

PROBABILISTISCHE METHODEN BIJ HET DUINONTWERP

Achtergronden van de TAW-Leidraad 'Duinafslag'

Maart 1984

J. van de Graaff

TH Delft, Afd. Civiele Techniek

Vakgroep Kustwaterbouwkunde

Probabilistische methoden bij het duinontwerp

blz.

INHOUDSOPGAVE

Lijst van tabellen

Lijst van figuren

I	<u>INLEIDING</u>	1
II	<u>DUINONTWERPPROBLEEM</u>	3
	II-1 Algemeen	3
	II-2 Duinafslagproces	4
	II-3 Afslagbepalende grootheden	6
	II-4 Ontwerpomstandigheden	14
	II-5 Samenvatting en conclusies Hoofdstuk II	18
III	<u>PROBABILISTISCH DUINONTWERP</u>	20
	III-1 Algemeen	20
	III-2 Probabilistische methoden	24
	III-3 Kansdichtheidsverdelingen	32
	III-3-1 Algemeen	32
	III-3-2 Maximale waterstand tijdens stormvloed	33
	III-3-3 Significante golfhoogte	34
	III-3-4 Korreldiameter duinmateriaal	36
	III-3-5 Ligging beginprofiel	38
	III-3-6 Stormvloedduur	39
	III-3-7 Buistoten en buioscillaties	43
	III-3-8 Nauwkeurigheid berekeningsmethode	46
	III-4 Onafhankelijkheid parameters	48
	III-5 Samenvatting en conclusies Hoofdstuk III	49

		blz.
IV	<u>UITWERKING VOORBEELD; OPZET LEIDRAAD</u>	52
IV-1	Algemeen	52
IV-2	Niveau III berekeningen standaardgeval	53
	IV-2-1 Numerieke integratie	53
	IV-2-2 Monte Carlo simulatie	57
IV-3	Niveau II berekeningen standaardgeval	57
IV-4	Opzet rekenrecept Leidraad; basisafslag	59
IV-5	Toeslagen voor diameter- en profielvariatiës	63
IV-6	Samenvatting en conclusies Hoofdstuk IV	66
V	<u>VERIFICATIE REKENRECEPT LEIDRAAD</u>	68
V-1	Algemeen	68
V-2	Verificatie aan de hand van praktijk gevallen	68
	V-2-1 Rekengevallen	68
	V-2-2 Verwerking profielvariatiës	71
	V-2-3 Niveau II berekeningen	75
V-3	Afslag bij grotere overschrijdingskansen	76
V-4	Vergelijking Voorlopige Richtlijn - DUROS - Leidraad	77
V-5	Samenvatting en conclusies Hoofdstuk V	80
	<u>Referenties</u>	82

LIJST VAN TABELLEN

	blz.	
III-1	Resultaat Niveau II berekening	30
III-2	Parameters stormvloedkrommen	40
III-3	Tijdsduur dat waterstand hoger is dan NAP + 5.00 m	41
IV-1	Karakteristieken van de rekengevallen	52
IV-2	Overschrijdingskans per jaar	56
IV-3	Bijdrage parameters aan variantie betrouwbaar- heidsfunctie; positie ontwerp punt	58
IV-4	Parameter waarden in ontwerp punt	60
IV-5	Randvoorwaarden ter bepaling van de basisafslag	62
IV-6	Vergelijking Niveau II - rekenrecept (basisafslag)	62
IV-7	Afwijkingen benadering - werkelijk (in m)	65
V-1	Karakteristieken verificatie gevallen	69
V-2	Vergelijking Leidraad - Niveau II bij grotere overschrijdingskansen per jaar	77
V-3	Vergelijking Leidraad - DUROS - VR	78

PROBABILISTISCHE METHODEN BIJ HET DUINONTWERP

I INLEIDING

In de 'Leidraad voor de beoordeling van de veiligheid van duinen als waterkering' (TAW 1984), is een berekeningsmethode opgenomen waarmee de kustbeheerder kan nagaan of de onder beheer staande duinen 'Deltaveilig' zijn of niet. In de Leidraad is een relatief eenvoudig rekenrecept aangegeven; in dit rapport worden de achtergronden van dat recept gegeven.

Vooraf gestimuleerd door het ontwerp van de Oosterschelde stormvloedkering, krijgt de zogenaamde probabilistische ontwerpfilosofie in toenemende mate aandacht in de waterbouwkundige ontwerp-praktijk. (Bij een probabilistisch ontwerp wordt op basis van risico-analyses en waarschijnlijkheidsberekeningen de veiligheid van het ontwerp beoordeeld.) Vooral in ontwerpgevallen waarbij een relatief groot aantal bepalende factoren in het spel is, is een probabilistische aanpak de aangewezen weg om tot een verantwoord ontwerp te komen. Het duinafslagproces tijdens een hoge stormvloed is daarvan een voorbeeld. Er zal blijken dat uiteindelijk 7 invloeden van belang worden geacht de mate van duinafslag te bepalen.

Hoewel dus een probabilistische aanpak van het duinontwerp voor de hand ligt, worden daarmee echter ook extra complicaties geïntroduceerd. Essentiële bij een probabilistische ontwerpmethodiek is immers dat vooraf een toelaatbare bezwijkkans kan worden aangegeven. In de waterkeringspraktijk en de waterkeringspolitiek is de toelaatbare bezwijkkans van een waterkering echter nog geen ingeburgerd begrip. In dit verband is voor een ad hoc oplossing gekozen om toch tot een uitspraak omtrent een aanvaardbare bezwijkkans te komen als randvoorwaarde bij de berekeningen.

Hoewel in de nabije toekomst een sterke uitbreiding van het probabilistische 'denken' wordt verwacht en er ook meer praktische toepassingen

in de waterbouwkundige beroepspraktijk zullen volgen, is voor de opstelling van de eerder genoemde Leidraad nog voor een eenvoudig, ogenschijnlijk min of meer 'deterministisch' rekenrecept gekozen. Overigens zijn de uitkomsten van dat eenvoudige recept wel zodanig dat deze bij de aangehouden bezwijkkans, nagenoeg overeenkomen met de uitkomsten van probabilistische berekeningen.

Het zal blijken dat de volledige probabilistische uitwerking van het duinontwerpprobleem toch nogal gecompliceerd is. En hoewel het wellicht mogelijk is de eigenlijke kustbeheerders een volledig probabilistisch ontwerppakket aan te bieden, is daar voorlopig van afgezien. Bij de meeste toepassingen van de probabilistische ontwerpfilosofie (bijvoorbeeld in de constructieleer) is het eveneens gebruikelijk uiteindelijk van karakteristieke ontwerpwaarden uit te gaan bij de dagelijkse ontwerppraktijk. Binnen Werkgroep 5, 'Dünen als Waterkering', van de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), leeft in meerderheid de overtuiging dat de thans gekozen aanpak, dus de presentatie van een eenvoudig rekenrecept, voorlopig de voorkeur verdient.

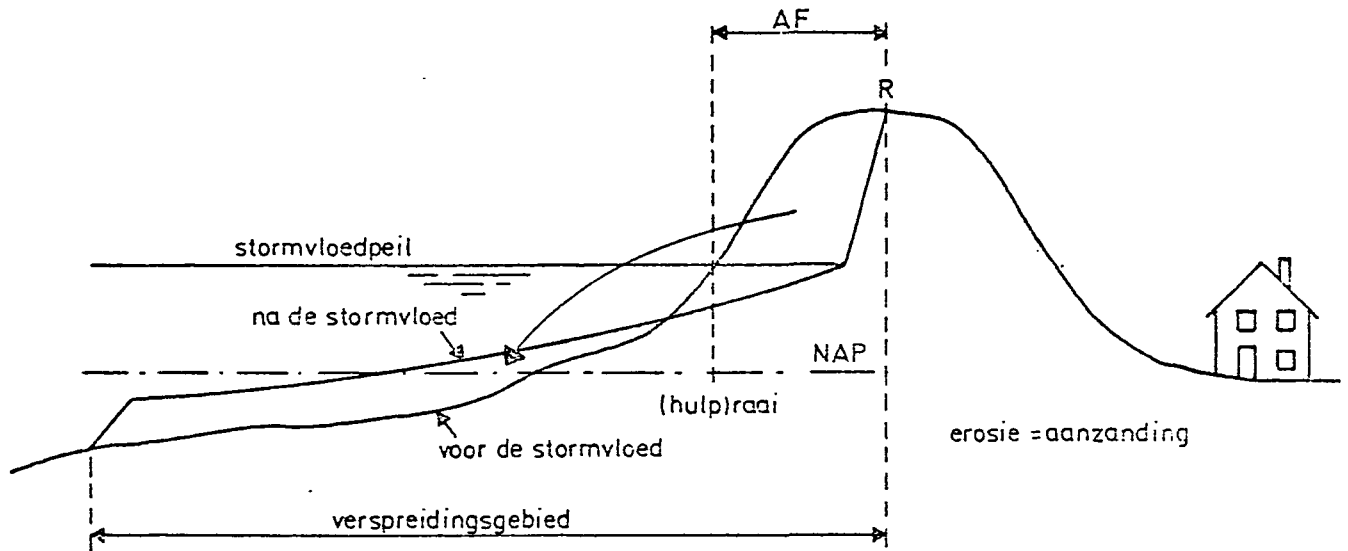
II DUINONTWERPPROBLEEM

II-1 Algemeen

Duinen vormen in Nederland een belangrijke schakel in de keten van primaire waterkeringen. In tegenstelling tot bijvoorbeeld een normale dijk, is een duin een flexibele waterkering. Opgebouwd uit talloze relatief zeer kleine, gemakkelijk verplaatsbare korreltjes, vervormt een duin juist op de momenten dat aanspraak op het waterkerende vermogen wordt gedaan. Dit vervormingsproces wordt gewoonlijk met duinafslag aangeduid. Dat er tijdens een zware stormvloed afslag zal optreden is in het algemeen niet te verhinderen; de breedte/zwaarte van het duinmassief dient echter zodanig te zijn dat de voortschrijdende afslag niet direct tot een doorbraak zal leiden.

Duinafslag tijdens een stormvloed is een relatief snel erosieproces. In een tijdsbestek van enkele uren worden grote hoeveelheden zand van de duinen afgeslagen en meestal op dieper water weer afgezet. Erosie van een kustprofiel kan ook op een andere manier plaatsvinden. Door plaatselijke verschillen in de grootte van het zandtransport evenwijdig aan de kust (gradiënt), kan zandverlies uit een kustprofiel optreden. Bij dit type van erosie behoort echter een geheel andere tijdschaal (jaren). Het duinontwerpprobleem zoals dat in dit rapport aan de orde zal komen, betreft uitsluitend de erosie ten gevolge van het eigenlijke duinafslagproces. Gegeven een beginprofiel gaat het er dan om, de plaats aan te geven waar punt R in het duin komt te liggen onder ontwerpomstandigheden (zie schets blz.4)

Blijkt punt R nog duidelijk in het duinmassief te vallen, dan is er niets aan de hand en kan het duin als Deltaveilig worden gekenschetst. Blijkt er onder de ontwerpomstandigheden doorbraak voor te komen dan voldoet het duin niet aan de gestelde eisen. Versterking van het duin dient dan plaats te vinden. In het algemeen zal daarbij naar een dusdanige aanpassing van het duinprofiel worden gestreefd dat het duin hierna aan de gestelde eisen voldoet.



Voor een kustbeheerder is de geleidelijke jaarlijkse erosie zeker niet minder belangrijk dan de eenmalige zeer grote erosie tijdens een zeer hoge stormvloed. De kans dat een werkelijk zeer hoge stormvloed optreedt, is echter maar zeer klein. Een kustbeheerder dient met die kleine kans terdege rekening te houden en een duin kan pas als een adequate zeewering worden gekenschetst als er zoveel 'speelruimte' aanwezig is dat een dergelijke 'eenmalige' gebeurtenis zonder doorbraak kan worden doorstaan. Dat bij een geleidelijk eroderende kust de genoemde speelruimte in de loop der jaren steeds minder wordt, is in het algemeen goed te overzien en over een niet al te lange termijn, te voorzien. De verantwoordelijke instanties dienen er in feite slechts voor te zorgen dat er steeds zoveel speelruimte aanwezig is, dat een 'ontwerp'-stormvloed kan worden doorstaan.

II-2 Duinafslagproces

In figuur 1a is een dwarsdoorsnede van een geheel kustprofiel aangegeven. Onder 'normale' omstandigheden lijkt het erop dat het duingedeelte van het kustprofiel een min of meer eigen leven leidt. De zandtransporten in de richting loodrecht op de kust komen ook onder 'normale' omstandigheden voor, maar beïnvloeden het duingedeelte van het profiel niet. Tijdens een hoge stormvloed vormt het duin wel een geïntegreerd deel van het kustprofiel. Door de dan veel hogere waterstanden en grotere golfhoogte komen over grotere profieldelen

dwarstransporten voor. Afslag van het duin (= zandtransport in zee-
waartse richting) zal dan optreden.

In het verslag "Rekenmodel voor de verwachting van duinafslag tij-
dens stormvloed", M 1263 deel IV van het Waterloopkundig Laborato-
rium (WL 1982, DUROS-model) is gedetailleerd aangegeven op welke
wijze de te verwachten duinafslag tijdens een stormvloed kan worden
berekend. In dit rapport zal worden volstaan met een globale be-
schrijving van het afslagproces.

De vorm van het aan het begin van een (hoge) stormvloed aanwezige
dwarsprofiel (= beginprofiel) is niet in overeenstemming met de
'evenwichtsvorm' die bij de tijdens die stormvloed aanwezige rand-
voorwaarden behoort. Als gevolg van dit verschil zullen dusdanige
zandtransporten in dwarsrichting plaatsvinden dat dit verschil uit-
eindelijk teniet wordt gedaan. In het algemeen kan niet worden ver-
wacht dat in het relatief korte tijdsbestek dat de stormvloed daad-
werkelijk duurt (orde: uren), een werkelijk evenwichtsprofiel zal
worden bereikt. Uit onderzoeken is echter gebleken dat zodra het
zogenaamde afslagprofiel is gevormd, het afslagproces nog slechts
relatief langzaam in de tijd voortschrijdt. In het genoemde WL-ver-
slag wordt dan ook voor dat afslagprofiel een centrale rol wegge-
legd bij de beschrijving en de kwantificering van het duinafslag-
proces. Afhankelijk van de tijdens het hoogtepunt van de stormvloed
voorkomende significante golfhoogte en de korreldiameter van het
duinmateriaal, wordt de vorm van het afslagprofiel en de lengte
waarover dat profiel zich zal uitstrekken, vastgelegd. De maximale
waterstand tijdens de stormvloed (= stormvloedpeil) bepaalt de po-
sitie van het afslagprofiel in verticale zin. (Het afslagprofiel
'hangt' als het ware aan het stormvloedpeil.) In de thans toegepas-
te schematisatie van het afslagproces wordt het afslagprofiel in
horizontale zin zodanig gesitueerd dat er een sluitende zandbalans
in dwarsrichting optreedt. (Aanzanding = Erosie; zie ook schets
op blz. 4.) De vorm van het afslagprofiel wordt met de volgende
formule beschreven:

$$y(7.6/H_{OS}) = 0.4714 [(7.6/H_{OS})^{1.28} (w/0.02681)^{0.56} x + 18.00]^{0.5} - 2.00 \quad (1)$$

waarin: y = diepte beneden stormvloedpeil (m)

H_{OS} = significante golfhoogte op diep water (m)

w = valsnelheid duinzand in zeewater van 5°C (m/s)
x = afstand vanaf de duinvoet (m)

Geldt voor $0 \text{ m} \leq x \leq 250 * (H_{os}/7.60)^{1.28} * (0.02681/w)^{0.56} \text{ m}$.

De diepten worden in vergelijking (1) vastgelegd ten opzichte van het stormvloedpeil; daardoor komt het effect van dit peil op de mate van duinafslag tot uiting. Uit vergelijking (1) blijkt de invloed van de significante golfhoogte op de afslag direct. Dit zelfde geldt voor de invloed van de korreldiameter van het duinmateriaal; die invloed wordt via de valsnelheid w van de korrels tot uitdrukking gebracht. Uit vergelijking (1) blijkt dus dat er drie parameters van directe invloed zijn op de mate van afslag. Gezien de sluitende zandbalans-procedure die bij de positionering van het afslagprofiel in horizontale zin wordt toegepast, zal duidelijk zijn dat ook de ligging van het beginprofiel bepalend is voor de uiteindelijke mate van afslag tijdens de stormvloed. In de volgende paragraaf zullen nog enkele afslagbepalende parameters aan de orde komen.

In de schets op blz. 4 is de uiteindelijke ligging van het afslagprofiel aan het einde van het afslagproces aangegeven. In dit rapport zal de ligging van het punt R in het duin centraal staan. In veel gevallen zal daarbij de afstand AF tussen een (hulp)raai nabij de duinvoet van het beginprofiel en dat punt R in de beschouwingen worden betrokken. Door de mate van duinafslag als een lengtemaat aan te geven wordt in feite weinig recht aan het fysische proces gedaan (dwarstransport: m^3/m). Voor het ontwerpprobleem is die lengtemaat echter zinvol omdat ook de positie van de achterkant van het duin in een lengtemaat wordt uitgedrukt. Niettemin zal blijken dat de afslag soms ook wordt gekarakteriseerd als volume afslag boven stormvloedpeil. In het algemeen betreft die grootheid dus niet de totale erosie, maar slechts een deel ervan.

II-3 Afslagbepalende grootheden

In de vorige paragraaf zijn al enkele parameters ter sprake gekomen die de mate van duinafslag blijken te bepalen. In deze paragraaf worden de van belang geachte parameters systematisch aangegeven. Teneinde

enige indruk van het relatieve belang van de parameters te krijgen, worden daarbij ook enkele resultaten van berekeningen getoond waarbij de afslag als functie van de variatie in parameter grootte is aangegeven. Alle berekeningen zijn in principe uitgevoerd met het zogenaamde standaardprofiel als beginprofiel. In figuur 1b is dat standaardprofiel aangegeven; het standaardprofiel is een tamelijk steil, gemiddeld Nederlands kustprofiel. In deze paragraaf wordt vervolgens een opsomming gegeven van grootheden die vooralsnog niet van belang worden geacht de mate van duinafslag te beïnvloeden. Deels berust dat op daadwerkelijk fysisch inzicht; deels op een zekere mate van onbekendheid.

Bepalende factoren

++ Maximale waterstand ++

Het stormvloedpeil heeft een zeer grote invloed op de mate van duinafslag. In figuur 2a is dat effect aangegeven. In dit voorbeeld zijn stormvloedpeilen rondom het zogenaamde ontwerppeil voor Hoek van Holland aangenomen. Voor de overige randvoorwaarden zijn willekeurige, maar overigens bij de zeer hoge waterstand passende, waarden gekozen. Zie voor de randvoorwaarden figuur 2. Uiteraard slechts geldend voor het gekozen stelsel randvoorwaarden en het gekozen beginprofiel, blijkt een verandering van de maximale waterstand met 0.10 m een verandering in de mate van afslag van $AF = 1.7$ m op te leveren.

++ Significante golfhoogte ++

De significante golfhoogte tijdens het hoogtepunt van de stormvloed beïnvloedt de mate van duinafslag omdat de golfhoogte bepalend is voor de vorm van en de lengte waarover, het afslagprofiel zich zal ontwikkelen [zie vergelijking (1)]. Uit figuur 2b blijkt dat een verandering in golfhoogte met 0.10 m een verandering in de mate van afslag van $AF = 0.4$ m oplevert. Een kleine verandering van het stormvloedpeil blijkt een groter afslagverschil op te leveren dan een even grote verandering van de golfhoogte.

++ Korreldiameter ++

De korreldiameter van het duinmateriaal heeft een relatief grote invloed op de uiteindelijke mate van duinafslag. In vergelijking (1) komt de invloed via de valsnelheid van het duinzand tot uiting. In het algemeen leidt een fijner materiaal tot een flauwer en langer afslagprofiel; de duinafslag zal dan ook navenant groter zijn. Figuur 2c geeft het resultaat van enkele berekeningen met variërende korreldiameters. Een verandering van de D_{50} waarde met 10 μm geeft een verandering van $AF = 2.4 \text{ m}$.

++ Ligging beginprofiel ++

Uiteraard beïnvloedt de ligging van het beginprofiel de mate van duinafslag. De ligging van een werkelijk kustprofiel variëert van dag tot dag. Variaties in het volume zand dat in het beginprofiel aanwezig is, kunnen in de orde van grootte van $100 \text{ m}^3/\text{m}$ belopen. In figuur 2d is de mate van duinafslag als functie van de profiel-fluctuaties gegeven. Een verandering van $50 \text{ m}^3/\text{m}$ blijkt, in het gekozen voorbeeld, een verandering in duinafslag van $AF = 2.7 \text{ m}$ op te leveren.

++ Stormvloedduur ++

Bij de beschrijving van het duinafslagproces (paragraaf II-2), is de duur van de stormvloed niet expliciet als afslagbepalende factor naar voren gekomen. De duur van de stormvloed is echter toch wel enigszins van belang. Bij het WL-modelonderzoek zijn steeds twee soorten proeven uitgevoerd. Proeven met een vaste waterstand op stormvloedpeil en proeven waarbij de waterstand werd gevariëerd conform een geschat verloop tijdens een hoge stormvloed. Dat geschatte verloop is in figuur 3a aangegeven. Bij de afleiding van het rekenmodel is er van uitgegaan dat de afslag ten gevolge van het werkelijke waterstandsverloop overeenkomt met de afslag na 5 uur bij een vaste waterstand op stormvloedpeil. Het bij het modelonderzoek aangenomen verloop volgens figuur 3a is echter maar een min of meer willekeurige greep uit een groot aantal mogelijke waterstandsverlopen. Voor de mate van duinafslag wordt in het bijzonder

het verloop nabij het maximum van belang geacht; afwijkingen van het aangenomen verloop zijn altijd mogelijk. In paragraaf III-3-6 wordt op de stormvloedduur teruggekomen; ten einde enig zicht op het mogelijke effect van de stormvloedduur op de mate van duinafslag te krijgen, wordt verwezen naar figuur 3b, waarin de hoeveelheid duinafslag boven de waterlijn is gegeven als functie van de tijd (geldt voor een vaste waterstand). Een 1 uur langere of kortere duur dan de aangenomen standaardduur van 5 uur, blijkt een verandering in afslag van circa 10% op te leveren.

++ Buistoten en buioscillaties ++

De maximale waterstand tijdens de stormvloed blijkt een uiterst belangrijke parameter te zijn voor de uiteindelijke mate van duinafslag. Bij het achteraf aangeven van de maximale waterstand die tijdens een hoge stormvloed is voorgekomen, is het gebruikelijk het effect van buistoten en buioscillaties uit te filteren. Wanneer dan ook bijvoorbeeld met het ontwerppeil wordt gewerkt, betreft dat de gefilterde maximale waterstand. In de praktijk blijken buistoten en buioscillaties juist tijdens stormvloeden veelvuldig voor te komen. (Wemelsfelder 1960). Hoewel in het aangenomen duinafslagproces de tijdsafhankelijkheid niet van groot belang wordt geacht, is het niet realistisch te denken dat het afslagproces voor wat de maximale waterstand betreft, volledig bepaald zou worden door de mogelijke buistoot- of buioscillatiepiek. In paragraaf III-3-7 wordt dit punt verder beschreven; hier wordt volstaan met aan te geven dat ten gevolge van de genoemde effecten een toename van de afslag boven de maximale waterstand van circa 5% kan worden verwacht.

++ Nauwkeurigheid berekeningsmethode ++

Gegeven de randvoorwaarden (waterstand, golfhoogte, enz.) kan met het afgeleide berekeningsmodel (DUROS-model, WL 1982), de duinafslag in een voorkomend geval bevredigend worden berekend. Om uiteenlopende redenen is het echter niet mogelijk gebleken om een absolute uitspraak te doen; slechts de verwachtingswaarde en de standaardafwijking zijn aan te geven (zie figuur 4). Eén en ander heeft

tot gevolg dat, net als bijvoorbeeld de maximale waterstand, ook de mate van de aan te nemen spreiding van het rekenresultaat de uiteindelijke duinafslag beïnvloedt. In het voorafgaande is een zestal, werkelijk fysische, parameters aangegeven die mede-bepalend zijn voor de uiteindelijke rekenwaarde van de afslag; met de (niet-fysische parameter) nauwkeurigheid van het DUROS-model erbij, komt het totaal op 7 afslag bepalende parameters.

Overige factoren
=====

Op het eerste gezicht zijn er, mede gezien de complexiteit van het werkelijke afslagproces, nog vele invloeden meer op te sommen die wellicht van invloed zullen zijn op de mate van duinafslag. In het navolgende wordt een aantal van dat soort factoren summier aangegeven. Het zal blijken dat de genoemde factoren geen van alle van belang worden geacht. Dat gebeurt ten dele op aannemelijke gronden, ten dele echter op onvoldoende inzicht en kennis.

-- Temperatuur zeewater --

De mate van duinafslag hangt af van de valsnelheid van de zandkorrels [zie de vergelijking (1)]. De valsnelheid wordt bepaald door de diameter van het zand, maar ook door de temperatuur en het zoutgehalte van het (zee)water.

De zeewatertemperatuur fluctueert over het jaar tamelijk sterk; in de periode dat echt zware stormvloeden kunnen worden verwacht (half november - half maart) is de fluctuatie minder. Op grond van een beperkt aantal waarnemingen kan als gemiddelde temperatuur in die periode een waarde van 5° Celsius worden berekend. Aangenomen dat de temperatuur 'op de stormvloeddag' normaal is verdeeld, kan de standaardafwijking op circa 2.5° C worden vastgesteld. Per graad C verandert de valsnelheid circa 0.5%. Als de temperatuur dan het gemiddelde ± 1 * de standaardafwijking blijkt te zijn, is de verandering in valsnelheid dus 1.25%.

De korreldiameter ligt gewoonlijk met 5 - 10% nauwkeurig vast. (De standaardafwijking van een normale verdeling bedraagt 5 - 10% van het gemiddelde.) Een afwijking van 5% van

de gemiddelde diameter heeft een verandering in valsnelheid van circa 6.5% tot gevolg. Deze laatste waarde is zoveel groter dan de eerder genoemde 1.25%, dat de zeewatertemperatuur fluctuaties gevoeglijk kunnen worden verwaarloosd.

-- Golfrichting --

Tijdens een hoge stormvloed zal de richting waaruit de golven de kust aanvallen niet geheel vast liggen. In het algemeen zullen de zwaarste stormen weliswaar uit noord-westelijke richtingen komen, maar gezien de verschillende kustoriëntaties die in Nederland voorkomen, kan de aanvalsrichting op de kust nog verschillend zijn. Uit de natuur zijn geen waarnemingen bekend waaruit zou blijken dat de golfrichting een belangrijke invloed op de mate van duinafslag uitoefent. Ook speciaal op dit punt uitgevoerd modelonderzoek op kleine schaal (WL 1981), heeft geen duidelijke aanwijzingen opgeleverd die op een noemenswaardige afhankelijkheid van de golfaanvalsrichting duiden. Met de golfrichting wordt daarom verder geen rekening gehouden. (Eén en ander geldt voor een rechte kust. Indien de kustoriëntatie in langsricting over korte afstand verandert, kunnen er ook tijdens stormvloeden, gradiënten in het langstransport optreden waardoor dat kustvak extra zand verliest. Met een dergelijk verlies moet in voorkomende gevallen rekening worden gehouden bij de berekening van duinafslag. Zie ook de Leidraad.)

-- Helling steil beloop --

In het DUROS-model wordt er van uitgegaan dat de helling van het steile beloop (afslagkant in de duinen) 1:1 bedraagt. Omdat de uiteindelijke uitkomst van een DUROS-berekening gevonden wordt door van een sluitende zandbalans in dwarsrichting uit te gaan, is de helling van het steile beloop enigszins van belang voor de uitkomst van de berekening. In de natuur worden vaak van 1:1 afwijkende hellingen na duinafslag aangetroffen (veelal steiler). Voor de eenvoud en omdat met de aangenomen helling van 1:1 de mate van afslag waarschijnlijk niet wordt onderschat, is verder van een mogelijke variatie van de afslaghelling afgezien.

-- Strandhoofden/paalrijen --

Er wordt van uitgegaan dat de mate van duinafslag tijdens een stormvloed niet direct door de aanwezigheid van strandhoofden of paalrijen langs een kustvak wordt beïnvloed. Er zijn geen gegevens bekend die op het tegendeel wijzen. (De aanwezigheid van strandhoofden of paalrijen beïnvloedt op de lange duur vermoedelijk de vorm van het dwarsprofiel. Omdat de vorm van het beginprofiel mede bepalend is voor de mate van duinafslag, kan er dus wel gesproken worden van een eventueel indirect effect van strandhoofden en paalrijen op de mate van afslag.)

-- Duinvoetverdedigingen --

Binnen Werkgroep 5 van de TAW wordt de beïnvloeding van de aanwezigheid van duinvoetverdedigingen op de mate van duinafslag nog onderzocht. Bij een overigens voldoende sterke verdediging blijkt de hoogte van de bovenbeëindiging ten opzichte van de maximale waterstand een bepalende factor voor de reducerende werking van een verdediging te zijn. De onderzoeken zijn nog niet afgerond; voorlopig wordt in de berekeningen de verdediging geacht niet aanwezig te zijn of er dient in een voorkomend geval speciaal gericht onderzoek te worden uitgevoerd.

-- Verschillen in dwarsprofiel in langsrichting --

Met een DUROS-berekening kan in een willekeurig dwarsprofiel de positie van punt R (zie figuur 1a) na afloop van de stormvloed worden berekend. Bij de berekening wordt uitsluitend rekening gehouden met de zandhoeveelheid in het bewuste dwarsprofiel. Een nabij gelegen dwarsprofiel kan toevallig verschillen (bijvoorbeeld hoger duin). De positie van punt R en van de nieuwe duinvoet verschilt dan ook. Uit waarnemingen in de natuur is echter gebleken dat na een stormvloed met enige duinafslag veelal een in langsrichting rechte afslagkant te zien is. Kennelijk heeft er dan een herverdeling van zand in langsrichting plaatsgevonden; een sluitende zandbalans in dwarsrichting, geldend door iedere doorsnede afzonderlijk, gaat dan dus niet meer op. Uit een oogpunt van veiligheid zijn de doorsneden waarbij meer zand uit de duinen is verdwenen belangrijker dan de

doorsneden waaruit minder zand verdwijnt dan de berekening aangeeft. Met dergelijke mogelijke extra afslaghoeveelheden wordt verder geen rekening gehouden. In de ontwerppraktijk valt één en ander vermoedelijk wel mee omdat bij het vaststellen van de afslaggrenzen in een bepaald kustvak eerst per dwarsdoorsnede de ligging van punt R, onder ontwerpomstandigheden, zal worden bepaald en daarna 'met verstand' een vloeiende lijn door de gevonden punten R zal worden getrokken. Er wordt dan vanzelf met enige herverdeling rekening gehouden.

-- Geleidelijk teruggaande kust --

Het probleem dat in dit rapport centraal staat is de afslag ten gevolge van een enkele zeer hoge stormvloed. Er zijn kustvakken die onder 'normale' omstandigheden een geleidelijke teruggang vertonen. In het algemeen komt dat doordat de netto zandtransporten evenwijdig aan de kust in langsrichting een gradiënt vertonen. Het is dan een terechte vraag of tijdens een hoge stormvloed de zandtransporten (en de gradiënten daarin) niet dusdanig groot zullen zijn dat met extra verliezen rekening moet worden gehouden. In de Leidraad zijn enkele indicaties gegeven in welke gevallen met extra verliezen gerekend dient te worden. Voor de uitwerking van de problematiek die in dit rapport aan de orde is, is één en ander niet van wezenlijk belang. Er wordt daarom verder geen aandacht aan besteed. In figuur 5 is schetsmatig aangegeven dat er in feite geen principiële verschillen tussen een in de tijd stabiele kust en een geleidelijk eroderende kust zijn voor wat de Deltaveiligheidsbeschouwing betreft. Bij een eroderende kust dient de kustbeheerder er zich van bewust te zijn dat een thans nog aanvaardbare situatie in de toekomst wellicht in een onaanvaardbare kan verkeren.

-- Relatieve zeespiegelrijzing --

Bij het ontwerp van dijken heeft het zin de relatieve zeespiegelrijzing in rekening te brengen omdat een nieuwe dijk gewoonlijk gedurende lange tijd aan de eisen moet blijven voldoen. Een duinwaterkering is een veel dynamischer vorm van waterkering; alleen al door de vaak voorkomende geleidelijke teruggang zal de kustbeheerder

relatief frequent de onder beheer staande duinen aan een veiligheidscontrole onderwerpen. De eventueel noodzakelijke aanpassingen aan duinen (veelal zandsuppleties) zullen veel vaker worden uitgevoerd dan de aanpassingen die bij dijken van tijd tot tijd noodzakelijk zullen zijn. De zeespiegelrijzing zal niet verder in de beschouwingen worden betrokken; bij elke veiligheidscontrole of aanpassing dienen de op dat moment geldende officiële peilen in rekening te worden gebracht.

II-4 Ontwerpomstandigheden

Uit de voorafgaande paragraaf is duidelijk geworden dat er uiteindelijk 7 grootheden zijn die geacht worden de mate van duinafslag te bepalen. Het vastleggen van 'de' ontwerpomstandigheden is bij een dergelijk aantal parameters een lastige, zo niet onmogelijke zaak. Reeds geruime tijd, maar zeker sinds de door de Deltacommissie uitgevoerde onderzoeken, speelt het kansbegrip een belangrijke rol in de ontwerppraktijk van waterkeringen. (Bakker en Vrijling (1980) geven een belangrijke aanzet op dit gebied voor het ontwerp van duinen.) De maximale waterstand tijdens de stormvloed is bijvoorbeeld zowel voor het ontwerp van dijken als van duinen een belangrijke parameter. Uit onderzoeken, waarbij voor waarnemingen uit het verleden een belangrijke rol was weggelegd, kan men thans redelijk goed voorspellen wat de kans is dat in een gegeven jaar een bepaald stormvloedpeil wordt bereikt of wordt overschreden. In figuur 6 is een dergelijke, zogenaamde overschrijdingskanslijn aangegeven (geldt voor het stormvloedpeil te Hoek van Holland). De Deltacommissie heeft voor de verschillende locaties langs de kust een zogenaamd ontwerppeil aangegeven. Met behulp van figuren als figuur 6, kan de overschrijdingskans per jaar van dat ontwerppeil worden afgelezen. Voor de dicht bevolkte en economisch meest belangrijke gebieden komt het ontwerppeil overeen met het basispeil (= overschrijdingskans 10^{-4} per jaar); voor de overige gebieden ligt het ontwerppeil enigszins lager dan het basispeil. Indien de maximale waterstand de enige of althans de veruit belangrijkste ontwerpparameter is, is het zinvol daarvoor een ontwerpwaarde aan te geven. Wordt de ontwerpwaarde

in dat geval overschreden dan zal bezwijken of falen van de beoogde constructie al ras optreden. De Deltacommissie heeft aan de maximale waterstand tijdens de stormvloed (aan het ontwerppeil) een dergelijke belangrijke rol bij het ontwerp van waterkeringen toegekend. Overigens gaat de Deltacommissie er van uit, dat bij een waterstand gelijk aan het ontwerppeil er "nog volledige veiligheid tegen doorbreken aanwezig is". Sindsdien is bij het ontwerp van 'Deltaveilige' dijken steeds van dat ontwerppeil uitgegaan. Zich bij het ontwerp van een dijk zodanig concentreren op in feite slechts één parameter, heeft er inmiddels wel toe geleid dat dijken, die alle Deltaveilig worden genoemd, een significant verschillende veiligheid tegen bezwijken kunnen hebben (TAW 1979).

Een evenwichtig ontwerp kan eigenlijk alleen worden bereikt als vooraf een bezwijkkans kan worden vastgesteld. Voor dijken is er een groot aantal bezwijkmogelijkheden aan te geven. Van een deel daarvan is het nog steeds lastig het preciese bezwijkmechanisme kwantitatief te beschrijven. Dit heeft er toe geleid dat, ondanks zeer veelbelovende stappen voorwaarts, een probabilistische benadering van de ontwerpproblematiek van dijken nog niet tot de standaard procedures in Nederland behoort.

Voor duinen ligt de problematiek enigszins anders dan die voor dijken. In de eerste plaats zijn er sinds de studies van de Deltacommissie nog niet veel duinversterkingen uitgevoerd, die het bereiken van een Deltaveilige toestand tot doel hebben gehad. Daardoor ontbreekt er een zekere vorm van traditie; er zijn nog niet veel precedentes die het toepassen van nieuwe benaderingen extra moeilijk kunnen maken. In de tweede plaats is het duinafslagproces juist een afbraakproces; het kunnen kwantificeren van het afslagverschijnsel betekent dan ook dat het bezwijkmechanisme van een duin in essentie wordt begrepen en dus geschikt lijkt voor een probabilistische benadering van het ontwerpproces.

Dat een probabilistische benadering ook uit anderen hoofde gewenst is, kan met het volgende voorbeeld aannemelijk worden gemaakt. Hierbij dient even vooruit te worden gelopen op de inhoud van het volgende hoofdstuk voorzover daar de kansverdelingen van de verschillende parameters aan de orde zullen komen. Het zal blijken

dat de waarden van de verschillende parameters in een concreet geval niet absoluut vastliggen. Uitgezonderd het stormvloedpeil kunnen de waarden van de parameters worden benaderd door normale verdelingen aan te nemen (gemiddelde waarde; standaardafwijking). Er is een serie duinafslagberekeningen gemaakt waarbij steeds de maximale waterstand tijdens de stormvloed op het ontwerppeil is aangenomen, maar waarbij de waarden van de 6 overige parameters ten opzichte van hun gemiddelde zo zijn gekozen, dat de parameters alle in een zelfde (gunstige of ongunstige) richting wat de afslag betreft, werken en alle eenzelfde factor maal de standaardafwijking van dat gemiddelde afluigen (zie figuur 7a). (Om meer afslag te verkrijgen moet dus bijvoorbeeld een hogere golf en een langere stormvloeduur worden aangehouden, maar tegelijkertijd moet ook een 'magerder' profiel en fijner zand in de berekening worden ingevoerd.) Het blijkt dat de (toevallige) factor een grote verscheidenheid aan afslagwaarden kan opleveren. Uit dit voorbeeld zal ook duidelijk zijn dat het uiterst moeilijk zal zijn een objectieve maat voor de eventueel gewenste factor aan te geven.

Om te voorkomen dat 'veiligheden op veiligheden' worden gestapeld en om tot een evenwichtige onderlinge afweging van de verschillende parameters die in het spel zijn te kunnen komen, is voor een in principe probabilistische oplossingsmethode van het duinontwerpprobleem gekozen.

Van een gegeven dwarsprofiel langs de kust is dan uiteindelijk voor verschillende posities van punt R in het duin de kans aan te geven dat in een willekeurig jaar die positie R wordt bereikt of in landwaartse richting wordt overschreden (overschrijdingskans / jaar). In figuur 7b is een voorbeeld gegeven van het verloop van de positie van punt R als functie van de overschrijdingskans. Voor de 'samenleving' (Regering en Parlement; Hoofddirectie van de Waterstaat) rest dan het antwoord op de vraag welke overschrijdingskans wenselijk/aanvaardbaar wordt gevonden en als maatstaf bij het verdere ontwerpproces kan dienen. Gezien figuur 7b zijn met de keus van de maatgevende overschrijdingskans grote belangen gemoeid. Een factor 10 kleinere overschrijdingskans betekent (in het gekozen voorbeeld) een extra benodigde duinbreedte van circa 20 m.

Zoals uit het voorafgaande duidelijk zal zijn geworden, was en is er geen pasklare uitspraak omtrent een aanvaardbare overschrijdingskans voorhanden. In het overleg op 14 juni 1982 tussen vertegenwoordigers van de Hoofddirectie van de Waterstaat, de TAW en Werkgroep 5 van de TAW, is een ad hoc oplossing voor dit probleem gevonden. Vastgesteld werd dat in de toekomst, mede als uitvloeisel van het werk van Werkgroep 10, 'Probabilistische Methoden', van de TAW, wellicht wel tot duidelijke uitgangspunten gekomen zou kunnen worden, maar dat die er thans nog niet zijn. Er werd eveneens vastgesteld dat er inmiddels verschillende dijksverbeteringen volgens de aanbevelingen van de Deltacommissie zijn uitgevoerd, die als Deltaveilig worden gekenschetst. Aan Werkgroep 10 is vervolgens gevraagd om van bestaande, Deltaveilig genoemde, dijken (zoals bijvoorbeeld de dijk langs de noordoever van de Nieuwe Waterweg) zo goed mogelijk na te gaan wat in het licht van probabilistische beschouwingen de bezwijkkans van die dijken zou zijn. Omdat het voorlopig niet aangaat een zelfde gebied (bijvoorbeeld Centraal-Holland) door waterkeringen met een verschillende bezwijkkans te beschermen, zou dan de uitkomst van de beschouwingen van Werkgroep 10 als uitgangspunt voor het duinontwerp kunnen dienen. In de Nota "Ontwerpnormen voor duinen" zijn de bevindingen van Werkgroep 10 vastgelegd (TAW 1982). Een citaat uit de paragraaf 'Eindconclusie en aanbeveling' geeft volledig aan wat het verdere uitgangspunt van de studies van Werkgroep 5 is geworden.

"Aanbevolen wordt Werkgroep 5, 'Duinen als waterkering', te adviseren een factor 10^{-1} toe te passen op de overschrijdingsfrequentie van het ontwerppeil voor alle delen van Nederland voor het vaststellen van de maximaal toe te laten doorbreekkans voor een duin, als basis voor haar veiligheidsbeschouwing t.b.v. de nieuwe leidraad voor de beoordeling van de veiligheid van duinen als primaire waterkering. Voor Centraal-Holland betekent dit een doorbreekkans van 10^{-5} per jaar."

De aan te houden faalkansen gelden vooralsnog uitdrukkelijk voor elke dwarsdoorsnede afzonderlijk. In gedetailleerde faalkans-beschouwingen voor een gebied, behoort ook de lengte van de zeekering die

dat gebied omsluit, een rol te spelen. (Aan de schakels van een lange ketting dienen zwaardere kwaliteitseisen te worden gesteld dan aan de schakels van een korte ketting als er van wordt uitgegaan dat beide kettingen een gelijke faalkans dienen te bezitten.) Werkgroep 10 houdt zich onder andere met deze complexe materie bezig. In het algemeen kan worden gesteld dat hierbij ook de correlatie tussen de doorsneden van belang is voor de sterkte-eisen die aan de verschillende dwarsdoorsneden dienen te worden gesteld. Er bestaan hieromtrent thans nog geen dusdanig afgeronde inzichten, dat daarmee rekening kan worden gehouden bij de vaststelling van een toelaatbare faalkans per dwarsdoorsnede.

II-5 Samenvatting en conclusies Hoofdstuk II

- De te berekenen mate van duinafslag tijdens een hoge stormvloed wordt door 7 parameters beïnvloed:
 - a) Maximum waterstand tijdens de stormvloed.
 - b) Significante golfhoogte tijdens (hoogtepunt) van de stormvloed.
 - c) Korreldiameter van het duinmateriaal.
 - d) Ligging van het beginprofiel.
 - e) Stormvloedduur.
 - f) Optreden van buistoten en buioscillaties.
 - g) Nauwkeurigheid berekeningsmethode.
- Overige invloeden worden niet van belang geacht.
- Omdat duinen een deel van de keten van primaire waterkeringen vormen, is een criterium voor de beoordeling van de sterkte van bestaande duinen gewenst. Voor duinen die niet aan de eisen voldoen, is een ontwerpcriterium voor het aanbrengen van de noodzakelijke versterkingen nodig.
- Gezien het aantal parameters dat bepalend is voor de mate van duinafslag, ligt een probabilistische aanpak van het ontwerprobleem voor de hand.

- Essentiëel bij een dergelijke probabilistische benadering is dat er een bezwijkkans wordt vastgesteld.
- Als een ad hoc oplossing is de doorbraakkans van duinen op een factor 10^{-1} maal de overschrijdingsfrequentie van het ontwerppeil vastgesteld. (10^{-5} per jaar voor bijvoorbeeld Centraal-Holland.)
- De vastgestelde doorbraakkans geldt vooralsnog voor elke afzonderlijke doorsnede van een uit duinen bestaande zeewering.

III PROBABILISTISCH DUINONTWERP

III-1 Algemeen

Omdat de probabilistische ontwerpmethodede tamelijk 'nieuw' is in de waterbouwkundige ontwerppraktijk, lijkt het raadzaam enkele uitgangspunten daarvan in dit rapport samen te vatten. Voor een meer uitgebreide inleiding in de problematiek wordt verwezen naar het TH Delft, Civiele Techniek collegedictaat, 'Probabilistisch Ontwerpen' (Vrouwenvelder en Vrijling, 1982).

Bij de dimensionering van een constructie(onderdeel) gaat het er steeds om de sterkte zo goed mogelijk af te stemmen op de te verwachten belasting. Als de constructie balanceert op de grens tussen normaal functioneren en bezwijken, verkeert de constructie in een zogenaamde grenstoestand; sterkte en belasting zijn dan aan elkaar gelijk. In de praktijk zijn zowel de belasting als de sterkte vaak stochastische grootheden (dat wil zeggen dat de waarden van tevoren niet precies bekend zijn). De sterkte van bijvoorbeeld een trekstaaf in een vakwerkconstructie is gewoonlijk niet precies bekend (hangt onder meer af van maattoleranties en staalkwaliteitsfluctuaties). Ook de uiteindelijke belasting van de staaf is niet met zekerheid in een enkele waarde aan te geven. Uit berekeningen en/of metingen zijn vaak wel de kansdichtheidsverdelingen van belasting en sterkte te schatten. In dit voorbeeld is, gegeven de kansdichtheidsfuncties, de kans aan te geven dat de trekstaaf bezwijkt. Bezwijken zal plaatsvinden als er een combinatie van een relatief hoge belasting en een relatief lage sterkte voorkomt. (Zie figuur 8a.) In figuur 8a zijn langs de horizontale as de 'sterkte' S en 'belasting' B aangegeven; langs de verticale as de kansdichtheden van S en B (f_S en f_B). In het voorbeeld van figuur 8a zijn 'normale' kansdichtheidsfuncties aangenomen (Gauss-verdelingen). Een dergelijke kansdichtheidsfunctie (kdf) kan worden gekarakteriseerd door een gemiddelde μ en standaardafwijking σ . Uit de kansdichtheidsfunctie kan de zogenaamde verdelingsfunctie (meestal onderschrijdingsverdelingsfunctie) worden afgeleid. Voor een normale

verdeling geldt bijvoorbeeld dat in 50% van de gevallen de parameterwaarde groter is dan het gemiddelde; in circa 16% van de gevallen bereikt de parameter waarden groter dan $\mu + \sigma$ (Zie verder tabellen normale verdeling.)

In dit rapport zal veelal van normale verdelingen worden uitgegaan. Met de aanname van normale verdelingen wordt overigens de werkelijkheid wel eens geweld aangedaan. Uitgaande van een gemiddelde μ en een standaardafwijking σ kan formeel rekenkundig nog 'elke' parameterwaarde worden bereikt, zij het dat in de 'staarten' van de verdeling met zeer kleine over- en onderschrijdingskansen moet worden gerekend. Formeel kunnen vaak zelfs negatieve waarden voorkomen. In het voorbeeld van figuur 8a is dat voor de 'belasting' nog eventueel wel fysisch mogelijk (druk in plaats van trek in de trekstaaf); wat men zich echter bij een negatieve sterkte van een staaf moet voorstellen is minder duidelijk. In de praktijk wordt daarom een normale verdeling vaak slechts als een benadering van de in werkelijkheid niet precies bekende verdeling aangenomen.

Uit figuur 8a blijkt dat bezwijken van de staaf in feite bij elke waarde van de belasting (en sterkte) kan optreden. Er kan nu een zogenaamde betrouwbaarheidsfunctie worden gedefinieerd: $Z = S - B$. Als $Z < 0$, zal de trekstaaf bezwijken. Omdat de kdf van zowel S als B normale verdelingen zijn, is de kdf van de betrouwbaarheidsfunctie (fZ) ook normaal verdeeld. De karakteristieke grootheden zijn dan:

$$\mu_Z = \mu_S - \mu_B \quad (2)$$

$$\sigma_Z = \sqrt{\sigma_S^2 + \sigma_B^2} \quad (3)$$

Met behulp van de waarden μ_Z en σ_Z kan de kans op bezwijken worden bepaald.

Een andere wijze van presentatie is in figuur 8b aangegeven. In figuur 8b is de gezamenlijke kansdichtheidsfunctie van de variabelen sterkte en belasting gegeven (fS * fB). In het S/B-vlak ontstaat dan een kansberg, in figuur 8b aangegeven door hoogtelijnen; lijnen van gelijke kansdichtheid. (Bij genormeerde kansdichtheidsfuncties worden de hoogtelijnen cirkels; anders ellipsen.) In de figuur is

het gebied aangegeven waar bezwijken van de trekstaaf zal voorkomen. De kans die is gemoeid met het deel van de kansberg dat in het bezwijkgebied ligt, is gelijk aan de bezwijkkans.

In het gepresenteerde voorbeeld van de trekstaaf is er van uitgegaan dat de 'belasting' met een normale verdeling kon worden beschreven. In het algemeen is de uiteindelijke 'belasting' opgebouwd uit een aantal, meestal ieder op zich weer stochastische elementen en bij een ietwat meer zorgvuldige aanpak dienen die elementen afzonderlijk in rekening te worden gebracht. Het gevolg is dat er meer dimensies in het spel komen die één en ander minder inzichtelijk maken. Soortgelijke overwegingen gelden ook voor de parameter 'sterkte' van de trekstaaf in het voorbeeld.

Het onderscheid tussen 'sterkte' en 'belasting' is in een groot aantal probabilistische rekengevallen zinvol. Voor de duinontwerpproblematiek ligt het minder voor de hand dat onderscheid zo strikt te maken. Er valt bijvoorbeeld over te discussiëren of de korreldiameter van het duinmateriaal een 'sterkte' dan wel 'belasting' parameter is. ('Sterkte' ligt misschien het meest voor de hand; 'materiaal' eigenschap). Verder is het van een bestaand duin wellicht mogelijk de duinbreedte (afstand tussen voor- en achterkant van het duin), of het volume zand in het duin als 'sterkte' parameter aan te merken. En vervolgens kan dan de faalkans van dat duin worden berekend, maar in veel gevallen is het dan verder onduidelijk wat men daar mee aan moet. (Vergelijk een situatie nabij Wassenaar waarbij zeer brede duinen aanwezig zijn die in feite onmogelijk kunnen bezwijken.) Een kustbeheerder is er over het algemeen veel meer bij gebaat van een bestaand duin te weten tot hoever de afslag onder ontwerpomstandigheden zal voortschrijden. (Ten behoeve van bijvoorbeeld de vaststelling van bebouwingsgrenzen of het afgeven van bouwvergunningen.) In het geval zou blijken dat het bestaande duin de ontwerpomstandigheden niet kan weerstaan, kan min of meer iteratief tot de gewenste afmetingen na versterking worden gekomen.

In hoofdstuk II is aangegeven dat in het geval van duinen de ontwerpomstandigheden dusdanig dienen te worden geïnterpreteerd, dat de bezwijkkans gelijk wordt aan 10^{-5} per jaar (geldt onder andere voor Centraal-Holland). Indien men dus in staat zal zijn voor een willekeurig duinprofiel lijnen als gegeven in figuur 7b te construeren, dan kan de minimaal benodigde duinbreedte eenvoudigweg bij de overschrijdingskans van 10^{-5} per jaar worden afgelezen. Een belangrijk deel van de rest van dit rapport is er op gericht methoden aan te geven waarmee dergelijke overschrijdingskanslijnen voor willekeurige praktijk gevallen kunnen worden vastgesteld.

Omdat het er dus om gaat voor verschillende posities van punt R in het duin de overschrijdingskans per jaar te berekenen, wordt er, om de aansluiting met de gangbare praktijk zoveel mogelijk te handhaven, van uit gegaan dat de 7 genoemde parameters de 'belasting' vormen. De 'sterkte' wordt dan gedefiniëerd als een vooraf vastgelegde AF-waarde, die dus willekeurig gekozen kan zijn en in principe (nog) niets met de werkelijke duinomvang te maken hoeft te hebben. In voorkomende gevallen zal Z (= 'Sterkte' - 'Belasting') de betrouwbaarheidsfunctie worden genoemd en $Z = 0$ de bezwijkgrens.

Voor het duinontwerp is als uitgangspunt een bezwijkkans van 10^{-5} per jaar aangehouden. Het zal blijken dat het zeer wel mogelijk is uit te rekenen tot hoever de afslag zal voortschrijden bij die overschrijdingskans. Maar tussen het voortschrijden tot een bepaald (critisch) punt R en het bezwijken van het duin zit nog enig verschil. Even nadat de maximale waterstand is opgetreden, houdt gewoonlijk de verdere aantasting van de duinen op. De waterstand is dan echter nog zeer hoog en ook de golven zijn nog vrijwel even hoog als tijdens het hoogtepunt van de storm. Ervan uitgaande dat de ontwerpafslag juist is bereikt en dat het een juist kritisch duin betreft, dat dus op de grens tussen bezwijken en juist niet bezwijken balanceert, is het duidelijk dat er landwaarts van punt R nog enig zand moet resteren om te voorkomen dat, bij wijze van spreken, de laatste golf net nog over de rand slaat en alsnog het bezwijken van het duin (onverdedigd zand!) inluit. Er zal dus, nadat punt R voor

ontwerpomstandigheden is bereikt, nog een soort van grensprofiel aanwezig dienen te zijn om die overslag te voorkomen. In de Leidraad zijn de dimensies van dat grensprofiel aangegeven. Er wordt van uitgegaan dat als er ook maar iets aan de dimensies van dat grensprofiel mankeert, een doorbraak zal voorkomen. Het grensprofiel dient dus geenszins als een soort van extra veiligheid te worden opgevat, maar uitsluitend als een noodzakelijk, minimaal sluitstuk in het geheel. Uit een oogpunt van een probabilistische benadering is een dergelijk grensprofiel een oneigenlijk element. Voor het daadwerkelijk bezwijken van het grensprofiel zijn een aantal mogelijkheden aan te geven (golfoverslag; waterindringing; verwerking; uitspoeling; enz.). Formeel zou ook voor het bezwijken van dit onderdeel een probabilistische benadering kunnen worden toegepast. De kennis ontbreekt thans echter om één en ander afdoende te kunnen kwantificeren. Met de in de Leidraad aangegeven dimensies wordt aangenomen dat de grenstoestand inderdaad juist wordt bereikt.

III-2 Probabilistische methoden

Bij het ontwerpen van constructies is het gebruikelijk de methoden waarmee de veiligheid van de constructie kan worden bepaald, in te delen in enkele Niveau's (Collegedictaat Probabilistisch Ontwerpen). In deze paragraaf worden de methoden, voor zover ze bij het verdere onderzoek worden gebruikt, in het kort beschreven.

Niveau III

Exacte probabilistische benadering, waarbij de kansdichtheidsfuncties van alle variabelen in aanmerking worden genomen.

Niveau II

Benaderende methoden, waarbij het probleem wordt gelineariseerd rond een met zorg gekozen punt.

Niveau I

Ontwerpmethoden, waarbij met veiligheidscoëfficiënten wordt gewerkt. Tegenwoordig wordt een Niveau I ontwerpmethode vaak gebaseerd op uitkomsten van een benadering met een methode van een hoger Niveau.

Zowel voor de Niveau III als voor Niveau II methoden is het noodzakelijk om de kansdichtheidsfuncties van de parameters die in het spel zijn, te kennen. Van de 7 variabelen die de mate van duinafslag bepalen, worden de (aangenomen) kansdichtheidsfuncties in paragraaf III-3 beschreven.

Niveau III methoden

a) Numerieke integratie

De mate van duinafslag, de positie van punt R na afloop van de stormvloed, hangt van 7 variabelen af. In een concreet geval, bijvoorbeeld de grootste afslag die in een bepaalde dwarsdoorsnede in een gegeven jaar zal voorkomen, is die afslag afhankelijk van de toevallige waarden van die 7 variabelen tijdens die gebeurtenis in dat jaar. Een zelfde afslag kan in principe met een oneindig groot aantal combinaties worden bereikt.

$$\text{positie } R = R(X_1, X_2, \dots, X_7) \quad (4)$$

waarin: $R(\dots)$ = de één of andere functie

X_1 t/m X_7 = variabelen.

De kans dat een bepaalde positie van punt R in een jaar wordt bereikt of wordt overschreden, kan, als de kansdichtheidsfuncties van de parameters bekend zijn, worden berekend met een meervoudige integratie. Daarbij wordt de gezamenlijke kansdichtheidsfunctie over het zogenaamde onveilige gebied geïntegreerd.

De in dit geval 7-voudige integraal kan numeriek worden opgelost door bijvoorbeeld alle 7 kansdichtheidsfuncties successievelijk af te werken en na te gaan welke combinaties van parameters een onveilige situatie opleveren. Als de kansverdeling van elke variabele in slechts 10 stappen zou worden gediscretiseerd, resulteren al $(10)^7 = 10 \cdot 10^6$ berekeningen. Bij 20 stappen neemt het benodigde aantal berekeningen toe tot $(20)^7 = \text{ca } 1.28 \cdot 10^9$. Gezien de tamelijk rekentijd-intensieve wijze waarop met het DUROS-rekenmodel de uiteindelijke afslag in een bepaald geval wordt berekend, is een dergelijke orde van grootte van het benodigde aantal berekeningen onaantrekkelijk.

Daarom zijn slechts enkele controleberekeningen, zij het met tamelijk grote integratie stappen, met de exacte numerieke integratie methode uitgevoerd.

b) Monte Carlo simulatie

Indien bij een numerieke integratie methode het aantal benodigde berekeningen onaantrekkelijk groot is, kan dat soms met een Monte Carlo simulatie worden beperkt. Met behulp van een random-getallen generator dienen dan willekeurige trekkingen uit de, in dit geval 7, werkelijke kansdichtheidsverdelingen te worden gerealiseerd om tot een willekeurige combinatie van randvoorwaarden te komen. Bij die combinatie wordt vervolgens de afslag uitgerekend. Bij een voldoende groot aantal combinaties (afhankelijk van de bezwijkkans en de na te streven nauwkeurigheid) kan dan ook een betrouwbare indruk van de bezwijkkans worden gevonden. Door Kust & Zee is ten behoeve van het duinafslagonderzoek een aantal Monte Carlo simulaties uitgevoerd. (Bruinsma 1984.)

Zowel bij een complete numerieke integratie als bij een juist uitgevoerde Monte Carlo simulatie, kan een exact en betrouwbaar resultaat worden bereikt. Het zicht op het probleem verdwijnt overigens voor een groot deel en dat is, naast het feit dat veelal een (te) groot aantal berekeningen dient te worden uitgevoerd, de reden dat Niveau III methoden in de praktijk minder vaak worden toegepast.

Niveau II methoden

Niveau II methoden (er zijn er verschillende) verschaffen, in tegenstelling tot Niveau III methoden, wel inzicht in de bijdragen van de variatie van de diverse basisvariabelen aan de bezwijkkans van een constructie. Dat maakt Niveau II methoden in het duinontwerpprobleem temeer aantrekkelijk omdat bij de afleiding van de relatief eenvoudige Leidraad berekeningsmethode met vrucht van die informatie gebruik kan worden gemaakt.

De bij het onderzoek toegepaste Niveau II methode, een zogenaamde 'verfijnde eerste orde, tweede moment methode met benaderde kansdichtheidsfuncties', laat zich wellicht het gemakkelijkste begrijpen

aan de hand van een concreet duinen-voorbeeld. Om één en ander inzichtelijk te houden wordt aangenomen dat de mate van afslag slechts van 2 variabelen (stormvloedpeil en de dan optredende significante golfhoogte) afhangt en niet van de eerder genoemde 7 variabelen. In het voorbeeld worden de 5 overige variabelen constant verondersteld met een bekende waarde.

Voor het standaardprofiel van figuur 1b is met het DUROS-model voor verschillende combinaties van stormvloedpeil h en significante golfhoogte H_s de afslag (= afstand AF = positie van punt R ten opzichte van de Hoofdraai) berekend. Vervolgens zijn in het h/H_s -vlak lijnen van gelijke teruggang getekend (zie figuur 9a). (Bij relatief lage stormvloedstanden blijkt de afslag af te nemen bij toenemende golfhoogte. Dit wellicht verrassende effect hangt samen met de vorm van het beginprofiel en het toegepaste rekenmodel.) De kansdichtheidsfunctie van de maximale waterstand en de voorwaardelijke kansdichtheidsfunctie van de golfhoogte bij een gegeven waterstand zijn bekend. (Er is sprake van een voorwaardelijke kansdichtheidsfunctie omdat zal blijken dat er tussen het stormvloedpeil en de daarbij optredende significante golfhoogte een verband bestaat); zie paragraaf III-3-3.). De kans die gemoeid is met het deel van het h/H_s -vlak rechtsboven een lijn van constante teruggang is dan te berekenen en geeft de overschrijdingskans aan van AF = constant. (De lijn AF = constant komt in de eerder genoemde terminologie overeen met een situatie $Z = 0$. Het gebied rechtsboven deze AF-lijn is het onveilige gebied; $Z < 0$.)

Van het in figuur 9a aangegeven gearceerde vlakje is de kans P_h ($h_1 < h < h_2$) te berekenen dat de maximale waterstand tussen h_1 en h_2 ligt. Zo is ook de kans P_{H_s} ($H_{s1} < H_s < H_{s2}$) te berekenen dat de golfhoogte tegelijkertijd tussen H_{s1} en H_{s2} ligt. De kans dat een combinatie van randvoorwaarden ligt in het gearceerde vlakje is dan $P_h * P_{H_s}$. De kansen van alle vlakjes tezamen die rechtsboven de gewenste afslaglijn liggen, geven de gevraagde oplossing. In figuur 10 is het resultaat van een dergelijke numeriek uit te voeren berekening, de overschrijdingskans per jaar als functie van de teruggang AF, aangegeven. (Dit is in feite een Niveau III berekening.)

Ter illustratie is voor een aantal vlakjes in het h/H_s -vlak de bijbehorende kans aangegeven (figuur 9b). Zoals te verwachten is, zijn er in de deelkansen grote verschillen te onderkennen. Voor een constante golfhoogte: sterk toenemend bij lagere maximale waterstanden en vervolgens weer afnemend. Voor een constante waterstand: bij lage golfhoogten laag; toenemend voor toenemende golfhoogten en bij een nog verdere golfhoogte toename, weer afnemend.

Tot nu toe is in deze paragraaf het kenmerkende van een Niveau II benadering nog niet aan de orde geweest; eigenlijk zijn tot dusver slechts opmerkingen met een Niveau III karakter gemaakt. In het navolgende komt de aard van een Niveau II berekeningsmethode daadwerkelijk aan de orde.

$AF = \text{constant}$ is een moeilijke en in principe onbekende functie van h en H_s . Een dergelijke functie laat zich lineair benaderen met een Taylor-reeksontwikkeling vanuit een willekeurig punt $(h_{\bar{x}}, H_{s\bar{x}})$ van het h/H_s -vlak:

$$R(h, H_s) = R(h_{\bar{x}}, H_{s\bar{x}}) + \frac{\partial R}{\partial h} (h - h_{\bar{x}}) + \frac{\partial R}{\partial H_s} (H_s - H_{s\bar{x}}) \quad (5)$$

waarin: $R(h, H_s)$ = functie van h en H_s
 h = maximale waterstand (m + NAP)
 H_s = significante golfhoogte
 $h_{\bar{x}}, H_{s\bar{x}}$ = waarden in linearisatiepunt

De afgeleiden naar h en H_s worden in het punt $(h_{\bar{x}}, H_{s\bar{x}})$ bepaald. De verschillende Niveau II methoden verschillen door de keus van het punt $(h_{\bar{x}}, H_{s\bar{x}})$. Bij de 'gemiddelde waarde methode' bepalen de gemiddelden van de, voor de methode noodzakelijke normale verdelingen, de ligging van het linearisatiepunt ($h_{\bar{x}} = \mu_h$ en $H_{s\bar{x}} = \mu_{H_s}$). Bij de meer verfijnde methode, zoals in dit onderzoek is toegepast, wordt het punt op de $AF = \text{constant}$ lijn ($Z = 0$) met de hoogste kansdichtheid als startpunt voor de linearisatie aangenomen. Dat punt wordt het ontwerppunt genoemd. Als resultaat van de linearisatie wordt de raaklijn aan de $AF = \text{constant}$ lijn in het ontwerppunt gevonden. Deze raaklijn wordt vervolgens als de 'echte'

AF = constant lijn opgevat en de kans die gemoeid is met het deel van het h/H_g -vlak rechtsboven deze raaklijn, is de benaderde overschrijdingskans van de desbetreffende afslagwaarde. Uit de ligging van het ontwerp punt ten opzichte van de gemiddelden van de kansdichtheidsfuncties van de twee parameters die in het gekozen voorbeeld in het spel zijn, kan eenvoudigweg de desbetreffende overschrijdingskans worden bepaald. Uit het verloop van de werkelijke AF = constant lijn en de ligging van de raaklijn in de figuren 9a en 9b, kan direct worden opgemaakt dat er in dit geval van enige overschatting van de overschrijdingskans sprake zal zijn (kans gemoeid met de als a en b aangegeven sectoren in figuur 9a). Maar uit de keuze van het punt met de grootste kansdichtheid als linearisatiepunt, is direct af te leiden dat de 'fout' zo klein mogelijk is. Elke andere raaklijn aan de AF = constant lijn zal een grotere fout opleveren (vergelijk de vlakjes-procedure in figuur 9b).

Voor een Niveau II methode is het essentieel dat de toegepaste kansdichtheidsfuncties 'normale' verdelingen zijn. Bovendien wordt vereist dat de variabelen die in het spel zijn, onafhankelijk van elkaar zijn. Aan beide voorwaarden wordt in dit geval niet voldaan. Dat de verdelingen niet normaal verdeeld zijn, is in het algemeen niet zo erg; als onderdeel van de Niveau II berekeningsprocedure worden de werkelijke verdelingen door normale verdelingen benaderd. Als de verdelingen niet onafhankelijk van elkaar zijn kan dat meer zorg baren.

Voor de kansverdeling van de maximale waterstand is een negatief exponentiële verdeling aangenomen (paragraaf III-3-2), maar als onderdeel van de toegepaste Niveau II methode wordt deze verdeling benaderd door een normale verdeling. Dit gebeurt zodanig dat in het ontwerp punt zowel de overschrijdingskans als de kansdichtheid van de werkelijke verdeling en van de als benadering gebruikte normale verdeling, aan elkaar gelijk zijn. De overschrijdingskans van de werkelijke verdeling bepaalt het aantal maal de standaardafwijking dat het ontwerp punt van het gemiddelde van de als benadering gebruikte normale verdeling af komt te liggen. De grootte van de werkelijke kansdichtheid in het ontwerp punt bepaalt de grootte van de

standaardafwijking van de normale verdeling. Het resultaat is dat er in het gekozen voorbeeld een volkomen fictieve 'gemiddelde' maximale waterstand kan worden berekend.

In paragraaf III-3-3 zal blijken dat de golfhoogte verdeling afhangt van de optredende maximale waterstand. Daarmee wordt niet aan de tweede voorwaarde van de Niveau II methode voldaan. Gezien de werkelijke (geringe) afhankelijkheid in de buurt van het ontwerppunt en de uiteindelijke rekenresultaten, zijn de daardoor geïntroduceerde fouten kennelijk van ondergeschikt belang. In figuur 10 zijn eveneens de te berekenen overschrijdingskansen met de Niveau II benadering voor verschillende AF = constant waarden aangegeven. De verschillen tussen werkelijkheid en benadering zijn in dit geval dermate klein, dat de Niveau II benadering als vrijwel gelijkwaardig aan een Niveau III aanpak kan worden gesteld. Bij een overschrijdingskans van in de orde van grootte van 10^{-4} à 10^{-5} per jaar, overschat de Niveau II benadering de werkelijkheid met minder dan 0.5 m (op de circa 75 m).

In tabel III-1 zijn de voornaamste uitkomsten van de Niveau II berekening voor AF = 50 m gegeven..

Geldt voor AF = 50 m	
overschrijdingskans/jaar	$4.49 * 10^{-4}$
betrouwbaarheidsindex β	3.321
h in ontwerppunt	NAP + 4.73 m
H_s in ontwerppunt	7.77 m
bijdrage van onzekerh. in h (α_h^2)	99.1 %
bijdrage van onzekerh. in H_s ($\alpha_{H_s}^2$)	0.9 %
μ_h (fictief)	NAP + 0.81 m
σ_h (fictief)	1.19 m
μ_h (gegeven h in ontwerppunt)	7.58 m
σ_{H_s}	0.60 m

Tabel III-1 Resultaat Niveau II berekening.

De in de tabel aangegeven percentages α^2 van 99.1% en 0.9% voor respectievelijk h en H_s betreffen de bijdragen van de onzekerheid in die 2 parameters aan de resulterende variantie van de betrouwbaarheidsfunctie. De genoemde α^2 waarden kunnen als volgt worden berekend:

$$\sigma_Z = \sigma_R = \sqrt{\left(\frac{\partial R}{\partial h} * \sigma_h\right)^2 + \left(\frac{\partial R}{\partial H_s} * \sigma_{H_s}\right)^2} \quad (6)$$

waarin: σ_R = standaardafwijking functie R

σ_h = standaardafwijking maximale waterstand

σ_{H_s} = standaardafwijking significante golfhoogte

$$\alpha_h^2 = \left[\frac{(\partial R / \partial h) \sigma_h}{\sigma_R} \right]^2 * 100\% \quad (7)$$

$$\alpha_{H_s}^2 = \left[\frac{(\partial R / \partial H_s) \sigma_{H_s}}{\sigma_R} \right]^2 * 100\% \quad (8)$$

Bij de beoordeling van de betekenis van de α_h^2 en $\alpha_{H_s}^2$ waarden uit tabel III-1 doet zich de moeilijkheid voor dat de verwachtingswaarde van de golfhoogte (μ_{H_s}), afhangt van het stormvloedpeil h (zie paragraaf III-3-3). Het genoemde percentage voor $\alpha_{H_s}^2$ (0.9%), is dan ook voornamelijk zo laag omdat het slechts het gevolg is van de (geringe) variatie van de significante golfhoogte rondom de verwachtingswaarde ($\sigma_{H_s} = 0.60$ m). Indien er in dit geval in het geheel geen extra golfhoogtevariatie zou zijn aangenomen (alleen het directe verband tussen h en H_s), zou de $\alpha_{H_s}^2$ waarde zelfs 0% worden (en de α_h^2 waarde 100%). Uit de hier gepresenteerde getallen dient dus vooral niet de mening post te vatten dat de golfhoogte maar van ondergeschikt belang is voor het duinafslagproces. Slechts door de genoemde koppeling tussen H_s en h wordt het geringe percentage bereikt.

In paragraaf III-3-3 wordt de verwachtingswaarde H_s uitgedrukt als functie van h (is dus hier ook gebruikt). Wanneer deze functie wordt 'omgedraaid' en h zou worden uitgedrukt als functie van H_s , zouden

volstrekt andere α_h^2 en $\alpha_{H_s}^2$ waarden in Tabel III-1 resulteren. De positie van het ontwerppunt verandert daarbij overigens niet.

Bij de afleiding van de eigenlijke Leidraad wordt van de berekende α^2 waarden veelvuldig gebruik gemaakt.

In het voorbeeld zijn slechts 2 variabelen gebruikt; bij exercities met de eigenlijke 7 variabelen wordt één en ander niet wezenlijk anders, maar wel minder inzichtelijk.

Niveau I methode =====

Het rekenrecept dat in de Leidraad is opgenomen, kan worden opgevat als een Niveau I methode, waarvan de uitkomsten overeenkomen met de resultaten van Niveau II berekeningen. In de hoofdstukken IV en V wordt beschreven hoe het rekenrecept in feite op de uitkomsten van Niveau II berekeningen is geënt.

III-3 Kansdichtheidsverdelingen

III-3-1 Algemeen

Uit het voorafgaande is gebleken dat het essentiël is om te beschikken over geloofwaardige kansdichtheidsverdelingen van de 7 parameters die de mate van duinafslag bepalen. In dit rapport zal de duinafslagberekening van het aangenomen standaardprofiel (zie figuur 1b) als voorbeeld worden uitgewerkt. Er wordt aangenomen dat het standaardprofiel zich in een locatie nabij Hoek van Holland bevindt. Omdat het voorbeeld concreet wordt uitgewerkt, worden, voor zover noodzakelijk, waarden die voor een locatie nabij Hoek van Holland gelden, in rekening gebracht. Voor andere locaties langs de Nederlandse kust kunnen op vergelijkbare wijze de benodigde gegevens worden gevonden.

Het zal blijken dat het voor een aantal van de 7 afslagbepalende parameters lastig is onomstotelijk vast te stellen welke de representatieve kansverdeling is. Achteraf gezien bleken dat gelukkigerwijs

niet de meest belangrijke parameters te zijn. Omdat in de uiteinde-
lijke probabilistische berekeningen de aangenomen verdelingen hoe
dan ook van belang zijn en het eindresultaat in belangrijke mate kun-
nen beïnvloeden, zal in de volgende paragrafen relatief veel aan-
dacht worden besteed aan de overwegingen die tot de desbetreffende
keuzen hebben geleid. Dat daardoor de lengte en de inhoud van de
volgende paragrafen soms ietwat onevenwichtig lijken te zijn, wordt
op de koop toe genomen.

III-3-2 Maximale waterstand tijdens stormvloed

In het Eindverslag van de Deltacommissie (Deltacommissie (1960))
wordt voor een groot aantal plaatsen langs de kust een overzicht
gegeven van het grenspeil (overschrijdingskans 0.5 per jaar) en
het basispeil (overschrijdingskans 10^{-4} per jaar). In gebieden
zonder economische reductie is het ontwerppeil gelijk aan het ba-
sispeil; in gebieden waar een reductie geldt, is het ontwerppeil
lager dan het basispeil.

Het basispeil is indertijd gevonden door extrapolatie van bekende,
in het verleden voorgekomen, hoogste waterstanden. Vrijling en
Bruinsma (1980) beschrijven een methode, waarbij uit de simultane
kansverdelingen van astronomisch hoogwater en (uit windsnelheden
berekende) stormopzetten eveneens een waterstandsoverschrijdings-
curve kan worden gevonden. De verschillen tussen beide methoden
bleken gering te zijn.

In dit rapport worden de door de Deltacommissie aangegeven grens-
en ontwerppeilen voor de verschillende (kust)locaties, voor waar
aangehouden. Er zal verder niet in detail worden ingegaan op de
fysische achtergrond van de wijze waarop de hoge waterstanden tij-
dens een stormvloed worden bereikt.

In figuur 6 is voor Hoek van Holland de waterstandsoverschrijdings-
curve gegeven. Op het gebezigde half-logarithmische papier is daar-
bij tussen het grenspeil en het basispeil een rechte lijn getrok-
ken. De overschrijdingskans van de maximale waterstand kan dan
worden beschreven met:

$$P_r(\underline{h} > h) = \alpha \exp(-\beta * h) \quad (9)$$

waarin: $P_r(\underline{h} > h)$ = kans dat max. waterstand $> h$
h = maximum waterstand (m + NAP)
 α & β = coëfficiënten afhankelijk van
de plaats langs de kust.

De coëfficiënten α en β kunnen worden gevonden door in vergelijking (9) het grenspeil en het basispeil in te vullen. Voor Hoek van Holland resulteert: $\alpha = 727.86$ en $\beta = 3.01$. Voor andere meetstations worden andere α en β waarden gevonden.

Hoewel de wijze waarop het basispeil is gevonden (extrapolatie) in principe de mogelijkheid openlaat dat er afwijkingen met de werkelijkheid zullen optreden, wordt daar in dit rapport verder aan voorbij gegaan. De berekende α en β waarden voor een bepaald kustvak worden verder zonder mogelijke variaties in de probabilistische berekeningen ingevoerd.

In de berekeningen worden dus in principe de maximale waterstanden ingevoerd die door de Deltacommissie zijn aangegeven. Het betreft de waterstanden die in de meetstations (veelal een haven) kunnen worden verwacht. Door het wave set-up verschijnsel is de waterstand nabij de waterlijn van een oplopend kustprofiel (aanzienlijk) hoger dan de waterstand op zee buiten de brandingzone. Deze locale waterstandsverhoging beïnvloedt het afslagproces ongetwijfeld, maar zowel bij de analyses van prototypresultaten, als bij de opzet en uitvoering van de uitgevoerde modelproeven, is steeds de waterstand op dieper water, buiten de brekerzone, in de beschouwingen betrokken. Er is daarom verder geen poging gedaan de wave set-up invloeden expliciet in de berekeningen in te voeren.

Buioscillaties en buistoten beïnvloeden eveneens de momentane waterstanden. De invloed van de genoemde verschijnselen op de mate van duinafslag komt in paragraaf III-3-7 nog uitvoerig aan de orde.

III-3-3 Significante golfhoogte

In de Notitie WWKZ-83G.218 (Van Aalst 1983) is, gegeven het stormvloedpeil, voor een aantal locaties langs de Nederlandse kust de

voorwaardelijke kansverdeling van de significante golfhoogte uitgewerkt. Het betreffen de golfhoogten die ter plaatse van de NAP -20 m dieptelijn kunnen worden verwacht. In figuur 11 zijn de eindresultaten gegeven. De voor Vlissingen aangegeven lijn geldt voor het zeegebied zeewaarts van de voor de kust liggende banken.

Bij de toegepaste methode wordt er van uitgegaan dat zowel de stormopzet (tesamen met het astronomische getij bepalend voor het stormvloedpeil) als de tijdens de stormvloed voorkomende significante golfhoogten door het windveld worden bepaald. Via de windsnelheid wordt uiteindelijk de koppeling tussen optredende waterstand en de daarbij voorkomende golfhoogte gelegd. Omdat het niet alleen om de windsnelheid gaat, maar ook om de stormduur (de stormduur is mede bepalend voor de strijklengte) en de windrichting, is het eindresultaat dat bij een gegeven maximale waterstand nog verschillende golfhoogten kunnen voorkomen. Uit de studie van Van Aalst blijkt dat de variatie in de golfhoogte met een normale verdeling kan worden weergegeven. (Zie voor de berekende standaardafwijkingen voor de verschillende locaties figuur 11.)

Het verband tussen de maximale waterstand en de bij die waterstand behorende golfhoogte met de hoogste kansdichtheid (gemiddelde significante golfhoogte bij die waterstand) kan voor een locatie nabij Hoek van Holland worden benaderd met:

$$\mu_{H_s} = 4.82 + 0.6 h - 0.0063 ((7.0 - h)^{3.13}) \quad (10)$$

waarin: μ_{H_s} = significante golfhoogte (m)
h = stormvloedpeil (m + NAP)

Vergelijking (10) geldt voor $3m + NAP < h < 7 m + NAP$. Voor $h \geq 7m + NAP$ is toegepast:

$$\mu_{H_s} = 4.82 + 0.6 h \quad (10a)$$

Bij elke h is σ_{H_s} gelijk aan 0.60 m. De vergelijkingen (10) en (10a) worden verder in de uitwerking van de voorbeelden gebruikt.

Bij de afleiding van het DUROS-rekenmodel is er in eerste aanleg van uitgegaan dat de significante golfhoogte op een waterdiepte van $2 * H_s$ als invoerparameter voor de golfhoogte in het rekenmodel wordt ingevoerd. Dat is dus de golfhoogte die, bij regelmatig aflopende

profielen, duidelijk buiten de brekerzone voorkomt. Omdat die golfhoogte, bij de indertijd aangenomen ontwerpcondities, nagenoeg gelijk is aan de 'diep' water golfhoogte, wordt in de praktische toepassing van een DUROS-berekening H_{OS} ingevoerd. (Zie vergelijking (1)). En hoewel er wellicht aanleiding is met behulp van shoaling- (en eventueel refractie-) berekeningen na te gaan welke 'diep' water golfhoogte correspondeert met de golfhoogte op de NAP -20 m diepte lijn zoals die door Van Aalst is berekend, is daar, gezien de toch al aanwezige onzekerheden en de geringe verschillen in golfhoogten die dergelijke berekeningen opleveren, van afgezien. In principe worden de golfhoogten van figuur 11 dus direct in de verdere DUROS-berekeningen ingevoerd.

Voor het geval vlak onder de kust een uitgebreid platengebied voorkomt (locatie Vlissingen van figuur 11), dient met de golfhoogte reducerende werking daarvan rekening te worden gehouden. (Zie paragraaf V-2-1.)

Met de aangenomen berekeningsmethode wordt gegeven de maximale waterstand, de kansdichtheidsfunctie van de significante golfhoogte vastgelegd. Er wordt aangenomen dat aldus tevens de voor DUROS-berekening maatgevende golfhoogte wordt gevonden. In het algemeen zal de golfhoogte tijdens de stormvloed nog variëren. In figuur 3a is een mogelijk verloop van de significante golfhoogte aangegeven. Met het feit dat er vooral in de periode voordat de maximale waterstand wordt bereikt, ook andere significante golfhoogte verlopen kunnen voorkomen dan in figuur 3a is aangegeven, wordt verder geen rekening gehouden.

III-3-4 Korreldiameter duinmateriaal

In duinafslagberekeningen speelt de diameter van het zand dat van de duinen zal afslaan een belangrijke rol. De diameter bepaalt grotendeels de valsnelheid w van de korrels in het zeewater van 5 graden Celsius (w is parameter in vergelijking (1)). Als valsnelheidsrelatie wordt toegepast (WL 1983):

$$1/w = 10^{(0.476(\log D_{50})^2 + 2.180(\log D_{50}) + 3.226)} \quad (11)$$

waarin: w = valsnelheid (m/s)
 D_{50} = korreldiameter die door 50% van
het gewicht aan korrels wordt
onderschreden. (m)

Vergelijking (11) geldt voor zeewater van 5 graden Celsius. Er kan worden aangenomen dat in een dwarsdoorsnede over het duin in werkelijkheid verschillende afzettingen (lagen) voorkomen met waarschijnlijk verschillende zanddiameters. De D_{50} waarden van een aantal monsters van zand afkomstig uit verschillende plaatsen van het duin zullen dan ook spreiding vertonen. Wanneer wordt aangenomen dat de afslag uiteindelijk wordt bepaald door de werkelijke gemiddelde D_{50} waarde van al het afgeslagen materiaal, dan blijft de vraag welke die D_{50} waarde dan wel is.

Wanneer in een dwarsdoorsnede n monsters worden getrokken, dan zal, indien de D_{50} waarden in werkelijkheid normaal verdeeld zijn, de gemiddelde D_{50} waarde van de monsters een schatting zijn van de werkelijke gemiddelde D_{50} waarde. Afhankelijk van het aantal monsters en de te kiezen betrouwbaarheid kan worden aangegeven tussen welke grenzen het werkelijke gemiddelde zich zal bevinden.

Voorbeeld:

$n = 5$; m (gemiddelde van steekproef) = 225 μ .m

s' (standaardafwijking van steekproef) = 20 μ .m

$|t| > t_{0.975}^{n-1} = 2.776$ geeft het critieke gebied.

Met een betrouwbaarheid van 0.95 ligt de werkelijke gemiddelde D_{50} waarde tussen:

$$m - (2.776 s' / \sqrt{n}) \text{ en } m + (2.776 s' / \sqrt{n})$$

Dat betekent in dit voorbeeld: tussen 197 en 253 μ .m.

Als $n = 10$, in plaats van $n = 5$, terwijl de overige omstandigheden gelijk worden gehouden, resulteren

209 respectievelijk 241 μ .m.

Het bovenstaande geldt voor een gegeven dwarsdoorsnede. Een kustvak bestaat uit een aantal doorsneden naast elkaar, waarbij

er zeer waarschijnlijk nog enige onderlinge herverdeling (en dus menging) van zand zal optreden.

Op verzoek van het COW is een uitgebreide korreldiameteranalyse uitgevoerd (Nota Kust & Zee 1984). Mede op grond van hiervoor aangegeven berekeningen is uiteindelijk per kustvak een gemiddelde verwachtingswaarde voor de D_{50} waarde bepaald en is per kustvak een standaardafwijking vastgelegd. (Er zijn daarbij normale verdelingen aangenomen.)

Bij het modelonderzoek naar duinafslag is steeds zand gebruikt met een tamelijk constante gradering. (D_{90} / D_{10} ca 2.0 à 2.2.) Prototype duinzand kan anders zijn gegradeerd. Over de invloed van de gradering op de mate van afslag bestaat geen inzicht. Er wordt aangenomen dat als de werkelijke gradering niet zeer sterk afwijkt van de genoemde waarden, er geen noemenswaardige invloed van uitgaat op het afslagverschijnsel.

Ten behoeve van de uitwerking van het in dit rapport te berekenen voorbeeld is $\mu_{D_{50}} = 225 \mu.m$ en $\sigma_{D_{50}} = 22.5 \mu.m$ aangehouden.
($\sigma/\mu \cdot 100\% = 10\%$)

III-3-5 Ligging beginprofiel

De ligging van het beginprofiel beïnvloedt de mate van duinafslag sterk. Met een DUROS-berekening als basis, zijn alleen profielfluctuaties in het zogenaamde verspreidingsgebied (zie schets op blz. 4) van belang. In figuur 12a is de zandhoeveelheid als functie van de tijd uitgezet voor Raai 14.330 in Texel. Het betreft de zandhoeveelheid ten opzichte van een willekeurig referentie niveau in het deel van het profiel dat nagenoeg met het verwachte verspreidingsgebied bij ontwerpomstandigheden samenvalt. De metingen laten een zekere trend zien; in figuur 12a is die trend door een, met een lineaire regressie berekende, rechte weergegeven. Een gestadig verlies aan zand kan worden onderkend (circa $0.5 \text{ m}^3/\text{m}$ per dag). De fluctuaties van de werkelijke metingen ten opzichte van de benaderende rechte worden veroorzaakt door:

- a) werkelijke variaties in zandhoeveelheden
- b) meetfouten

In figuur 12b is een histogram van de afwijkingen tussen meting en lineaire benadering gegeven. In het geval van deze Texelse Raai kan het histogram door een normale verdeling met $\mu = 0$ en $\sigma = 58 \text{ m}^3/\text{m}$ worden benaderd.

Van 16 van dergelijke meetseries, verspreid langs de gehele kust, zijn op vergelijkbare wijze σ waarden van 35 tot $120 \text{ m}^3/\text{m}$ bepaald.

Ten behoeve van de uitwerking van het voorbeeld wordt uitgegaan van een in de tijd stabiel profiel met een gemiddelde ligging conform het standaardprofiel van figuur 1b. Als standaardafwijking van de aangenomen normale verdeling van de profielfluctuaties in het verspreidingsgebied, wordt $60 \text{ m}^3/\text{m}$ aangehouden.

III-3-6 Stormvloedduur

Het DUROS-berekeningsmodel is afgeleid uit ondermeer proeven op kleine schaal. Het grootste deel van die proeven is uitgevoerd met een tijdens de gehele proefduur gehandhaafde vaste waterstand ter hoogte van de maximale waterstand tijdens een zeer hoge stormvloed. Bij enkele proeven is van een geschat werkelijk waterstandsverloop tijdens een dergelijke stormvloed uitgegaan. (zie figuur 3a voor het verloop als functie van de tijd.) Uit de analyse van de modelproeven is gebleken dat het afslagvolume boven de maximale waterstand als gevolg van het werkelijke waterstandsverloop, goed wordt benaderd door de afslaghoeveelheid na 5 uur (prototypetijd) bij de vaste maximale waterstand in rekening te brengen. Uit figuur 3a blijkt dat de werkelijke waterstand gedurende 5 uur hoger is dan $h_{\text{max}} - 0,80 \text{ m}$. Gezien de tamelijk geringe waarde van 0.80 m lijkt, wellicht enigszins gevoelsmatig, de vermelde overeenkomst tussen resultaten met vaste en variërende waterstand niet zo vreemd.

De waterstandskromme van figuur 3a is bepaald met:

$$h = A + B \cos [2\pi(t - t_1)/12.42] + C \cos^2 [\pi(t - t_1)/D] \quad (12)$$

waarin: h = momentane waterstand (m + NAP)
A = gemiddelde waterstand (m + NAP)
B = amplitude astronomisch getij (m)

C = maximum stormopzet (m)
D = duur van stormopzet (hr)
t = tijd (hr)
t₁ = tijdstip waarop maximum
waterstand wordt bereikt (hr)

Met vergelijking (12) wordt een simpele voorstelling van de complexe werkelijkheid gegeven; een cosinus-vormig astronomisch getij waarvan de top samenvalt met de top van het als een kwadratische cosinus-functie aangenomen stormopzetverloop.

Bij het modelonderzoek zijn de volgende parameter waarden gekozen: A = 0.45 m; B = 1.00 m; C = 3.55 m en D = 45 uur.

De gekozen combinatie van parameters levert voor h_{max} een waarde van NAP + 5.00 m op (= ontwerppeil Hoek van Holland binnen de havenhoofden). Voor een locatie nabij Hoek van Holland buiten de hoofden (het voorbeeldgeval) is het ontwerppeil op NAP + 5.25 m vastgesteld. Om voor dat voorbeeldgeval de stormvloedkromme te kunnen beschrijven, is in vergelijking (12) de A-term met 0.25 m verhoogd. Het waterstandsverloop nabij de top is voor dat geval geschetst in figuur 13 (kromme (1)). Door enkele andere niet onrealistisch te achten waarden van de parameters A t/m D te kiezen, zijn met behulp van vergelijking (12) andere waterstandskrommen te construeren. In Tabel III-2 zijn naast geval (1) nog een 4-tal andere combinaties gegeven.

geval	A (m)	B (m)	C (m)	D (uur)
(1)	0.70	1.00	3.55	45
(2)	0.00	0.80	4.45	45
(3)	0.20	0.70	4.35	25
(4)	0.10	1.30	3.85	35
(5)	0.10	0.60	4.55	55

Tabel III-2 Parameters stormvloedkrommen.

De keus van de parameters in Tabel III-2 is steeds zodanig geweest dat de zelfde h_{\max} waarde (= NAP + 5.25 m) wordt bereikt (zie ook figuur 13). Met de selectie van parameters is niet naar volledigheid gestreefd. Slechts enkele wellicht niet onrealistische mogelijkheden zijn aangegeven. Geval (5) bijvoorbeeld betreft een astronomisch doortij met een relatief lange stormopzetduur (waarde D), maar ook een hoge stormopzet; geval (4) een hoog springtij met een korte stormopzetduur en een tamelijk lage stormopzet.

Door niet zuiver cosinus-vormige astronomische getijden en ook nog enige fase verschuivingen aan te nemen, kunnen nog meer krommen worden bedacht die, na aanpassing van de coëfficiënten alle een maximale waterstand van NAP + 5.25 m zullen opleveren.

Omdat het afslagproces zeer waterstandsgevoelig is, wordt het verloop nabij de top maatgevend geacht voor het duinafslagproces. Dat maakt het eveneens mogelijk omtrent de invloed van de stormvloedduur op de mate van afslag enige greep te krijgen. Onder de effectieve stormvloedduur wordt verder de tijd verstaan gedurende welke de waterstand rondom het maximum verblijft en niet (meer) de waarde van D (stormopzetduur).

In Tabel III-3 is voor de gevallen (1) t/m (5) de tijdsduur aangegeven dat de waterstand het niveau $h_{\max} - 0.25 \text{ m} = \text{NAP} + 5.00 \text{ m}$ overschrijdt. (De waarde van 0.25 m is willekeurig; andere waarden geven na de verdere in deze paragraaf beschreven bewerkingen, vergelijkbare einduitkomsten.)

geval	tijd boven NAP + 5.00 m (uur)	genormeerd (uur)
(1)	2.65	5.00
(2)	2.90	5.47
(3)	2.50	4.72
(4)	2.30	4.33
(5)	3.40	6.42

Tabel III-3 Tijdsduur dat waterstand hoger is dan NAP + 5.00 m.

Eerder in deze paragraaf is 5 uur prototypetijd als norm aangegeven. De tijdsduur van geval (1) (2.65 uur) kan met de factor $5.00/2.65$ tot de normduur worden herleid. Met dezelfde factor zijn ook de gevallen (2) t/m (5) vermenigvuldigd. Aldus wordt een soort van genormeerde duur gevonden (zie Tabel III-3). Er blijken genormeerde tijdsduren tussen 4.33 en 6.42 uur voor te komen. Uit de slechts 5 gepresenteerde voorbeelden is het niet mogelijk een definitieve uitspraak omtrent de vorm van een verdelingsfunctie te doen. Er kan slechts gesteld worden dat de aanname van een normale verdeling met een normduur van 5 uur als gemiddelde en een standaardafwijking van 1 uur wellicht niet onrealistisch is. Gezien alle onzekerheden is er verder van afgezien het tijd-afslag diagram van figuur 3b al te letterlijk op te vatten. De kromme van figuur 3b is in het punt $t = 5$ uur gelineariseerd. Uit die linearisatie volgt dan dat een 1 uur langere of kortere stormvloedduur dan 5 uur, 10% meer respectievelijk minder afslag zal opleveren dan er bij een normduur van 5 uur zal optreden.

Eveneens gezien de toch al aanwezige onzekerheden is er van afgezien om langs de Nederlandse kust verder onderscheid te maken naar de preciese vorm van de (astronomische) getijkromme. In sommige kustlocaties komen immers nogal uitgesproken getijkromme-vormen voor nabij het maximum. (Vlissingen nogal 'spits'; IJmuiden nogal 'vlak'.)

Samengevat:

Met een DUROS-berekening wordt de afslag boven de maximale waterstand ten gevolge van een gemiddelde stormvloedduur berekend (= gemiddelde van normale verdeling; volume A). Een willekeurige stormvloed met tijdsduur t heeft een afslagvolume B boven de waterlijn tot gevolg van:

$$B = A + (t - 5) * 0.1 * A \quad (13)$$

waarin: B = afslagvolume boven de waterlijn t.g.v.

stormvloed met duur van t uur	(m^3/m)
A = idem met duur van 5 uur	(m^3/m)
t = duur van stormvloed	(hr)

III-3-7 Buistoten en buioscillaties

Buistoten zijn zeespiegelverheffingen (alleen een top), die door de passage van een front of een hevige bui worden veroorzaakt. Van een zelfde buistoot kan vaak het verloop langs de kust worden teruggevonden.

Buioscillaties zijn periodieke, locale schommelingen van de waterstand (top en dal). Buioscillaties worden eveneens door weersinvloeden opgewekt. Van enige regelmaat is gewoonlijk nauwelijks sprake. Geheel verschillende perioden en amplituden kunnen na elkaar voorkomen.

Zowel buistoten als buioscillaties komen tijdens een hoge stormvloed veelvuldig voor. In de bestaande tabellen met de maximale waterstanden die tijdens stormvloeden zijn voorgekomen, zijn de meestal verhogende effecten van buistoten en oscillaties niet meegenomen. (Uitgefilterd; zie Wemelsfelder 1960.)

In figuur 14 zijn enkele kenmerken van buistoten en buioscillaties geschetst. De duur van een buistoot is in de orde van grootte van 60 min.; van een oscillatie is de periode circa 45 min. De hoogte van de buistoot is in de orde van grootte van 0.40 m; de amplitude van de oscillatie circa 0.20 m. Over het aantal buistoten en oscillaties dat tijdens een stormvloed kan voorkomen, bestaat geen zekerheid. Veelal is de gehele waterstandskromme er mee 'bedekt', maar bij de ene stormvloed kunnen de buistoten en oscillaties veel heftiger zijn dan bij een andere vergelijkbare stormvloed.

Afgezien van de vraag of het al mogelijk is om van geringe fluctuaties rondom het werkelijke waterstandsverloop tijdens een stormvloed, redelijk nauwkeurig aan te geven wat het effect daarvan is op de mate van duinafslag, het effect van buioscillaties wordt verder niet afzonderlijk in rekening gebracht. Bij de verdere beschouwingen wordt slechts rekening gehouden met één, tamelijk goed geproportioneerde buistoot, die omstreeks het tijdstip van maximum waterstand zal voorkomen. (Zo men wil kan het effect van buioscillaties daarin gedacht te zijn ondergebracht.) Het betreft dan een buistoot

met vaste duur (0.6 uur; 36 min.) maar met een stochastische hoogte. Door maar één buistoot aan te nemen, wordt voorbij gegaan aan de mogelijkheid dat er meer buistoten per stormvloed kunnen voorkomen. Gezien de verderop in deze paragraaf beschreven, ietwat moeilijke wijze waarop het effect van een buistoot op de mate van duinafslag kan worden gekwantificeerd, werd het niet raadzaam geacht met het optreden van meer dan één buistoot tijdens een stormvloed rekening te houden.

In de bijdrage van Wemelsfelder in het Rapport van de Deltacommissie worden voor de buistoothoogten langs de Nederlandse kust waarden van 0.50 - 0.60 m genoemd. In dit rapport wordt, in navolging van Vrijling (Vrijling 1983), aangenomen, dat de buistoothoogte normaal is verdeeld met een gemiddelde waarde van 0.40 m en een standaardafwijking van 0.10 m.

Het zal duidelijk zijn dat het effect van een verhoging van de waterstand met Δh ten gevolge van een buistoot op de mate van duinafslag, niet gelijk gesteld kan worden aan het effect van een stormvloed met een Δh hogere maximale waterstand. Hoe dat effecter mogelijkserwijs uit zou kunnen zien, is aan de hand van twee scenario's nagegaan. In figuur 15 is in relatieve grootheden de afslag boven de maximale waterstand als functie van de tijd uitgezet voor een basissituatie, lijn (1) en een situatie waarbij een $\Delta h = 0.40$ m hogere maximale waterstand voorkomt (lijn (2)). De afslag na 5 uur is voor lijn (1) op 100% gesteld. De overige percentages die bij lijn (1) behoren zijn uit Deltagootproeven afgeleid; de verhouding tussen de percentages bij de lijnen (1) en (2) zijn op grond van enkele DUROS-berekeningen met realistische randvoorwaarden berekend.

Scenario I

- De afslag als functie van de tijd volgt in principe lijn (1) tot $t = 5$ uur.
- Op een willekeurig tijdstip ($t < 5$ uur) volgt de afslag echter gedurende 0.6 uur de afslag volgens lijn (2). Van lijn (2) wordt de 0.6 uur gevolgd die aansluit bij het tijdstip dat behoort bij afslag A1 (zie figuur 15).

- Na die 0.6 uur wordt op overeenkomstige wijze lijn (2) weer verlaten en wordt de trend van lijn (1) weer vervolgd tot $t = 5$ uur. Er resulteert een met circa 2% toegenomen afslag.
- Afhankelijk van het tijdstip waarop de lijnwisseling wordt gemaakt, varieert genoemd percentage enigszins. Het percentage van 2% is echter een redelijke weergave van het buistooteffect zoals dat met scenario I kan worden berekend.

Fysisch klopt dit scenario vermoedelijk niet geheel. De relatief grote afslag in de eerste uren van het afslagproces en het daarna steeds langzamer verlopende proces zijn het gevolg van het feit dat vrij snel na het begin van de stormvloed de stormprofielvorm ('hangend' aan de maximale waterstand) wordt gevormd en er daarna een veel langzamere zeewaartse uitbreiding van deze profielvorm plaatsvindt. In scenario II is met dat effect wat meer rekening gehouden.

Scenario II *****

- De afslag als functie van de tijd volgt in principe lijn (1) tot $t = 5$ uur.
- Op een willekeurig tijdstip ($t < 5$ uur) wordt de in figuur 15 geschetste verbindingslijn tussen de lijnen (1) en (2) gedurende 0.6 uur gevolgd. Deze verbindingslijn is geschetst aan de hand van het werkelijke verloop van lijn (2) direct aan het begin van het afslagproces. De relatief snelle aanpassing van het stormprofiel, wanneer dit aan een hogere waterstand wordt 'opgehangen', wordt daarmee gepoogd weer te geven.
- Na gedurende 0,6 uur de verbindingslijn gevolgd te hebben, wordt tot $t = 5$ uur verder weer het verloop conform lijn (1) gevolgd.
- Er resulteert aldus een met circa 2% toegenomen hoeveelheid afslag. Ook in dit geval is het genoemde percentage een redelijk gemiddelde van het effect wanneer verschillende startmomenten worden gekozen.

Waarschijnlijk overschat scenario II de werkelijkheid (aanzienlijk). Na de terugval in waterstand zal het afslagproces in werkelijkheid

vermoedelijk enigszins stagneren. De voor die waterstand te hoge stormprofielligging zal eerst moeten worden afgevlakt voordat verdere duinerosie zal plaatsvinden.

Gezien de bezwaren van beide scenario's wordt als 'werkelijkheid' een buistooteffect van 5% aangenomen. (Geldt nog steeds voor een buistoothoogte van 0.40 m.) Er zijn eveneens soortgelijke berekeningen voor van 0.40 m afwijkende buistoothoogten uitgevoerd. Eén en ander blijkt met een lineair verband benaderd te kunnen worden.

In het gekozen systeem veroorzaakt een 0.6 uur lange, 0.40 m hoge buistoot nabij de maximum waterstand een extra duinafslag van 5%. Als de maximale waterstand simpelweg met 0.40 m zou zijn verhoogd, zou een extra afslag van circa 11% het gevolg zijn. Enigszins gevoelsmatig lijkt de onderlinge verhouding niet onrealistisch.

III-3-8 Nauwkeurigheid berekeningsmethode

De uitkomst van een DUROS-berekening wordt opgevat als het gemiddelde van een normale verdeling. Het volume zand dat boven de maximale waterstand van het duin wordt afgeslagen bedraagt $A \text{ m}^3/\text{m}$. De standaardafwijking wordt (zie figuur 4) uitgedrukt als:

$$\sigma_{\text{nauwk.}} = 20 + 0.1 * A \quad (14)$$

waarin: $\sigma_{\text{nauwk.}}$ = standaardafwijking nauwkeurigheid DUROS-model (m^3/m)
A = volume afslag boven de waterlijn (m^3/m)

Er dient vermeld te worden dat $\sigma_{\text{nauwkeurigheid}}$ is bepaald uit model- en prototypemetingen, waarbij impliciet al enige variatie in de randvoorwaarden (stormvloedpeil, significante golfhoogte, koreldiameter, enz.) is verdisconteerd. Bij de afleiding van de DUROS-berekeningsmethode is het niet mogelijk gebleken de verschillende randvoorwaarden-effecten op een eenduidige wijze te isoleren. Daarom en omdat onder modelomstandigheden, in tegenstelling tot prototypeomstandigheden, 3-dimensionale effecten nauwelijks een rol hebben

kunnen spelen, wordt het verantwoord geacht de spreiding volgens vergelijking (14) in volle omvang in de verdere berekeningen in te voeren.

Door de spreiding in de nauwkeurigheid van de berekeningsmethode als een hoeveelheid afslag boven de waterlijn uit te drukken, wordt in feite voorbijgegaan aan de fysische oorzaak van de spreiding. Aansluitend bij de gedachte achter een DUROS-berekening (sluitende zandbalans in dwarsrichting bij een bekend afslagprofiel), zijn er 4 mogelijke oorzaken voor een afwijking tussen werkelijkheid en berekening aan te geven. Toegespitst op het geval dat er meer afslag optreedt dan de berekening aangeeft, zijn die 4 oorzaken:

- hogere ligging van het afslagprofiel dan de formule aangeeft (andere hellingen en andere vorm).
- verdere zeewaartse ontwikkeling van het afslagprofiel dan is aangenomen.
- ontwikkeling van een duidelijk golfoploopgebied (in de DUROS-berekening wordt daar niet van uitgegaan).
- verdwijning van meer zand uit het verspreidingsgebied dan impliciet met de toepassing van het DUROS-model is aangenomen.

De spreiding in de uitkomst van een DUROS-berekening zou in principe in rekening gebracht kunnen worden door één of meer coëfficiënten in de DUROS-stormprofiel vergelijking (vergelijking (1)) te laten variëren. Mede gezien het feit dat er te weinig concrete gegevens beschikbaar zijn om dat nog enigszins geloofwaardig te kunnen doen, is van een mogelijke aanpassing van de DUROS-coëfficiënten afgezien.

Overigens worden door de relatief simpele aanname van vergelijking (14) als benadering van de standaardafwijking wel problemen geïntroduceerd, wanneer zeer lage duinen in rekening worden gebracht. Bij lage duinen (laag ten opzichte van de maximale waterstand) is de invloed van de term $20 \text{ m}^3/\text{m}$ in vergelijking (14) groot ten opzichte van de term $0.1 A \text{ m}^3/\text{m}$. Er resulteert in dat geval een relatief sterke toename van de afslagafstand AF als er bijvoorbeeld 1 σ meer afslag wordt verondersteld dan met de uitkomst van

een DUROS-berekening kan worden gevonden. Oriënterende berekeningen hebben aangetoond dat onder ontwerpomstandigheden bij duinhoogten die lager zijn dan NAP + 8 m de afwijkingen groter dan circa 5% zullen worden. Er dient, kortom, voorzichtigheid betracht te worden, wanneer relatief lage duinen (dat wil zeggen duinhoogten lager dan circa 3 m boven stormvloedpeil) in rekening gebracht zullen worden.

III-4 Onafhankelijkheid parameters

Bij de probabilistische uitwerking van het duinafslagprobleem is het noodzakelijk dat de parameters onderling onafhankelijk zijn. In deze paragraaf worden daarover enige opmerkingen gemaakt. Van de significante golfhoogte die tijdens het hoogtepunt van de stormvloed kan worden verwacht, is het expliciet bekend, dat er een relatie bestaat tussen de maximale waterstand en de kansdichtheidsverdeling van de golfhoogte. Van sommige andere parameters is dat niet zo duidelijk, maar ook daar kan toch wel enige afhankelijkheid worden verwacht. Als voorbeeld kan de afhankelijkheid tussen de maximale waterstand tijdens de stormvloed en de stormvloedduur dienen. Van relatief lage stormvloeden kan nog wel worden verwacht, dat daarbij een normaal getij of zelfs een doottij zal voorkomen met als gevolg daarvan een relatief lange stormvloedduur. (De waterstand beweegt zich in verhouding gedurende lange tijd rondom het maximum.) Van een relatief hoge stormvloed is dat onwaarschijnlijker. In dat geval zal het immers steeds waarschijnlijker zijn dat er een springtij in het spel is, met als gevolg daarvan een relatief korte stormvloedduur. Uit dit voorbeeld blijkt dat het tamelijk onwaarschijnlijk is dat de stormvloedduur voor iedere maximale waterstand normaal is verdeeld met als gemiddelde 5 uur en een standaardafwijking van 1 uur. De kennis ontbreekt evenwel om enigszins geloofwaardig onderscheid naar maximale waterstanden te kunnen maken. Er is verder dan ook geen poging gedaan om één en ander te kwantificeren.

Soortgelijke argumenten kunnen worden aangevoerd wanneer naar de (on)afhankelijkheid van maximale waterstand en het voorkomen van buistoten en buioscillaties wordt gekeken. Ook in dat geval zal er wellicht van enige afhankelijkheid sprake zijn, maar ook hier ontbreekt de kennis en het inzicht om eventuele verbanden te kunnen kwantificeren.

Met uitzondering van de significante golfhoogte in relatie tot de maximale waterstand, wordt in de verdere beschouwingen aangenomen dat er geen onderlinge relaties tussen de verschillende parameters voorkomen. Er wordt dus een onafhankelijkheid van de parameters verondersteld.

III-5 Samenvatting en conclusies Hoofdstuk III

- Voor een probabilistische benadering van het duinontwerpprobleem is het noodzakelijk de beschikking te hebben over de kansdichtheidsfuncties van de parameters die de mate van afslag bepalen.
- Er is een poging gedaan deze functies te kwantificeren. Van sommige parameters kan dat op een verantwoorde en realistische manier (maximale waterstand; significante golfhoogte; profielvariaties). Om voor de overige parameters (korreldiameter; stormvloedduur; optreden buistoten en buioscillaties; nauwkeurigheid berekeningsmethode) een verdeling te verkrijgen, dienden er tamelijk veel betwistbare aannamen te worden gedaan. Niettemin zijn uiteindelijk werkbare kansdichtheidsfuncties gevonden.
- Er is, overigens zonder een overvloed aan bewijs, aangenomen dat de afgeleide kansdichtheidsfuncties onderling onafhankelijk zijn. (Geldt niet voor de relatie tussen de maximale waterstand en de significante golfhoogte.)
- Ten behoeve van de probabilistische uitwerking van een concreet voorbeeld nabij Hoek van Holland worden de volgende verdelingen van toepassing verklaard:

++ Maximale waterstand ++

Overschrijdingskans per jaar:

$$P_r(\underline{h} > h) = 727.86 \exp(-3.01 h)$$

++ Significante golfhoogte ++

Gegeven h , geldt een normale verdeling met:

$$\mu_{H_s} = 4.82 + 0.6 h - (0.0063 (7.0 - h)^{3.13}) \quad (10)$$

$$\sigma_{H_s} = 0.60 \text{ m}$$

++ Profielvariatiaties ++

Normale verdeling.

Gemiddeld profiel: standaardprofiel (figuur 1b).

Standaardafwijking van profielvariatiaties: $60 \text{ m}^3/\text{m}$.

++ Korreldiameter ++

Normale verdeling.

$$\text{Gemiddelde } D_{50} = 225 \text{ } \mu\text{.m}$$

$$\text{Standaardafwijking} = 22.5 \text{ } \mu\text{.m} (= 10\% \text{ van } 225 \text{ } \mu\text{.m})$$

++ Stormvloedduur ++

Normale verdeling.

Met een DUROS-berekening wordt, gegeven de overige randvoorwaarden de afslag boven de maximale waterstand berekend (volume $A \text{ m}^3/\text{m}$).

$$\text{Gemiddelde stormvloedduur} = A \text{ m}^3/\text{m}$$

$$\text{Standaardafwijking} = 0.1 * A \text{ m}^3/\text{m}$$

++ Buistoot en buioscillaties ++

Effecten samengenomen. Een buistoot met variërende hoogte.

Normale verdeling.

$$\text{Gemiddelde buistoothoogte} = 0.40 \text{ m}$$

$$\text{Standaardafwijking} = 0.10 \text{ m}$$

Effect van buistoot met hoogte Δh op afslag boven de waterlijn:

$$\Delta A = 0.05 * A * (\Delta h/0.4)$$

++ Nauwkeurigheid berekenigsmethode. ++

Normale verdeling.

Gemiddelde: uitkomst DUROS-berekening = $> A \text{ m}^3/\text{m}$

Standaardafwijking = $> (20 + 0.1 * A) \text{ m}^3/\text{m}$

IV UITWERKING VOORBEELD; OPZET LEIDRAAD

IV-1 Algemeen

In dit hoofdstuk zal worden nagegaan tot hoever de zogenaamde 10^{-5} afslag voortschrijdt in een dwarsprofiel conform het standaardprofiel (figuur 1b), dat nabij Hoek van Holland aanwezig wordt gedacht. Met de 10^{-5} afslag wordt die waarde van AF, die positie van punt R in het duin bedoeld, waarvoor geldt dat de kans dat AF wordt bereikt of wordt overschreden, juist gelijk is aan 10^{-5} per jaar. (De geldende bezwijkkans in dit geval.) In het voorbeeld zullen de kansverdelingen worden gebruikt die in het vorige hoofdstuk zijn toegelicht. (Zoals in paragraaf II-4 is vermeld, geldt de 10^{-5} afslag in dit voorbeeld voor elke doorsnede afzonderlijk in de gekozen kustlocatie.) Om tot een aanzet te kunnen komen voor de daadwerkelijke afleiding van het in de Leidraad opgenomen rekenrecept, zal ook van enige andere geschematiseerde gevallen de 10^{-5} afslag worden berekend. Het betreft in alle gevallen in principe het zelfde beginprofiel als het standaardprofiel voor zover dat het gedeelte zeewaarts van de duinvoet betreft. Landwaarts daarvan zijn er verschillen wat de uiteindelijk te bereiken duinhoogte betreft. In Tabel IV-1 zijn de voornaamste kenmerken van de verschillende gevallen samengevat.

geval	μ_{D50} ($\mu.m$)	σ_{D50} ($\mu.m$)	duinhoogte (m + NAP)	$\sigma_{prof.}$ (m^3/m)
1	225	22.5	15	60
2	225	22.5	25	60
3	225	22.5	9	60
4	175	17.5	15	60
5	275	27.5	15	60
1a	225	0	15	0
2a	225	0	25	0
3a	225	0	9	0
4a	175	0	15	0
5a	275	0	15	0

Tabel IV-1 Karakteristieken van de rekengevallen.

In de a-gevallen wordt voorbijgegaan aan diameter- en profielvariaties. De reden daarvan komt in paragraaf IV-4 aan de orde.

IV -2 Niveau III berekeningen standaardgeval

IV-2-1 Numerieke integratie

Van het standaardgeval (geval 1 Tabel IV-1) is een volledige numerieke integratie uitgevoerd, zij het dat daarbij de integratie stappen tamelijk groot zijn genomen. De volgende schematisaties zijn toegepast.

**** Waterstand ****

Het waterstandsgebied met overschrijdingskansen van 10^{-2} tot 10^{-7} per jaar is in rekening gebracht (NAP +3.75 m tot NAP +7.55m). Elke decade (bijvoorbeeld 10^{-6} tot 10^{-7} overschrijdingskans) is in principe in 5 stappen in de berekening ingevoerd; in totaal dus 25 waterstandsstappen. Met de verschillende stappen zijn verschillende kansen van optreden gemoeid (van 2×10^{-7} tot 20000×10^{-7}). Als kenmerkende waterstand h voor elke stap is de waterstand gekozen, die qua overschrijdingskans halverwege de stapgrootte ligt.

**** Golfhoogte ****

Bij de kenmerkende waterstand h van elke stap, is de significante golfhoogte H_{sm} met de grootste kansdichtheid met vergelijking (10) berekend. Bij elke waterstandsstap zijn 5 golfhoogte gevallen berekend, elk met een kans van voorkomen van 20%. Daarbij is, als voorbeeld, de golfhoogte met een overschrijdingskans van 70% kenmerkend geacht voor de klasse van 60 - 80% overschrijding, enz. De volgende golfhoogten zijn aldus ingevoerd.

$$\begin{aligned} H_{sm} -1.282 \sigma &= H_{sm} -1.282 * 0.60 = H_{sm} -0.77 \text{ m (90\%)} \\ H_{sm} -0.534 \sigma &= H_{sm} -0.31 \text{ m (70\%)} \\ H_{sm} &= H_{sm} \text{ m (50\%)} \\ H_{sm} +0.524 \sigma &= H_{sm} +0.31 \text{ m (30\%)} \\ H_{sm} +1.282 \sigma &= H_{sm} +0.77 \text{ m (10\%)} \end{aligned}$$

**** Korreldiameter duinmateriaal ****

Omdat zal blijken dat de invloed van de korreldiametervariatie op de grootte van de 10^{-5} afslag tamelijk groot is en omdat de diametervariatie zich uit in een niet-lineair verband tussen afslag en variatie (zie figuur 2c) is in de integratie berekening de normale korreldiameter verdeling in 20 stappen verdeeld. Op een vergelijkbare wijze als dat bij de golfhoogte is uitgewerkt, zijn in dit geval kansintervallen van 5% aangenomen met voor elke stap een kenmerkende diameter. Het komt er op neer dat de normale verdeling van circa $-1.95 * \sigma$ tot $+ 1.95 * \sigma$ rondom het gemiddelde wordt afgewerkt. (Van circa 181 μ .m tot 269 μ .m met als gemiddelde 225 μ .m.)

**** Ligging beginprofiel ****

De variatie van de ligging van het beginprofiel (normale verdeling, $\mu=0$; $\sigma=60 \text{ m}^3/\text{m}$), is in 5 stappen in de berekening ingevoerd. Om in het standaardprofiel een volume variatie te bewerkstelligen, zijn van dat profiel een aantal diepte/hogtecijfers, liggend vanaf 30 tot 105 m zeewaarts van het nulpunt, aan variatie onderhevig gedacht. Met een dergelijke manipulatie zijn 5 kenmerkende gevallen (elk kenmerkend voor 20% kans van voorkomen), gegenereerd en in de integratie berekening opgenomen.

**** Overige invloeden ****

Met de variaties in de 4 hiervoor genoemde parameters zijn in totaal $25 * 5 * 20 * 5 = 12500$ daadwerkelijke duinafslag berekeningen gemaakt. Alle berekeningen resulteren in een bepaalde AF(o) waarde en een afslagvolume boven de waterlijn van $A \text{ m}^3/\text{m}$. De effecten op de afslag ten gevolge van variaties in stormvloedduur, het optreden van buistoten en de nauwkeurigheid van de berekeningsmethode, zijn alle uitgedrukt in het volume A. Voor de 3 genoemde invloeden zijn normale verdelingen aangenomen met als kenmerken:

stormvloedduur	: $\mu = 0$	$\sigma = 0.1 A$
buistoot	: $\mu = 0 + 0.05 A$	$\sigma = 0.25 * 0.05 A$
nauwkeurigh. DUROS-model:	$\mu = 0$	$\sigma = 20 + 0.1 A$

Omdat er in alle gevallen van normale verdelingen sprake is, kunnen de verdelingen samengenomen worden. Er resulteert dan een nieuwe normale verdeling met als karakteristieke waarden:

$$\mu = 0.05 * A \quad (15)$$

en:

$$\sigma = \sqrt{(0.1A)^2 + (0.25 * 0.05)^2 + (20 + 0.1A)^2}$$
$$\sigma = \sqrt{(0.02015625 * A * A) + 4A + 400} \quad (16)$$

De resulterende verdeling is in 20 stappen onderverdeeld. Er resulteren in principe 20 extra in rekening te brengen afslag volumina ter grootte van:

$$\Delta A_n = 0.05 * A + \text{factor} * \sigma \quad (17)$$

waarin: ΔA_n = toename afslagvolume boven de waterlijn (m^3/m)
factor = uit normale verdeling volgende factor

Opmerking:

Het is discutabel of in de A waarde in vergelijking (16) het gemiddelde aangenomen buistoot effect van $0.05 * A$ dient te worden opgenomen of niet. Er is voor gekozen om dat niet te doen.

** Resultaat **

Uitgaande van elk van de berekende afslagwaarden $AF(o)$ die in de eerder genoemde 12500 gevallen kunnen worden berekend, worden 20 nieuwe waarden ($AF(n)$) berekend, waarbij:

$$AF(n) = AF(o) + \Delta A_n / (hR - h) \quad (18)$$

waarin: $AF(n)$ = uiteindelijke afslag (positie
van punt R) (m t.o.v. HR)
 $AF(o)$ = afslag zonder toeslag (m t.o.v. HR)
 ΔA = toename afslag (m^3/m)
 hR = duinhoogte (m + NAP)
 h = maximale waterstand (m + NAP)

Uiteindelijk resulteren er dan $12500 * 20 = 250000$ $AF(n)$ waarden.

Van elke AF(n) waarde ligt de kans van voorkomen vast (=kans van voorkomen van waterstandsinterval $\approx 0.2 \pm 0.05 \times 0.2 \mp 0.05$). Vervolgens kan de overschrijdingskans per jaar van willekeurige AF waarden worden berekend. In Tabel IV-2 zijn de overschrijdingskansen aangegeven; in figuur 16 zijn de resulterende AF waarden als functie van de overschrijdingskans per jaar uitgezet.

AF (m)	Num.integr.	Monte Carlo	Niveau II
100	2.08×10^{-6}	--	--
95	--	--	4.20×10^{-6}
90	6.38×10^{-6}	7.67×10^{-6}	7.33×10^{-6}
85	--	1.41×10^{-5}	1.30×10^{-5}
80	2.09×10^{-5}	2.45×10^{-5}	2.36×10^{-5}
75	--	4.36×10^{-5}	4.33×10^{-5}
70	7.29×10^{-5}	8.15×10^{-5}	8.12×10^{-5}
65	--	1.56×10^{-4}	1.55×10^{-4}
60	2.77×10^{-4}	3.12×10^{-4}	3.04×10^{-4}
55	--	6.15×10^{-4}	6.10×10^{-4}
50	$1.14 \times 10^{-3}?$	--	1.26×10^{-3}
45	--	--	2.69×10^{-3}
40	$4.15 \times 10^{-3}?$	--	--
35	--	--	--
30	$8.79 \times 10^{-3}?$	--	--

Tabel IV-2 Overschrijdingskans per jaar.

--: niet berekend

? : niet betrouwbaar (zie opmerking)

Uit figuur 16 kan worden afgelezen dat als ontwerpwaarde AF = 86.0 m resulteert (overschrijdingskans 10^{-5} per jaar).

Opmerking:

Omdat niet alle mogelijke waterstanden in de berekening zijn opgenomen ($h > \text{NAP} + 3.75 \text{ m}$), zijn de bij de lagere AF waarden gegeven overschrijdingskansen niet volledig betrouwbaar (te lage over-

schrijdingskans). Voor $AF > 60$ m zijn de berekende waarden (met de gevolgde procedure) wel betrouwbaar. De 10^{-5} afslag ligt dus ruim in het betrouwbare gebied.

IV-2-2 Monte Carlo simulatie

De door Kust & Zee uitgevoerde Monte Carlo simulaties, voor het zelfde geval met de zelfde randvoorwaarden, resulteren in de eveneens in tabel IV-2. en in figuur 16 aangegeven waarden. In de Notitie WWKZ-84X.000 (Bruinsma 1984) zijn de resultaten samengevat.

Bij een zelfde overschrijdingskans is de met de Monte Carlo simulatie berekende afslag iets hoger dan de afslag die met de numerieke integratiemethode kan worden berekend. De verschillen zijn marginaal.

IV-3 Niveau II berekeningen standaardgeval

De mate van duinafslag wordt door 7 parameters beïnvloed. Elke afslag, dus ook de gewenste 10^{-5} afslag, kan in principe met oneindig veel combinaties van de 7 relevante parameters worden bereikt. Aan elke combinatie kan een kansdichtheid worden toegekend. De combinatie van parameters met de grootste kansdichtheid om een bepaalde afslag te verkrijgen, wordt het ontwerppunt voor die afslag genoemd. Uit de verschillen tussen de parameter waarden in het ontwerppunt en de gemiddelde waarden van de desbetreffende parameters kan, tesamen met de standaardafwijkingen van de verdelingen, een schatting van de overschrijdingskans voor die afslag worden verkregen. Bovendien kan met die gegevens de bijdrage van de spreiding in de verschillende parameters aan de variantie van de betrouwbaarheidsfunctie worden berekend.

Bestaande iteratie-procedures zijn zodanig aangepast dat deze geschikt zijn voor duinafslagberekeningen. Relatief vlot kan daarmee de ligging van het ontwerppunt worden berekend. Door in de rekenprocedure verschillende posities van punt R. (AF waarden) op te leggen, kunnen de bijbehorende schattingen van de overschrijdingskans worden bepaald

en kan een afslag-overschrijdingskanslijn worden vastgelegd. In Tabel IV-2 en figuur 16 zijn de Niveau II resultaten eveneens opgenomen. Het blijkt dat de 10^{-5} afslag op deze manier berekend, uitkomt op AF = 87.5 m. Dat is 1.5 m meer dan met de numerieke integratie methode werd berekend. De verschillen tussen de rekenresultaten van de Monte Carlo methode en de Niveau II methode zijn uitermate klein te noemen. De onderlinge verschillen tussen de diverse methoden zijn dermate klein dat het verantwoord wordt geacht de uitkomsten van Niveau II berekeningen verder als 'waar' aan te merken.

Voor het standaardgeval dient als ontwerpafslag waarde AF = 87.5 m in rekening te worden gebracht. Het is interessant deze waarde te vergelijken met de waarde die in figuur 10 (alleen waterstands- en golfhoogte effecten in rekening gebracht), bij een overschrijdingskans van 10^{-5} per jaar afgelezen kan worden. (AF = 74.5 m.) Door ook met korreldiameter-, profiel- en stormduurvariaties rekening te houden en tevens het optreden van buistoten en de nauwkeurigheid van de berekeningsmethode in de berekening te betrekken, wordt er kennelijk een toename van de ontwerpafslag met 13 m gevonden.

In Tabel IV-3 zijn voor de 7 parameters de bijdragen van de respectievelijke spreidingen aan de variantie van de betrouwbaarheidsfunctie samengevat. Eén en ander geldt voor een overschrijdingskans van 10^{-5} per jaar. In de tabel is bovendien de ligging van het ontwerp-punt ten opzichte van de gemiddelde waarden opgenomen.

parameter	bijdr. variantie betr. func. (%)	ontwerppunt t.o.v. gemiddelde
stormvloedpeil	82.8	NAP + 5.47 m **
golfhoogte	0.9	0.42 σ 'hoger'
korreldiameter	7.3	1.15 σ 'fijner'
profiel	1.3	0.49 σ 'magerder'
stormvloedduur	2.6	0.69 σ 'langer'
buistoot	0.0	0.08 σ 'hoger'
nauwk. DUROS	5.0	0.95 σ 'meer'

Tabel IV-3 Bijdrage parameters aan variantie betrouwbaarheidsfunctie; positie ontwerppunt.

** : Omdat de kansverdeling van de maximale waterstand door een normale verdeling is benaderd, heeft het weinig zin de waterstand in het ontwerppunt t.o.v. het gemiddelde uit te drukken. Daarom is hier de werkelijke waterstand in het ontwerppunt opgegeven.

Uit Tabel IV-3 blijkt dat het stormvloedpeil verreweg de belangrijkste bijdrage aan de variantie van de betrouwbaarheidsfunctie geeft. Opvallend is weer de zeer geringe bijdrage van de golfhoogte. Overigens hoeft dat niet zoveel verwondering te wekken omdat de golfhoogte en de maximale waterstand via vergelijking (10) aan elkaar zijn gerelateerd. (Zie ook de opmerkingen hierover op blz.31 en 32.) Van de overige invloeden dragen de variaties in de korreldiameter en de nauwkeurigheid van de berekeningsmethode het meest bij aan de variantie van de betrouwbaarheidsfunctie.

IV-4 Opzet rekenrecept Leidraad; basisafslag

Met een combinatie van randvoorwaarden zoals die uit Tabel IV-3 volgen als invoerparameters in een enkele (uitgebreide) DUROS-berekening, wordt precies de gewenste 10^{-5} afslag gevonden. (In de vorige zin staat uitgebreide tussen haakjes. De eerste 4 parameters van Tabel IV-3 vormen de randvoorwaarden voor de eigenlijke DUROS-berekening; de laatste 3 parameters geven aan hoe groot de toeslag op de uitkomst dient te zijn.) Dat met een dergelijke enkele DUROS-berekening direct de 10^{-5} afslag wordt gevonden, is vanzelfsprekend, want het ontwerppunt behorend bij een overschrijdingskans van 10^{-5} per jaar ligt precies op de bijbehorende AF = constant 'kromme' in de 7-dimensionale 'ruimte'; het is immers het punt met de grootste kansdichtheid op die 'kromme'. Om een eenvoudig rekenrecept te verkrijgen waarmee de duinafslag onder ontwerpomstandigheden kan worden berekend, zou het dan plezierig zijn de parameter waarden in het ontwerppunt 'vooraf' te kennen. Helaas zijn echter de respectievelijke ontwerppunten voor verschillende gevallen niet gelijk. Voor de in Tabel IV-1 gegeven gevallen (alle op de zelfde locatie nabij Hoek van Holland gedacht), zijn in Tabel IV-4 van enkele van de belangrijkste parameters de waarden in de ontwerppunten aangegeven.

Opvallend is dat wat de waterstand betreft, de gevallen 1 t/m 5 onderling goed vergelijkbaar zijn, maar tamelijk veel van de gevallen 1a t/m 5a afwijken. In de a gevallen ligt de waterstand hoger; de nauwkeurigheid van de berekeningsmethode ligt iets meer excentrisch. De excentriciteit van de stormvloeduur blijkt in de a gevallen gelijk of iets lager te zijn dan in de gevallen 1 t/m 5.

geval	h max. (m + NAP)	D ₅₀ (σ)	profiel (σ)	duur (σ)	nauwk. DUROS (σ)
1	5.47	-1.15	-0.49	+0.69	+0.95
2	5.48	-1.20	-0.49	+0.66	+0.85
3	5.46	-1.05	-0.48	+0.67	+1.12
4	5.35	-1.37	-0.40	+0.76	+0.98
5	5.53	-1.01	-0.57	+0.63	+0.93
1a	5.75	--	--	+0.68	+0.96
2a	5.78	--	--	+0.65	+0.86
3a	5.69	--	--	+0.65	+1.15
4a	5.69	--	--	+0.76	+1.00
5a	5.77	--	--	+0.62	+0.94

Tabel IV-4 Parameter waarden in ontwerppunt.

Omdat in de a gevallen de korreldiameter- en de profielvariatiaties niet in het spel voorkomen, dient over het algemeen een zwaarder 'beroep' op de overblijvende parameters te worden gedaan om toch de 10^{-5} afslag te verkrijgen.

Het is dus duidelijk dat de mate van variatie in de ene parameter, de waarden van de overige parameters in het ontwerppunt beïnvloedt.

In de gevallen 1 t/m 5 blijkt de waterstand in het ontwerppunt gemiddeld circa 0.20 m boven het ontwerppeil uit te komen. Voor de gevallen 1a t/m 5a is dat 0.50 m hoger dan het ontwerppeil.

In de gevallen 1a t/m 5a zijn de diameter- en profielvariatiaties bewust op 0 gesteld, terwijl van de overige parameters de variaties nog in volle omvang aanwezig worden verondersteld. Dat is gebeurd omdat de genoemde 2 parameters een ander karakter vertonen dan de overige.

In de praktijk zullen per profiel (of per kustvak) de profiel- en korreldiametervariatiaties verschillende waarden kunnen aannemen. In paragraaf III-3-5 werden spreidingsvolumina van 35 tot $120 \text{ m}^3/\text{m}$ genoemd. Ook is zeker dat de diameterfluctuaties van plaats tot plaats tamelijk sterk kunnen verschillen (zie Nota Kust & Zee 1984).

Onafhankelijk van de locatie zullen echter wel de stormvloedvariatiaties, de buistoothoogtevariatiaties en de variaties in de nauwkeurigheid

van de DUROS-berekeningsmethode voorkomen. Voor elke locatie langs de Nederlandse kust zijn voor deze 3 variaties gelijke waarden gekozen. Voor een bepaalde kustlocatie is er bovendien een gegeven kansverdeling van de maximale waterstand, met een aan de waterstand gekoppelde verwachtingswaarde van de significante golfhoogte. De C_{H_s} waarden variëren daarbij langs de kust maar in zeer geringe mate (zie figuur 11). Van de 7 parameters zijn er dus 5 waarvan de verdeling en de spreiding vooraf voor elke locatie volkomen vastliggen en voor elke locatie nagenoeg gelijk zijn. Van 2 parameters is de spreiding uiteraard vooraf wel bekend, maar kan van locatie tot locatie verschillen. Afhankelijk van de uitkomsten van metingen dienen de werkelijke diameter- en profielvariaties voor elke dwarsdoorsnede afzonderlijk in rekening te worden gebracht.

De gevallen 1a t/m 5a zijn dus op te vatten als concrete gevallen, waarbij de werkelijke diameter- en profielvariaties 'toevallig' gelijk aan 0 zijn, maar waarbij de overige parameters nog volop in het spel meespelen. Voor de afleiding van een eenvoudig rekenrecept blijkt dat een zinvol aanknopingspunt op te leveren. Een dergelijke afslag kan worden opgevat als een soort van 'basisafslag'. De in een locatie voorkomende werkelijke korreldiameter- en profielvariaties blijken dan als toeslagen op die basisafslag in rekening gebracht te kunnen worden. De basisafslag kan zeer behoorlijk met de ontwerppunt-filosofie worden benaderd. In Tabel IV-4 is te zien dat de ligging van de ontwerppunten in de gevallen 1a t/m 5a tamelijk weinig uiteenlopen. In het voorbeeldgeval (locatie nabij Hoek van Holland) bedraagt de zogenaamde decimeringshoogte 0.76 m. De waterstand in het ontwerppunt kan redelijk worden benaderd. Door het ontwerppeil vermeerderd met $2/3 \times$ de decimeringshoogte aan te nemen (= zogenaamd Rekenpeil). De invloed van de overige parameters is zodanig klein dat daarvoor, zonder grote fouten te introduceren, 'plezierige' waarden kunnen worden gekozen. Met de in Tabel IV-5 aangegeven keus, die voor de 10^{-5} afslag geldt, wordt een goede benadering voor de basisafslag (= de afslag in de gevallen 1a t/m 5a), gevonden. (Zie Tabel IV-6.)

Waterstand	Rekenpeil = ontwerppeil + 2/3 decimeteringshoogte. (NAP + 5.75 m in het voorbeeldgeval)
Golfhoogte	significante golfhoogte met de grootste kansdichtheid bij het Rekenpeil
Stormvloedduur	1 \times σ 'langer'
Buistoot	gemiddelde buistoothoogte in rekening brengen (0.40 m).
Nauwkeurigheid DUROS	1 \times σ 'meer' afslag.

Tabel IV-5 Randvoorwaarden ter bepaling van de basisafslag.

Vergelijking van de waarden in Tabel IV-4 met die van Tabel IV-5 laat zien, dat de waterstand goed overeenkomt, de golfhoogte (niet in Tabel IV-4 opgenomen) iets onderschat wordt en de stormvloedduur in feite licht wordt overschat. De overige parameter waarden worden tamelijk correct in de berekeningsmethode om de basisafslag te verkrijgen, ingevoerd. In Tabel IV-6 is de uitkomst van de berekende basisafslag vergeleken met de met de Niveau II berekeningsmethode gevonden 10^{-5} afslag. De benadering blijkt in alle gevallen zeer behoorlijk te voldoen.

geval	AF 10^{-5} Niveau II (m)	AF 10^{-5} berekend met genoemde randvoorwaarden (m)
1a	83.0	83.5
2a	74.5	74.5
3a	111.0	112.5
4a	105.0	106.5
5a	69.5	70.0
1	87.5	88.5 **
2	77.5	78.0 **
3	117.5	119.5 **
4	111.0	112.0 **
5	73.0	74.0 **

Tabel IV-6 Vergelijking Niveau II - rekenrecept. (basisafslag)

** : de aangegeven waarden zijn het resultaat van berekeningen die eerst in paragraaf IV-5 aan de orde zullen komen.

(In deze tabel (en de meeste volgende tabellen) zijn de AF-waarden op 0.5 m afgerond.)

Om de basisafslag met een overschrijdingskans van 10^{-5} per jaar te berekenen (benaderen) dient als stormvloedpeil het Rekenpeil in de berekening te worden ingevoerd. In het geval van Hoek van Holland betekent dit dat het Rekenpeil een overschrijdingskans van 2.15×10^{-5} per jaar heeft. Als de waterstand alléén afslagbepalend zou zijn geweest, zou om de 10^{-5} afslag te verkrijgen een waterstand met een overschrijdingskans van 10^{-5} per jaar (NAP + 6.01 m) moeten worden ingevoerd. Kennelijk laten de invloeden van de 4 overige in rekening te brengen parameters de in te voeren maximale waterstand 'terug wijken' tot een overschrijdingskans van 2.15×10^{-5} per jaar. Ook uit dit gezichtpunt blijkt overduidelijk dat de afslag voor een zeer belangrijk deel door het stormvloedpeil wordt bepaald.

Overigens is er in het voorafgaande wel sprake van 2 verschillende 10^{-5} afslagwaarden. Basisafslag, overschrijdingskans 10^{-5} per jaar; 5 parameters; AF = 83.0 m (zie Tabel IV-6, geval 1a). Als de waterstand alléén afslagbepalend zou zijn, dient om in dat geval de 10^{-5} afslag te verkrijgen, een stormvloedpeil van NAP + 6.01 m in rekening te worden gebracht. Als dan voor de overige waarden de verwachtingswaarden in een DUROS-berekening worden ingevoerd, resulteert een AF-waarde van 76.5 m.

IV-5 Toeslagen voor diameter- en profielvariatiés:

Uit Tabel IV-6 blijkt dat in de gepresenteerde gevallen de korrel-diametervariatiés ($\sigma = 10\%$ van μ) en de profielinhoudvariatiés ($\sigma = 60 \text{ m}^3/\text{m}$) als resultaat hebben dat de 10^{-5} afslag t.o.v. de basisafslag met circa 5 m toeneemt. In figuur 17 zijn voor een aantal gevallen de met de Niveau II berekende 10^{-5} afslagen uitgezet als functie van mogelijke diameter- en profielvariatiés. Tevens zijn in figuur 17 lijnen van gelijke afslag aangegeven.

In de figuren 18 en 19 zijn horizontale, respectievelijk verticale doorsneden uit figuur 17 uitgezet. Er resulteren figuren waarin de 10^{-5} afslag als functie van de D_{50} variatie (met vaste profielvariatie) en als functie van de profielvariatie (met vaste diametervariatie) zijn aangegeven. Uit de figuren 18 en 19 blijkt de 10^{-5}

afslag progressief toe te nemen met de parameter waarde langs de horizontale as.

Met het basisafslag concept als uitgangspunt is ook te berekenen hoe groot de duinafslag zou zijn als de in de figuren 18 en 19 aangegeven waarden langs de horizontale as, in volle omgang als reductie op de gemiddelde waarden in de basisafslag berekening zouden worden ingevoerd. Er resulteren lijnen die vrijwel lineair, sterk stijgend de afslag als functie van de parameter langs de horizontale as aangeven. (Zie de figuren 18 en 19 met de daarbij gegeven toelichting.) Het blijkt dat het werkelijke verloop heel behoorlijk kan worden benaderd door de diameter- en de profielvariatiën niet in volle omvang in de aangegeven uitgebreide basisafslag berekening in te voeren, maar met gereduceerde waarden rekening te houden. De gereduceerde invoer waarden worden dan:

$$D_{50} \text{ reken} = \mu_{D_{50}} \left(1 - 5 \frac{\sigma_{D_{50}}^2}{\mu_{D_{50}}^2} \right) \quad (19)$$

waarin: $\mu_{D_{50}}$ = gemiddelde D_{50} waarde (m)
 $\sigma_{D_{50}}$ = standaardafwijking D_{50} (m)
5 = coëfficiënt

(geldt in ieder geval voor $0\% < \sigma/\mu * 100\% < 12.5\%$)

en:

$$\text{volume 'magerder'} = \sigma_{\text{profiel}}^2 / 275 \quad (20)$$

waarin: σ_{profiel} = standaardafwijking van profielvariatiën (m³/m)
275 = niet-dimensieloze experimentele coëfficiënt (m³/m)

(geldt in ieder geval voor $0 < \sigma_{\text{profiel}} < 150 \text{ m}^3/\text{m}$)

De in de beide figuren 18 en 19 aangegeven benaderingslijnen zijn het gevolg. In de figuren zijn ook werkelijke en benaderingslijnen

voor andere combinaties aangegeven. In die gevallen zijn zowel vergelijking (19) als (20) toegepast. De benaderingen blijken een overschatting van de werkelijkheid met circa 1 m op te leveren. In Tabel IV-7 zijn voor alle diameter- en profielvariatie combinaties van figuur 17 de (alle positieve) afwijkingen gegeven. De overeenstemming is voor het gehele bereik bevredigend.

Diametervar. $\sigma/\mu \times 100\%$	Profielvariatiés (m^3/m)					
	0	30	60	90	120	150
0.0 %	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
2.5 %	0.8	0.7	0.8	0.8	0.8	0.8
5.0 %	0.8	0.8	1.0	0.9	0.9	1.0
7.5 %	0.9	1.0	0.9	1.1	1.1	1.2
10.0 %	1.1	1.1	1.2	1.3	1.3	1.5
12.5 %	0.9	1.0	1.0	1.3	1.4	1.5

Tabel IV-7 Afwijkingen benadering-werkelijk (in m)

De geschetste procedure is hiervoor voor het standaardgeval uitgewerkt. In Tabel IV-6 is de vergelijking gegeven voor alle gevallen die in Tabel IV-1 genoemd zijn. Met het aangegeven berekeningsmodel is de werkelijke 10^{-5} afslag nagerekend. De overeenstemming blijkt zeer bevredigend te zijn. (Zie ook figuur 20.)

In de tot nu toe gevolgde berekeningsprocedure werd in voorkomende gevallen eerst het 'magerder' profiel (en het 'fijnere' zand) vastgelegd. Vervolgens werd met een DUROS-berekening het afslagvolume A bepaald en daarna werd een toeslag ΔA van $0.25 A + 20 m^3/m$ berekend (ΔA als gevolg van de som van stormvloedduurbuistoot- en nauwkeurigheidseffecten). In de praktijk zal het echter moeilijk blijken te zijn vooraf het 'magerder' profiel vast te stellen. De fout die wordt gemaakt als eerst van het gemiddelde profiel wordt uitgegaan en pas achteraf het 'magerder' profiel in rekening wordt gebracht, is dermate klein dat deze voor de praktijk meer gewenste procedure zonder bezwaar kan worden

gevolgd. (Bij de tamelijk grote werkelijke profielvariatie van $100 \text{ m}^3/\text{m}$ dient volgens vergelijking (20) een $100^2/275 = 36 \text{ m}^3/\text{m}$ 'magerder' profiel dan het gemiddelde profiel in rekening te worden gebracht. Een dergelijk profiel heeft, afhankelijk van de profielvorm en duinhoogte, een toename van het afslag volume boven de waterlijn van circa $20 \text{ m}^3/\text{m}$ tot gevolg. (Toename volume A.) Als extra toeslag dient $0.25 A \times 20 \text{ m}^3/\text{m}$ in rekening gebracht te worden; er wordt dus in feite $0.25 \times 20 = 5 \text{ m}^3/\text{m}$ te weinig afslag berekend. Daardoor wordt de AF waarde met slechts circa 0.5 m onderschat.)

IV-6 Samenvatting en conclusies Hoofdstuk IV

- De uitkomsten van probabilistische berekeningen met Niveau II en Niveau III methoden blijken voor het zogenaamde standaardgeval dermate goed overeen te komen, dat het verantwoord is in de verdere beschouwingen de uitkomsten van de relatief snelle Niveau II berekeningsmethode als een betrouwbare weergave van de werkelijkheid aan te merken.
- Bij een aantal geschematiseerde gevallen blijkt de ligging van het ontwerppunt niet zodanig vast te liggen dat dat punt zonder meer kan worden gebruikt voor de afleiding van een eenvoudig rekenrecept.
- Van de 7 variabelen die in het duinontwerpprobleem een rol spelen, liggen er 5 min of meer vast. Voor elke willekeurige dwarsdoorsnede langs de kust zijn de verdelingen en de spreidingen vooraf bekend. De spreiding is voor alle locaties langs de kust ook (vrijwel) gelijk. Van 2 variabelen (korreldiameter- en profielvariaties) kan dat niet worden gezegd. Per dwarsdoorsnede of per kustvak kunnen verschillende spreidingen voorkomen.
- Door de diameter- en profielvariaties in een concreet geval afwezig te veronderstellen, wordt een soort van basisafslag verkregen. (Gevalen 1a t/m 5a van Tabel IV-1.) In deze 5 als voorbeeld dienende gevallen blijkt de ligging van het ontwerppunt wel nagenoeg constant te zijn en dus vooraf te voorspellen te zijn.

- De invloed van de werkelijke diameter- en profielvariatiaties op de 10^{-5} afslag blijkt goed in rekening te kunnen gebracht door een 'aangepaste' korreldiameter en een 'aangepast' profiel aan te nemen en daarmee, tesamen met de randvoorwaarden die voor het ontwerppunt gelden, een DUROS-berekening uit te voeren.
- Samenvatting van de randvoorwaarden om met een enkele DUROS-berekening een schatting van 10^{-5} afslag te verkrijgen.

Waterstand : Rekenpeil = ontwerppeil + 2/3 decimeringshoogte.

Golfhoogte : Golfhoogte met grootste kansdichtheid bij het Rekenpeil.

Korreldiameter : $D_{50 \text{ reken}} = \mu_{D_{50}} (1 - 5 \sigma_{D_{50}}^2 / \mu_{D_{50}}^2)$
(Geldt voor $0\% < 100\% \cdot \sigma / \mu < 12.5\%$)

Beginprofiel : Gemiddeld profiel dat $\sigma_{\text{profiel}}^2 / 275 \text{ m}^3/\text{m}$ 'magerder' is.
(Geldt voor $0 < \sigma < 150 \text{ m}^3/\text{m}$.)

Stormvloedduur : $0.1 \cdot A \text{ m}^3/\text{m}$ toeslag.

Buistoot : $0.05 \cdot A \text{ m}^3/\text{m}$ toeslag.

Nauwk. berekening : $0.1 \cdot A + 20 \text{ m}^3/\text{m}$ toeslag.

De 3 laatst genoemde factoren kunnen als een gezamenlijke toeslag van $0.25 \cdot A + 20 \text{ m}^3/\text{m}$ in rekening worden gebracht.

- Het komt er dan op neer dat met de eerste 4 parameters als randvoorwaarden een DUROS-berekening wordt gemaakt, waarbij een afslag waarde AF m resulteert en een afslagvolume $A \text{ m}^3/\text{m}$ boven de waterlijn kan worden berekend. De schatting van de 10^{-5} afslag bedraagt dan $AF + \Delta AF$, waarbij ΔAF een dusdanige landwaartse verschuiving van het punt R betreft, dat daar een volume van $0.25 \cdot A + 20 \text{ m}^3/\text{m}$ (boven de waterlijn) mee is gemoeid.

Bij een constante duinhoogte betekent dat:

$$\Delta AF = (0.25 \cdot A + 20) / (\text{duinhoogte} - \text{waterstand})$$

(Zowel de duinhoogte als de waterstand in m + NAP.)

V VERIFICATIE REKENRECEPT LEIDRAAD

V-1 Algemeen

In het vorige hoofdstuk is een eenvoudig rekenrecept afgeleid waarmee met een beperkt aantal berekeningen een schatting van de ontwerpafslag (in dat geval 10^{-5} afslag) kan worden gemaakt. Bij de afleiding is echter van geschematiseerde gevallen uitgegaan. In dit hoofdstuk zal van een aantal praktijk gevallen worden nagegaan of ook voor die gevallen het eenvoudige rekenrecept tot de gewenste werkelijke ontwerpafslag leidt.

Tot nu toe is één en ander toegespitst geweest op de ontwerpomstandigheden (overschrijdingskans per jaar in principe 10^{-5}). Omdat er vermoedelijk in de praktijk ook vraag zal zijn naar afslag waarden behorend bij grotere overschrijdingskansen per jaar (10^{-4} en 10^{-3} per jaar), is nagegaan of met enkele simpele ingrepen ook voor dergelijke gevallen een aanvaardbare schatting gegeven kan worden.

In dit hoofdstuk zullen ook enkele vergelijkingen met de uitkomsten van berekeningen met de Voorlopige Richtlijn (TAW 1972) worden gemaakt.

V-2 Verificatie aan de hand van praktijk gevallen

V-2-1 Rekengevallen

In Tabel V-1 zijn de voornaamste kenmerken gegeven van de 4 dwarsprofielen die voor de verificatie zijn gebruikt. (Ter vergelijking is ook het standaardgeval in Tabel V-1 opgenomen.) Tevens zijn de eindresultaten in de Tabel opgenomen. In de figuren 21 en 22a t/m 25a zijn enkele dwarsprofielen van de gekozen doorsneden gegeven. Er zijn 4 willekeurige doorsneden langs de Nederlandse kust gekozen. De resultaten van de verificatie voor deze 4 gevallen was van dien aard dat het niet nodig werd geoordeeld voor meer praktijk gevallen verificatie berekeningen uit te voeren.

	geval 1	Noord-Holland		Delfland	Schouwen
		10.540	11.150	108.450	11.640
Grenspeil m+NAP	2.42	2.20	2.20	2.40	2.70
Basispeil m+NAP	5.25	5.10	5.10	5.35	5.45
Ontwerppeil m+NAP	5.25	5.10	5.10	5.35	5.15
Rekenpeil m+NAP	5.75	5.62	5.62	5.88	5.65
α	727.86	319.95	319.95	510.86	2141.34
β	3.01	2.94	2.94	2.89	3.10
=====					
h-H _s relatie	HvH	DH	DH	HvH	VL **
H _{D50} μ.m	225.0	263.0	263.0	250.0	215.0
O _{D50} μ.m	22.5	15.8	15.8	20.0	20.0
D ₅₀ -reken μ.m	213.8	258.3	258.3	242.0	205.7
Profielen	n.v.t.	'62-'81	'62-'81	'73-'81	'65-'81
Maatgevend prof.	n.v.t.	1976	1978	1980	1976
=====					
AF Niveau II m	87.5	110.0	102.5	109.0	52.5
AF Rekenrecept m	88.5	113.5	101.5	109.0	52.0

Tabel V-1. Karakteristieken verificatie gevallen.

HvH : Hoek van Holland relatie van figuur 11

DH : idem Den Helder

VL **: idem Vlissingen (** aanpassingen t.o.v. oorspronkelijke lijn).

De in de Tabel V-1 voorkomende grens-, basis- en ontwerppeilen zijn afgeleid uit de officieel vastgestelde peilen van nabij gelegen kustmeetstations. Uitgaande van het grens- en basispeil zijn de in de Tabel opgenomen α en β waarden bepaald. Met de relatie volgens vergelijking (9) ligt dan de overschrijdingskans-kromme van de waterstand vast. Vervolgens is het Rekenpeil te bepalen. (Alle gevallen met uitzondering van Schouwen: overschrijdingskans 2.15×10^{-5} per jaar; Schouwen, in verband met het lagere ontwerppeil dan het basispeil: 5.39×10^{-5} per jaar.)

In Tabel V-1 is aangegeven welke waterstand-golfhoogte relatie van figuur 11 is toegepast. In principe zijn de in de figuur aangegeven verbanden zonder meer toegepast, waarbij als waterstanden de werkelijk voorkomende standen in de desbetreffende locatie zijn aangehouden. Daarmee wordt een geringe fout geïntroduceerd. Het is immers zeer waarschijnlijk dat als bijvoorbeeld in de Delflandse locatie het ontwerppeil wordt bereikt (NAP + 5.35 m) er de zelfde golfhoogten zullen voorkomen als nabij Hoek van Holland bij het ontwerppeil. (Bij de afleiding van figuur 11 is voor Hoek van Holland het ontwerppeil op een hoogte van NAP + 5.00 m aangehouden; d.w.z. binnen de havenhoofden.) Op grond van de genoemde waarschijnlijkheid zou voor elke locatie een 'eigen' $h-H_s$ relatie moeten worden afgeleid. Er is gewoonweg van afgezien dergelijke, ongetwijfeld complexe aanpassingen, uit te voeren.

Voor de locatie Schouwen is als $h-H_s$ relatie in principe de Vlissingen relatie als uitgangspunt genomen. Door de voor de kust liggende platengebieden treedt er echter een reductie in golfhoogten op. De in figuur 11 eveneens aangegeven 'Schouwen'-lijn, is door de Adviesdienst Vlissingen van Rijkswaterstaat aangegeven als een aanvaardbare schatting voor de gekozen Schouwen-locatie. Deze Schouwen-lijn is in het rekenvoorbeeld aangehouden.

In paragraaf V-2-2 wordt aangegeven dat voor de verdere uitwerking een reeks van profielmetingen beschikbaar moet zijn. In Tabel V-1 is aangegeven van welke jaarmetingen gebruik is gemaakt bij de vastlegging van de profielvormen op de verschillende tijdstippen. In sommige gevallen waren de metingen niet volledig; uit de figuren 22b t/m 25b kan worden opgemaakt welke jaarmetingen geheel hebben ontbroken.

Omdat ten tijde van de samenstelling van dit rapport de uitkomsten van de korreldiametermetingen langs de Nederlandse kust nog niet beschikbaar waren, zijn geschatte waarden voor $\sigma_{D_{50}}$ en $\mu_{D_{50}}$ in de berekeningen ingevoerd. De in de Tabel V-1 aangegeven waarden voor de beide Noord-Holland profielen zijn geschat aan de hand van Notitie WWKZ-80.H254 (Glim 1980).

De verder te presenteren resultaten zijn door deze schattingen niet op te vatten als definitieve ontwerpwaarden. Omdat het in dit hoofdstuk slechts om een verificatie van het rekenrecept gaat ten opzichte van Niveau II berekeningen en omdat in beide berekeningsmethoden uiteraard de zelfde diameterparameters zijn gebruikt, heeft één en ander geen doorslaggevende betekenis voor de geloofwaardigheid van de verificatie uitkomsten.

V-2-2 Verwerking profielvariatiës

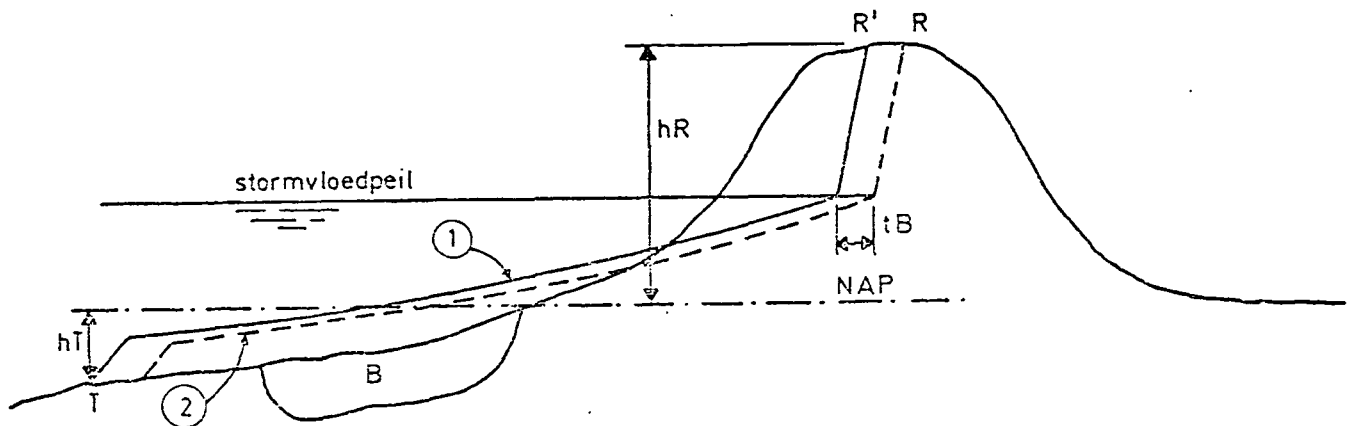
Bij de berekening van de geschematiseerde gevallen in het vorige hoofdstuk is er steeds van uitgegaan dat de (volume)profielvariatiës vooraf bekend waren. In de praktijk is dat gewoonlijk niet het geval. Het is weliswaar mogelijk van een reeks (jaar)metingen van een bepaald dwarsprofiel de zandinhoud, in het te verwachte verspreidingsgebied, als functie van de tijd te berekenen en vervolgens een standaardafwijking te bepalen (vergelijk figuur 12), maar dat is slechts een deel van het probleem. Naast de standaardafwijking is immers ook een gemiddeld profiel nodig. Het is bijzonder lastig, vooral bij een teruggaande kust, uit een reeks metingen een gemiddeld profiel vast te stellen.

Of er nu kuberingsberekeningen worden uitgevoerd of dat er een (uitgebreide) DUROS-berekening wordt uitgevoerd met randvoorwaarden die door het rekenrecept van de Leidraad worden voorgeschreven, is in feite slechts een gradueel verschil, wanneer men de beschikking heeft over een geautomatiseerd gegevensbestand. (Jarkus-pakket van Rijkswaterstaat.) Een efficiënte werkwijze is dan om met het (niet volledige) rekenrecept van de Leidraad afslagberekeningen voor verschillende jaren te maken en daarbij de positie van punt R' in het duin vast te leggen. Er is sprake van een 'niet volledig' rekenrecept (vandaar R' in plaats van R), omdat vooraf de profielvariatie niet bekend is en er dus ook niet een 'magerder' profiel in de berekening kan worden ingevoerd als beginprofiel. De invloed van de profielvariatie kan echter, zoals in paragraaf IV-5 is aangegeven, gewoonlijk zonder bezwaar achteraf alsnog in rekening worden gebracht. Ten behoeve van de verificatie berekeningen zijn dergelijke DUROS-berekeningen uitgevoerd; de figuren 22b t/m 25b laten de

uitkomsten zien. Van de positie van de punten R' in het duin als functie van de tijd is dan direct te zien wat het karakter van de kust is. (Stabiel, eroderend of vooruitgaand.)

Afhankelijk van de ligging van de punten R' kan tot een lineaire dan wel kromlijnige benadering van het verloop als functie van de tijd worden besloten. De afwijkingen per meetpunt ten opzichte van de trendlijn, zijn het directe gevolg van profielinhoudvariatiaties in het verspreidingsgebied. Uit de afwijkingen ten opzichte van de benaderingslijn kan vervolgens een schatting van de standaardafwijking worden gemaakt. (Daadwerkelijke berekening of visuele schatting.)

Gezien het lineaire verband tussen de afslag waarde AF en de profielinhoudvariatie (zie figuur 2d), kan worden gesteld dat de standaardafwijking van de inhoudvariatie zich uit in de standaardafwijking van de positie van punt R' ($\sigma_{R'}$). Volgens het in het vorige hoofdstuk afgeleide rekenrecept was het nodig niet de volledige profielvariates in rekening te brengen, maar slechts $\sigma^2/275 \text{ m}^3/\text{m}$. Dit brengt met zich mee dat ook van $\sigma_{R'}$ slechts een deel in rekening behoort te worden gebracht. Aan de hand van de volgende schets kan worden aangegeven welk deel.



Profiel (1) geeft de eindsituatie weer (sluitende zandbalans) die behoort bij het beginprofiel zonder kuil met volume $B \text{ m}^3/\text{m}$. Profiel

(2) betreft de eindligging van het afslagprofiel uitgaande van het beginprofiel inclusief kuil B. Profiel (2) is ten opzichte van profiel (1) met t_B m horizontaal verschoven. De grootte van t_B kan worden bepaald met:

$$t_B = B / (h_T + h_R) \quad (21)$$

(voor betekenis parameters zie schets)

Als B de standaardafwijking van de profielvolumevariëaties is, kan de bijbehorende t_B waarde als de standaardafwijking van de positie van punt R worden gekenschetst. In het rekenrecept van de Leidraad dient echter volume C ($= B^2/275$) als kenmerkende profielvariëatie te worden ingevoerd in plaats van volume B. De waarde t_C die bij het volume C behoort kan worden bepaald met:

$$t_C = C / (h_T + h_R) \quad (22)$$

Uit de vergelijkingen (21) en (22) kan tesamen met $C = B^2/275$ worden afgeleid:

$$t_C = t_B^2 * (h_T + h_R) / 275 \quad (23)$$

De grootheden t_B , h_T en h_R zijn in een concreet geval bekend, zodat t_C , de extra toeslag ten gevolge van de profielvariëaties, berekend kan worden. Gezien het karakter van vergelijking (23) is de waarde van t_C gewoonlijk betrekkelijk gering; het is daarom dan ook niet zo belangrijk om de preciese waarde van t_B te kennen. Vandaar dat eerder is gesteld dat $t_B (= \sigma_{R+})$ ook door middel van een visuele schatting kan worden bepaald. (Voorbeeld: $t_B = 5$ m (tamelijk groot); $h_R = 15$ m; $h_T = 5$ m. Resultaat: $t_C = 1.8$ m.)

In de figuren 22b t/m 25b is de benodigde extra afslag t_C aangegeven. De verschoven trendlijnen geven dan het uiteindelijke verloop van de ontwerpafslaglijnen als functie van de tijd aan. Zolang deze verschoven lijn de 'achterkant' van het duin niet snijdt, kan het duin als Deltaveilig worden aangemerkt. ('Achterkant' duin gedefinieerd inclusief het benodigde grensprofiel conform de Leidraad.)

Opmerkingen:

- Bij Raai 10.540 (Noord-Holland; figuur 22) komt na de eerste duinregel een tamelijk diepe vallei voor. De DUROS-versie die bij dit onderzoek is gebruikt, was niet toegespitst op de juiste behandeling van dergelijke gecompliceerde beginprofielen. Teneinde de rekenprocedures ongestoord voortgang te laten vinden, zijn de valleien die in de verschillende jaren voorkomen, fictief opgevuld gedacht tot NAP + 8 m. Omdat het in dit geval slechts om een verificatie gaat, wordt deze 'oplossing' aanvaardbaar geacht. Bij de Dienst Informatie Verwerking van Rijkswaterstaat komen overigens DUROS-versies beschikbaar die de genoemde gecompliceerde profielvormen wel zonder mankeren kunnen berekenen.

 - Uit de figuren 22b t/m 25b blijkt dat in sommige jaren posities van punten R' voorkomen die landwaarts van de als ontwerpafslaglijn aangemerkte R-lijn liggen. Op het eerste gezicht lijkt dat vreemd en de gedachte zou kunnen postvatten dat, bij een juist kritisch duin, in die jaren de Deltaveiligheid niet meer is gewaarborgd. Afgezien van de inderdaad gerechtvaardigde zorg in een dergelijk geval, is het echter wel principiëel onjuist om te denken dat er in die jaren een onveilige toestand zou hebben geheerst. Bij de probabilistische berekening is juist rekening gehouden met de spreiding rondom de R'-lijn. Het gaat dan niet aan de aandacht juist te richten op een toevallig ongunstig geval. Bij de profielvariëaties komt dit nu toevallig duidelijk aan het licht, maar soortgelijke gevallen zijn voor alle overige parameters te bedenken. (Bijvoorbeeld door berekeningen te maken met een 'toevallig' fijne korreldiameter.)
- Overigens dient een kustbeheerder bedacht te zijn op eventuele trendbreuken. Een 'ongunstig' laatste jaar uit een serie berekeningen kan in het bijzonder aanleiding tot extra zorg te zijn.

V-2-3 Niveau II berekeningen

De gepresenteerde R-lijnen in de figuren 22b t/m 25b geven het eindresultaat aan dat met het rekenrecept van de Leidraad berekend kan worden. Voor de vergelijking van de Leidraad resultaten met resultaten van Niveau II berekeningen is een zogenaamd maatgevend profiel gekozen. Het betreft het profiel dat behoort bij een jaarmeting die blijkens de figuren 22b t/m 25b op of nagenoeg op de trendlijn van R' ligt. In Tabel V-1 en in de figuren zijn de respectievelijke jaarmetingen aangegeven.

Voor die maatgevende profielen zijn Niveau II berekeningen uitgevoerd (in feite niet geheel complete berekeningen omdat de profielvariaties achterwege zijn gebleven) en de 10^{-5} afslag (Schouwen $2.5 * 10^{-5}$) is daarbij vastgelegd. Vervolgens is dezelfde profielvariatie correctie die bij het Leidraad rekenrecept is toegepast, daarbij opgeteld en de daaruit resulterende afslag waarde AF is in Tabel V-1 als resultaat van de Niveau II berekening onder ontwerpomstandigheden opgenomen. Deze handelwijze wordt verantwoord geacht omdat uit het vorige hoofdstuk is gebleken dat één en ander volgens het superpositie beginsel in rekening kan worden gebracht. Overigens zijn de in te voeren profielvariatie-toeslagen zeer gering.

Om de resultaten van de verschillende verificatie gevallen onderling vergelijkbaar te maken, is de positie van het punt R in het duin bepaald ten opzichte van een zogenaamde hulpraai. (Een verticale as ter plaatse van de voet van het steile duinbeloop van het beginprofiel.) Uit Tabel V-1 blijkt dat de overeenstemming tussen het Leidraad resultaat en dat van de Niveau II berekeningen zeer acceptabel is. (Zie ook figuur 26.)

Bij de geschematiseerde rekengevallen van het vorige hoofdstuk, was steeds gebleken dat het rekenrecept gelijk was aan de 'werkelijkheid', of die in geringe mate overschatte. Van de 4 verificatie gevallen is in 1 geval van een dergelijke overschatting sprake. In 2 gevallen resulteert er een lichte onderschatting; in het 4de geval wordt met het rekenrecept juist het Niveau II resultaat berekend. De mate van onderschatting is overigens dermate gering dat van een bevredigend verificatie resultaat kan worden gesproken.

V-3 Afslag bij grotere overschrijdingskansen

Indien kustvakken niet aan de Deltaveiligheidseis blijken te voldoen en er dus versterkingsmaatregelen dienen te worden genomen, kan het voor het vaststellen van eventuele prioriteiten nuttig zijn inzicht te hebben in de bestaande veiligheid van de desbetreffende kustvakken. Ook voor tijdelijke werken of voor speciale objecten in een Deltaveiligheidsstrook (zie figuur 5) kan het noodzakelijk zijn in verband met het afgeven van vergunningen, inzicht te hebben in de te verwachten afslag bij grotere overschrijdingskansen dan de ontwerpoverschrijdingskans.

Voor alle gevallen die in dit rapport aan de orde zijn gekomen (zowel de geschematiseerde als de verificatie gevallen), zijn in Tabel V-2 zowel de resultaten van Niveau II berekeningen met grotere overschrijdingskansen per jaar (10^{-4} en 10^{-3}), als de resultaten van berekeningen met een aangepast Leidraad rekenrecept opgenomen; in de figuren 27a en 27b zijn de resultaten grafisch weergegeven. De aanpassing van het rekenrecept bestaat er eenvoudigweg uit dat in feite alleen het Rekenpeil en de significante golfhoogte aan de gewijzigde omstandigheden worden aangepast. Voor het Rekenpeil wordt de maximale waterstand behorend bij respectievelijk 2.15×10^{-4} en 2.15×10^{-3} overschrijdingskans per jaar aangenomen. Eén en ander komt er op neer dat dezelfde procedure met de 2/3 decimeringshoogte wordt toegepast als onder ontwerpomstandigheden. Als golfhoogte wordt de golfhoogte met de grootste kansdichtheid behorend bij het Rekenpeil in de berekeningen ingevoerd. De overige werkwijze is volledig conform het rekenrecept dat voor ontwerpomstandigheden is afgeleid. (Dus met dezelfde D_{50} -reken en dezelfde toeslagen.)

In vergelijking met de ontwerpomstandigheden zijn de afwijkingen tussen de Niveau II berekeningen en de aangepaste Leidraad berekeningen relatief gezien wellicht wat groter bij de grotere overschrijdingskansen. Maar gezien het doel waarvoor dergelijke berekeningen zullen worden gebruikt, wordt de mate van overeenstemming als ruim voldoende aangemerkt.

geval	10 ⁻⁴ afslag (m)		10 ⁻³ afslag (m)	
	Niv. II	Leidraad	Niv. II	Leidraad
1	68.0	69.5	51.5	52.0
2	65.0	65.5	54.0	54.5
3	88.0	90.5	62.5	64.0
4	88.0	89.0	67.0	68.0
5	57.0	57.5	43.0	43.0
1a	65.0	65.5	49.0	48.5
2a	63.0	63.0	52.0	51.0
3a	83.0	84.5	58.0	59.0
4a	83.0	84.0	63.0	63.5
5a	54.0	54.0	40.0	40.0
N.-Holl. 10.540	73.5	76.0	41.0	39.5
N.-Holl. 11.150	81.0	81.0	58.5	60.5
Delfland 108.450	88.0	89.0	66.5	65.0
Schouwen 11.640	47.0	46.5	32.0	31.0

Tabel V-2. Vergelijking Leidraad - Niveau II bij grotere overschrijdingskansen per jaar.

Het rekenrecept van de Leidraad met aanpassingen wat het Rekenpeil betreft (en de daaraan gekoppelde significante golfhoogte) kan dus ook zonder bezwaar voor grotere overschrijdingskansen per jaar worden gebruikt dan de overschrijdingskans(en) waarvoor het recept strikt genomen is afgeleid.

V-4 Vergelijking Voorlopige Richtlijn - DUROS - Leidraad

In Tabel V-3 is voor de geschematiseerde gevallen 1 t/m 5 van Tabel IV-1 aangegeven welke de ontwerpafslagwaarden zijn zoals die met de Leidraad berekend kunnen worden en zijn tevens de 10⁻⁴ afslag waarden vermeld. Daarnaast zijn de resultaten van berekening en met de Voorlopige Richtlijn (TAW 1972) (verder VR genoemd) voor de 5 gevallen in de tabel gegeven en zijn bovendien de resultaten van DUROS-berekeningen met de zelfde randvoorwaarden als die welke

bij de VR-berekeningen zijn toegepast, opgenomen. Bij alle berekeningswijzen is geen rekening gehouden met de afmetingen van het grensprofiel. Bij de VR-berekeningen is een significante golfhoogte op diep water van 7.60 m in rekening gebracht.

geval	Afslag in m t.o.v. Hoofdraai			
	Leidraad		Voorl. Richtl.	DUROS
	10^{-5} afsl.	10^{-4} afsl.	h =5.25 m+NAP H _s =7.60 m	h =5.25 m+NAP H _s =7.60 m
1	88.5	69.5	81.5	57.5
2	78.0	65.5	75.5	58.5
3	119.5	90.5	101.5	70.0
4	112.0	89.0	81.5	73.0
5	74.0	57.5	81.5	48.5

Tabel V-3 Vergelijking Leidraad - DUROS - VR.

In het navolgende worden enkele opmerkingen gemaakt aan de hand van de in de Tabel V-3 gepresenteerde rekenresultaten. De gevallen 1 t/m 5 betroffen tamelijk regelmatige profielen. Wanneer ook profielen met bijvoorbeeld diepe geulen binnen het verspreidingsgebied in de vergelijkingen zouden worden betrokken, kunnen nog grotere verschillen optreden. De te maken opmerkingen moeten dus geenszins worden opgevat als een uitputtende evaluatie van het sinds het verschijnen van de VR uitgevoerde verdere onderzoek. Een vergelijking, zelfs aan de hand van slechts enkele gevallen, is overigens wel instructief omdat daarmee enigszins cijfermatig kan worden aangegeven wat het in de afgelopen 10 jaar toegenomen inzicht in de duinontwerpproblematiek aan veranderingen heeft opgeleverd.

VR <--> DUROS

VR-berekeningen en DUROS-berekeningen met de zelfde randvoorwaarden laten (gevallen 1 t/m 3) voor DUROS-berekeningen een aanzienlijke reductie in de mate van afslag zien. (Teruggang VR circa

1.35 \times teruggang DUROS.) Bij geval 4 is het verschil niet zo groot, maar dat betreft een geval met relatief fijn materiaal (175 μ .m). Bij VR-berekeningen wordt geen rekening met de korreldiameter gehouden; bij DUROS-berekeningen is dat wel het geval. Bij het relatief groffe zand van geval 5 (275 μ .m) wordt het verschil tussen DUROS- en VR-resultaten zeer aanzienlijk.

In deze vergelijking is de VR dus simpelweg als een rekenmodel toegepast en is als zodanig vergelijkbaar met het DUROS-model.

VR <--> Leidraad 10^{-4}

Hoewel ten tijde van het verschijnen van de VR het denken in bezwijkkansen aanzienlijk minder ver ontwikkeld was dan dat thans het geval is, werd er min of meer onuitgesproken (en wellicht foutief) van uitgegaan, dat bij het VR-berekeningsresultaat een bezwijkkans van 10^{-4} per jaar behoorde. (In deze zin toegepast is de VR dus 'meer' dan een rekenmodel.) Wordt vervolgens het VR-rekenresultaat van Tabel V-3 vergeleken met de 10^{-4} afslag volgens de Leidraad methode, dan overschat de VR de Leidraad uitkomst in de gevallen 1 t/m 3 met circa 10^3 m. Bij de van 225 μ .m afwijkende korreldiameter gevallen is er enerzijds sprake van een onderschatting (geval 4), anderzijds van een aanzienlijke overschatting (geval 5).

Leidraad 10^{-4} <--> Leidraad 10^{-5}

Een nadere oriëntatie op de veiligheidskwestie heeft er inmiddels toe geleid dat de bezwijkkans thans expliciet op 10^{-5} per jaar is vastgesteld. Deze verandering (t.o.v. de min of meer impliciete 10^{-4} uit het verleden) heeft tamelijk verstrekkende gevolgen voor de benodigde duinbreedte zoals uit Tabel V-3 blijkt. Door deze wijziging in de bezwijkkans blijkt de afslag met ca 20 à 30% toe te nemen.

VR <--> Leidraad 10^{-5}

Werd vroeger een kustvak (voorlopig) Deltaveilig genoemd als er met een VR-berekening geen doorbraak bleek op te treden, met de nieuwe Leidraad blijken er in 4 van de 5 gepresenteerde gevallen zwaardere (soms aanzienlijk zwaardere) eisen aan de duinen te moeten worden gesteld voordat er van Deltaveiligheid sprake kan zijn. Uiteraard is het inmiddels toegenomen inzicht in de veiligheidsproblematiek daarvoor een belangrijke oorzaak.

Het is eerder in deze paragraaf al benadrukt dat in de vergelijkingen slechts 5 gevallen zijn betrokken. Uit de gesignaleerde, vaak grote, verschillen die bij dit geringe aantal al blijken voor te komen en de aard van de verschillen (zowel over- als onderschatting) kan zonder voorbehoud worden gesteld dat de Voorlopige Richtlijn met recht het predicaat 'voorlopig' heeft gedragen.

V-5 Samenvatting en conclusies Hoofdstuk V

- Het voorgestelde eenvoudige rekenrecept van de Leidraad, als benadering van probabilistische Niveau II berekeningen, blijkt ook voor 4 willekeurige praktijkgevallen goed te voldoen.
- In praktijkgevallen is de werkwijze om te komen tot de minimaal vereiste duinbreedte, die noodzakelijk is om de Deltaveiligheid te waarborgen, als volgt:
 - * Bepaal de toelaatbare faalkans van het desbetreffende kustvak.
 - * Leid uit de toelaatbare faalkans het Rekenpeil af.
(Ontwerppeil + 2/3 decimeringshoogte.)
 - * Bepaal bij het Rekenpeil de significante golfhoogte met de grootste kansdichtheid.
 - * Bepaal afhankelijk van de werkelijke korreldiameter parameters die voor dat kustvak gelden, de D_{50} -reken.
 - * Bepaal met de hiervoor aangegeven randvoorwaarden de afslag voor een reeks profielen volgend uit de jaarmetingen. Dit betreft een uitgebreide DUROS-berekening waarbij de toeslag voor

het gezamenlijke effect van stormvloedduur, buistoten en nauwkeurigheid van de berekeningsmethode in rekening wordt gebracht. Het resultaat is een reeks van positie R' waarden. Bij deze berekeningen worden tevens de waarden van hT en hR (zie schets blz. 72) vastgelegd.

- * Maak een grafiek van R' als functie van de tijd.
- * Bepaal de trendlijn en de standaardafwijking $\sigma_{R'}$, van punt R' ten opzichte van de trendlijn.
- * Als ontwerpafslaglijn resulteert een in landwaartse richting met $\sigma_{R'}^2 \cdot (hT + hR) / 275 \text{ m}$ ten opzichte van de R'-lijn verschoven lijn.
- * Tesamen met de omvang van het grensprofiel en de positie van de achterkant van het duin kan dan worden nagegaan of het desbetreffende dwarsprofiel Deltaveilig is of niet.

- Het rekenrecept van de Leidraad kan ook, met aangepast Rekenpeil en een daaraan gekoppelde significante golfhoogte worden gebruikt om de afslag bij grotere overschrijdingskansen te berekenen. De aanpassing van het Rekenpeil bestaat hieruit dat steeds een 2.15 * grotere overschrijdingskans voor de waterstand dient te worden genomen dan de gewenste bezwijkkans aangeeft. Dit geldt tenminste voor faalkansen van 10^{-3} t/m 10^{-5} per jaar.
- De uitkomsten van Leidraad berekeningen wijken over het algemeen in betekende mate af van Voorlopige Richtlijn berekeningen.
 - a) Als puur rekenmodel geeft de VR over het algemeen aanzienlijk meer afslag dan met het DUROS-model kan worden berekend.
 - b) Als de VR als toetscriterium wordt gebruikt, waarbij impliciet aan een bezwijkkans wordt gedacht, blijken VR berekeningen over het algemeen lagere uitkomsten op te leveren dan volgens de thans aanvaarde criteria noodzakelijk blijken te zijn. Dit is voornamelijk het gevolg van gewijzigde veiligheidsinzichten.

REFERENTIES

Deltacommissie (1960)

Eindverslag en Interimadviezen.

Rapp. Deltacommissie deel 1.

Rapp. Deltacommissie deel 4.

Staatsdrukkerij, Den Haag.

Wemelsfelder, P.J. (1960)

Bui-oscillaties en buistoten tijdens stormvloed.

Bijdrage III-5 Rapp. Deltacommissie deel 4.

Staatsdrukkerij, Den Haag.

TAW (1972)

Richtlijn voor de berekening van duinafslag tengevolge van een stormvloed.

TAW (1979)

Rapport Voorwerkgroep probabilistische methoden.

S 79-063 COW, Den Haag.

Bakker, W.T. and J.K. Vrijling (1980)

Probabilistic Design of Sea Defences.

Proceedings 17 th Coastal Engineering Conference

Volume II, Chapter 124, Sydney, Australia.

Vrijling, J.K. and J. Bruinsma (1980)

Hydraulic boundary conditions.

Hydraulic aspects of coastal structures.

Delft University Press, Delft.

Glim, G.W. (1980)

Korrelgrootte strandmonsters Noord-Holland en

waddeneilanden. Notitie WWKZ-80.H254.

Rijkswaterstaat Hoorn.

Waterloopkundig Laboratorium (1981)

Toetsing van de resultaten van het twee-dimensionale

modelonderzoek door middel van onderzoek in een

drie-dimensionaal model. M 1653 delen A en B.

TAW (1982)

Ontwerpnormen voor duinen.

Nota Werkgroep 10.

Vrouwenfelder, A.C.W.M. en J.K. Vrijling (1982)

Probabilistisch Ontwerpen. Concept dictaat.

Technische Hogeschool, Afd. Civiele Techniek, Delft.

Waterloopkundig Laboratorium (1982)

Rekenmodel voor de verwachting van duinafslag tijdens stormvloed. M 1263 deel IV, (DUROS-model).

Vrijling, J.K. (1983)

Een oriënterend onderzoek naar de richtlijnen voor het ontwerp van zeeweringen van de Deltacommissie.

Nota 13780509. (Ook: PM 83-1).

Aalst, W. van (1983)

Golfhoogte-waterstandsrelaties t.p.v. de NAP-20 m lijn langs de Nederlandse kust. Notitie WWKZ-83G.218. Deltadienst, Den Haag.

Waterloopkundig Laboratorium (1983)

Valsnelheid van zand in zeewater van 5 graden C. Notitie M 1263 IV-b.

Kust & Zee (1984)

Nota Zanddiameters langs de Nederlandse kust.

(in voorbereiding)

Bruinsma, J. (1984)

Notitie Monte Carlo berekeningen duinafslag.

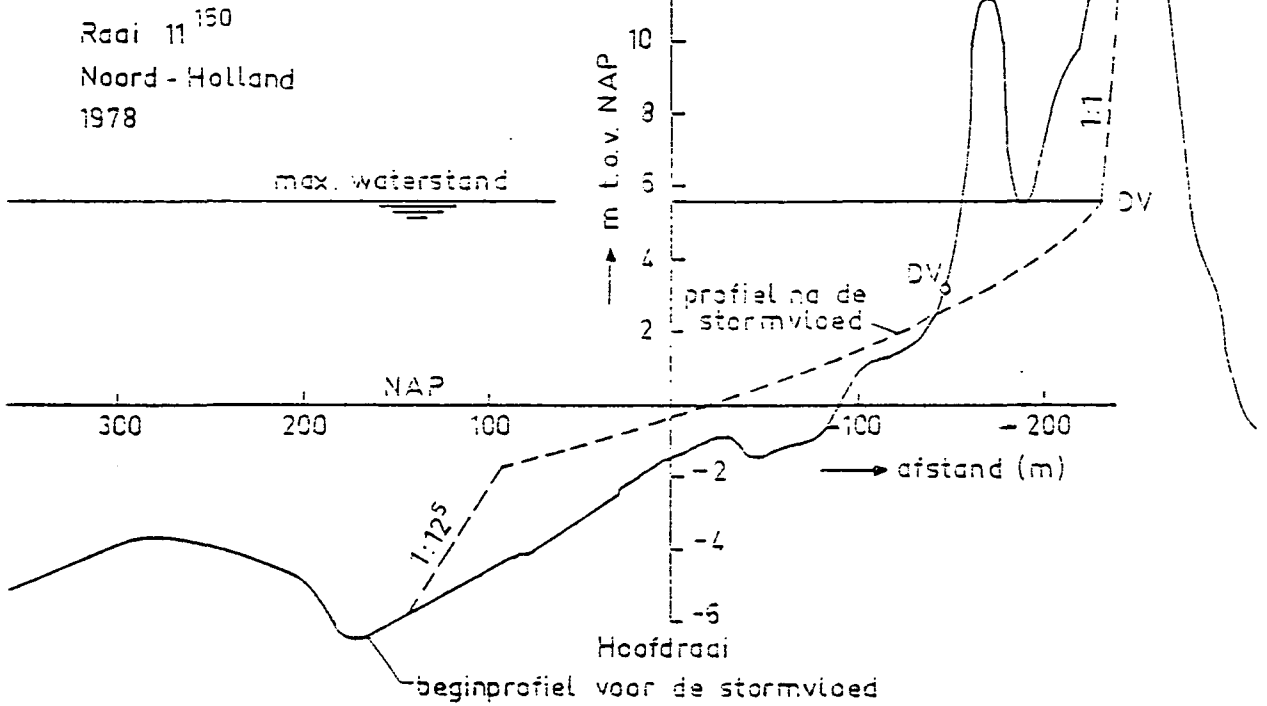
Notitie Kust & Zee

(in voorbereiding)

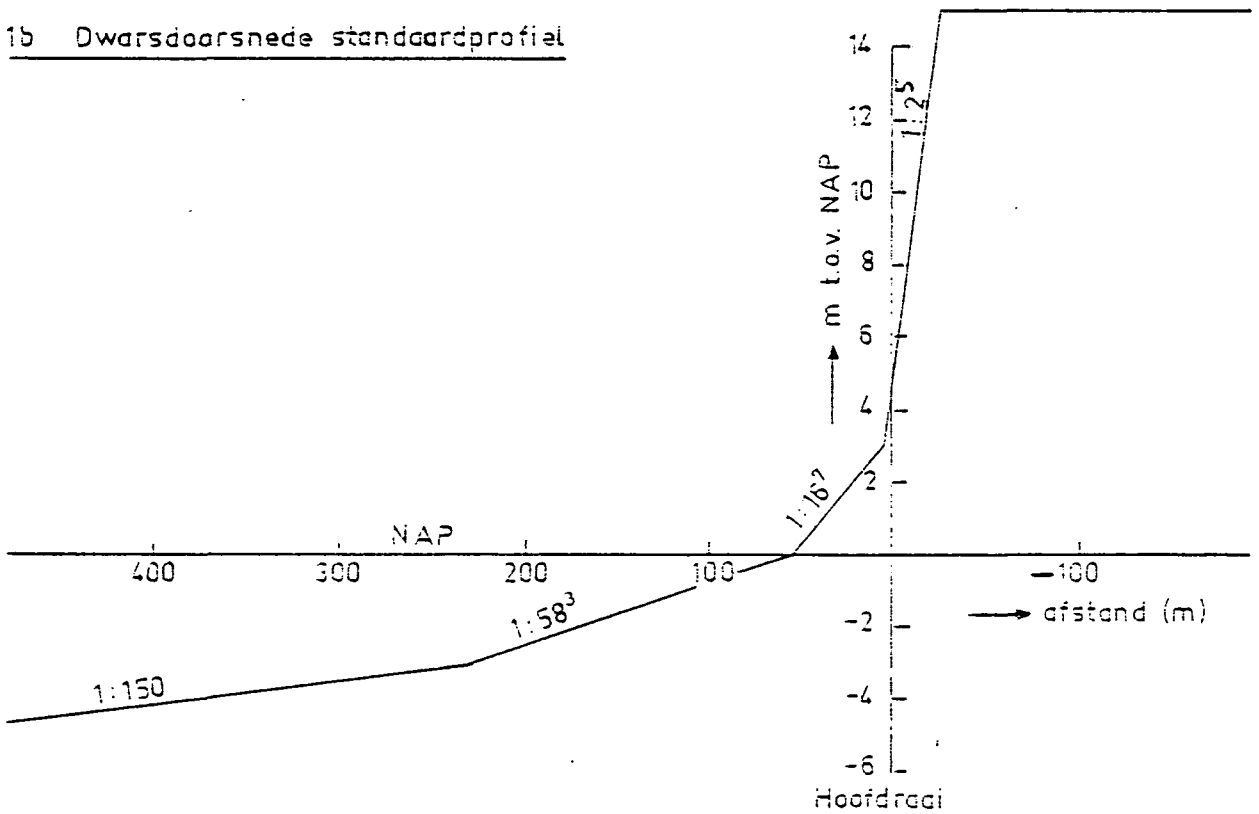
TAW (1984)

Leidraad voor de beoordeling van de veiligheid van duinen als waterkering.

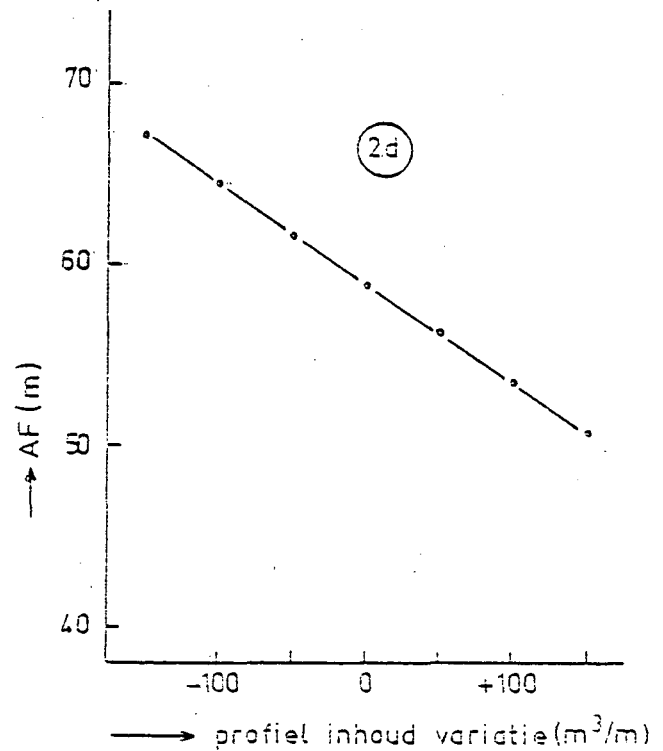
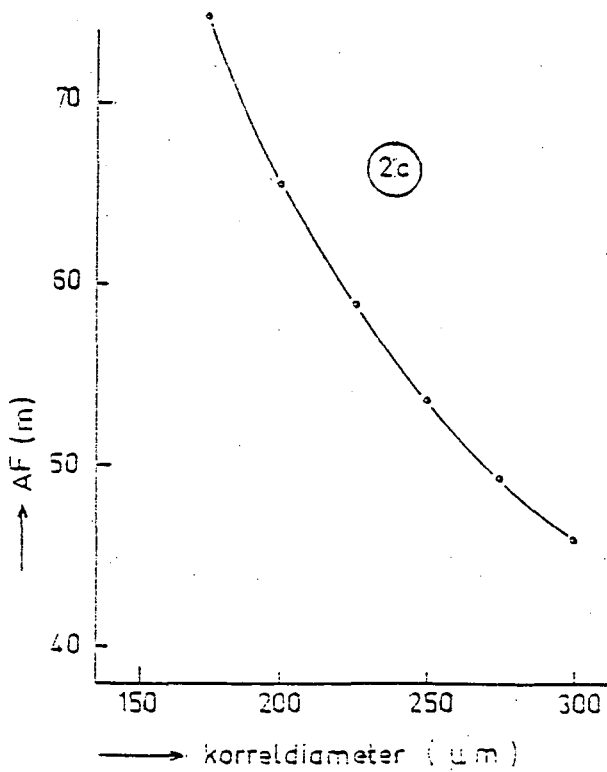
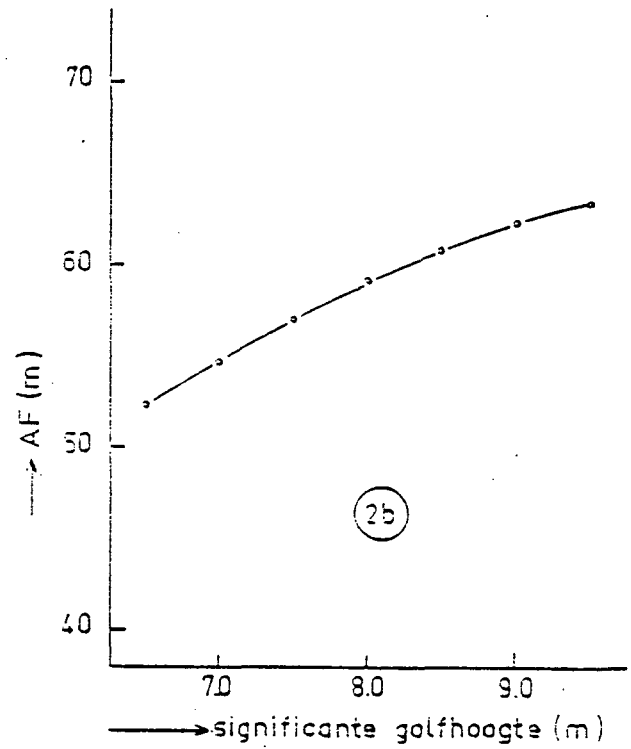
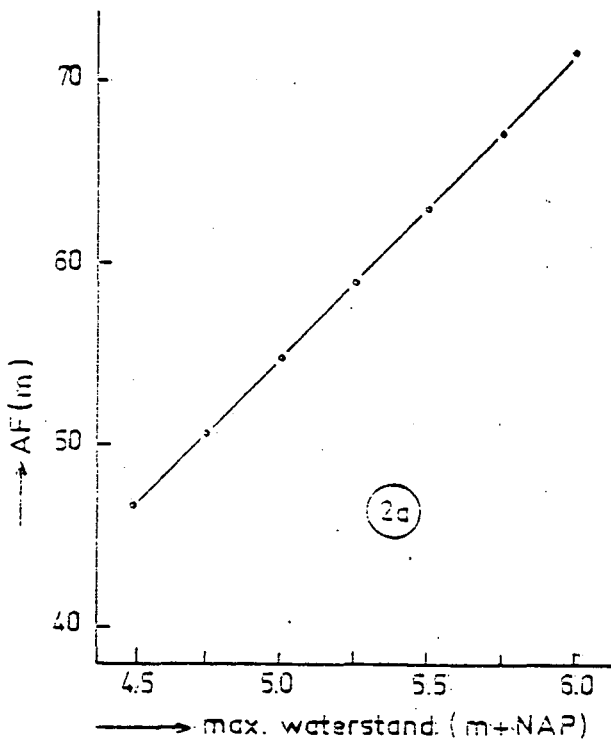
1a Dwarsdoorsnede kustprofiel



1b Dwarsdoorsnede standaardprofiel

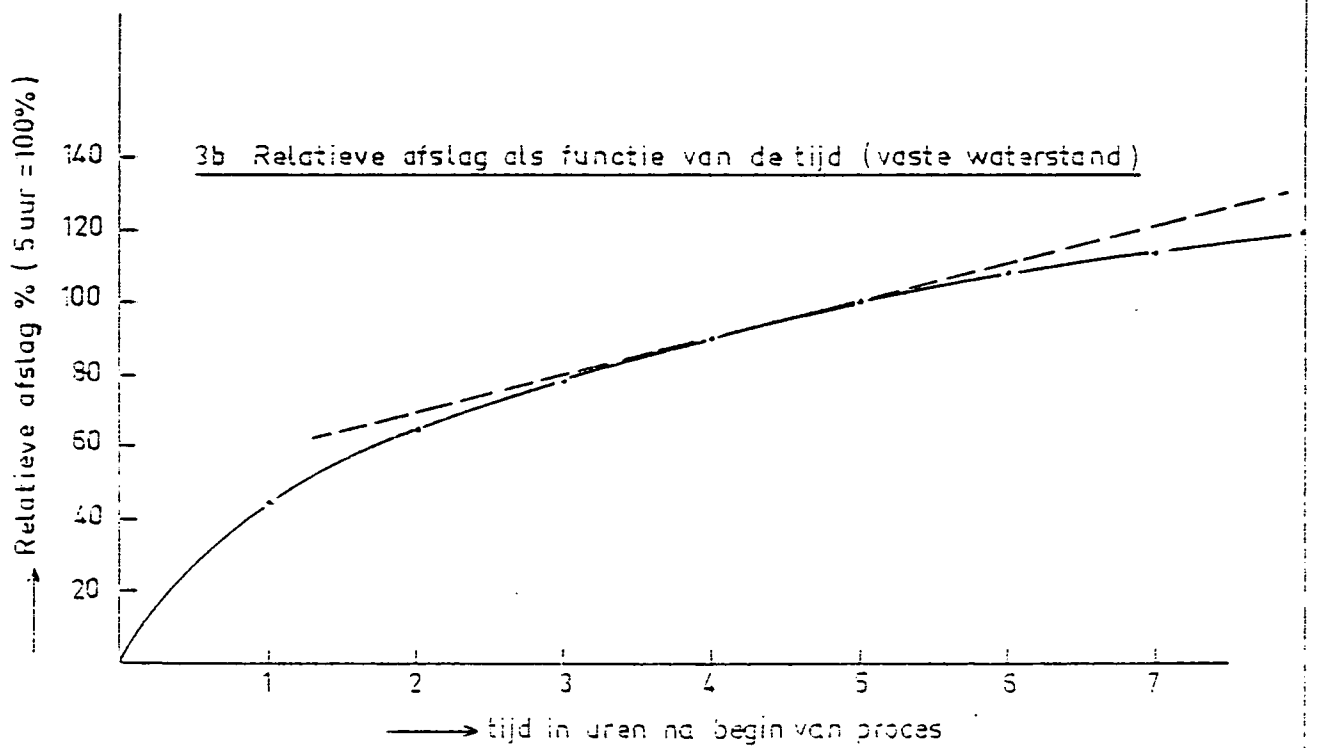
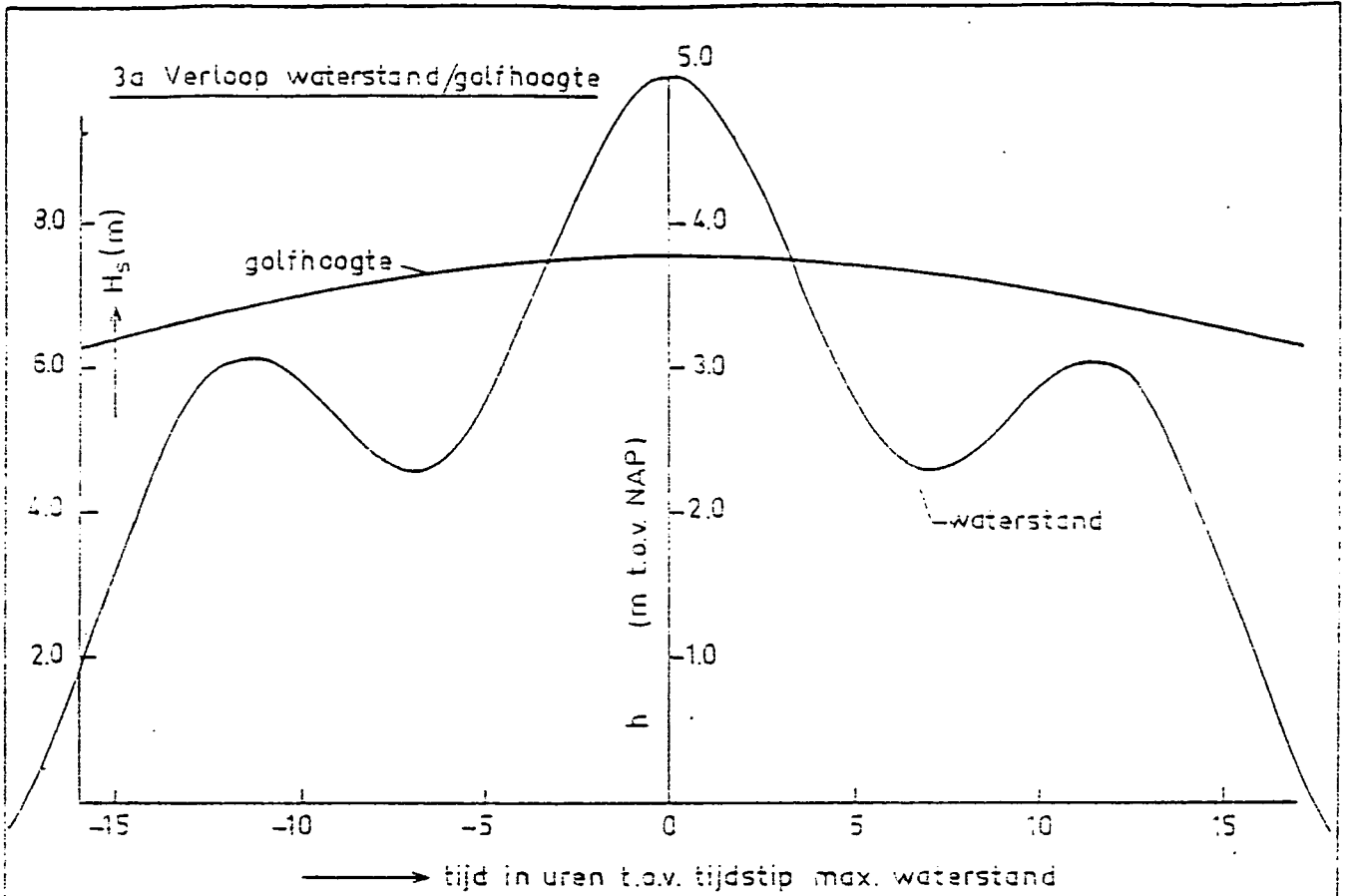


Werkelijk dwarsprofiel ; standaardprofiel

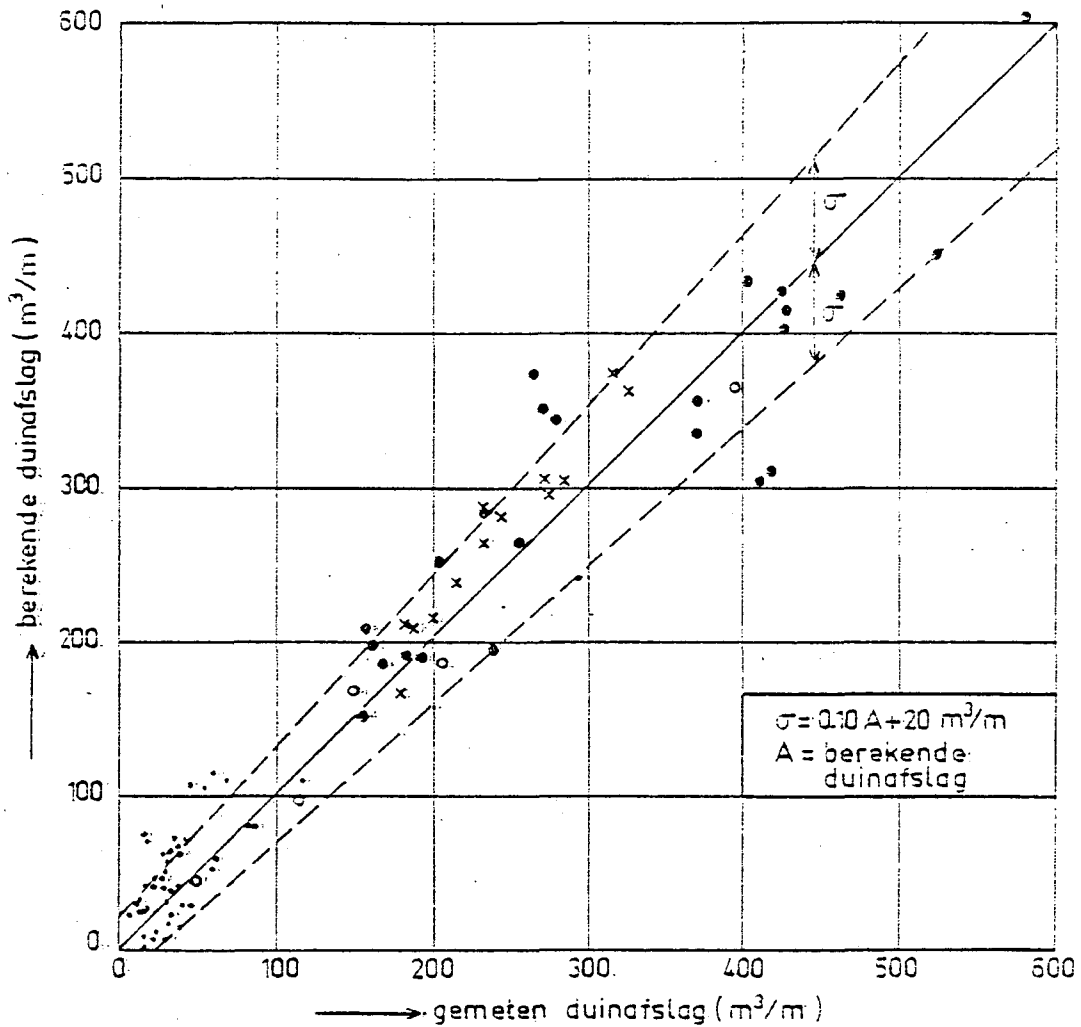


Randvoorwaarden: $h = \text{NAP} + 5.25 \text{ m}$; $H_s = 7.95 \text{ m}$; standaardprofiel; $D_{50} = 225 \mu\text{m}$

Effect variatie	a) waterstand	b) golfhoogte
	c) korrel diameter	d) profiel inhoud



Waterstands- en golfhoogte verloop; Relatieve afslag



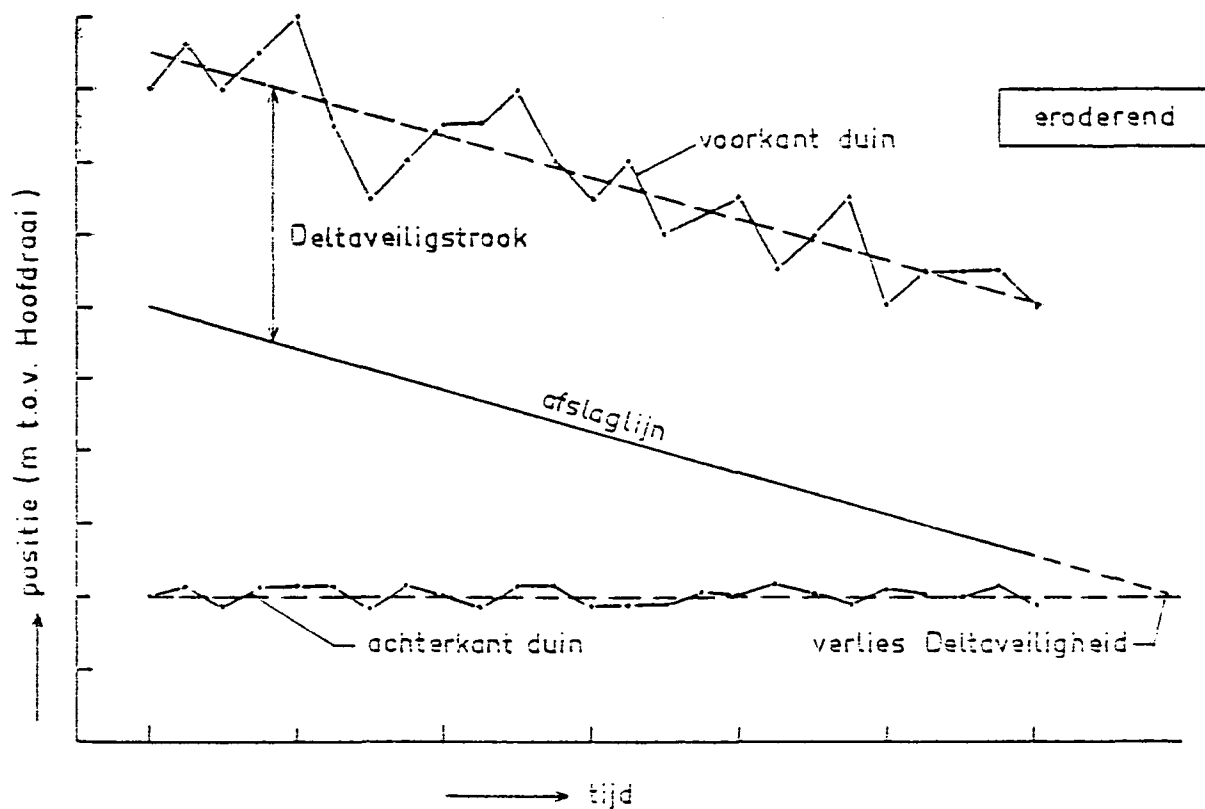
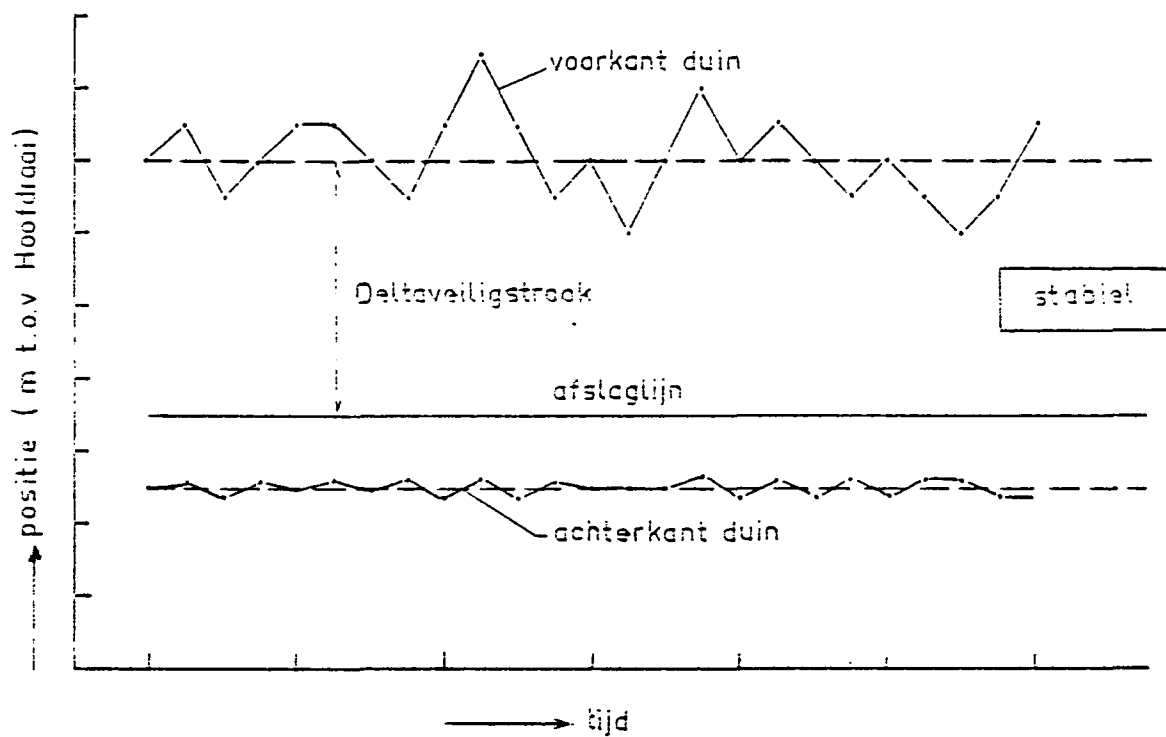
- resultaten schaalserie ($0,6 < S \text{ beginprofiel} < 1,3$)
- × resultaten systematisch onderzoek (exclusief invloed extreme strand- en vooroevervormen)
- resultaten Deltagootonderzoek (exclusief proeven van schaalserie)
- metingen in de natuur en berekeningen, 1976 stormvloed

Uit: Waterloopkundig Laboratorium

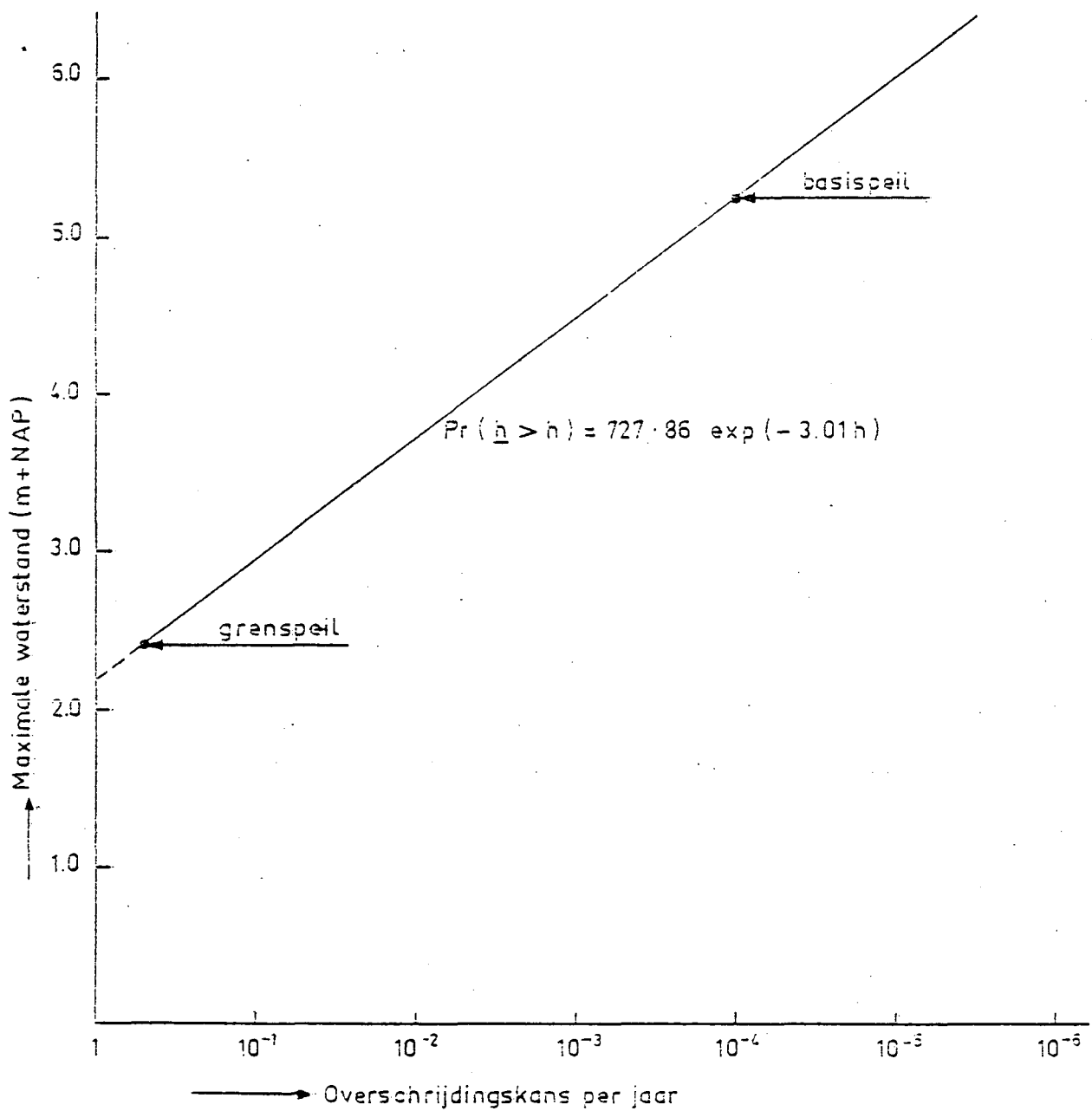
„Rakenmodel voor de verwachting van duinafslag tijdens stormvloed”

M 1263 deel IV (fig.59)

Nauwkeurigheid berekeningsmethode

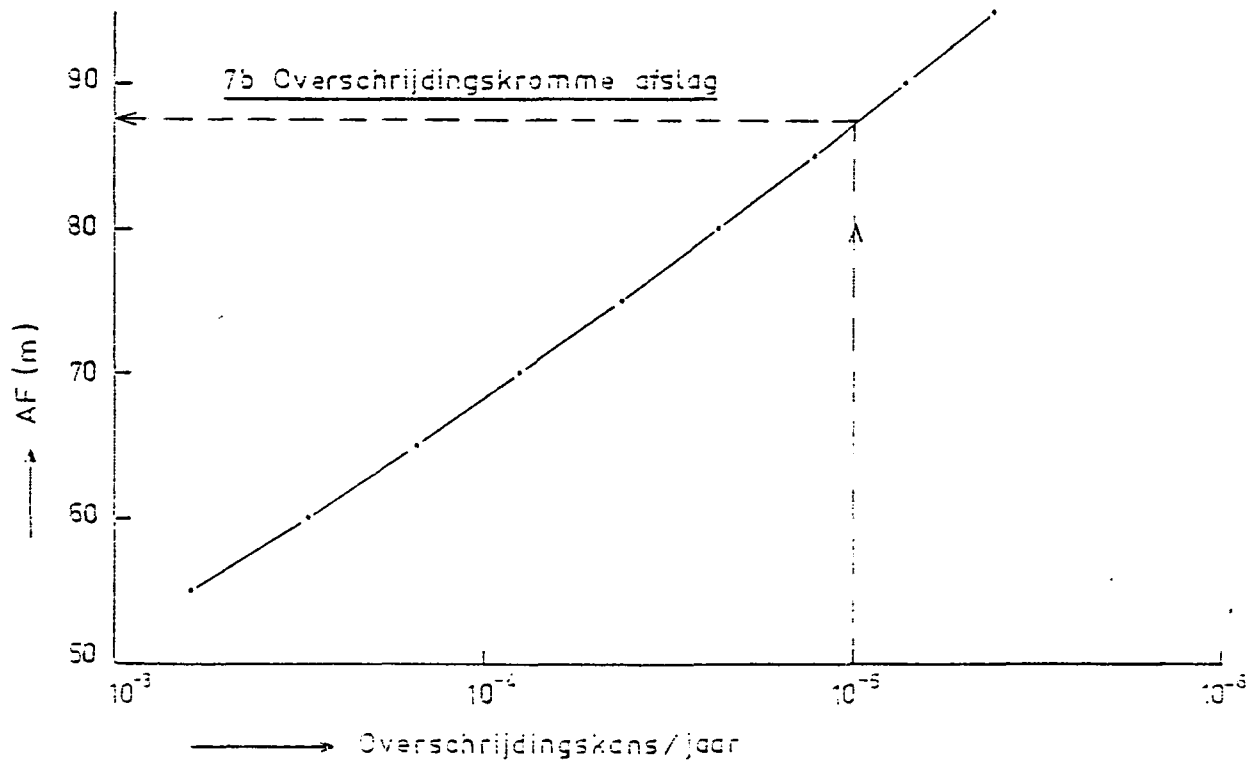
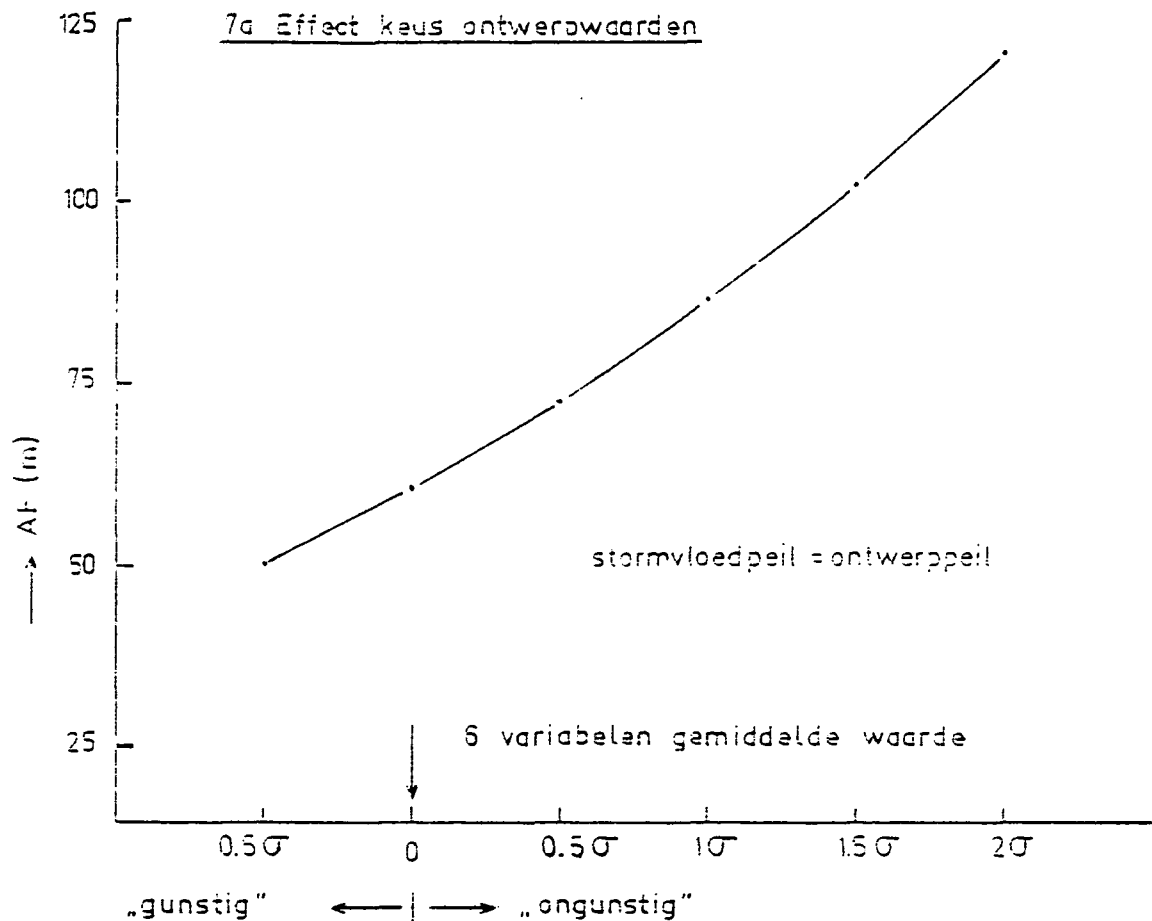


Deltaveiligheid en stabiele of eroderende kusten.



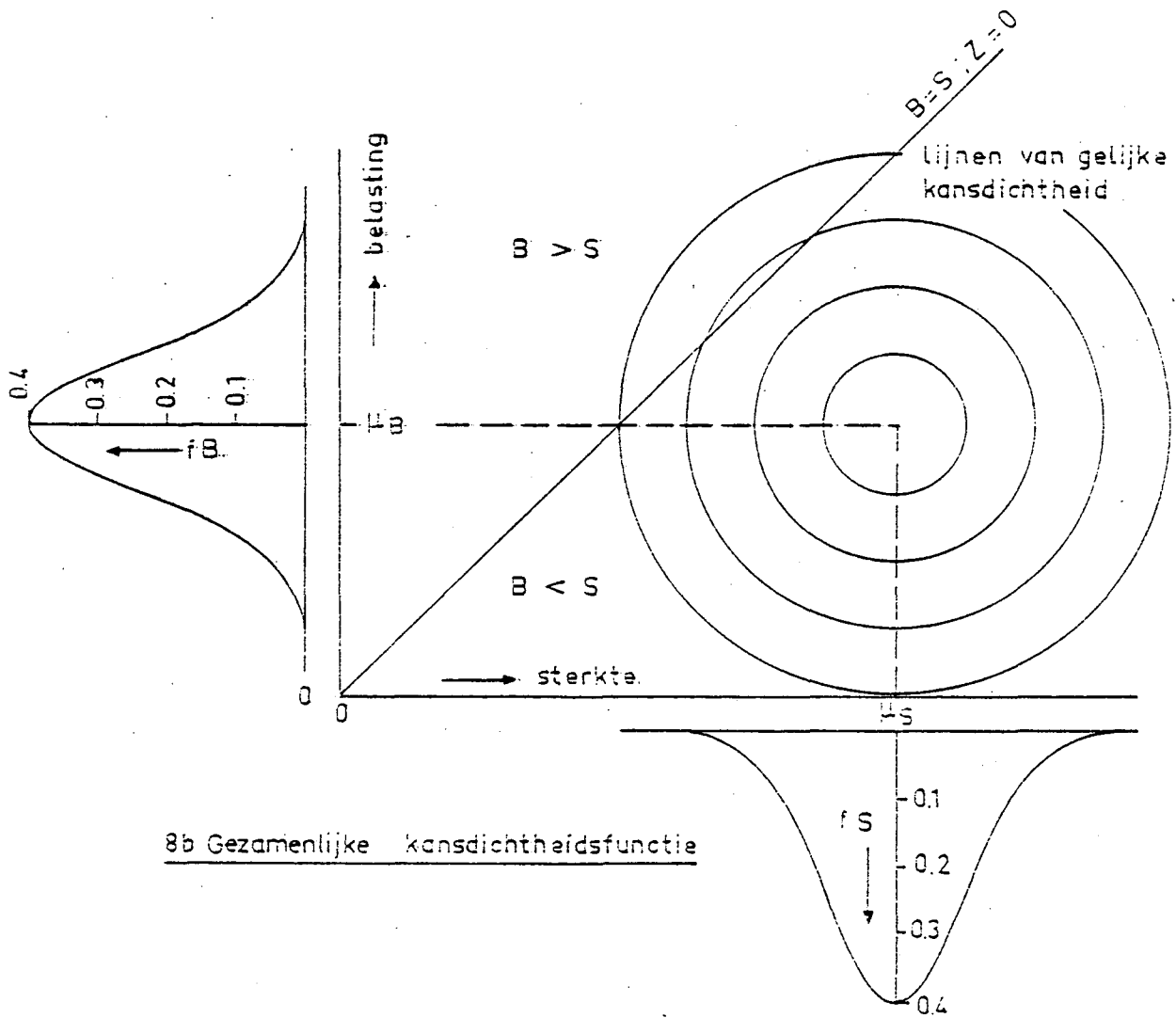
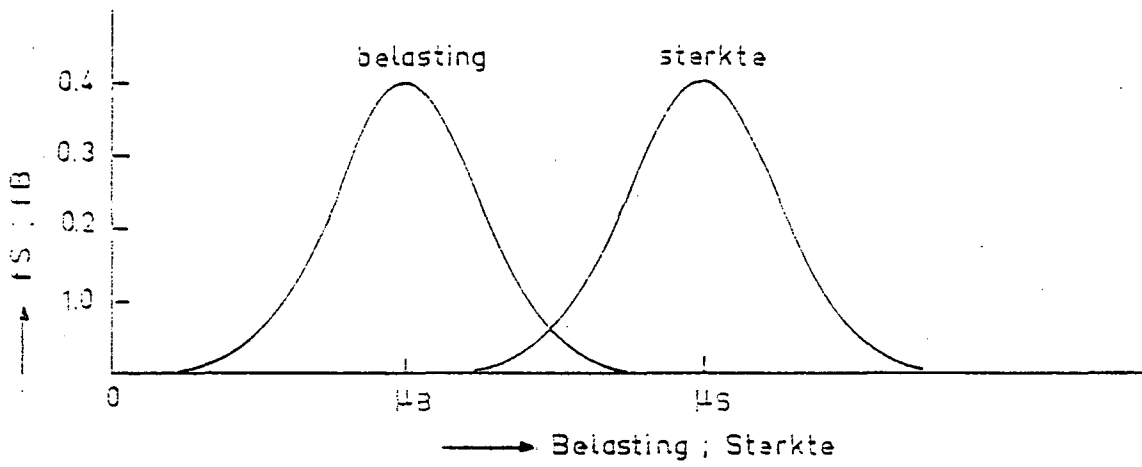
(Maximale waterstand Hoek van Holland)

Overschrijdingskans maximale waterstand



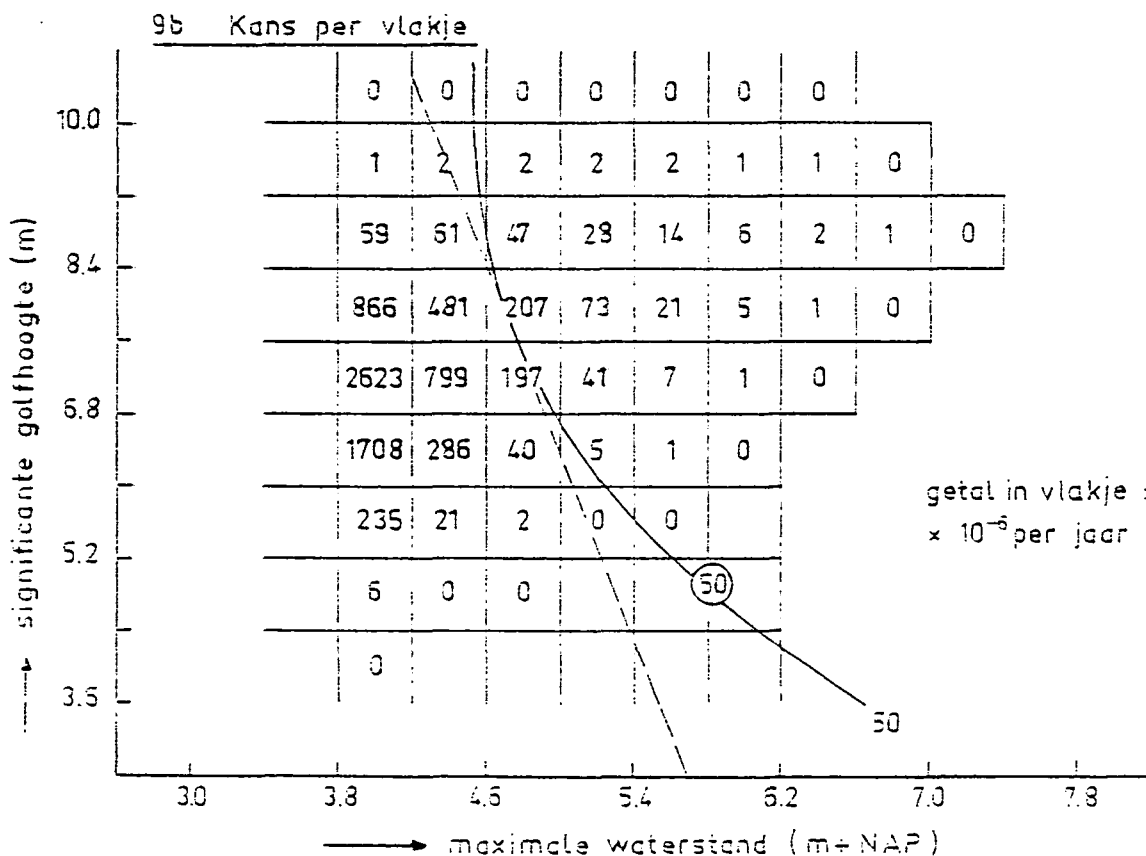
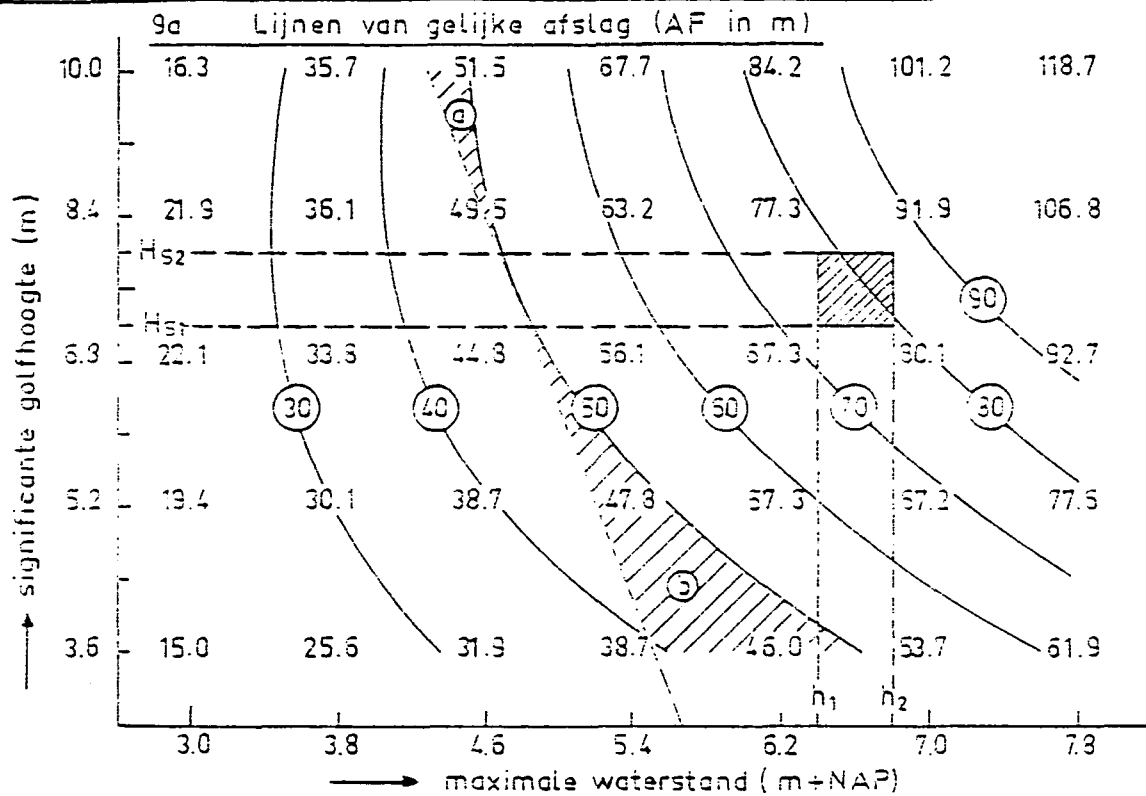
Duinafslag als functie van standaardafwijkingen en overschrijdingskans/jaar

8a Kansdichtheidsverdelingen belasting/sterkte

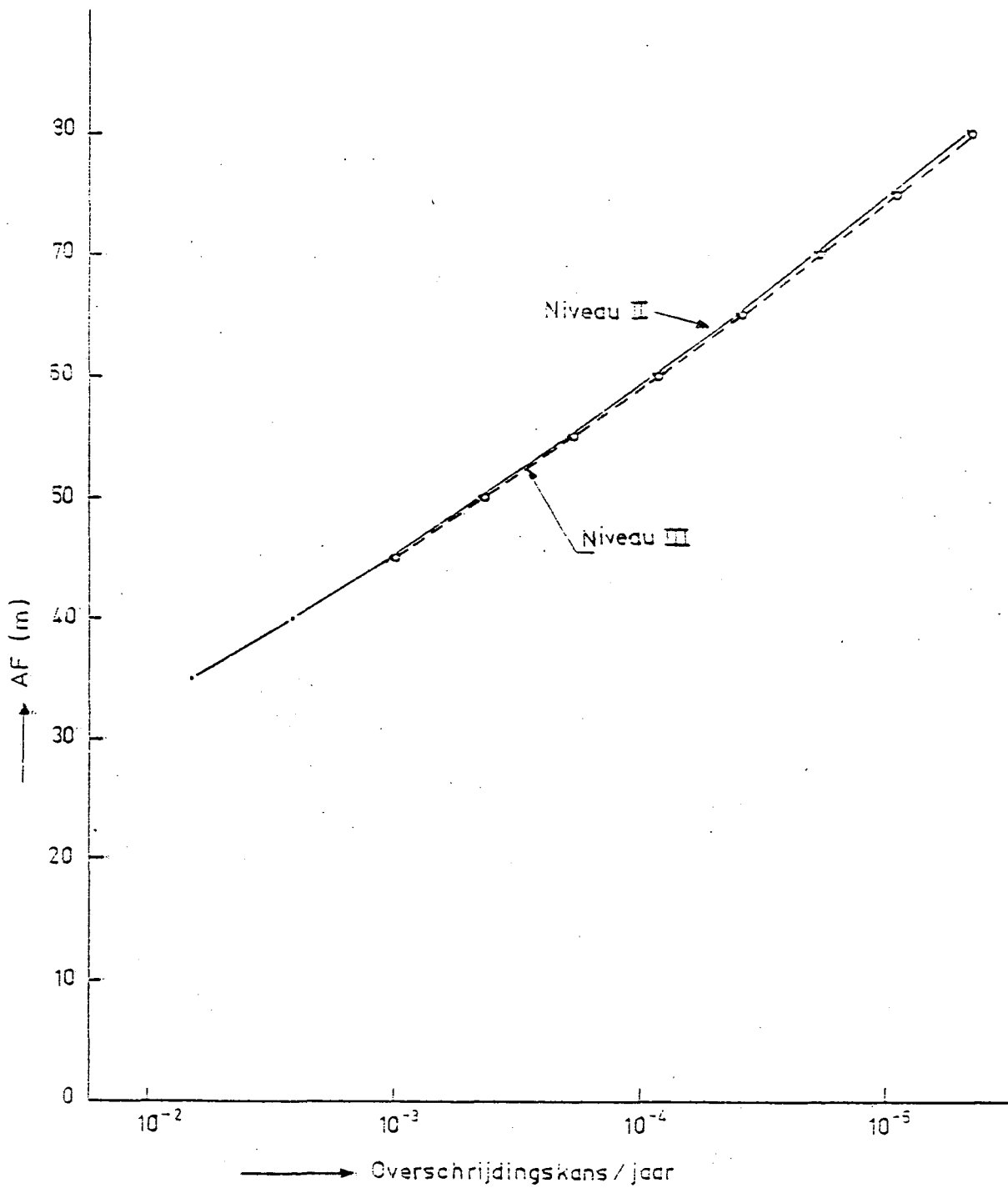


8b Gezamenlijke kansdichtheidsfunctie

Kansdichtheidfuncties



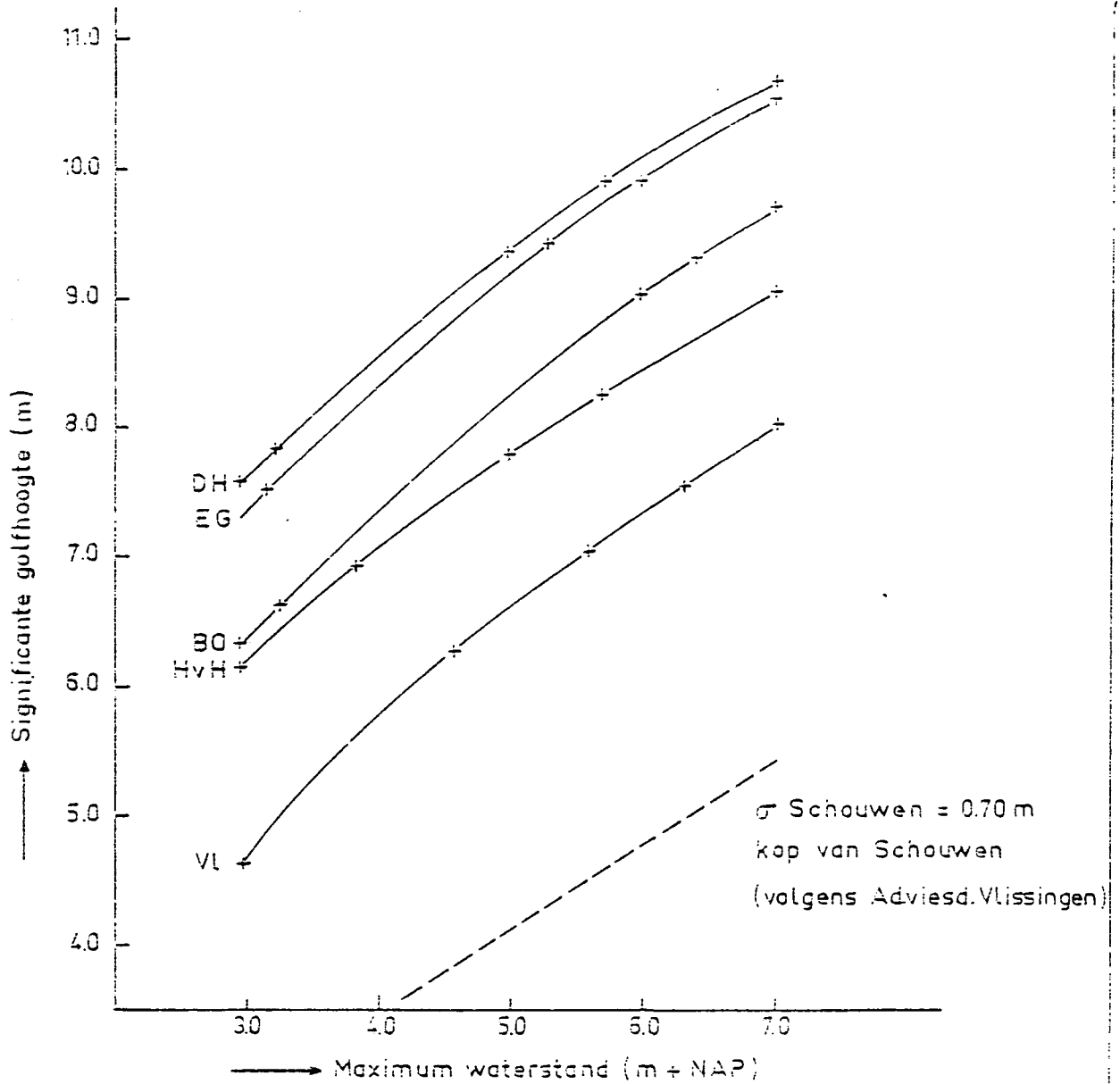
Afslag en kans in het h/H_s vlak



Overschrijdingskans afslag (alleen h en H_s invloeden)

DH - Den Helder
 EG - Eierlandse Gat
 Bo - Borkum
 VL - Vlissingen
 HvH - Hoek van Holland

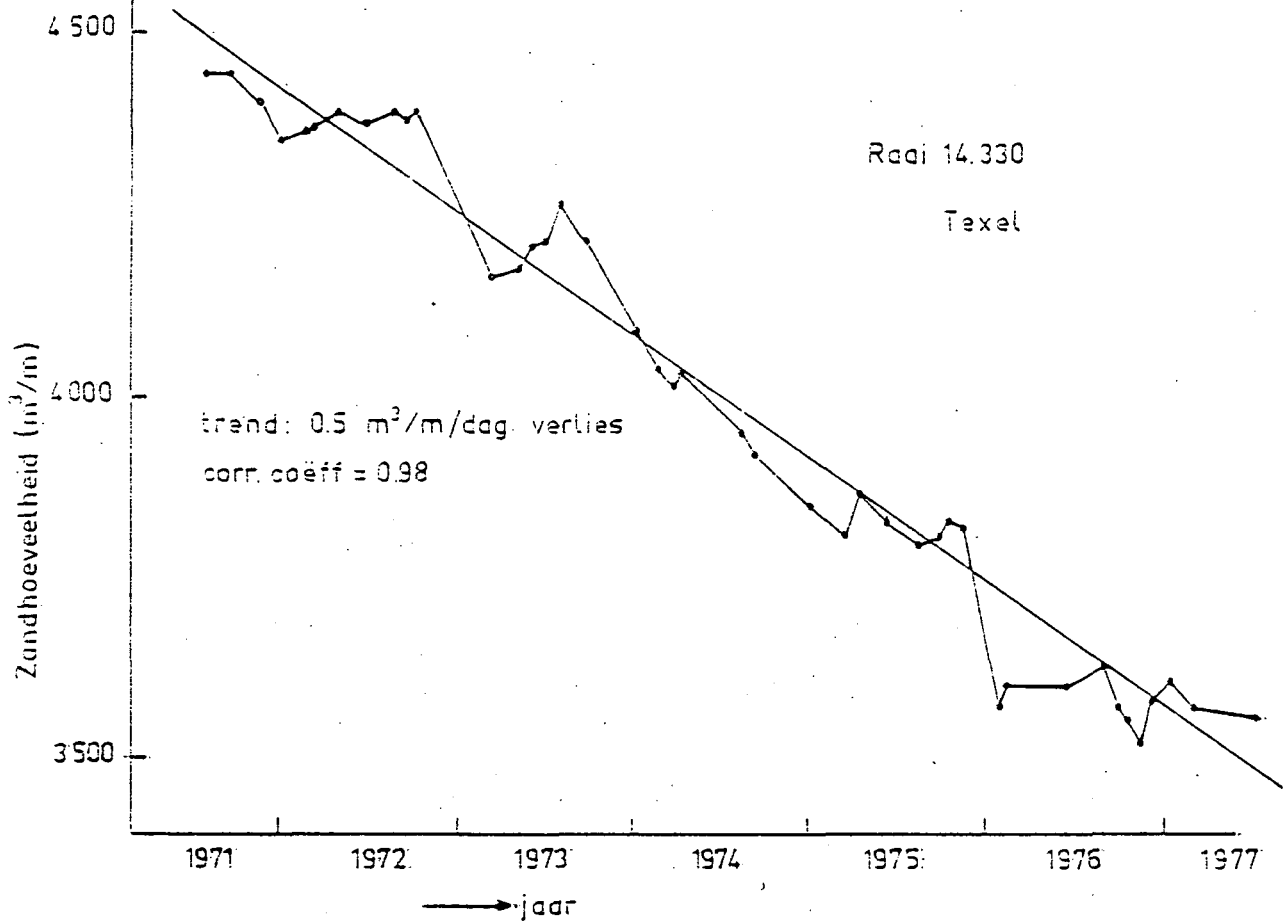
$\sigma = 0.75$ m DH, EG, Bo
 $\sigma = 0.60$ m VL, HvH



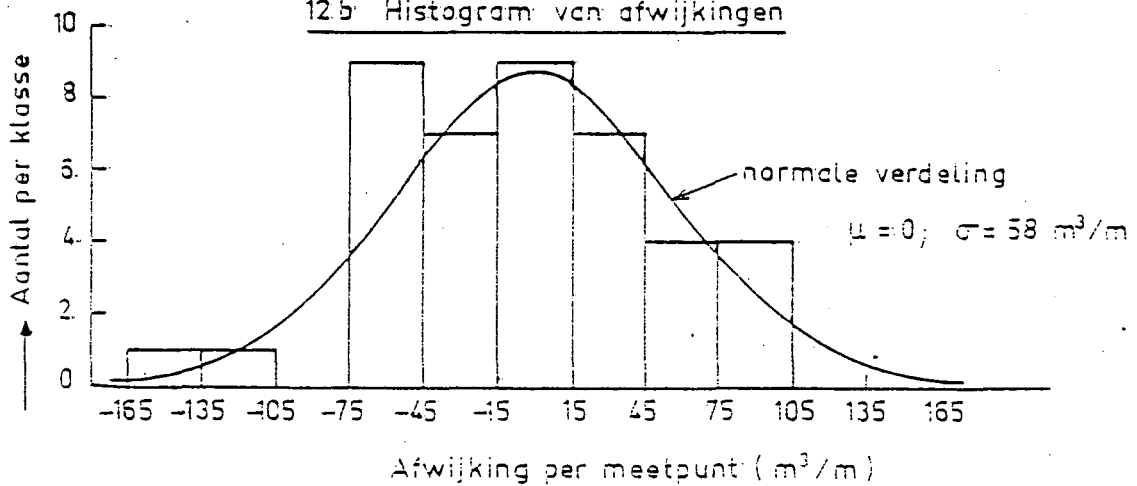
Uit: Notitie WWKZ - 83 G 218 (van Aalst 1983)

Voorwaardelijk kansdichtheidsverdeling $h - H_s$

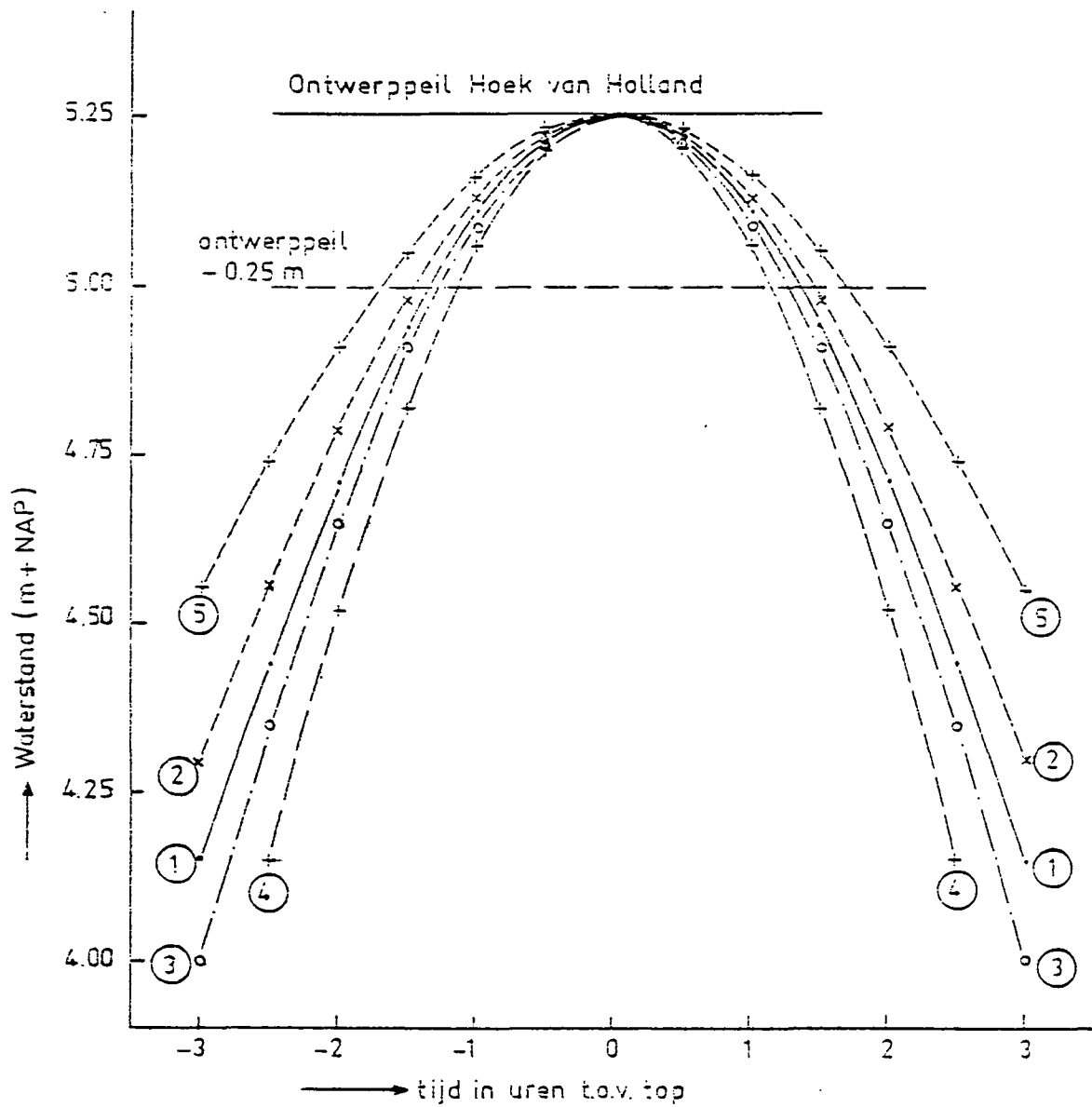
12a Zandhoeveelheid als functie van de tijd



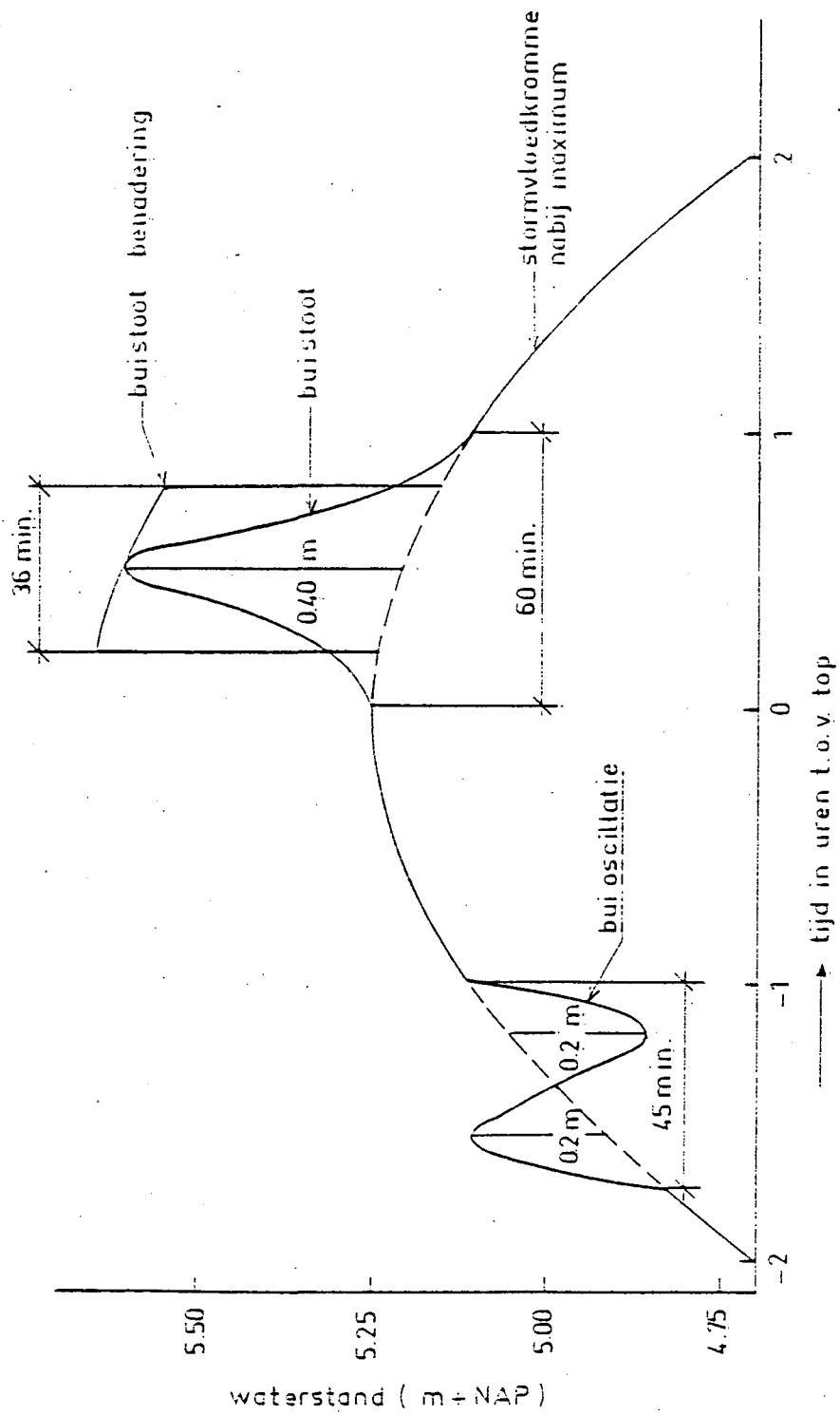
12b Histogram van afwijkingen



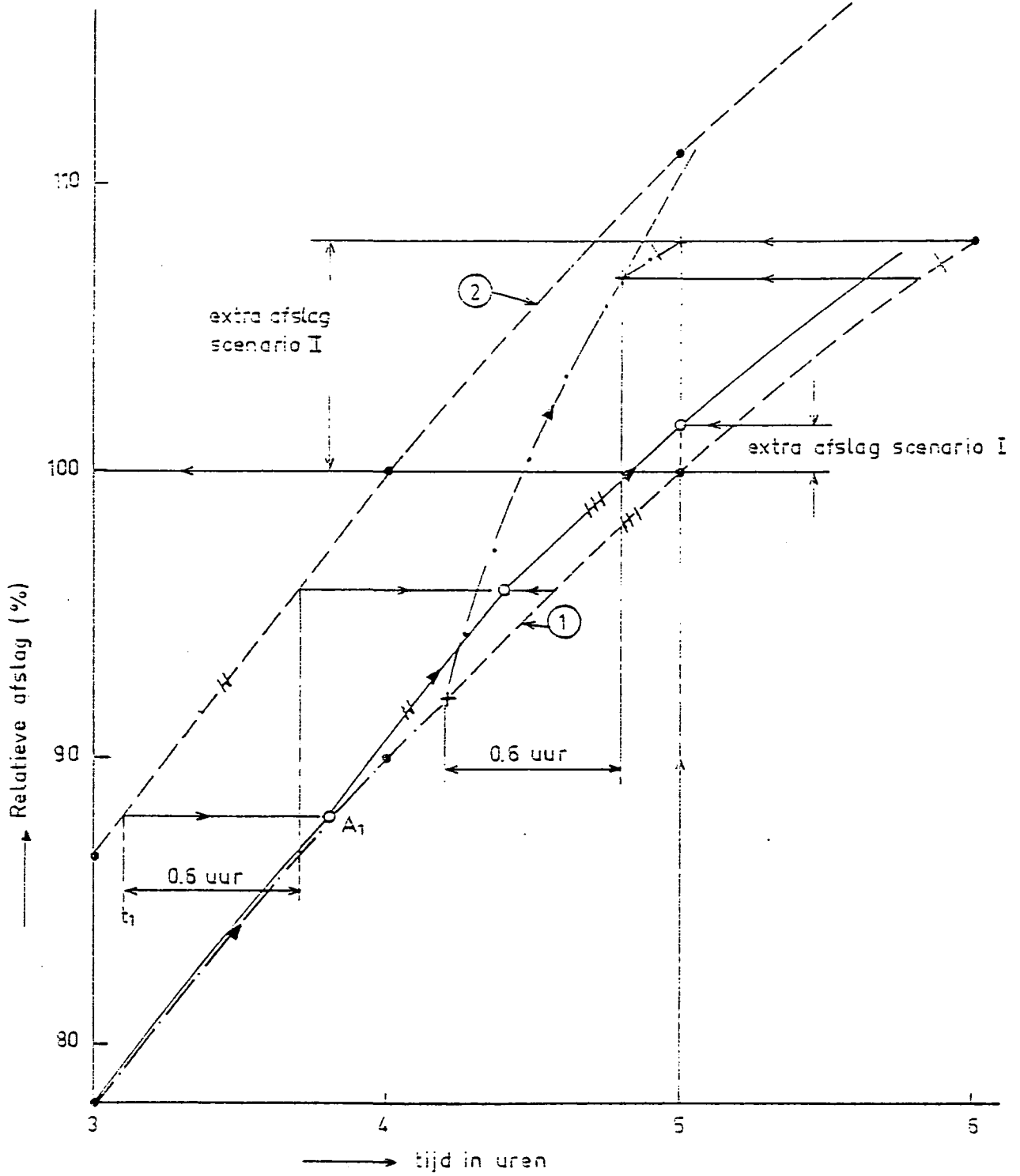
Variatie beginprofiel



Waterstandsverloop nabij top

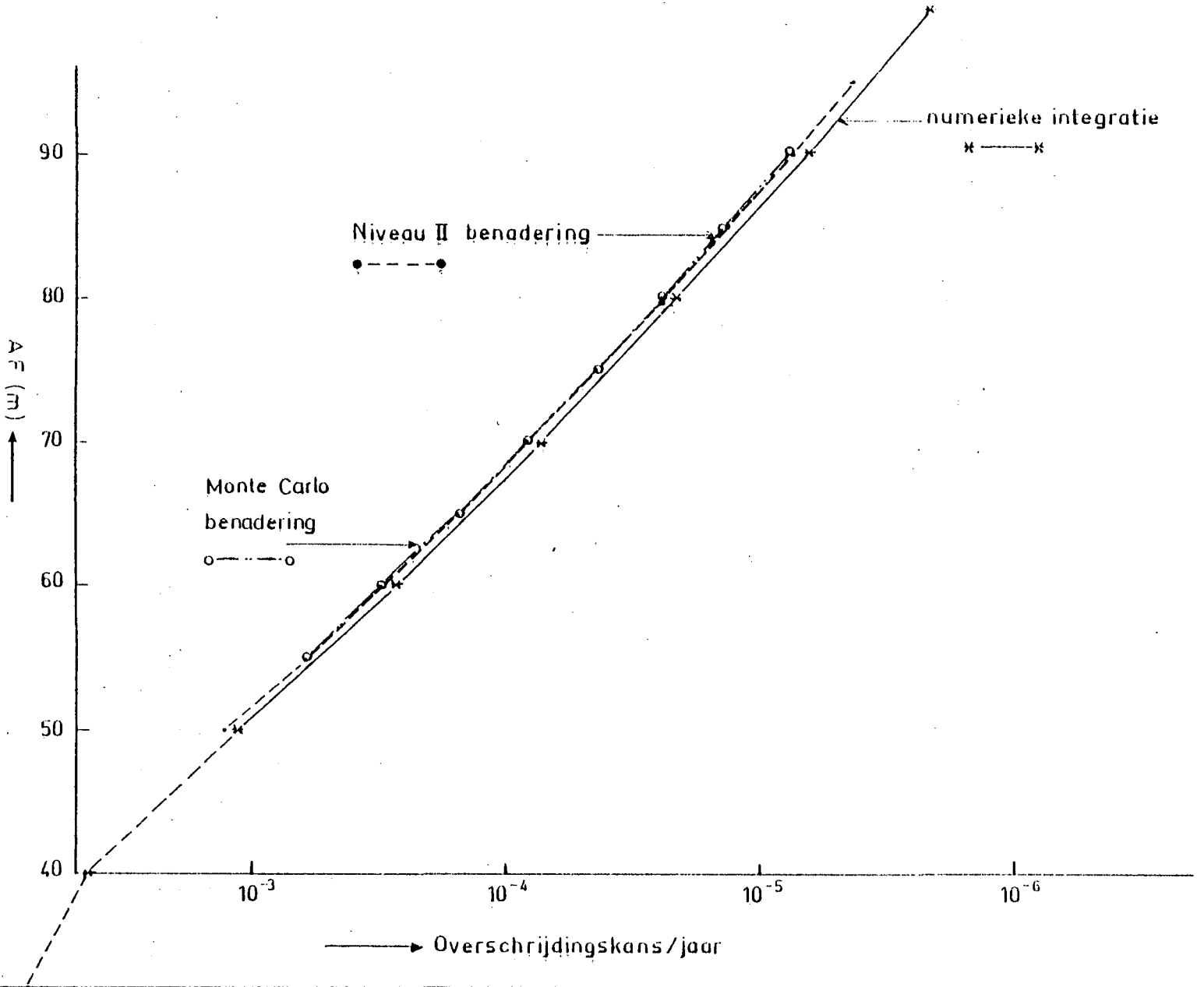


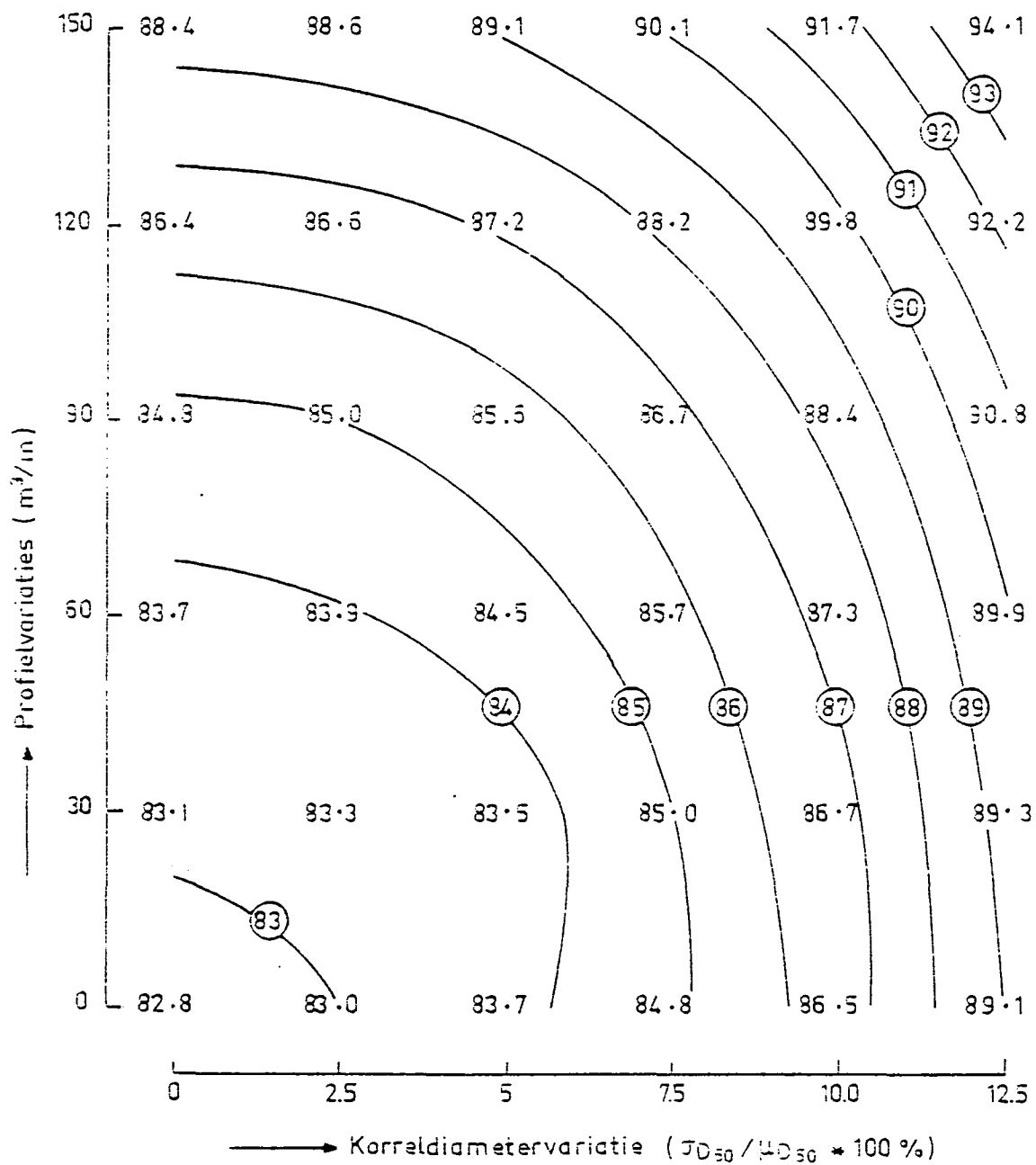
Kenmerken buistoten en buioscillaties



Scenario's buistoot

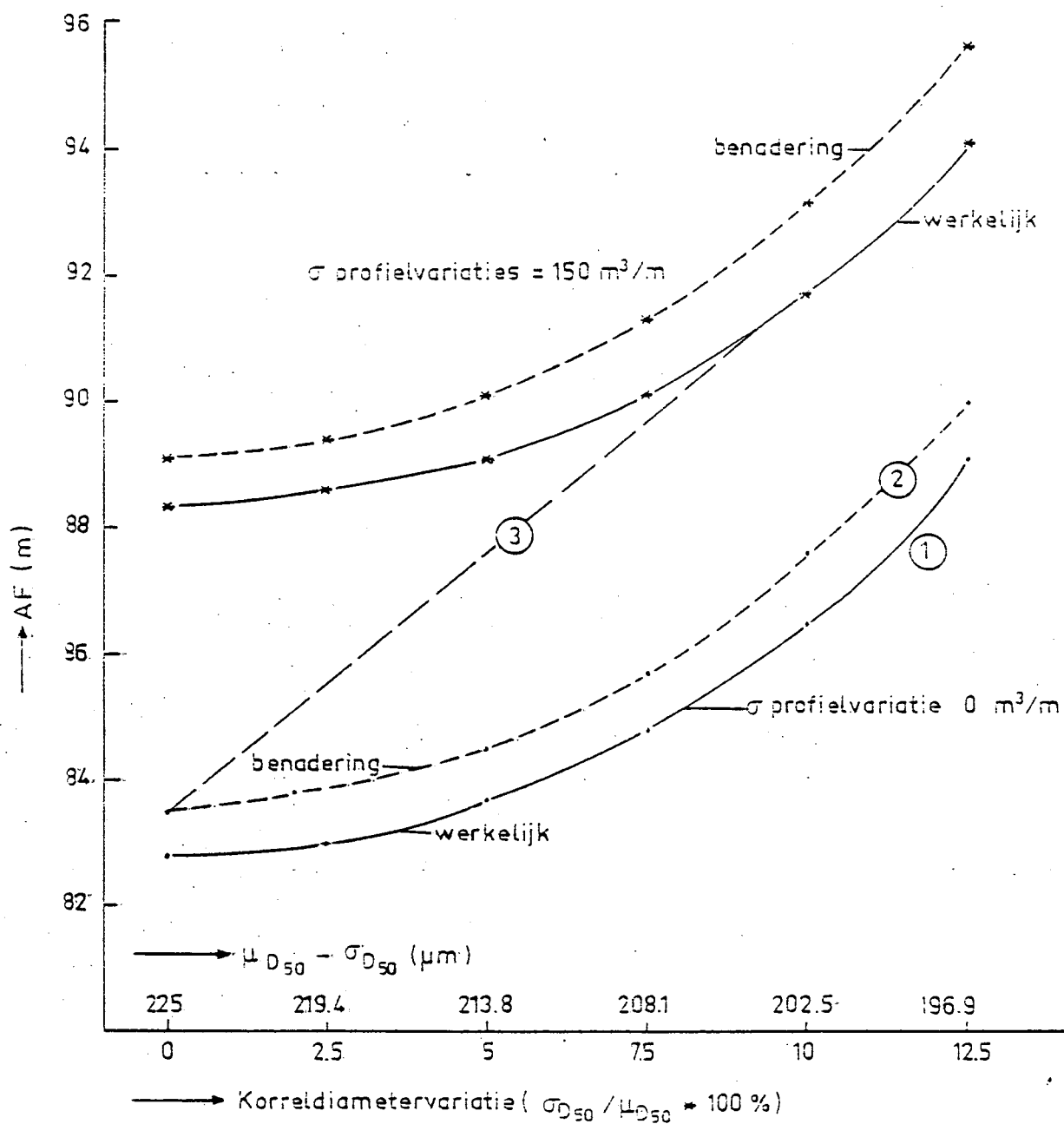
Overschrijdingskans afslag (alle parameters)





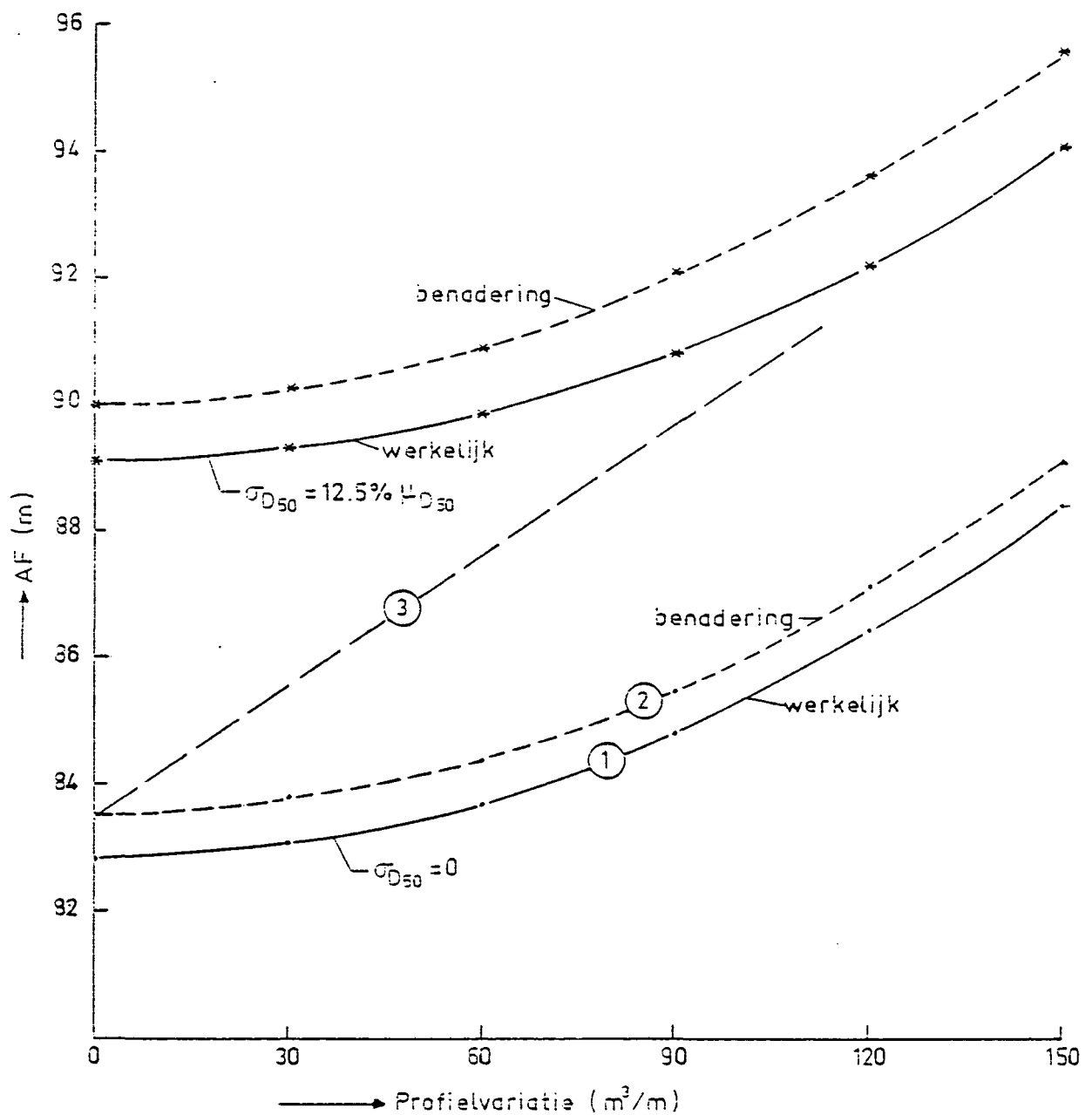
Standaardgeval (geval ① tabel IV-1)
 Lijnen van gelijke afslag AF (m)

Effect diameter - en profielvariaties op 10^{-5} afslag



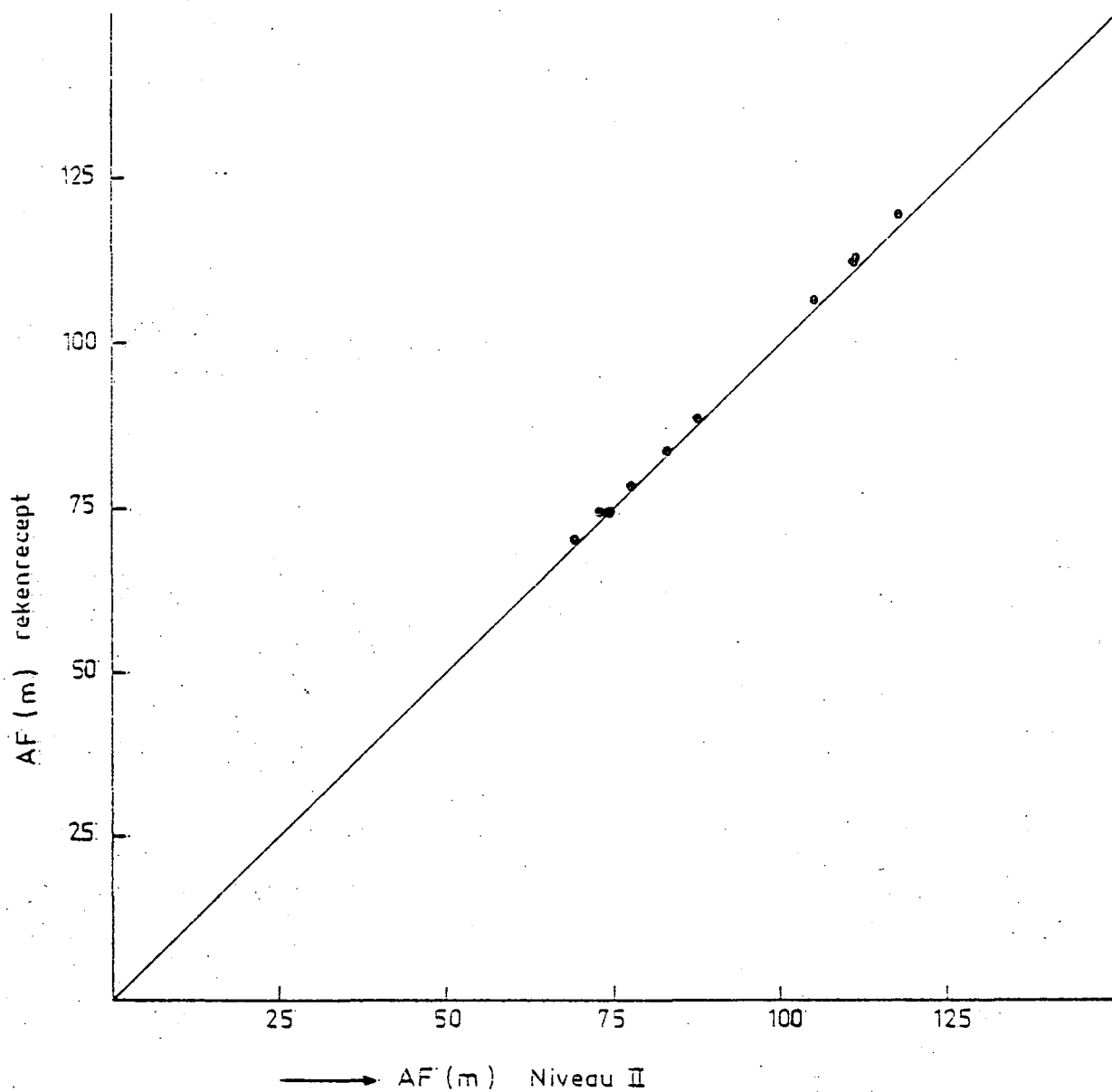
- lijn ① Resultaat Niveau II-berekening met korreldiametervariatie percentage horizontale as (onder)
- lijn ② Benadering van lijn ①
- lijn ③ Resultaat DUROS-berekening met ($\mu_{D_{50}} - \sigma_{D_{50}}$) als diameter parameter (horizontale as boven)

Afslag als functie van diametervariatie (profielvariatie constant)



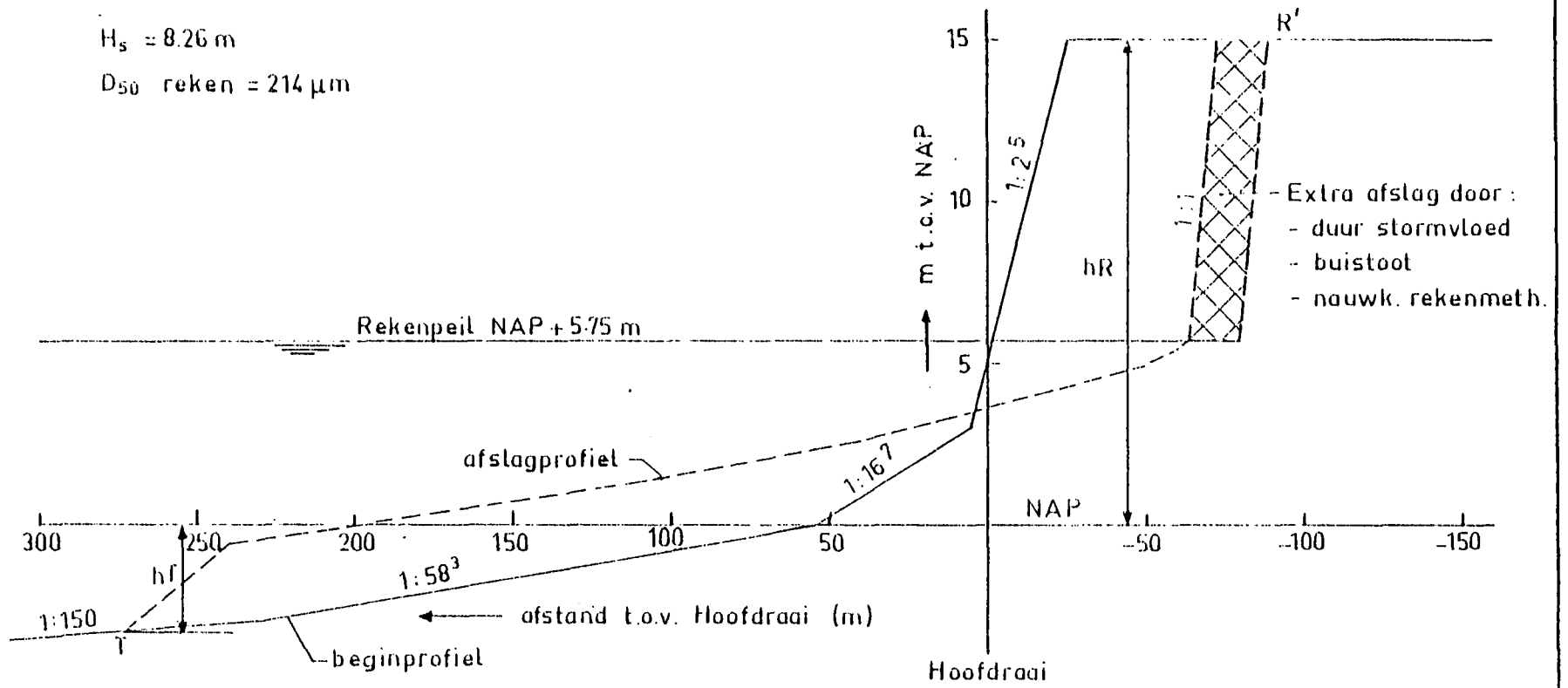
- lijn ① Resultaat Niveau II-berekening met profielvariatie horizontale as
- lijn ② Benadering van lijn ①
- lijn ③ Resultaat DLRCS-berekening met beginprofiel dat profielvariatie 'nagender' is dan standaardprofiel.

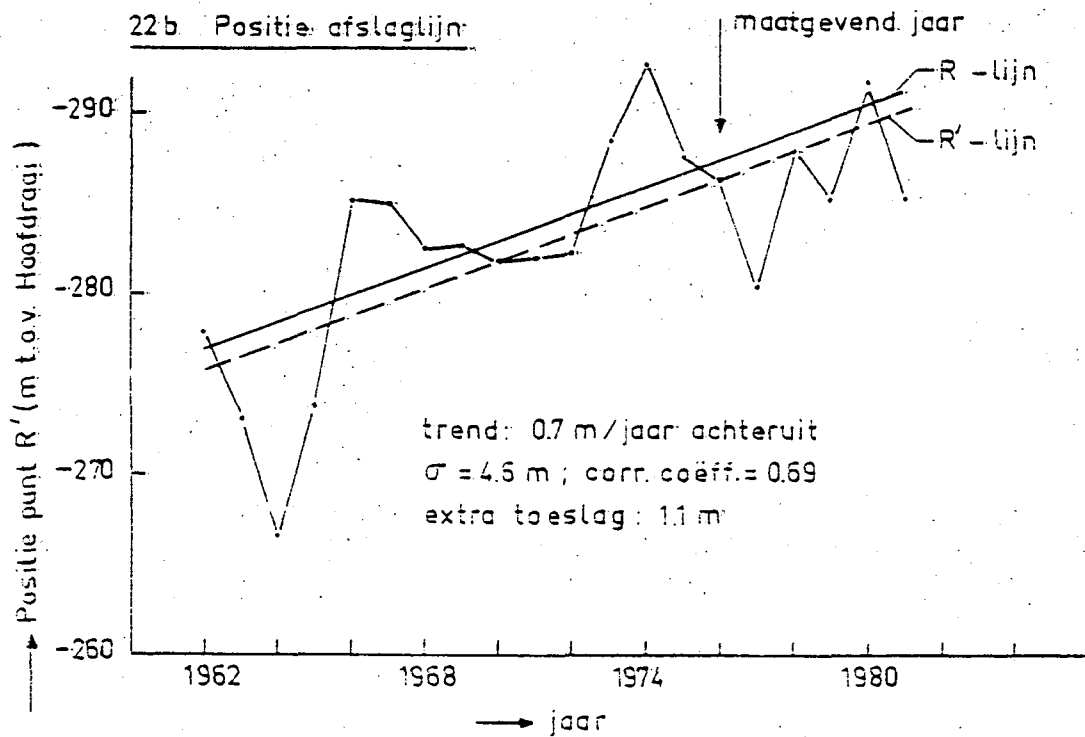
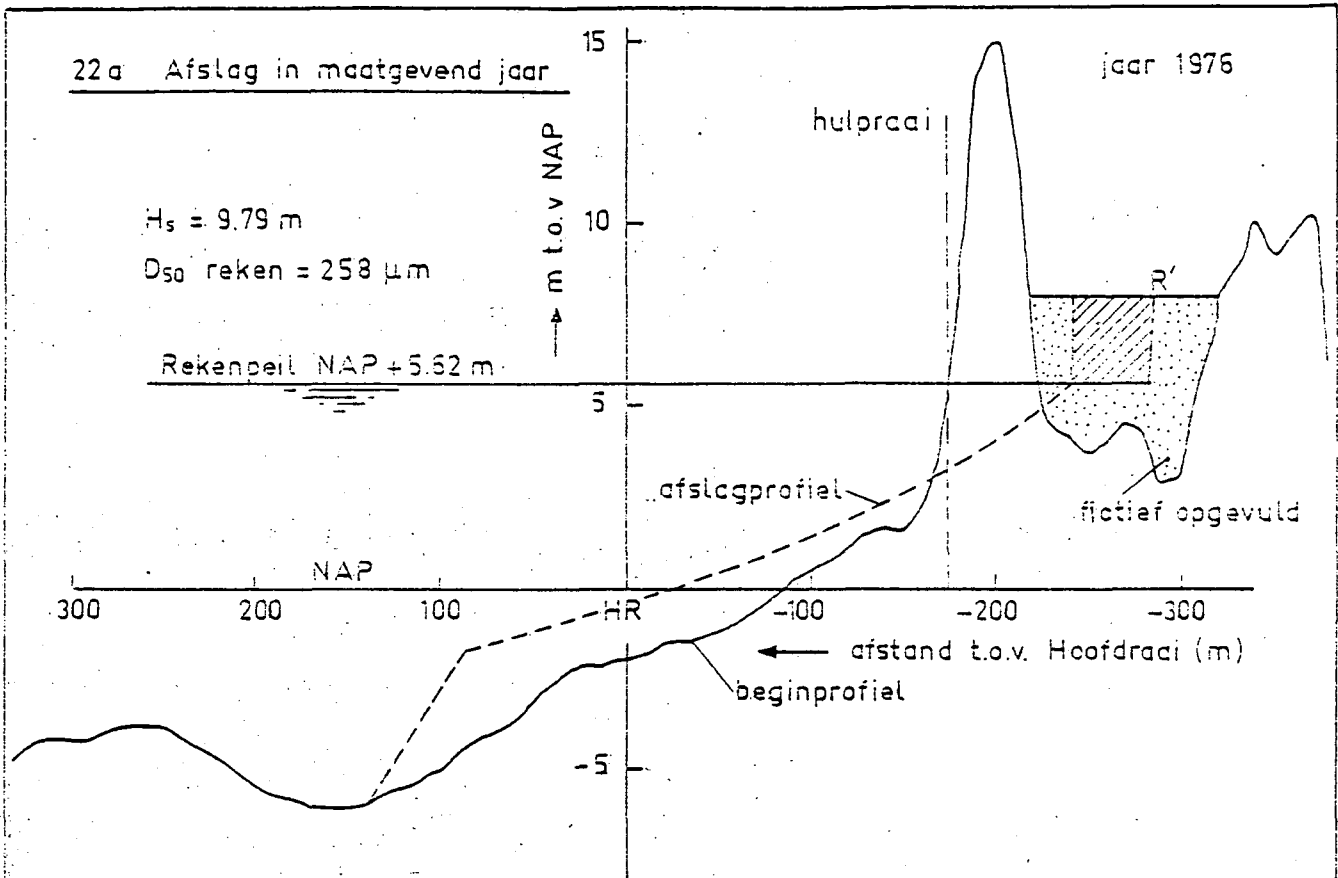
Afslag als functie van profielvariatie (diametervariatie constant)



Vergelijking Niveau II - Rekenrecept

Standardgevel (geval 1)





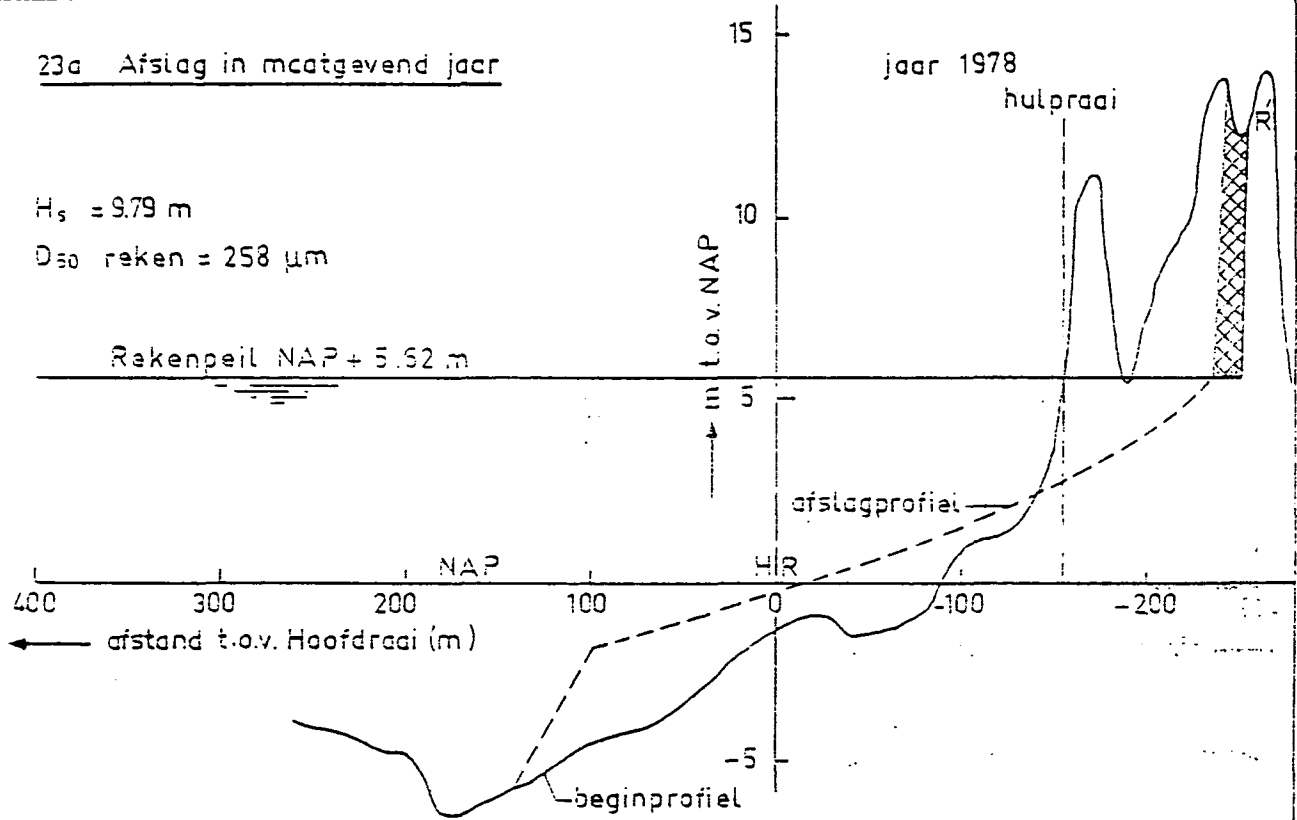
Noord -Holland 10.540

23a Afslag in maatgevend jaar

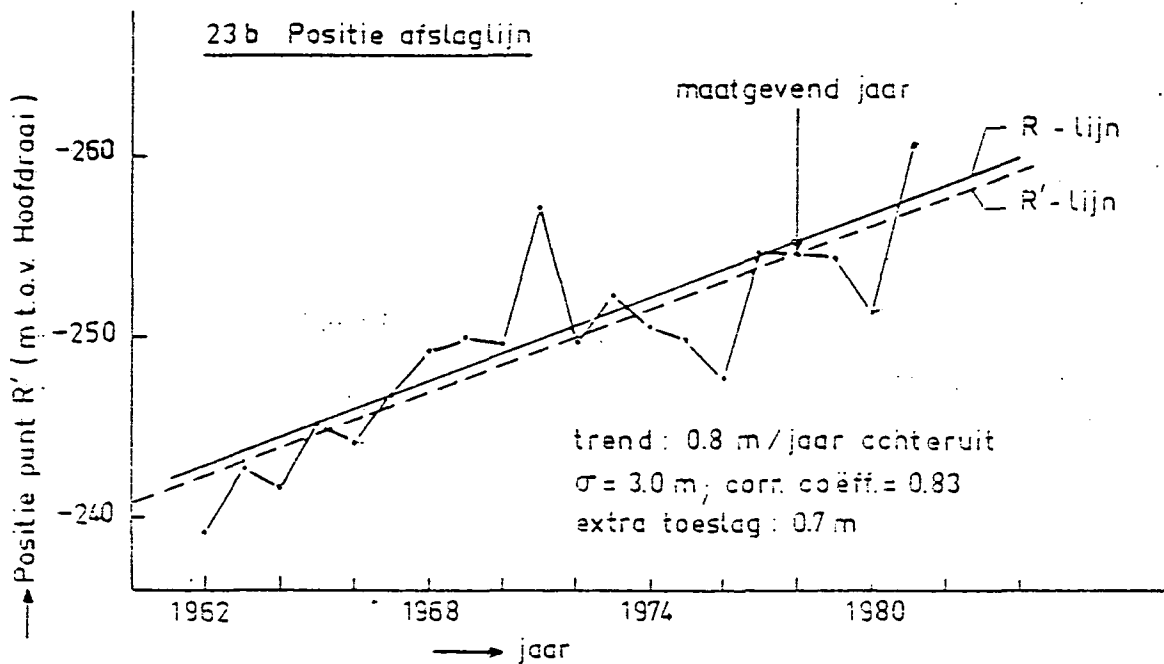
$H_s = 9.79 \text{ m}$

$D_{50 \text{ reken}} = 258 \text{ } \mu\text{m}$

Rakenpeil NAP + 5.62 m



23b Positie afslaglijn



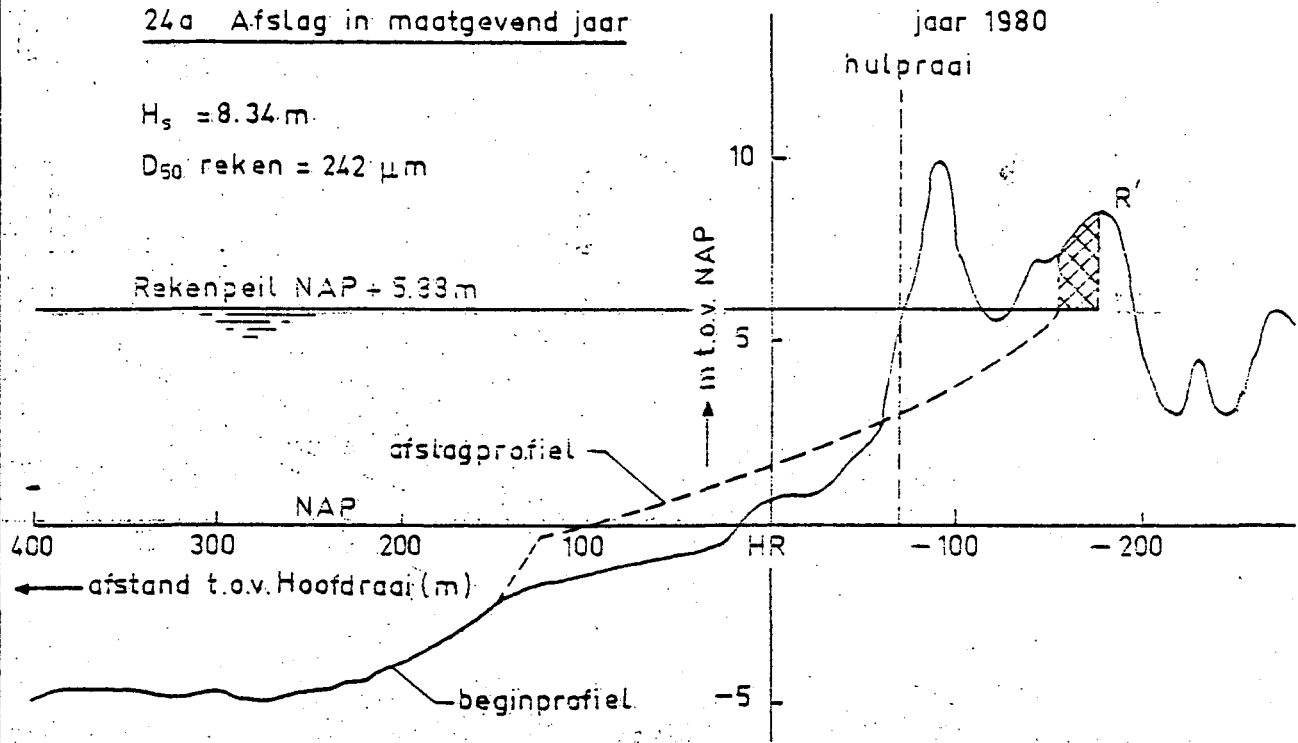
Noord - Holland 11.150

24a Afslag in maatgevend jaar

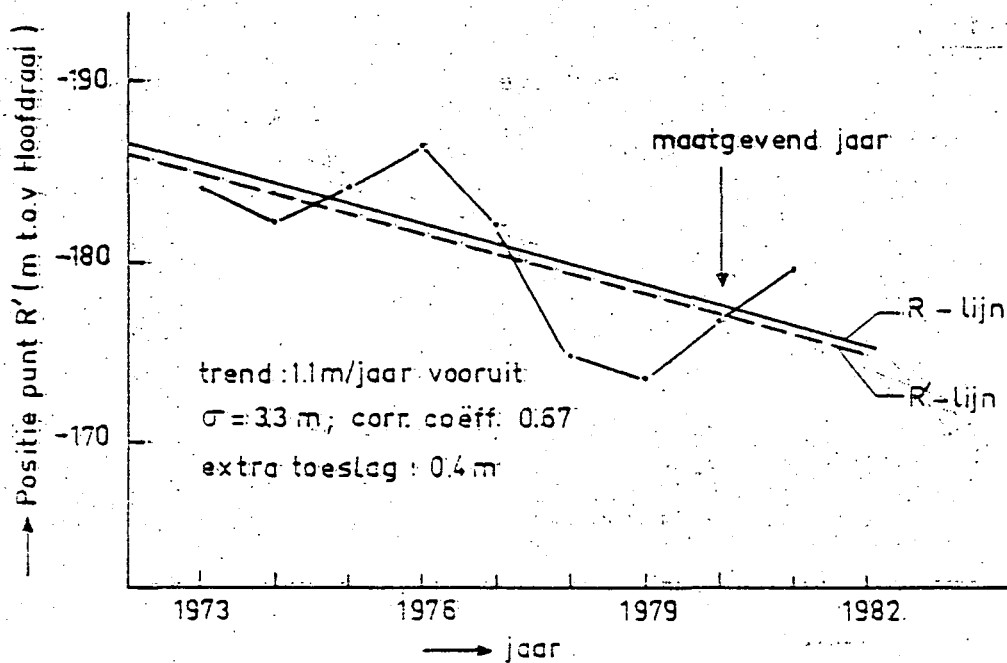
$H_s = 8.34 \text{ m}$

$D_{50} \text{ reken} = 242 \mu\text{m}$

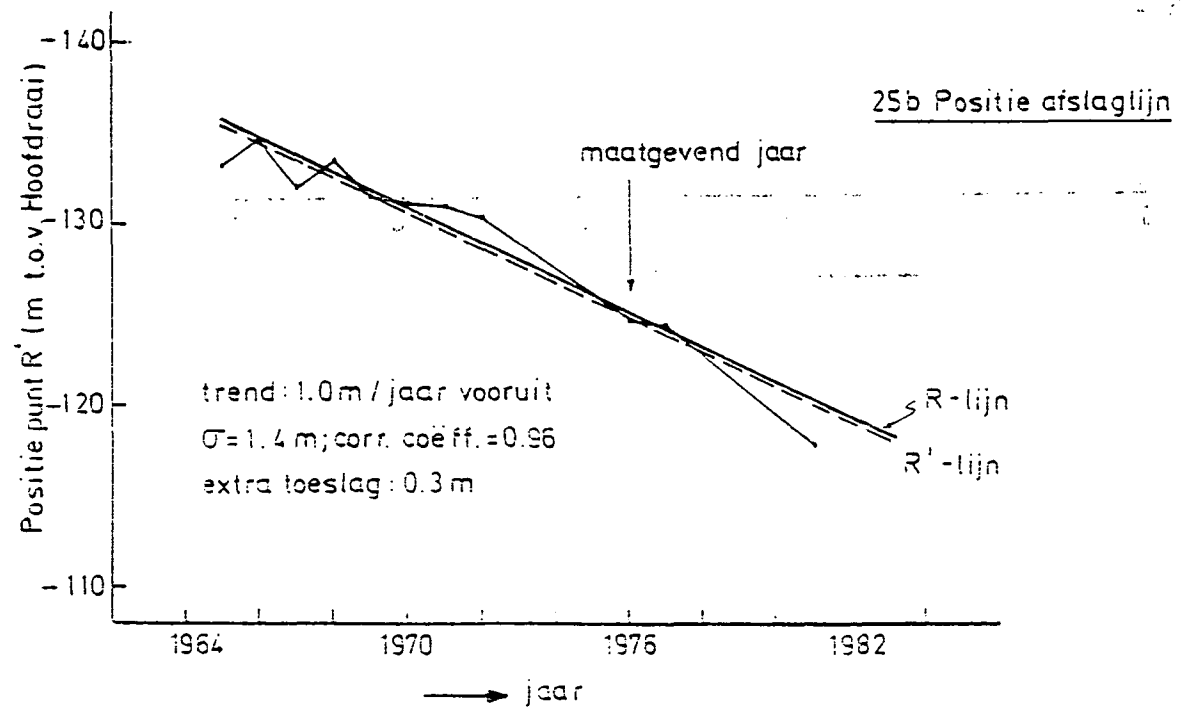
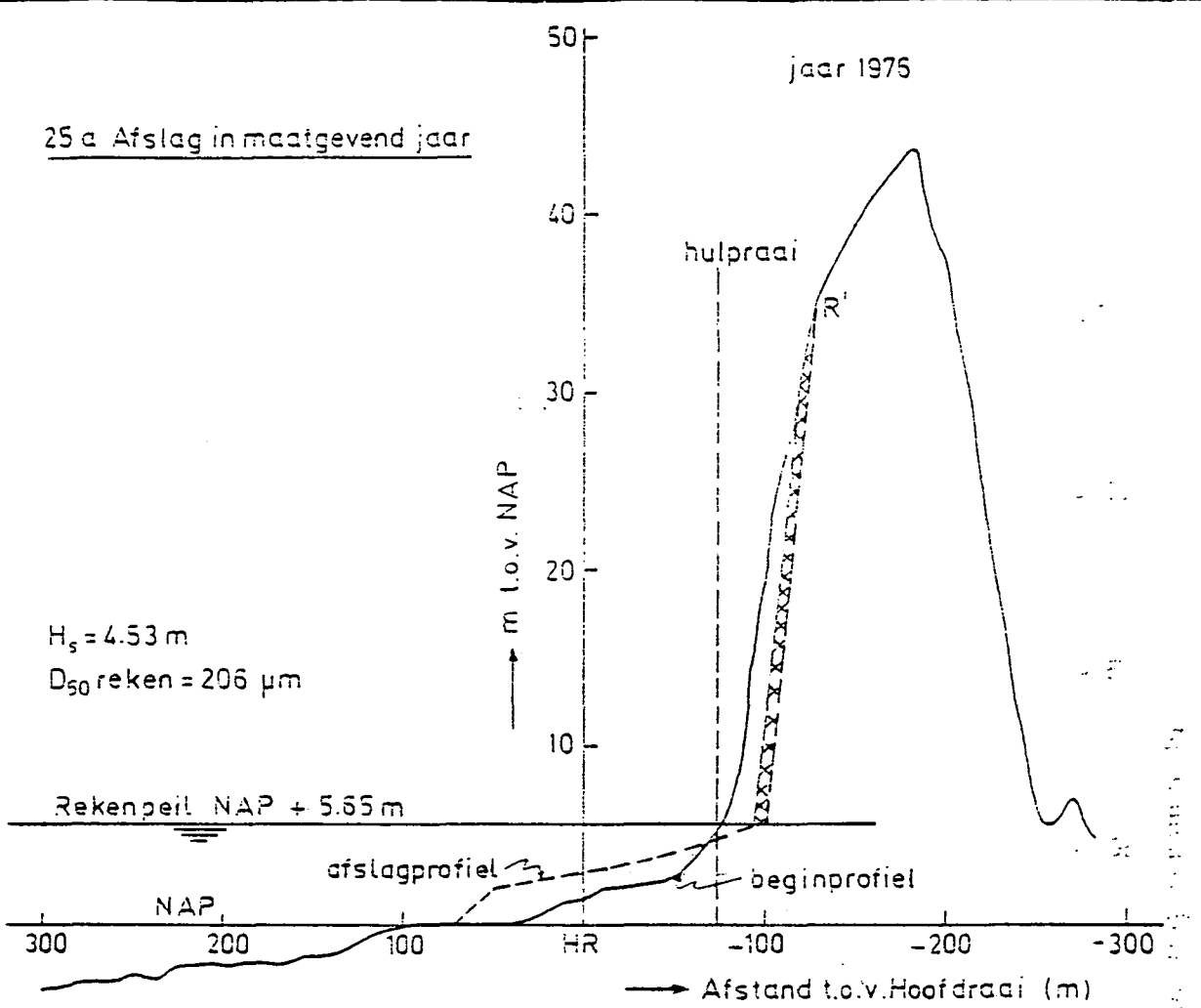
Rekenpeil NAP + 5.93 m



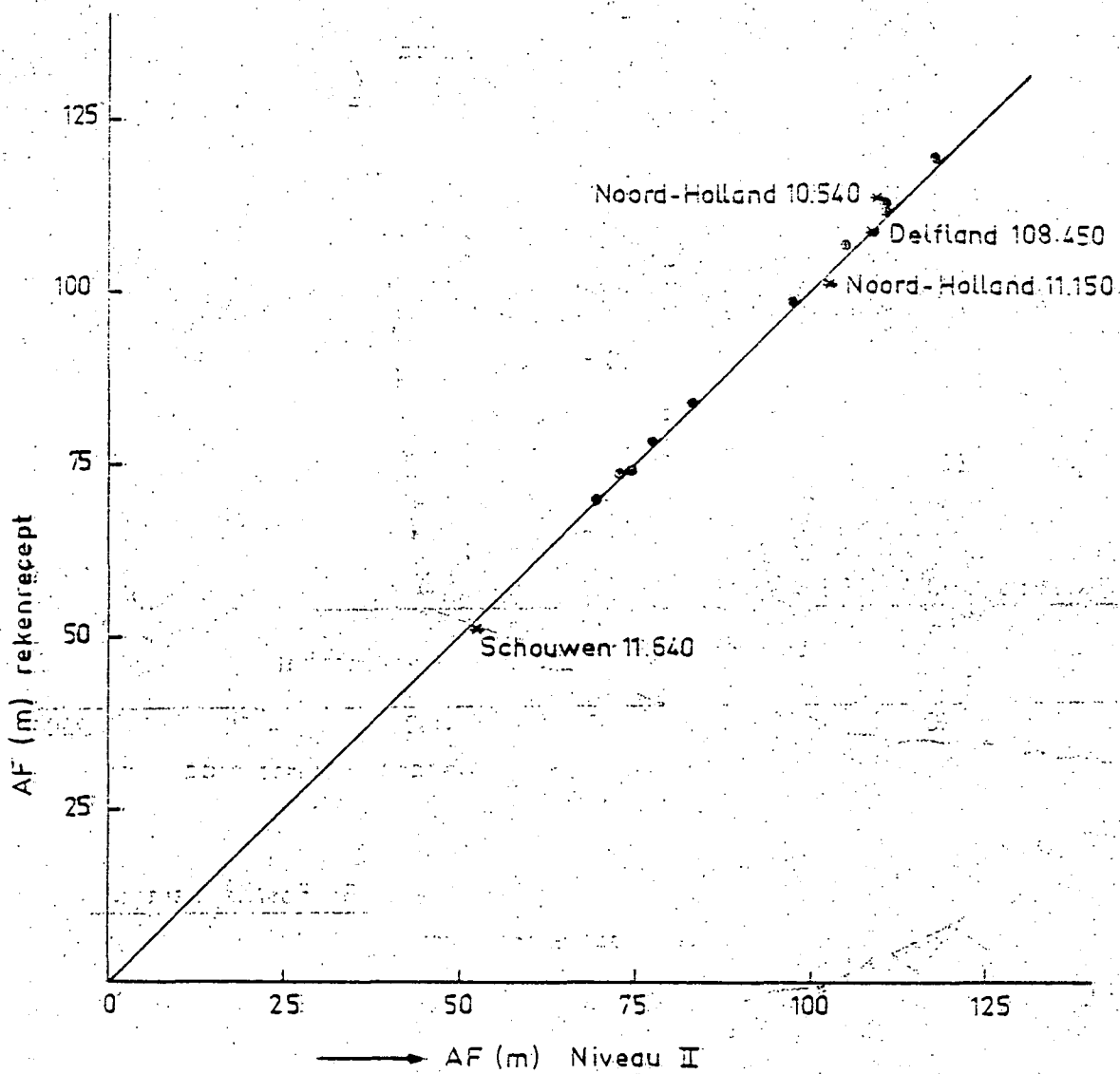
24b: Positie afslaglijn



Delfland 108.450



Schouwen 11.640



Resultaat verificatie

