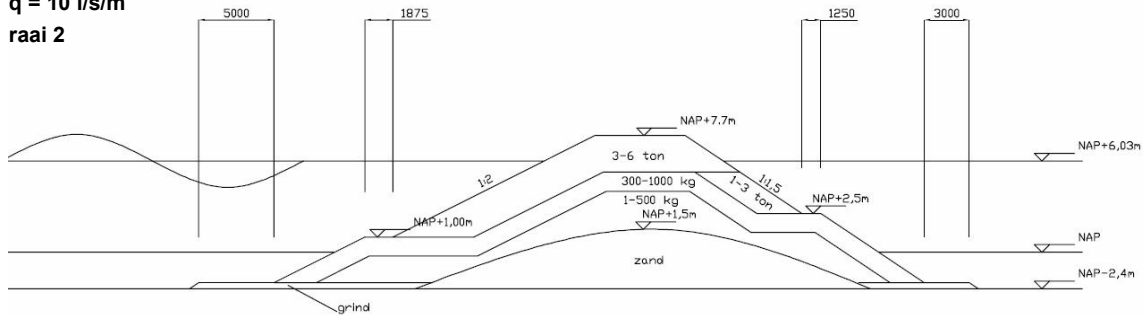
q = 1  
l/s/m



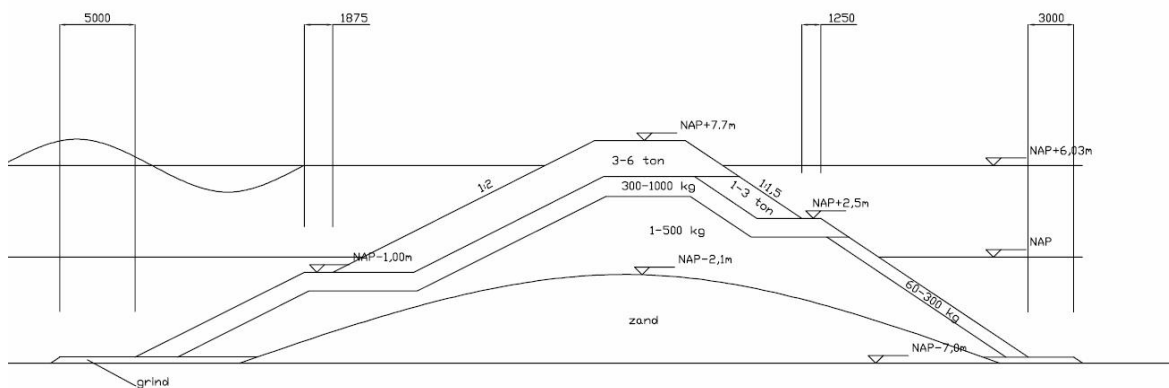
q = 1  
l/s/m



$q = 10 \text{ l/s/m}$   
raai 2



$q = 10 \text{ l/s/m}$   
raai 6



Figuur 9.2 Schetsen van de golfbrekerontwerpen.

## 9.7 Openingen

De golfbreker dient op zekere plaatsen openingen te hebben voor:

- terugstroom overslagdebiet
- watercirculatie
- natuur, geen barrièrewerking

Deze openingen moeten klein zijn (enkele tientallen meters) om de golfenergie die er doorheen kan lekken klein te houden. De totale oppervlakte van de openingen dient groot genoeg te zijn om de getijstrooming door de gaten klein te houden om ontgroningen klein te houden. Dit aspect moet nog precies gedetailleerd worden. Uit nomogrammen voor golfdiffractie volgt voor een gat van 70 m (één golflengte) dat een golfhoogte van 1 à 1,3 m de afsluitdijk nog bereikt, zonder dat windgroei is meegeteld. Voor nu wordt daarom gerekend met gaten van 30 à 50 m en losse segmenten van de golfbrekers van grofweg 2 km. Als de losse segmenten lang worden gekozen, zal de zeebodem in de openingen eroderen. Dit kan deels toegelaten worden, maar rond de koppen zal de bodem moeten worden bestort met stortsteen. De hoogte van de golfbrekers zal bij de koppen lokaal iets verhoogd dienen te worden om de optelsom van transmissie en gediffracteerde golven niet te groot te laten worden. Een andere optie is om de golfbrekers versprongen aan te leggen.

Op de kop dienen grotere stenen of flauwere taluds gebruikt te worden. Bijvoorbeeld 6-10 ton steen op een 1:2 helling.

## 9.8 Zettingen golfbreker

Het relevante deel van de ondergrond (de bovenste 10m tot 20m) bestaat op de meeste locaties voornamelijk uit zand. Dat zand kan losgepakt zijn. Op vele locaties zijn er tevens veenlagen, kleilagen en/of leemlagen. Ieder van die lagen heeft een dikte van hooguit enkele meters.

Om een idee te krijgen van de kruinzakking in de komende decennia/eeuw, zijn enige zéér globale berekeningen gemaakt met enige grondprofielen. Op basis daarvan wordt een zetting van 0,5m aangehouden.

## 9.9 Taludstabiliteit golfbreker

De (talud)stabiliteit van de golfbreker zal niet snel gevaar lopen. Misschien zal het nodig blijken op enige plaatsen, waar de bodemdiepte gering is, een slap klei- of veenlaagje van orde 1m dikte weg te baggeren. Maar dat zal geen merkbare invloed hebben op de totale hoeveelheid materiaal en werk. Belangrijker is de kans op taludinstabiliteit door verweking van het losgepakte zand. Dat kan op twee manieren plaatsvinden.

- Daar waar de bodem min of meer horizontaal ligt en op vrij geringe diepte, moet rekening gehouden worden met wateroverspanningsopbouw door cyclische golfbelasting tijdens een storm(pje) onder de buitenteen van de golfbreker. Als uit berekeningen blijkt dat dit tot taludinstabiliteit tijdens een incidenteel hoge golf kan leiden, zal het ontwerp aangepast moeten worden. Men kan het zand proberen te verdichten; men kan ook enige meters fijn zand vervangen door grof zand, waarna de natuur het verdichtingswerk doet. Een alternatief bestaat uit het flauwer maken van de buitenteen van de golfbreker. Ik zou in deze fase een post in de begroting opnemen die overeenkomt met 1000 euro/m voor 25% van de lengte van de golfbreker.

- Daar waar de vooroever van de golfbreker over een verticale afstand van meer dan 5m een steilere helling heeft dan 1:5 tot 1:10, dus met name daar waar de golfbreker langs een geul komt te liggen, bestaat de kans op een verwekingsvloeiing. Die kan optreden tijdens de bouw of na voltooiing van de golfbreker als erosie in de vooroever optreedt. Op die locaties zou de vooroever van te voren vastgelegd moeten worden met een taludverdediging (zinkstukken of steenbestorting) vanaf het diepste punt van de geul tot aan de teen van de golfbreker.

## 9.10 Tenslotte

De kern van de golfbreker kan voor een deel vervangen worden door het goedkopere (ondoorlatende) materiaal zand, eventueel aangebracht in de vorm van geocontainers. Dit materiaal kan niet te hoog aangebracht worden, omdat het anders de stabiliteit van de toplaag negatief kan beïnvloeden.

Gezien de grote onzekerheden in de ontwerpformules dient een ontwerp van de golfbreker geoptimaliseerd en geverifieerd te worden d.m.v. fysieke modellering.

### Referenties

Burcharth H.F., M. Kramer, A. Lambert, B. Zanuttigh (2006) Structural stability of detached low crested breakwaters Coastal Engineering 53 pp. 381 – 394

De Jong, R.J. (1996). Wave transmission at low-crested structures. Stability of tetrapods at front, crest and rear of a low-crested breakwater. M.Sc. thesis, Delft University of Technology.

Groeneweg (2004) HR Afsluitdijk H4879, rapport WL | Delft Hydraulics project nr. H4456

Van der Meer, J.W. (1998). Geometrical design of coastal structures. Infram publication Nr.2.

Van der Meer, J.W. (1988a). Rock slopes and gravel beaches under wave attack. Doctoral thesis. Delft University of Technology. Also: Delft Hydraulics Communication No. 396.

- Van Gent, M.R.A., A. Smale and C. Kuiper (2003). Stability of rock slopes with shallow foreshores. ASCE, Proc. Coastal Structures 2003, Portland.
- Van Gent, M.R.A. and B. Pozueta (2004). Rear-side stability of rubble mound structures. ASCE, Proc. ICCE 2004, Lisbon.
- WL | Delft Hydraulics (2007) Geavanceerde toetsing van steenbekleding op Afsluitdijk, project nr. H4879

## 10 Uitvoeringsaspecten en beheersmaatregelen

### 10.1 Inventarisatie uitvoeringsrisico's Afsluitdijk

Er is voor het in kaart brengen van de uitvoeringsrisico's uitgegaan van een hiervoor maatgevend profiel, t.w. een binnenwaartse versterking met een toelaatbaar overslagdebiet van 1 l/s/m, met de volgende kenmerken:

Buitentalud blijft op huidige locatie tot een niveau van NAP + 7,20 m taludhelling 1:3,7

Binnenwaartse versterking met:

Kruinhoogte NAP + 13, 86, d.w.z. aanvulling tot circa 9 m boven de huidige A7.

Binnentalud onder 1:2,5,

A7 op binnenberm op NAP +4,20 m, bermbreedte 40 m

Taludhelling binnenberm = circa 1:3, plasberm breedte 3,1 m op NAP niveau.

Onderwater Talud (IJsselmeer) circa 1;9

Indien er wordt uitgegaan van een lagere kruinhoogte en flauwere taludhellingen, dan zijn de risico's kleiner. Als er uitgegaan wordt van een toelaatbaar overslagdebiet van 10 l/s/m is de kruinhoogte substantieel lager (11,66 m) en is het gemakkelijker om de dijk aan te leggen.

#### 10.1.1 Kenmerken ondergrond:

Teneinde de risico's van lokaal slechtere bodemopbouw in beeld te krijgen is door FUGRO een toets uitgevoerd om te kijken of er slappe, cohesieve lagen voorkomen. Onderstaande bevindingen komen uit het FUGRO rapport (referentie [4]).

Over een groot deel van het geotechnische profiel worden aaneengesloten cohesieve lagen aangetroffen vanaf een diepte van ca. NAP -2,0 m. Deze lagen bevinden zich voornamelijk op trajecten van de Afsluitdijk waar ten tijde van de aanleg geulen lagen. Ten oosten van Breezanddijk (dijkpaal 16.0) komen deze lagen minder consistent voor en vormen ze eerder lenzen dan aaneengesloten lagen.

In het geotechnisch lenteprofiel worden bij dijkpaal 4.2-4.3, 21.5 en 24.0-25.5 geulen aangetroffen. De onderzijde betreft het niveau van aanleg van de afsluitdijk (bestektekening 25II boring 1 t/m 4, 14 boring 1 t/m 9).

Bij dijkpaal 21.5 is op beide raaien deze geul te onderscheiden in het lengteprofiel. De bestektekening 25IV en de profielen van de Spuisluizen ten westen van Kornwerderzand (tekeningen 5584134-04, en -05; in de profielen 3 en 5) tonen een vergelijkbaar profiel van de bodem. De diepte van de geul is aan de Waddenzeezijde minder dan aan de IJsselmeerzijde.

De kleilaag die over het algemeen als matig vast, siltig, licht humeus, zandig wordt omschreven veroorzaakt naar verwachting een beperkte restzetting. Uit het boek Een halve eeuw Zuiderzeewerken (referentie [6]) blijkt dat de restzetting van de dijk kruin in de periode 1934-1960 zeer beperkt was (max. enkele decimeters). Er zijn aanwijzingen dat er hier en daar humeuze lagen aanwezig zijn. Deze hebben een beperkte dikte (orde 1m) en hebben weinig invloed. Er is bij de bouw veel gebruik gemaakt van keileem, welke naar verwachting weinig zetting zal veroorzaken.

#### 10.1.2 Ophogen berm

##### *Werkwijze en zetting*

Begonnen zal worden met het aanbrengen van de berm waar uiteindelijk de rijksweg op komt te liggen. Gezien het dwarsprofiel moet zeer veel zand worden aangevoerd. Alleen al het

aanbrengen van het bermlichaam waarop uiteindelijk de weg komt te liggen betreft een ophoging van ruim 7 m waarvan het eerste deel onderwater moet worden aangebracht. Dit kan door opspuiten gebeuren. Dit kan voor het onderwater deel op twee manieren afhankelijk van de situatie. De eerste manier is door middel van perskaden. Deze kunnen van Grauwacke of een ander soort gesteente worden gemaakt en mogelijk van Geocontainers. Een tweede mogelijkheid is het opspuiten als pannenkoek, waarbij het zand direct onder een relatief flauwe talud uitvloeit.

Welke techniek het meest geschikt is, is afhankelijk van de aanwezigheid van slappe slibachtige toplagen aan de IJsselmeerkant. Dit dient onderzocht te worden. Voordeel perskade is dat de zandhoeveelheden beter in de hand te houden zijn dan met de pannenkoek techniek.

#### *Rest en bouwfase zetting*

Verwacht wordt dat de samendrukking van de wadzandlagen relatief snel in de tijd zal optreden. Bij de aanwezigheid van humeuze kleilagen kan dit tegenvallen en dient rekening te worden gehouden met een langere bouwtijd, of zettingsversnellende maatregelen. Het is hierbij nuttig om te kijken naar de ervaringen uit het verleden, want daar waar de restzetting van de afsluitdijk relatief groot is zullen humeuze kleilagen aanwezig zijn, wanneer de restzetting gering is zullen er overwegend wadzandafzettingen onder de dijk liggen. Afhankelijk van het grondonderzoek, archiefgegevens en de zettinganalyses dient bepaald te worden of er een vorm van drainage dient te worden toegepast om de restzetting van met name de A7 te beperken. Deze drainage kan worden geïnstalleerd wanneer de ophoging op NAP ligt. De diepte tot waar deze drainage moet worden aangebracht dient afhankelijk te worden gesteld van de (rest)zetting die toelaatbaar wordt geacht, waarbij ook de stijghoogte in de wadzandlagen en dergelijke dient te worden beschouwd. Risico bij het aanleggen van drains is het door de drains eventueel verbinden van verschillende watervoerende pakketten die nu van elkaar gescheiden zijn.

#### *Bouwzetting op de huidige A7*

Met name de ophoging aan de binnenzijde heeft invloed op de A7. De zettingen die zullen gaan optreden kunnen ook zakking van de A7 veroorzaken. Dit kan deels worden voorkomen door niet direct tot op het huidige binnentalud op te hogen maar hier vandaan te blijven en later wanneer de weg op de berm ligt aan te vullen. Dit is natuurlijk afhankelijk van de verwachte zettingen

Het binnentalud moet in de uitvoeringsfase beschermd worden tegen erosie vanuit het IJsselmeer.

De destijds op het zand aangebrachte (keileemlaag) kleilaag die onder de huidige binnentalud bescherming ligt dient eerst te worden verwijderd. Op het binnentalud dient wederom klei te worden teruggebracht van EBC 1. Voor dat deel waar een grasmat op komt dient een max lutumgehalte van 40 % te gelden.

#### *Verwijderen klei/keileem afdekking bermtalud huidige dijk*

Het verwijderen van deze laag dient te gebeuren in de situatie dat de A7 nog op de huidige locatie ligt omdat anders de berm niet kan worden aangebracht. Aandachtspunt is de stabiliteit van de ontgravingen in relatie tot de weg.

Opgemerkt wordt dat de werkzaamheden aan de binnenberm het waterkerende vermogen van de dijk beïnvloeden omdat de bekleding dient te worden verwijderd. Dit kan gecompenseerd worden door maatregelen op te nemen in de uitvoeringsfase om erosie en aantasting door hoog binnenwater te voorkomen. Aanvullende maatregelen zullen nodig zijn wanneer ook in het gesloten seizoen wordt gewerkt. Gezien de hoeveelheden zand die nodig zijn wordt dit wel aanbevolen.



### 10.1.3 Ophogen dijklichaam

Nu de berm is aangebracht kan verder worden gegaan met het dijklichaam

#### *Zetting bouwfase*

Nadat de berm is aangebracht en afgewerkt, kan worden begonnen met de dijkverhoging. Omdat deze dijkverhoging geheel boven de A7 ligt, zullen alle zettingen die optreden hier leiden tot enige zakking van de dan inmiddels verlegde A7. Dit leidt tot extra onderhoud in de bouwfase (kwantificeren afhankelijk van de zettingberekeningen).

Er zijn ervaringen met dijkversterkingen bij Breezanddijk en tussen Kornwederzand en de Friese kust (totaal 5 km). Hierbij is de weg verlegd. Er zijn geen bijzondere problemen bij uitvoering en geen noemenswaardige restzettingen opgetreden.

Uit het boek "Een halve eeuw Zuiderzeewerken (zie figuur 37 uit ref. [6]), volgt dat de restzettingen tussen 1934 en 1960 klein zijn, met als maximum 25 cm tussen km 6 en km 12.

Het aanbrengen van dit zandlichaam kan in den droge of in den natte.

#### *Compenseren meer restzetting dan verwacht*

De taludhelling van 1:2,5 gecombineerd met een kruinbreedte van 2,0 m kan, wanneer blijkt dat de restzettingen groter worden problemen geven met het opzetten van het talud teneinde de juiste, bij de ontwerpduur behorende kruinhoogte te bereiken. Dit kan worden verholpen door het binnentalud te verflauwen van 1:2,5 naar 1:3.

#### *Verwijderen kleibekleding kruin en binnentalud en terugbrengen nieuwe bekleding*

De klei en keileemlaag op de kruin en het huidige binnentalud dient te worden verwijderd, wat alleen in het open seizoen mag. Daarna kan de nieuwe buitentaludbekleding worden aangebracht op de verhoogde dijk. Aandachtspunt is dat voor het stormseizoen het buitentalud wederom sterk genoeg moet zijn voor een stormaanval behorende bij een hoogwaterstand die voor de uitvoeringsfase maatgevend is. Gezien de omvang van de werkzaamheden dient dit goed te worden gefaseerd zodat de dijk te allen tijde voldoende erosiebestendig is.

#### *Stabiliteit in de bouwfase*

Verwacht wordt dat het risico op instabiliteit van de ophoging als gevolg van hogere waterspanningen in de diepere ondergrond door de aanwezigheid van wadzandlagen en het robuuste profiel niet maatgevend zal zijn voor het ophogen van de dijk, mogelijk wel voor de binnenberm. Verwacht wordt echter wel dat dit risico met beperkte inzet van tijd en geld is af te dekken door monitoring en ophoofasering.

#### *bereikbaarheid*

Gezien de lengte en steilheid van het binnentalud in combinatie met de smalle kruin is inspectie tijdens hoogwater een probleem. Ook reparatie locaties op het buitentalud zijn hierdoor lastig bereikbaar. Een mogelijke oplossing is het verbreden van de kruin naar 3 m.

#### *Verdroging talud*

Het talud op de buitenzijde zal gedurende grote delen van het jaar hoog en droog liggen. De zandkern van de dijk zal evenmin goed het water kunnen vasthouden, waardoor de bekleding kan gaan scheuren door verdroging, waardoor er alsnog een relatief open structuur kan ontstaan en het water eenvoudig kan infiltreren. Door de kleibekleding dikker te maken kan dit deels worden voorkomen. De kleilaag dient homogeen van samenstelling te zijn.

Aandachtspunt is dat het water wat in de dijk kan infiltreren in ieder geval naar binnen toe kan wegstromen. Ten gevolge van de dijkversterking mag er geen zandscheg ontstaan, die snel kan vollopen met water.

#### *Aanbrengen kleiafdekking*

De binnentaludhelling in zand is met 1:2,5 steil. Eerst wordt er een zandkern aangelegd. Het aanbrengen en verdichten van een kleibekleding op dit talud verdient extra aandacht en zal in het horizontale vlak moeten worden verdicht. Zeker bij een toelaatbaar debiet van 1 liter geldt dat voor dit deel van het talud het lutumgehalte van de EBC 1 klei tot een max van 40% dient te worden beperkt. Dit omdat het gras anders niet goed kan groeien. Het talud dient te worden ingekast om de kleibekleding goed aan te sluiten en om een recht afschuifvlak te vermijden.

## **10.2 Beheersmaatregelen**

Monitoring van zettingen en waterspanningen, te beginnen tijdens aanleg, is gewenst.

Ook de stabiliteit van het talud van de binnenberm moet worden gemonitord.

Bij grotere hoeveelheden overslag, is bescherming tegen erosie van de overgang van dijk naar de weg en bescherming van de (tussen)bermen ook nodig, naast het beschermen van kruin en binnentalud.

# 11 Beschouwing varianten

## 11.1 Algemeen

De 5 onderzochte varianten zijn in principe technisch haalbaar, uitgaande van een passende geometrie en indien er voldoende maatregelen worden genomen om de stabiliteit en erosiebestendigheid van de taluds te garanderen. Met name de buitenwaartse stabiliteit is een probleem en het toelaten van grotere overslagdebieten vereist extra aandacht. De belangrijkste versterkingsalternatieven zijn uitgetekend (zie bijlage 2).

Hieronder volgt een overzicht van de conclusies t.a.v. (geo)technische veiligheidsrisico's per versterkingsalternatief, en conclusies t.a.v. overige aspecten, zoals uitvoering, beheer en onderhoud, ruimtebeslag, medefuncties.

In het algemeen wordt voor de verschillende varianten aanbevolen de hoeveelheid overslag niet groter te laten worden dan 10 l/s/m indien men uitgaat van een grasbekleding. Tevens is een toets op afschuiving noodzakelijk, omdat er bij een gemiddeld overslagdebiet van 10 l/s/m voor een aanzienlijk deel van de tijd water infiltreert in taluds en kruin (volgt uit de tot nu toe uitgevoerde overslagproeven op vergelijkbare locaties, zie ook par. 3.3). Dit betekent dat het huidige profiel niet zonder meer overslagbestendig gemaakt kan worden, omdat daar nu onder ontwerpcondities 566 l/s/m overslaat.

In deze studie is er geen calculatie gemaakt van de kosten per versterkingsalternatief. De kosten zijn daarom in deze beschouwing niet meegenomen. Ook wordt niet ingegaan op ruimtelijke kwaliteit.

## 11.2 Binnenwaartse versterking

Bij een binnenwaartse versterking blijft de locatie van de buitenteen gelijk en wordt de Afsluitdijk verbreed richting het IJsselmeer. De binnenberm met daarop de rijksweg moet worden verplaatst richting het IJsselmeer. De mate van verplaatsing hangt af van het gekozen toelaatbaar overslagdebiet en de keuze voor een eventuele extra buitenberm. Door de aanleg van een buitenberm neemt de golfoploop af en kan worden volstaan met een lagere kruinhoogte. Voordeel van een buitenberm is dat hierop een onderhoudspad annex fietspad kan worden aangelegd.

De weerstand tegen piping bij een binnenwaartse versterking is in voldoende mate gegarandeerd. De binnenwaartse stabiliteit en microstabiliteit van het binnentalud hangen af van de freatische lijn (grondwaterstand) in de Afsluitdijk. Met name bij een steil talud (1:2,5) dient rekening te worden gehouden met extra maatregelen om hoge waterspanningen in de waterkering te voorkomen. In bijlage 3 is aangegeven dat een binnenwaartse versterking met een binnentaludhelling van 1:2,5 vaak niet stabiel is.

Aanbevolen wordt om minimaal een binnentalud van 1:3 en indien mogelijk flauwer toe te passen. Tevens wordt aanbevolen de versterking in zand uit te voeren, om zodoende de freatische lijn ten tijde van infiltratie laag te houden. Naar verwachting kan met aanvullend onderzoek worden aangetoond dat de binnenwaartse stabiliteit bij een talud van 1:3 voldoende is. Aangezien de invloed van de ligging van de freatische lijn groot is, moet worden nagegaan of het verloop van deze lijn mag worden verondersteld tussen buiten- en binnenwaterstand. Indien de freatische lijn hoger ligt is het niet zeker dat het binnentalud stabiel is (zie bijlage 3, tabel 5).

Groot voordeel van een binnenwaartse versterking is het feit dat de bestaande buitenbekleding, mits deze voldoende sterk is bij ontwerpvoorwaarden, niet hoeft te worden vervangen en de keileem als slecht doorlatende bekleding op zijn plaats blijft. Het grote nadeel van de variant is

dat de rijksweg op de binnenberm opschuift. De rijksweg komt (gedeeltelijk) op een nieuwe aardebaan te liggen. Hierdoor zouden ook op lange termijn grotere zettingen van de aardebaan kunnen optreden. Indien de rijksweg gedeeltelijk op de huidige berm blijft liggen bestaat gevaar voor grote zettingsverschillen in dwarsrichting en daardoor meer (groot) onderhoud van de rijksweg A7. Uit ervaringen met dijkversterkingsprojecten over 5 km dijk bij Breezanddijk en tussen Kornwederzand en de Friese kust blijkt dat hier de zettingen niet noemenswaard waren. Echter de ondergrondopbouw is sterk variabel en dit moet voor de andere dijkstrekkings worden meegenomen. Voordeel van de binnenwaartse versterking is dat een verbetering van de rijksweg overeenkomstig de huidige richtlijnen 'gemakkelijk' kan worden meegenomen.

Voordeel van gebruik van een buitenberm is dat deze ook gebruikt kan worden als inspectie / onderhoudsweg + fietspad. Tijdens extreme omstandigheden kan deze weg niet meer worden gebruikt. Onder deze extreme omstandigheden zou de dijk mogelijk ook niet meer vanaf de binnenzijde kunnen worden geïnspecteerd. Voor het binnenwaarts realiseren van een buitenberm moet het topje van de bestaande Afsluitdijk wordt afgegraven, wat inhoudt dat dit buiten het stormseizoen moet geschieden.

Nadeel van de binnenwaartse versterking ten opzichte van de variant 'overslagbestendige dijk' is het aanzienlijke ruimtebeslag van de dijk. Voordeel is dat 5 km van de Afsluitdijk in het verleden al verbreed is en dat hierbij kan worden aangesloten.

### 11.3 Buitenwaartse versterking

Bij een buitenwaartse versterking blijft de huidige rijksweg op zijn plaats liggen en wordt de Afsluitdijk richting de Waddenzee versterkt. De versterking bestaat uit het verhogen van de kruin, verflauwen van het binnentalud en eventueel aanbrengen van een buitenberm.

De aspecten rondom binnenwaartse stabiliteit, piping en microstabiliteit die bij de binnenwaartse versterking zijn vermeld, gelden ook voor de buitenwaartse versterking. Aanbevolen wordt het binnentalud te verflauwen tot minimaal een taludhelling van 1:3 en bij hogere overslagdebieten flauwer. De keuze van de helling van het binnentalud bij hogere overslagdebieten is sterk afhankelijk van de ligging van de freatische lijn en dient te worden onderzocht. Aanbevolen wordt een optimale vorm van het buitentalud te onderzoeken. Verwacht wordt dat bij nader onderzoek naar de grondopbouw de huidige taludhelling net stabiel is. Met een geringe inspanning kan door optimalisatie van de vorm van het buitentalud de buitenwaartse stabiliteit worden verhoogd, dus dit geeft meer veiligheid. Ook hier wordt aanbevolen de versterking van de dijk kern in zand uit te voeren, om zo de freatische lijn ten tijde van infiltratie laag te houden.

Groot voordeel van een buitenwaartse versterking is dat de A7 op zijn huidige locatie blijft liggen. Indien de kruinhoogte wordt verhoogd zal de A7 aan de tuimeldijkzijde enigszins met de verhoogde dijk meezakken. Indien het binnentalud wordt verflauwd worden deze zettingen verder gereduceerd. Verbetering van de A7 bij een buitenwaartse versterking is lastig omdat dan een deel van de bestaande tuimeldijk moet worden afgegraven. Ander voordeel van een buitenwaartse versterking is dat de buitenzijde van de dijk optimaal kan worden gedimensioneerd. Daar tegenover staat dat de gunstige eigenschappen van de huidige keileemkern niet optimaal worden benut, omdat deze dan niet meer aan de buitenzijde van de dijk ligt.

Nadeel van de buitenwaartse versterking is dat het voorland op sommige locaties dieper komt te liggen waardoor de buitenwaartse stabiliteit daalt. Ook ontstaat meer risico voor een instabiliteit van het voorland (zettingsvloeiing). Dit kan worden tegengegaan door bijvoorbeeld een bestorting aan te brengen.

Ander nadeel van de buitenwaartse versterking ten opzichte van de variant 'overslagbestendige dijk' is het aanzienlijke ruimtebeslag van de dijk aan de Waddenzeezijde.

Tenslotte zullen de werkzaamheden voor een buitenwaartse versterking grotendeels buiten het stormseizoen moeten plaatsvinden. Dit leidt tot een langere uitvoeringsduur ten opzichte van de overige alternatieven.

## 11.4 Overslag bestendig maken van huidig profiel

Het overslag bestendig maken van het huidige profiel, zonder extra voorzieningen om de golfaanval te reduceren lijkt niet haalbaar. Haalbaar lijkt het voorkomen van erosie van de bekleding, niet haalbaar lijkt het waarborgen van de stabiliteit. Dit is zo omdat er onder ontwerp omstandigheden een zeer grote overslag (566 l/s/m) optreedt, met als gevolg een grote infiltratie en daardoor oplopen van de freatische lijn tot ontoelaatbare hoogte. Het overslag bestendig maken zal gepaard moeten gaan met een binnenwaartse of buitenwaartse versterking waarbij het binnentalud wordt verflauwd tot tenminste 1:3. Dit zal ten koste gaan van het huidige fietspad.

Als hierbij wordt uitgegaan van een grasbekleding, zijn overslagdebieten van 10 l/s/m qua erosiebestendigheid toelaatbaar. Onderzocht moet worden of t.g.v. infiltratie het talud kan afschuiven.

Tevens kunnen mogelijkheden om de infiltratie bij grote debieten te beperken worden onderzocht, bijvoorbeeld door het aanbrengen van een ondoorlatende waterbouw asfaltbeton bekleding. Aangezien de binnentaluds steil zijn is het aanbrengen van deze asfaltbekleding niet eenvoudig. Tevens is daardoor deze bekleding moeilijk te berijden t.b.v. inspectie en onderhoud. Als de overslag voldoende beperkt kan worden, en zo de freatische lijn lineair verloopt tussen buiten- en binnenwaterstand dan is het binnentalud van het huidige profiel stabiel, echter het buitentalud niet. De eigenschappen van de keileemkern zouden misschien gunstig genoeg kunnen zijn, zodat de buitenwaartse stabiliteit toch goed is.

De delen van de Afsluitdijk met steilere binnentaluds dan 1:2,5 zijn naar verwachting ook bij een lineaire freatische lijn niet stabiel.

De overgangen tussen de diverse bekledingstypen en de bermen bij fietspad en weg op binnenberm moeten beschermd worden tegen erosie. Uit proeven blijkt dat onder aan het talud bij de overgang naar de binnenberm daar juist de grootste schade optreedt.

## 11.5 Huidig profiel met verhoogd voorland

Het is mogelijk om de Afsluitdijk met behulp van een zachte sediment (te weten zand) aanvulling dusdanig te versterken dat de dijk bestand is tegen een 1/10.000 ste conditie met een waterstand van 6m NAP, een golfhoogte van 3,5m en een golfpiek periode van 8,1 seconde. De golfhoogte die bij de teen van de dijk onder die omstandigheden optreedt is kleiner dan 1m (bijbehorende overslag is 10 l/s/m en voorlandhoogte van 4,25 m +NAP) of indien gewenst kleiner dan 0,75 m (behorende overslag is 1 l/s/m en voorlandhoogte 5 m +NAP). Bij de bepaling van de golfhoogte bij de teen van de dijk is rekening gehouden met de tijdens de storm afgeslagen hoeveelheid sediment (bestaande uit zand). De golfhoogte is berekend met behulp van overgebleven profiel na de storm.

Hierbij moet worden opgemerkt dat de bestaande dijk hierbij overslagbestendig moet worden gemaakt (ook voor 1 l/s/m en 10 l/s/m), zie voorgaande paragraaf. Dit betekent dat het binnentalud moet worden verflauwd naar 1:3 en het fietspad moet wijken en dus verplaatst moet worden naar het voorland.

T.a.v. de stabiliteit van het buitentalud kan gesteld worden dat het voorland er nu voor zorgt dat deze voldoende is.

De versterkingsvariant met verhoogd voorland heeft een groot ruimtebeslag (basis van voorland+dijk = 1051m breed voor profiel 2, zie bijlage 2 met tekening), maar hier wordt wel beoogd ecologische meerwaarde te creëren. T.b.v. de aanleg moet veel zand worden aangevoerd (voor profiel 2 is dit 57,64 Mm<sup>3</sup>), wat lokaal niet zonder meer voorhanden is. Aanbevolen wordt om het verhoogde voorland uit te breiden met een lager gelegen kwelder,

welke ecologische meerwaarde heeft, maar ook voorziet in een extra zandbuffer bij golfaanval onder reguliere omstandigheden. Of deze voorlandconstructie goed inpasbaar zal zijn in het natuurgebied van de Waddenzee moet worden nagegaan. Er zullen ingrijpende veranderingen, ook in morfologie en stromingspatronen optreden. Er is aanzienlijk meer grondverzet dan bij de traditionele dijkversterkingsvarianten.

Weglating van de kwelder kan eveneens tot een veilig ontwerp leiden, waarbij de hoogte van het hoge gedeelte dan op 5,5 meter boven NAP gelegd is. De resterende golfhoogte is in dit geval ongeveer een have meter (0,38) en is een criterium van minder dan 1l/s haalbaar. In dit geval is vanwege de dagelijkse erosie wel een bescherming nodig tussen -2 en +2 m NAP. In het geval met een kwelder is deze bescherming niet nodig.

## 11.6 Huidig profiel met golfbrekers op het wad

De vereiste reductie in golfcondities kan worden bereikt door een golfbreker op 500 m uit de dijk aan te leggen.

De constructie heeft een grote kruinhoogte nodig (8,5 m voor 1 l/s/m en 7,7 m voor 10 l/s/m) en steekt ver boven het waterniveau uit en voor een toelaatbaar overslagdebiet van 1 l/s/m zelfs boven de Afsluitdijk uit. Gezien de bodemgesteldheid, kan naar verwachting een dergelijke constructie zonder veel problemen worden aangelegd, waarbij er wel lokaal moet worden getoetst op het optreden van zettingsvloeiing en ontoelaatbare erosie.

Een wens bij het ontwerpen van een 'low crested' golfbreker was om hem onder de waterspiegel te plaatsen. Dit zou geen horizonvervuiling tot gevolg hebben.

Dit alternatief is niet haalbaar gezien de hoge ontwerpwaterstand van 6m +NAP, waardoor onder maatgevende omstandigheden de golfhoogte niet genoeg afneemt, ook al is de golfbreker zeer breed.

Het is wel mogelijk dat de kruin enigszins lager en breder aangelegd wordt, met behoud van z'n werking, maar dan wel boven het waterniveau uitsteekt. Indien gekozen wordt voor dit versterkingsalternatief kan dit nader worden uitgewerkt.

Hierbij moet worden opgemerkt dat de bestaande dijk hierbij overslagbestendig moet worden gemaakt (ook voor 1l/s/m en 10 l/s/m), zie voorgaande paragraaf. Dit betekent dat het binnentalud moet worden verflauwd naar 1:3 en het fietspad moet wijken en dus verplaatst moet worden.

De versterkingsvariant met golfbrekers op het wad (500 m uit de dijk) geeft een aanzienlijk ruimtebeslag, omdat er een "tweede dijk" van aanzienlijke hoogte op het wad moet worden gebouwd. De luwe zone achter de golfbreker en de stenen van de golfbreker zelf zijn mogelijk ecologisch interessant. Echter, de aanleg van deze grote constructie in het natuurgebied van de Waddenzee kan ook veel weerstand oproepen. Hier is verder niet naar gekeken.

Er zullen ingrijpende veranderingen, ook in morfologie en stromingspatronen optreden. Dit is een potentieel risico.

Inspectie van de staat van de golfbreker is goed mogelijk vanaf het water. De bij een storm meest aangevallen delen van de golfbrekers liggen onder normale omstandigheden boven water. De lagere delen van de golfbrekeres kunnen bij hoog water met behulp van bijvoorbeeld een (multibeam) echolood gepeild worden. Zaken als ontgrondingskuilen, aantallen verplaatste stenen en de staat van de steen dienen (met name na stormen) te worden gecontroleerd, net als bij alle waterkeringen gebeurt.

Als echter uit inspectie blijkt dat de golfbrekers niet (meer) voldoen, dan is onderhoud van de golfbrekers relatief duur door het feit dat de golfbrekers los liggen van het land. De onderhoudsfrequentie wordt uiteraard verkleind als het ontwerp sterker wordt gemaakt. Hiervoor zal het gewenste schadeniveau voor het ontwerp strenger gekozen dienen te worden. De

golfbrekers zijn nu ontworpen op een 'gemiddelde schade' criterium. Als dit wordt vervangen door een 'geen schade' criterium dan zal het benodigde onderhoud afnemen.

## 11.7 Overwegingen ter beoordeling van de alternatieven

Hoewel de alternatieven technisch haalbaar lijken, is er vooral voor de overslag bestendige dijk veel extra onderzoek nodig. Het onderzoeksprogramma Sterkte en Belasting Waterkeren voorziet in het doen van dit onderzoek, o.m. door het uitvoeren van infiltratie- en golfoverslag proeven op een aantal dijkvakken in Nederland. Ook voor lagere overslag debieten van orde 1 l/s/m moet nog worden aangetoond dat de stabiliteit van de bekleding op het binnentalud goed is. Dit betekent dat voor alle 5 varianten moet worden nagegaan of de binnentaludbekleding voldoende stabiel is.

De stabiliteit van het buitentalud, zoals hier berekend, is vaak onvoldoende. Nader onderzoek naar de sterkte van de keileem in de dijkkern en van de ondergrond kan leiden tot een aanscherping en mogelijk een verbetering van de berekende buitenwaartse stabiliteit van de bestaande dijk. In geval van een grote infiltratie kan de dijk volledig verzadigd raken. Bij een volledig verzadigde dijk zijn alle hier onderzochte taluds instabiel. Tevens kan nader onderzoek naar de positie van de freatische lijn onder ontwerpcondities een aanscherping van de berekende stabiliteit geven. Bij lagere overslag debieten wordt verwacht dat er winst is te behalen.

Combinaties van de 5 versterkingsvarianten zijn denkbaar, maar zijn hier niet uitgewerkt. Als bijvoorbeeld aangetoond kan worden dat een overslagdebiet van 10 l/s/m toelaatbaar is, dan geeft dit een aanzienlijke besparing op kruinhoogte van de dijk (circa 2 m), hoogte golfbreker (circa 1m), en hoogte voorland (circa 0,5 m).

Voor alle dijkversterkingsalternatieven is het in min- of meerdere mate nodig om het bestaande dijkprofiel te wijzigen (verhoging en/of verflauwing van taluds). Ook voor de variant "overslagbestendige dijk" kan de versterking niet binnen het bestaande profiel worden plaatsvinden.

Met de noodzaak tot profielwijziging ligt er een uitdaging voor het combineren met andere wensen, zoals het aanleggen van een onderhoudsweg, optimalisatie van de fietsverbinding of impuls voor natuur, ecologie.





## 12 Aanbevelingen voor nader onderzoek

Hoewel de alternatieven onder voorwaarden technisch haalbaar lijken, is er vooral voor de overslag bestendige dijk veel extra onderzoek nodig.

Indien serieus wordt overwogen om grote hoeveelheden overslag toe te staan dienen infiltratie- en overslagproeven te worden uitgevoerd. Omdat de voorbereiding van deze proeven veel tijd kost, wordt aanbevolen deze proeven in vroeg stadium uit te voeren.

Het onderzoeksprogramma Sterkte en Belasting Waterkeren voorziet in het doen van dit onderzoek, o.m. door het uitvoeren van infiltratie- en golfoverslag proeven op diverse dijkvakken in Nederland. Ook voor lagere overslag debieten van orde 1 l/s/m moet nog worden aangetoond dat de stabiliteit van de bekleding op het binnentalud goed is. Dit betekent dat voor alle 5 hier onderzochte varianten moet worden nagegaan of de binnentaludbekleding voldoende stabiel is.

Een volledige probabilistische analyse van de onzekerheden is gewenst bij het uitwerken van het definitief ontwerp. Er moet o.m. worden nagegaan of de hier gehanteerde schematisatiefactor voldoet. Deze factor is afhankelijk van de gevoeligheid van het ontwerp voor variaties in de schematisatie van de ondergrond en waterspanningen. Tevens is de nauwkeurigheid van de schematisaties van belang.

In de langsrichting van de dijk is van een uniforme belasting uitgegaan. In werkelijkheid is de waterstand en golfbelasting variabel langs de dijk. In het vervolgtraject zullen deze variabele belastingen moeten worden berekend.

Een onzekerheidsanalyse van de belasting is nodig om na te gaan of de robuustheidstoets gelijk nul, zoals hier aangenomen, kan blijven. Een lage robuustheidstoets leidt tot een minder 'zwaar' en dus goedkoper ontwerp.

De in onderhavige studie verkregen uitkomsten zijn niet de meest conservatieve en er is een kans dat in een latere fase van het project een minder gunstige uitkomst volgt voor een aantal versterkingsalternatieven, afhankelijk van o.m. de bodemopbouw per tracé.

Voor een onzekerheidsanalyse van de ondergrond is nader grondonderzoek, incl. laboratoriumproeven, gewenst ten behoeve van het maken van het voorontwerp. Dit omdat er weinig gegevens over de opbouw en eigenschappen van de ondergrond voorhanden zijn. Op dit moment zijn vooral sonderingen door de kruin van de dijk uitgevoerd.

De omvang van dit grondonderzoek moet systematisch in samenwerking met een geoloog worden vastgesteld. Begonnen kan worden met een beperkt onderzoek, bestaande uit het uitvoeren van een aantal sonderingen en boringen, het bepalen van de sterkte eigenschappen van de keileem(kern) en keileem/klei bekleding en het uitvoeren van een check op specifieke locaties op het aanwezig zijn van cohesieve lagen met geringe sterkte, zoals veen en humeuze klei. Bij het uitvoeren van sonderingen en boringen wordt aanbevolen deze ook onder de binnenberm en op het water uit te voeren. Op dit moment is vooral informatie onder de kruin van de bestaande dijk bekend.

Vervolgens kan met de nieuwe inzichten uit het aanvullend onderzoek een gevoeligheidsanalyse voor de maatgevende bezwijkmechanismen worden uitgevoerd voor de diverse ontwerp varianten. Op basis hiervan kan besloten worden tot uitgebreider onderzoek. Bij het uitwerken van de voorkeursvariant dienen ook de minder maatgevende mechanismen nader te worden onderzocht.

Het plaatsen van peilbuizen en waterspanningsopnemers en deze monitoren, met name tijdens het optreden van (extreem) hoog water, is nodig. Het maken van (tijdsafhankelijke) grondwaterstromingsberekeningen is nodig om te komen tot een realistische schematisatie van de waterspanningen. Deze berekeningen kunnen worden geverifieerd door gebruik te maken van waterspanningsmetingen.

Uit het hierboven genoemde grondonderzoek moeten ook realistische waarden volgen voor o.m. de te hanteren doorlatendheden.

Voor variant 5 is het optimaliseren van de vorm van het voorland een verder punt van aandacht, aangezien de hoeveelheid overslag zeer gevoelig is voor de voorlandhoogte, de breedte voldoende moet zijn (orde de golflengte aan de bovenzijde) en het talud niet te steil mag zijn.

De hier gepresenteerde resultaten t.a.v. de dijkversterking met verhoogd voorland betreft een aantal indicatieve berekeningen. Een gevoeligheidsonderzoek en verdere optimalisatie zijn nog nodig. In langsrichting van de dijk is van een uniforme belasting uitgegaan. In werkelijkheid is de waterstand en golf belasting variabel langs de dijk. In het vervolgtraject zal hiermee rekening moeten worden gehouden. Eer een dergelijk ontwerp in uitvoering genomen wordt, is verdere onderbouwing middels gootproeven gewenst. Het gebruikte XBeach model is nog volop in ontwikkeling en nog niet gevalideerd.

Voor variant 6 dient ten behoeve van het verder optimaliseren en verifiëren van het golfbrekerontwerp modelonderzoek te worden gedaan. Vooral de dimensionering van de gaten in de golfbrekers is onzeker en dient in een 3D opstelling bepaald te worden. Het is ook aan te bevelen om te bepalen hoe na een ontwerpstorm de golfreducerende werking van de golfbreker beïnvloed is.

In de rapportage "Autonome morfologische ontwikkeling westelijke Waddenzee", Rapport RIKZ/2004.021, juli 2003, staat dat de Doove Balg in de komende 50 jaar ruwweg haar positie zal behouden. Dit kan veranderen als basis referentie varianten 5 of 6 worden uitgevoerd, waardoor de stroming in de Waddenzee wezenlijk anders wordt. Aanbevolen wordt om dit risico indien gekozen wordt voor deze varianten nader te onderzoeken.

Voor alternatieven 1, 2 en 3 wordt aanbevolen om de sterkte van de buitentaludbekleding onder ontwerpbelasting te bepalen. Tevens kan voor alle alternatieven onderzocht worden of een ruwere buitentaludbekleding gewenst is. Vergroting van de ruwheid kan een flinke reductie van de kruinhoogte opleveren (zie hoofdstuk 5).

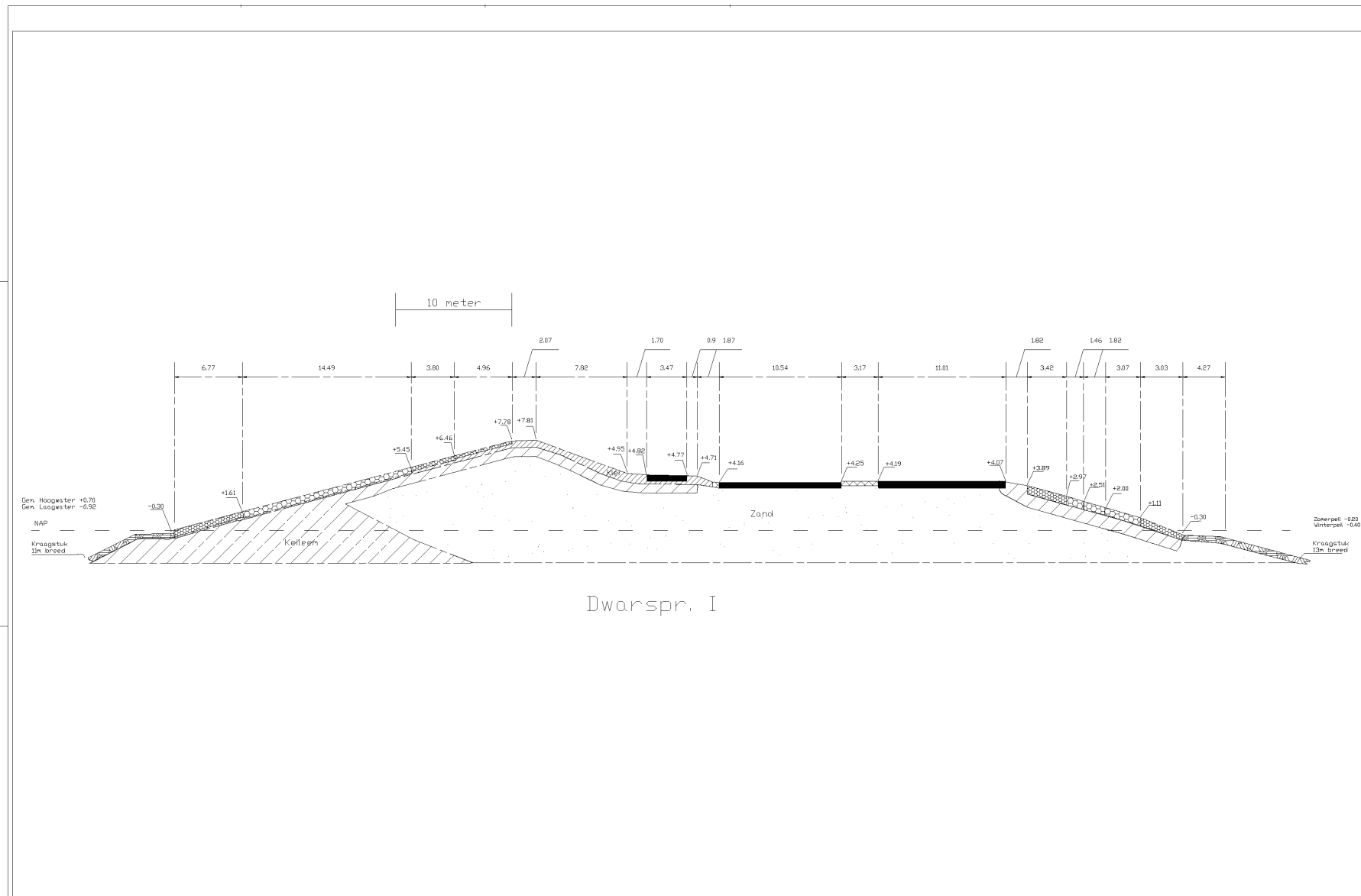
# Literatuurlijst

Uitwerking van de basisvarianten is gedaan volgens de diverse richtlijnen en leidraden van het Expertise Netwerk Waterkeringen (ENW). Voor de uitwerking is ook gebruik gemaakt van de volgende informatie:

- [1] Integrale Verkenning Afsluitdijk, Witteveen+Bos, 18 december 2006, RW1595-1/doea/015.
- [2] Programma van eisen basisfunctionaliteit. Memo van H.J. Regeling aan Projectteam verbetering Afsluitdijk, 29 januari 2008.
- [3] Veiligheidstoetsing Afsluitdijk 2005, DHV Ruimte en Mobiliteit BV, september 2005, W3530-01.001.
- [4] Geotechnische schematisatie Afsluitdijk, Fugro Ingenieursbureau B.V., 26 mei 2008, 1207-0127-000.
- [5] Echolodngen IJsselmeer en Waddenzee, Waterbodemaarten, landkaart in DWG-formaat, Reg. Nr. 20070135.
- [6] Een halve eeuw Zuiderzeewerken, prof.dr.ir. J. Th. Thijsse, 1972.
- [7] Rijkswaterstaat. Directie Zuiderzeewerken, Stabiliteitsonderzoek Afsluitdijk, GeoDelft archief, oktober 1987, CO-287540/27.

De hoofdstukken op deelaspecten uit dit rapport bevatten nog verwijzingen naar diverse andere bronnen.

# Bijlage 1    Profiel dijklichaam (uitgangspunt)



Deltoreg		Project: 432660-0007 v02		Datum: 2008-01-21	
Afdeling: 100-00000		Taal: NL		Blad: 1 van 1	
PROFIEL I		Bla. 00000		A2	

## Bijlage 2 Tekeningen versterkingsvarianten

Variant versterking	Kenmerken: representatieve raai, debiet, kruinbreedte, binnentalud, bodem Waddenzeezijde, buitenbermbreedte (*)	Blad + volgnummer (*) = bijgevoegd is artist impression
Binnenwaarts	raai2, 1 l/s/m, 2m, 1:2.5, -3 m NAP	Bijl. 4, 1
idem	raai2, 1 l/s/m, 3m, 1:3, -3 m NAP	Bijl. 4, 2 (*)
idem	raai 6, 1 l/s/m, 3m, 1:3, -9 m NAP	Bijl. 4, 3
idem	raai 2, 1 l/s/m, 3m, 1:3, -3 m NAP, bermbreedte 10m	Bijl. 5, 1
idem	raai 2, 10 l/s/m, 2m, 1:2.5, -3 m NAP	Bijl. 5, 2
idem	raai 2, 10 l/s/m, 3m, 1:3, -3 m NAP	Bijl. 5, 3
idem	raai 6, 10 l/s/m, 3m, 1:3, -9 m NAP	Bijl. 6, 1
idem	raai 2, 10 l/s/m, 3m, 1:3, -3 m NAP, bermbreedte 10 m	Bijl. 6, 2
Buitenwaarts	raai 2, 1 l/s/m, 2m, 1:2.5, -3 m NAP	Bijl. 1, 1
idem	raai 6, 1 l/s/m, 2m, 1:2.5, -9 m NAP	Bijl. 1, 2
idem	raai 2, 1 l/s/m, 2m, 1:2.5, -3 m NAP, bermbreedte 10m	Bijl. 1, 3 (*)
idem	raai 6, 1 l/s/m, 2m, 1:2.5, -9 m NAP, bermbreedte 10m	Bijl. 2, 1
idem	raai 2, 10 l/s/m, 2m, 1:2.5, -3 m NAP	Bijl. 2, 2
idem	raai 6, 10 l/s/m, 2m, 1:2.5, -9 m NAP	Bijl. 2, 3
idem	raai 2, 10 l/s/m, 2m, 1:2.5, -3 m NAP, bermbreedte 10m	Bijl. 3, 1
idem	raai 6, 10 l/s/m, 2m, 1:2.5, -9 m NAP, bermbreedte 10m	Bijl. 3, 2
Verhoogd voorland	raai 2 t/m raai 4, 10 l/s/m, huidig dijkprofiel, waterbodembreedte Waddenzee representatief voor westkant Afsluitdijk	Bijl. 7, 1 (*)
Golfbreker op wad	raai 2, 1 l/s/m, huidig dijkprofiel	Bijl. 8, 1
idem	raai 2, 10 l/s/m, huidig dijkprofiel,	Bijl. 8, 2 (*)
idem	raai 6, 1 l/s/m, huidig dijkprofiel	Bijl. 8, 3
idem	raai 6, 10 l/s/m, huidig dijkprofiel	Bijl. 8, 4

(\*) De binnenberm heeft voor alle varianten dezelfde dimensies als de huidige binnenberm van profiel I.

## Bijlage 3    Beschouwing macrostabiliteit en piping

## Memo

---

Van Han Knoeff, Goaitske de Vries

---

Onderwerp Stabilliteit afsluitdijk

---

Datum 2008-07-15

---

---

---

### 1 Veilig dijkontwerp

#### 1.1 Algemeen

Een ontwerp is veilig als aan de wettelijke norm voor de veiligheid wordt voldaan. Deze wettelijke norm bestaat uit een waterstand die met een bepaalde zekerheid moet worden gekeerd. De bepaling van de (minimale) te keren waterstand en de (minimale) sterkte van de waterkering is vastgelegd in diverse leidraden. Indien niet aan de leidraden wordt voldaan, is het ontwerp niet veilig.

De minimaal te keren waterstand en de daarbij behorende kruinhoogte van de Afsluitdijk is beschreven in de hoofdrapportage. Deze bijlage beschrijft de aspecten rondom de sterkte van de waterkering. In paragraaf 1.2 worden de verschillende mechanismen die van belang zijn genoemd. De daarop volgende paragrafen worden de uitgangspunten voor de drie maatgevende bezwijkmechanismen beschreven. In de laatste paragraaf wordt aangegeven waarom de andere bezwijkmechanismen minder belangrijk zijn en in deze fase van de planstudie nog niet hoeven te worden uitgewerkt.

#### 1.2 Bezwijkmechanismen en ontwerpaspecten

Voor de sterkte van de waterkering worden in de leidraden verschillende bezwijkmechanismen onderscheiden. onderscheid gemaakt tussen de volgende mechanismen:

1. Binnenwaartse macrostabilliteit;
2. Buitenwaartse macrostabilliteit;
3. Piping;
4. Microstabilliteit;
5. Instabilliteit voorland en zettingsvloeiing;



## 6. Bezijken bekleding.

Een veilig dijkontwerp voldoet aan alle richtlijnen van de verschillende bezwijkmechanismen. In deze bijlage wordt alleen ingegaan op de eerste drie bezwijkmechanismen. Daarbij zijn de volgende aspecten bepalend voor een veilig dijkontwerp

1. Ontwerputgangspunten;
  - a. hydraulische randvoorwaarden;
  - b. normstelling;
2. Schematisatie ondergrond;
3. Schematisatie waterspanningen;
4. Geometrie.

De ontwerputgangspunten zijn afhankelijk van de robuustheid van het ontwerp. De schematisatie van ondergrond, waterspanningen en geometrie zijn afhankelijk van het bezwijkmechanisme.

### 1.3 Binnenwaartse en buitenwaartse macrostabiliteit

#### 1.3.1 Schematisatie ondergrond

##### **Algemeen**

De ondergrond is per definitie heterogeen. Voor het verkennen van de ondergrond zijn verschillende grondonderzoeken uitgevoerd. De onderzoeken betreffen puntwaarnemingen op basis waarvan een inschatting is gemaakt van de bodemopbouw en (sterkte)eigenschappen van de bodem.

De dichtheid van het uitgevoerde grondonderzoek is onvoldoende voor een voldoende gedetailleerde deterministische schematisatie van de ondergrond die voldoende zekerheid biedt voor het ontwerp van de Afsluitdijk.

Er is daarom gekozen om berekeningen niet uit te voeren met één deterministische schematisatie van de bodemopbouw maar met een 15 tal deterministische bodemopbouwen. Met deterministische bodemopbouw wordt bedoeld een aan de hand van grondonderzoek door de civiel ingenieur bepaalde maatgevende bodemopbouw.

Voor variantenstudie wordt ook wel gebruik gemaakt van stochastische ondergrondmodellen<sup>1</sup>. Voor het stochastisch ondergrondmodel wordt aan de hand

---

<sup>1</sup> Stochastische ondergrondmodellen zijn de basis voor zogenaamde RRD analyses. Een stochastisch ondergrondmodel voorkomt de noodzaak om voor elke variant van de waterkeringen op alle tracés zeer veel boor- of sondeerpunten beschikbaar te moeten hebben. In plaats daarvan wordt gebruik gemaakt van al bestaande gegevens samen met kennis over de manier waarop de ondergrond is opgebouwd. Deze kennis gecombineerd met de gegevens beperken de theoretisch oneindige hoeveelheid mogelijkheden waarop de ondergrond kan zijn opgebouwd. Op basis van het stochastisch ondergrondmodel kan een weloverwogen keuze voor een

van de grondgegevens **en** bekende geologische processen een inschatting gemaakt van de mogelijke grondlagen die zich ter plaatse in de ondergrond kunnen voordoen en hun kans van voorkomen.

### ***Bodemopbouw***

De schematisatie van de bodemopbouw is overgenomen uit het rapport Geotechnische schematisatie Afsluitdijk, opgesteld door FUGRO met kenmerk 1207-0127-000, d.d. maart 2008. Aan de hand van een geotechnisch lengteprofiel is de Afsluitdijk opgedeeld in segmenten waarvoor een deterministische 1 dimensionale bodemopbouw is gegeven. Het geotechnische lengteprofiel is afgeleid van een beperkt aantal sonderingen. De verschillende 1Dimensionale bodemopbouwen staan in tabel 2 op de volgende pagina's.

Wanneer de maximaal verkende diepte is bereikt dan wordt er bij de berekeningen vanuit gegaan dat daar het pleistocene zand begint. Dit heeft weinig invloed op de uitkomsten, omdat het gaat om een diep gelegen zandlaag die geen invloed heeft op de glijcirkel.

In werkelijkheid kan de bodemopbouw per meter variëren. In deze fase van het ontwerp is het voldoende om tot een verantwoorde veilige keuze voor de ontwerp schematisatie te maken. In een later stadium is het wel van belang nader onderzoek te doen naar de bodemopbouw.

### ***Grondeigenschappen***

De gehanteerde rekenwaarden voor de grondparameters zijn eveneens overgenomen uit het genoemde rapport van Fugro. In de berekeningen is uitgegaan van de in het rapport gegeven gemiddelde waarden voor de sterkteeigenschappen. De gehanteerde grondeigenschappen zijn in navolgende tabel weergegeven. De eigenschappen voor veen zijn bepaald op basis van de NEN 6740.

---

voorkeursvariant worden gemaakt en gericht grondonderzoek worden bepaald voor voor het definitief ontwerp.

grondsoort	Beschrijving grondsoort in table 2	c	phi	gamma	
				nat	droog
Dijksmateriaal	Dijklichaam klei/zand	0.0	26.4	19.0	17.0
Zand_klei	Zand, matig tot fijn, licht siltig, kleiing met lokaal kleilaagjes	0.0	30.1	19.0	17.0
Veen	Veen	2	15.0	11.0	11.0
Klei_zand	Klei, matig vast, zwak zandig met lokaal zandlaagjes	2.4	18.3	15.5	15.5
Klei_humeus_zand	Klei, matig vast, siltig, licht humeus, zandig	2.4	18.3	15.5	15.5
Zand	Zand, matig tot fijn, licht siltig	0.0	30.1	20.0	18.0
Klei_humeus	Veen kleiig overlopend in klei humeus	2.0	14.8	14.0	14.0

Tabel 1 Grondeigenschappen

	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15
Dijkva k	3,5 tot 4,0	4,0 tot 4,4	4,4 tot 5,1	5,1 tot 5,4	5,4 tot 8,25	8,25-15,2	15,2-15,75	15,75-17,2	17,2-18,5	18,5-21,1	21,1-21,9	21,9-23,1	23,1-23,9	23,9-25,7	25,7-26,1
Type	AD3	AD4	AD1	AD1	AD1	AD1	AD4	AD2	AD3	AD2	AD4	AD2	AD2	AD4	AD5
NAP +10 m							Top dijklichaam, klei/zand	Top dijklichaam, klei/zand							
NAP +7,5 m	Top dijklichaam, klei/zand	Top dijklichaam, klei/zand	Top dijklichaam, klei/zand	Top dijklichaam, klei/zand	Top dijklichaam, klei/zand	Top dijklichaam, klei/zand	Zand, matig tot fijn, licht	Zand, matig tot fijn, licht	Top dijklichaam, klei/zand	Top dijklichaam, klei/zand	Top dijklichaam, klei/zand	Top dijklichaam, klei/zand	Top dijklichaam, klei/zand	Top dijklichaam, klei/zand	Top dijklichaam, klei/zand
NAP +5,0 m	Zand, matig tot fijn, licht siltig, kleiig met lokaal kleilaagjes	Zand, matig tot fijn, licht siltig, kleiig met lokaal kleilaagjes	Zand, matig tot fijn, licht siltig, kleiig met lokaal kleilaagjes	Zand, matig tot fijn, licht siltig, kleiig met lokaal kleilaagjes	Zand, matig tot fijn, licht siltig, kleiig met lokaal kleilaagjes	Zand, matig tot fijn, licht siltig, kleiig met lokaal kleilaagjes	Zand, matig tot fijn, licht siltig, kleiig met lokaal kleilaagjes	Zand, matig tot fijn, licht siltig, kleiig met lokaal kleilaagjes	Zand, matig tot fijn, licht siltig, kleiig met lokaal kleilaagjes	Zand, matig tot fijn, licht siltig, kleiig met lokaal kleilaagjes	Zand, matig tot fijn, licht siltig, kleiig met lokaal kleilaagjes	Zand, matig tot fijn, licht siltig, kleiig met lokaal kleilaagjes	Zand, matig tot fijn, licht siltig, kleiig met lokaal kleilaagjes	Zand, matig tot fijn, licht siltig, kleiig met lokaal kleilaagjes	Zand, matig tot fijn, licht siltig, kleiig met lokaal kleilaagjes
NAP + 2,5 m								VEEN							
NAP 0,0m							Klei, matig vast, siltig, licht	Zand, matig tot fijn, licht siltig, kleiig							
NAP -2,5 m		Klei, matig vast, siltig, licht humeus zandig	Klei, matig vast, siltig, licht humeus zandig			Klei, matig vast, siltig, licht humeus zandig	Klei, matig vast, siltig, licht humeus zandig	humeus zandig	Klei, matig vast, siltig, licht humeus zandig					Klei, matig vast, siltig, licht humeus zandig	Klei, matig vast, siltig, licht humeus zandig
NAP - 5m			Zand, matig tot fijn, licht siltig, kleiig met lokaal kleilaagjes	Zand, matig tot fijn, licht siltig, kleiig met lokaal kleilaagjes	Zand, matig tot fijn, licht siltig, kleiig met lokaal kleilaagjes	Zand, matig tot fijn, licht siltig, kleiig met lokaal kleilaagjes	Zand, matig tot fijn, licht siltig, kleiig met lokaal kleilaagjes	Zand, matig tot fijn, licht siltig, kleiig met lokaal kleilaagjes		Klei, matig vast, siltig, licht humeus zandig	Klei, matig vast, siltig, licht humeus zandig		Klei, matig vast, siltig, licht humeus zandig	Klei, matig vast, siltig, licht humeus zandig	
NAP - 7,5 m	Klei, matig vast, zwak zandig met lokaal zandaagjes							Klei, matig vast, siltig, licht humeus zandig		Zand, matig tot fijn, licht siltig, kleiig met lokaal kleilaagjes				Klei, matig vast, siltig, licht humeus zandig	Zand, matig tot fijn, licht siltig, kleiig lokaal kleilaagjes
NAP -10 m	Zand, ...	Zand, ..	Klei, ...	Maximaal verkende	Maximaal verkende	Klei, ...			Klei, ...	Klei, ...		Maximaal verkende		Maximaal verkende diepte	Klei, matig vast, siltig, licht humeus zandig

Tabel 2. 15 deterministische bodemopbouwen

### 1.3.2 Schematisatie waterspanningen

De waterspanningen zijn geschematiseerd volgens de uitgangspunten uit het Technisch Rapport Waterspanningen. Daarbij is gebruik gemaakt van studies naar de ligging van de freatische lijn die in het verleden zijn uitgevoerd. De achtergronden bij de schematisatie van de waterspanningen zijn in het hoofdrapport gerapporteerd.

#### ***Binnenwaartse macrostabiliteit***

Het verloop van de waterspanningen voor de binnenwaartse macrostabiliteit is als volgt geschematiseerd:

- De stijghoogte in het watervoerend pakket is lineair verondersteld (het watervoerend pakket staat in contact met het buitenwater).
- De freatische lijn is geschematiseerd met een buitenwaterstand van 6 m +NAP. Deze is lineair verondersteld naar een niveau van 1 m – NAP.
- De freatische lijn bij het alternatief overslagbestendige dijk loopt over het maaiveld. Dat wil zeggen dat de volledige dijk is verzadigd.

#### ***Buitenwaartse macrostabiliteit***

Het verloop van de waterspanningen voor de buitenwaartse macrostabiliteit is als volgt geschematiseerd:

- De stijghoogte in het watervoerend pakket is lineair verondersteld (het watervoerend pakket staat in contact met het buitenwater).
- De freatische lijn is geschematiseerd met val na hoog water, van 6 m +NAP naar 0 m NAP. Verder is deze lineair verondersteld naar een niveau van +1 m NAP.

### 1.3.3 verkeersbelasting

Voor de bepaling van de binnenwaartse stabiliteit wordt rekening gehouden met de volgende verkeersbelasting:

1. Bij een 2 m brede kruin is een verkeersbelasting van 15,6 kN/m<sup>2</sup> aangehouden. Bij een 3 m brede kruin is een 2,5 m brede verkeersbelasting van 13 kN/m<sup>2</sup> aangenomen.
2. Stabiliteit waterkering met verkeersbelasting (2,5 m breed en 13 kN/m<sup>2</sup> groot) op de weg.
3. Bij een verkeersbelasting op de weg is een 2,5 m brede en 13 kN/m<sup>2</sup> grote belasting aangenomen. De stabiliteit van de weg is onafhankelijk van het overslagdebiet.

### 1.3.4 Geometrie

De geometrie is gebaseerd op profiel I bij dijkpaal km 24,64. Hierbij is alleen de geometrie en opbouw van het dijklichaam gebruikt. De onderwatertaluds en grondopbouw zijn gevarieerd om een representatief beeld voor de hele afsluitdijk te krijgen.

Vanuit dit dwarsprofiel zijn verschillende versterkingsvarianten gedefinieerd. Daarbij wordt onderscheid gemaakt tussen binnenwaartse en buitenwaartse versterkingen. Deze worden in de volgende alinea's beschreven.

### **Binnenwaartse macrostabiliteit**

De versterkingsvarianten waarvoor de binnenwaartse macrostabiliteit is bepaald staan in navolgende tabel. Voor alle versterkingsvarianten geldt dat vanaf de huidige buitenkruinlijn<sup>2</sup> het buitentalud wordt doorgetrokken tot de berekende minimale kruinhoogte. Aan de binnenzijde wordt bij alle varianten een binnenberm (met rijksweg) met dezelfde dimensies als de bestaande binnenberm aangehouden.

De hoogte van de buitenberm ligt op NAP + 6,0 m.

Variant		Beschrijving				
		Kruinhoogte	Kruinbreedte	binnentalud	Voorland	Overig
Natuurlijke geometrie	I	NAP+7,80m	2 m	1:2,5	NAP-3m	Lineair verloop freatische lijn
	II	NAP+7,80m	2 m	1:2,5	NAP-3m	freatische lijn over maaiveld
	III	NAP+13,86m	2m	1:2,5	NAP-3 m	1 l /m/s overslag geen berm verkeer op kruin
	IV	NAP+13,86m	2m	1:2,5	NAP-3m	1 l /m/s overslag geen berm verkeer op berm
	V	NAP+13,86m	3m	1:3	NAP-3m	1 l /m/s overslag geen berm verkeer op kruin
	VI	NAP+13,86m	3m	1:3	NAP-3m	1 l /m/s overslag geen berm verkeer op berm
	VII	NAP+12,47m	2m	1:2,5	NAP-3 m	1 l /m/s overslag 5 m berm verkeer op kruin
	VIII	NAP+12,47m	2m	1:2,5	NAP-3m	1 l /m/s overslag 5 m berm verkeer op berm
	IX	NAP+12,47m	3m	1:3	NAP-3m	1 l /m/s overslag 5 m berm verkeer op kruin
	X	NAP+12,47m	3m	1:3	NAP-3m	1 l /m/s overslag 5 m berm verkeer op berm
	XI	NAP+11,49m	2m	1:2,5	NAP-3m	1 l /m/s overslag 10 m berm verkeer op kruin

<sup>2</sup> Als in deze notitie over binnenzijde wordt gesproken wordt daarmee de zijde van het IJsselmeer bedoeld. Met de buitenzijde wordt de kant van de Waddenzee bedoeld.

Variant	Beschrijving				
	Kruinhoogte	Kruinbreedte	binnentalud	Voorland	Overig
XII	NAP+11,49m	2m	1:2,5	NAP-3 m	1 l /m/s overslag 10 m berm verkeer op berm
XIII	NAP+11,49m	3m	1:3	NAP-3m	1 l /m/s overslag 10 m berm verkeer op kruin
XIV	NAP+11,49m	3m	1:3	NAP-3m	1 l /m/s overslag 10 m berm verkeer op berm
XV	NAP+11,66m	2m	1:2,5	NAP-3 m	10 l /m/s overslag geen berm verkeer op kruin
XVI	NAP+11,66m	2m	1:2,5	NAP-3m	10 l /m/s overslag geen berm verkeer op berm
XVII	NAP+11,66m	3m	1:3	NAP-3m	10 l /m/s overslag geen berm verkeer op kruin
XVIII	NAP+11,66m	3m	1:3	NAP-3m	10 l /m/s overslag geen berm verkeer op berm
XIX	NAP+10,62m	2m	1:2,5	NAP-3 m	10 l /m/s overslag 5 m berm verkeer op kruin
XX	NAP+10,62m	2m	1:2,5	NAP-3m	10 l /m/s overslag 5 m berm verkeer op berm
XXI	NAP+10,62m	3m	1:3	NAP-3m	10 l /m/s overslag 5 m berm verkeer op kruin
XXII	NAP+10,62m	3m	1:3	NAP-3m	10 l /m/s overslag 5 m berm verkeer op berm
XXIII	NAP+9,89m	2m	1:2,5	NAP-3m	10 l /m/s overslag 10 m berm verkeer op kruin
XXIV	NAP+9,89m	2m	1:2,5	NAP-3 m	10 l /m/s overslag 10 m berm verkeer op berm
XXV	NAP+9,89m	3m	1:3	NAP-3m	10 l /m/s overslag 10 m berm verkeer op kruin
XXVI	NAP+9,89m	3m	1:3	NAP-3m	10 l /m/s overslag 10 m berm verkeer op berm

Tabel 3 Berekende varianten binnenwaartse stabiliteit

**Buitenwaartse macrostabiliteit**

De berekende varianten voor de buitenwaartse macrostabiliteit staan in onderstaande tabel. In de voorlaatste kolom staat de hoogte van het voorland aangegeven. Dit betreft de hoogte op 30 m afstand van het laatst ingemeten punt.

Variant	Beschrijving				
	Kruinhoogte	Kruinbreedte	binnentalud	Voorland	Overig
A	NAP+7,80m	2 m	1:2,5	NAP-3m	huidige geometrie, Lineair verloop freatische lijn
B	NAP+7,80m	2 m	1:2,5	NAP-3m	huidige geometrie, freatische lijn over maaiveld
C	NAP+13,86m	3m	1:3	NAP-3 m	1 l /m/s overslag geen berm
D	NAP+13,86m	3m	1:3	NAP-5m	1 l /m/s overslag geen berm
E	NAP+13,86m	3m	1:3	NAP-9m	1 l /m/s overslag geen berm
F	NAP+12,47m	3m	1:3	NAP-3 m	1 l /m/s overslag 5 m berm
G	NAP+12,47m	3m	1:3	NAP-5m	1 l /m/s overslag 5 m berm
H	NAP+12,47m	3m	1:3	NAP-9m	1 l /m/s overslag 5 m berm
I	NAP+11,49m	3m	1:3	NAP-3 m	1 l /m/s overslag 10 m berm
J	NAP+11,49m	3m	1:3	NAP-5m	1 l /m/s overslag 10 m berm
K	NAP+11,49m	3m	1:3	NAP-9m	1 l /m/s overslag 10 m berm
L	NAP+11,66m	3m	1:3	NAP-3 m	10 l /m/s overslag geen berm
M	NAP+11,66m	3m	1:3	NAP-5m	10 l /m/s overslag geen berm
N	NAP+11,66m	3m	1:3	NAP-9m	10 l /m/s overslag geen berm
O	NAP+10,62m	3m	1:3	NAP-3 m	10 l /m/s overslag 5 m berm
P	NAP+10,62m	3m	1:3	NAP-5m	10 l /m/s overslag 5 m berm
Q	NAP+10,62m	3m	1:3	NAP-9m	10 l /m/s overslag 5 m berm
R	NAP+9,89m	3m	1:3	NAP-3 m	10 l /m/s overslag 10 m berm
S	NAP+9,89m	3m	1:3	NAP-5m	10 l /m/s overslag 10 m berm
T	NAP+9,89m	3m	1:3	NAP-9m	10 l /m/s overslag 10 m berm

Tabel 4: Berekende varianten buitenwaartse stabiliteit



## 2 Resultaten en analyse

### 2.1 Resultaten en analyse binnenwaartse macrostabiliteit

#### Tuimeldijk

De resultaten van de verschillende berekeningen staan in onderstaande tabellen.

In de tabellen is in de eerste drie rijen per variant de minimale en maximale maatgevende berekende evenwichtsfactor weergegeven. De daaropvolgende rijen geven voor de verschillende varianten en bodemopbouw de berekende maatgevende evenwichtsfactor.

variant	Huidige geometrie	
	Freatische lijn over maaiveld	Lineair verloop freatische lijn
beschrijving	verzadigd	lineair
max	3,179	3,847
min	0,503	1,401
D1	0,503	1,401
D2	0,503	1,401
D3	0,503	1,401
D4	0,503	1,401
D5	0,503	1,401
D6	0,503	1,401
D7	0,576	1,564
D8	0,576	1,564
D9	0,503	1,401
D10	0,503	1,401
D11	0,503	1,401
D12	3,179	3,847
D13	3,179	3,847
D14	0,503	1,401
D15	0,503	1,401

Tabel 5: Resultaten berekeningen binnenwaartse macrostabiliteit tuimeldijk huidige geometrie

Binnenwaartse macrostabiliteit binnenwaartse versterking 1 l/s/m												
	kruin 2 m talud 1:2,5		kruin 3 m talud 1:3		kruin 2 m talud 1:2,5		kruin 3 m talud 1:3		kruin 2 m talud 1:2,5		kruin 3 m talud 1:3	
	[-]		[-]		buitenberm 5 m		buitenberm 5 m		buitenberm 10 m		buitenberm 10 m	
	vk op kruin	vk op berm	vk op kruin	vk op berm	vk op kruin	vk op berm	vk op kruin	vk op berm	vk op kruin	vk op berm	vk op kruin	vk op berm
max	2,243	2,28	2,701	2,732	2,436	2,486	2,468	2,52	2,59	2,654	2,617	2,68
min	1,269	1,282	1,549	1,561	1,269	1,289	1,565	1,57	1,229	1,265	1,566	1,574
D1	1,269	1,282	2,576	2,615	1,269	1,289	1,565	1,57	1,229	1,265	1,566	1,574
D2	1,934	1,968	2,007	2,035	1,269	1,289	2,129	2,174	1,229	1,265	1,566	1,574
D3	1,269	1,282	1,549	1,561	1,269	1,289	1,565	1,57	1,229	1,265	1,566	1,574
D4	1,269	1,282	1,549	1,561	1,269	1,289	1,565	1,57	1,229	1,265	1,566	1,574
D5	1,269	1,282	1,549	1,561	1,269	1,289	1,565	1,57	1,229	1,265	1,566	1,574
D6	1,269	1,282	1,549	1,561	1,269	1,289	1,565	1,57	1,229	1,265	1,566	1,574
D7	1,269	1,282	1,549	1,561	1,271	1,308	1,567	1,575	1,243	1,299	1,575	1,592
D8	1,269	1,282	1,549	1,561	1,271	1,308	1,567	1,575	1,243	1,299	1,575	1,592
D9	1,269	1,282	2,701	2,732	1,269	1,289	1,565	1,57	1,229	1,265	1,566	1,574
D10	2,109	2,146	2,191	2,217	2,267	2,32	2,326	2,373	1,229	1,265	2,445	2,51
D11	2,072	2,109	2,13	2,163	2,239	2,288	2,282	2,329	2,365	2,423	2,403	2,466
D12	2,243	2,28	2,292	2,328	2,436	2,486	2,468	2,52	2,59	2,654	2,617	2,68
D13	2,243	2,28	2,292	2,328	2,436	2,486	2,468	2,52	2,59	2,654	2,617	2,68
D14	1,941	1,975	2,017	2,044	1,269	1,289	2,138	2,182	1,229	1,265	1,566	1,574
D15	1,941	1,975	2,017	2,044	1,269	1,289	2,138	2,182	1,229	1,265	1,566	1,574

Tabel 6 Binnenwaartse macrostabiliteit binnenwaartse versterking tuimeldijk bij 1 l/s/m overslag

Binnenwaartse macrostabiliteit binnenwaartse versterking 10 l/s/m												
	kruin 2 m talud 1:2,5		kruin 3 m talud 1:3		kruin 2 m talud 1:2,5		kruin 3 m talud 1:3		kruin 2 m talud 1:2,5		kruin 3 m talud 1:3	
	[-]		[-]		buitenberm 5 m		buitenberm 5 m		buitenberm 10 m		buitenberm 10 m	
	vk op kruin	vk op berm	vk op kruin	vk op berm	vk op kruin	vk op berm	vk op kruin	vk op berm	vk op kruin	vk op berm	vk op kruin	vk op berm
max	2,517	2,577	2,536	2,609	2,714	2,79	2,706	2,802	2,901	2,993	2,877	2,997
min	1,268	1,298	1,549	1,572	1,276	1,325	1,555	1,599	1,243	1,311	1,563	1,631
D1	1,268	1,298	1,549	1,572	1,276	1,325	1,555	1,599	1,243	1,311	1,563	1,631
D2	1,268	1,298	1,549	1,572	1,276	1,325	1,555	1,599	1,243	1,311	1,563	1,631
D3	1,268	1,298	1,549	1,572	1,276	1,325	1,555	1,599	1,243	1,311	1,563	1,631
D4	1,268	1,298	1,549	1,572	1,276	1,325	1,555	1,599	1,243	1,311	1,563	1,631
D5	1,268	1,298	1,549	1,572	1,276	1,325	1,555	1,599	1,243	1,311	1,563	1,631
D6	1,268	1,298	1,549	1,572	1,276	1,325	1,555	1,599	1,243	1,311	1,563	1,631
D7	1,283	1,333	1,55	1,593	1,308	1,398	1,575	1,652	1,28	1,411	1,602	1,716
D8	1,283	1,333	1,55	1,593	1,308	1,398	1,575	1,652	1,28	1,411	1,602	1,716
D9	1,268	1,298	1,549	1,572	1,276	1,325	1,555	1,599	1,243	1,311	1,563	1,631
D10	1,268	1,298	2,37	2,443	1,276	1,325	1,555	1,599	1,243	1,311	1,563	1,631
D11	2,295	2,353	2,326	2,396	2,452	2,527	2,465	2,556	1,243	1,311	2,591	2,706
D12	2,517	2,577	2,536	2,609	2,714	2,79	2,706	2,802	2,901	2,993	2,877	2,997
D13	2,517	2,577	2,536	2,609	2,714	2,79	2,706	2,802	2,901	2,993	2,877	2,997
D14	1,268	1,298	1,549	1,572	1,276	1,325	1,555	1,599	1,243	1,311	1,563	1,631
D15	1,268	1,298	1,549	1,572	1,276	1,325	1,555	1,599	1,243	1,311	1,563	1,631

Tabel 7: Binnenwaartse macrostabiliteit binnenwaartse versterking tuimeldijk bij 10 l/s/m overslag

De stabiliteit ligt niet in alle gevallen boven de norm van 1,28. Uitzondering zijn de berekeningen van de huidige geometrie met een volledig verzadigde dijklichaam en berekeningen met een 2 m brede kruin en een binnentaludhelling van 1:2,5. Het volledig verzadigde dijklichaam treedt op bij grote hoeveelheden overslag/overloop

Wat opvalt is dat de evenwichtsfactor sterk varieert met de bodemopbouw. Als boven de NAP – 3 m kleilagen voorkomen is de stabiliteit relatief laag.<sup>3</sup>

De maatgevende glijcirkels betreffen relatief oppervlakkige afschuivingen. De afschuivingen liggen geheel boven de freatische lijn, wat wil zeggen dat deze afschuivingen in het geheel niet worden beïnvloedt door de buitenwaterstand. Met andere woorden: De kans dat deze maatgevende afschuivingen onder dagelijkse omstandigheden optreden is even groot als dat deze onder maatgevende omstandigheden optreden.

Afschuivingen die wel worden beïnvloedt door de buitenwaterstand hebben een evenwichtsfactor die ruim boven de norm ligt.

De binnenwaartse stabiliteit met verkeersbelasting op de berm is in alle berekende situaties hoger dan de norm.

### Berm

In navolgende tabel zijn de resultaten van de berekeningen naar de stabiliteit van de binnenberm gegeven.

variant	Binnenberm huidige situatie		
min	1.27		
max	1.77		
D1	1.77	D9	1.723
D2	1.27	D10	1.507
D3	1.392	D11	1.35
D4	1.654	D12	1.562
D5	1.392	D13	1.562
D6	1.342	D14	1.29
D7	1.281	D15	1.29
D8	1.398		

Tabel 8: resultaten berekeningen stabiliteit weg (zone 2/3)

De berekende stabiliteit van de weg ligt in alle gevallen boven de ontwerpnorm van 1,21

<sup>3</sup> Dit ligt aan het rekenproces van Mstab. Bij ondiepe slappe kleilagen ligt de horizontale raaklijn ondiep. Het rekenproces van Mstab voorziet erin dat bij ondiepe horizontale raaklijnen - in een tweede rekencyclus - glijcirkels worden gecontroleerd met nog hogere horizontale raaklijnen. Dit proces gaat net zo lang door totdat hoger gelegen raaklijnen geen lagere evenwichtsfactor opleveren. Bij de stabiliteitsberekeningen voor de afsluitdijk levert dit een ondiepe glijcirkel op die geheel boven de freatische lijn in het dijkmateriaal ligt. Wanneer in de eerste rekencyclus de maatgevende cirkel lager ligt dan de bovenste raaklijn wordt geen tweede rekencyclus uitgevoerd.

### **Buitenwaartse stabiliteit**

In navolgende tabel zijn de resultaten van de berekeningen weergegeven. De tabel is op dezelfde manier opgebouwd als de tabellen met resultaten van de berekeningen van de binnenwaartse macrostabiliteit.

	Lineair verloop freatische lijn
max	1,813
min	0,875
D1	1,017
D2	1,103
D3	1,17
D4	1,125
D5	1,17
D6	0,875
D7	0,954
D8	1,311
D9	1,813
D10	1,241
D11	1,167
D12	1,288
D13	1,288
D14	1,122
D15	1,122

Tabel 9: Resultaten berekeningen buitenwaartse macrostabiliteit tuimeldijk huidige geometrie

De evenwichtsfactor voor de buitenwaartse macrostabiliteit van de huidige geometrie varieert, onafhankelijk van de ligging van de freatische lijn tussen 0,88 en 1,81. De minimaal vereiste stabiliteitsfactor bedraagt 1,21. Geen enkele versterkingsvariant voldoet voor alle bodemopbouwen aan de vereiste stabiliteit.

De stabiliteit wordt hoger als rekening wordt gehouden met de bestaande kern van keileem die niet in de berekeningen is geschematiseerd. De keileem kern kan niet in de berekeningen worden meegenomen omdat

- Berekeningen alleen zijn uitgevoerd met horizontale laagscheidingen
- De materiaaleigenschappen van keileem niet bekend zijn

Uit een oriënterende berekening met veilige aannamen voor de keileemkern blijkt dat ook dan niet aan de eisen voor buitenwaartse stabiliteit wordt voldaan. Mogelijk voldoet deze wel na aanvullend onderzoek naar de eigenschappen van keileem.

Buitenwaartse macrostabiliteit buitenwaartse versterking								
10 l/s/m, 3 m kruin, talud 1:3 vk op kruin								
voorland 3m	voorland 5m	voorland 9m	voorland 3m buitenberm 5 m	voorland 5 m buitenberm 5 m	voorland 9 m buitenberm 5 m	voorland 3m buitenberm 10 m	voorland 5 m buitenberm 10 m	voorland 9 m buitenberm 10 m
[-]	[-]	[-]						
1,711	1,612	1,693	1,762	1,616	1,707	1,877	1,707	1,81
0,9	0,898	1,025	0,836	0,789	1,013	0,807	0,805	1,026
1,029	1,428	1,397	1,029	1,384	1,341	1,03	1,439	1,387
1,142	1,027	1,025	1,078	1,074	1,013	1,111	1,106	1,026
1,179	1,027	1,612	1,144	1,013	1,579	1,178	1,031	1,612
1,122	1,027	1,025	1,092	1,013	1,686	1,046	1,031	1,791
1,179	1,027	1,025	1,144	1,013	1,707	1,178	1,031	1,81
0,9	0,898	1,524	0,836	0,789	1,516	0,807	0,805	1,57
0,99	0,987	1,404	0,993	0,99	1,384	1,012	1,009	1,461
1,408	0,966	1,693	1,333	0,923	1,675	1,362	0,961	1,758
1,711	1,612	1,508	1,762	1,616	1,484	1,877	1,707	1,537
1,306	1,027	1,519	1,227	1,013	1,497	1,265	1,031	1,547
1,227	1,207	1,186	1,149	1,117	1,013	1,186	1,15	1,026
1,029	1,342	1,025	1,291	1,258	1,066	1,336	1,298	1,026
1,029	1,342	1,025	1,291	1,258	1,036	1,336	1,298	1,026
1,155	1,027	1,025	1,103	1,013	1,013	1,135	1,031	1,026
1,155	1,027	1,359	1,103	1,013	1,33	1,135	1,031	1,366

Tabel 10: Buitenwaartse macrostabiliteit bij 10 l/s/m overslag

Buitenwaartse macrostabiliteit buitenwaartse versterking									
1 l/s/m, 3 m kruin, talud 1:3 vk op kruin									
	voorland 3m	voorland 5m	voorland 9m	voorland 3m	voorland 5 m	voorland 9m	voorland 3m	voorland 5 m	voorland 9m
	[-]	[-]	[-]	buitenberm 5m	buitenberm 5m	buitenberm 5m	buitenberm 10m	buitenberm 10m	buitenberm 10m
max	1,502	1,414	1,481	1,569	1,447	1,497	1,678	1,545	1,586
min	0,79	0,79	0,993	0,701	0,701	0,93	0,749	0,708	0,948
D1	1,004	1,276	1,244	0,994	1,234	1,176	1,004	1,272	1,227
D2	1,024	1,014	0,993	0,948	0,936	0,93	0,966	0,954	0,948
D3	1,102	0,999	1,387	0,986	0,973	1,337	1	0,988	1,368
D4	1,015	0,999	1,459	0,912	0,911	1,34	0,995	0,927	1,367
D5	1,102	0,999	1,477	0,986	0,973	1,349	1	0,988	1,372
D6	0,79	0,79	1,322	0,701	0,701	1,286	0,749	0,708	1,315
D7	0,923	0,92	1,23	0,906	0,904	1,245	0,914	0,973	1,249
D8	1,213	0,958	1,481	1,116	0,942	1,497	1,141	0,978	1,586
D9	1,502	1,414	1,335	1,569	1,447	1,277	1,678	1,545	1,301
D10	1,15	1,145	1,339	1,064	1,047	1,303	1,09	1,005	1,329
D11	1,088	1,053	1,041	1,025	0,982	0,972	1,05	1,002	0,993
D12	1,204	1,165	0,993	1,148	1,078	0,994	1,178	1,113	1,002
D13	1,204	1,165	0,993	1,148	1,078	0,994	1,178	1,113	1,002
D14	1,081	1,029	0,993	0,961	0,947	1,166	0,976	0,963	1,191
D15	1,081	1,029	1,165	0,961	0,947	1,107	0,976	0,963	1,13

Tabel 11: Buitenwaartse macrostabiliteit bij 1 l/s/m overslag

Buitenwaartse macrostabiliteit binnenwaartse versterking						
3 m kruin, talud 1:3 vk op kruin						
	10 l/s/m			1 l/s/m		
	voorland 3m	voorland 5 m	voorland 9 m	voorland 3m	voorland 5 m	voorland 9 m
max	1,61	1,743	1,927	1,501	1,611	1,781
min	0,793	0,836	1,027	0,789	0,835	1,03
D1	1,033	1,065	1,556	1,033	1,063	1,505
D2	1,018	1,033	1,027	1,02	1,033	1,03
D3	1,107	1,033	1,78	1,107	1,033	1,652
D4	1,018	1,057	1,027	1,011	1,055	1,03
D5	1,107	1,033	1,027	1,107	1,033	1,03
D6	0,793	0,836	1,584	0,789	0,835	1,498
D7	0,93	0,93	1,561	0,931	1,449	1,449
D8	1,203	1,01	1,927	1,207	0,994	1,781
D9	1,61	1,743	1,738	1,501	1,611	1,611
D10	1,144	1,033	1,762	1,145	1,033	1,632
D11	1,084	1,191	1,027	1,084	1,189	1,03
D12	1,199	1,342	1,027	1,199	1,335	1,03
D13	1,199	1,342	1,027	1,199	1,335	1,03
D14	1,033	1,033	1,027	1,035	1,033	1,03
D15	1,033	1,033	1,445	1,035	1,033	1,399

Tabel 12: Buitenwaartse macrostabiliteit binnenwaartse versterking

## 2.2 Overige mechanismen

### 2.2.1 Piping

De kans op piping is afhankelijk van het dijkmateriaal, de dijkbasis (breedte) van de Afsluitdijk en het verval over deze dijk. De breedte is afhankelijk van de versterkingsvariant, maar minimaal 105 m. Het verval over de afsluitdijk onder maatgevende omstandigheden bedraagt 7 m. Indien wordt verondersteld dat de dijkbasis slecht doorlatend is kan een op basis van een eenvoudige analyse met de regel van Bligh worden aangetoond of een nadere beschouwing van piping noodzakelijk is.

#### **Bligh**

De weerstand tegen piping kan worden gecontroleerd met verschillende modellen. Een eenvoudige beschouwing kan worden uitgevoerd met het model van Bligh. Het model bestaat uit de volgende evenwichtsformule:

$$1,2 \cdot \Delta H < \Delta H_c = \frac{L}{C_{creep}}$$

Waarin:



$\Delta H_c$	Kritieke verval [m]
$\Delta H$	Aanwezige verval [m]
L	Kwelweglengte [m]
$C_{creep}$	Creepfactor (18 voor zeer fijn zand, 15 voor matig fijn zand en 12 voor grof zand)

Bij een creepfactor van 18 bedraagt de minimaal benodigde kwelweglengte 151 m. Bij een creepfactor van 15 is dat 126 m. De benodigde minimale kwelweglengte is groter dan de aanwezige kwelweglengte (dijkbasis).

### **Sellmeijer**

Indien gedetailleerder naar het pipingmechanisme wordt gekeken geldt dat piping alleen onder de volgende omstandigheden optreden:

1. Kleidijk op een slechtdoorlatende ondergrond die opbarst
2. Kleidijk op een doorlatende ondergrond
3. Zanddijk op een slechtdoorlatende ondergrond
4. Zanddijk op zandige ondergrond waarbij een sliblaagje is achtergebleven bij de aanleg van de dijk.

Voor de afsluitdijk is derde scenario relevant. Scenario 4 dient bij het definitieve ontwerp te worden uitgesloten.

Van de maatgevende bodemopbouw (D8) is de weerstand tegen piping met de rekenregel van Sellmeijer gecontroleerd. Dit is een geavanceerder regel dan het model van Bligh. In het model van Sellmeijer wordt geen creepfactor opgegeven maar wordt het kritieke verval naast de kwelweglengte bepaald door de korrelverdeling ( $d_{70}$ ), de dikte en doorlatendheid van de watervoerende zandlaag.<sup>4</sup>

De invoergegevens en de resultaten van de berekening staan in navolgende figuur. Geconcludeerd wordt dat aan de eisen ten aanzien van piping ruimschoots wordt voldaan.

---

<sup>4</sup> De overige parameters in het model van Sellmeijer zijn de coefficient van White, rolweerstandshoek, viscositeit en soortelijk gewicht van de zandkorrels. Deze parameters kennen voorgeschreven waarden.

bepaling parameters			gem	Vc	t	l.r.w.	h.r.w.	
dikte zandlaag	$D$	[ m ]	10	0.1	1.65		11.65	
lengte kwelweg	$L$	[ m ]	137	0.1	1.65	114.395		
alpha							1.897784	
coëfficiënt van White	eta	[ - ]	0.25					
d70		[ m ]				2.00E-04		
doorlatendheid	k		6.00E-05					
kappa		[ m ]					8.10E-12	
c							5.13E-02	
gewicht zand		[kN/m <sup>3</sup> ]	17					
gewicht water		[kN/m <sup>3</sup> ]	9.81					
rolweerstandshoek	theta	[ graden ]	41					
kritiek verval		[ m ]					16.39	
MHW t.o.v. NAP		[ m ]	6					
slootpeil / maaiveld t.o		[ m ]	-1					
aanwezig verval		[ m ]					7	
lengte opbarstkanaal		[ m ]	0					
veiligheidsfactor		[ - ]	1.2					
score			goed		aanwezig	toegestaan	7.00	13.66

Figuur 1 Piping Berekening

Voor de uitwerking van een definitief ontwerp dient wel onderzoek te worden gedaan naar de doorlatendheid en de korrelverdelingen. Bij fijnere zanden geldt een lager kritiek verval en is piping mogelijk wel maatgevend.



# Bijlage 4    Berekeningen afslag verhoogd voorland

## XBeach Background

The XBeach program contains a number of Fortran 90/95 routines for short wave propagation, nonstationary shallow water equations, sediment transport and continuity equations that can be coupled in various ways and are designed to cope with extreme conditions such as encountered during hurricanes. Since length scales are short in terms of wave lengths and supercritical flow frequently occurs, the numerical implementation is mainly first order upwind, which in combination with a staggered grid makes the model robust. The model scheme utilizes explicit schemes with an automatic time step based on Courant criterion, with output at fixed time intervals, which keeps the code simple and makes coupling and parallelization easier, while increasing stability.

The short wave propagation model contains a newly-developed time-dependent wave action balance solver, which solves the wave refraction and allows variation of wave action in x, y, time and over the directional space, and can be used to simulate the propagation and dissipation of wave groups. An added advantage to this set-up, compared to the existing surfbeat model, is that a separate wave model is not needed to predict the mean wave direction, and it allows different wave groups to travel in different directions. Through a variety of principle tests we are able to simulate surfbeats running up and over dunes. Full wave-current interaction in the short wave propagation is included. Roelvink (1993) wave dissipation model is implemented for use in the nonstationary wave energy balance (in other words, when the wave energy varies on the wave group timescale).

The Generalised Lagrangean Mean (GLM) approach was implemented to represent the depth-averaged undertow and its effect on bed shear stresses and sediment transport, cf. Reniers *et al.* (2004). The numerical scheme was updated, in line with Stelling and Duijnmeijer method, to improve long-wave runup and backwash on the beach. The momentum-conserving form is applied, while retaining the simple first-order approach. The resulting scheme has been verified with the well-known Carrier and Greenspan test (Carrier and Greenspan, 1958). Soulsby – Van Rijn transport formulations have been included, which solves the 2DH advection-diffusion equation and produces total transport vectors, which can be used to update the bathymetry. The pickup function follows Reniers *et al.* (2004) was implemented. An avalanching routine was implemented with separate criteria for critical slope at wet or dry points.

The model has been validated against a number of analytical and laboratory tests, both hydrodynamic and morphodynamic.

The XBeach code has the following functionalities:

- Depth-averaged shallow water equations including time-varying wave forcing terms; combination of sub- and supercritical flows;
- Time-varying wave action balance including refraction, shoaling, current refraction and wave breaking;
- Roller model, including breaker delay
- Wave amplitude effects on wave celerity;
- Depth-averaged advection-diffusion equation to solve suspended transport;
- Bed updating algorithm including possibility of avalanching;
- Possibility to extend to parallel multi-domain version;
- Numerical scheme in line with Stelling and Duijnmeijer method (Stelling and Duijnmeijer, 2003), to improve longwave runup and backwash on the beach. The momentum-conserving form is applied, while retaining the simple first-order approach. The resulting scheme has been tested against the well-known Carrier and Greenspan test.
- Generalised Lagrangean Mean (GLM) approach to represent the depth-averaged undertow and its effect on bed shear stresses and sediment transport, cf. Reniers *et al.* (2004)
- Roelvink (1993) wave dissipation model for use in the nonstationary wave energy balance (in other words, when the wave energy varies on the wave group timescale)
- Soulsby – Van Rijn transport formulations, cf Reniers *et al.* (2004).
- Automatic time step based on Courant criterion, with output at fixed time intervals.
- Avalanching mechanism, with separate criteria for critical slope at wet or dry points.

## XBeach Formulations

XBeach uses a coordinate system where the computational x-axis is always oriented towards the coast, approximately perpendicular to the coastline, and the y-axis is alongshore. This coordinate system is defined relative to world coordinates ( $x_w, y_w$ ) through the origin ( $x_{ori}, y_{ori}$ ) and the orientation  $\alpha$ , defined counter-clockwise w.r.t. the  $x_w$ -axis (East).

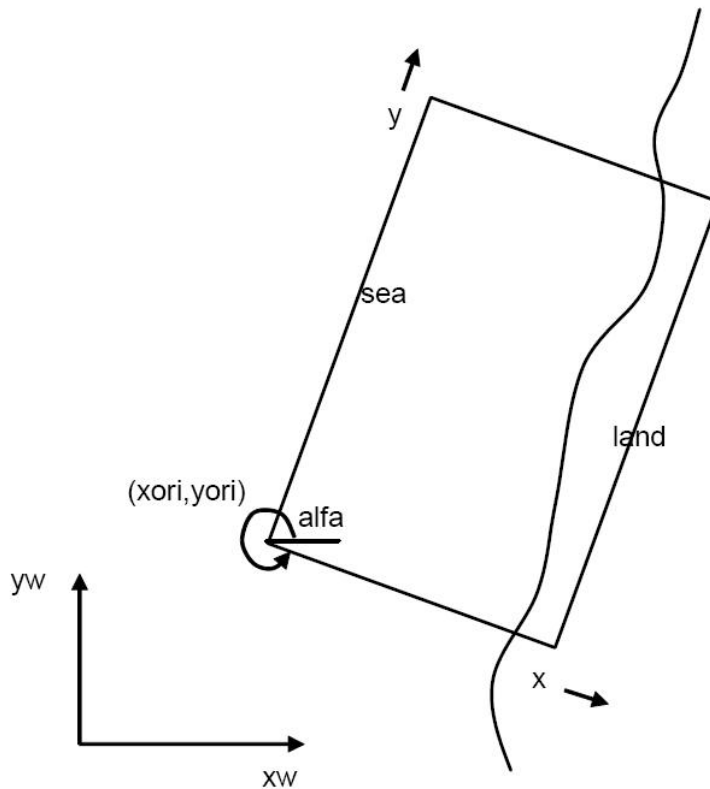


Figure 1. Coordinate system

The grid applied is a staggered grid, where the bed levels, water levels, water depths and concentrations are defined in cell centers, and velocities and sediment transports are defined in u- and v-points, viz. at the cell interfaces. In the wave energy balance, the energy, roller energy and radiation stress are defined at the cell centers, whereas the radiation stress gradients are defined at u- and v-points.

Velocities at the u- and v-points are denoted by  $uu$  and  $vv$  respectively; velocities  $u$  and  $v$  at the cell centers are obtained by interpolation and are for output purpose only. The water level,  $zs$ , and the bed level,  $zb$ , are both defined positive upward.

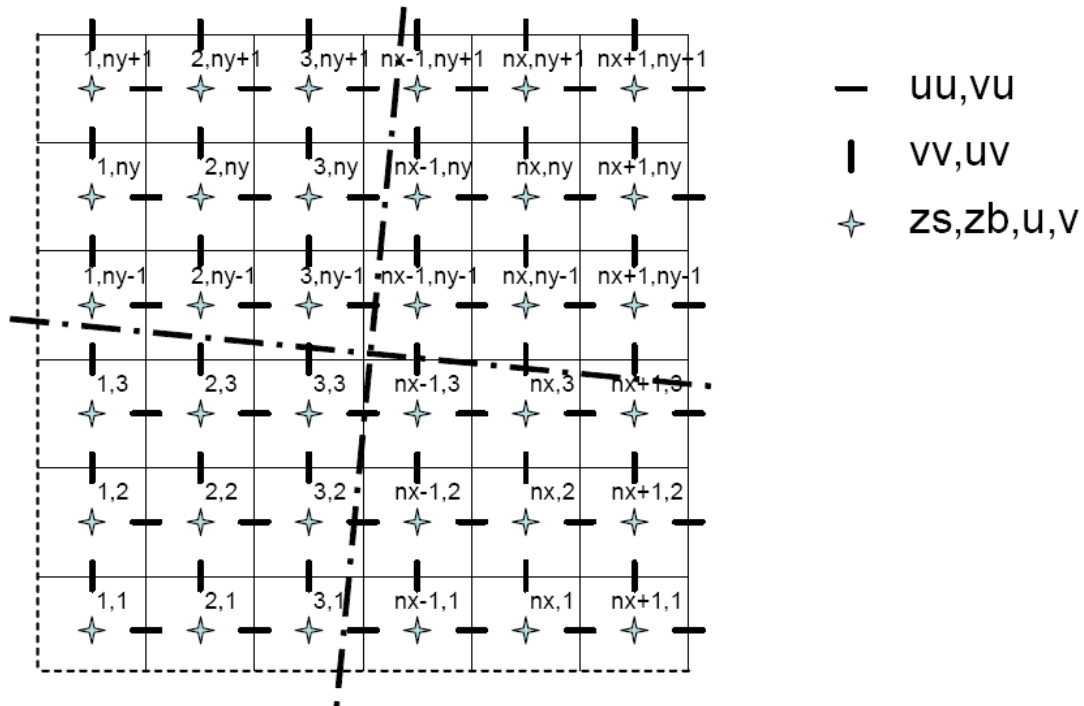


Figure 2 Staggered grid

The wave forcing in the shallow water momentum equation is obtained from a time dependent version of the wave action balance equation. Similar to Delft University's HISWA model, the directional distribution of the action density is taken into account whereas the frequency spectrum is represented by a single mean frequency. The wave action balance is then given by:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial c_x A}{\partial x} + \frac{\partial c_y A}{\partial y} + \frac{\partial c_\theta A}{\partial \theta} = -\frac{D}{\sigma}$$

with the wave action:

$$A(x, y, \theta) = \frac{S_w(x, y, \theta)}{\sigma(x, y)}$$

where  $S_w$  represents the wave energy in each directional bin and the intrinsic wave frequency.

The wave energy dissipation due to wave breaking is modelled according to Baldock *et al.* (1998). An up-wind schematisation used to solve the wave action balance. The wave action is given at the same points at the water level.

The roller energy balance is coupled to the wave action/energy balance where dissipation of wave energy serves as a source term for the roller energy balance. Similar to the wave action the directional distribution of the roller energy is taken into account whereas the frequency spectrum is represented by a single mean frequency. The roller energy balance is then given by:

$$\frac{\partial S_r}{\partial t} + \frac{\partial c_x S_r}{\partial x} + \frac{\partial c_y S_r}{\partial y} + \frac{\partial c_\theta S_r}{\partial \theta} = -D_r + D_w$$

with the roller energy:

$$S_r(x, y, \theta)$$

representing the roller energy in each directional bin. The roller energy dissipation is given by (Deigaard, 1993). Similar to the solution of the wave action equations, an up-wind schematisation is used to solve the roller energy balance.

Shallow water equations, neglecting Coriolis and horizontal diffusion terms, and (grey terms), for the moment, wind shear stress:

$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} &= \frac{\tau_{sx}}{\rho h} - \frac{\tau_{bx}}{\rho h} - g \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{F_x}{\rho h} \\ \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} &= + \frac{\tau_{sy}}{\rho h} - \frac{\tau_{by}}{\rho h} - g \frac{\partial \eta}{\partial y} + \frac{F_y}{\rho h} \\ \frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial hu}{\partial x} + \frac{\partial hv}{\partial y} &= 0 \end{aligned}$$

Here,  $h$  is the water depth,  $u$ ,  $v$  are velocities in  $x$  and  $y$  direction,  $\tau_{by}$  and  $\tau_{bx}$  are the bed shear stresses,  $g$  is the acceleration of gravity,  $\eta$  is the water level, and  $F_x$  and  $F_y$  are the wave-induced stresses.

We apply an upwind schematisation, since the horizontal scale of the problem is limited and such a scheme deals with shocks in a natural way.

We apply a staggered grid, where bed levels and water levels are defined in the centre of cells, and velocity components at the cell interfaces.

To account for the wave induced mass-flux and the subsequent (return) flow, the shallow water equations are cast into a Generalized Lagrangian Mean (GLM) formulation (Walstra *et al.*, 2000).

The sediment transport is modeled with a depth-averaged advection diffusion equation (Gallapatti, 1983). The differential equations for the advection diffusion of sediment is solved with finite differences using the first order up-wind scheme discussed earlier with the water depths at the old time level and the corresponding velocities at the new time level.

The equilibrium sediment concentration can be calculated with various sediment transport formulae. At the moment the sediment transport formulation of Soulsby-van Rijn (Soulsby, 1997) has been implemented.

To account for the slumping of sandy material during storm-induced dune erosion avalanching is introduced to update the bed-evolution. Avalanching is introduced when a critical bed-slope is exceeded. Bed-change within one time step is limited to 0.005 m to prevent the generation of large shockwaves.

The offshore boundary is an artificial boundary which has no physical meaning. On the offshore boundary wave and flow conditions are imposed. In the domain waves and currents will be generated which need to pass through the offshore boundary to the deep sea with minimal reflection. One way to do this is to impose a weakly reflective-type boundary condition.

We chose to implement the formulation by Van Dongeren and Svendsen (1997) which in turn is based on Verboom *et al.* (1981) and is based on the Method of Characteristics. The boundary condition is implemented in the flow\_bc subroutine.



The boundary conditions satisfy the following two necessary conditions:

1. the region outside the computation domain can influence the motion within the domain only through the incident (long) waves and through the currents along the boundaries;

and

2. the (long) waves propagating out of the computational domain must be allowed to freely propagate through the open-ocean offshore boundary with minimal reflection.

For the lateral boundaries, Neumann boundaries are used, where the longshore water level gradient is prescribed, in this case set to zero.

For additional information pertaining to the model formulations and validation studies, please refer to the XBeach Manual v1 (2007).

### Model Set-up

XBeach was implemented to analyze the morphological effects of a theoretical 10,000-year storm on potential nourished profiles of the Afsluitdijk. XBeach was run in profile mode, using three longshore grid cells that had 751 cross-shore grid cells. The resolutions in the x- and y-directions (cross-shore and longshore) were 2m and 5m, respectively.

The simulations modelled 20-hours prior to the peak of a 10,000-year storm, ending at the peak water level. The first 15 hours of the storm had the surge levels ramping up from 0m NAP to the peak surge, with a theoretical, sinusoidal spring tidal signal superimposed on the surge. The peak tide+surge imposed a +6m NAP water level (Figure 3).

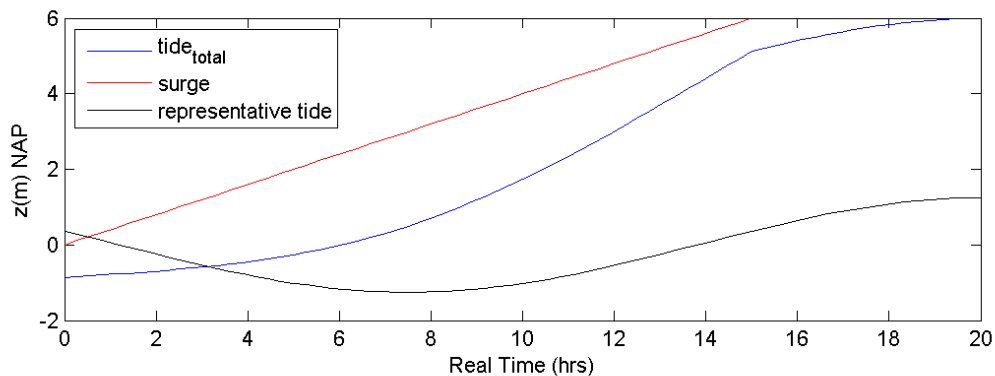


Figure 3. Water level time series (and parts) applied to the offshore boundary. The tide component (black), surge component (red) and total time series (blue).

A wave energy signal, varying periodically in time (regular wave groups, bichromatic waves), was prescribed on the offshore wave boundary (Figure 4).

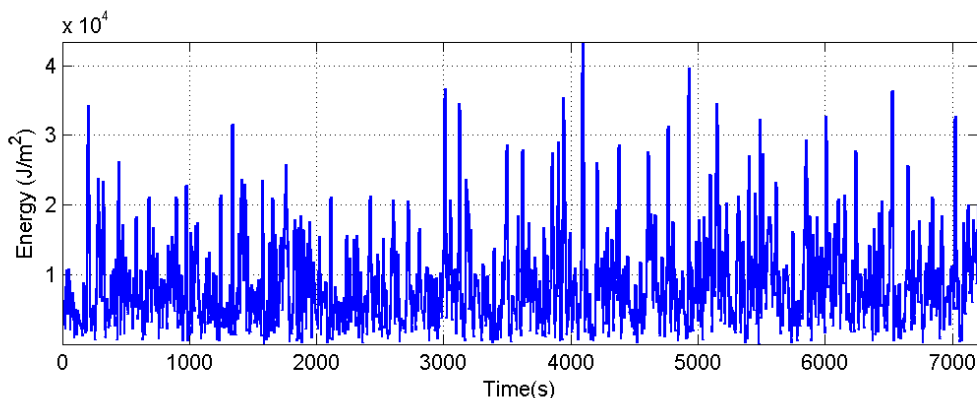


Figure 4. Section of offshore wave energy time series in 25m water depth.

Tables 1 and 2 provide an overview of the types of input files utilized for these XBeach simulations, as well as the coefficients utilized. Table 1 covers the domain, numerics, wave and hydrodynamic information.

The parameters listed in Table 1 are mainly default, with the exception of CFL, instat, and nuh. The CFL was increased to increase computational efficiency. Sensitivity tests were performed using a smaller CFL to ensure the differences in the predictions were insignificant. Instat of 2 was utilized to force time-varying energy and water level time signals to include the non-stationary effects of the ramping storm. A smaller eddy viscosity coefficient (nuh) was found to be a more representative value for previous simulation along the Dutch coast for large storm events. Thus, the default setting for such simulation is now 0.1. Again, a series of sensitivity simulations were performed to ensure minimal differences in the results, varying the coefficient between 0.05 and 0.5. Minimal differences were found, thus maintaining 0.1.

Table 1. Params.txt input information (first part of file)

<b>Grid input</b>	
nx = 750	! number of x-direction grid cells -1
ny = 2	! number of y-direction grid cells -1
dx = 2	! x-direction grid spacing
dy = 5	! y-direction grid spacing
depfile = dep11new_2m_5m.dat	! name of input depth file
-----	
<b>Numerics input</b>	
CFL = 0.9	! Maximum Courant number
-----	
<b>Time input</b>	
tstart = 0	! Simulation start time (seconds)
tint = 10.	! Simulation interval for output (seconds)
tstop = 7200.	! Simulation stop time (seconds)
-----	
<b>Boundary condition options</b>	
zs0file = tideinput.dat	! name of water level input time series
tideloc = 1	! number of input water level time series
zs0 = 0	! reference level over the water column (0m NAP)
instat = 2	! Wave boundary condition applying energy time signal
dir0 = 90.	! Incident wave angle (90=shore normally approaching)
-----	
<b>Wave calculation options</b>	
break = 1	! Breaking model (Roelvink, 1993)
roller = 1	! Roller model switch (1 = turn on model)
beta = 0.1	! Roller model breaker slope coefficient
gamma = 045	! Breaker parameter in breaking model
-----	
<b>Flow calculation options</b>	
nuh = 0.1	! Horizontal eddy viscosity term (0.1 typically for large storm simulations along the Dutch Coast)
hmin = 0.1	! minimum water depth for calculations

Table 2 lists the sediment transport and morphological evolution parameters utilized for these simulations. The majority of the parameters are again default settings, or pertaining to the inclusion of a hard structure in the sediment layers. The Afsluitdijk consists of a concrete base structure that is included in these simulations are a non-erodable hard structure. A morphological evolution factor of 10 was utilized to further increase the efficiency of the model. Thus, the simulation time is 7200s, multiplied by the morfac (10), making the total modelled time 72000s, which is equal to 20 hours.

Table 2. Params.txt input information (second part of file)

Sediment transport calculation options		
z0	= 0.006	! zero flow velocity level in Soulsby van Rijn (1997)
		! sed.conc. expression
rhos	= 2650	! density of sediment
struct	= 1	! switch is hard structures are present (1 = on)
A	= 0.002	! grain parameters
dico	= 1.0	! diffusion coefficient
nd	= 50	! number of sediment layers
dzg	= 0.2	! sediment layer thickness
D50	= 0.0002	! D50 sediment class 1
D90	= 0.0003	! D90 sediment class 1
sedcal1	= 1	! sediment class 1 calibration factor (1 = erodes using above characteristics)
D502	= 0.0002	! D50 sediment class 2
D902	= 0.0003	! D90 sediment class 2
sedcal2	= 0	! sediment class 2 calibration factor (0 = not erodable)
gdist	= graindist11.dat	! grain distribution file
-----		
Morphological calculation options		
morfac	= 10	! morphological evolution factor
morstart	= 1	! beginning time to start morphological evolution
por	= 0.4	! porosity
dryslp	= 1.0	! dry slope threshold angle for avalanching
wetslp	= 0.15	! wet slope threshold angle for avalanching

A variety of bathymetric profiles were tested to investigate the variations in the morphological evolution and influence of the non-erodable layer. The upper platform of the nourished profile, forming the toe at the interface of the nourished layer and the concrete dike, is aimed to achieve a design significant wave height ( $H_s$ ) of 0.737m-1.053m at this location.

In the end, 7 combinations of nourished profiles and non-erodable profiles were investigated (Figures 5 through 12). Figures 5 through 11 depict the 7 combinations of nourished profiles (colored solid line) and non-erodable layers (black solid line). Each profile has profile number (1, 2, 3, 4, 6, and 8) and contains are particular nourished profile shape and subsequent nourishment volume. The last profile, 61, is a similar profile to profile 6, but a deep non-erodable layer.

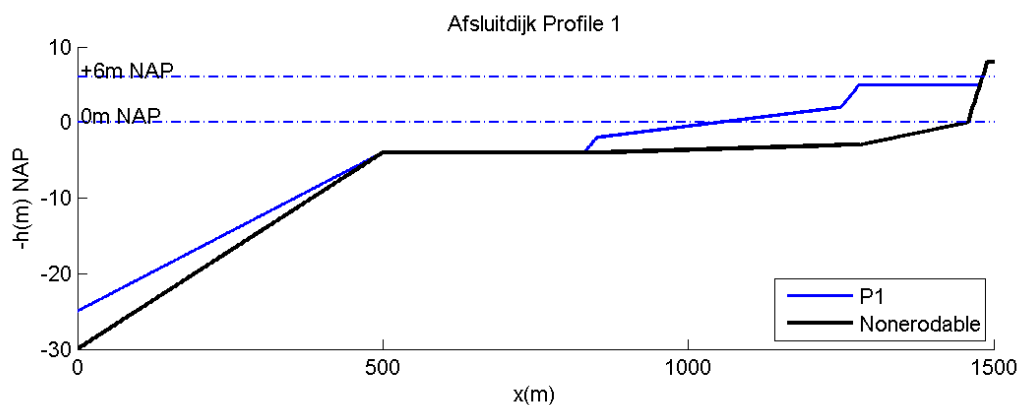


Figure 5. Profile 1

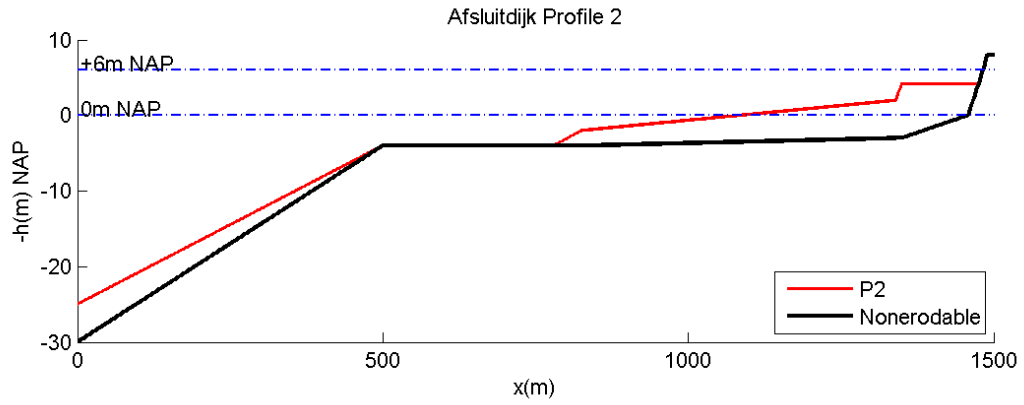


Figure 6. Profile 2

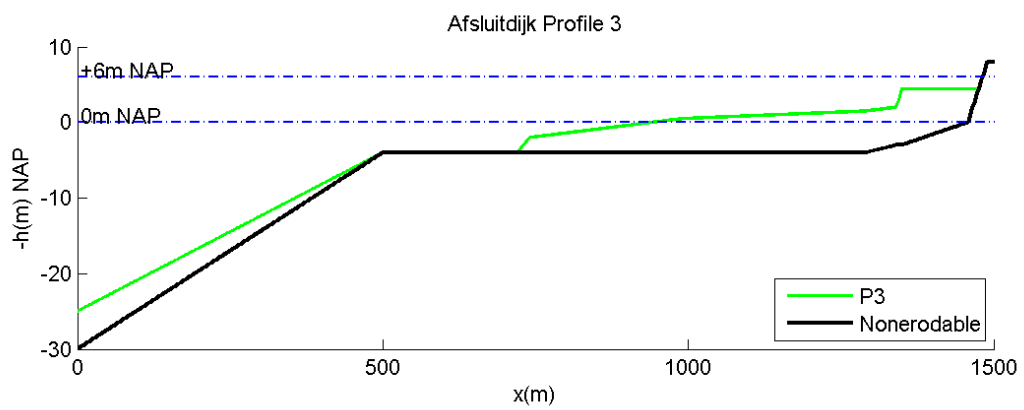


Figure 7. Profile 3

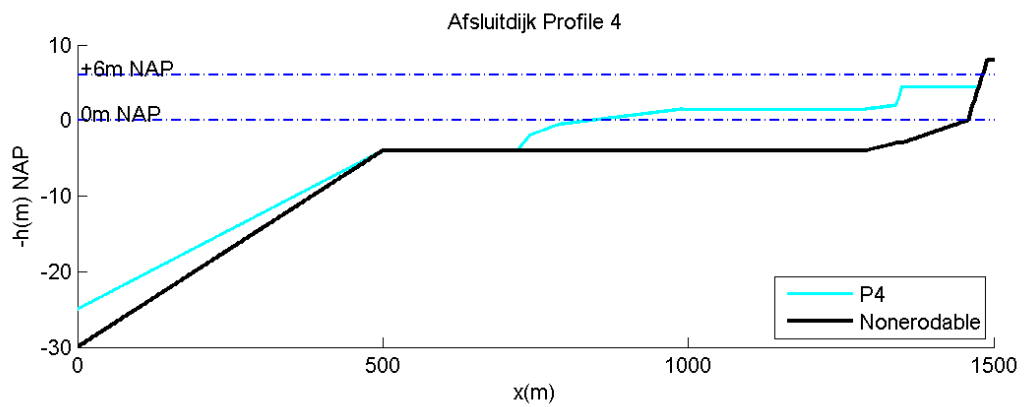


Figure 8. Profile 4

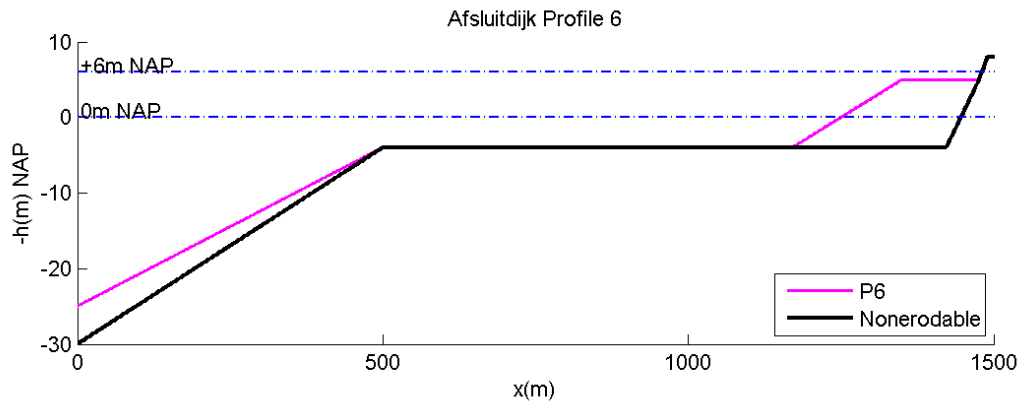


Figure 9. Profile 6

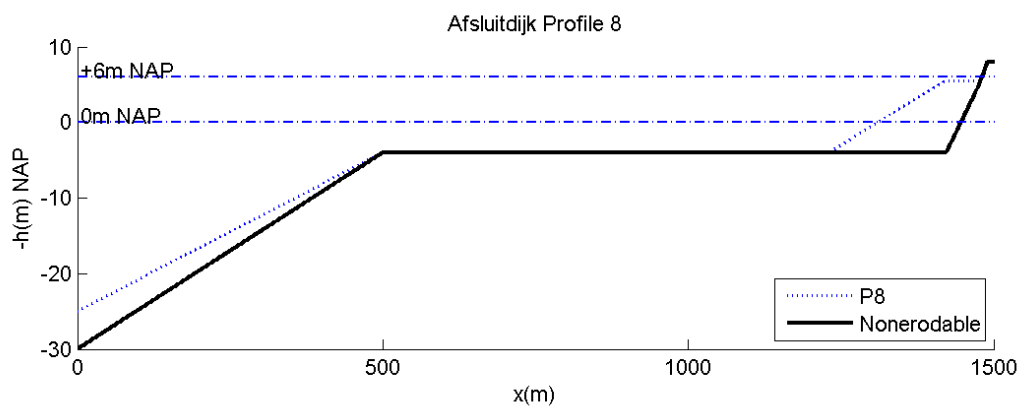


Figure 10. Profile 8

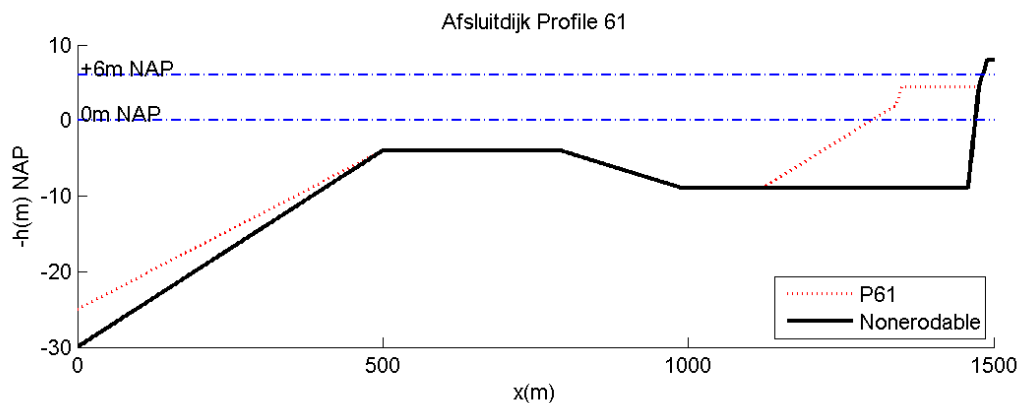


Figure 11. Profile 61

Figure 12 compares all 7 nourished profiles, maintaining their colored (solid) lines from the previous 6 panels. A Profile 7 bathymetry is shown here as well. The results from this profile were very similar to Profile 8, thus it is neglected in the results discussion.

In general, the offshore wave boundary is  $x=0\text{m}$ . The water level begins at 0m NAP (at simulation time=0s) and ends at +6m NAP (at simulation time=7200s). The last 500m offshore uses an artificial bathymetry to maintain stable boundary conditions. Therefore, during all simulations, wave breaking does not occur on the offshore boundary, and the realistic bathymetry begins 1km from the onshore boundary.

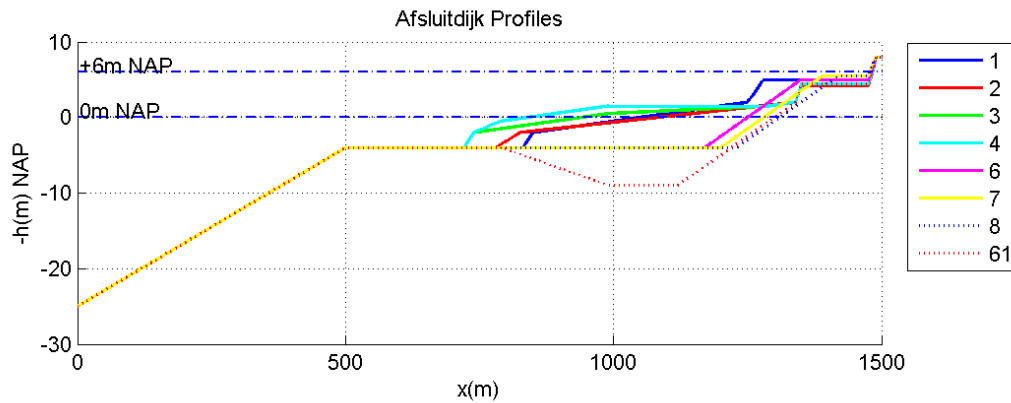


Figure 12. All nourished bathymetric profiles.

One fully non-erodable profile was investigated, Profile Hard (Figure 13). This profile has a similar shape to Profile 6. A minimal simulation time was necessary to investigate the hydrodynamic response to this profile due to its stability, thus the model simulation was limited to under 1.5 hours.

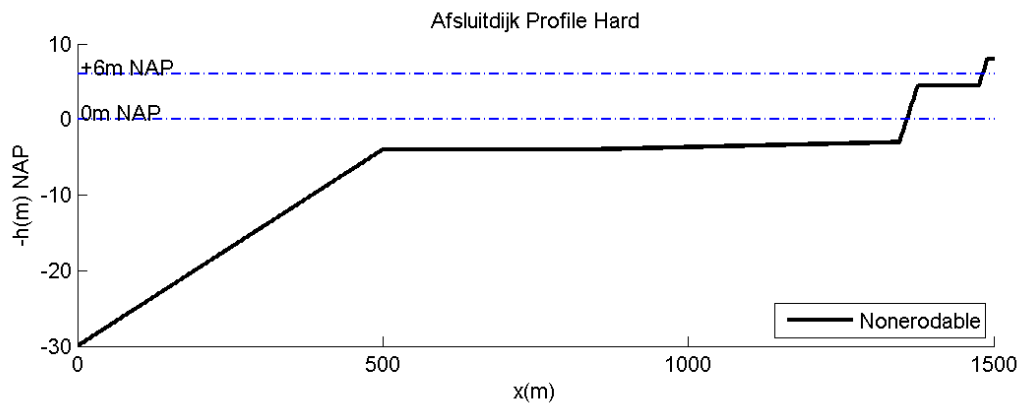


Figure 13. Profile hard

### Model Results

The model results for profile 1 are shown in Figure 14. The figure shows a snapshot of the wave height (upper panel), the nourished and non-erodable profiles (central panel) and the cross-shore velocity (lower panel). In the central panel, the input bathymetry is depicted by a green dashed line, the final bathymetry by a red dashed line, the non-erodable layer by a black solid line, and the water level by a blue solid line. In the lower panel, the total difference between the input and final bathymetries is shown. This figure is a snapshot for the last time step in the simulations; for the 20<sup>th</sup> hour. This layout is consistent for the first figures shown for each profile combination.

The cross-shore oscillations of the  $H_{rms}$  are the envelopes of the wave groups (Figure 14, upper panel). The wave energy is dissipated by the shallow slope between  $x=-800\text{m}$  and  $x=-1250\text{m}$ , with the waves being significantly broken by the sharp slope beginning at  $x=-1250$ . The wave height remains approximately the same, with minimal additional dissipation, from the top of this steep slope to toe of the afsluitdijk. For reference, in this document, the toe of the dijk is considered to be the point at which the onshore, upper boundary of the nourishment meets the concrete layer of the dijk, approximately  $x=-1475\text{m}$  and  $z=5\text{m}$  in Figure 14. At the toe of the dijk, the wave height has been reduced to  $0.50\text{m}$  (Table 3), which is below the desired design wave height range.

A small sand bar forms at the toe of the long shallow slope of the nourishment (Figure 14, central panel), around  $x=-825\text{m}$ . This bar is predicted to grow with the duration of the storm, and is formed initially about 5 hours into the simulation, when the water level is around 0m NAP (Figure 3). At the top of this shallow slope, where the steeper nourished slope begins, avalanching occurs once this steep slope becomes inundated (approximately 14.5 hours into simulation). Once the avalanching occurs, the slope stabilizes and limited sediment transport occurs after.

In the lower panel of Figure 14, the total bed change is shown. In this panel, positive values indicate accretion, where as negative values indicate erosion. The locations of avalanching are indicated by the peaks in erosion, followed by adjacent peaks in accretion just offshore. Small changes in bed level are also predicted on the two shoreward mildly sloping sections. No bed level changes are predicted offshore of  $x=-825\text{m}$  due to the nonerodable layer.

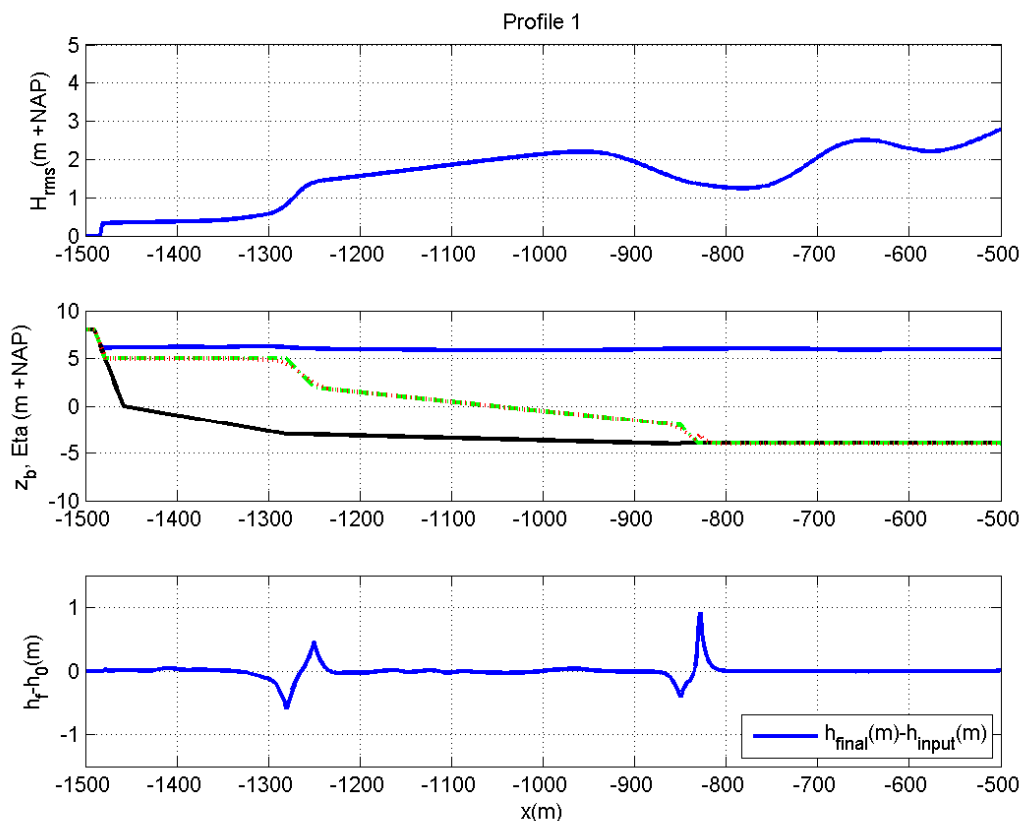


Figure 14. Profile 1 resulting wave height (upper panel), bathymetric profile (center panel, red dotted line), total bathymetric change (lower panel, blue line) from the dike to 1km offshore.

The maximum and minimum bed level changes are listed in Table 3 for all profile combinations. Table 3 also lists the  $H_s$  at the toe of the slope where the concrete bed layer meets the top of the nourished profile ( $x \sim -1475\text{m}$ ). To meet the design wave criterion, the  $H_s$  at this location, must be between 0.737m and 1.053m. It should be noted that the waves are non-stationary, thus the maximum  $H_s$  at the toe is being reported in Table 3, but this height fluctuates by approximately 10-15%.



Table 3. Bed level change for all profile combinations (max change highlight in red and min change highlighted in blue) and  $H_{rms}$  design range check.

Profile ID	Bed Level Change		$H_s$ at toe of dijk (m)	w/in design range
	Max (accretion) (m)	Min (erosion) (m)	(x~-1475m)	(0.737-1.053m)
1	0,92	-0,59	0,50	no
2	0,78	-0,80	0,84	yes
3	0,90	-0,94	0,75	yes
4	0,98	-0,87	0,75	yes
6	0,77	-0,30	0,54	no
8	0,75	-0,29	0,38	no
61	0,46	-1,39	0,77	yes
Hard	NA	NA	1,00	yes

Profile 2 (Figures 15) has a similar profile combination to Profile1, with the primary differences being Profile 2's lower bed level at the toe of the dijk and shorter seaward extend at this bed level, resulting in a slightly higher wave due to decreased dissipation in this region. This profile shape, specifically the bed level at the toe of the dijk, is preferable to Profile 1 because the design wave criterion is met (Table 3), with a 0,84m  $H_{rms}$  at the toe. Additionally, this profile is more ideal due to the smaller nourished volume, which translate to decreased nourishment costs.

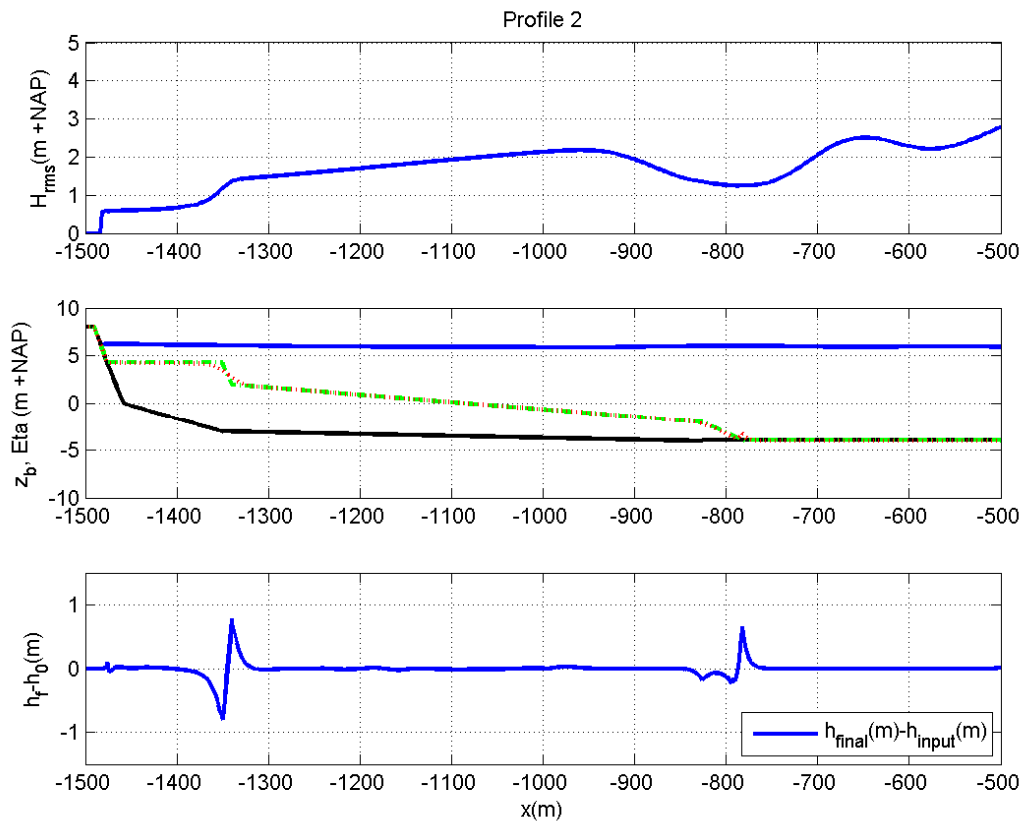


Figure 15. Profile 2 resulting wave height (upper panel), bathymetric profile (center panel, red dotted line), total bed level change (lower panel, blue line) from the dike to 1km offshore.

Profile 2 also resulted in less sediment transport by avalanching ( $x \sim -1350\text{m}$ ) due to the decreased bed level at the toe of the dijk (Figure 15). Therefore, this profile will have to be nourished less often to maintain its original shape.

Profile 3 (Figures 16) has a slight shallower bed slope between  $x \sim -1350\text{m}$  and  $x \sim -750\text{m}$ , and this slope extends an additional 75m offshore. This variation of the profile results in slightly increased avalanching of the steepest near-dijk slope ( $x \sim -1355\text{m}$ ), and a complementary increase in the deposition offshore of the extended slope ( $x \sim -750\text{m}$ ) (Figure 16).

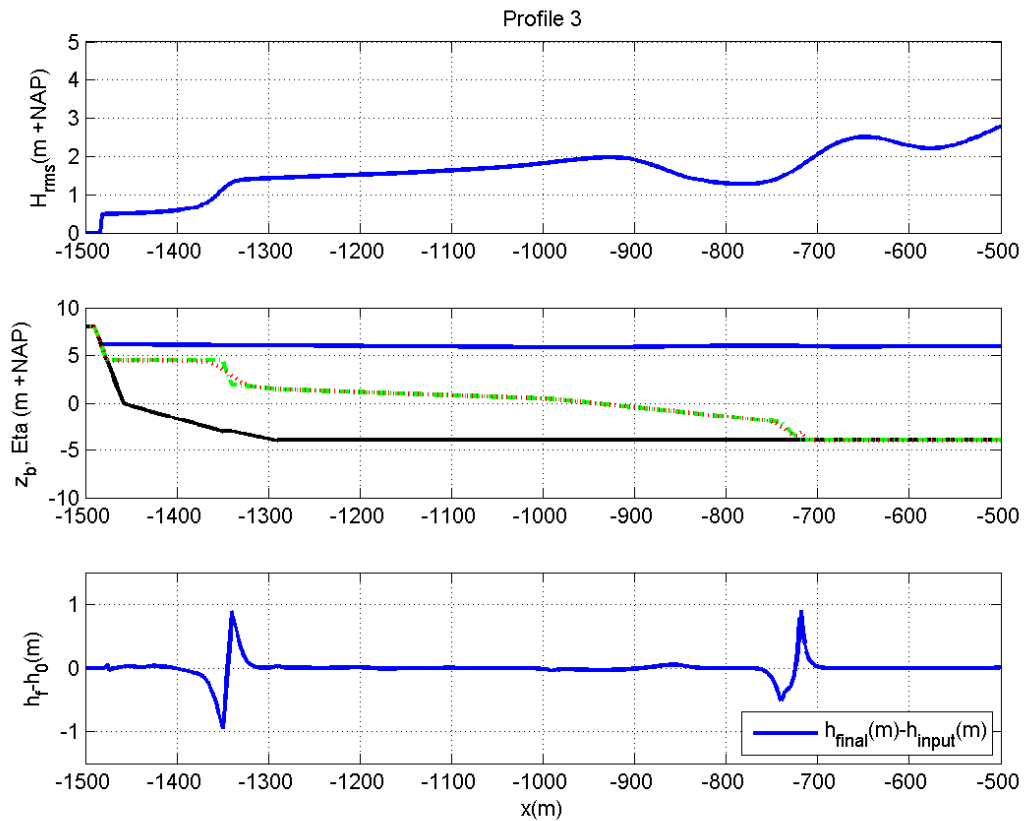


Figure 16. Profile 3 resulting wave height (upper panel), bathymetric profile (center panel, red dotted line), total bed level change (lower panel, blue line) from the dike to 1km offshore.

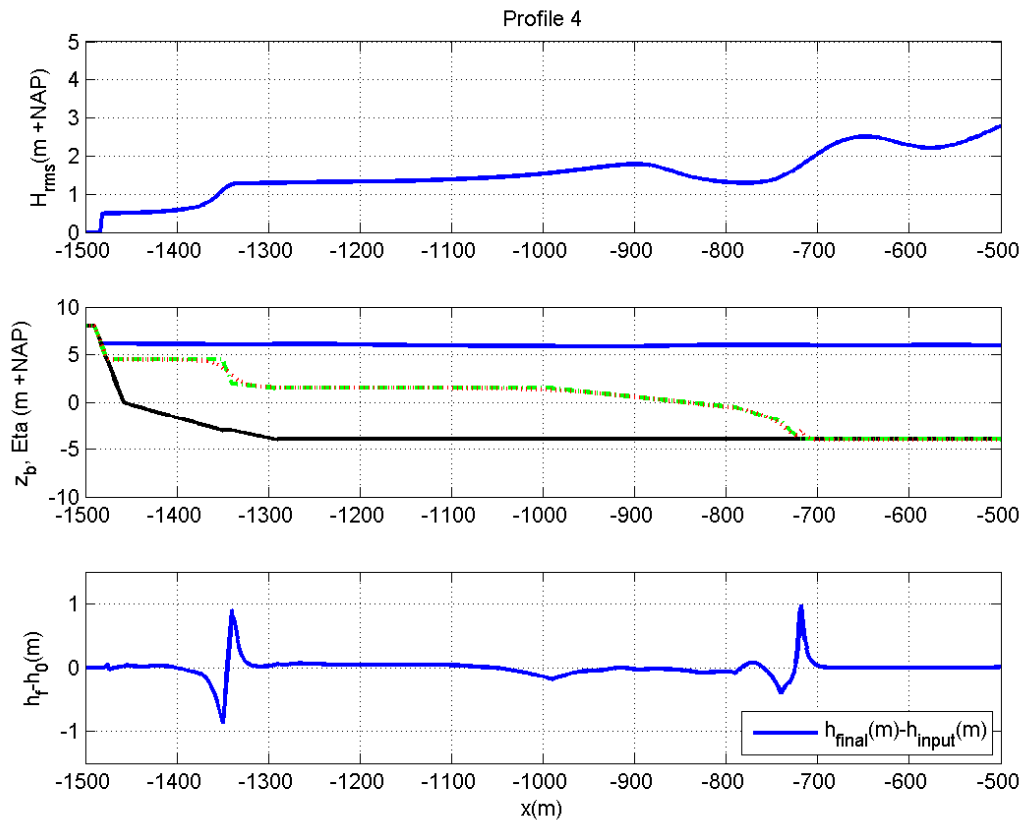


Figure 17. Profile 4 resulting wave height (upper panel), bathymetric profile (center panel, red dotted line), total bed level change (lower panel, blue line) from the dike to 1km offshore.

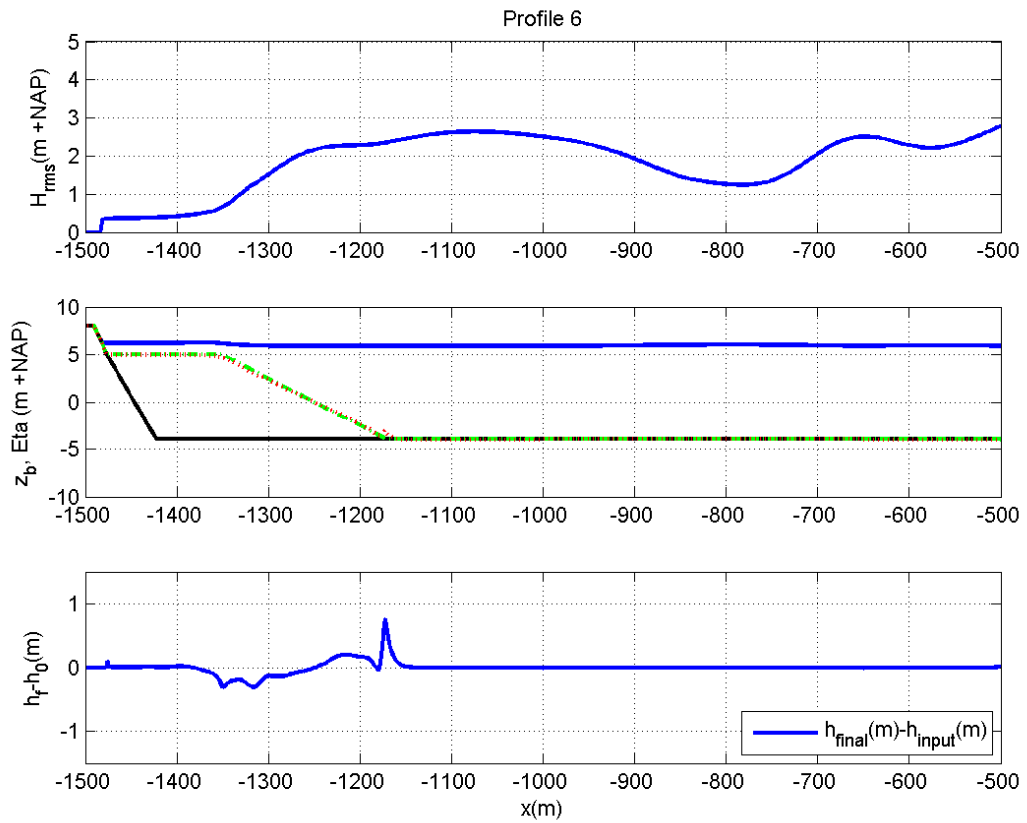


Figure 18. Profile 6 resulting wave height (upper panel), bathymetric profile (center panel, red dotted line), total bed level change (lower panel, blue line) from the dike to 1km offshore.

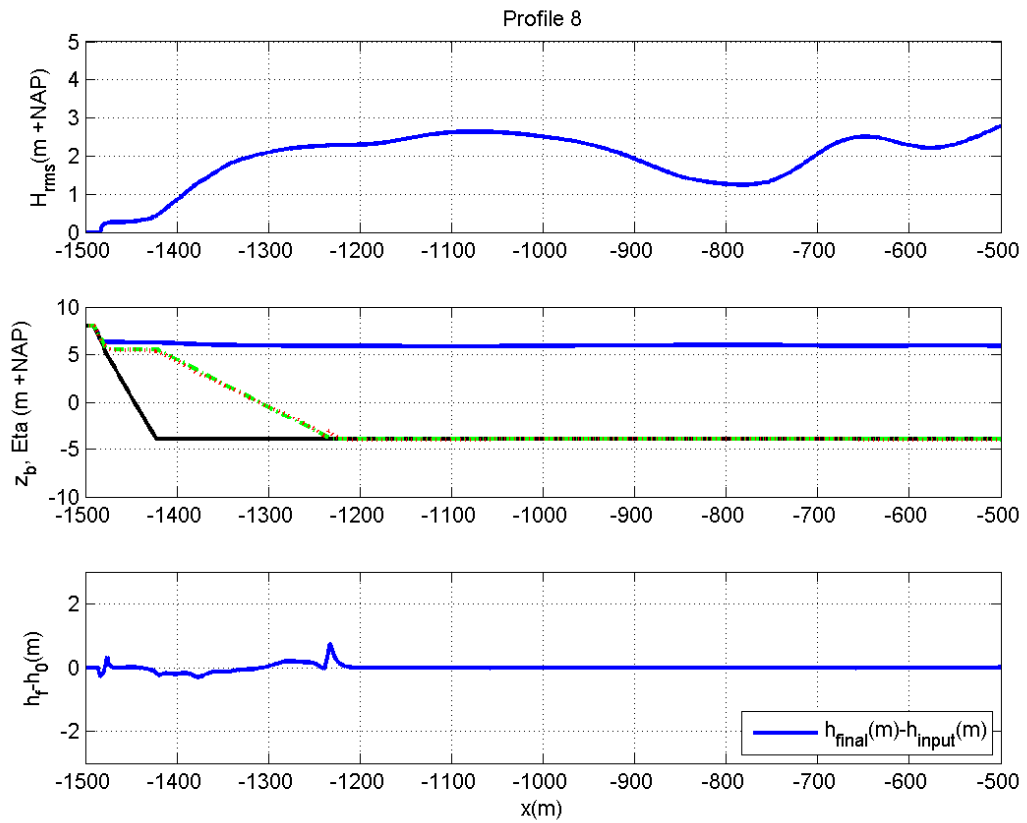


Figure 19. Profile 8 resulting wave height (upper panel), bathymetric profile (center panel, red dotted line), total bed level change (lower panel, blue line) from the dike to 1km offshore.

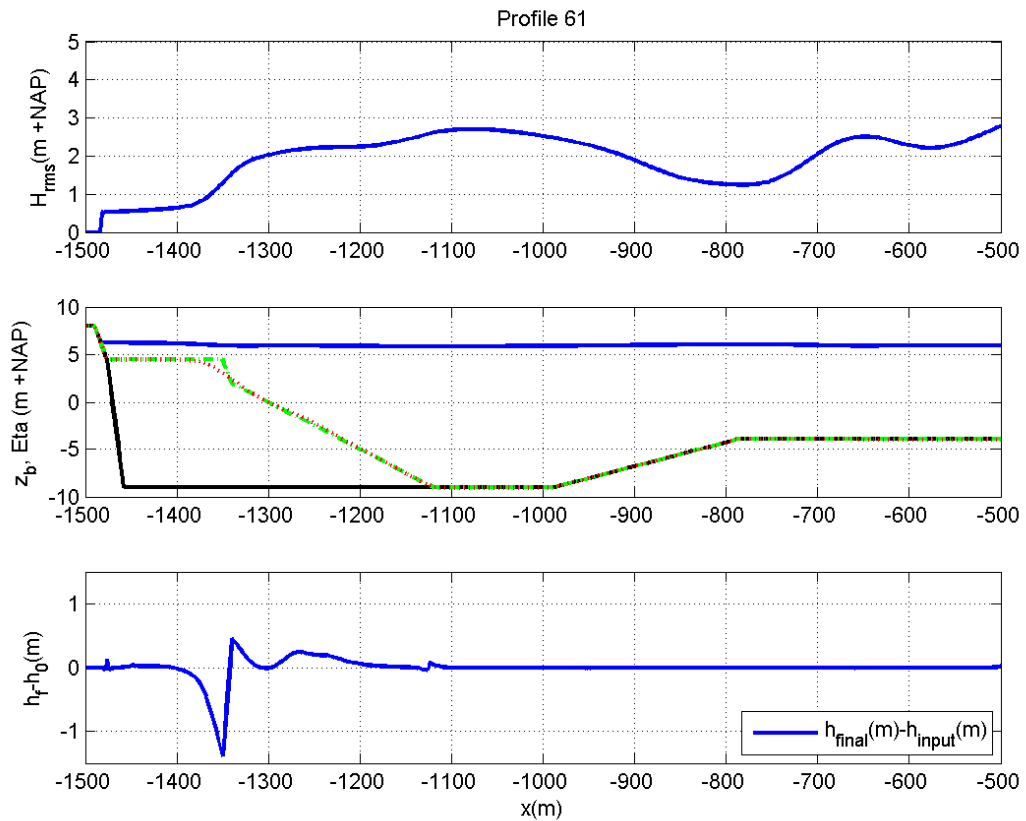


Figure 20. Profile 61 resulting wave height (upper panel), bathymetric profile (center panel, red dotted line), total bed level change (lower panel, blue line) from the dike to 1km offshore.

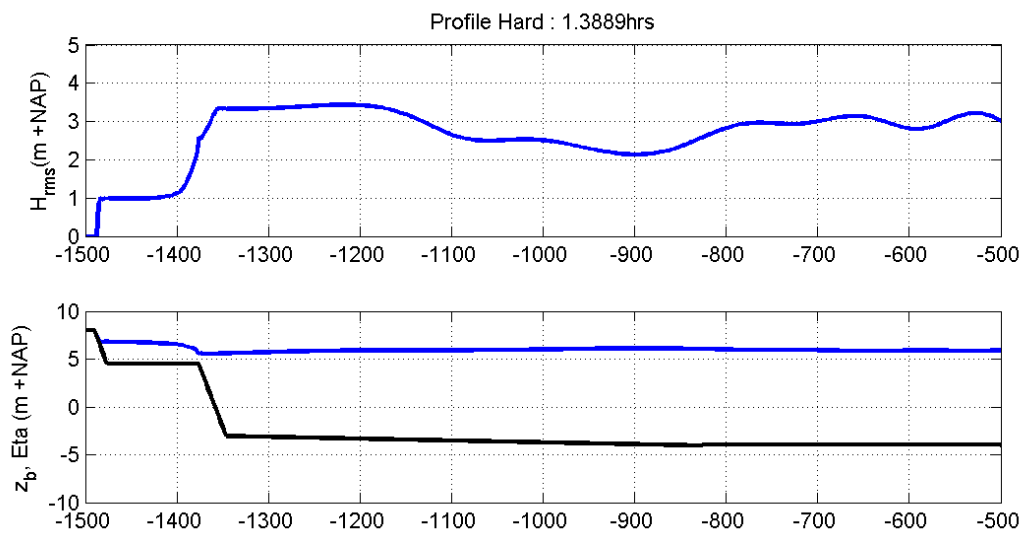


Figure 21. Profile Hard resulting wave height (upper panel), input bathymetric profile (lower panel, black line) from the dike to 1km offshore.

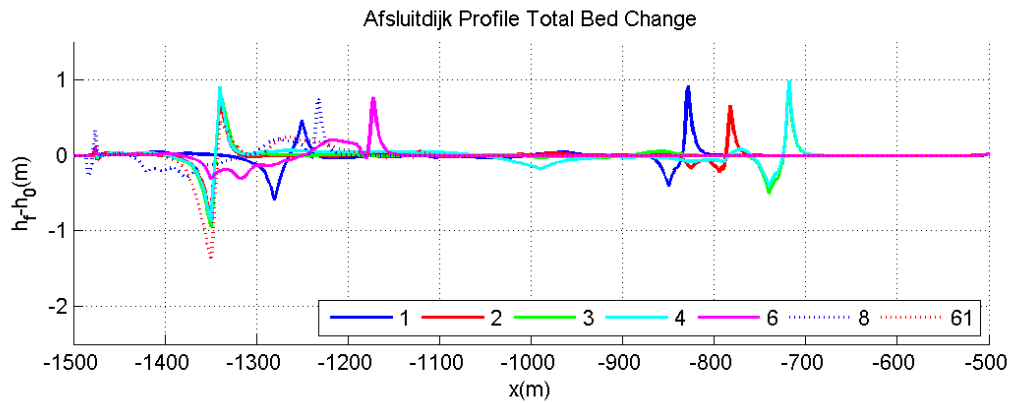


Figure 22. Total bed change predicted for each profile combination (Bathymetric profile (time=20hrs) – Bathymetric profile (time=0hrs)).

## References

- Carrier, G.F. and H.P. Greenspan (1958). Water waves of finite amplitude on a sloping beach. *J. Fluid Mech.*, Vol. 4, pp. 97-109.
- Galapatti, R., (1983). A depth integrated model for suspended transport. Report 83-7, Communications on Hydraulics, Department of Civil Engineering, Delft University of Technology.
- Reniers, A.J.H.M., J.A. Roelvink and E.B. Thornton. (2004). Morphodynamic modelling of an embayed beach under wave group forcing. *J. of Geophysical Res.*, VOL. 109, C01030, doi:10.1029/2002JC001586, 2004
- Roelvink, J.A. (1993a) Dissipation in random wave groups incident on a beach. *Coastal Eng.*, 19 (1993) pp. 127-150.
- Roelvink, J.A. (1993b) Surf beat and its effect on cross-shore profiles. Ph.D. thesis, Delft University of Technology.
- Soulsby, R. (1997). Dynamics of marine sands. Thomas Telford Publications, London, ISBN 0 7277 2584 X.
- Stelling G.S. and S.P.A. Duinmeijer (2003). A staggered conservative scheme for every Froude number in rapidly varied shallow water flows. *International Journal for Numerical Methods in Fluids*. 43:1329-1354.
- Van Dongeren, A.R. and I.A. Svendsen (1997). An Absorbing-Generating Boundary condition for Shallow Water Models. *J. of Waterways, Ports, Coastal and Ocean Engineering*, vol. 123, no. 6, pp. 303-313.
- Verboom, G.K., G.S. Stelling and M.J. Officer (1981). Boundary conditions for the shallow water equations. In: Abbott, M.B. and J.A. Cunge, eds. *Engineering Applications of Computational Hydraulics*, vol. 1., pp. 230-262.

## **Toekomstverkenning Afsluitdijk**

### **Beschrijving overheidsreferenties**

#### **Achtergrond**

De dijk en de spui- en schutsluizen voldoen niet aan de huidige veiligheidseisen voor waterkeringen en waterkerende objecten. Bovendien is er na 75 jaar sprake van achteruitgang van de betonkwaliteit van de sluizen. De dijk en sluizen dienen zodanig te worden aangepast dat deze met een planperiode van orde 50 of 100 jaar – met inbegrip van de huidige inzichten rondom klimaatverandering – weer aan alle eisen voldoen.

Aan marktpartijen is gevraagd visies op te stellen, met de inzet om na te gaan of er, gekoppeld aan het vraagstuk van waterveiligheid en -beheer, 'meer kan met de Afsluitdijk'. Hierbij kan worden gedacht aan thema's: natuur, duurzame energie, infrastructuur, recreatie en andere.

Naast de ontwikkeling van integrale toekomstvisies op de Afsluitdijk door marktpartijen zijn door het projectteam Verkenning Toekomst Afsluitdijk eveneens drie alternatieven samengesteld, vooral gericht op de basisfunctionaliteit waterkeren en – beheer, en niet op aanvullende wensen en ambities. Deze alternatieven dienen als vergelijkingsbasis bij de nadere beschouwing van maatschappelijke kosten en baten van de vier gepresenteerde visies.

#### **1. Nulalternatief T0**

Ten behoeve van een inzicht in de maatschappelijke kosten en baten van de visies is allereerst een Nulalternatief benoemd.

Het Nulalternatief kan worden gekarakteriseerd als "Niets doen":

- geen versterking van het dijklichaam en van de kunstwerken
- geen maatregelen om de achteruitgang in betonkwaliteit te beperken
- geen aanleg van een Extra Spuimiddel Afsluitdijk (ESA)
- minimale activiteiten tbv. functiebehoud anno 2009

Dit betekent dat het dwarsprofiel van het dijklichaam en de kunstwerken ongewijzigd blijven; enig onderhoud zal nog wel worden uitgevoerd.

Er zijn geen substantiële kosten verbonden aan dit Nulalternatief.

De effecten van het nulalternatief kunnen als volgt worden omschreven:

- Er treedt geen verbetering van de veiligheid op. Het dijklichaam en de kunstwerken voldoen niet aan de in Wet op de waterkering (Wow) gestelde norm. De veiligheid loopt op termijn nog verder terug als gevolg van zeespiegelstijging en door verdere achteruitgang van de betonkwaliteit; bij volgende toestrondes wederom leidend tot Wow-afkeuring van de waterkering.
- Bij extreme stormomstandigheden is er sprake van een relatief grote hoeveelheid overslaand zout water over de dijk, het IJsselmeer in. Dit kan enig effect hebben op de (zoet-) waterkwaliteit in het IJsselmeer.
- Er bestaat een risico van falen van de bestaande schut- en spuisluisen; er is dan geen garantie op goed peilbeheer van het IJsselmeer en er is sprake van een toenemend veiligheidsrisico voor de IJsselmeerdijken.
- Omdat de spuicapaciteit niet wordt vergroot wordt handhaving van het winterstreefpeil van het IJsselmeer in de komende decennia steeds vaker overschreden. Dit heeft negatieve gevolgen voor het waterbeheer in de omliggende



gebieden. Bovendien neemt het veiligheidsrisico voor de rond het IJsselmeer liggende waterkeringen toe.

- Er bestaat een risico op langdurig verlet van de schutsluizen waardoor er economische schade voor scheepvaart ontstaat.
- Geen enkele wens/ambitie wordt gerealiseerd.
- Volledig behoud van huidige cultuurhistorische waarde.

## 2. **Basisreferentie T1**

De Basisreferentie is gebaseerd op de volgende uitgangspunten:

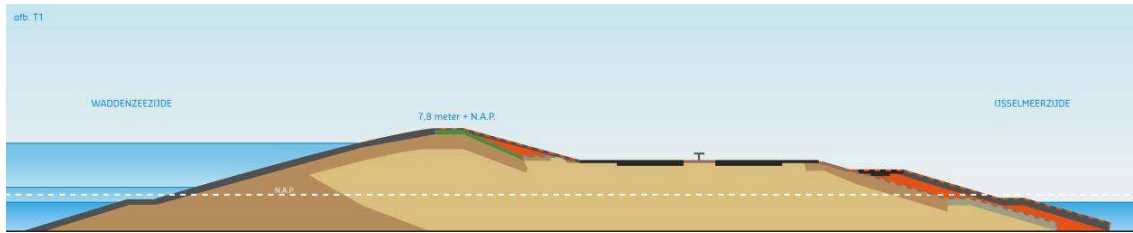
- Kies een zo goedkoop mogelijk versterkingsalternatief waarmee de waterkering weer aan de huidige normen voldoet.
- Het alternatief is er op gericht om de basisfuncties, veiligheid en waterbeheer, te verbeteren.
- Volgt de uitgangspunten uit het Informatiedocument van de uitvraag, met dien verstande dat planperiode voor dit alternatief is verkort tot – maximaal – het jaar 2050.
- Er wordt hier de aannahme gedaan dat er geen sprake is van afname van de betonkwaliteit (als gevolg van ASR)

De Basisreferentie bevat de volgende inhoudelijke onderdelen:

- De dijk wordt niet verhoogd. Onder extreme stormomstandigheden zal er dus net als nu een relatief grote hoeveelheid water over de dijk slaan. Het dwarsprofiel wordt overslagbestendig gemaakt. Hiervoor wordt een harde, steenachtige bekleding gebruikt, die niet met grond wordt afgedekt.
- Het binnentalud van de tuimeldijk wordt verflauwd, waardoor de stabiliteit weer aan de eisen voldoet. Door de taludverflauwing moet het bestaande fietspad verdwijnen; door het dijklichaam aan de IJsselmeerzijde een aantal meters te verbreden kan daar een nieuw fietspad worden aangelegd.



Figuur 1 beeld van de basisreferentie, een overslagbestendige dijk, met steenbekleding



**Figuur 2** dwarsprofiel dijklichaam voor en na realisatie van de basisreferentie

Voor de kunstwerken is voornamelijk gekozen voor het versterken van de bestaande constructies (renoveren). Voor de schutsluis te Den Oever wordt de oplossing van een nieuw buitenhoofd met keersluis, direct aansluitend op de bestaande sluis, gekozen, omdat die op deze locatie nog iets goedkoper wordt ingeschat. De kosten voor de hieronder gegeven oplossingsrichtingen zijn gebaseerd op het rapport VEKA, Rijkswaterstaat, 2007.

*Verbeteringen kunstwerken (Basisreferentie)*

Schutsluis Den Oever	Nieuw buitenhoofd met keersluis	M€ 25
Spuisluizen Den Oever	Renoveren	M€ 84
Schutsluizen Kornwerderzand	Renoveren; constructieve aanpassingen	M€ 26
Spuisluizen Kornwerderzand	Renoveren	M€ 61
<i>Subtotaal</i>		<i>M€ 196</i>

Bij de Basisreferentie wordt uitgegaan van aanleg van het extra spuumiddel ESA op de huidige voorkeurslocatie, in de knik van de Afsluitdijk.

De totale kosten voor genoemde verbeteringen in de Basisreferentie worden als volgt geschat:

*Kosten Basisreferentie*

Verbeteringen dijklichaam	M€ 160
Verbeteringen kunstwerken (totaal)	M€ 196
Aanleg ESA	M€ 250
<b>Totaal</b>	<b>M€ 606</b>

De *effecten* van de Basisreferentie zijn:

- De veiligheid van het grondlichaam wordt verbeterd zodat deze kan voldoen aan eisen overeenkomstig de Wow. De planperiode voor dit onderdeel van de verbetering wordt geschat op 2050. De verwachting is dat, gegeven het gehanteerde klimaatscenario, de zeespiegel daarna zoveel zal zijn gestegen dat golfoverslag nog verder is toegenomen. Aanvullende dijkversterkingswerkzaamheden zijn vanaf dat moment nodig om de verhoogde golfoverslag dan veilig te kunnen weerstaan.
- Ook voor de kunstwerken wordt ingeschat dat met versterking van de bestaande objecten tot een periode van maximaal 2050 aan de eisen uit de Wow kan worden voldaan. Een tweede grootschalige renovatie lijkt vanaf dat moment niet realistisch. Na 2050 zal dan alsnog voor een vorm van nieuwbouw moeten worden gekozen.

- Bij extreme stormomstandigheden is er sprake van een relatief grote hoeveelheid overslaand zout water over de dijk, het IJsselmeer in. Dit kan enig effect hebben op de (zoet-) waterkwaliteit in het IJsselmeer.
- Vanwege de grote hoeveelheid golfoverslag tijdens extreme stormen bestaat er een risico ten aanzien van uitvoering en beheer van de overslagbestendige bekleding. Dit risico richt zich vooral op mogelijke schade bij overgangen en op aansluitingen met diverse objecten en materialen.
- De huidige grasbekleding op de kruin en het binnentalud wordt vervangen door een steenachtige bekleding (bv. asfalt of beton). Dit heeft een landschappelijk effect over de gehele lengte van de Afsluitdijk (zie figuur 1).
- In de huidige situatie wordt een belangrijk deel van dijkbeheer, inspectie en onderhoud aan de Waddenzeezijde uitgevoerd vanaf het bestaande fietspad. Aangezien dit fietspad op die plaats verdwijnt zal de toegankelijkheid van de dijk aan de Waddenzeezijde – en daarmee de beheersmogelijkheden – afnemen.

### **3. “2100-Robuust” T2**

Het alternatief “2100-Robuust” is gebaseerd op de volgende uitgangspunten:

- Kies een dijkversterkingalternatief dat een robuuste, toekomstgerichte oplossing biedt voor een planperiode tot 2100.
- Het alternatief is er op gericht om de basisfuncties, veiligheid en waterbeheer, te verbeteren.
- Volgt de uitgangspunten uit het Informatiedocument bij de markttuitvraag.
- Als gevolg van ASR is er sprake van afname van de betonkwaliteit van de kunstwerken, waardoor de restlevensduur van deze objecten beperkt is tot vermoedelijk 2030.
- Gericht op verbetering van de bestaande beheer-, onderhouds- en inspectiemogelijkheden van de waterkering en van de autosnelweg.
- Biedt ruimte en flexibiliteit tav eventuele toekomstige dijkversterkingen en mobiliteitsontwikkelingen.

Het alternatief “2100-Robuust” kan als volgt worden omschreven:

- De dijk wordt verhoogd tot ca. NAP +10 m. Bij die kruinhoogte zal er onder extreme stormomstandigheden een relatief beperkte hoeveelheid water over de dijk slaan. De overslagbestendigheid van een goedkope en landschappelijk aantrekkelijke grasbekleding is dan voldoende.
- Er is voor gekozen om de dijkversterking uit te voeren in zand en klei; duurzaam materiaal dat eventuele zettingen in de ondergrond zonder problemen kan volgen en waarbij toekomstige dijkversterkingen goed uitvoerbaar zijn. Door het ontbreken van constructieve elementen of van aansluitconstructies is het risicoprofiel van deze robuuste oplossing gunstig.
- Het binnentalud van de tuimeldijk wordt verflauwd, waardoor de stabiliteit weer aan de eisen voldoet.
- Om de dijk te kunnen verhogen is een verbreding van het dwarsprofiel noodzakelijk. Er is voor gekozen de verbreding aan de IJsselmeerzijde uit te voeren. Argumenten hiervoor zijn dat deze richting aansluit bij eerdere dijkaanpassingen: over een lengte van ca. 5 km is de Afsluitdijk in de jaren '70 al naar de IJsselmeerzijde verbreed en ook deels verhoogd tot een niveau van NAP + 10 m. De uniformiteit van het dijklichaam wordt hierdoor versterkt. Bovendien biedt het IJsselmeer uitvoeringstechnische voordelen (luwte, geen getij of stroomgeulen) en kan de basalt dijkbekleding aan de Waddenzeezijde – die wél aan de huidige eisen voldoet – grotendeels gehandhaafd blijven.

- In het buitentalud wordt op stormvloedhoogte een buitenberm aangelegd met daarop een fietspad met vrij zicht over de Waddenzee. Deze berm kan tevens worden gebruikt als onderhoudspad en verbetert de mogelijkheden voor beheer en inspectie.
- Door het ruimtebeslag, nodig voor de verhoging, is het noodzakelijk dat de autosnelweg naar de IJsselmeerzijde wordt verschoven, zoals dat ook al over de eerder genoemde 5 km is gebeurd. Dit is een onderdeel met relatief hoge kosten, maar het biedt tegelijkertijd ook de kans om het wegprofiel aan de huidige richtlijnen voor autosnelwegen aan te passen waarmee betere, veiligere mogelijkheden voor inspecties en onderhoud ontstaan.
- Het dijklichaam wordt met ruim 25 m naar de IJsselmeerzijde verbreed.



**Figuur 3** beeld van 2100-Robuust, verhogen en verbreden van de dijk



**Figuur 4** dwarsprofiel dijklichaam voor en na realisatie van 2100-Robuust

Vanwege de onvoldoende veiligheid, in combinatie met de afname van de betonkwaliteit, en daardoor een beperkte restlevensduur, is bij "2100-Robuust" gekozen voor nieuwbouw van de kunstwerken.

Om de veiligheid op de locatie van de schutsluizen weer aan de huidige normen te laten voldoen is er voor gekozen om nieuwe keersluizen te bouwen. Deze zijn voorzien op de locatie direct aan de buitenzijde van de draaibruggen. Voordeel hiervan is dat tegelijkertijd ook de draaibruggen worden afgeschermd, dat er géén maatregelen nodig zijn langs de voorhavens (met name van belang voor het beschermd dorpsgezicht van Kornwerderzand), en dat er enige flexibiliteit rond de aanleg van nieuwe schutsluizen ontstaat. Nieuwe schutsluizen kunnen dan namelijk iets minder zwaar worden uitgevoerd en mogelijk ook iets later in de tijd (aanleg wellicht in 2030, een en ander afhankelijk van nader onderzoek van de betonkwaliteit) worden aangelegd.

Voor de spuisluizen te Kornwerderzand wordt voorgesteld dit complex buiten gebruik te nemen en nieuwbouw te plegen, aansluitend op en in de stijl van het nieuw te bouwen spuisluizencomplex ESA in de knik van de dijk. Het oude spuisluizencomplex Kornwerderzand kan mogelijk voor een deel worden hergebruikt als vispassage of zout-zoetovergang. Voor de spuisluizen Den Oever wordt voorgesteld het oude buiten gebruik te stellen en een nieuw complex te bouwen direct oostelijk van het bestaande. Wanneer het oude complex wordt afgebroken ontstaat er ruimte om in de toekomst de kruising met het scheepvaart structureel te verbeteren.

*Verbeteringen kunstwerken (2100-Robuust)*

Schutsluis Den Oever	Nieuwbouw keersluis buiten draaibruggen en bouw schutsluis	M€ 90
Spuisluizen Den Oever	Nieuwbouw spuisluizencomplex oostelijk van Den Oever	M€ 179
Schutsluizen Kornwerderzand	Nieuwbouw keersluis buiten draaibruggen en bouw schutsluis	M€ 90
Spuisluizen Kornwerderzand	Nieuwbouw spuisluizencomplex aansluitend op ESA	M€ 125
Bepaalde conservering beton kunstwerken		M€ 20
Buiten gebruik nemen oude spuisluizencomplexen		M€ 6
<i>Subtotaal</i>		<i>M€ 510</i>

De totale kosten voor genoemde verbeteringen in het alternatief "2100-Robuust" worden als volgt geschat:

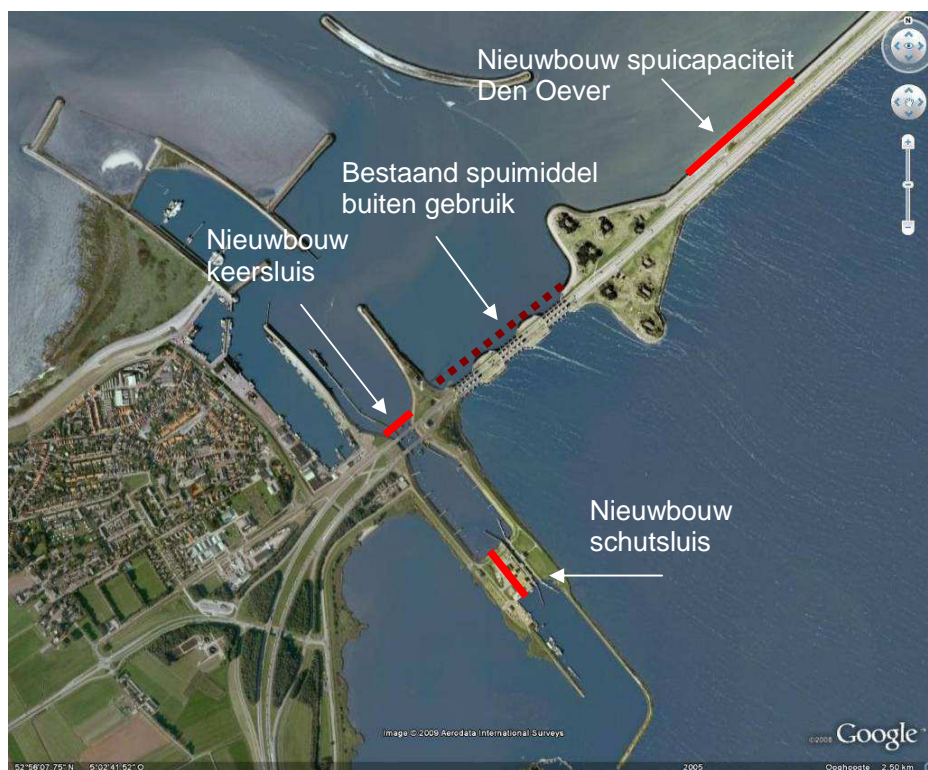
*Kosten 2100-Robuust*

Verbeteringen dijklichaam	M€ 400
Nieuwbouw kunstwerken (totaal)	M€ 510
Aanleg ESA	M€ 250
<b>Totaal</b>	<b>M€ 1160</b>





**Versterking "2100-Robuust" omgeving Kornwerderzand**



**Versterking "2100-Robuust" omgeving Den Oever**

De *effecten* van het alternatief “2100-Robuust” zijn:

- De veiligheid van het grondlichaam en kunstwerken wordt verbeterd zodat deze kan voldoen aan eisen overeenkomstig de Wow. De planperiode wordt gesteld op 2100.
- Door verhoging van de dijk is er onder extreme omstandigheden zeer geringe overslag. Er is daardoor een minimale kans op toename van het zoutgehalte in het IJsselmeer, bovendien kan worden volstaan met een voordelige grasbekleding op het binnentalud. De geringe overslag biedt meer flexibiliteit in het toestaan van overige objecten of functies in het dijkprofiel.
- De dijkversterking wordt uitgevoerd met bewezen technieken en materialen. De robuuste uitvoering kent daardoor nauwelijks risico's. Het voorgestelde profiel is toekomstgericht en flexibel. Door ruimtereservering in het dwarsprofiel zijn toekomstige verbeteringen goed mogelijk.
- Vorm en richting van de dijkversterking sluiten aan bij al eerder uitgevoerde verbeteringen aan delen van de Afsluitdijk. Cultuurhistorische waarden zoals vrij zicht over het IJsselmeer en het bijzondere aspect van een man-made “streep door de zee” worden hierdoor behouden.
- Het fietspad, aangelegd op de berm in het buitentalud, biedt een rustige fietsverbinding met vrij uitzicht op de Waddenzee.
- Verbetering van mogelijkheden voor onderhoud en inspectie van de waterkering aan de Waddenzeezijde en van de A7-autosnelweg.
- De aanleg van nieuwe spuisluizen biedt mogelijkheden om, op termijn, de verkeerssituatie bij Den Oever en Kornwerderzand te verbeteren (toekomstgericht en flexibel).
- Door aanleg keersluizen kan verbetering schutsluizen mogelijk worden uitgesteld.
- Omdat geen verbetermaatregelen in de voorhaven Kornwerderzand worden uitgevoerd, wordt het beschermd dorpsgezicht zo min mogelijk beïnvloed.

### ***Achtergrondinformatie:***

Keuze alternatieven gebaseerd op:

- Basisreferentie-varianten, Deltares, september 2008
- Verkenning Kunstwerken VEKA, Bouwdienst RWS, 2007

Alle kostenschattingen zijn conform PRI-systematiek

Kostenschattingen zijn gegeven als nominale bedragen, prijspeil 2008, inclusief BTW.

Opmerking: het hoofdrapport “Dijk en Meer” Eindrapport Verkenning Toekomst Afsluitdijk toont de kosten in netto contante waarden.

Projectteam Verkenning Toekomst Afsluitdijk, februari 2009.