



directie zeeland



Nota DD.WO.84-20.003
ALGEMEEN ONTWERP OESTERDAM

peildatum, oktober 1984

<u>Inhoudsopgave</u>	Blz.
Samenvatting	4
1 Inleiding	6
2 Uitgangspunten	9
2.1 Tracé	9
2.2 Schutsluis	10
2.3 Overbrugging schutsluis	10
2.4 Ontwerppeil	12
2.4.1 Oosterscheldezijde	12
2.4.2 Zoommeerzijde	14
2.5 Wegen	15
2.5.1 Inleiding	15
2.5.2 Aansluiting op Zuid-Beveland	16
2.5.3 Aansluiting op Tholen	17
2.6 Fasering	18
2.7 Principeplannen	19
2.8 Overeenkomst Rijk/Provincie	20
2.9 Hydraulische modellen	21
3 Randvoorwaarden	23
3.1 Geometrie	23
3.2 Hydraulische gegevens	23
3.2.1 Overschrijdingsfrequenties voor hoogwaterstanden	23
3.2.2 Onderschrijdingsfrequenties voor laagwaterstanden	27
3.2.3 Ontwerppeil	29
3.2.4 Gemiddelde hoog- en laagwaterstanden	30
3.2.5 Golftrandvoorwaarden	30
3.3 Grondmechanische gegevens	36
3.3.1 Rapporten	36
3.3.2 Zettingsvloeiingskriteria	37
3.4 Materiaal	38
3.4.1 Zand	38
3.4.2 Klei	40
3.4.3 Stortsteen	42
3.4.4 Diversen	43
4 Ontwerp	44
4.1 Detaillering tracé	44
4.1.1 Afstand tot westelijke havendam/hoogwaterkering Kreekraksluizencomplex	44
4.1.2 Afstand Oesterdam-Schelde-Rijnverbinding	44
4.1.3 Bochtstralen	49
4.1.4 Aansluiting op Tholen	49
4.2 Algemeen dwarsprofiel	50
4.3 Kruinhoogte	54
4.3.1 Inleiding	54
4.3.2 Berekeningsmethode golfoploop	57
4.3.3 Hoogte buitenberm	59
4.3.4 Kruinhoogteberekening	67
4.3.5 Keuze kruinhoogte/buitenbermbreedte	70
4.3.6 Opmerkingen en aanbevelingen	71

	Blz.
4.4 Wegen	73
4.4.1 Inleiding	73
4.4.2 Vormgeving	73
4.4.3 Bochtstralen	74
4.4.4 Uitwisselingspunten	74
4.4.5 Wegkonstrukties	76
4.4.6 Berm- en kruinbreedten	77
4.4.7 Evaluatie aanleg wegen	79
4.5 Gloomingskonstrukties	80
4.5.1 Keuze gloomingskonstrukties	80
4.5.2 Verbindingsdam damvak Zuid	85
4.5.3 Oosterscheldezijde	89
4.5.4 Zoommeerzijde	96
4.6 Kreukelbermen	97
4.6.1 Inleiding	97
4.6.2 Lengte	97
4.6.3 Bestorting	101
4.7 Kleibekledingen	102
4.8 Lengte en situering sluitgaten	102
4.8.1 Tholensche Gat	102
4.8.2 Marollegat	103
4.8.3 Stroombeeldonderzoek	104
4.9 Verblindings scheepvaart	104
Symbolenlijst	105
Literatuurverwijzing	107
Appendix - notitie Z.BC 85-25.036 - d.d. 01-04-1985	

SAMENVATTING

In het kader van de compartimentering van de Oosterschelde worden de Philipsdam en de Oesterdam aangelegd.

De primaire functies van deze dammen zijn:

- de waterkerende functie;
- scheiding van zout en zoet water;
- getijvrij maken van de Schelde-Rijnverbinding.

De wegverbindingen gelden als een afgeleide functie.

Voor de Oesterdam is gekozen voor een zo oostelijk mogelijk tracé, gekombineerd met een omkading van het Markiezaat.

Teneinde het gebied ten oosten van de dam bereikbaar te houden voor schepen die een onbeperkte doorvaarthoogte behoeven, wordt een schutsluis aangelegd.

De aanleg van de Oesterdam vindt gefaseerd plaats.

Daarbij worden in eerste instantie de damvakken over de platen (gebieden) aangelegd, om pas daarna over te gaan tot het afsluiten van de resterende stroomgeulen Marollegat en Tholensche Gat.

Als eerste onderdeel is in 1979/1980 het werkeiland ten behoeve van de aanleg van de schutsluis gerealiseerd.

In 1980 is gestart met de aanleg van het eerste damgedeelte (Zuid).

In het kader van het ontwerp van dit damvak is het ontwerp van de gehele dam vastgesteld voor wat betreft:

- tracé
- ligging wegen
- dwarsprofiel
- verdedigingskonstrukties

Daarbij is uitgegaan van de uitgangspunten en randvoorwaarden zoals deze golden eind 1979.

In de loop van de tijd heeft diverse malen bijstelling plaatsgevonden. In combinatie met gewijzigde inzichten in ontwerpmethodieken heeft dit geleid tot aanpassingen van het ontwerp.

Teneinde de evaluatie van het ontwerp vast te leggen en te bundelen is in de loop van 1984 de onderhavige nota opgesteld.

Deze geeft de stand van de uitgangspunten, de randvoorwaarden en het ontwerp weer op het moment van de peildatum.

De nota biedt tevens een ingang tot de vele notities, nota's, rapporten e.d. die in het kader van de totstandkoming van de Oesterdam zijn opgesteld en levert uitgangspunten voor de deelnota's die zijn/worden opgesteld voor de diverse onderdelen van de Oesterdam.

Voor de hydraulische randvoorwaarden in de eindsituatie is uitgegaan van omstandigheden welke met een frekwentie van $2,5 \times 10^{-4}$ keer per jaar worden overschreden. Het ontwerppeil aan de Oosterscheldezijde is afhankelijk van het beheer van de stormvloedkering.

De sluitstrategie "sluiten op alarmpeil" blijkt tot de hoogste waterstanden op de Oosterschelde te leiden. In 1979 is op grond van de toen beschikbare informatie gekozen voor een maximaal alarmpeil van NAP + 3,50 m met een bijbehorende ontwerpwaterstand van NAP + 4,00 m voor de Oesterdam. Hiermee werd het ontwerppeil dus ondubbelzinnig vastgelegd en losgekoppeld van verdere discussie. Deze keuze heeft als consequentie dat bij wijziging van uitgangspunten en/of inzichten geen aanpassing van het ontwerppeil plaatsvindt, doch dat de beheersstrategie van

de stormvloedkering wordt aangepast, hetgeen automatisch leidt tot een lager alarmpeil.

Aan de Zoommeerzijde geldt voor de eindsituatie een streefpeil tussen NAP - 0,25 m en NAP +0,25 m.

Voor bouwfase-omstandigheden is bij het ontwerp uitgegaan van hydraulische randvoorwaarden, die met een frekwentie van 10^{-2} keer per jaar worden overschreden.

Het profiel van de dam is zodanig ruim ontworpen, dat de aanleg van een hoofdrijbaan en een parallelweg mogelijk is. Afhankelijk van de inrichting van de diverse damvakken is de hoofdrijbaan op de binnenberm of op de kruin en de parallelweg respectievelijk op de kruin of op de buitenberm gepland. De hoofdrijbaan en de op diverse plaatsen ontworpen uitwisselingspunten tussen hoofdrijbaan en parallelweg zullen door de provincie Zeeland worden aangelegd. De wederzijdse verplichtingen tussen het Rijk en de provincie met betrekking tot de wegverbinding zijn vastgelegd in een overeenkomst.

De buitenberm is, uit oogpunt van optimale reductie van de golfoploop, geprojecteerd op de ontwerpwaterstand van NAP +4,00 m. De hoogte van de kruin is voor het damvak Tholensche Gat bepaald op NAP +5,80 m en voor de overige damvakken op NAP +5,60 m.

Inmiddels is, vanwege gewijzigde randvoorwaarden en gewijzigde inzichten met betrekking tot de kruinhoogtebepaling, de kruinhoogte van de Oesterdam herzien (APPENDIX).

De glooiingskonstruktie aan de Oosterscheldezijde heeft een talud van 1:4 en bestaat tot een niveau van NAP +1,80 m uit koperslakblokken dik 0,20 m of 0,25 m op mijnsteen en tot NAP +4,00 m uit betonblokken dik 0,20 m of 0,25 m op klei. De betonblokken worden doorgezet tot 1,50 m op de buitenberm.

De glooiingskonstruktie aan de Zoommeerzijde bestaat uit stortsteen.

Het benodigde zand voor de Oesterdam wordt gewonnen uit diverse winplaatsen langs het Tholensche Gat aan de oostzijde en aan de westzijde van het sluiseland. Het zand kan worden gekarakteriseerd door een gemiddelde D50 van 180 μm met een standaardafwijking van 60 μm .

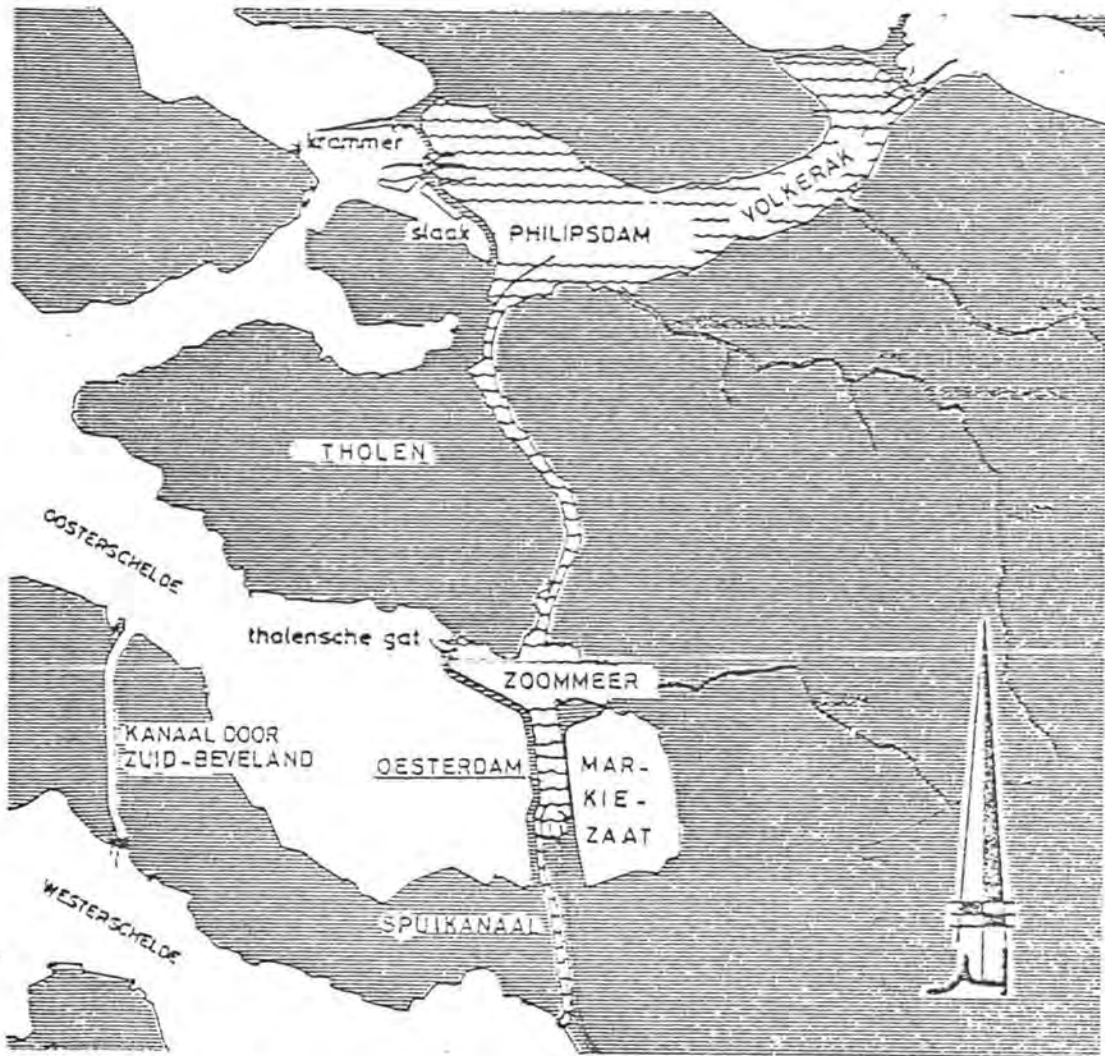
De benodigde bekledingsklei kan voor een groot gedeelte worden betrokken uit kleidepots die zijn aangelegd in het kader van de ontgraving van het Bathse Spuikanaal. De klei voor onder de betonblokken moet van elders worden aangevoerd.

De benodigde stortsteen wordt voor een deel uit de Markiezaatskade teruggewonnen.

Door de aanleg van een tijdelijke verbindingsdam tussen de Oesterdam en de westelijke havendam van het Kreekraksluizencomplex kan ten zuiden van deze dam de bestaande glooiing van koperslakblokken, grotendeels worden opgenomen en opnieuw gebruikt.

1 INLEIDING

In juni 1976 heeft de regering besloten dat de Oosterschelde zal worden afgesloten met een stormvloedkering en gecompartmenteerd zal worden volgens alternatief C3-Kanaal door Zuid-Beveland. Dit houdt in dat het oostelijk deel van de Oosterschelde (Zoommeer) en het Volkerak van het getijdegebied wordt afgescheiden door de aanleg van de Philipsdam en de Oesterdam.



figuur 1.1.1 Overzicht Compartimenteringswerken

Op grond van een analyse van diverse tracé's (lit. 1) is gekozen voor een zo oostelijk mogelijk tracé van de Oesterdam gekombineerd met een omkading van het Markiezaat. Voor de aansluiting op Tholen is gekozen voor een meer westelijke aansluiting.

In de dam is een sluis geprojecteerd aan de zuidzijde van het Thalensche Gat op de rand van de Speelmansplaten (lit. 2).

Over de dam zal een tweestrooksweg met een parallelweg c.q. fietspad worden aangelegd.

Het oostelijk deel van de Oosterschelde, waarin de Oesterdam aangelegd moet worden, bestaat uit platengebieden, welke ongeveer in west-oostrichting door stroomgeulen worden gescheiden, namelijk het Tholensche Gat, het Marollegat en de Mosselkreek. De Oesterdam bestaat uit damvakken over de platen en sluitgaten ter plaatse van de stroomgeulen Marollegat en Tholensche Gat (fig. 2.6.2).

De sluiting van de compartimenteringsdammen is reeds geruime tijd onderwerp van studie. De besluitvorming betreffende de toe te passen sluitingstechnieken heeft parallellopend met de ontwikkeling van het inzicht in de mogelijkheden, stapsgewijs plaatsgevonden.

In eerste instantie is uitgegaan van sluitingen bij het volle getij om zodoende niet afhankelijk te zijn van het gereedkomen van de stormvloedkering. In de nota "Sluitingsmiddelen" (lit. 3) is een aantal alternatieve sluitingstechnieken onderling vergeleken. Op grond hiervan is besloten om zowel bij het Tholensche Gat als bij het Krammer een geleidelijke verticale sluiting toe te passen met behulp van betonblokken. Deze methode was financieel aantrekkelijk, omdat hierbij gebruik zou kunnen worden gemaakt van een gedeelte van de hulpbrug bij de stormvloedkering. (lit. 4).

In tweede instantie is besloten (in 1980) om de sluitingen te laten plaatsvinden in de periode dat het getij op de Oosterschelde door de bouw van de stormvloedkering sterk wordt gereduceerd (lit. 5). Deze reductie wordt pas goed voelbaar tijdens het plaatsen van de dorpelbalken. Door de verlaging van de stroomsnelheden, veroorzaakt door de reductie van het getij en door de thans reeds gerealiseerde afsluiting van het Markiezaat is het mogelijk om in het Tholensche Gat eerst een drempel op te werpen van goedkope materialen zoals zand of mijnsteen en vervolgens daarop een geleidelijke verticale sluiting te realiseren. Besloten werd om deze sluiting uit te voeren met stortsteen met behulp van een varend bedrijf.

De sluiting van het Marollegat was hierbij geprojecteerd in de periode tussen de aanleg van de onderwaterdrempel en de steensluiting in het Tholensche Gat. Het Marollegat wordt gesloten met behulp van zand. Deze sluitingsmethode is mogelijk, doordat de stroomsnelheden relatief laag blijven.

De derde stap in de besluitvorming betrof alleen de Philipsdam. In 1982 werd besloten om het Krammer met behulp van zand te sluiten. Dit is alleen mogelijk als gebruik wordt gemaakt van de stormvloedkering om het getij zo te beïnvloeden, dat de stroomsnelheden in het sluitgat, vooral tijdens de kritieke fase van de sluiting, in voldoende mate kunnen worden beheerst (lit. 4 en 6). Ook deze stap in de besluitvorming betekende, evenals de voorgaande, een aanzienlijke verlaging van de kosten.

Medio 1983 heeft de Minister besloten om de sluiting van de Philipsdam te verschuiven van eind 1986 naar medio 1987 om zodoende

een verlichting van de jaarlijkse financiële lasten te bewerkstelligen.

Van belang is hierbij dat het sluitingstijdstip van de Oesterdam niet is gewijzigd. Door de reductie van het getij ten gevolge van de bouw van de stormvloedkering wordt vooral de kom van de Oosterschelde kwetsbaarder voor zoetwaterinvloeden in een periode van zware regenval en voor het zoetwaterbezwaar via de Kreekraksluizen. Door een tijdige aanleg van de Oesterdam wordt de kom van de oostzijde afgeschermd voor de genoemde invloeden en wordt bovendien het getijverschil vergroot.

Eind 1983 is een diepgaande studie gepleegd ten aanzien van de diverse mogelijkheden voor de sluitingen van de compartimenteringsdammen. Uit deze studie is het advies naar voren gekomen het Tholensche Gat te sluiten met zand, met gebruikmaking van de stormvloedkering. Dit advies is inmiddels overgenomen door de minister.

Bij het opstellen van het ontwerp van de Oesterdam is een aantal uitgangspunten gehanteerd. De belangrijkste hiervan zijn:

- tracékeuze;
- sluisontwerp;
- ontwerppeilen Oosterscheldezijde en Zoommeerzijde;
- ligging wegen;
- fasering en sluitingsmethode.

Deze uitgangspunten, welke globaal zijn aangegeven in hoofdstuk 2, resulteren in randvoorwaarden die voor het ontwerp van de Oesterdam van belang zijn.

Op grond van genoemde uitgangspunten en randvoorwaarden is het ontwerp van de Oesterdam vastgesteld.

De doelstelling van de voorliggende nota is het in hoofdlijnen vastleggen van het vigerend ontwerp, zodat bij het opstellen van ontwerpnota's voor de diverse damvakken van de Oesterdam gebruik kan worden gemaakt van deze gegevens.

In de deelnota's wordt dan hoofdzakelijk ingegaan op detailzaken en kan voor wat betreft de hoofdlijnen worden verwezen naar deze nota.

Gedurende de ontwerpperiode zijn uitgangspunten, en daarmee randvoorwaarden, op verschillende fronten bijgesteld. Voorzover dit noodzakelijk en in verband met de vorderingen in de uitvoering mogelijk was, is het ontwerp hierop aangepast.

Deze nota bevat de ontwikkeling van het ontwerp tot de peildatum oktober 1984. Begin 1985 is op grond van gewijzigde randvoorwaarden en gewijzigde inzichten met betrekking tot de kruinhoogtebepaling de dijktafelhoogte van de Oesterdam opnieuw vastgesteld. De resultaten zijn vastgelegd in notitie Z.BC 85-25.036, die als APPENDIX is toegevoegd aan onderhavige nota. Toekomstige wijzigingen in het ontwerp zullen worden vastgelegd in aanvullende ontwerp-notities.

De nota is samengesteld door ing. P.J. Eversdijk en H.A. Schelfhout van de afdeling Waterbouwkundig Ontwerp en Evaluatie, Bouwbureau Compartimenteringswerken van Rijkswaterstaat, directie Zeeland. Dankbaar gebruik is gemaakt van bijdragen van andere afdelingen van het Bouwbureau en de Hoofdafdeling Waterloopkunde van de Deltadienst.

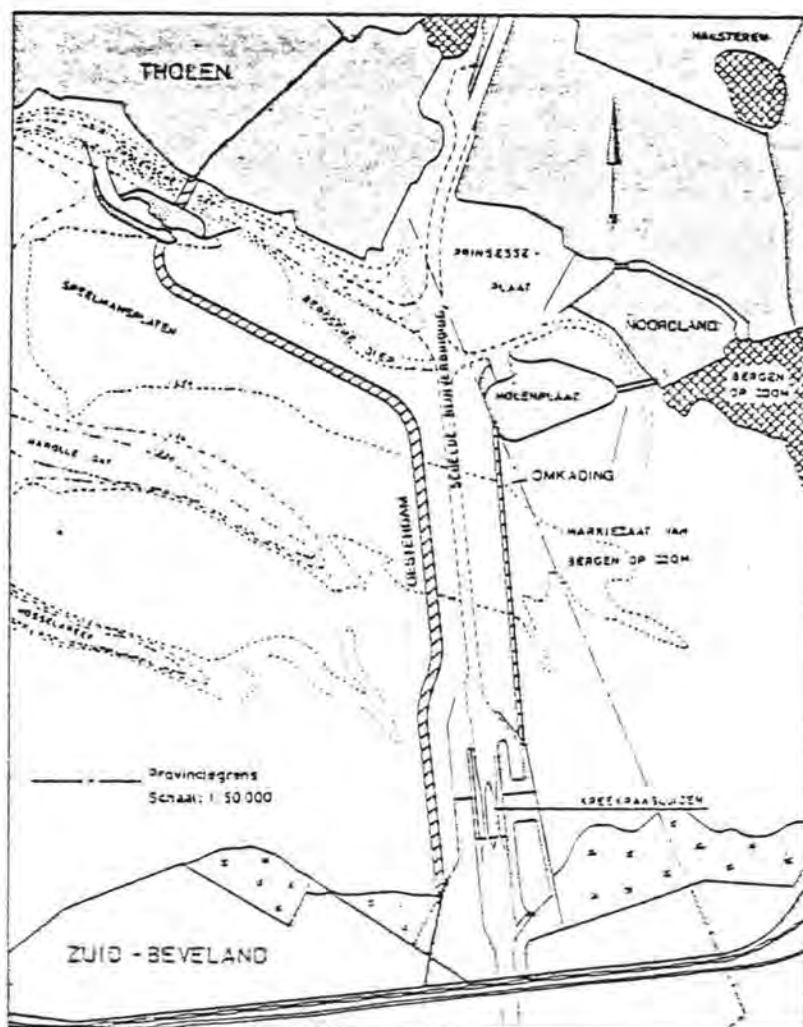
2 UITGANGSPUNTEN

2.1 Tracé

In lit. 1 is een vergelijking gemaakt tussen twee mogelijke tracé's van de Oesterdam, al dan niet gekombineerd met een omkading van het Markiezaat. Bovendien is in genoemde nota een vergelijking gemaakt tussen twee mogelijke aansluitingen van de Oesterdam op Tholen.

Op advies van de Raad van de Waterstaat (lit. 7) is uiteindelijk gekozen voor een zo oostelijk mogelijk tracé van de Oesterdam, gekombineerd met een omkading van het Markiezaat en een meer westelijke aansluiting op Tholen (circa 3 km westelijk van de Schelde-Rijnverbinding). Deze aansluiting maakt het mogelijk om met de weg een bestaande waterloop te volgen, waardoor een gunstige kavelscheiding mogelijk wordt.

De tracé's van de Oesterdam en de omkading van het Markiezaat zijn in hoofdlijnen vastgelegd in het Koninklijk Besluit nr. 32 van 12 januari 1979 (fig. 2.1.1).



figuur 2.1.1 Tracé Oesterdam en Omkading Markiezaat volgens het Koninklijk Besluit

Het middelste gedeelte van de dam, over de Speelmansplaten en door het Marollegat heeft als meest oostelijke begrenzing de Schelde-Rijnverbinding. De afstand tussen de dam en de Schelde-Rijnverbinding wordt bepaald door de zandsluiting van het Marollegat, waarbij moet worden voorkomen dat tijdens de sluiting aanzanding van de vaarweg optreedt (par. 4.1.2).

De aansluiting van de Oesterdam op Zuid-Beveland is zo oostelijk mogelijk geprojecteerd, met als doel een zo groot mogelijk deel van de ondiepe kom van de Oosterschelde onder getij-invloed te laten blijven. De oostelijke begrenzing van deze aansluiting wordt bepaald door de ruimte die tussen de havendam/hoogwaterkering van het Kreekraksluizencomplex en de Oesterdam benodigd is voor de aanleg van het Bathse Spuikanaal (par. 4.1.1).

De stralen van de bogen tussen de diverse rechtstanden worden vooral bepaald door de op de dam aan te leggen verkeersweg (par. 4.4.3).

2.2 Schutsluis

Bij het gekozen compartimenteringsmodel C3 wordt de hoofdscheepvaartroute tussen het te verbeteren Kanaal door Zuid-Beveland en het Volkerak door de Philipsdamsluizen en niet door de Bergsediepsluis geleid. Hiermee wordt bereikt dat de zoetwaterbelasting op de voor milieu en visserij belangrijke kom van de Oosterschelde zo klein mogelijk blijft, doordat de zoetwaterbelasting van de Philipsdamsluizen verder van deze kom af ligt en in het Keeten, Mastgat en Zijpe meer gemengd wordt.

Een schutsluis in de Oesterdam is vooral van belang om het gebied ten oosten van deze dam bereikbaar te houden voor schepen die een onbeperkte doorvaarthoogte behoeven en hiermee de potenties van de haven van Bergen op Zoom als zeehaven te handhaven.

In lit. 2 zijn de effecten ten gevolge van de zout/zoetuitwisseling en de kosten van diverse sluisstypen en sluisafmetingen nagegaan.

De minister heeft in eerste instantie het advies van de Raad van de Waterstaat, in de Oesterdam een liftsluis te bouwen met afmetingen van 10x90 m, met de mogelijkheid incidenteel te schutten met de afmetingen 14x95 à 100 m, overgenomen.

De afmetingen van het sluiseland aan de zuidzijde van het Tholensche Gat, zijn hierop gebaseerd. In lit. 8 wordt nader ingegaan op het ontwerp en de uitvoering van het sluiseland.

In maart 1981 zijn de voorbereidende werkzaamheden voor het maken van de liftsluis, welke toen in een vergevorderd stadium waren, gestaakt en is het principe van het sluisontwerp opnieuw ter discussie gesteld. Dit heeft geleid tot een nieuw ontwerp.

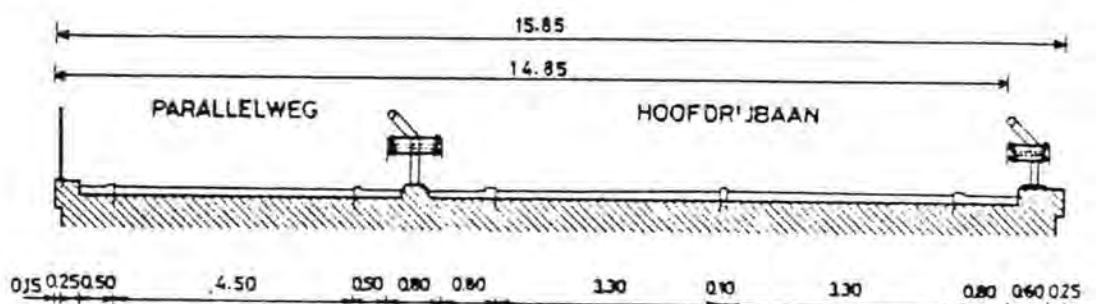
In juni 1983 heeft de minister, besloten in de Oesterdam een kleinere sluis te bouwen, met afmetingen van 6,5 x 34 m. Bij het vaststellen van de sluisafmetingen is rekening gehouden met de recreatievaart en de vaart met vissersschepen van en naar Bergen op Zoom en Tholen (lit. 55).

2.3 Overbrugging schutsluis

Bij de heroverweging van het sluisstype is tevens het brugtype ter discussie is gesteld. Om financiële en esthetische redenen is gekozen voor een basculebrug (lit. 55).

Met de keuze voor de bouw van een kleinere sluis werd de vereiste doorvaarthoogte van de brug kleiner zodat de hoogteligging van het wegtracé op het sluiseland op een lager niveau kon worden ontworpen dan de oorspronkelijk geplande NAP +7,00 m. Op het damvak Tholensche Gat is de hoofdrijbaan op de kruin gelegen. Gekezen is voor een oplossing waarbij de hoogte van de overbrugging gelijk wordt aan de kruinhoogte van dat damvak, welke zo laag mogelijk wordt (NAP + 5,80 m, bij een buitenbermbreedte van 11,00 m - par. 4.3.5). De brughoogte wordt hierdoor niet meer bepaald door de scheepvaartseisen, die een lagere doorvaarthoogte toestaan.

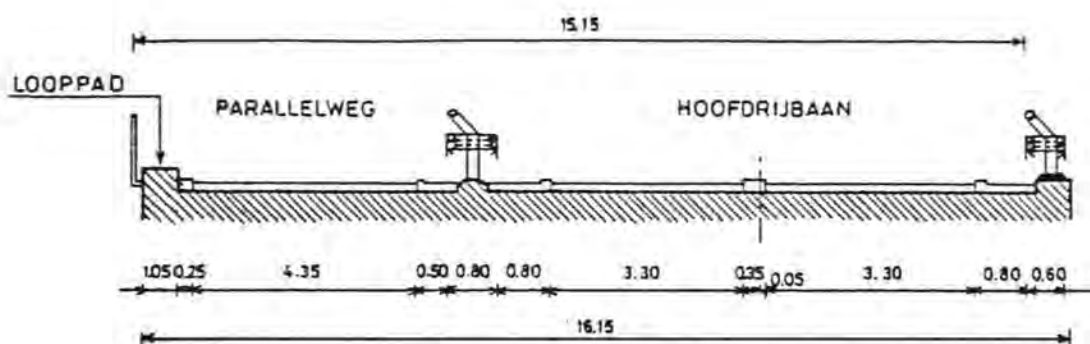
Bij het vaststellen van de breedte van de overbrugging van de liftsluis is uitgegaan van een breedte van de parallelweg van 4,50 m (par. 2.8). In overleg met de Provinciale Waterstaat in de provincie Zeeland is de effectieve breedte van de hoofdrijbaan vastgesteld op 6,70 m tussen de kantstrepen (par. 2.8). Een en ander heeft geleid tot een dwarsprofiel van de overbrugging zoals dit in figuur 2.3.1 is weergegeven.



figuur 2.3.1 Dwarsprofiel overbrugging liftsluis

Afspraken omtrent de kostenverdeling tussen het Rijk en de provincie Zeeland zijn opgenomen in een overeenkomst (par. 2.8).

Door de ontwerpgroep die het gewijzigd ontwerp voor de Bergsediepsluis heeft vastgesteld (par. 2.2) is, uit veiligheidsoverwegingen voor voetgangers die de brug willen passeren, de voorkeur uitgesproken voor een 1,05 m breed looppad op de brug. Door de breedte van de parallelweg terug te brengen tot 4,35 m binnen de kantstrepen en door de leuningen te verplaatsen naar de zijkant van de brug kan dit worden gerealiseerd zonder de brutobreedte van de brug te wijzigen. Overwegingen van grondmechanische aard hebben ertoe geleid dat de as van de kleine sluis 45 m in noordelijke richting is opgeschoven ten opzichte van de as van de liftsluis (fig. 4.1.6). Ten gevolge hiervan begint de uitloop van de linksafstrook voor de afslag naar het sluiseland iets ten zuiden van de overbrugging. Om dit te kunnen realiseren is de bruto bruggbreedte met 0,30 m vermeerderd. De Provinciale Waterstaat in Zeeland heeft zich met bovengenoemde aanpassingen akkoord verklaard in brief nr. 3507 d.d. 3 april 1984. Het aangepaste dwarsprofiel van de overbrugging is weergegeven in figuur 2.3.2.



figuur 2.3.2 Dwarsprofiel overbrugging "kleine" sluis

2.4 Ontwerppeil

2.4.1 Oosterscheldezijde

Ontwerpfilosofie

In de filosofie voor het vaststellen van de ontwerppeilen voor de compartimenteringsdammen en andere waterkerende elementen rond de Oosterschelde wordt ervan uitgegaan dat de stormvloedkering en de waterkeringen rond de Oosterschelde één samenhangend primair waterkeringssysteem is. Het systeem dient veiligheid te garanderen bij stormvloedstanden, die met een gemiddelde frekwentie van $2,5 \cdot 10^{-4}$ per jaar worden overschreden.

De ontwerppeilen worden bepaald door de waterstanden die in de toekomst op de Oosterschelde zullen voorkomen. Deze waterstanden hangen af van het beheer van de stormvloedkering. Om het beheer voor de toekomst zoveel mogelijk vrijheid te geven in de keuze van de maximale peilen op de Oosterschelde, is ondermeer overwogen de ontwerppeilen voor de nog te realiseren waterkerende elementen zodanig te kiezen dat ze qua veiligheid passen in de keten van bestaande dijken rond de Oosterschelde. Dit wordt evenwichtige veiligheid genoemd. Hier is van afgestapt mede omdat de bestaande waterkeringen die in het kader van de partiële dijkversterkingen zijn verbeterd als tijdelijke maatregel tot een "1/500-veiligheid", tezamen met de stormvloedkering een veel grotere veiligheid zouden bieden dan is vereist. Alleen de beheersvormen die leiden tot lagere ontwerppeilen zijn daarom beschouwd. Hiermee worden de nog te realiseren waterkerende elementen als "zwakke schakels" in de Oosterschelde-waterkering ingebouwd. Het betekent tevens dat bewust is gekozen voor een beperking van de toekomstige beheersvrijheid.

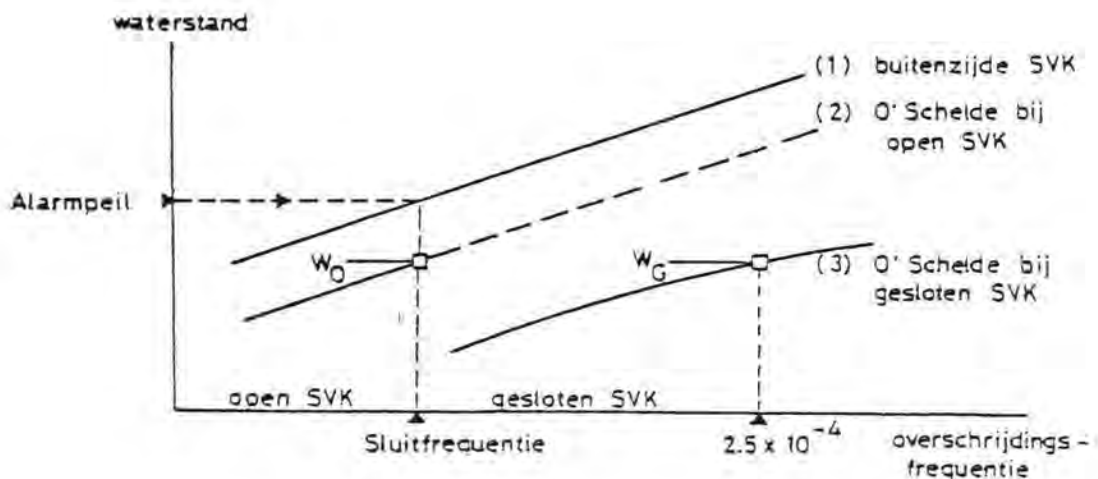
De ontwerppeilen moeten worden afgestemd op de waterstanden die in de situatie met een operationele stormvloedkering, met een gemiddelde frekwentie van $2,5 \cdot 10^{-4}$ per jaar op de Oosterschelde worden overschreden.

Hoge waterstanden kunnen voorkomen met een normaal funktionerende stormvloedkering of door weigerende schuiven, bezweken sekties, bezweken damaanzetten en falend beheer. De optredensansen van deze ongewenste gebeurtenissen zijn echter zo klein, dat de bijdrage in de totale faalkans verwaarloosbaar is, zodat een "normaal funktionerende stormvloedkering" bepalend is voor de maatgevende hoogwaterstanden die op de Oosterschelde optreden. Deze waterstanden hangen samen met het beheer van de stormvloedkering, waarbij het sluitpeil en het alarmpeil een belangrijke rol spelen:

- De voorspelde buitenwaterstand wordt getoetst aan het sluitpeil. Indien deze waterstand hoger is dan het sluitpeil zal de stormvloedkering worden gesloten. Hiervoor zijn verschillende scenario's mogelijk, waarbij over het algemeen gesloten wordt voordat de buitenwaterstand het sluitpeil bereikt;
- De optredende buitenwaterstand wordt getoetst aan het alarmpeil. Indien de stormvloedkering niet is gesloten en de optredende buitenwaterstand overschrijdt het alarmpeil dan wordt de stormvloedkering direkt gesloten. Dit is de sluitstrategie "sluiten op alarmpeil". Deze strategie leidt tot de hoogste binnenwaterstanden in gesloten toestand.

Alarmpeil stormvloedkering

Op grond van diverse argumenten is in 1979 gekozen voor een maximum alarmpeil van NAP +3,50 m (lit. 9). De maximale waterstanden op de Oosterschelde worden bepaald door de hoogte van het alarmpeil.



figuur 2.4.1 Invloed van alarmpeil op waterstanden Oosterschelde

Uit figuur 2.4.1 blijkt dat voor de ontwerppeilen twee waterstanden van belang zijn:

- de maximale waterstand bij open stormvloedkering (= W_0)
 - de stagnante waterstand die bij gesloten stormvloedkering optreedt bij de ontwerpfrekwentie 2.5×10^{-4} (= W_G).
- Bij een gegeven alarmpeil is de hoogste van beide waarden W_0 en W_G bepalend voor de maximale waterstand waarmee in het ontwerp moet worden gerekend.

2.4.2 Zoommeerzijde

Afhankelijk van het gebruiksdoel en de hiermee gemoeide belangen worden diverse eisen gesteld aan het toekomstige peil op het Zoommeer. Belangrijke aspecten uit lit. 49 zijn:

a. Scheepvaart.

Het peil dient te liggen tussen NAP - 1,00 m en NAP +0,50 m, exclusief op- en afwaaiing zoals is vastgelegd in het traktaat met België betreffende de aanleg van de Schelde-Rijnverbinding.

Na realisering van het Zoommeer en de uitvoering van de benodigde aanpassingswerken zullen de Brabantse rivieren in open verbinding met het Zoommeer staan. In deze situatie zal bij peilen beneden NAP, de bevaarbaarheid van de op het Zoommeer afwaterende Brabantse rivieren afnemen.

b. Land- en tuinbouw.

In verband met zoetwatervoorziening in de gebieden rond het Zoommeer tijdens droge perioden is een peil van NAP -0,50 m en hoger gewenst. Bovendien blijkt er een voorkeur te zijn voor verhoging van het peil in het voorjaar, dus de instelling van een zomer- en winterpeil. Dit kan leiden tot de volgende streefpeilen:

- NAP gedurende het hele jaar;
- NAP 's zomers (1 april tot 1 september) en NAP -0,25 m 's winters;
- NAP +0,25 m 's zomers en NAP 's winters.

c. Afvoer Brabantse rivieren.

Voor de afwatering van het gebied van de Brabantse rivieren die van oudsher onder natuurlijk verval lozen op het Volkerak, is een peil op het Zoommeer gewenst dat ligt rond NAP. De natuurlijke afwatering blijft dan mogelijk en wel op zodanige wijze dat in tijden van grote rivierafvoeren geen peilstijgingen op de rivieren optreden die een overstromingsgevaar kunnen inhouden. Uitgevoerde en ontworpen aanpassingsplannen zijn, uitgaande van vrije lozing van de rivieren, op een Zoommeerpeil van NAP gebaseerd.

Rekening is gehouden met een hoogstvoorkomende stand van NAP +50 m. In het begin van het groeiseizoen is een peil gewenst dat ongeveer een decimeter beneden NAP ligt met het oog op rietbermen (oeverbescherming) langs Mark en Dintel. Opgemerkt wordt dat in het advies van de Raad van de Waterstaat inzake de wijze van compartimentering staat vermeld dat "een nauwkeurige peilhandhaving op het Zoommeer op prijs wordt gesteld en wel zodanig, dat de natuurlijke afwatering van Noord-Brabant mogelijk blijft".

Uit een analyse van een aantal peilregelingen is de wenselijkheid gebleken van een vast streefpeil dat gelegen is tussen NAP -0,25 m en NAP +0,25 m. Het definitieve streefpeil zal worden vastgesteld aan de hand van nadere studies en/of praktijkervaringen, zodat voorlopig bij het ontwerp rekening moet worden gehouden met de genoemde onder- en bovengrens.

Deze peilen zijn exclusief windeffekten. Uit voorlopige berekeningen blijkt dat bij westenwind met een konstante windsnelheid van 20 m/s (overschrijdingsfrequentie 0,1% van de tijd) de opwaaiing bij de Volkerakdam circa 0,50 m bedraagt. Dit resulteert in een opwaaiing van circa 0,30 m aan de monding van de Mark en Dintel en nog minder aan de monding van de Roosendaalsche en Steenbergse Vliet.

Met betrekking tot de opwaaiing c.q. afwaaiing op de Schelde-Rijnverbinding bij noordenwind c.q. zuidenwind zijn geen gegevens bekend. Een indicatie hiervan kan worden verkregen met behulp van de algemene formule volgens Schalkwijk:

$$S = (\alpha \cdot V_w^2 \cdot l \cdot \cos \zeta) / h$$

waarin:

S = opwaaiing c.q. afwaaiing (m)

V_w = windsnelheid (m/s)

l = lengte van het bekken (m)

h = gemiddelde waterdiepte (m)

ζ = hoek, die windrichting maakt met de lengte-as van het bekken (°)

α = vormcoëfficiënt van het bekken (s²/m)

(globaal geldt: circa $0,4 \times 10^{-6}$ voor grote wateroppervlakten en circa $0,2 \times 10^{-6}$ voor kanalen).

Invulling van de parameters

l = 20.000 m, h = 7,50 m, $\zeta = 0^\circ$ en $\alpha = 0,2 \times 10^{-6}$ geeft

$$S = 5,3 \cdot 10^{-4} \cdot V_w^2$$

Uitgaande van een gemiddelde overschrijdingsfrequentie van 0,1% van de tijd geldt voor zowel wind uit het noorden als uit het zuiden een windsnelheid van 16 m/s, dus een opwaaiing c.q. afwaaiing van circa 0,15 m nabij de Kreekraksluizen.

Voor wat betreft het ontwerppeil kan dus voorlopig worden gerekend met een streefpeil van NAP +0,25 m, vermeerderd met 0,15 m opwaaiing en een streefpeil van NAP - 0,25 m, verminderd met 0,15 m afwaaiing.

2.5. Wegen

2.5.1. Inleiding

Voor de aanleg en het onderhoud van de Oesterdam zou kunnen worden volstaan met een werkweg c.q. onderhoudsweg. Het damprofiel wordt echter zo ruim ontworpen dat de aanleg van zowel een hoofdrijbaan als een parallelweg mogelijk is.

Uit verkeersprognoses, opgesteld in 1976, voor 1985, van de Provinciale Waterstaat in Zeeland (werkdag jaargemiddelde 3.500

mvt/etmaal en werkdaggemiddelde in de zomer 4.000 à 5.000 mvt/etmaal) blijkt dat kan worden volstaan met de aanleg van een tweestrooksweg.

Wel is het noodzakelijk voor de scheiding van verkeerssoorten in verband met de verkeersveiligheid een parallelweg c.q. fietspad te realiseren. De hoofdrijbaan dient daarom als autoweg (met ontwerpssnelheid van 100 km/u voor motorvoertuigen) te worden ontworpen. De belangrijkste functie van de weg is het creëren van een kortere verbinding tussen Tholen en overig Zeeland. De weg heeft geen functie te krijgen voor het doorgaande noord-zuid verkeer en kan daarom op Zuid-Beveland worden aangesloten op RW 258 en op Tholen op de belangrijkste oost-west verbinding, de provinciale secundaire weg nr. 6.

De weg is (als nr. 26) opgenomen in het secundair wegenplan 1978 van de provincie Zeeland.

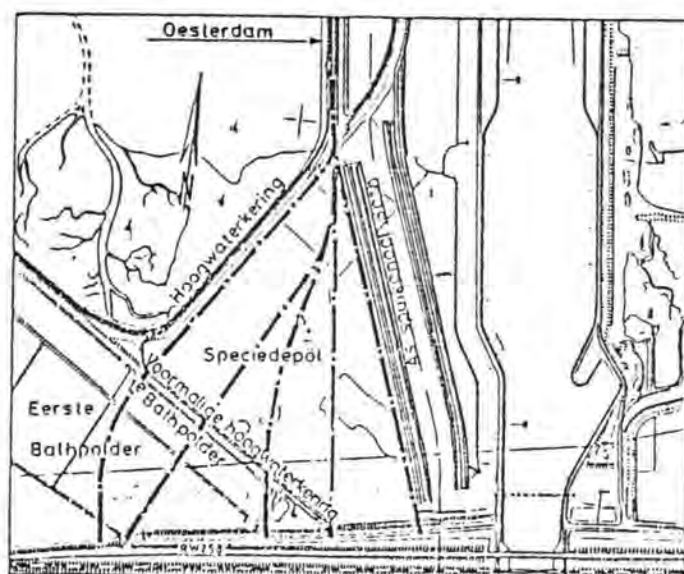
Omtrent de wederzijdse verplichtingen met betrekking tot de wegverbinding is tussen het Rijk en de provincie Zeeland een overeenkomst gesloten.

Op de inhoud van deze overeenkomst wordt nader ingegaan in paragraaf 2.8.

2.5.2 Aansluiting Zuid-Beveland

In het zuiden sluit de Oesterdam aan op de hoogwaterkering ten noorden van het in het kader van de Schelde-Rijnverbinding aangelegde speciedepot.

De vorm van de aansluiting wordt onder andere bepaald door het wegtracé tussen de Oesterdam en rijksweg 258, ter plaatse van genoemd speciedepot. Door de Provinciale Waterstaat in Zeeland zijn hiervoor diverse alternatieven opgesteld, variërend van een zo oostelijk mogelijk tracé langs het spuikanaal tot een zo westelijk mogelijk tracé, waarbij de weg zo lang mogelijk de hoogwaterkering volgt en via de Eerste Bathpolder aansluit op rijksweg 258 (fig. 2.5.1).



figuur 2.5.1 Alternatieven wegaansluiting Oesterdam - Rijksweg 258

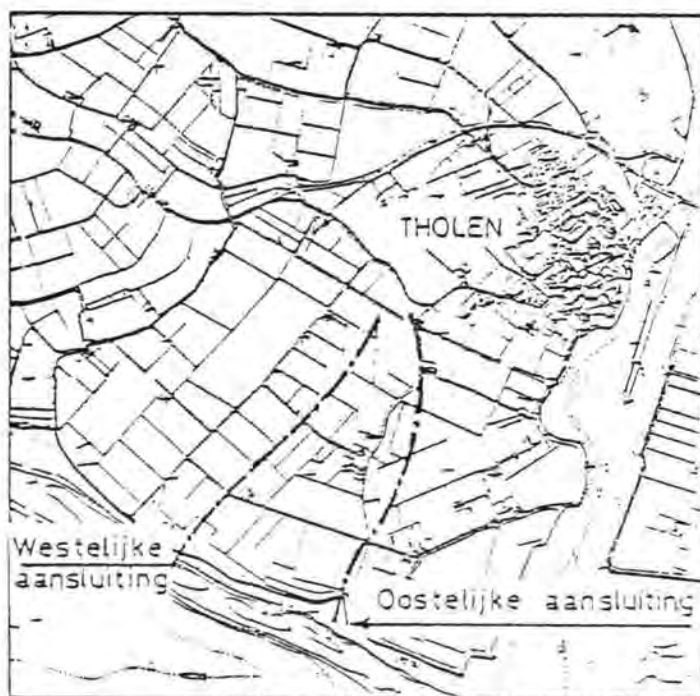
Uit landschappelijke overwegingen bestaat een duidelijke voorkeur voor de laatstgenoemde oplossing (lit. 10). In dat geval ligt het voor de hand de Oesterdam visueel te laten eindigen bij de voormalige hoogwaterkering van de Eerste Bathpolder. Dit kan worden bereikt door onder andere de hoofdrijbaan op hetzelfde niveau door te trekken als ter plaatse van damvak Zuid en de westelijke glooiing van de Oesterdam met een ruime bocht aan te sluiten op de bestaande hoogwaterkering.

De voorkeur van de Provinciale Waterstaat in Zeeland gaat uit naar een tracé dat zover mogelijk over het speciedepot loopt en dus zo weinig mogelijk landbouwgrond doorsnijdt. In dat geval is het logisch de Oesterdam visueel te laten eindigen tegen de hoogwaterkering. Dit kan worden bereikt door een scherpe aansluiting te maken.

Aangezien een beslissing omtrent het wegtracé niet op korte termijn was te verwachten is, inspelend op de voorkeur van de Provinciale Waterstaat, bij het ontwerp uitgegaan van de laatstgenoemde mogelijkheid.

2.5.3 Aansluiting op Tholen

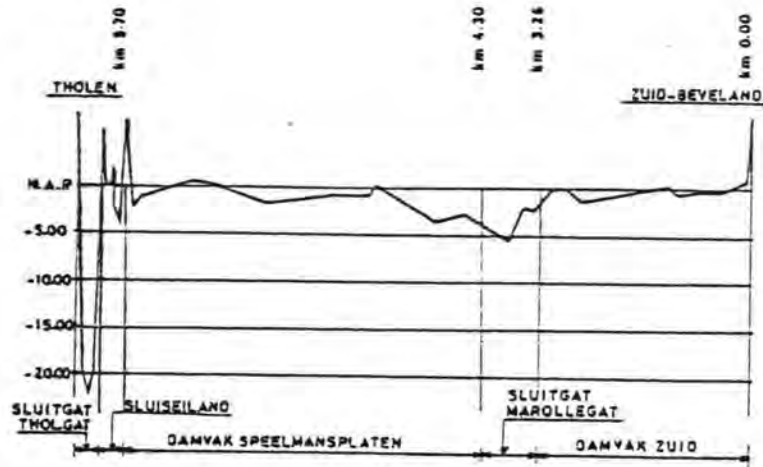
Door de Provinciale Waterstaat in Zeeland is een tracé-onderzoek uitgevoerd voor de wegaansluiting op Tholen. Met de keuze voor een westelijke aansluiting van de Oesterdam op Tholen is voorlopig gekozen voor een wegtracé dat de voorkeur heeft bij het Landbouwschap, het waterschap Tholen en de gemeente Tholen. Het tracé loopt over een groot gedeelte aan de westzijde langs een watergang, waardoor vrijwel geen percelen worden doorsneden en de ontsluiting hiervan niet wordt verstoord (fig. 2.5.2). Bij de Provinciale Waterstaat in Zeeland zijn echter nog andere wegtracé's in studie.



figuur 2.5.2 Weg aansluiting op Tholen

2.6 Fasering

De aanleg van de Oesterdam vindt gefaseerd plaats. Daarbij worden in eerste instantie de damvakken over de platen (gebieden) aangelegd, om pas daarna over te gaan tot het afsluiten van de resterende stroomgeulen (fig. 2.6.1 en 2.6.2).



figuur 2.6.1 Lengteprofiel maaiveld ter plaatse van het tracé van de Oesterdam.

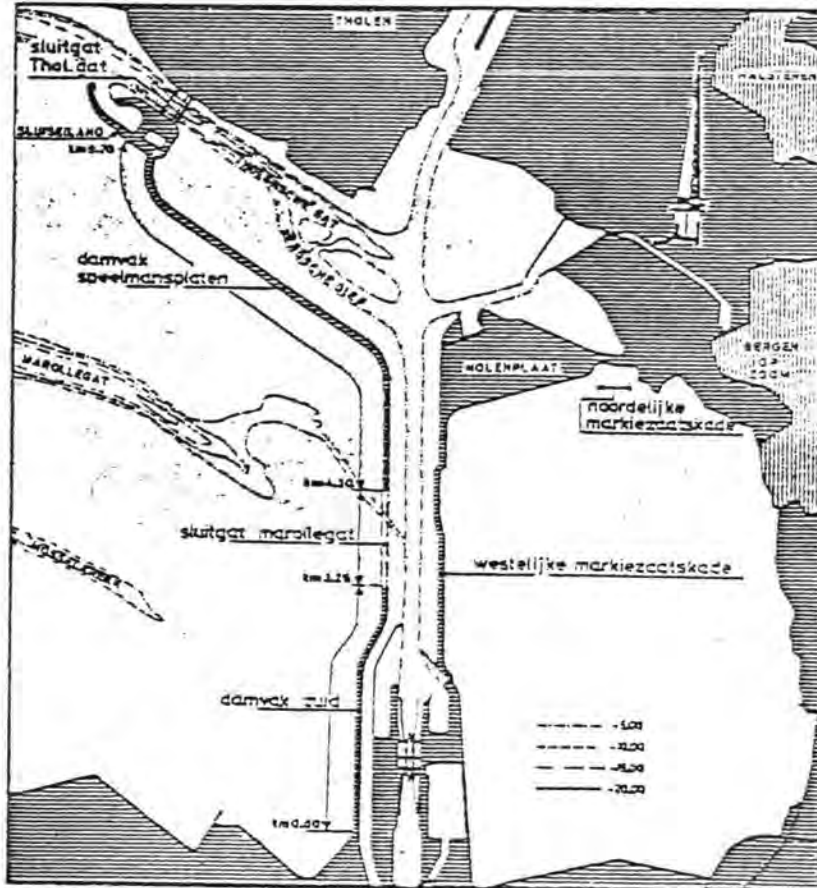


fig. 2.6.2 Algemeen overzicht Oesterdam.

Om de scheepvaart door het Tholensche Gat niet te blokkeren moet, voordat aan de afsluiting wordt begonnen de Bergsediepsuis gereed zijn. Dit betekent dat vroegtijdig een werkeiland, met bouwput moest worden aangelegd.

Uitgaande van de oorspronkelijke liftsluisplanning betekende dit dat de aanleg moest plaatsvinden vóór 1981. De uitvoering is gestart medio 1979 en voltooid in juni 1980 (lit. 8).

Ten behoeve van de aanleg van het werkeiland is gekozen voor een steunpunt nabij de werkhaven Molenplaat (lit. 12). Daartoe is in 1979 een dam aangelegd tussen de Molenplaat en Bergen op Zoom (noordelijke Markiezaatskade) en een wegverbinding tussen de werkhaven en Bergen op Zoom. De evaluatie van het ontwerp en de uitvoering hiervan zijn opgenomen in lit. 13.

Van de Oesterdam is in eerste instantie damvak Zuid in uitvoering genomen. Dit damvak is zodanig gesitueerd dat vernauwing van het doorstroomprofiel en toename van stroomsnelheden in het tracé van de Oesterdam onwaarschijnlijk is. De uitvoering heeft plaatsgevonden in 1980 en 1981. De evaluatie van het ontwerp en de uitvoering zijn opgenomen in lit. 14.

Deels parallel aan de uitvoering van damvak Zuid is de uitvoering van de westelijke Markiezaatskade ter hand genomen. Dit werk is gestart in 1981 en opgeleverd eind 1983. Door de voltooiing van de omkading van het Markiezaat is de komberging achter de Oesterdam aanmerkelijk afgenomen. Hierdoor zijn de stroomsnelheden in de bestaande stroomgeulen verminderd.

De aanleg van damvak Speelmansplaten vindt in twee gedeelten plaats. De uitvoering van deel I is gestart in de loop van 1984. Het ontwerp van dit damvak is opgenomen in lit 16. Aansluitend hierop zal het tweede gedeelte van het damvak Speelmansplaten ter hand worden genomen. In dit bestek zal tevens een grondverbetering worden uitgevoerd ter plaatse van het sluitgat Marollegat (lit. 17).

Op het oost-west gelegen gedeelte van damvak Speelmansplaten is de hoofdrijbaan geprojecteerd op een brede binnenberm (par. 4.4.2). Deze berm wordt pas afgewerkt na sluiting van de compartimenteringsdammen. Daardoor kan het niveau laag blijven, hetgeen diverse voordelen biedt.

De sluiting van het Marollegat, met zand, wordt gepland binnen het kader van de uitvoering van damvak Speelmansplaten II. Het ontwerp van deze sluiting is opgenomen in lit. 18.

De sluiting van het Tholensche Gat zou oorspronkelijk plaatsvinden in augustus/september 1986, vlak voor het gereedkomen van de stormvloedkering, met stortsteen (lit. 19). Inmiddels is besloten het Tholensche Gat met zand te sluiten nadat de stormvloedkering operationeel is (lit. 20). Op de besluitvorming omtrent de sluitgaten is nader ingegaan in hoofdstuk 1.

2.7 Principeplannen

Voor de op te stellen principeplannen worden diverse onderdelen onderscheiden:

- a. het noordelijk damgedeelte van de Oesterdam, bestaande uit het damvak Tholensche Gat. Een principeplan van dit damgedeelte moet nog worden opgesteld;

- b. het sluisseiland, dat tijdelijk dienst doet als werkeiland. Op het ingediende principeplan (lit. 21) is goedkeuring verleend bij brief nr. AL 86471, d.d. 21-12-1978;
- c. de schutsluis
 Hiervoor is in eerste instantie een principeplan ingediend voor de uitvoering van een liftsluis (lit. 22):
 Na de keuze voor een kleinere sluis is een nieuw principeplan ingediend (lit. 23), waarop goedkeuring is verleend bij brief nr. AL 21833, d.d. 17-5-1984;
- d. het zuidelijk gedeelte van de Oesterdam, bestaande uit de damvakken Speelmansplaten (I en II), Marollegat en Zuid.
 Het principeplan hiervoor is ingediend eind 1979 (lit. 24); de machtiging is verleend bij brief AL 25262, d.d. 1-5-1980;
- e. de omkading van het Markiezaat, bestaande uit een noordelijke en een westelijke kade.
 De machtiging op het principeplan (lit. 25) is verleend bij brief nr. AL 53906, d.d. 18-9-1980.

2.8 Overeenkomst Rijk/Provincie

Omtrent de wederzijdse verplichtingen met betrekking tot de overbrugging van de sluis en de wegverbinding op de Oesterdam is tussen het Rijk en de Provincie Zeeland een overeenkomst gesloten (lit. 11). Als uitgangspunt voor deze overeenkomst geldt dat het Rijk verantwoordelijk is voor de waterkerende functie en de scheepvaartfunctie van de uit te voeren werken, en de Provincie voor de verkeersfunctie.

In de overeenkomst is onder andere opgenomen dat het Rijk zich verbindt tot het doen maken van:

- de Oesterdam op een zodanige breedte, dat hierop een verkeersverbinding, bestaande uit een hoofdrijbaan met een verhardingsbreedte van 7,50 m en een parallelweg met een verhardingsbreedte van 4,50 m, kan worden aangelegd;
- een ophaalbrug over de schutsluis met een breedte tussen de buitenleuningen van 14,85 m onderverdeeld in een hoofdrijbaan met een effectieve breedte van 6,70 m (tussen de kantstrepen) en een parallelweg met een effectieve breedte van 4,50 m (tussen de kantstrepen);
- een werkweg, met een breedte van 3,50 m op het gedeelte ten zuiden van het sluisseiland en een breedte van 4,50 m op het overige gedeelte, van een zodanige constructie dat deze na aanleg van de hoofdrijbaan dienst kan doen als parallelweg.

De kosten van bovengenoemde voorzieningen komen voor rekening van het Rijk behoudens de hierna genoemde bedragen van de Provincie:

- de kosten van de damverbreding ten behoeve van de verkeersweg;
- de totale kosten van de uitvoering van de bovenbouw van de brug, inclusief bewegingswerken en overige uitrusting, exclusief elektra, zijnde het totale bedrag dat aan de aannemer moet worden betaald.

De Provincie verbindt zich tot het doen maken van:

- een hoofdrijbaan met een verhardingsbreedte van 7,50 m op de gehele dam (inclusief bewegwijzering, markeringen en overige wegmeubilering);

- een drietal aansluitingen van de parallelweg op de hoofdrijbaan, ten noorden van de schutsluis en ten noorden en ten zuiden van het damvak Marollegat op nader overeen te komen plaatsen;
- voorzieningen ter voorkoming van verblinding op de scheepvaartwegen ten gevolge van het verkeer op de Oesterdam.

Verder is in de overeenkomst nog opgenomen dat het beheer en onderhoud van de wegverbinding onmiddellijk na de voltooiing van de hoofdrijbaan bij de Provincie berusten. Daarbij wordt meegerekend een 3,00 m brede buitenberm naast de hoofdrijbaan, de berm tussen hoofdrijbaan en fietspad c.q. parallelweg en een 3,00 m brede buitenberm naast laatstgenoemde wegverharding.

Het beheer en onderhoud van de brug als kunstwerk en de bediening van het beweegbare gedeelte van de brug blijven bij het Rijk.

De kostenverdeling tussen het Rijk en de Provincie Zeeland zoals bovengenoemd, is gebaseerd op de bouw van een liftsluis en een ophaalbrug. Tengevolge van het gewijzigde sluisontwerp en de keuze voor een basculebrug (zie hoofdstuk 2.2) is de in de overeenkomst gehanteerde kostenverdeling niet meer juist. In overleg met de Provincie Zeeland is besloten deze te herzien en af te stemmen op het ontwerp van de kleine sluis.

2.9 Hydraulische modellen

Voor de bepaling van het verticale en horizontale getij in diverse fasen van de aanleg is zowel het fysisch overzichtsmodel van de Oosterschelde (model M1000) als het ééndimensionale mathematische model IMPLIC toegepast. Beide modellen hebben een operationele status en zijn in voldoende mate getoetst aan het prototype. Bij de tracé-vestiging, de situering van het sluiseiland en het bouwfasenonderzoek hiervan, en het bepalen van de ligging van de sluitgaten en de invloed hiervan op de stroomsnelheden is hoofdzakelijk gebruik gemaakt van onderzoek in M1000.

Het overgrote deel van de getijberekeningen ten behoeve van het ontwerp van de sluitingen is met IMPLIC uitgevoerd.

Op basis van een vergelijking met enkele prototypemetingen kan voor zowel IMPLIC als M1000 worden aangenomen dat de debieten met eenzelfde nauwkeurigheid kunnen worden vastgesteld als deze kunnen worden gemeten in werkelijkheid (circa 10%).

Zandverliezen voor de zandsluitingen zijn gemaakt met het model ZANDSOM. Van het gebruik van twee-dimensionale mathematische modellen is tot op heden afgezien, omdat deze voor operationeel gebruik nog onvoldoende zijn ontwikkeld.

Het ééndimensionale mathematische model IMPLIC berekent het getijverloop in een estuarium met een specifiek geulenstelsel. Het gebied wordt hierbij geschematiseerd tot een netwerk van geulsekties, onderling door knooppunten met elkaar verbonden.

Het fysisch schaalmodel M1000 omvat het gehele kombergingsgebied van de Oosterschelde.

Het model heeft een vertrokken schaal; de lengte- en hoogteschaal zijn respektievelijk 1:400 en 1:100. In dit verband moet rekening worden gehouden met een weinig betrouwbare weergave van drie-dimensionale stroombeelden.

Het model is wel geschikt voor de bepaling van getijrandvoorwaarden en om een globale indruk van tweedimensionale stroombeelden te verkrijgen.

De verschillen M1000-prototype zijn geanalyseerd voor de volgende stations: Razernijpolder, Kreekrak-noord en Lodijkse Gat. Uit een analyse van de metingen die na de meest recente bodemaanpassing zijn uitgevoerd, blijkt dat de verschillen voor hoogwater en laagwater 0,05 à 0,10 m bedragen. In de eb-tak is het faseverschil 5 à 10 minuten (later dan prototype) en in de vloed-tak kan het faseverschil oplopen tot 15 à 20 minuten (later dan prototype) (lit. 26).

De debieten in M1000 kunnen met dezelfde betrouwbaarheid (circa 10%) worden gemeten als die in het prototype.

3 RANDVOORWAARDEN

3.1 Geometrie

Het oostelijk deel van de Oosterschelde, waarin de Oesterdam wordt aangelegd, bestaat uit platengebieden, welke door drie stroomgeulen worden gescheiden (fig. 2.6.1 en 2.6.2).

De belangrijkste geul in het Oesterdamtracé is het Tholensche Gat, dat is gelegen net ten zuiden van Tholen. Deze geul heeft een belangrijke functie als scheepvaartweg voor zowel beroeps- als recreatievaart. Het Tholensche Gat reikt tot een diepte van ruim 20 m beneden NAP en wordt begrensd door steile oevers. Het Marollegat is ter plaatse van het tracé van de Oesterdam veel ondieper (maximaal NAP -4 à 5 m). Tussen het Tholensche Gat en het Marollegat liggen de Speelmansplaten die in het damtracé een hoogte bereiken die varieert tussen NAP en NAP -1 m. Ten zuiden van het Marollegat ligt nog de Mosselkreek. Deze geul bereikt nauwelijks de Oesterdam en heeft daarom slechts zijdelings betekenis. Ten zuiden van de Mosselkreek tot Zuid-Beveland ligt een platen/schorrengebied dat naar de oever oploopt tot NAP +2 m.

3.2 Hydraulische gegevens

3.2.1 Overschrijdingsfrequenties voor hoogwaterstanden

Voor het ontwerp van de compartimenteringsdammen dient men onder meer te beschikken over overschrijdingsfrequentielijnen voor hoogwaterstanden voor de situatie zonder stormvloedkering (T_0 -situatie), voor de situatie met gereedzijnde stormvloedkering en compartimenteringsdammen, en voor een aantal tussenliggende bouwstadia. In de situatie met gereedzijnde stormvloedkering wordt onderscheid gemaakt tussen de situatie met open kering en de situatie met gesloten kering.

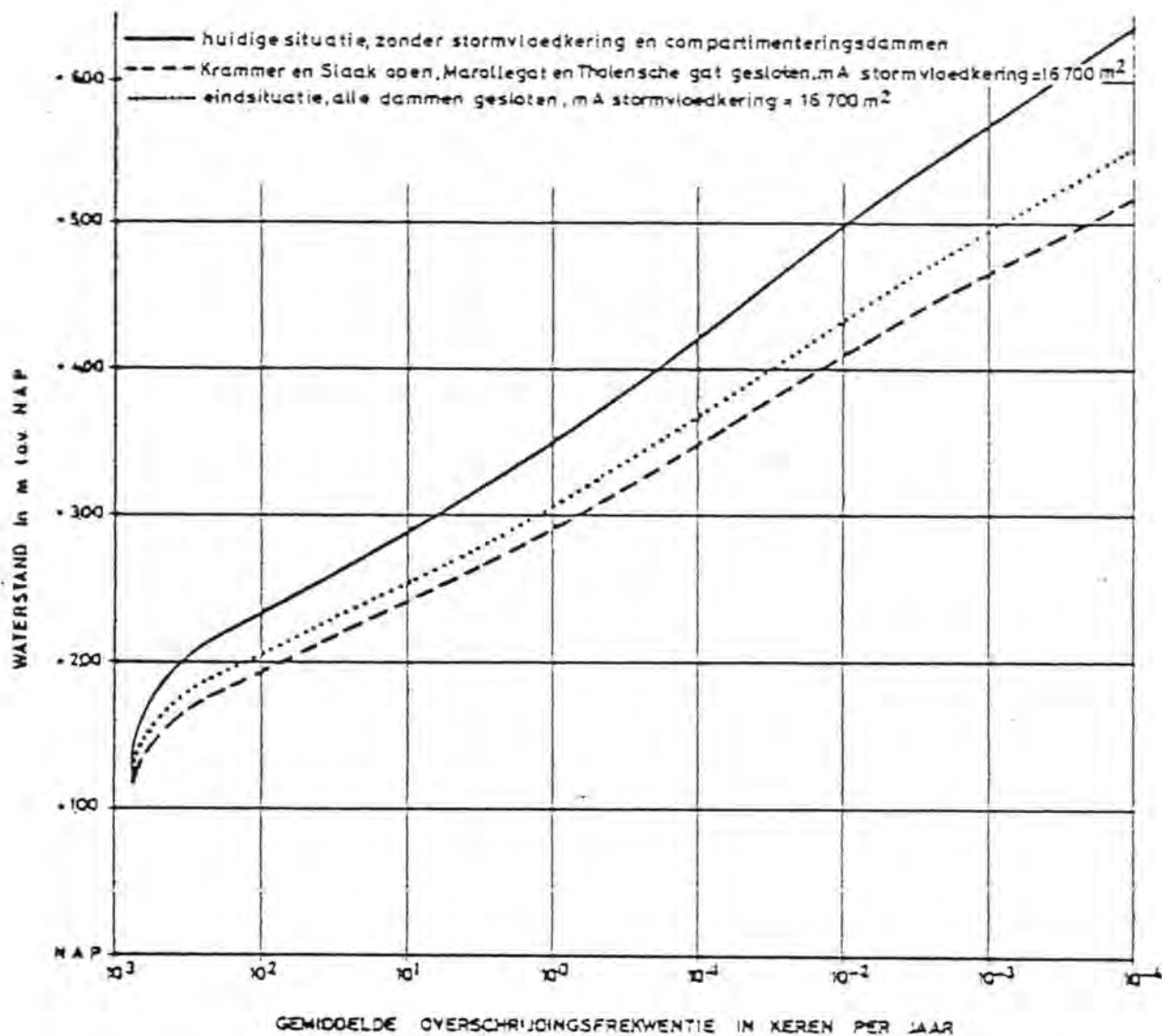
Situatie met open stormvloedkering

Voor 3 verschillende situaties is het verloop van de hoogwaterfrequentielijnen bepaald:

1. Huidige situatie zonder stormvloedkering en compartimenteringsdammen.
2. Krammer en Slaak open, Marollegat en Tholensche Gat gesloten; mA stormvloedkering = 16.700 m².
3. Alle compartimenteringsdammen gesloten; mA stormvloedkering = 16.700 m².

Uit recente berekeningen is gebleken dat fluktuaties in mA stormvloedkering vanwege onzekerheden in de afvoercoëfficiënt van de stormvloedkering geen noemenswaardige invloed hebben op de hoogwaterstanden.

In figuur 3.2.1 zijn de betreffende hoogwateroverschrijdingsfrequentielijnen gepresenteerd voor het Tholensche Gat. De frequentielijn voor het Marollegat ligt enigszins hoger dan die voor het Tholensche Gat; bij een frequentie van 10^{-2} keer per jaar is dit verschil ca. 0,10 m.



figuur 3.2.1 Overschrijdingsfrequenties van hoogwaterstanden in het Tholensche Gat

De gepresenteerde frekwentielijnen geven de verwachtingswaarde van de waterstand. De waterstand, die met een bepaalde frequentie overschreden wordt, kent een spreiding die bepaald wordt door de volgende invloedsfactoren:

1. spreiding in de frekwentielijne Burghsluis;
2. spreiding in de betrekkinglijnen tussen Burghsluis en diverse stations in de Oosterschelde;
3. spreiding ten gevolge van het gebruik van IMPLIC ten behoeve van de konstruktie van betrekkinglijnen;
4. spreiding in de betrekkinglijne per station tussen de huidige en de toekomstige situatie.
5. spreiding ten gevolge van de onnauwkeurigheid in de afvoercoëfficiënt stormvloedkering in de eindfase.

Genoemde invloedsfactoren zijn gekwantificeerd door de standaardafwijkingen te bepalen. Deze zijn weergegeven in tabel 3.2.1.

invloeds- faktor	standaardafwijking hoogwaterstanden per overschrijdingsfrequentie in keren/jaar						
	10 ²	10 ¹	1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	2,5x10 ⁻⁴
1	0,02	0,02	0,05	0,10	0,15	0,20	0,23
2	0,01	0,01	0,02	0,07	0,10	0,15	0,19
3	0,05	0,07	0,10	0,10	0,15	0,20	0,23
4	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,10	0,20
5	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06

tabel 3.2.1 Standaardafwijking in de hoogwaterstanden (in m) bij verschillende overschrijdingsfrequenties

Op grond van deze gegevens kan nu voor de huidige situatie en voor toekomstige situaties de totale standaardafwijking (σ_t) per frequentie worden bepaald (tabel 3.2.2). Er wordt van uitgegaan dat de invloedsfactoren onafhankelijk van elkaar zijn.

$$\text{situatie zonder stormvloedkering : } \sigma_t = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2}$$

$$\text{situatie met open stormvloedkering: } \sigma_t = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 + \sigma_4^2 + \sigma_5^2}$$

overschr. frequentie in keren/ jaar	σ_t -waarde HW-standen (m)	
	huidige situatie zonder SVK	toek. situatie met open SVK
10 ²	0,02	0,10
10	0,02	0,11
1	0,05	0,14
10 ⁻¹	0,12	0,18
10 ⁻²	0,18	n.v.t.
10 ⁻³	0,25	n.v.t.
2,5x10 ⁻⁴	0,30	n.v.t.

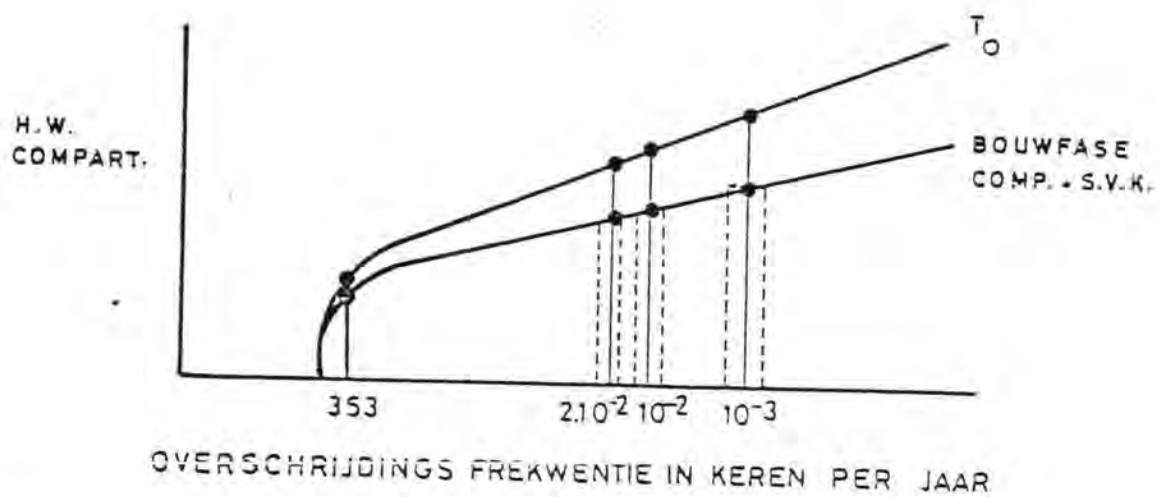
tabel 3.2.2 Resulterende standaardafwijking hoogwaterstanden (σ_t)

Voor de bepaling van de overschrijdingsfrequentielijnen van hoogwaterstanden voor bouwfasen van de compartimenteringsdammen en de stormvloedkering wordt uitgegaan van de beschikbare lijnen in de situatie zonder stormvloedkering en compartimenteringsdammen (T_0). Deze zijn door de directie Waterhuishouding en Waterbeweging afgeleid uit waarnemingen in de periode van 1971 tot 1980 en daarna door de Deltadienst aangevuld met IMPLIC-berekeningen voor de lage frequenties.

Voor bouwfasen van de compartimentering en/of stormvloedkering

zijn de nieuwe overschrijdingsfrequentielijnen verkregen door een aantal punten van de T_0 -lijn te nemen en vervolgens met IMPLIC uit te rekenen waar deze punten terecht komen in de betreffende bouwfase.

Hiervoor zijn 3 synthetische stormen gebruikt, die zijn afgeleid van de stormvloed van 3-4 januari 1976. De bij deze storm aanwezige windopzet is zodanig aangepast dat drie randvoorwaarden zijn verkregen met overschrijdingsfrequenties van $2 \cdot 10^{-2}$, 10^{-2} en 10^{-3} keer per jaar. Deze frequenties volgen uit de vergelijking van de met IMPLIC bepaalde hoogwaterstand voor de T_0 -situatie met de overschrijdingsfrequentielijn. Doordat de punten verspreid over de frequentie-as zijn gekozen is het mogelijk een schatting te maken van de overschrijdingsfrequentielijn voor een bouwfase.



figuur 3.2.2 Hoogwaterfrequentielijnen compartimenteringsdammen

Om in het gebogen stuk van de frequentielijn een punt te krijgen zijn ook berekeningen gemaakt voor gemiddelde getijomstandigheden (de helft van het aantal getijden per jaar; $f = 353$).

De overbrenging van de hoogwaterstanden bij de vier aangegeven frequenties leveren hoogwaterstanden in bouwfasen op die als verwachtingswaarde dezelfde frequenties hebben. Rond de verwachtingswaarden zal een toenemende spreiding rond de frequenties aanwezig zijn bij een oplopende hoogwaterstand.

De lijn getrokken door de vier verwachtingswaarden levert voor een bepaalde bouwfase een eerste schatting van de overschrijdingsfrequentielijn voor hoogwaterstanden op.

Situatie met gesloten stormvloedkering

Voor deze situatie zijn nog geen frequentielijnen beschikbaar. Op grond van de beschikbare informatie (begin 1984) moet uitgaande van sluiting van de stormvloedkering op een alarmpeil van NAP +3,50 m rekening worden gehouden met een optredende waterstand van NAP +3,90 m voor de Oesterdam. Punt van discussie is momenteel nog de konstruktie methode van de overschrijdingsfrequentie-

lijnen en het kwantificeren van de spreiding hierin. Voor de ontwerpfrekwentie wordt gedacht aan een totale spreiding in de orde van $\sigma = 0,50$ m, met dien verstande dat hogere c.q. lagere waarden niet moeten worden uitgesloten. In het kader van de werkgroep "Eindprofiel C-dammen" zullen de voor het ontwerp toe te passen definitieve overschrijdingsfrequentielijnen nader worden vastgesteld.

3.2.2 Overschrijdingsfrequenties voor laagwaterstanden

Overschrijdingsfrequenties van laagwaterstanden zijn voor het ontwerp van belang omdat extreme laagwaters in sommige bouwfasen maatgevend kunnen zijn voor de stabiliteit.

Voor de benodigde frequentielijnen is voor de Oesterdam uitgegaan van overschrijdingsfrequentielijnen van omringende waarnemingsstations.

De overschrijdingsfrequentielijnen zijn weergegeven in de figuren 3.2.3 en 3.2.4.

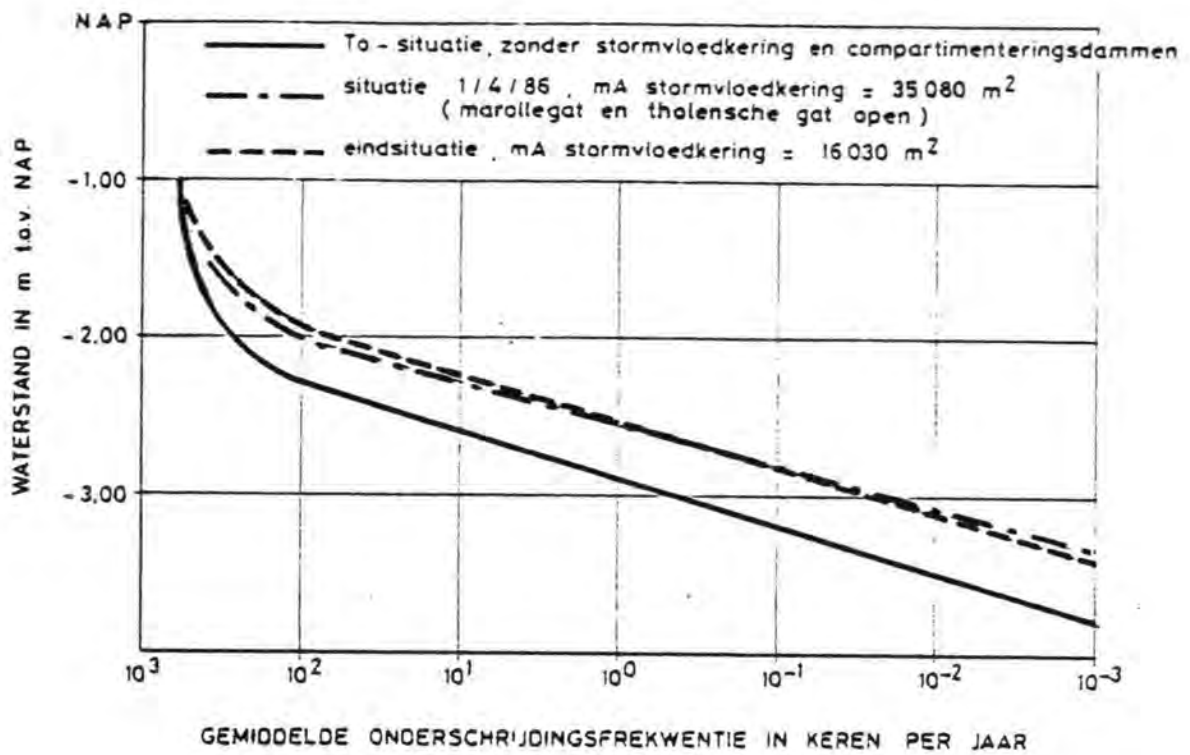
Bij toepassing van deze frequentielijnen moet rekening worden gehouden met een spreiding welke afhankelijk is van een aantal invloedsfactoren, namelijk:

1. Spreiding rond frequentielijnen van waarnemingsstations.
2. Spreiding ten gevolge van vertaling naar C-dammen met behulp van IMPLIC-resultaten.
3. Onnauwkeurigheid IMPLIC-berekeningen in To-situatie en bouwfasen C-dammen.
4. Spreiding rond betrekkinglijn laagwaterstanden To-situatie en bouwfase C-dammen.
5. Onzekerheid in de afvoercoëfficiënt van de stormvloedkering tijdens bouwfasen C-dammen.

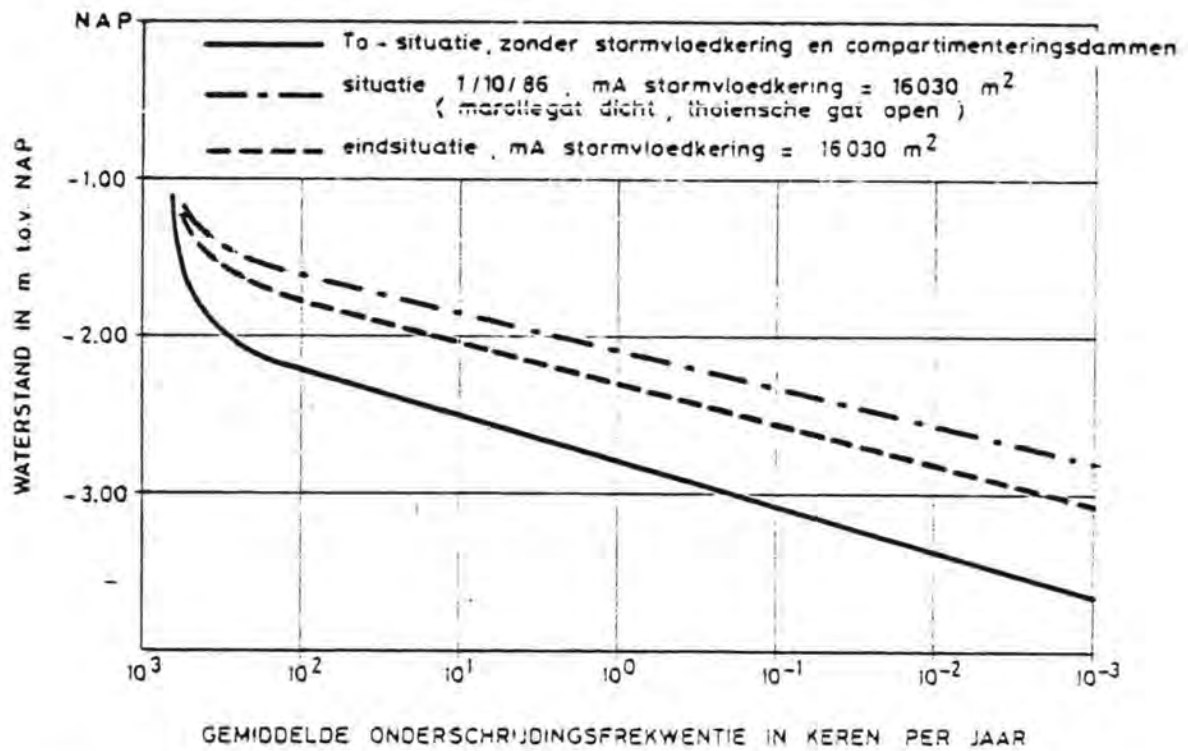
Deze invloedsfactoren zijn gekwantificeerd door het bepalen van de standaardafwijkingen, welke zijn weergegeven in tabel 3.2.3

invloeds- faktor	standaardafwijking laagwaterstanden per onder- schrijdingsfrequentie in keren/jaar				
	10 ¹	1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³
1	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20
2	0,05	0,05	0,07	0,10	0,12
3	0,05	0,07	0,10	0,12	0,15
4	0,05	0,05	0,07	0,10	0,15
5	0,04	0,05	0,05	0,05	0,06

tabel 3.2.3 Standaardafwijking in de laagwaterstanden (in m) bij verschillende overschrijdingsfrequenties



Figuur 3.2.3 Onderschrijdingsfrequentielijnen van laagwaterstanden voor Marollegat



Figuur 3.2.4 Onderschrijdingsfrequentielijnen van laagwaterstanden voor Tholensche Gat

Op grond van deze gegevens kan nu voor de huidige situatie, bouw- fase en eindsituatie de totale standaardafwijking (σ_t) per fre- kwenties worden bepaald (tabel 3.2.4). Bij onderlinge onafhanke- lijkheid der invloedsfactoren geldt dus:

$$\text{huidige situatie: } \sigma_t = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2}$$

(zonder stormvloedkering)

$$\text{bouwfasen en eindsituatie: } \sigma_t = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 + \sigma_4^2 + \sigma_5^2}$$

(met open stormvloedkering)

onderschr. frekwentie in keren/jaar	σ_t -waarde LW-standen (m)	
	huidige situatie zonder SVK	toekomstige situatie met open SVK
10 ¹	0,05	0,09
1	0,07	0,12
10 ⁻¹	0,12	0,18
10 ⁻²	0,18	0,24
10 ⁻³	0,23	0,32

tabel 3.2.4 Resulterende standaardafwijkingen laagwaterstanden (σ_t)

3.2.3 Ontwerppeil

Volgens berekeningen, welke zijn uitgevoerd in 1979 (lit. 9) zou in de situatie met een stormvloedstand juist beneden het maximum alarmpeil van NAP +3,50 m, waarbij de stormvloedkering nog net niet is gesloten, bij de Oesterdam een waterstand optreden van $W_0 = \text{NAP} + 3,85$ m. Hierbij was gerekend met een effectieve door- stroomopening van de stormvloedkering van 16.500 m².

Bij een steeds op alarmpeil gesloten stormvloedkering zou de wa- terstand bij de Oesterdam, met een overschrijdingsfrekwentie van $2,5 \cdot 10^{-4}$ per jaar (ontwerpnorm), oplopen tot $W_G = \text{NAP} + 4,00$ m. Hieruit blijkt dat deze laatste situatie maatgevend was zodat de ontwerpwaterstand voor de Oesterdam werd vastgesteld op NAP +4,80 m.

Op grond van de beschikbare gegevens begin 1984 moet ter plaatse van de Oesterdam voor de eindsituatie met open stormvloedkering rekening worden gehouden met een waterstand van NAP +3,90 m (overschrijdingsfrekwentie circa 6×10^{-2} keer per jaar) en voor de eindsituatie met gesloten stormvloedkering eveneens met een wa- terstand van NAP +3,90 m (overschrijdingsfrekwentie $2,5 \times 10^{-4}$ keer per jaar), zodat het ontwerppeil volgens deze gegevens NAP +3,90 m bedraagt.

Het peil van de in 1984 berekende ontwerpwaterstanden wijkt weliswaar zeer weinig af van het oorspronkelijk gehanteerde peil (0,10 m) doch hierbij moet worden aangetekend dat een spreiding in acht genomen moet worden in verband met onzekerheden (par. 3.2.1). Bij het peil van NAP +4,00 m was hiermee geen rekening gehouden.

Vooralsnog wordt een ontwerppeil gehanteerd van NAP +4,00 m. Voor de situatie met gesloten stormvloedkering zijn tevens stagnante peilen van belang. Momenteel zijn in Barcon-verband studies gaande met betrekking tot de maximaal toelaatbare stagnantieduren.

3.2.4 Gemiddelde hoog- en laagwaterstanden

Het gemiddelde hoogwater en het gemiddelde laagwater zijn voor het Marollegat en het Tholensche Gat voor enkele bouwstadia weergegeven in tabel 3.2.5. Op de genoemde waarden is een spreiding van toepassing van $\sigma = 0,10$ m.

Bouwstadium	Soort getij	gemiddeld hoogwater		gemiddeld laagwater	
		in m t.o.v. NAP			
		Th.Gat	Mar.Gat	Th.Gat	Mar.Gat
1. Marollegat en Tholensche Gat open	gemiddeld springtij		+2,30		-2,14
	gemiddeld getij		+2,04		-1,99
	gemiddeld doottij		+1,68		-1,63
2. Oesterdam gesloten Krammer open, mA SVK = 16.500 m ²	gemiddeld springtij	+1,64		-1,48	
	gemiddeld getij	+1,48		-1,44	
	gemiddeld doottij	+1,18		-1,15	
3. Eindsituatie, Oesterdam en Philipsdam gesloten, mA SVK = 16.500 m ²	gemiddeld springtij	+1,87	+1,91	-1,68	-1,74
	gemiddeld getij	+1,68	+1,73	-1,62	-1,66
	gemiddeld doottij	+1,32	+1,36	-1,22	-1,34

tabel 3.2.5 Waterstanden Oesterdam

3.2.5 Golfrandvoorwaarden

Aanpak op basis van gegevens 1979

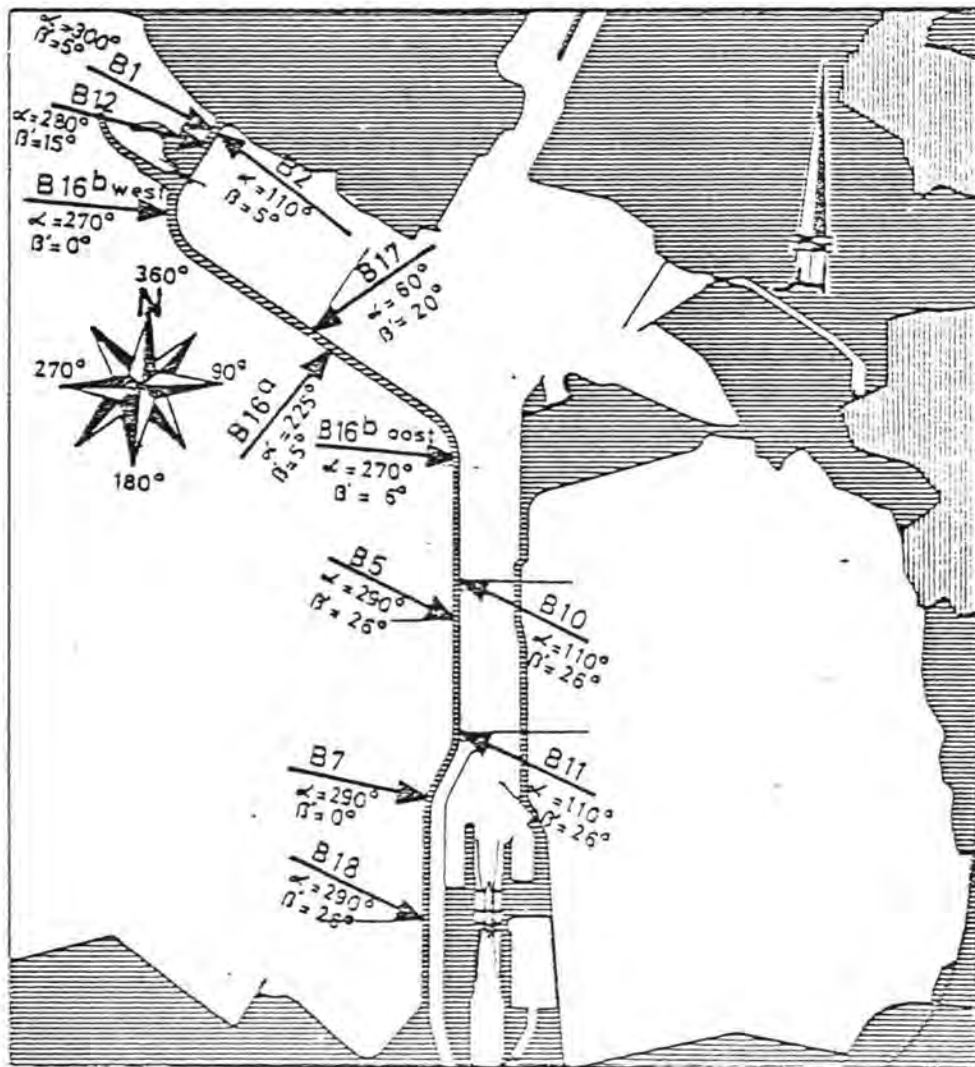
De golfrandvoorwaarden zijn ontleend aan lit. 28 en lit. 29. De gegevens hierin zijn bepaald met behulp van het computerprogramma HGENER, dat gebaseerd is op de golfgroei-berekeningsmethode van Bretschneider. Hiermee zijn op verschillende plaatsen in het tracé voor maatgevende combinaties van windrichting, de diepte van het voorland en strijklengte de significante golfhoogten bepaald als functie van de windsnelheid en de waterstand (fig. 3.2.5).

Voor de omgeving van de compartimenteringsdammen zijn de windsnelheden uit de windstatistiek van het voormalige lichtschip Goeree omgerekend en geëxtrapoleerd naar overschrijdingsfrequentielijnen van windsnelheid voor Philipsdam en Oesterdam. Wegens het ontbreken van een golfhoogte-golfperiode relatie voor het oostelijk deel van de Oosterschelde, is een empirische relatie toegepast, welke is afgeleid voor het Veerse Meer en waarmee de situatie van de omgeving van de Oesterdam vergelijkbaar is. Deze relatie luidt:

$$H_s = 0,1 (T_s)^2$$

waarin:

- T_s = gemiddelde golfperiode van de significante golf
- H_s = significante golfhoogte; hiervoor wordt toegepast de gemiddelde golfhoogte van het 1/3 hoogste deel van de golven.



α = windrichting ten opzichte van windsektor

β = windrichting ten opzichte van normaal op de dijk

figuur 3.2.5 Overzicht maatgevende windrichtingen

Voor bouwphase-omstandigheden is gekozen voor een ontwerp-frekwen-tie van 10^{-2} per jaar met een bijbehorende verwachtingswaarde van de waterstand van ongeveer NAP +5,00 m aan de Oosterscheldezijde. Bij deze frekwentie moet rekening worden gehouden met een wa-terstand van NAP +2,50 m aan de Zoommeerzijde.

Voor het ontwerp van het eindprofiel is uitgegaan van een over-schrijdingsfrequentie van $2,5 \cdot 10^{-4}$ per jaar met een bijbehorende waterstand van ongeveer NAP +4,00 m aan de Oosterscheldezijde en NAP aan de Zoommeerzijde.

Resultaten

In tabel 3.2.6 zijn de golfrandvoorwaarden voor diverse plaatsen van de Oesterdam voor de ontwerp-frekwentie van $2,5 \cdot 10^{-4}$ weergege-ven, zoals deze zijn gepresenteerd in lit. 29.

damvak	H_S in m	T_S in sec.	β in ° ($=\beta^1-10^\circ$)
Tholensche Gat (B1)	1,9	4,4	0
Speelmansplaten (B16a)	1,6	4,0	0
Marollegat (B5)	1,8	4,2	16
Mosselkreek (B7)	1,6	4,0	0
Zuid (B18)	1,3	3,6	16

tabel 3.2.6 Golfrandvoorwaarden Oesterdam voor de ontwerp-frekwen-tie $2,5 \cdot 10^{-4}$

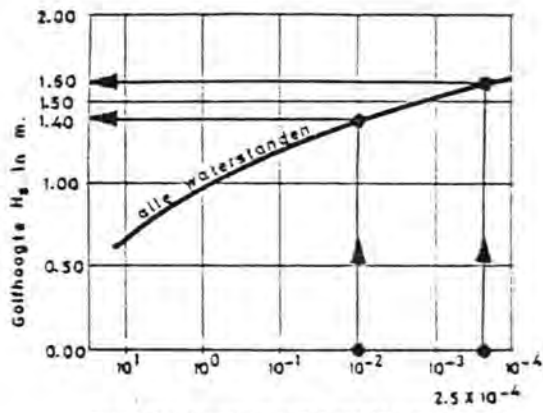
Evaluatie

Begin 1984 zijn de golfrandvoorwaarden getoetst aan de hand van gegevens uit lit. 28. Uit de resultaten, welke zijn weergegeven in de figuren 3.2.6 en 3.2.7 en tabel 3.2.7, blijkt dat er kleine verschillen zijn (orde 5 à 10 cm) ten opzichte van de in tabel 3.2.6 gepresenteerde waarden, hetgeen een gevolg is van verschil-len in aflezing van windsnelheden en afronding van berekende golfhoogten.

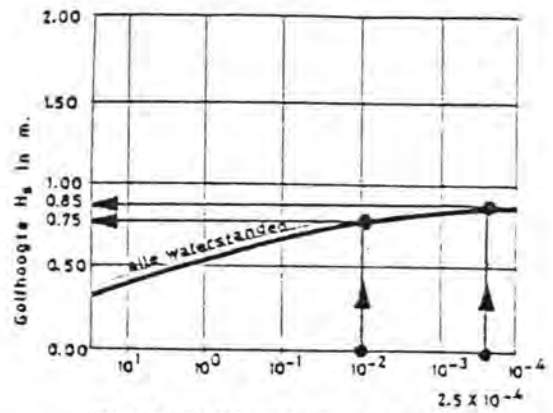
De kruinhoogte-berekeningen zijn vooralsnog gebaseerd op de gege-vens uit tabel 3.2.6.

Bij toepassing van de gepresenteerde golfhoogten moet rekening worden gehouden met de onnauwkeurigheid van de uitgangspunten. De onnauwkeurigheid van de windsnelheid resulteert volgens lit. 30 in een spreiding vertaald naar waarden van H_S van $\sigma = 0,15$ m. In lit. 31 is op basis van beschikbaar waarnemingsmateriaal de nauwkeurigheid van de golfrandvoorwaarden onderzocht. Het waarne-mingsmateriaal betrof geregistreerde golfhoogten tot circa 1,0 m. De uit het onderzoek resulterende onnauwkeurigheid bedraagt $\sigma = 0,15$ à $0,20$ m.

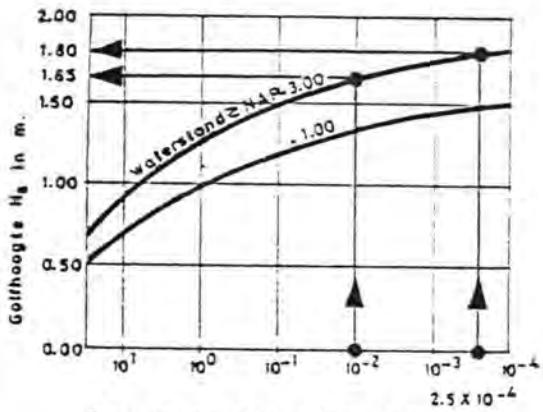
De totale spreiding rond H_S , waarmee rekening wordt gehouden, be-draagt $\sigma = 0,25$ m.



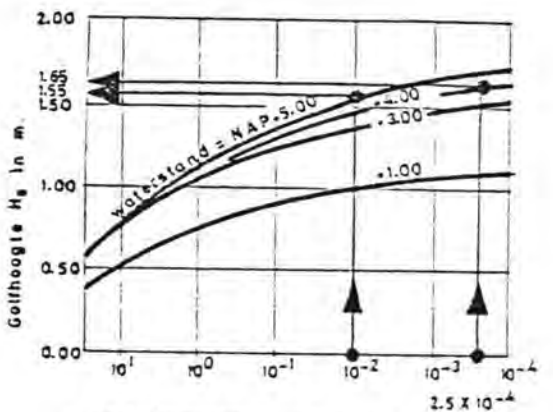
Overschrijdingsfrequentie van de windsnelheid in aantal periodes van 3uur per jaar windrichting B_1



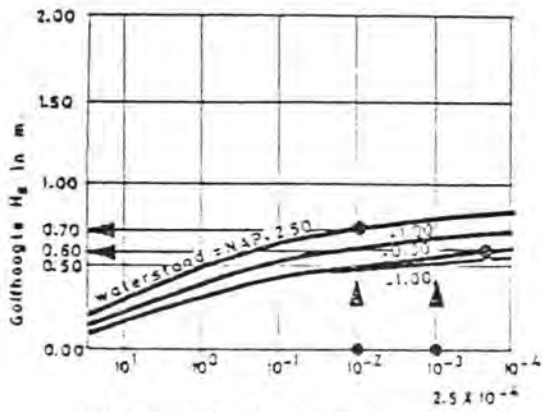
Overschrijdingsfrequentie van de windsnelheid in aantal periodes van 3uur per jaar windrichting B_2



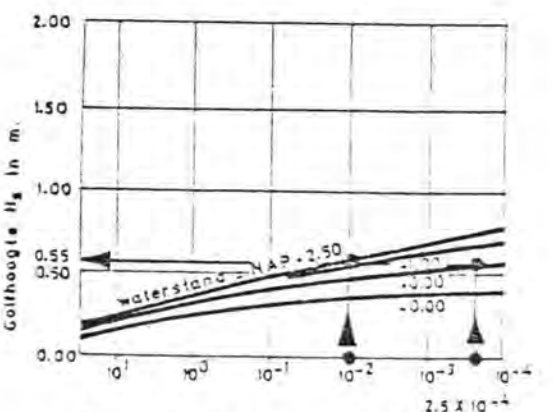
Overschrijdingsfrequentie van de windsnelheid in aantal periodes van 3uur per jaar windrichting B_5



Overschrijdingsfrequentie van de windsnelheid in aantal periodes van 3uur per jaar windrichting B_7

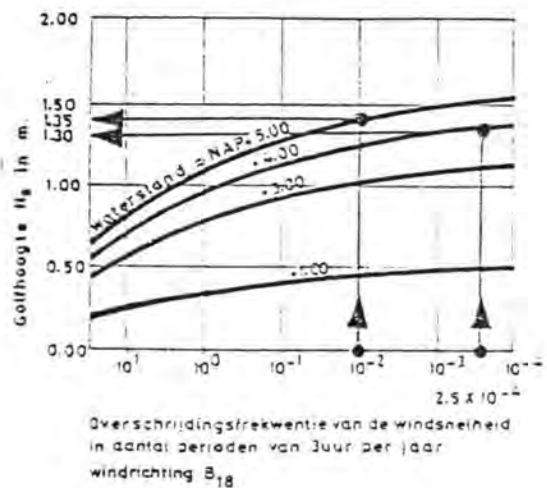
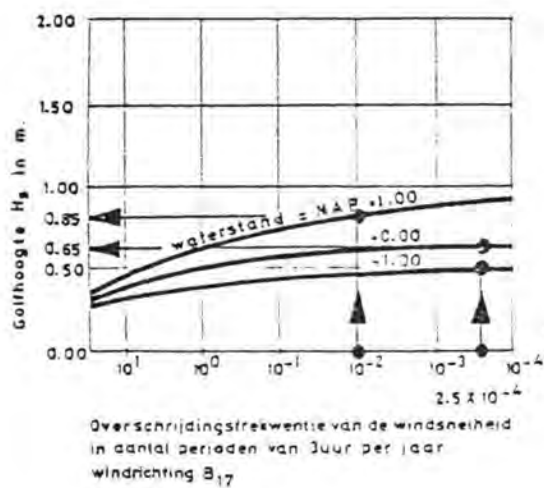
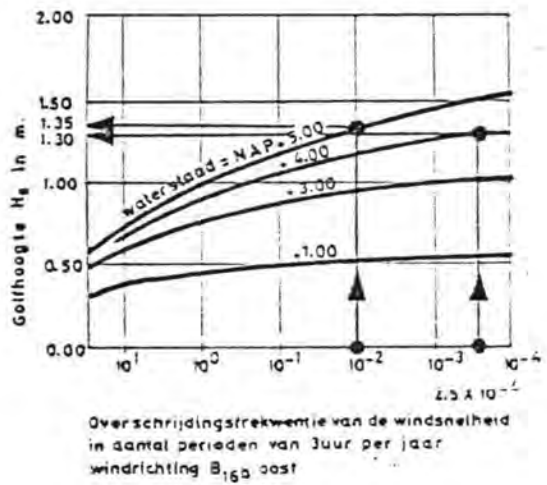
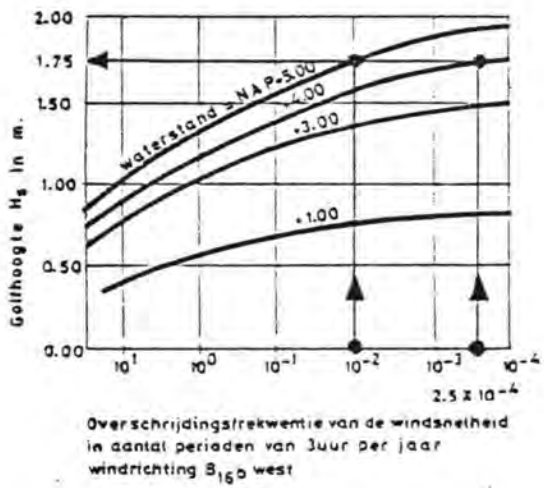
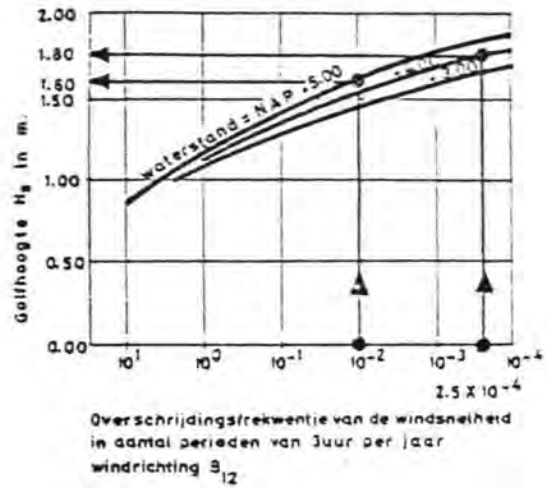
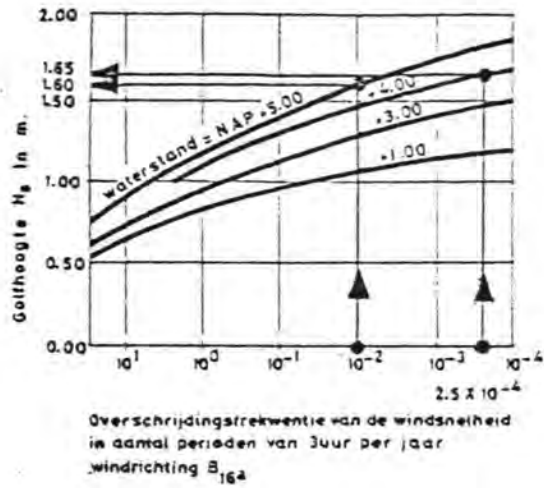


Overschrijdingsfrequentie van de windsnelheid in aantal periodes van 3uur per jaar windrichting B_{10}



Overschrijdingsfrequentie van de windsnelheid in aantal periodes van 3uur per jaar windrichting B_{11}

figuur 3.2.6 Signifikante golffoogte bij diverse windrichtingen



figuur 3.2.7 Signifikante golfoogte bij diverse windrichtingen

damvak	profiel	windrichting			parameters tijd. situatie			parameters eindsituatie		
		α	β^1	β	V_w	H_S	\hat{T}	V_w	H_S	\hat{T}
Zuid	B18	290°	26°	16°	30,5	1,4	4,5	35	1,3	4,3
Mossel- kreek	B7	290°	0°	0°	30,5	1,6	4,8	35	1,7	4,9
	B11	110°	0°	0°	20	0,6	2,9	22,5	0,6	2,9
Marolle gat	B5	290°	26°	16°	30,5	1,7	4,9	35	1,8	5,1
	B10	110°	26°	16°	20	0,7	3,2	22,5	0,6	2,9
	B11	110°	26°	16°	20	0,6	2,9	22,5	0,6	2,9
Speelm. pl. II	B16b-oost	270°	6°	0°	28,5	1,4	4,5	32,5	1,3	4,3
	B5	290°	26°	16°	30,5	1,7	4,9	35	1,8	5,1
	B10	110°	26°	16°	20	0,7	3,2	22,5	0,6	2,9
Speelm. pl. I	B16a	225°	5°	0°	26,5	1,7	4,9	30	1,7	4,9
	B16b-oost	270°	6°	0°	28,5	1,4	4,5	32,5	1,3	4,3
	B16b-west	270°	0°	0°	28,5	1,8	5,1	32,5	1,8	5,1
	B17	60°	20°	10°	22	0,9	3,6	24	0,7	3,2
Th.Gat	B1	300°	5°	0°	30,5	1,4	4,5	35	1,6	4,8
	B12	280°	15°	5°	28,5	1,6	4,8	32,5	1,8	5,1
	B2	110°	5°	0°	20	0,8	3,4	22,5	0,9	3,6

V_w = gemiddelde windsnelheid (m/s) welke in de tijdelijke situatie 10^{-2} keer en in de eindsituatie $2,5 \times 10^{-4}$ keer wordt overschreden. (Hierbij is 1 keer gelijkgesteld aan 3 uur).

H_S = significante golfhoogte (m)

\hat{T} = topperiode van de golven ($=1,2 \cdot T_S = 1,2 \cdot \sqrt{10 H_S}$)

Tabel 3.2.7 Golfrandvoorwaarden Oesterdam

Aktualisatie

Akties met betrekking tot het verifiëren en bijstellen van de golfrandvoorwaarden zijn momenteel gaande, waarbij tevens toetsing met golfregistraties plaatsvindt. Op grond hiervan zijn wellicht wijzigingen te verwachten in de maatgevende golfrandvoorwaarden, zodat actualisatie hiervan nodig zal zijn.

Scheepsgolven

Aan de oostzijde van de dam moet op het gedeelte dat is gelegen langs de Schelde-Rijnverbinding, behalve met windgolven rekening langs de Schelde-Rijnverbinding, behalve met windgolven rekening worden gehouden met scheepsgolven.

Een varend schip ontwikkelt een potentiaal stroming rondom het schip vanwege de verplaatsing van een hoeveelheid water van voor

de boeg in achterwaartse richting. Deze waterbeweging, welke ook wel retourstroom wordt genoemd gaat gepaard met een daling van de waterspiegel en de opwekking van een primair golfsysteem, dat zich voortplant met een snelheid, die gelijk is aan de scheepssnelheid. De lengte van deze primaire golf is ongeveer gelijk aan de scheepslengte.

Op water met beperkte breedte en diepte heeft het retourstroombeeld een min of meer tweedimensionaal karakter. De retourstroom en spiegeldaling kunnen in dit geval voor in de as varende schepen globaal worden bepaald met de methode "Schijf", welke is gebaseerd op de wetten voor behoud van massa en energie en de continuïteitsvoorwaarde. Hierbij wordt tevens de retourstroom en de spiegeldaling afhankelijk gesteld van de scheepssnelheid. Maximale waarden worden bereikt als de af te voeren hoeveelheid water langs het schip maximaal is.

De scheepssnelheid waarbij dit gebeurt wordt grenssnelheid van een schip in een kanaal genoemd.

Als maatgevend scheepstype wordt, konform lit. 50 uitgegaan van een duweenheid met 2x2 Europa-II bakken met een grootspantoppervlak $A_m = 75,4 \text{ m}^2$. Bij een natte kanaaldoorsnede $F = 2100 \text{ m}^2$ en een waterspiegelbreedte $B = 540 \text{ m}$ worden uit het diagram vaarsnelheid volgens Schijf ($\alpha = 1$). Uitgaande van een scheepssnelheid V_s van 0,8 à 0,9 V_{gr} (V_{gr} = grenssnelheid) worden de volgende waarden gevonden:

- scheepssnelheid $V_s = 1,3$ à $2,2 \text{ m/s}$
- snelheid retourstroom $u = 1,1$ à $1,6 \text{ m/s}$
- spiegeldaling $z = 0,14$ à $0,21 \text{ m}$

Volgens aannamen door Krey kan de golfhoogte ter plaatse van de oever ongeveer worden gelijk gesteld aan de spiegeldaling. Gezien het globale karakter van de berekeningen kan voor de stabiliteit van de taluds worden gerekend met een golfhoogte $H = 0,20 \text{ m}$ met een (geschatte) standaardafwijking $\sigma = 0,10 \text{ m}$.

Deze golf zal door de aanwezigheid van een kreukelberm nog worden gereduceerd.

3.3 Grondmechanische gegevens

3.3.1 Rapporten

De informatie in het geologische rapport van de Rijks Geologische Dienst (RGD) (lit. 56) en het grondmechanische rapport van het Laboratorium voor Grondmechanica (LGM) (lit. 57) is gebruikt ten behoeve van het samenstellen van het eind 1977 verschenen rapport waarin de alternatieve tracé's van de Oesterdam worden besproken (lit. 1). In het rapport van de RGD zijn voor de mogelijke tracé's van de Oesterdam geologische profielen gepresenteerd. In het LGM-rapport worden conclusies getrokken ten aanzien van de stabiliteit en de zettingen van een tweetal mogelijke tracé's van de Oesterdam.

In het voorjaar van 1979 is een rapport van de RGD verschenen in verband met een onderzoek naar de mogelijkheden van zandwinning (lit. 58).

Na de keuze van het tracé zijn een aantal aanvullende boringen en sonderingen in de as van het tracé uitgevoerd. De resultaten van dit onderzoek zijn in de vorm van een geologische beschrijving en een geologisch profiel over de as in een geologisch rapport van de RGD (lit. 59) gepresenteerd.

Naar aanleiding van de instabiliteiten opgetreden bij de aanleg van de Westelijke Markiezaatskade is voor deze dam achteraf een aanvullend geologisch onderzoek uitgevoerd op basis van de beschikbare sonderingen en boringen (lit. 60). Een van de belangrijkste konklusies was dat voor het vervaardigen van een goed geologisch profiel van de Oesterdam de afstand tussen de op dat moment reeds verrichte boringen en sonderingen in de as van het tracé te groot was. Dit in verband met de aanwezigheid van een zogenaamd dekzandlandschap. Aangezien over het gedeelte van de Oesterdam evenwijdig met de as van het Schelde-Rijnverbinding een dergelijke grondlagenopbouw verwacht werd, zijn vooral voor dit gedeelte van de dam aanvullende boringen uitgevoerd in zowel de as als evenwijdig met de as. Aan de hand van deze boringen en het eerder uitgevoerde onderzoek is voor het tracégedeelte tussen het sluisseiland en damvak Zuid een nieuw geologisch profiel samengesteld (lit. 61).

Tijdens de ontwerpfase van het bestek Speelmansplaten II zijn in verband met het vaststellen van de zuidelijke begrenzing van het cunet nog enkele aanvullende boringen uitgevoerd. Hierdoor konden de geologische profielen in lit. 61 plaatselijk worden aangepast. De uiteindelijke geologische beschrijving en profielen in de as en voor het zuidelijk deel van de Oesterdam tot damvak Zuid tevens ten oosten en ten westen van de as, zijn opgenomen in lit. 62.

In de verschillende ontwerpnota's betreffende de Oesterdam wordt verder ingegaan op de geologische opbouw van de ondergrond van de verschillende damvakken.

3.3.2 Zettingsvloeiingscriteria

Indien taluds over een grote hoogte te steil worden, kunnen grondmechanische instabiliteiten optreden.

Voor een ondergrond bestaande uit zand kunnen in taluds van beperkte hoogte (kleiner dan 5,00 m) door plaatselijke versteelingen (tot 1:2 à 1:4) afschuivingen ontstaan. De gemiddelde eindhelling na afschuiven is daarbij steiler dan of gelijk aan 1:6. Van een vastgepakte zandondergrond (poriëngehalte kleiner dan 40 à 42%) zullen ook bij grotere taludhoogten afschuivingen kunnen optreden, waarbij de gemiddelde eindhelling eveneens steiler is dan of gelijk aan 1:6.

Bij losgepakt zand (poriëngehalte groter dan 40 à 42%) kunnen in dat geval lokale afschuivingen overgaan in zettingsvloeiingen. De gemiddelde eindhelling na het optreden van een zettingsvloeiing is daarbij veel flauwer, maar blijft in de meeste gevallen beperkt tot een talud van 1:15.

Het mechanisme van zettingsvloeiingen is langs vele oevers en zandbanken in het Oosterscheldegebied een regelmatig voorkomend verschijnsel. Met name recent afgezette holocene zandlagen staan bekend om hun zettingsvloeiingsgevoeligheid.

Uitgangspunt voor de beoordeling van het gevaar voor instabiliteiten door ontgrondingen en zandwinning is dat deze niet de stabiliteit van bestaande damvakken mogen aantasten.

De Adviesdienst Vlissingen hanteert een hellingskriterium waarbij tot bestorting van de vooroevers wordt overgegaan bij 1:3. Dit geldt echter alleen voor langzaam verlopende erosieprocessen. Voor de stabiliteit van de randen van de bodembescherming van de stormvloedkering wordt, bij het soms snel verlopende ontgrondingsproces en mede getet op het permanente karakter van de bodembescherming, met een hellingskriterium voor het bestorten van 1:4,5 à 1:5 gewerkt.

Voor het bepalen van de lengte van de bescherming van de vooroever (kreukelberm) moet, bij een ontgrondingskuil met een geringere diepte dan 5,00 m worden gerekend met een eindhelling van 1:6 vanaf het diepste punt, nadat de instabiliteit is opgetreden.

3.4 Materiaal

3.4.1 Zand

Zandwinplaats

Door de projektgroep "Zandwinning compartimenteringswerken" zijn vijf zandwinplaatsen geanalyseerd nabij de Oesterdam (lit. 32). Uit deze vijf lokaties is ten behoeve van de aanleg van de Oesterdamwerken gekozen voor de zandwinplaats, die is gelegen ten noorden van damvak Speelmansplaten (fig. 3.4.1) en de zandwinplaats die is gelegen langs het Tholensche Gat, ten westen van het sluisseiland (fig. 3.4.2). Vervolgens is nagegaan of de eerstgenoemde winplaats voldoende zand bevat voor de voltooiing van de Oesterdam. De winplaats bevat (na gereedkomen van de Markiezaatskade) tot NAP -20 m circa $17 \cdot 10^6$ m³ zand. Voor de aanleg van perskaden op de Bergse Plaat en de voltooiing van de Oesterdam is circa $8 \cdot 10^6$ m³ zand nodig.

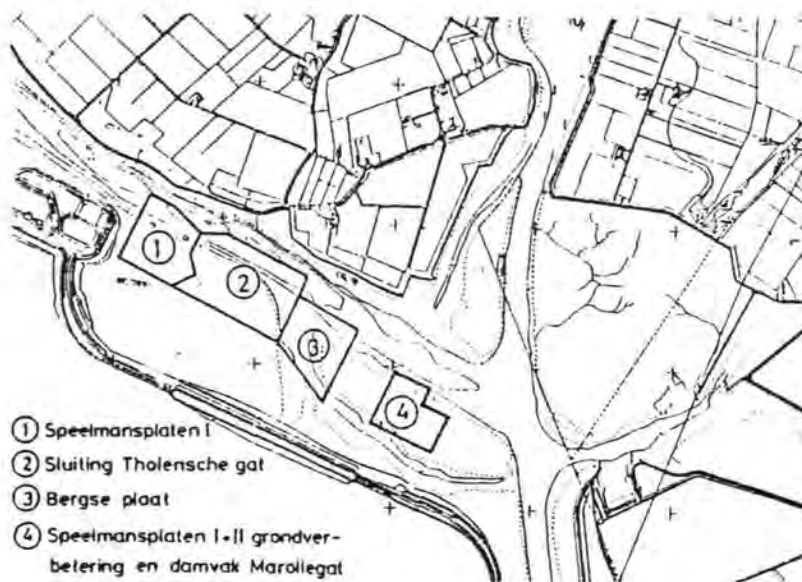
De winplaats is zodanig ingedeeld dat voor de verschillende (nog) uit te voeren onderdelen (Bergse Plaat, damvakken Speelmansplaten I en II, Marollegat en Tholensche Gat) het zand zo gunstig mogelijk gewonnen wordt (fig. 3.4.1).

Speciaal ten behoeve van de sluitingen is er rekening mee gehouden dat over ruim voldoende goed winbaar zand beschikt kan worden.

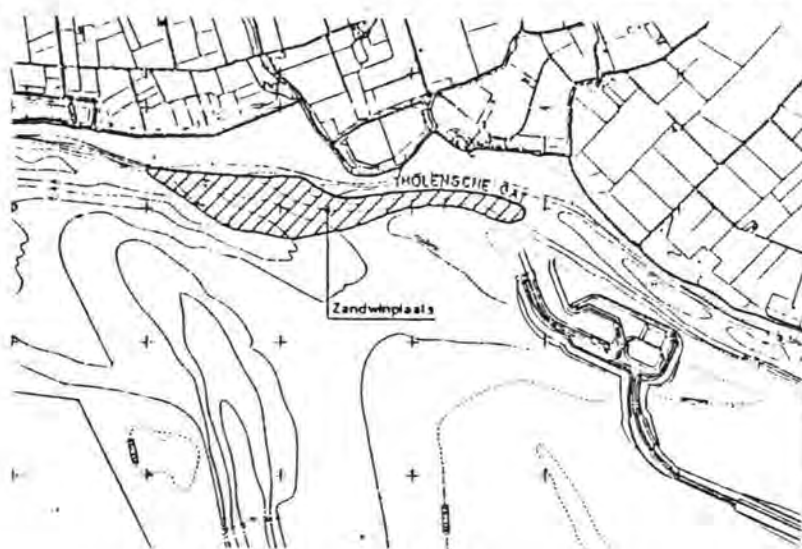
Bij het vaststellen van de omvang van de zandwinplaats en de toelaatbare windiepte moet in verband met de kans op zettingsvloeiingen rekening worden gehouden met de stabiliteit van het damvak Speelmansplaten, het sluisseiland en de Tholensche oever. Hierop wordt verder ingegaan in de ontwerpnota's van de diverse onderdelen.

Voor de zandsluiting van het Tholensche Gat wordt tevens gebruik gemaakt van de ten westen van het sluisseiland gelegen zandwinplaats.

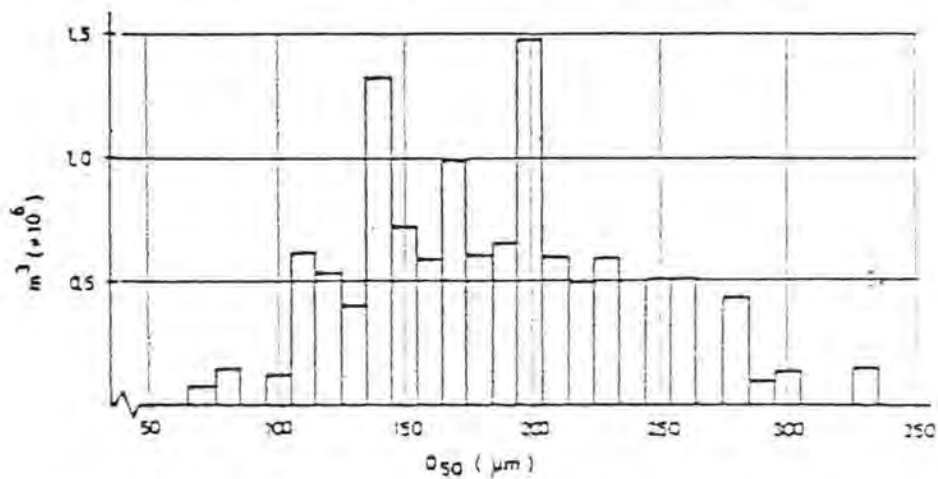
Voor de aanleg van damvak Zuid was het om diverse redenen aantrekkelijk om gebruik te maken van zand, dat vrijkomt bij de ontgraving van het spuikanaal. Hierop wordt nader ingegaan in lit.



figuur 3.4.1 Indeling zandwinplaats Speelmansplaten



figuur 3.4.2 Zandwinplaats Tholensche Gat



figuur 3.4.3 Histogram korrelverdeling zand uit winplaats "Speelmansplaten"

Zandkarakteristiek

In het zandwingebied Speelmansplaten zijn, verspreid over het gebied, verschillende boringen genomen. Van de grondmonsters is de zandkarakteristiek, uitgedrukt in de D50, voor diverse lagen bepaald. Uit het onderzoek blijkt dat de laagopbouw ter plaatse van de zandwinplaats tot de verkende diepte van NAP -30 à 35 m bestaat uit zand met lokaal dunne klei- en veenlaagjes. Tevens blijkt dat binnen de zandwinplaats geen gebied is aan te geven waar grover of fijner zand voorkomt dan de gemiddelde D50 zodat het niet mogelijk is bepaalde gebieden te selekteren voor bijvoorbeeld de zandsluitingen.

Om een indruk te kunnen geven van de gemiddelde korrelverdeling is het zand van het gehele wingebied geklassificeerd aan de hand van de D50. Daartoe is het oppervlak verdeeld over de verschillende boringen. Per boring is het bijbehorende oppervlak vermenigvuldigd met de laagdikte van zand met een bepaalde D50. Het resultaat van de berekeningen is weergegeven in figuur 3.4.3. Voor het gehele wingebied bedraagt de gemiddelde D50, die volgens bovenstaande methode is bepaald, 180 μm met een standaardafwijking van $\sigma = 60 \mu\text{m}$.

Uit de korrelverdelingsdiagrammen blijkt, dat ten aanzien van het percentage fijne deeltjes (kleiner dan 63 μm) geen sprake is van een bepaalde gelaagdheid in de winput. Het percentage varieert tussen de 2 en 12%, met lokaal een waarde van 14 tot 17%.

De gegevens van de diverse vakken zijn opgenomen in de ontwerpnota's van de betreffende onderdelen van de Oesterdam.

Van de zandwinplaats langs het Tholensche Gat zijn momenteel nauwelijks gegevens bekend. Hieromtrent zal nog nader onderzoek worden verricht.

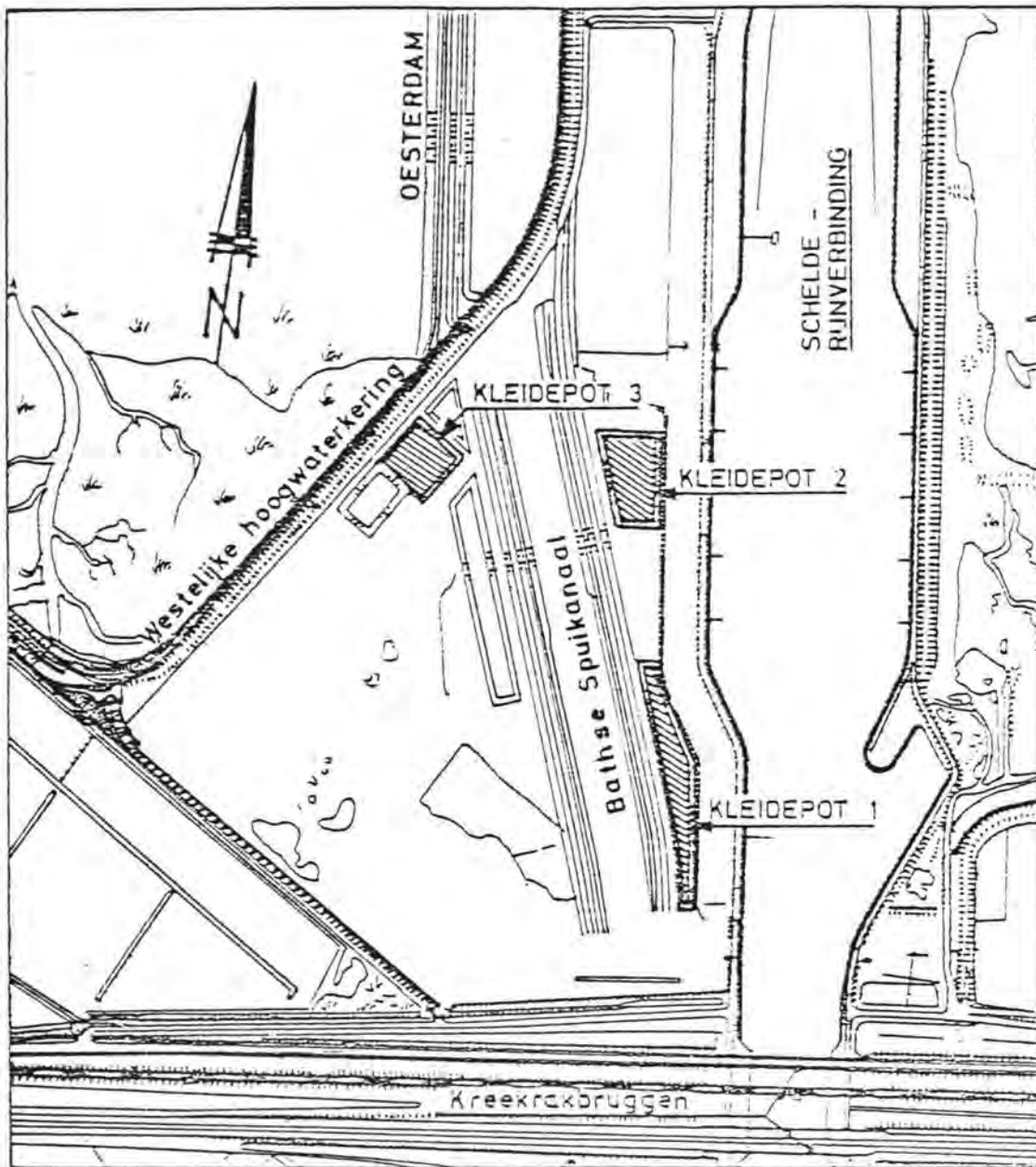
3.4.2 Klei

Voor de uitvoering van de compartimenteringswerken is een aanzienlijke hoeveelheid klei nodig. In eerste instantie moet hiervoor de klei gebruikt worden die vrijkomt uit het bestaande werk, vooral uit het spuikanaal.

In het kader van de zandwinning voor de aanleg van damvak Zuid en werkzaamheden aan het spuikanaal Bath is in het tracé van dit kanaal klei gewonnen. De overtollige klei is opgeslagen in depots op het voormalige speciedepot ten noord-westen van de Kreekrakbruggen (fig. 3.4.4).

Depot 1 bevat circa 50.000 m^3 weinig gerijpte klei. De hoogte is 3,5 m boven het maaiveld. Van dit depot is de bovenlaag goed gerijpt (0,5 à 0,6 m).

Depot 2 bevat circa 85.000 m^3 gerijpte klei. De hoogte van het depot bedraagt 6 m boven het maaiveld. De gerijpte klei is geschikt als bekledingsklei. Uit het onderzoek van de werkgroep Klei (lit. 33) blijkt dat deze klei niet geschikt is voor toepassing onder een blokkenglooiing.



figuur 3.4.4 Overzicht kleidepots

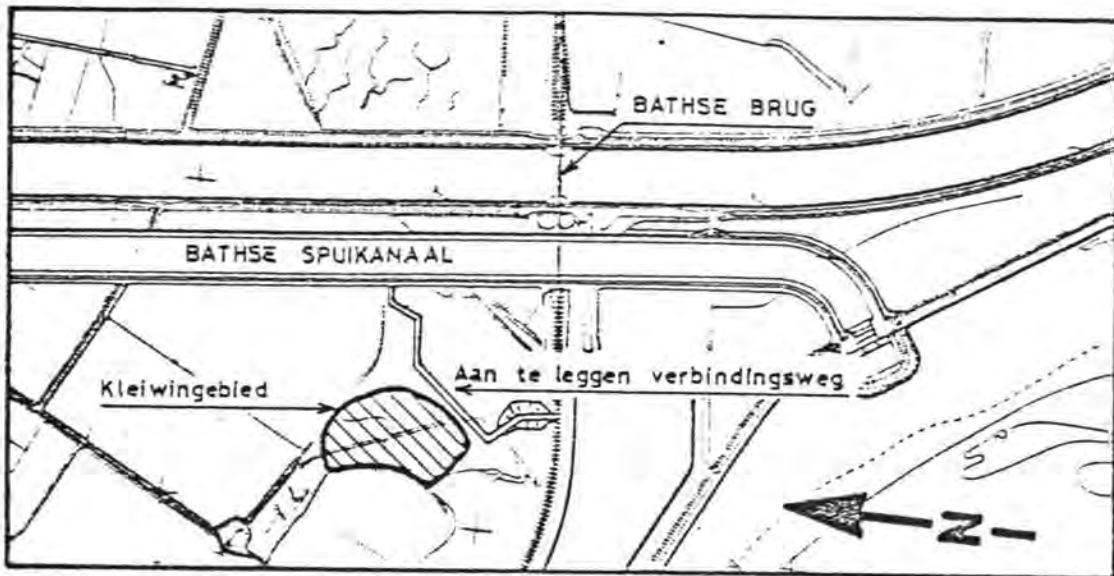
De klei uit depot 3 is bestemd om verwerkt te worden ter plaatse van de op te breken koperslabblokken op de hoogwaterkering van het Kreekraksluizencomplex, op het gedeelte ten westen van het spuikanaal en op het damvak Marollegat.

Behalve de in genoemde depots opgeslagen klei kan ook nog circa 60.000 m³ klei worden gewonnen uit het voormalig schorregebied ten noorden van de Bathsebrug (fig. 3.4.5).

De kwaliteit van deze klei is zodanig dat deze kan worden toegepast voor bekledingen.

De onderzoeksresultaten van genoemde kleidepots zijn opgenomen in lit. 33.

Het overzicht van de kleibehoeftte en het aanbod wordt bijgehouden in een kleibalans die doorlopend wordt geaktualiseerd. In de diverse ontwerpnota's is aangegeven welke klei voor welke onderdelen wordt gebruikt.



figuur 3.4.5 Kleiwingebied Bathsebrug

3.4.3 Stortsteen

De specificaties van de in de waterbouwkunde toe te passen stortsteen zijn vastgelegd in lit. 35.

Bij leveranties van stortsteen worden eisen gesteld aan de gemiddelde massa \bar{M} van de steenstukken, zoals deze in de steengroeve gewonnen worden.

Tabel 3.4.1 geeft een overzicht van enkele standaardsoorten stortsteen en de hiervoor geldende eisen.

sortering (kg)	scherven max. 2%* (m/m) < a (kg)	max. 10% (m/m) < b (kg)	gem. massa (exkl. scherven) \bar{M} (kg)	max. 30% (m/m) > c (kg)	max. 3% (m/m) > d (kg)
5-40	2	5	10-20	40	80
10-60	2	10	20-35	60	120
60-300	30	60	130-190	300	450
300-1000	200	300	540-690	1000	1500

* voor de sortering 300-1000 kg geldt: max. 1% < a

tabel 3.4.1 Leveringseisen voor stortsteen

Wanneer stortsteen weerstand moet bieden tegen stroming en/of golfaanval zijn een aantal parameters van belang te weten M_{50} (= massa welke door 50% van de steenstukken worden overschreden) en $D_n = (M_{50}/\rho_k)^{1/3}$ (= nominale diameter) waarin ρ_k = dichtheid van de steen.

In de praktijk blijkt M_{50} groter te zijn dan \bar{M} , waarbij het verschil afhankelijk is van de sortering en het verloop van de massaverdeling (een steile verdeling geeft minder verschil dan een flauwere verdeling). Konform het gestelde in lit. 35 kunnen de volgende waarden worden aangehouden:

sortering 10-60 kg: $M_{50} = 1,3 \bar{M}$

sortering 60-300 kg: $M_{50} = 1,10 \text{ à } 1,15 \bar{M}$

Bij toepassing van ontwerpformules moet rekening worden gehouden met verfijning door breuk bij transport en overslag. Bij proefleveringen ten behoeve van de stormvloedkering is gebleken dat bij de sortering 60-300 kg in de fase tussen winning in de groeve en depotvorming in Nederland een afname van M_{50} met 3 à 7% (m/m) en bij de sortering 300-1000 kg een afname van 4 à 9% (m/m) optreedt. Bij het verwerken van het materiaal kunnen deze percentages aanzienlijk hoger zijn. Per handeling wordt een verlies van 2% (m/m) reëel geacht.

In tabel 3.4.2 is aangegeven welke waarden voor het ontwerp van toepassing zijn.

Hierbij zijn de volgende aannamen gedaan:

- verlies na depotvorming geeft een verlaging van de ondergrens van 5% (m/m) bij 10-60 kg t/m 60-300 kg en van 7% (m/m) bij 300-1000 kg
- $\rho_k = 2,7 \text{ t/m}^3$
- 10-300 kg is geen "nette" sortering, zodat een ruime spreidingsband voor M_{50} is ingeschat.

sortering (kg)	M_{50} (kg)		D_n (m)	
	gem.	onder/bovengrens	gem.	onder/bovengrens
10-60	35	25-46	0,24	0,21-0,26
10-300	50	30-70	0,26	0,22-0,30
60-300	180	142-219	0,40	0,37-0,43
300-1000	655	552-759	0,63	0,59-0,66

tabel 3.4.2 Toe te passen waarden voor ontwerpparameters

3.4.4 Diversen

Op plaatsen waar het nieuw te maken werk aansluit op bestaand werk is het mogelijk diverse materialen terug te winnen voor hergebruik (mijnsteen, stortsteen, betonblokken, koperslakblokken). Verder ontstaat door de aanleg van de Markiezaatskade en de Oesterdam de mogelijkheid om op diverse plaatsen (glooiings)materialen terug te winnen omdat de functie van bestaande keringen wijzigt of vervalst.

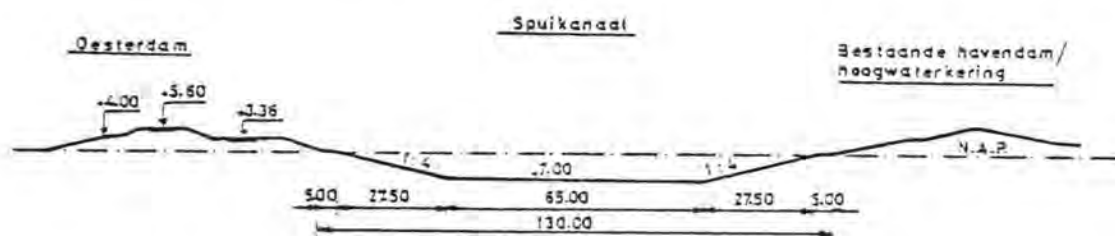
Met name geldt dit voor de westelijke hoogwaterkering en havendam van het Kreekraksluizencomplex (par. 4.5.2).

4 ONTWERP

4.1 Detaillering tracé4.1.1 Afstand tot westelijke havendam/hoogwaterkering Kreekraksluizencomplex

De afstand die moet worden vrijgehouden tussen de Oesterdam en de westelijke hoogwaterkering en havendam van het Kreekraksluizencomplex wordt bepaald door het dwarsprofiel van het spuikanaal Bath. Gekozen is voor een kanaal met een bodembreedte van 65 m op NAP - 7,00 m en taluds van 1:4. Strevend naar een zo oostelijk mogelijke ligging van de Oesterdam worden de tussenbermen op NAP aan beide zijden van het spuikanaal 5 m breed ontworpen. Volgens lit. 36 is bij deze bermbreedte de stabiliteit van de Oesterdam voldoende verzekerd.

Uitgaande van bovenstaande gegevens ontstaat tussen de teenlijnen van de Oesterdam en de westelijke havendam/hoogwaterkering een afstand van 130 m (fig. 4.1.1).



figuur 4.1.1 Dwarsprofiel Oesterdam - Spuikanaal Bath

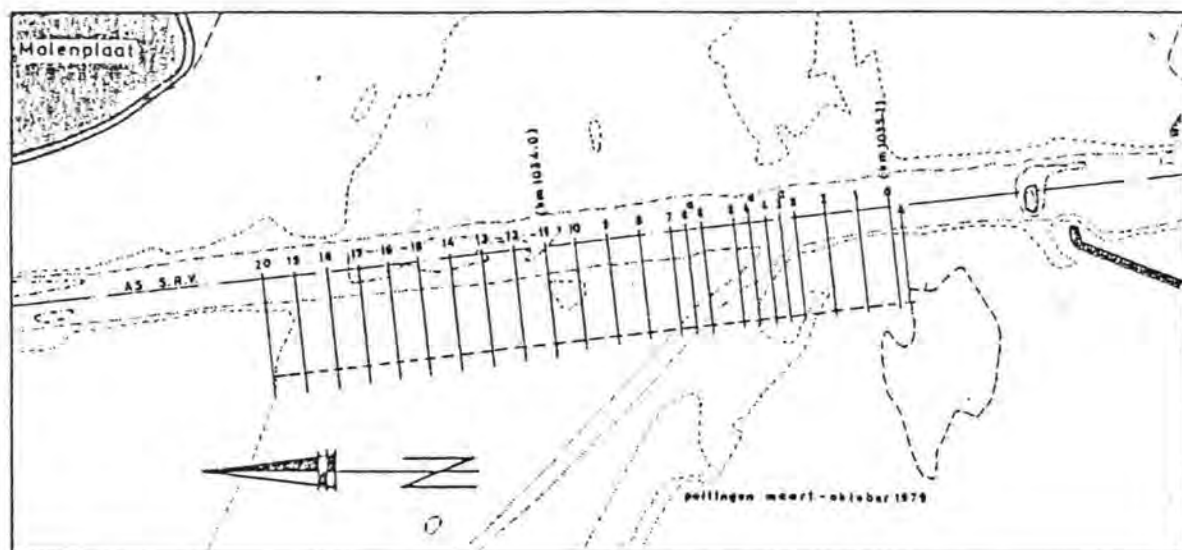
4.1.2 Afstand Oesterdam - Schelde-Rijnverbinding

Uitgangspunt bij de keuze van het tracé van de Oesterdam is dat een zo groot mogelijk getijdegebied wordt gespaard. Dit houdt in dat de dam zo oostelijk mogelijk is geprojecteerd. Aangezien de Schelde-Rijnverbinding getijvrij dient te worden vormt deze de oostelijke begrenzing.

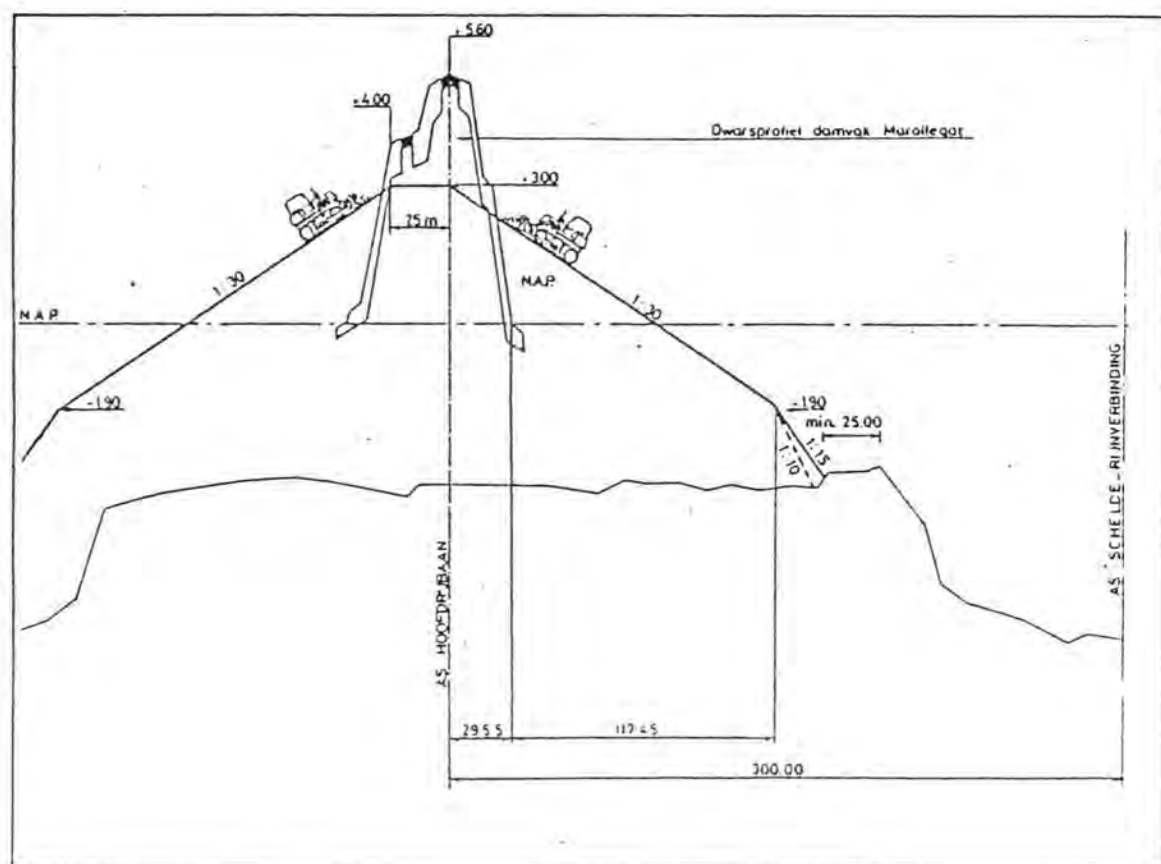
De minimale afstand tussen de Oesterdam en de Schelde-Rijnverbinding wordt bepaald door de zandsluiting van het Marollegat en moet zo groot zijn dat tijdens de aanleg geen aanzanding van de Schelde-Rijnverbinding wordt veroorzaakt.

Bij het bepalen van die afstand is uitgegaan van een sluitkade met een kruinbreedte van 25 m op NAP +3,00 m, met taluds van 1:30 boven gemiddeld laag water (NAP -1,90 m) en 1:10 (in ondiepe gedeelten) en 1:15 (in diepere gedeelten) beneden gemiddeld laag water. Een afstand van 25 m tussen de teen van de sluitkade en de insteek van de Schelde-Rijnverbinding wordt minimaal als reserve wenselijk geacht. Voor diverse profielen (fig. 4.1.2) is de afstand bepaald tussen de binnenkruinlijn van de sluitkade en de as van de vaarweg (fig. 4.1.3). De resultaten zijn weergegeven in

tabel 4.1.1. Aangezien de plaats van het sluitgat bij het bepalen van deze afstand nog niet was vastgesteld is een vrij ruim gebied in beschouwing genomen (km 3,3 - km 5,0).



figuur 4.1.2 Situatie dwarsprofielen ter plaatse van sluitgat Marollegat



figuur 4.1.3 Dwarsprofiel sluitkade Marollegat

De resultaten zijn weergegeven in tabel 4.1.1.

Profiel	Afstand L in m	Afstand teen tot insteek SRV bij L = 300 m in m
1	270	55
2	275	50
3	280	45
3a	333	-8
4	322	3
4a	302	23
5	297	28
6	277	48
6a	307	18
7	300	25
8	297	28
9	301	24
10	283	42
11	300	25
12	297	28
13	297	28
14	300	25
15	300	25
16	286	39
17	292	33
18	289	36
19	305	20

tabel 4.1.1 Afstanden sluitkade Marollegat tot as Schelde-Rijnverbinding

Uit tabel 4.1.1 blijkt dat het geultje ter plaatse van de profielen 3a en 4 maatgevend is voor de te kiezen plaats van de sluitkade. Door het aanbrengen van een lage mijnsteenkade in het geultje kan worden voorkomen dat bij de sluiting zand in de Schelde-Rijnverbinding stroomt. De afstand L kan hierdoor worden gesteld op 300 m.

Het is aantrekkelijk om de as van de sluitkade zodanig te situeren ten opzichte van de as van de dam, dat het benodigde grondverzet tot een minimum wordt beperkt.

Daarom is het tracé van de dam zodanig gekozen dat de afstand tussen de as van de hoofdrijbaan (= as kruin) en de as van de Schelde-Rijnverbinding 300 m bedraagt.

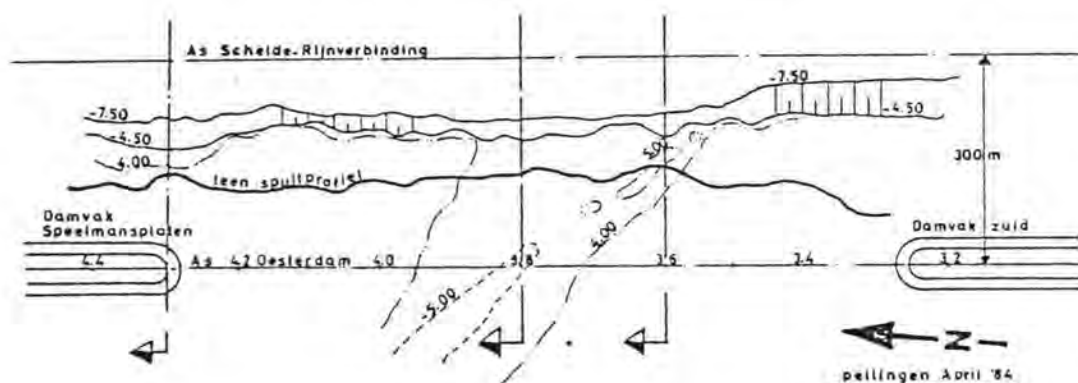
Evaluatie

Op grond van gewijzigde inzichten met betrekking tot de geometrie van de spuitprofielen en de wens tot verdiscontering van de onzekerheden hierin (zie ook lit. 18) is medio 1984 een probabilistische toetsing (niveau II-klasse 3) uitgevoerd van de gekozen afstand L = 300 m voor damvak Marollegat, dat als maatgevend kan

worden beschouwd voor het langs de Schelde-Rijnverbinding gelegen damgedeelte van de Oesterdam.

Hierbij wordt de kans bepaald dat door een afwijkend spuitprofiel zand in de Schelde-Rijnverbinding terechtkomt, hetgeen financiële consequenties tot gevolg kan hebben in de vorm van extra baggerwerk en stagnatie van de scheepvaart. De kans op extra aanzanding ten gevolge van hogere stroomsnelheden zal worden bekeken in het kader van de laatste fase van de sluiting van het Marollegat en wordt hier buiten beschouwing gelaten.

Uit peilingen van april 1984 blijkt dat in het sluitgat de afstand tussen de teen van het spuitprofiel en de insteek van het talud van de Schelde-Rijnverbinding (gemiddeld op NAP -4,50 m) ter plaatse van km 3.60, km 3.80 en km 4.30 minimaal is (figuur 4.1.4).



figuur 4.1.4 Situatie maatgevende spuitprofielen ter plaatse van sluitkade Marollegat

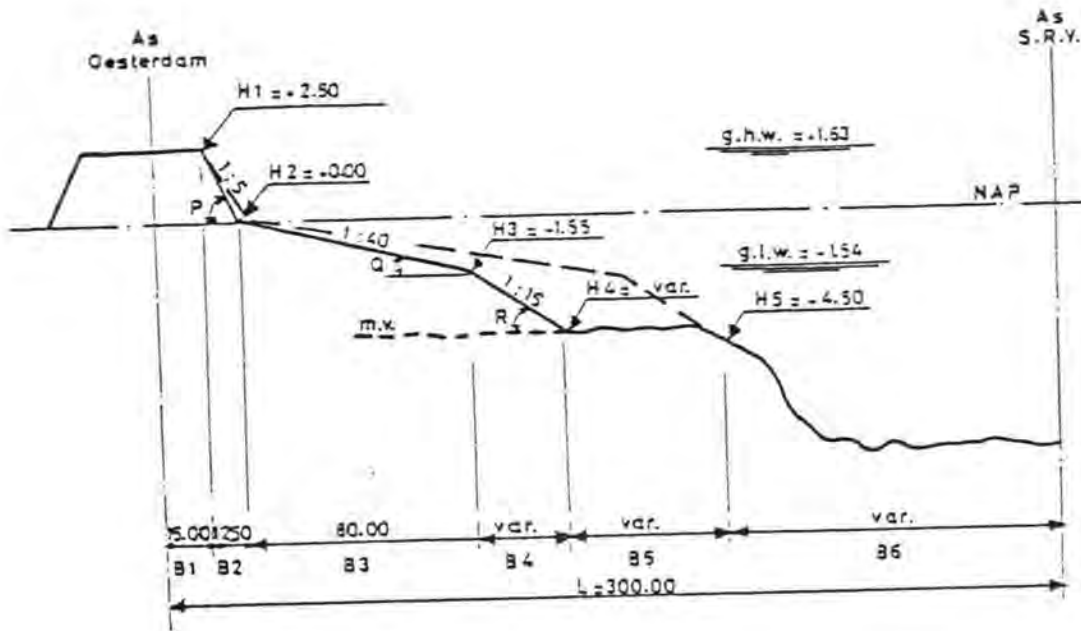
De geometrie van het te realiseren spuitprofiel (figuur 4.1.5) is mede afhankelijk van de onzekerheden van een aantal parameters, t.w.:

1. Hoogteligging bestaand maaiveld. Deze wordt bepaald door middel van een echolood, met een nauwkeurigheid van circa $2\sigma = 0,40$ m
2. Hellingen spuitprofiel. Konform het gestelde in lit. 18 worden voor de zijtaluds de volgende waarden aangehouden:

	μ	$\mu + 2\sigma$
boven NAP	1:5	1:6
getijzone	1:40	1:50
onder GLW	1:15	1:20

3. Knikpunten in het spuitprofiel. Onderscheid kan worden gemaakt tussen de overgangen van taluds boven de getijzone en in de getijzone. Voor de diverse punten wordt aangehouden:

	μ	σ
H1	+ 2.50	0,05
H2	+ 0.00	0,15
H3	- 1.55	0,25



figuur 4.1.5 Algemeen spuitprofiel sluitkade Marollegat

De faalfunctie Z wordt gedefinieerd door

$Z = \text{"sterkte"} R - \text{"belasting"} S,$

waarin: $R = 300 \text{ m}$ (=beschikbare breedte)

$S = B1 + B2 + B3 + B4 + B6$ (= benodigde breedte)

De horizontaal gemeten breedten worden als volgt berekend:

$B2 = (H2 - \text{Afw } H2 - H1 + \text{Afw } H1) / \text{tg } P$

$B3 = (H3 - \text{Afw } H3 - H2 + \text{Afw } H2) / \text{tg } Q$

$B4 = (H4 - \text{Afw } H4 - H3 + \text{Afw } H3) / \text{tg } R$

De drie maatgevende profielen zijn doorgerekend met behulp van het computerprogramma PROBAFSTAN, hetgeen resulteert in de volgende faalkansen:

profiel	B6	H4	faalkans pf
km 3.60	110 m	- 5.10	0,004%
km 3.80	115 m	- 4.50	0,001%
km 4.30	130 m	- 4.40	0,06 %

De faalkans staat hierbij voor de kans dat de beschikbare aanlegbreedte wordt overschreden door het spuitprofiel.

Uit de berekeningen volgt dat de faalkans voor een belangrijk deel (circa 50%) wordt beïnvloed door afwijkingen in de helling 1:40 (tg Q) en de hoogteligging van het knikpunt op NAP - 1,55 m (H3), hetgeen ook "intuïtief" aannemelijk is.

De toelaatbare faalkans is afhankelijk van de aard van het te accepteren risico, de tijdsduur en de gevolgen. Bij een incidenteel risico, gedurende een periode van minder dan een jaar, waarbij enkel materiële belangen gemoeid zijn wordt een faalkans in de orde van 1 à 10% akseptabel geacht. Hieraan wordt ruimschoots voldaan.

Bij een arbitrair gesteld criterium van $pf = 5\%$ blijkt de minimaal benodigde afstand tussen de Oesterdam en de Schelde-Rijnverbinding (ter plaatse van km 4.30) 280 m te bedragen zodat kan worden gekonkludeerd dat de gekozen afstand van $L = 300$ m voldoende is.

4.1.3 Bochtstralen

Uit landschappelijke overwegingen wordt de voorkeur gegeven aan scherpe bochten tussen de verschillende rechtstanden in de dam. De minimaal toe te passen stralen worden bepaald door de hoofdrijbaan, die op de Oesterdam is gepland. In par. 4.4.3 wordt hierop nader ingegaan.

4.1.4 Aansluiting op Tholen

In paragraaf 2.1 is aangegeven dat bij de tracékeuze van de Oesterdam is gekozen voor een meer westelijke aansluiting op Tholen. Dit maakt het mogelijk om met de weg een bestaande watergang (aan de westzijde) te volgen, waardoor een gunstige kavelscheiding mogelijk wordt. Hiermee is het wegtracé op Tholen vastgelegd.

De as van de sluis is zoveel mogelijk evenwijdig aan het Tholensche Gat gekozen en de kruising van de sluis met de weg over het Tholensche Gat loodrecht op de sluisas.

Het tracé van het damvak Tholensche Gat wordt bepaald door de as van de hoofdrijbaan, die uit bovenstaande gegevens kan worden bepaald (fig. 4.1.6).

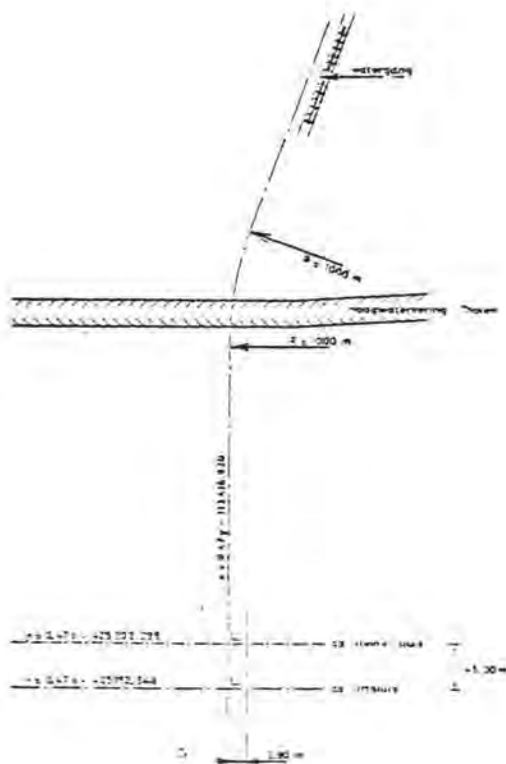


fig. 4.1.6 Wegaanluiting op Tholen

4.2 Algemeen dwarsprofiel

Het dwarsprofiel van de dam wordt bepaald door teenhoogten, taluds en de breedte en de hoogte van buitenberm, kruin en binnenberm.

Teenhoogten

Aan de Oosterscheldezijde is gekozen voor een teenhoogte van NAP + 0,50 m. Dit maakt het mogelijk, uitgaande van een eerste spuit-slag tot NAP, de kraagstukken zonder veel grondverzet op het gespoten zand aan te brengen. Hierbij is gerekend met een bestortingslaag die gemiddeld 0,50 m dik is. Een hogere teenkonstruktie is niet wenselijk in verband met een vroegtijdige verwerking van de houten onderdelen van de teenkonstruktie.

Aan de Zoommeerzijde is, uitgaande van een gemiddelde Zoommeerstand van NAP, de teen van het natte beloop ontworpen op NAP. Het beloop wordt verdedigd met stortsteen.

Taluds

De keuze van het talud hangt samen met de kruinhoogtebepaling. In principe is het mogelijk hierin te optimaliseren door te streven naar de geringste kosten. Bij de Oesterdam wordt uitgegaan van de voor Oosterscheldedijken gebruikelijke hellingen van 1:4 voor het buitentalud en 1:3 voor het binnentalud. Hellingen steiler dan 1:3 zijn niet wenselijk in verband met begaanbaarheid ten behoeve van onderhoud.

Buitenberm

De breedte van de buitenberm is gekozen in nauwe relatie met de kruinhoogtebepaling (par. 4.3.5). De hoogte is afgeleid van de ontwerpwaterstand (par. 4.3.3).

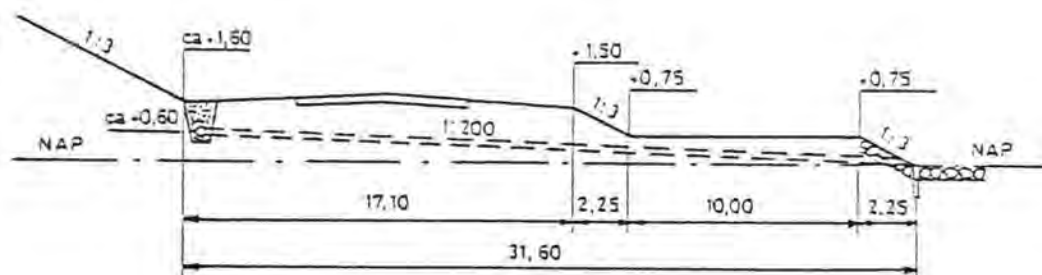
Binnenberm

De binnenbermbreedte wordt op de plaatsen waar de hoofdrijbaan op de binnenberm is gelegen bepaald door de wegkonstruktie en de benodigde bermbreedten (par. 4.4.6). Op de overige gedeelten wordt in verband met onderhoud een breedte van 5,00 m minimaal geacht, mede omdat de glooiingskonstruktie wordt doorgezet tot 1,50 m op de berm (par. 4.5.4).

De hoogte van de binnenberm is afhankelijk van diverse factoren, die voor de diverse damvakken verschillend zijn. Op de plaatsen waar de hoofdrijbaan op de binnenberm ligt wordt de hoogte bepaald door de vormgeving (par. 4.4.2). Op de overige damgedeelten is gekozen voor een hoogte van NAP + 3,00 m, omdat na aanleg de berm nog gedurende enige tijd blootstaat aan het getij.

Op het oost-west gelegen damgedeelte Speelmansplaten is de hoofdrijbaan op de binnenberm geprojecteerd. Door deze berm pas (definitief) af te werken na de sluiting van de compartimenteringsdammen kan worden volstaan met een minimale hoogte (par. 4.4.2). Om de afwatering van een aan de binnenzijde van de hoofdrijbaan geprojecteerde drainagekoffer mogelijk te maken geldt als minimum

bermhoogte NAP + 1,50 m (fig. 4.2.1). In het kader van de inrichting is tevens een voorkeur uitgesproken voor de aanleg van een oeverstrook naast de hoofdrijbaan (fig. 4.2.5).



figuur 4.2.1 Detail afwatering Zoommeerzijde damvak Speelmansplaten

Bij de aanleg van de eerste fase van damvak Speelmansplaten wordt een tijdelijke glooiingsconstructie aangebracht en wordt reeds voldoende zand gespoten om de aanleg van de binnenberm in een later stadium mogelijk te maken. Genoemde fasering biedt naast een financieel voordeel de mogelijkheid om bij het opstellen van een definitief ontwerp in te spelen op dan geldende inzichten c.q. vastgestelde bestemmingen.

Kruin

De kruinhoogte is vastgesteld in paragraaf 4.3.5. De breedte van de kruin wordt bepaald door de breedte van de weg en de benodigde bermen en is dus voor de diverse damvakken verschillend (par. 4.4.6). De minimale kruinbreedte bedraagt 11,50 m op de plaatsen waar de werkweg op de kruin ligt.

Het hierboven omschreven ontwerp leidt tot de in de figuren 4.2.3 t/m 4.2.7 weergegeven dwarsprofielen. Het betreft hier algemene dwarsprofielen. Ter plaatse van uitwisselingspunten en overgangsgedeelten zal het dwarsprofiel afwijken. Belangrijk is om op die punten het ontwerp te toetsen aan de geldende uitgangspunten en randvoorwaarden. In figuur 4.2.2 is aangegeven voor welke gedeelten de dwarsprofielen gelden.

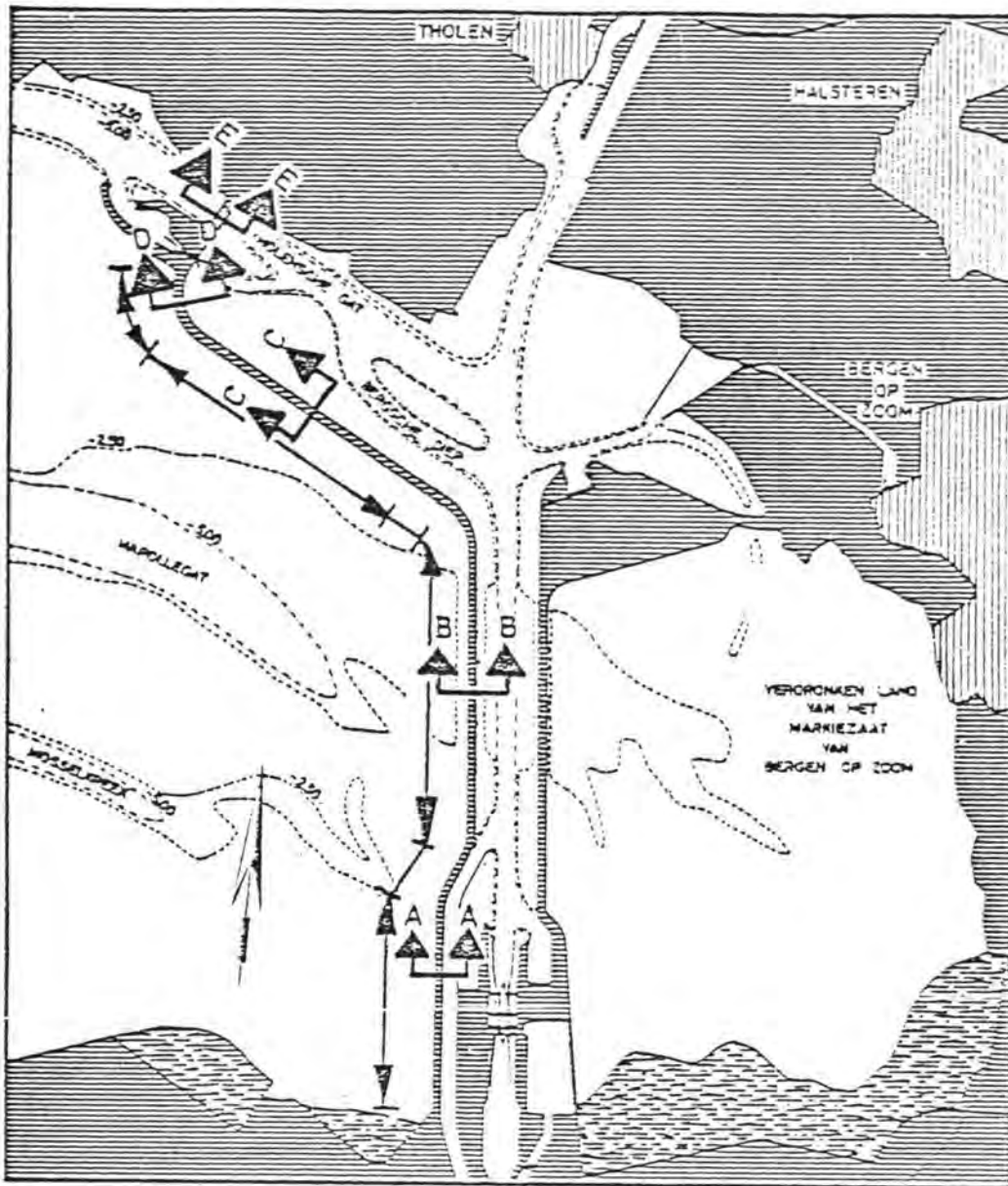


fig. 4.2.2 Overzicht dwarsprofielen Oesterdam

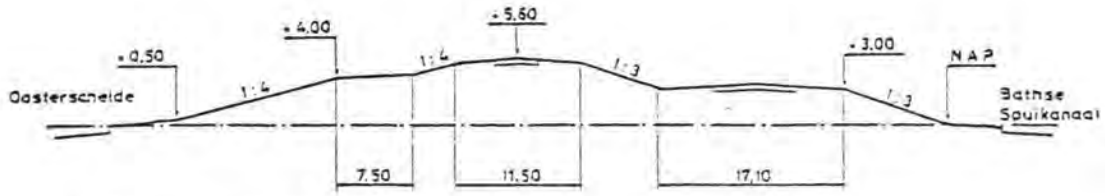


fig. 4.2.3. Dwarsprofiel A - A

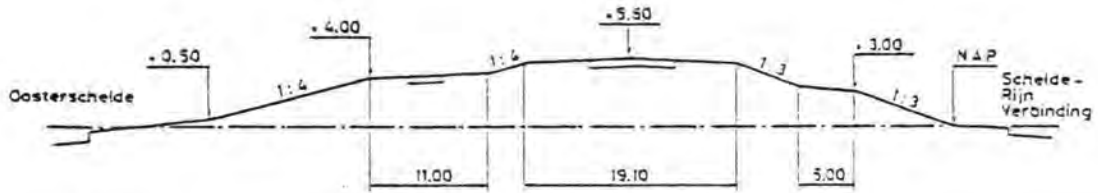


fig. 4.2.4. Dwarsprofiel B - B

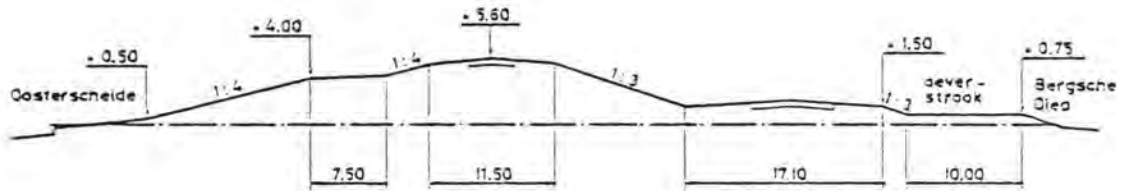


fig. 4.2.5. Dwarsprofiel C - C

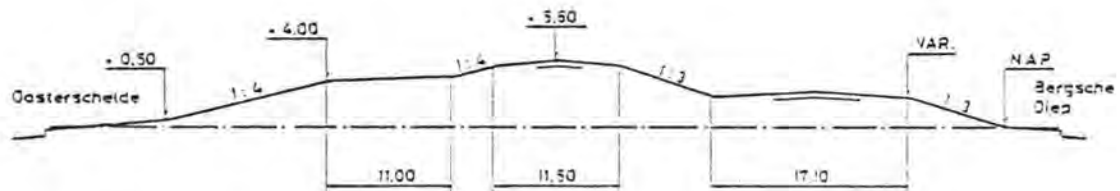


fig. 4.2.6. Dwarsprofiel D - D

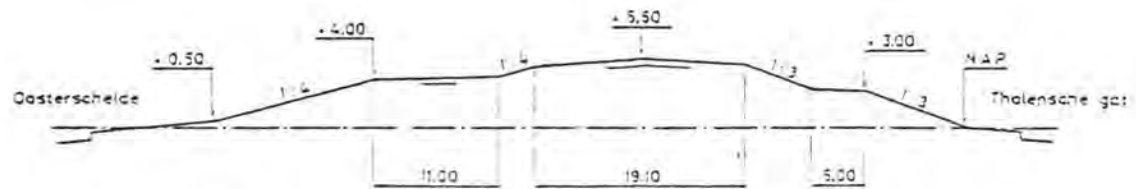


fig. 4.2.7. Dwarsprofiel E - E

4.3 Kruinhoogte

4.3.1 Inleiding

Uitgangspunten

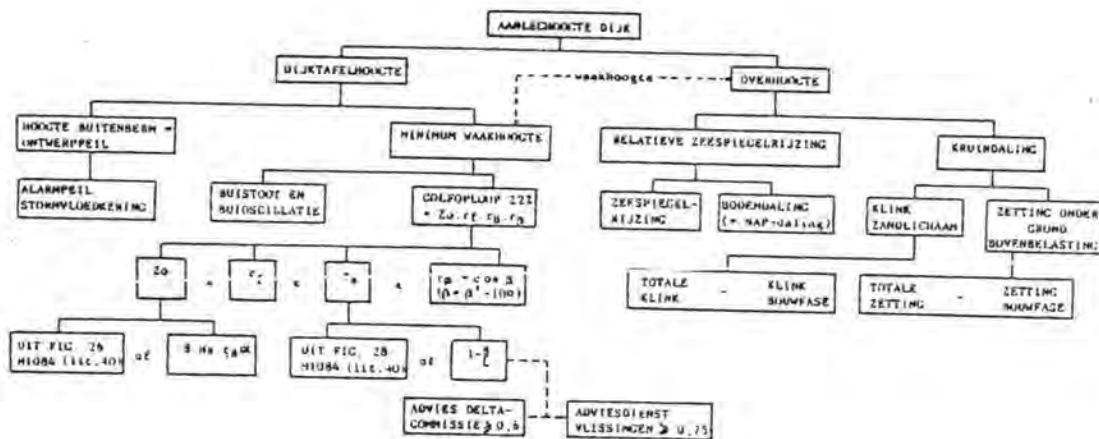
Bij de kruinhoogtebepaling van de compartimenteringsdammen wordt in eerste instantie uitgegaan van de rapporten van de Deltakommissie (lit. 37).

De dimensionering van de Oesterdam is voornamelijk afgestemd op zijn waterkerende functie. De dam moet zodanig worden ontworpen dat onder ontwerpomstandigheden geen schade kan ontstaan welke een doorbraak tot gevolg heeft.

Om aan deze eis te voldoen is voor de kruinhoogteberekening uitgegaan van het 2% golfoploopkriterium.

Methodiek

De methodiek om tot bepaling van de kruinhoogte te komen is schematisch weergegeven in figuur 4.3.1.



figuur 4.3.1 Schema voor het bepalen van de kruinhoogte van Deltadijken.

De diverse in het schema voorkomende begrippen kunnen, conform de rapporten van de Deltakommissie, als volgt worden omschreven:

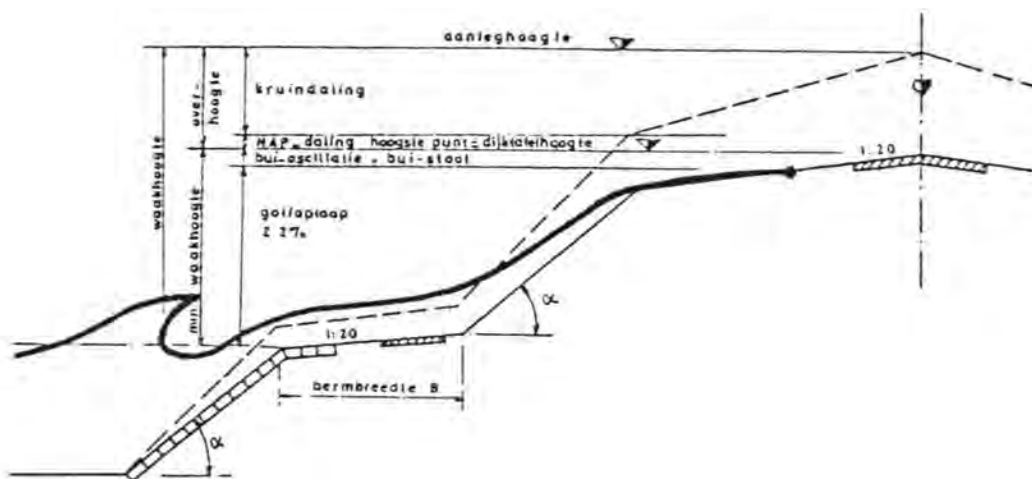
- Aanleghoogte = kruinhoogte van de dijk, onmiddellijk na het gereedkomen hiervan
- Dijktafelhoogte = minimaal toelaatbare kruinhoogte. Bij daling van de kruin beneden deze hoogte is aanpassing noodzakelijk
- Bui-oscillaties = onregelmatige schommelingen van de zeespiegel, veroorzaakt door macroscopische turbulenties in de atmosfeer bij storm. Hun perio-

- de varieert van enige minuten tot meer dan een uur, hun amplitude reikt vaak tot 0,20 à 0,30 m
- Buistoten** = eenmalige extra-opslingeringen van de zeespiegel bij storm. Zij hebben een duur, variërend van enkele minuten tot een uur. De grootte loopt aan de open kust meermalen op tot 0,50 m. Zij zijn niet begrepen in de stormvloedhoogte en evenmin in het ontwerppeil. Zij dienen als een toeslag op het ontwerppeil in rekening te worden gebracht naar een zekere gereduceerde grootte (lit. 37)
- Totale waakhoogte** = hoogte van de kruin boven het ontwerppeil
- 2% - golfoploop** = golfoploop, welke door 2% van het totale aantal golven wordt overschreden
- Relatieve zeespiegelrijzing** = de stijging van de zeespiegel ten opzichte van het NAP-vlak. Het maakt dus niet uit of het NAP-vlak daalt of de zeespiegel rijst of dat beide verschijnselen zich voordoen.
- NAP-vlak** = vergelijkingsvlak ten behoeve van de onderlinge hoogteligging van punten. Het NAP-vlak was vroeger vastgelegd aan de gemiddelde Zomervloedstand van de Zuiderzee. Het vlak is tegenwoordig vastgelegd aan het pleistoceen
- NAP-daling** = de daling van het NAP-vlak als gevolg van verschuivingen in de aardkorst. Vanwege in het verleden gemaakte fouten bij overbrenging van het NAP en foutieve correctie van nulpunten van peilschalen kan dit effect moeilijk worden gekwantificeerd
- Kruindaling** = vermindering van de hoogte van de dijkkruin ten opzichte van NAP. De oorzaak hiervan is inklinking van het alluviale pakket door bovenbelasting van de dijk. De in rekening te brengen overhoogte wordt bepaald op grond van de resultaten van grondmechanisch onderzoek
- Overhoogte** = de hoogte, welke nodig is om gedurende lange(re) tijd te voldoen aan de vereiste dijktafelhoogte (orde 20 à 30 jaar), waarbij de zetting tijdens de bouwfase niet wordt meege-rekend. De overmaat aan veiligheid door de overhoogte neemt in de tijd geleidelijk af. Dit vormt een zekere compensatie tegen het veelal geringe weerstandsvermogen van een nog verse dijk

In figuur 4.3.2 zijn de voor de kruinhoogtebepaling van belang zijnde parameters schematisch weergegeven.

Kruinhoogtebepaling

Voor de Oesterdam zijn de bermbreedten en berm- en kruinhoogten eind 1979 vastgesteld, op grond van de destijds beschikbare kennis en golfrandvoorwaarden.



figuur 4.3.2 Schematisch dwarsprofiel ter bepaling van de kruinhoogte van Deltadijken met een buitenberm

De kruinhoogte die in de navolgende paragrafen wordt bepaald omvat de aanleghoogte, exclusief de kruindaling. De in rekening te brengen kruindaling is afhankelijk van de resultaten van grondmechanische zettingsberekeningen.

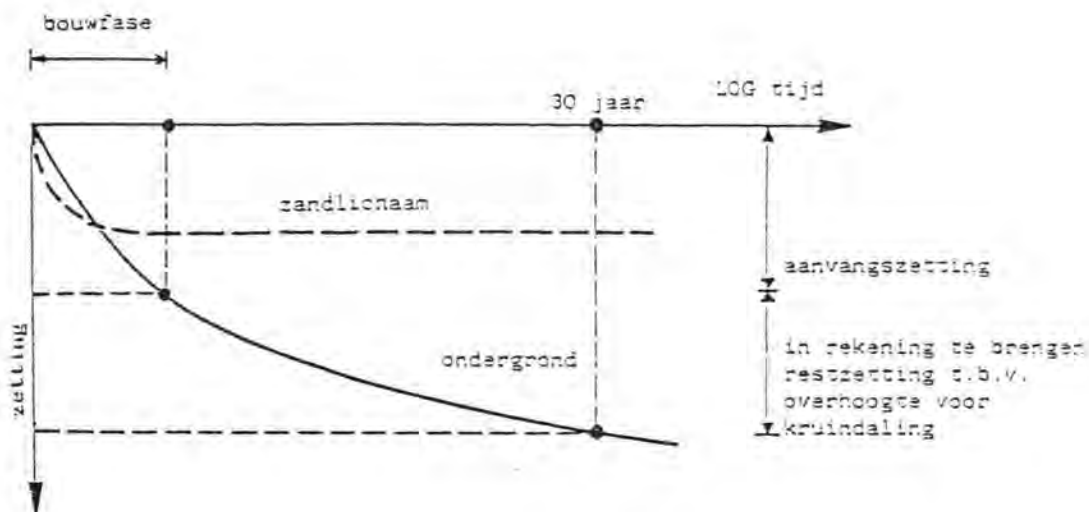
De kruinhoogte mag nooit lager worden dan de dijktafelhoogte. Wanneer uit controlewaterpassingen blijkt, dat de kruin lager is dan de dijktafelhoogte, is kruinverhoging noodzakelijk. De voor de kruindaling benodigde overhoogte wordt hiermee afhankelijk gesteld van de periode die tussen twee opeenvolgende verhogingen verloopt (fig. 4.3.3).

De Deltacommissie adviseert dit gedeelte van de overhoogte te baseren op een periode van minstens 20 à 30 jaar en stelt tevens een ondergrens voor van 0,50 m, met dien verstande dat hierbij de klink en zetting tijdens de bouwfase niet is inbegrepen.

In fig. 4.3.3 is aangegeven dat de klink van het zandlichaam in het algemeen reeds tijdens de bouwfase zal zijn opgetreden. Bij de Oesterdam wordt voor de kruindaling uitgegaan van de berekende eindzettingen.

Hierop wordt verder ingegaan in de betreffende ontwerpnota's.

In paragraaf 4.3.2 is nader aangegeven welk spoor uit het schema van figuur 4.3.1 is gevolgd om te komen tot een kruinhoogte. Vervolgens wordt in paragraaf 4.3.3 de buitenbermhoogte bepaald. In paragraaf 4.3.4 is een rekenvoorbeeld voor het bepalen van de kruinhoogte weergegeven, waarna in paragraaf 4.3.5 een keuze wordt gemaakt voor de combinatie kruinhoogte-buitenbermbreedte. Overigens is na de peildatum van deze nota (oktober 1984) de kruinhoogte van de Oesterdam, vanwege gewijzigde inzichten met betrekking tot de kruinhoogtebepaling en gewijzigde randvoorwaarden, herzien.



figuur 4.3.3 Zakkingsverloop van een dijk als functie van de tijd

4.3.2 Berekeningsmethode golfloop

Algemene uitgangspunten

Bij het ontwerpen van zeedijken werden, in het kader van de Deltawet, de aanbevelingen en richtlijnen uit het rapport van de Deltakommissie gehanteerd (lit. 37). De in het rapport aanbevolen golfloopformule van Hunt luidt:

$$Z_{2\%} = 8 \cdot H_s \cdot \text{tg } \alpha$$

Indien daartoe aanleiding bestaat kan bovengenoemde golfloop worden vermenigvuldigd met reductiefactoren ten gevolge van de ruwheid van het talud, de schuine golfaanval en de aanwezigheid van een buitenberm (fig. 4.3.1).

Voor de bermreductie wordt voor loodrecht invallende golven gebruik gemaakt van de factor $(1 - \frac{B}{L})$, waarbij een maximale

reductie faktor van 0,6 in acht werd genomen.

Door de adviesdienst Vlissingen wordt voor deze faktor een minimum van 0,75 gehanteerd.

Met inachtneming van genoemde reductiefactoren gaat de golfloopformule over in:

$$Z_{2\%} = 8 \cdot f \cdot H_s \cdot \text{tg } \alpha \cdot (\cos \beta - \frac{B}{L})$$

Hierin is:

$Z_{2\%}$: golfloop die door 2% van het totale aantal golven wordt overschreden (m).

f : ruwheidsfaktor in verband met de aard van de taludbekleding

H_s : significante golfhoogte (m)

α : de hoek die het talud maakt met een horizontaal vlak ($^\circ$)

β : de hoek tussen de normaal op de dam en de golfrichting ($^\circ$)

B : bermbreedte (m)

L : golflengte (m)

Ontwerp uitgangspunten

De golfoploopformule wordt geacht geldig te zijn voor golven met een steilheid $H/L = 0,05$. Er mag redelijkerwijs worden verwacht dat de golven in het oostelijk deel van de Oosterschelde steiler zijn dan voor plaatsen langs de kust. De golven worden immers uitsluitend opgewekt door plaatselijke windvelden, terwijl langs de kust deining een belangrijke rol speelt.

Daar uit modelonderzoek (lit. 39) is gebleken dat, bij konstante golfhoogte, de golfoploop afneemt bij toenemende golfsteilheid, rees de vraag of bij het toepassen van de door de Deltakommissie aanbevolen formule niet te hoge golfoploopwaarden gevonden worden.

Rekening houdend met het voorgaande en omdat bij de compartimenteringsdammen sprake is van een relatief hoog voorland heeft de stafgroep Dimensionering Compartimenteringsdammen in 1979 geadviseerd voor de berekening van de kruinhoogte bij de bepaling van Z_0 en r_B uit figuur 4.3.1, uit te gaan van de modelresultaten van M1084 (lit. 40). Een en ander is vastgelegd in lit. 38.

Daarbij is bovendien vastgesteld dat:

- geen reductie zal worden toegepast voor de ruwheid van het talud ($r_f = 1$);
- voor de NAP daling 0,10 m wordt aangehouden;
- voor de buistoot, overeenkomstig het gestelde in het rapport van de Deltakommissie, deel 4 - bijlage III.5, 0,05 m, en voor de bui-oscillatie 0,00 m wordt aangehouden;
- de berekende hoogte geldt voor het hoogste punt van de dam.

Doordat een relatief brede kruin wordt toegepast (11,50 - 19,10 m), nodig voor de aan te leggen verkeerswegen (par. 4.4.6) ontstaat een bezwijkreserve ten opzichte van een konventionele ontworpen dijk met smalle kruin (3 à 5 m). Daarom is geen extra overhoogte toegepast.

De kruinhoogten van het sluisseiland waren op het moment van deze beslissing reeds vastgesteld met de in het begin van deze paragraaf genoemde berekeningsmethode (lit. 8).

Ontwerpformule

De golfoploop kan nu aan de hand van bovenstaande worden bepaald met de formule:

$$Z_{2\%} = Z_0 \cdot r_B \cdot r_f \cdot r_\beta$$

Hierin is:

$Z_{2\%}$: Golfoploop, die door 2% van het totaal aantal golven wordt overschreden (m)

Z_0 : 2% golfoploop op een doorgaand talud; deze kan worden afgeleid uit fig. 26 uit lit. 40 (fig. 4.3.10), waarin Z_0 is uitgezet als functie van $T_0 \sqrt{g \cdot H_s \cdot \text{tg} \alpha}$;
voor $T_0 = T_p = 1,2$ $T_s = 1,2 \sqrt{10 H_s}$ kan Z_0 worden geschreven als functie van $12 H_s \cdot \text{tg} \alpha$

r_B : Bermreductie

De reductie die op de golfoploop mag worden toegepast door de aanwezigheid van een berm neemt toe naarmate de berm breder wordt. Dit geldt tot een bepaalde breedte, waarna geen

extra reductie meer optreedt. In lit. 39 en 40 is onderzoek gerapporteerd naar de invloed van een berm op de golfoploop. Volgens lit. 39 is de oploopreductie door een berm optimaal als voor de breedte circa $1/4 L_0$ (golflengte) wordt gekozen. Bij $H/L_0 > 0,04$ is een breedte van $4.H$ optimaal. De reductie die nog mag worden toegepast op de golfoploop ten gevolge van de aanwezige buitenberm wordt afgeleid uit figuur 4.3.11.

r_B : $\cos\beta$, waarbij β de hoek van golfinval is. (is gelijk aan de hoek tussen de normaal op de dam en de golfrichting). In verband met de refraktie van de golven op het talud wordt de berekende waarde β met 10° verkleind.

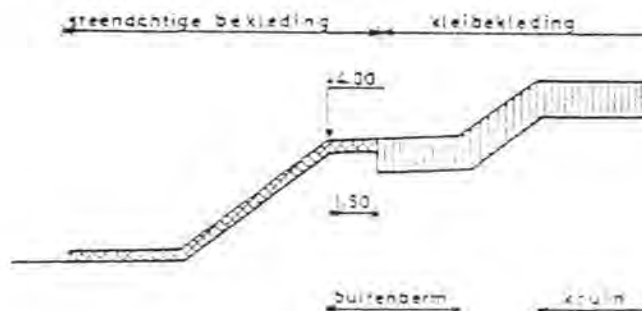
r_f : ruwheidsfaktor in verband met de aard van de taludbekleding.

4.3.3 Hoogte buitenberm

Een berm heeft in het algemeen een reducerende invloed op de golfoploop. Uit onderzoekingen (onder andere lit. 39) is gebleken dat het effect van een berm maximaal is, als deze ongeveer op het niveau van de ontwerpwaterstand ligt. Verder neemt de reductie toe naarmate de berm breder wordt. Op de invloed van de berm-breedte wordt nader ingegaan in paragraaf 4.3.4.

De invloed van de bermhoogte op de oploopreductie bij de optimale bermbreedte is te verwaarlozen indien de berm minder dan $1/3 Z_0$ boven respectievelijk minder dan H beneden het ontwerppeil ligt. De berm geeft geen reductie meer indien deze Z_0 boven respectievelijk $2,5 H$ beneden het ontwerppeil ligt. De laatste grens is slechts een benadering omdat er te weinig gegevens zijn om deze nauwkeurig vast te stellen. Ook zijn onvoldoende meetresultaten beschikbaar om de invloed van de bermhoogte bij afwijkende breedten te bepalen.

Bij de Oesterdam bestaat een aanmerkelijk verschil tussen de bouwphase en de eindfase. In de bouwphase wordt gerekend met een ontwerp-frekwentie van 10^{-2} . De daarbij behorende waterstand bedraagt NAP +5,15 m. In de eindfase wordt weliswaar gerekend met een ontwerp-frekwentie van $2,5 \cdot 10^{-4}$, doch de ontwerpwaterstand loopt door de aanwezigheid en het gebruik van de stormvloedkering, volgens de gegevens uit 1979, niet verder op dan NAP +4,00 m. Op grond daarvan is gekozen voor een hoogte van de buitenberm van NAP +4,00 m, waarbij een steenachtige bekleding wordt aangebracht tot circa 1,50 m op de berm (fig. 4.3.4).



figuur 4.3.4 Bekleding Oosterscheldezijde dam

Toetsing bermhoogte tijdens bouwfase

Keuze van de bermhoogte op NAP + 4,00 m betekent dat in de situatie tot het operationeel zijn van de stormvloedkering, de buitenberm, en daarmee de bekleding met steenachtige materialen te laag ligt. Dit impliceert een verhoogde kans op schade, afhankelijk van de tijdsduur (het aantal winterseizoenen) dat een bepaald damvak aan genoemde omstandigheden is blootgesteld. Daarbij moet worden aangetekend dat tot aan de sluiting van de compartimenteringsdammen, en dus tot aan het moment van gereedkomen van de stormvloedkering ook aan de Zoommeerzijde van de dam getij aanwezig is, en de dam dus geen dienst doet als waterkering. Bovendien staat tegenover een verhoogd schaderisico een aanzienlijke besparing aan kosten omdat de glooiingskonstructie minder ver doorloopt. Verder speelt de vormgeving van de dam in de eindsituatie een rol.

Naar aanleiding van opgetreden stormschade aan de grastaluds boven de berm van reeds aangelegde damvakken van de Oesterdam is de hoogte van de buitenberm voor damvak speelmansplaten I ter discussie gesteld. In het volgende wordt ingegaan op de optimalisatie van het bermniveau voor de tijdelijke situatie van het genoemde damvak.

Vanwege de onzekerheden in diverse invloedfactoren wordt het probleem probabilistisch aangepakt.

De belangrijkste parameters in de berekeningen zijn:

- Hoogwaterstand (HW)

Gebruik wordt gemaakt van de hoogwateroverschrijdingsfrequenties zoals die zijn gepresenteerd in par. 3.2.1.

De overschrijdingsfrequentielijn voor de T_0 -situatie wordt ten behoeve van de berekening benaderd met de formule:

$$P(HW > x) = e^{-3,07(x-3,5)}$$

De nauwkeurigheid van de frequentielijn wordt weergegeven met een standaardafwijking op de waterstand van 20 cm.

- Signifikante golfhoogte (H_s)

Voor de golfrandvoorwaarden wordt gebruik gemaakt van de gegevens uit paragraaf 3.2.5. Tevens worden de regressielijnen gehanteerd tussen hoogwaterstand en golfhoogte, zoals die in lit. 65 bepaald zijn. Het daar gevonden verband tussen hoogwater en golfhoogte wordt door de T_0 -situatie gegeven door de polynoom:

$$H_s = -1,91 + 1,206.HW - 0,1141.HW^2 + 0,0036.HW^3$$

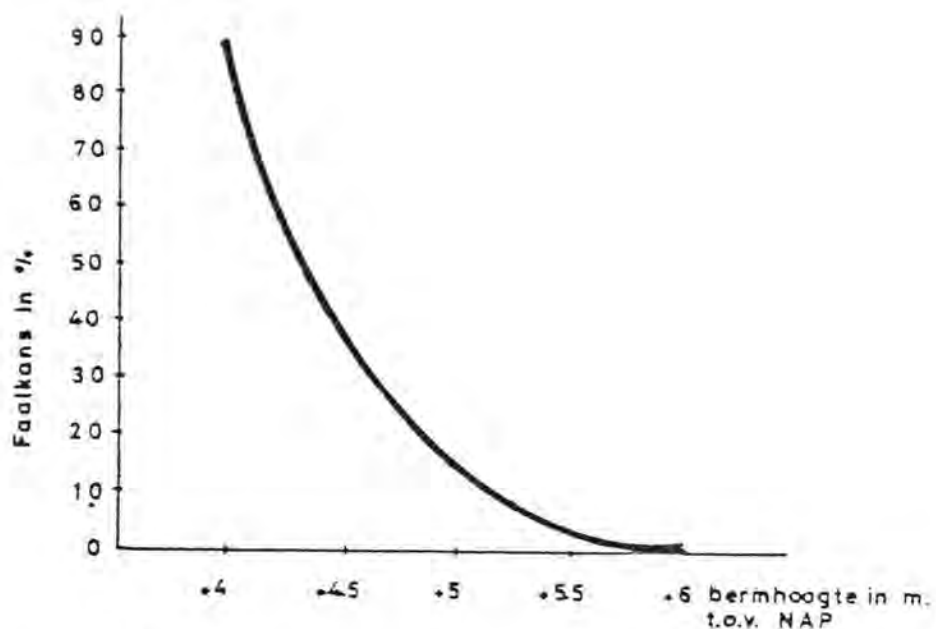
De spreiding op deze regressielijnen ten gevolge van natuurafwijkingen, modelonzekerheid van de golfvoorspelling, onzekerheid in de regressieanalyse en dergelijke, wordt verdiskonteerd in een standaardafwijking van 30 cm op de significante golfhoogte.

Het buitentalud boven de berm wordt aangevallen wanneer een aanzienlijk deel van de golven tijdens een storm hoger reiken dan de bermhoogte. Arbitrair wordt gesteld dat er schade optreedt wanneer de significante golf hoger reikt dan de berm (hetgeen overigens wordt ondersteund door de opgetreden omstandigheden tijdens de stormen waarbij schade is opgetreden). Voor de faalfunctie Z verkrijgen we aldus:

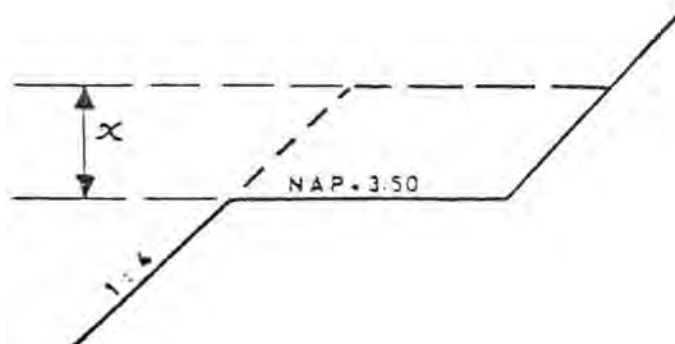
$$Z = \text{Sterkte} - \text{Belasting} = \text{Bermhoogte} - (HW + 1/2 H_s)$$

Het bepalen van de faalkans heeft plaatsgevonden met het programma PROBAB (niveau II, klasse 3), voor verschillende bermniveau's. Het resultaat is in fig. 4.3.5 gepresenteerd.

Voor het verhogen van de buitenberm is een extra investering nodig. De investeringstoename wordt berekend met een bermhoogte van NAP +3,50 m en een talud van 1:4 als basisgeval (fig. 4.3.6).



figuur 4.3.5 Faalkans voor verschillende bermniveau's



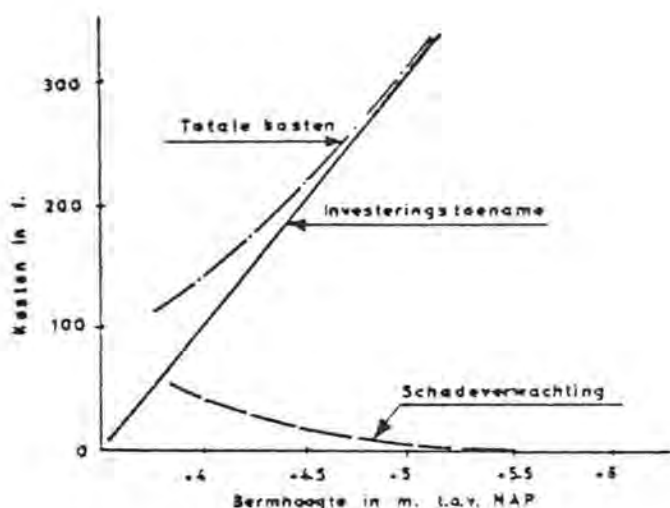
figuur 4.3.6 Toename bermhoogte

Bij een verhoging van de berm met x m bestaat de toename van de investering uit een extra aan te brengen hoeveelheid zand met taludverdediging; deze laatste kost circa f.50,--/m². De totale investeringstoename bij een verhoging van x m bedraagt circa f.200. x . per strekkende meter dam.

Ten aanzien van de schadeverwachting wordt aangenomen dat bij overschrijden van de grenstoestand ($Z < 0$) een hoeveelheid klei van $0,5 \text{ m}^3/\text{m}^1$ van het boventalud erodeert. Deze klei dient opnieuw aangebracht te worden en afgedekt met een doek. Wanneer deze afdekking over $4,0 \text{ m}$ breedte plaatsvindt bedragen de schadeherstelkosten circa $f.50,-/\text{m}^1$.

Door deze schadeherstelkosten te vermenigvuldigen met de reeds bepaalde faalkans bij een bepaalde bermhoogte wordt de schadeverwachting verkregen.

In figuur 4.3.7 is het optimalisatieprobleem grafisch weergegeven.



figuur 4.3.7 Grafische weergave optimalisatieprobleem bermhoogte in m ten opzichte van NAP

Het blijkt dat de schadeherstelkosten dermate gering zijn ten opzichte van de investeringstoename bij een verhoging van de berm, dat, ondanks de vrij grote faalkans, een bermhoogte van NAP +4,00 m zelfs nog hoger is dan het optimum.

Gekonkludeerd wordt dat het bermniveau van NAP +4,00 m, zoals dat in eerste instantie voor de eindsituatie is ontworpen, niet aangepast behoeft te worden op de tijdelijke situatie tot aan het gereedkomen van de stormvloedkering. Uit de kansberekening blijkt dat een situatie waarbij hoogwaterstand + de halve significante golf de bermhoogte overschrijden bijna eens per jaar optreedt. Het is derhalve raadzaam reeds vroegtijdig af te wegen of (en zo ja welke en wanneer) maatregelen genomen dienen te worden tegen aantasting van het talud. Wanneer de kans op taluderosie werkelijk 1 zou zijn verdient het voorkeur reeds direkt na aanleg of voor het stormseizoen het talud te beschermen (met stromat of doorgroeiemat). Wanneer verwacht wordt dat het gras zich toch reeds voldoende ontwikkeld heeft om (ernstige) schade te voorkomen kan overwogen worden te wachten met afdekken tot het eventueel nodig blijkt. Hierbij wordt dus de gok genomen met als winst het eventueel niet beschermen en als prijs het eventueel moeten herstellen van het talud.

Toetsing bermhoogte in eindsituatie

De keuze van bermhoogte op NAP +4,00 m houdt tevens in dat er in de eindsituatie met open stormvloedkering een reële kans bestaat op overspoeling van de buitenberm. Dit kan gevolgen hebben voor het toekomstige beheer van de Oesterdam zoals bijvoorbeeld het tijdelijk afsluiten van de parallelweg op de buitenberm, op het damgedeelte langs de Schelde-Rijnverbinding, vanwege de ontoegankelijkheid door te hoge golfoploop. Teneinde hieromtrent wat meer inzicht te verkrijgen wordt in het hiernavolgende getracht de bermoverspoeling te kwantificeren.

Vanwege de onzekerheden in diverse invloedsfactoren wordt de kwantificering van de overspoeling probabilistisch benaderd. Eerst volgt een overzicht van de belangrijkste parameters welke in de berekeningen worden toegepast, namelijk:

- Hoogwaterstand (HW)

Deze kan worden ontleend aan de overschrijdingsfrequentielijn voor de eindsituatie met open stormvloedkering, welke is gepresenteerd in paragraaf 3.2.1. Hieruit wordt de kansdichtheidsfunctie van de hoogwaterstanden afgeleid door schematisering van de frequentielijn door middel van een extreme waarde-verdeling. Hiertoe wordt de frequentielijn geschematiseerd door de punten $HW = NAP + 4,26 \text{ m}$ ($f = 10^{-2}$) en $HW = NAP + 3,70$ ($f = 10^{-1}$) waaruit volgt:

$$P(HW > x) = e^{-4,11(x - 3,14)}$$

Volgens tabel 3.2.2 moet voor hoogwaterstanden met een overschrijdingsfrequentie van 1 keer per jaar rekening worden gehouden met een standaardafwijking van 0,14 m. Tengevolge van extra onzekerheid door de schematisering van de overschrijdingsfrequentielijn wordt extra een standaardafwijking van 0,10 m (Afw. HW) gehanteerd.

- Buistoot/oscillaties (Bos)

Konform het Rapport van de Deltacommissie kan voor de Oesterdam worden uitgegaan van $Bos = 0,05 \text{ m}$.

Bij gebrek aan statistisch materiaal wordt $\mu = 0,05 \text{ m}$ en $\sigma = 0,05 \text{ m}$ aangehouden.

- Signifikante golfhoogte (H_s)

Voor wind uit westelijke richtingen wordt een korrelatie met de hoogwaterstand verondersteld.

In lit. 65 zijn regressielijnen afgeleid voor HW en H_s .

Aangezien in dit geval frequent voorkomende golven interessant zijn, is de regressielijn voor damvak Marollegat getoetst aan registraties van de golfmeetpaal in het Marollegat, over de periode 1981 t/m 1984. Hieruit is gebleken dat de regressielijn in het hoogfrequent gebied te lage waarden voor de golven aangeeft. Daarom is op grond van de registraties een nieuwe functie afgeleid.

Voor golven uit de maatgevende windsector $260^\circ - 280^\circ$ leidt dit tot de formule: $H_s = 0,37 HW$.

Volgens paragraaf 3.2.5 moet vanwege onnauwkeurigheid in de windsnelheid met betrekking tot bepaling van de golfhoogte rekening worden gehouden met een standaardafwijking van 0,15 m.

Uitgaande van een onnauwkeurigheid in de beschrijving van de HW-H_S-relatie van 0,25 m geldt een totale standaardafwijking van $\sqrt{0,15^2 + 0,25^2} = 0,30$ m.

- Golfoploop $Z_{2\%} = Z_0 \cdot R_B \cdot R_f \cdot R_\beta$
waarin voor het maatgevende damvak Marollegat de volgende waarden van toepassing zijn:
 1. Voor Z_0 geldt, uitgaande van figuur 4.3.10 (lijn d = 4):
 $Z_0 = 1,337H_S + 0,5$.
De spreiding in Z_0 wordt dus bepaald door de spreiding in H_S ($\sigma = 0,30$ m)
 2. $R_B = 1$
Aangezien de golfoploop over het natte beloop tot op de berm wordt beschouwd is de bermreduktie niet relevant.
 3. $R_f = 0,95$
Aangehouden wordt een spreiding van 0,05
 4. $R_\beta = 1$
Aangezien de invalshoek van de golven, ten opzichte van de normaal op de dam, gelijk is aan 8° , moet bij een refraktie van 10° worden gerekend met een loodrecht invallende golf.

Met behulp van het bovenstaande kan de golfoploop worden bepaald, welke door 2% van het aantal golven wordt overschreden.

Aangezien dit 2%-kriterium niet maatgevend behoeft te zijn voor de maximaal toelaatbare overspoeling van de buitenberm wordt de golfoploop tevens bepaald voor enkele hogere overschrijdingspercentages. Volgens lit. 51 kan de golfoploop voor een willekeurig overschrijdingspercentage n , worden berekend uit:

$$Z_{n\%} = Z_{2\%} \cdot 0,77 \sqrt{2 - \log n}$$

De betrouwbaarheidstuntnkie Z kan worden gedefinieerd als $Z = R - S$ waarin:

$R =$ "sterkte" = bermhoogte = H_{berm}

$S =$ "belasting" = $HW + Afw_{HW} + Bos + Z_{n\%}$

dus $Z = H_{\text{berm}} - (HW + Afw_{HW} + Bos + Z_{n\%})$

De berekeningen van de overspoelingskans van de buitenberm zijn uitgevoerd met het computerprogramma PROBABSPOE (niveau II-klasse 3). De overspoelingskans kan worden gedefinieerd als de kans dat meer dan een bepaald percentage van het aantal golven de buitenkruinlijn van de berm passeert.

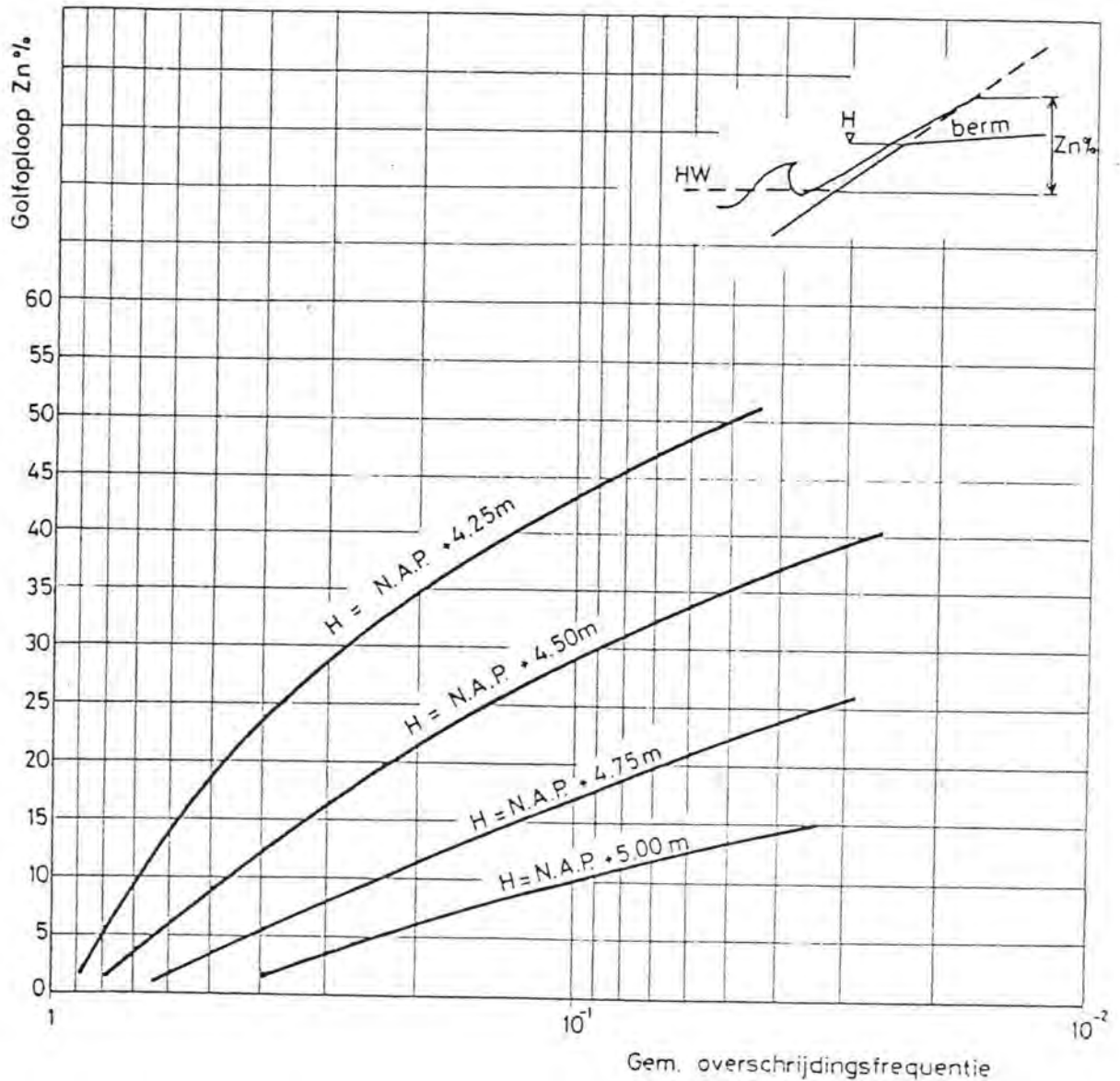
De gebezigde gemiddelden en standaardafwijkingen van de diverse parameters zijn samengevat in tabel 4.3.1.

parameter	μ -waarde	σ -waarde	soort verdeling
H_{berm}	NAP + 4,00 m	0,05 m	normaal
HW	variabel	0,14 m	extreme waarden
Afw.HW	0,00 m	0,10 m	normaal
Bos	0,05 m	0,05 m	normaal
Afw.H _S	0,00 m	0,30 m	normaal
R_B	1	-	-
R_f	0,95	0,05	normaal
R_β	$\cos 0^\circ = 1$	-	-

tabel 4.3.1 Overzicht van kansverdelingen van diverse parameters

De invloed van wijziging in de bermhoogte is bepaald door tevens berekeningen uit te voeren voor afwijkende bermhoogten. Om een uitspraak te kunnen doen over de overspoelingsfrequentie van de buitenberm zijn de berekende faalkansen omgerekend tot frequenties.

Hierbij wordt een faalkans van bijvoorbeeld 50% per jaar gelijkgesteld aan een gemiddelde frequentie van 1 keer per 2 jaar. Het resultaat van de berekeningen is weergegeven in figuur 4.3.8.



Figuur 4.3.8 Overspoelingsfrequentie buitenberm voor diverse bermhoogten

De golfploep is steeds berekend voor een doorgaand talud van 1:4. Het gedeelte tussen de buitenkruinlijn (NAP +4,00 m) en de zijkant van de weg (NAP +4,25 m) heeft echter een helling van 1:20 (berm naast de weg) (fig. 4.3.9). Hierdoor ontstaat een moeilijk te kwantificeren reductie op de golfploep. Hierna wordt getracht hiervoor een waarde in te schatten.

Bij de berekening van de golfoploop op een denkbeeldig talud vanaf de zijkant van de weg kan de berm naast de weg worden beschouwd als tussenberm.

De maatgevende waterstand voor de overspoeling van de weg bedraagt ca. NAP +3,00 m. Daarbij hoort een golfhoogte van $H_S = 1,1$ m (= 0,37 HW) en een golfoploop $Z_0 = 1,337 H_S + 0,5 = 2,0$ m. Met de faktor $\frac{B}{H} (= \frac{4,5}{1,1} = 4)$ kan uit figuur 4.3.11 worden af-

geleid dat $R_B = 0,58$.

Aangezien de berm in dit geval circa $1/2 Z_0$ boven de ontwerpwaterstand ligt wordt de bermreduktie slechts voor de helft in rekening gebracht, dus $R_B = 0,8$.

Bij de genoemde golfoploop van $Z_0 = 2,0$ m levert dit een reductie op van 0,4 m.

Dit betekent dat voor de overspoelingskans van de parallelweg kan worden afgelezen bij de lijn van NAP +4,50 à +4,75 m.

Het is niet geheel duidelijk welk criterium geldt voor het afsluiten van de weg. Uitgaande van een arbitrair gekozen criterium van overspoeling door 10 à 15% van het aantal golven zou de weg 5 à $2 \cdot 10^{-1}$ keer per jaar moeten worden afgesloten.

Afhankelijk van de te kiezen sluitstrategie voor de stormvloedkering wordt deze frekwentie lager.

De sluitstrategie houdt in:

- de keuze van de voorspelde waterstand op de Noordzee, waarbij de stormvloedkering wordt gesloten. Naar verwachting zal dit de waterstand zijn die 5 à $2 \cdot 10^{-1}$ keer per jaar voorkomt;
- de waterstand op de Oosterschelde waarbij wordt gesloten. Deze zal naar verwachting zodanig zijn dat hierbij de weg niet behoeft te worden afgesloten.

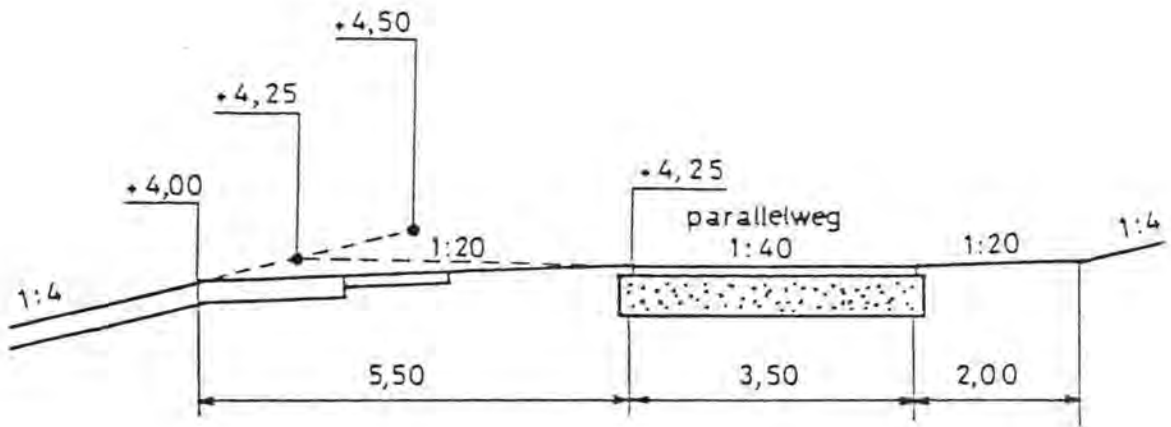
Een en ander betekent dat afsluiten van de weg alleen noodzakelijk wordt bij stormen die voorkomen met een frekwentie die ligt tussen $5 \cdot 10^{-1}$ en $2 \cdot 10^{-1}$ keer per jaar.

Hogere stormen worden afgetopt door de stormvloedkering en lagere stormen leiden niet tot afsluiting.

Als wordt gekozen voor een strategie die leidt tot vaker afsluiten van de stormvloedkering dan $2 \cdot 10^{-1}$ keer per jaar wordt de omvang van bovengenoemd gebied en daarmee de frekwentie van afsluiten van de weg kleiner. De overspoeling die leidt tot het afsluiten van de weg treedt slechts op bij een open stormvloedkering en duurt dus slechts enkele uren.

Een en ander wordt acceptabel geacht omdat de betreffende weg (op het damgedeelte langs de Schelde-Rijnverbinding) als parallelweg slechts een recreatieve functie heeft en als doorgaande verbinding slechts dienst doet als fietspad.

Bovendien zou bij het op een hoger nivo leggen van genoemde weg nog slechts een gering hoogteverschil met de hoofdrijbaan overblijven, hetgeen uit een oogpunt van verkeersveiligheid onaantrekkelijk is.



figuur 4.3.9 Dwarsprofiel buitenberm damvak Marollegat

4.3.4 Kruinhoogte berekening

Aan de hand van een rekenvoorbeeld voor damvak Marollegat zal worden aangegeven op welke wijze de golfoploop kan worden bepaald. Z_0 kan worden afgeleid uit de in figuur 4.3.10 weergegeven grafiek.

Voor de waterdiepte ten opzichte van het voorland (d) is, gegeven de ontwerpwaterstand van NAP + 4,00 m, $d = 4,00$ m aangehouden.

$$\left. \begin{array}{l}
 T_s = 4,2 \text{ sec.} \\
 T_0 = \hat{T} = 1,2 \times T_s \text{ (lit.38)} \\
 \quad = 5,1 \text{ s.} \\
 H_s = 1,80 \text{ m (par.3.2.5)} \\
 \text{tg } \alpha = 0,25 \text{ (talud 1:4)} \\
 g = 9,81 \text{ m/s.}^2
 \end{array} \right\} \begin{array}{l}
 T_0 \cdot \sqrt{g \cdot H_s} \cdot \text{tg } \alpha = 5,35 \text{ (uit fig. 4.3.10)} \\
 d = 4,00 \text{ m} \\
 Z_0 = 3,00 \text{ m}
 \end{array}$$

Stel dat een bermbreedte wordt gekozen van 9,00 m ($=5 \cdot H_s$) dan kan in figuur 4.3.11 worden afgelezen dat een reductie faktor mag worden toegepast van $r_B = 0,54$

Een en ander leidt tot:

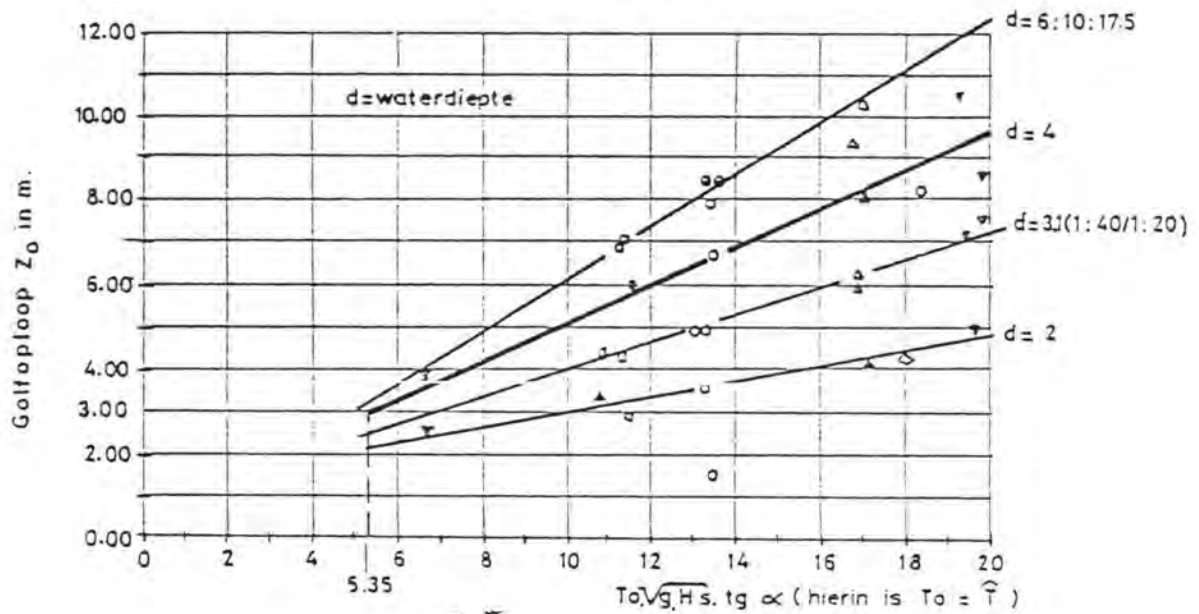
$$Z_{2\%} = Z_0 \cdot r_B \cdot r_f \cdot r_\beta, \text{ dus } Z_{2\%} = 3,0 \cdot 0,54 \cdot 1 \cdot \cos 16^\circ = 1,56 \text{ m}$$

De minimaal vereiste dijktafelhoogte is in tabel 4.3.2 bepaald.

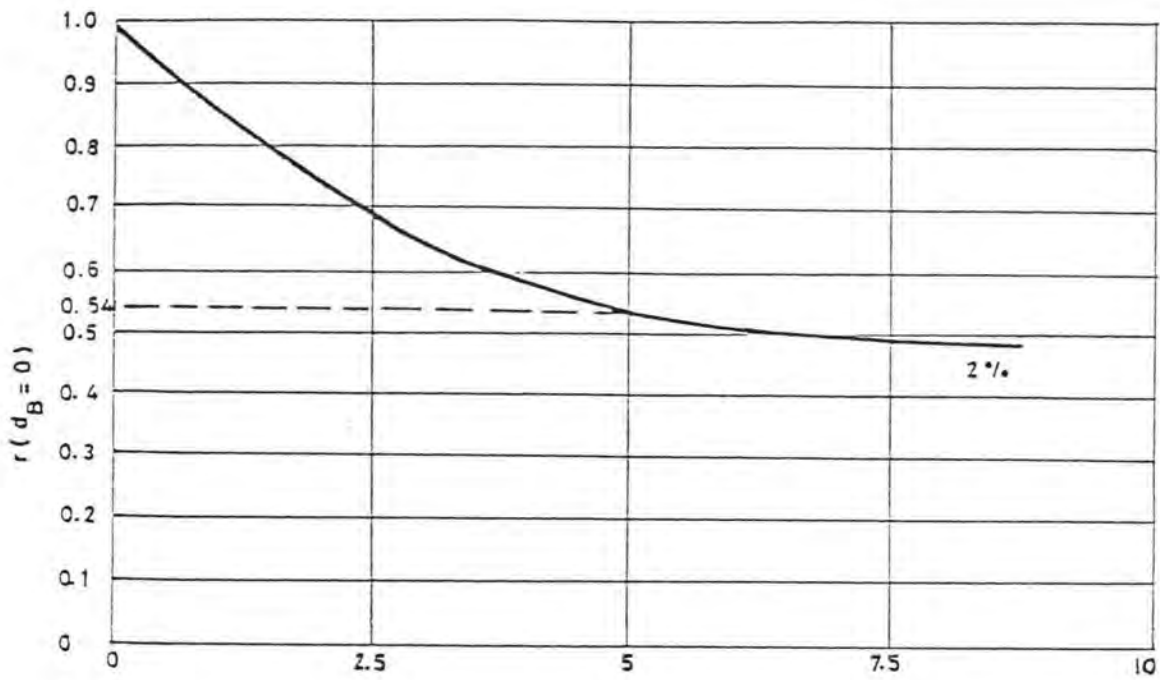
- ontwerpwaterstand	NAP + 4,00 m
- golfoploop Z 2%	1,56
- bodemdaling	0,10
- buistoot	0,05
kruinhoogte	NAP + 5,71 m

tabel 4.3.2 Bepaling kruinhoogte damvak Marollegat

Uit bovenstaande berekeningen blijkt dat de kruinhoogte onder andere afhankelijk is van de te kiezen bermbreedte. Voor de verschillende damvakken zijn bij diverse bermbreedten volgens bovenstaande methode de kruinhoogten bepaald en grafisch weergegeven in figuur 4.3.12.



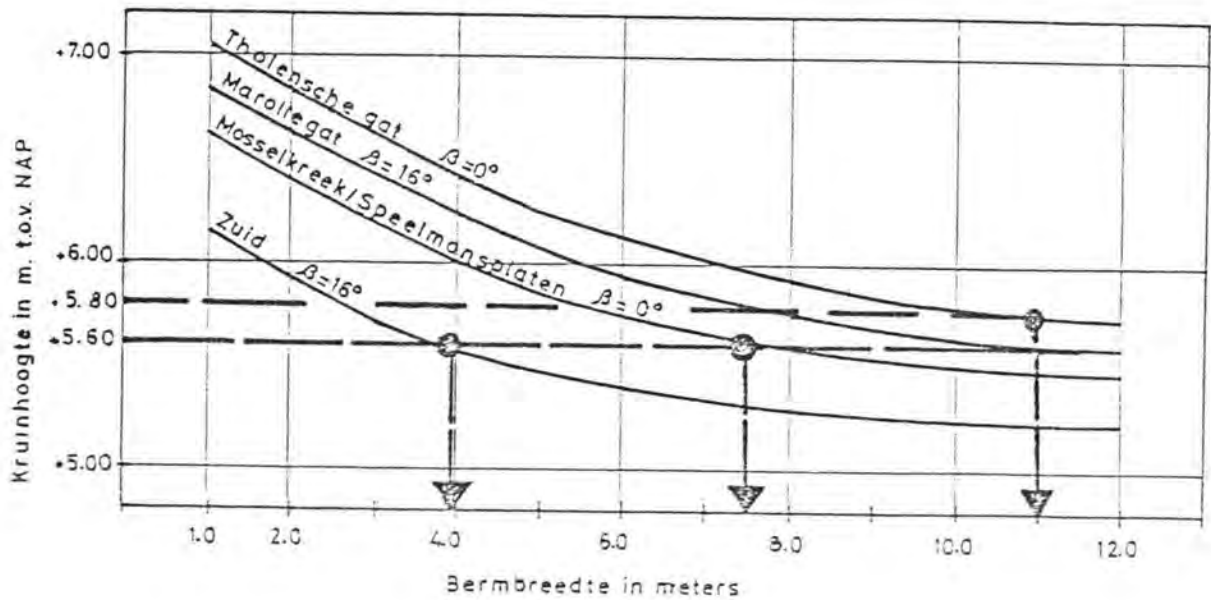
figuur 4.3.10 2% golfoploop als functie van $To \sqrt{g H_s} \tan \alpha$
(fig. 26 uit lit. 40)



$$r_B = \frac{Z \text{ met berm}}{Z \text{ zonder berm bij waterdiepte } d}$$

$$\frac{B}{H_s}$$

figuur 4.3.11 Invloed bermbreedte op golfoploop (fig. 28 uit lit. 40)



figuur 4.3.12 Kruinhoogten bij variabele bermbreedten

4.3.5 Keuze kruinhoogte/buitenbermbreedte

Vanwege landschappelijke vormgeving is een voorkeur uitgesproken voor een horizontale, zo laag mogelijke kruin (lit. 10). Voor het damgedeelte ten zuiden van het sluseiland is het damvak Marollegat maatgevend. Bij een optimale bermbreedte van 11,00 m is volgens fig. 4.3.12 een kruinhoogte van NAP + 5,60 m vereist. Uitgaande van deze kruinhoogte is afgeleid welke bermbreedten op de overige damvakken nodig zijn:

Speelmansplaten	7,50 m
Mosselkreek	7,50 m
Zuid	4,00 m

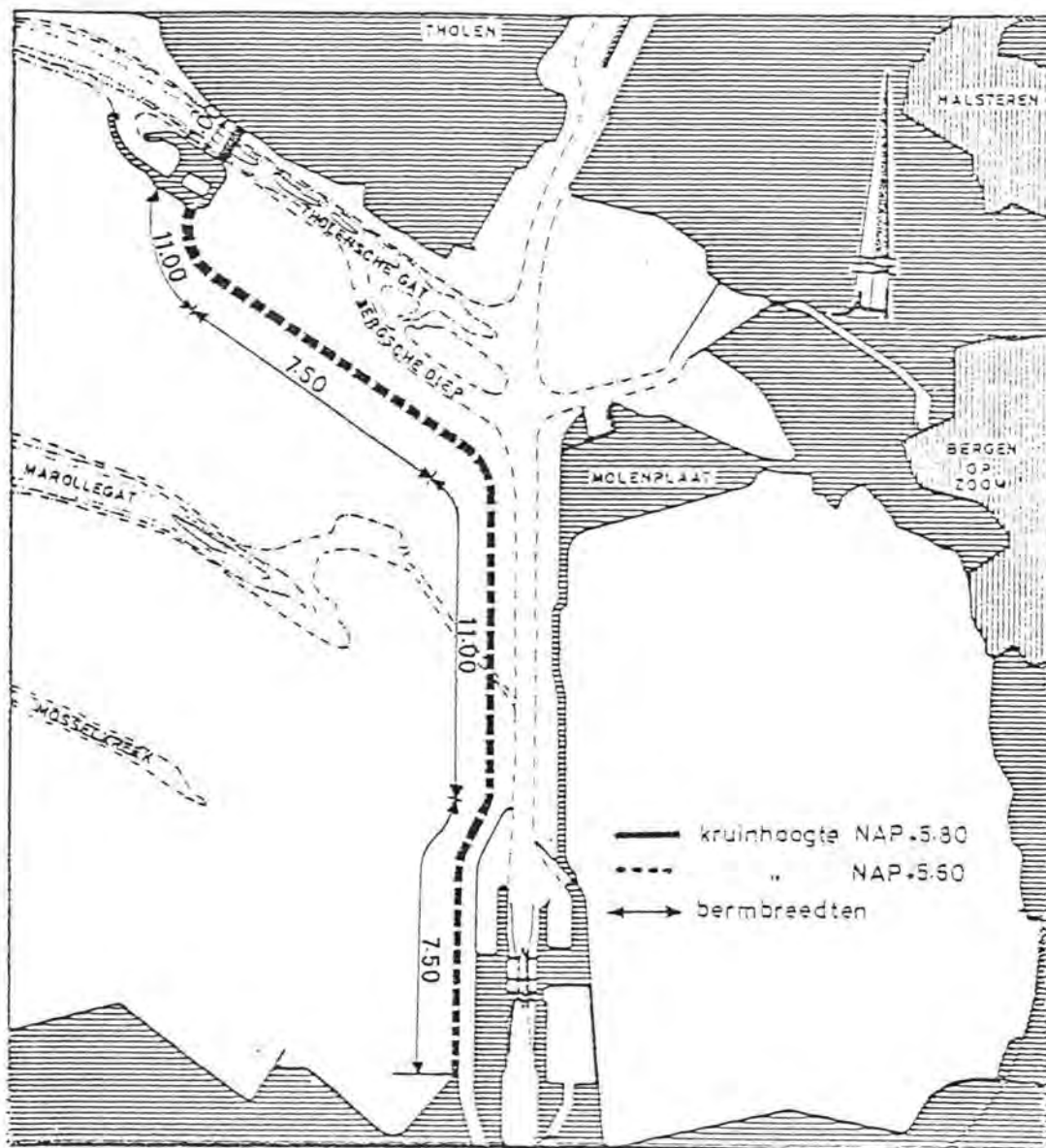
Voor het zuidelijke gedeelte van damvak Zuid is het gedeelte "Mosselkreek" maatgevend. Om een variërende bermbreedte te voorkomen wordt over de volledige lengte een bermbreedte aangehouden van 7,50 m.

De bocht ter plaatse van de aansluiting van het damvak Speelmansplaten aan het sluseiland is erg ongunstig gelegen ten opzichte van de golfaanval. Derhalve wordt hier dezelfde buitenbermbreedte toegepast als op het langs de Schelde-Rijnverbinding gelegen damvak (11,00 m).

Voor het damvak Tholensche Gat was oorspronkelijk van het principe van een vaste kruinhoogte afgeweken in verband met de hoogte van de dijkovergang bij het eiland Tholen (NAP + 7,00 m) en de hoogte van de overbrugging van de sluis (NAP + 7,00 m). Uit esthetisch en verkeerstechnisch oogpunt was het minder aantrekkelijk om de weg tussen deze punten te veel te laten dalen. Derhalve was gekozen voor een oplossing met een minimale buitenbermbreedte (5,00 m) en een relatief hoge kruin van NAP + 6,30 m. De beide wegen waren in dat geval op de kruin geprojecteerd.

Nu de geplande liftsluis wordt vervangen door een kleinere sluis is de overbrugging van de sluis en daarmee de kruinhoogte van het damvak Tholensche Gat opnieuw vastgesteld. Aangezien de brughoogte beperkt kan zijn is nu gekozen voor een gelijke hoogte van de overbrugging en het damvak Tholensche Gat. Bij de keuze van de kruinhoogte is net als bij het overige gedeelte van de Oesterdam uitgegaan van een brede buitenberm en een relatief lage kruin. Dit heeft geleid tot een kruinhoogte van NAP + 5,80 m met een buitenbermbreedte van 11,00 m (fig. 4.3.12).

De keuze van de kruinhoogten en bermbreedten zijn weergegeven in figuur 4.3.13.



figuur 4.3.13 Gekozen kruinhoogte en breedte buitenberm Oesterdam

4.3.6 Opmerkingen en aanbevelingen

In het kader van de partiële dijkversterking van de bestaande waterkeringen rondom de Oosterschelde, welke zijn ontworpen op (huidige) omstandigheden die met een gemiddelde frekwentie van 1/500 per jaar worden overschreden zijn de buitenbermen op een hoger niveau aangelegd dan de geplande bermhoogte van de C-dammen.

Tijdens de situatie met gesloten stormvloedkering kunnen langdurig stagnante peilen optreden, waarbij gekoncentreerde golfaanval mogelijk is.

Diskussiepunt is of het reëel is om voor de kruin met betrekking tot de golfoverslag uit te gaan van het $2\frac{3}{8}$ -kriterium. Analoog met PROVO-studie's in BARCON-verband zou bijvoorbeeld kunnen worden gedacht aan een $1\frac{1}{2}\frac{3}{8}$ -kriterium, wat resulteert in een 1,17x hogere golfoploop, hetgeen een circa 0,25 m hogere kruin tot gevolg heeft.

- In Deltagoot proeven (lit. 41) is de golfoverslag gemeten over de kruin van een dijk met een bermhoogte van NAP +4,00 m en een kruinhoogte van NAP +5.60 m, met loodrecht invallende golven, konform damvak Marollegat. Uit proeven op schaal 1:2, met een berm en taluds van cementbeton, zijn de volgende gegevens ontleend (tabel 4.3.3).

HW	Hs	overslag in 10 min.	% van het aantal golven	hoeveelheid
+3,99	1,86 m	15 keer	10	3,1 liter/s/m ¹
+3,54	1,76 m	2 keer	1	0,3 liter/s/m ¹
+3,50	1,57 m	1/3 keer	0,2	0

tabel 4.3.3 Golfoverslag proeven Deltagoot

De gemeten overslag leek circa 2x hoger te zijn dan in werkelijkheid, voor een deel als gevolg van een lange slingering in de goot. Hierbij moet worden opgemerkt, dat "de overslag zich steeds heeft gemanifesteerd als een dunne waterlaag, die maar net over de kruin vloeit".

De konklusie hieruit is dat het ontworpen dwarsprofiel van de C-dammen ongeveer eenzelfde veiligheid tegen golfoverslag bezit als een equivalent dijkprofiel met smalle kruin.

- Uit oriënterende probabilistische berekeningen is gebleken dat de kans op meer dan 2% golfoverslag voor een belangrijk deel wordt bepaald door de spreiding rondom het ontwerppeil. Het ligt dan ook voor de hand om hieromtrent in de nabije toekomst meer gegevens te verzamelen, teneinde een en ander beter te kunnen kwantificeren ten aanzien van de toe te passen extra ontwerpveiligheid.
- Een aantal damvakken is reeds of wordt momenteel uitgevoerd. Eventuele ontwerpaanpassingen in de toekomst vanwege wijzigingen in de hydraulische randvoorwaarden (zie ook par. 3.2.1) zullen geschieden door reductie van de hydraulische belasting van de konstruktie, hetgeen beheerstechnisch neerkomt op een verlaging van het alarmpeil. Een en ander past ook duidelijk in de huidige filosofie van BARCON, welke eveneens tendeeft naar lagere alarmpeilen (NAP +3,00 m à NAP +3,25 m in plaats van NAP +3,50 m).

4.4 Wegen

4.4.1 Inleiding

Bij het Rijk, de provincies, gemeenten etc. worden voor wegen verschillende konstrukties en breedten toegepast. Via het opstellen van algemene richtlijnen voor weg- en bermbreedten voor diverse typen wegen (onder andere RONA-Richtlijnen Ontwerp Niet Autosnelwegen) wordt getracht een en ander te normaliseren. Bij het ontwerp van de Oesterdam is uitgegaan van de richtlijnen, zoals deze van toepassing waren in 1979. Hierna zijn de richtlijnen onder andere in 1983 bijgesteld (par. 4.4.5 en 4.4.6) (lit. 42). In lit. 11 is overeengekomen dat het Rijk de parallelweg aanlegt en de Provincie de hoofdrijbaan (par. 2.8). Tijdens het ontwerp en de uitvoering is deze verhouding enigszins gewijzigd.

4.4.2 Vormgeving

In de toekomst zal de Oesterdam behalve zijn functies als waterkering en wegverbinding wellicht nog meer functies te vervullen krijgen. Daarbij kan men denken aan allerlei vormen van recreatie, zoals sportvissen, onderwatersport en oeverrecreatie. In de vormgeving, de inrichting en de landschappelijke inpassing van de dam is getracht op deze mogelijke ontwikkelingen te anticiperen. Daarbij zijn de volgende uitgangspunten in acht genomen.

- De dam moet enige toekomstige ontwikkeling van nevenfuncties kunnen opvangen zonder dat daarvoor grote aanpassingen moeten worden uitgevoerd; deze mogelijkheden behoeven niet meteen volledig te worden benut: later kan hierover per geval worden beslist;
- De Oosterschelde als natuur- en schelpdiergebied mag niet worden aangetast;
- Grootschalige recreatieve voorzieningen langs de dam verdragen zich niet met de tegenwoordige ideeën omtrent de inrichting van de kom van de Oosterschelde; bij de vormgeving behoeft daar dan ook niet op te worden geanticipeerd.

Het dwarsprofiel van de Oesterdam wordt binnen deze randvoorwaarden bepaald door de ligging van de beide wegen: de hoofdrijbaan en de parallelweg.

Op basis van lit. 10 is gekozen voor een ontwerp waarbij de parallelweg westelijk ligt van de hoofdrijbaan. Zo kunnen onderdelen van de dam die zich het beste lenen voor enigerlei vorm van kleinschalige recreatie, eenvoudig worden ontsloten. Het gaat hier om het sluisseiland, de Oosterscheldezijde van het damvak Marollegat en de Zoommeerzijde van de Speelmansplaten. Vormgeving en inrichting bedoelen tegelijkertijd zoveel mogelijk de aandacht af te leiden van gebieden die zich juist niet voor recreatie lenen. De wegen op de dam zullen een boeiend lijnenspel opleveren: gaande van noord naar zuid bevindt de hoofdrijbaan zich op het damvak Tholensche Gat op de kruin en de parallelweg op de brede buitenberm. Op de brug over de sluis liggen beide wegen geheel op gelijke hoogte (fig. 4.4.1).

Over de Speelmansplaten daalt de hoofdrijbaan tot een laag niveau (circa NAP + 1,50 m) aan de noordoostkant van de dam. Op vrij eenvoudige wijze is hier op een eventuele lager gelegen oeverstrook een parkeerplaats in te richten. De parallelweg of het fietspad blijft op de kruin van de dam en houdt zoveel mogelijk afstand van het kwetsbare intergetijdegebied.

Vóór de bocht gaat de parallelweg naar de buitenberm, die daar, op het langs de Schelde-Rijnverbinding gelegen damvak, breed genoeg is; zo nodig kan nog een parkeerstrook worden toegevoegd. Deze lokatie is geschikt voor sportvisserij, waartegen op deze plaats ook nauwelijks bezwaar bestaat. De hoofdrijbaan is hier op de kruin gesitueerd, waardoor een vrij uitzicht over het uitgestrekte gebied mogelijk is.

Verder naar het zuiden, waar het Spuikanaal Bath begint, gaat de parallelweg weer naar de kruin, omdat de dam daar langs ondiepe slikken en schorren gaat. De hoofdrijbaan komt dan weer op een lager niveau te liggen, namelijk op een berm aan de oostzijde van de dam (fig. 4.4.1).

4.4.3 Bochtstralen

Bij een ontwerpsnelheid van 100 km/u bedraagt de straal van de tussen de diverse rechtstanden aan te houden bogen minimaal 600 m. Deze minimum stralen worden toegepast voor de bochten direct ten noorden en ten zuiden van het langs de Schelde-Rijnverbinding gelegen damvak en voor de bocht in de aansluiting van damvak Speelmansplaten op het sluseiland.

Tussen de assen van de weg op Tholen en op het damvak Tholensche Gat wordt, vanwege de geringe hoek een straal toegepast van 1000 m.

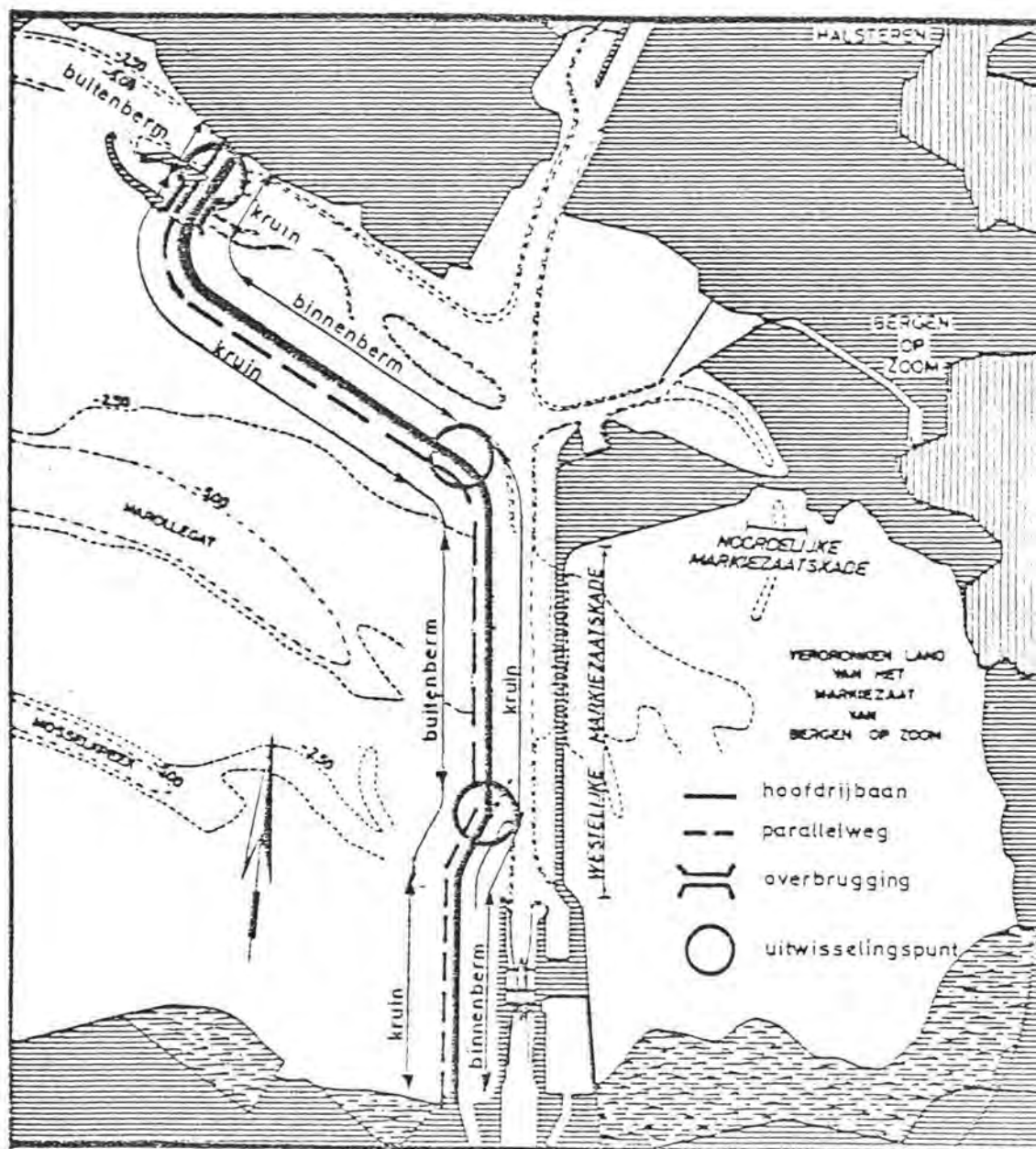
Op de keuze van de bochtstralen in damvak Zuid wordt nader ingegaan in lit. 14. Met het vaststellen van de bochtstralen van de wegen zijn tevens de bochtstralen in de dam vastgesteld (par. 4.1.3).

4.4.4 Uitwisselingspunten

In de tijdelijke situatie, als nog geen hoofdrijbaan is aangelegd, wordt ervan uitgegaan dat de werkweg ter plaatse van het Marollegat, het Tholensche Gat en het sluseiland als parallelweg fungeert, waarop doorgaand verkeer mogelijk is. Wanneer de hoofdrijbaan gereed is, is het niet wenselijk dat het doorgaande snelverkeer gebruik maakt van de parallelweg. Om toch het sluseiland te ontsluiten en het damgedeelte tussen de Kreekraksluizen en de Speelmansplaten open te stellen voor eventuele dagrecreatie, zijn uitwisselingspunten tussen hoofdweg en parallelweg gepland (fig. 4.4.1) waar het verkeer zich van de hoofdweg naar de parallelweg en vice versa kan begeven.

De westelijke ligging van de parallelweg biedt grote voordelen ten opzichte van de oostelijke voor de ontsluiting van het sluseiland. Via één aansluiting van de beide wegen kunnen namelijk via de parallelweg, over de brug, zowel het zuidelijke als het noordelijke deel van het sluseiland worden bereikt.

De verdere uitwerking van de diverse uitwisselingspunten is opgenomen in de ontwerpnota's van de diverse onderdelen van de dam.

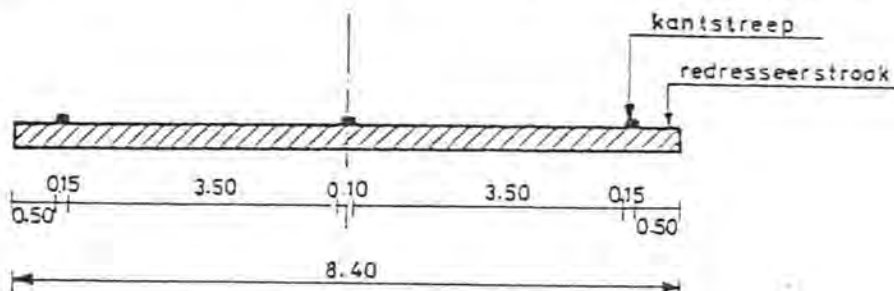


figuur 4.4.1 Ligging wegen op Oesterdam

4.4.5 Wegkonstrukties

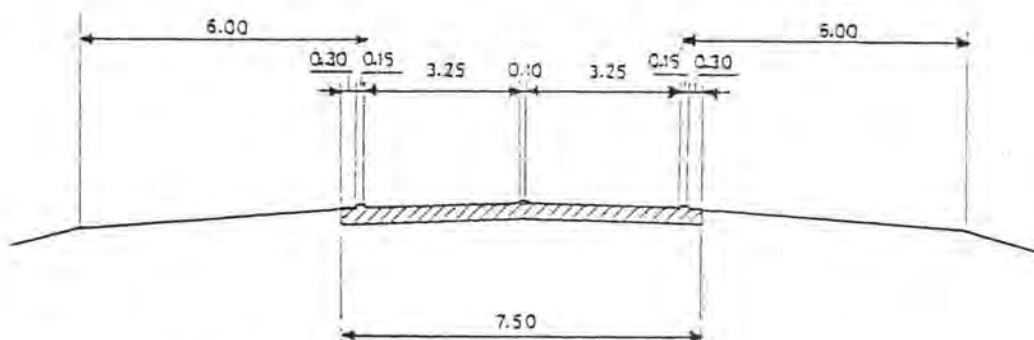
Hoofdrijbaan

Tijdens het opstellen van het ontwerp (in 1979) bedroeg de benodigde verhardingsbreedte volgens RONA 8,40 m (fig. 4.4.2).



figuur 4.4.2 Dwarsprofiel hoofdrijbaan volgens RONA 1979

Bij een herziening van de richtlijnen in april 1983 zijn de breedten van de rijstroken en van de redresseerstroken teruggebracht tot respectievelijk 3,25 m en 0,30 m, waardoor de verhardingsbreedte 7,50 m wordt (fig. 4.4.3).



figuur 4.4.3 Dwarsprofiel hoofdrijbaan volgens RONA 1983

In overleg met de Provinciale Waterstaat is de constructie van de weg vastgesteld op:

- steenfundering van slakken, dik 0,25 m
- grindasfaltbeton, dik 0,06 m
- open asfaltbeton, dik 0,04 m
- dicht asfaltbeton, dik 0,04 m

Werkweg

Zoals reeds is aangegeven in paragraaf 2.8 zal door het Rijk een werkweg worden aangelegd, die tevens dienst kan doen als onderhoudsweg zolang door de Provincie nog geen hoofdrijbaan is aangelegd. Aangezien deze werkweg niet erg druk bereden zal worden, kan de wegconstructie minimaal zijn. De breedte van de werkweg is op het damgedeelte ten zuiden van het sluseiland 3,50 m. Op het

sluiseiland en het damvak Tholensche Gat zal de werkweg 4,50 m breed worden ten behoeve van de bereikbaarheid van het sluissterrein bij kalamiteiten. In overleg met de provinciale Waterstaat in Zeeland zijn de volgende konstrukties overeengekomen (tabel 4.4.1):

konstruktieonderdeel	4,50 m brede weg	3,50 m brede weg
funderingslaag van slakken	0,25 m	0,16 m
grindasfaltbeton	0,06 m	0,06 à 0,08 m
dichtasfaltbeton	0,04 m	-
	-	oppervlakbe- handeling

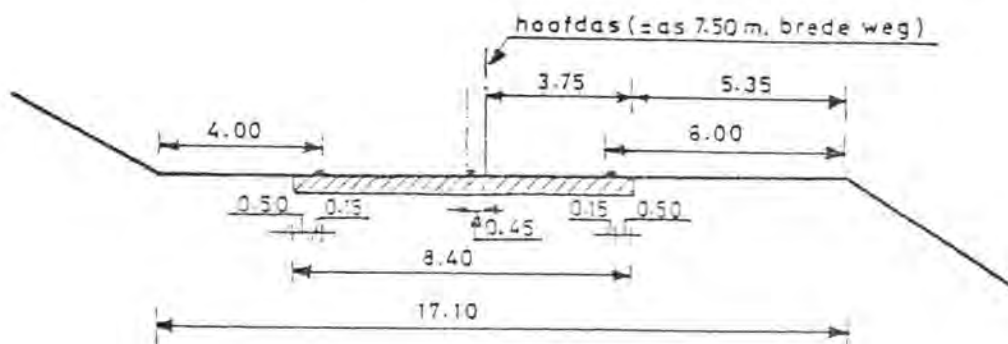
tabel 4.4.1 Konstrukties werkweg

4.4.6 Berm- en kruinbreedten

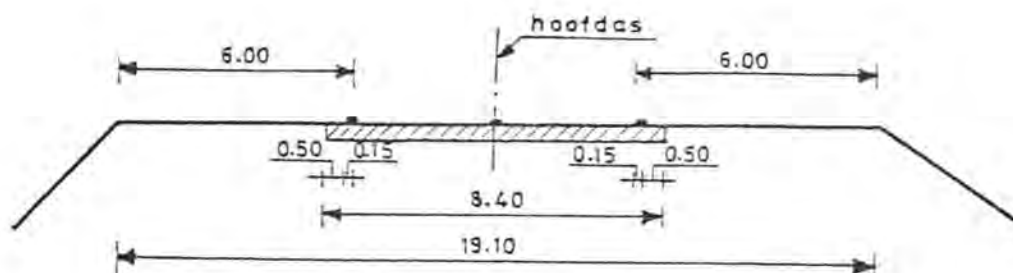
Bij het ontwerp van de breedten van wegbermen is uitgegaan van RONA (Richtlijnen Ontwerp Niet Autosnelwegen) 1979.

Hoofddrijbaan

Uitgaande van een autoweg bedraagt de bermbreedte (in ophoging) minimaal 6,00 m vanaf binnenkant kantstreep. De effectieve bermbreedte wordt hierdoor 5,35 m, bij een kantstreep van 0,15 m en een redresseerstrook van 0,50 m (fig. 4.4.2). Bermen in ingraving mogen smaller zijn. In het onderhavige ontwerp is hiervoor aangehouden een breedte van 4,00 m vanaf binnenkant kantstreep. Een en ander resulteert in een bermbreedte van 17,10 m op de damgedeelten, waar de hoofddrijbaan op de binnenberm is gelegen (gedeelte van het damvak Speelmansplaten en het zuidelijk gedeelte van het damvak Zuid) (fig. 4.4.4).
Als de hoofddrijbaan op de kruin is gelegen (damgedeelten langs de Schelde-Rijnverbinding en ter plaatse van het Tholensche Gat) is aan beide zijden van de weg een bermbreedte van 6,00 m nodig, hetgeen resulteert in een kruinbreedte van 19,10 m (fig. 4.4.5).



Figuur 4.4.4 Hoofddrijbaan op binnenberm



figuur 4.4.5 Hoofdrijbaan op kruin

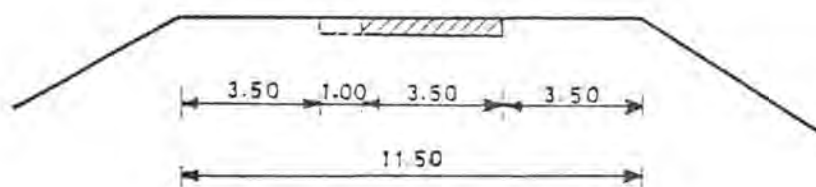
Aangezien de Provinciale Waterstaat wou volstaan met een wegbreedte van 7,50 m is bij het verdere ontwerp, voor het gedeelte waar de hoofdrijbaan op de binnenberm is gelegen, als hoofdas aangehouden de as van de 7,50 m brede weg. De kant van de weg wordt daarbij aan de oostzijde gelijkgehouden.

Na de aanpassing van RONA in april 1983 is het ontwerp van de Oesterdam is hierop niet aangepast.

Parallelweg

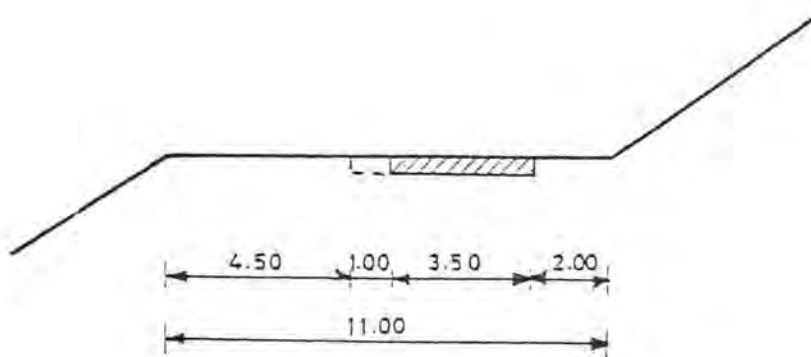
Volgens RONA 1979 bedraagt de minimale bermbreedte langs een parallelweg 2,00 m. Op de plaats waar de werkweg op de kruin is gelegen is gekozen voor bermbreedten van 3,50 m, omdat de weg in ophoging ligt. Daarmee wordt ruimte gekreëerd om in de bermen te kunnen stoppen, zonder het verkeer te hinderen. Verder is een brede kruin aantrekkelijk in verband met de te kiezen kruinhoogte.

Verder wordt ruimte gereserveerd voor een toekomstige uitbreiding van de weg tot 4,50 m breedte. Een en ander resulteert in een kruinbreedte van 11,50 m (fig. 4.4.6).



figuur 4.4.6 Werkweg op kruin

Op de damgedeelten langs de Schelde-Rijnverbinding en ter plaatse van het Tholensche Gat ligt de werkweg op de buitenberm die 11,00 m breed is in verband met de golfoploop (par. 4.3.5). Door aan de oostzijde van de werkweg de minimaal vereiste 2,00 m berm aan te houden ontstaat aan de westzijde van de weg ter plaatse van het Tholensche Gat een berm van 4,50 m en ter plaatse van het damgedeelte langs de Schelde-Rijnverbinding een berm van 5,50 m (fig. 4.4.7).



figuur 4.4.7 Werkweg op buitenberm

4.4.7 Evaluatie aanleg wegen

Naar het zich laat aanzien zal de provincie niet in staat zijn direkt na het gereedkomen van de Oesterdam de hoofdrijbaan volgens het eindprofiel aan te leggen. Verwacht wordt echter dat na het gereedkomen van de dam grote druk zal worden uitgeoefend om deze open te stellen voor het verkeer.

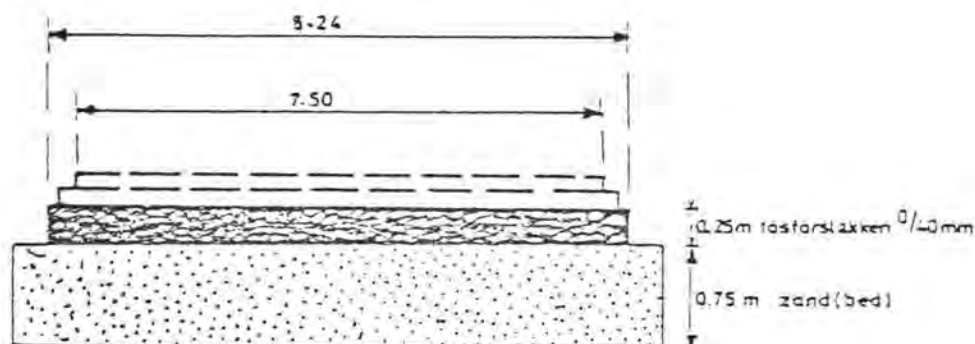
De werkweg is hierop niet berekend. De provincie denkt daarom aan een gefaseerde aanleg. De hoofdrijbaan zou daarbij een minimale breedte van 5,50 m moeten hebben, terwijl dan tevens een fietspad nodig is.

Naar aanleiding van het bovenstaande is in december 1981 met de Provinciale Waterstaat in Zeeland overeengekomen de werkweg aan te leggen in het tracé van de hoofdrijbaan, zodat zoveel mogelijk wordt ingespeeld op de voorgestane tijdelijke wegooplossing. Op het moment van deze beslissing was de uitvoering van damvak Zuid reeds zover gevorderd dat aanpassing van het ontwerp van het zuidelijk gedeelte van dit damvak aanzienlijke kosten met zich mee zou brengen. Op dit gedeelte (tot km 2.40) is de werkweg dan ook op de kruin van de dam, in het tracé van de parallelweg, aangelegd (lit. 14).

Op het oost-west gedeelte van damvak Speelmansplaten is de hoofdrijbaan op de binnenberm geprojecteerd. Aangezien op de kruin 0,80 m klei moet worden verwerkt en op de binnenberm kan worden volstaan met 0,30 m is hier door het verplaatsen van de werkweg naar het tracé van de hoofdrijbaan meer klei benodigd.

De kosten van deze extra hoeveelheid klei ($1,75 \text{ m}^3/\text{m}^1$) worden geraamd op f.100.000,= (inkl. BTW - prijspeil 1 januari 1982). In brief nr. 6272, d.d. 10-6-1982, van de Provinciale Waterstaat is vastgelegd dat deze extra kosten door de Provincie aan het Rijk zullen worden vergoed. De indexering zal plaatsvinden overeenkomstig artikel 9 van lit. 11.

In een later stadium (1983) is in overleg met de Provinciale Waterstaat besloten de konstruktie van de werkweg te wijzigen. In het tracé van de hoofdrijbaan wordt nu een slakkenbaan aangelegd, dik 0,25 m, met een breedte van 8,24 m. De breedte is zodanig gekozen dat hierop later een 7,50 m brede asfaltweg kan worden aangelegd. De Provinciale Waterstaat is er verder mee akkoord gegaan voor de onderste laag (0,15 m) plaatselijk slakken tout-venant te gebruiken die vrijkomen van de tijdelijke bestortingen van damvak Speelmansplaten I (lit. 16). Voor het overige worden fosforslakken 0-40 mm toegepast (fig. 4.4.8).



figuur 4.4.8 Konstruktie werkweg

4.5 Gloopingskonstrukties

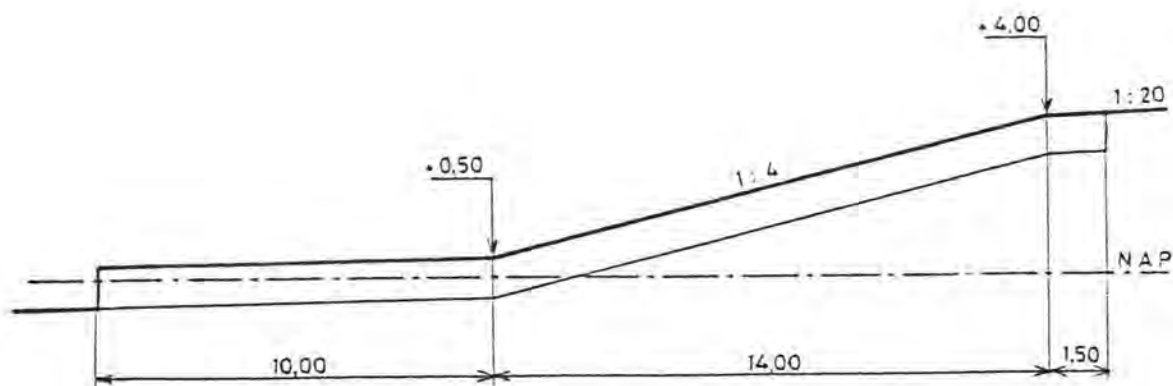
4.5.1 Keuze gloopingskonstrukties

In augustus 1978, is op grond van de toen beschikbare gegevens, een vergelijking gemaakt tussen verschillende gloopingskonstrukties.

Hierbij zijn in beschouwing genomen:

- a. stortsteen;
- b. steenasfalt;
- c. patroonpenetratie (clusteren van stortsteen met gietasfalt);
- d. betonblokken;
- e. gepenetreerde stortsteen;
- f. asfaltbeton, gekombineerd met gepenetreerde stortsteen.

Om een vergelijking mogelijk te maken zijn de konstrukties zodanig gekozen c.q. berekend dat zij bestand zijn tegen de maatgevende ontwerpgolf zoals die gold voor het damvak Marollegat ($H_S = 1,8$ m). Daarbij is het algemeen dwarsprofiel gehanteerd zoals dat is weergegeven in figuur 4.5.1.

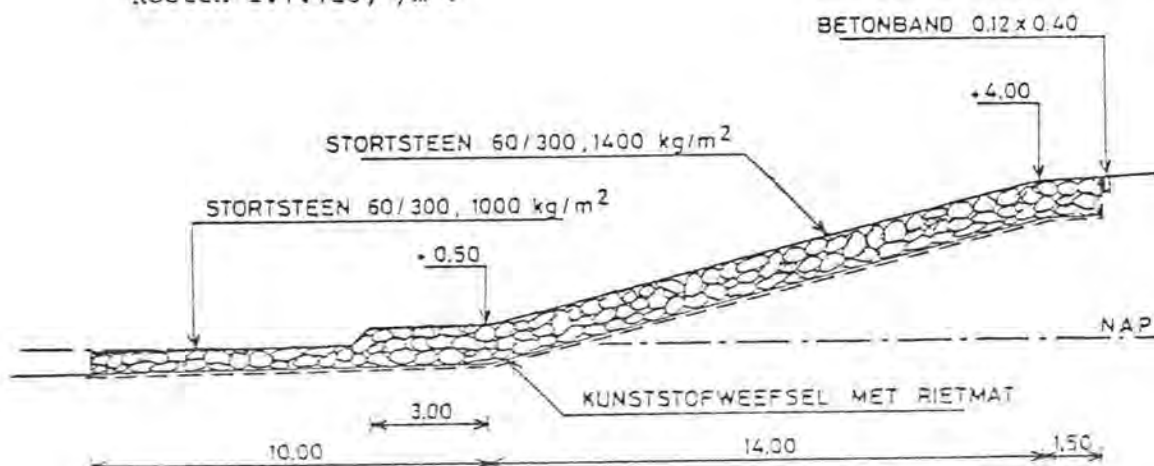


figuur 4.5.1 Algemeen dwarsprofiel Oosterscheldezijde Oesterdam

Bij het ontwerp is er van uitgegaan dat in alle gevallen op het zandprofiel een laag mijnsteen wordt toegepast. Deze is in de kostenvergelijking (prijspeil 1-1-1978) dan ook buiten beschouwing gelaten.

ad a. Stortsteen

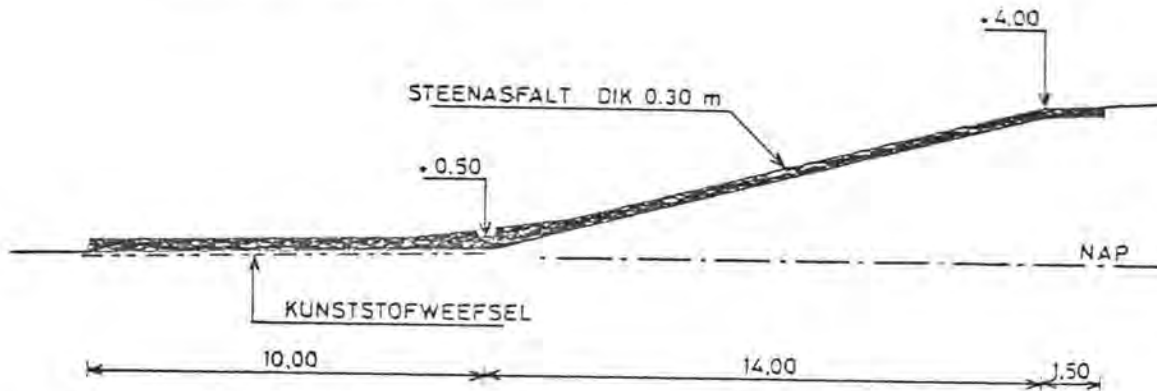
Volgens de formule van Hudson (met schadepercentage 1-5%) en de formule van Iribarren is stortsteen nodig met een M_{50} van 165 kg. Hieraan voldoet de sortering 60-300 kg ($M_{50} = 142-219$ kg). Uitgaande van $D_n = 0,37$ à 43 m en een benodigde laagdikte van $2D_n$ volgt bij $\rho_k = 2,7$ t/m³ en 40% holle ruimte een benodigde hoeveelheid van 1200 à 1400 kg/m², zodat 1400 kg voldoende is. Genoemde constructie wordt tevens toegepast voor de kreukelberm over een strook van 3,00 m aansluitend aan de teen van de dam. Op het overige gedeelte van de kreukelberm wordt volstaan met 1.000 kg/m².
Kosten f.1.120, =/m¹.



figuur 4.5.2 Glooiing van stortsteen

ad b. Steenasfalt

Volgens lit. 43 bedraagt de vereiste dikte van de konstruktie $1/6$ tot $1/10$ van de ontwerpgolfhoogte, afhankelijk van het al dan niet toepassen van een zandasfaltfilter. Bij de vergelijking van de glooiingskonstrukties is uitgegaan van een minimale dikte van 0,30 m ($1/6 \cdot 1,8$).
Kosten f.1.250,=/m¹.



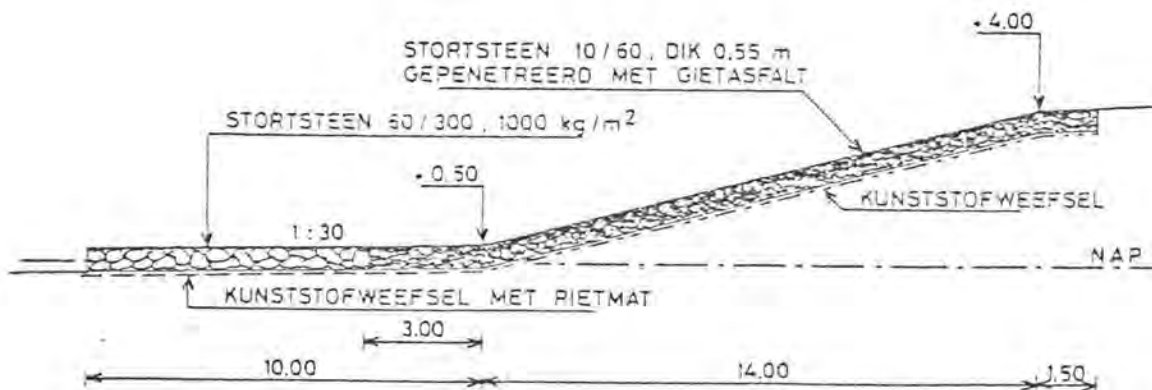
figuur 4.5.3 Glooiing van steenasfalt

ad c. Patroonpenetratie

Door via penetratie met gietasfalt in een vast patroon "clusters" te vormen van 5 à 7 stenen, die veel stabielier zijn dan enkelvoudige stenen kan, afhankelijk van de uitvoering op het vereiste stukgewicht een reductie van 5 worden toegepast. Bij deze zogenaamde patroonpenetratie moet ervoor worden gewaakt dat geen dichte konstruktie ontstaat. Dit wordt in eerste instantie bereikt door maar 60 à 70% van de holle ruimte te "vullen". De ondergrond voor bovengenoemde laag moet bestaan uit een filterdoek of een filterlaag van natuurlijke materialen.

Bij een ontwerpgolf van $H_s = 1,8$ m is een M_{50} van 165 kg vereist. Dit betekent in dit geval $1/5 \cdot 165 = 33$ kg. Hieraan kan worden voldaan door toepassing van stortsteen 10-60 kg ($M_{50} = 25-46$ kg). Als laagdikte is aangehouden $2D_n$, hetgeen neerkomt op ruim 900 kg/m².

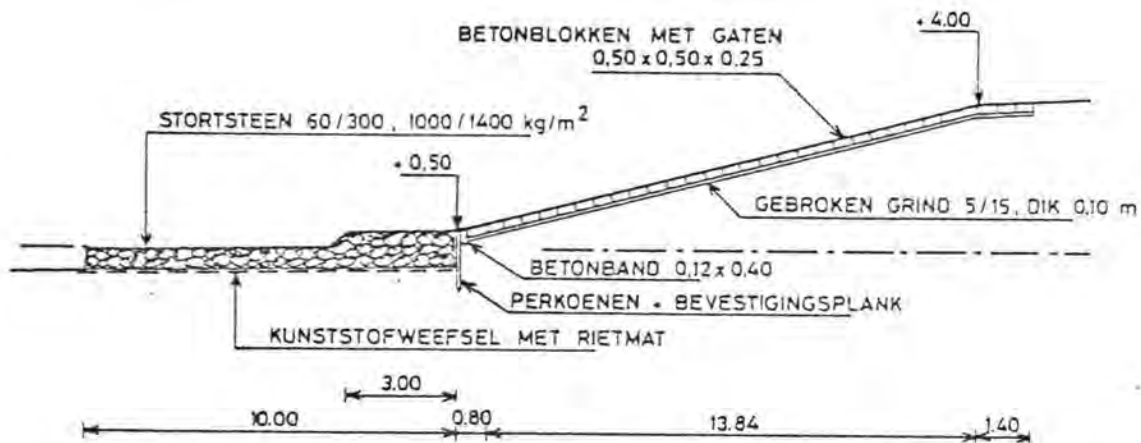
Kosten f.1.450,=/m¹.



figuur 4.5.4 Glooiing van stortsteen met patroonpenetratie

ad d. Betonblokken

Omdat ontwerpformules voor de berekening van een betonblokken-glooiing ontbraken is op grond van ervaring een blokdikte gekozen van 0,25 m. Uitgegaan is verder van een filterkonstructie als onderlaag. Om overdrukken onder de glooiing te beperken werd gedacht aan toepassing van betonblokken met gaten. De konstruktie van de kreukelberm is hetzelfde als bij de stortsteenglooiing.
Kosten f.1.370,=/m¹.

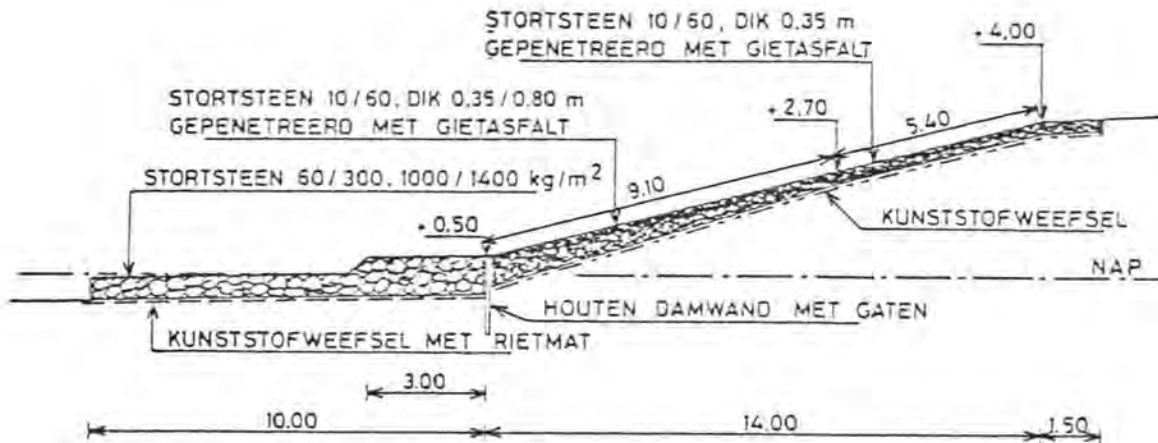


Figuur 4.5.5. Glooiing van betonblokken

ad e. Gepenetreerde stortsteen

Uitgegaan wordt van toepassing van stortsteen 10-60 kg, waarvan de holle ruimtes volledig worden gepenetreerd met gietasfalt. Bij een dergelijke konstruktie is het noodzakelijk een dichte teenkonstruktie toe te passen (damwand). Met behulp van een elektrisch analogon is berekend dat de vereiste dikte van de glooiing aan de teen 0,80 m moet zijn, aflopend tot 0,35 m op NAP + 2,70 m. Deze hoogte is afgeleid uit berekeningen voor de Brouwersdam.

De konstruktie van de kreukelberm is dezelfde als bij de stortsteenglooiing.
Kosten f.1.710,=/m¹.



figuur 4.5.6 Glooping van gepenetreerde stortsteen

ad f. Asfaltbeton gekombineerd met gepenetreerde stortsteen

In plaats van gepenetreerde stortsteen kan in de konstruktie onder e op het taludgedeelte boven NAP + 2,70 m asfaltbeton op zandasfalt worden toegepast. Uitgegaan wordt van dikte van 0,25 m asfalt en 0,15 m zandasfalt.
Kosten f. 1.600, =/m¹.

Vergelijking van de diverse konstrukties

Het voordeel van een open konstruktie ten opzichte van een gesloten konstruktie is dat deze kan worden ontworpen op de golfaanval. Bij een dichte konstruktie is de te verwachten waterstand bij een gesloten stormvloedkering van belang. Over deze waterstand bestond op het moment van vergelijken van gloopingskonstrukties nog geen duidelijkheid.

Op grond van het bovenstaande en op grond van de kosten zijn een glooping van stortsteen, steenasfalt en blokken als meest aantrekkelijk beschouwd.

Voor bekledingen aan de getijzijde van de compartimenteringsdammen is vervolgens afgezien van toepassing van open steenasfalt, onder andere vanwege de onzekerheden omtrent de sterkte en de duurzaamheid van het materiaal (lit. 35).

Een en ander betekent dat voor de westzijde van de dam nog in aanmerking kwamen stortsteen en betonblokken.

Vormgeving

Uit landschappelijk oogpunt bestond ten aanzien van de gloopingskonstrukties voor de Oesterdam de volgende voorkeur (lit. 10):

- aan de westzijde van de dam betonblokken met indien mogelijk een visuele scheiding ongeveer ter hoogte van de gemiddelde hoogwaterlijn in de eindsituatie (NAP +1,50 m);
- aan de oostzijde van de dam stortsteen;
- langs het spuikanaal zou, op het gedeelte dat is gelegen ten zuiden van de tijdelijke verbindingdam, gestreefd moeten worden naar een op beide oevers gelijke konstruktie, waarbij de voorkeur uitgaat naar steenachtige materialen.

Keuze konstruktie

Voor de westzijde van de dam is uiteindelijk gekozen voor een blokkenglooiing vanwege:

- de mogelijkheid tot hergebruik van materialen (vooral koper-slakblokken); hierop wordt nader ingegaan in par. 4.5.2;
- de landschappelijke voorkeur.

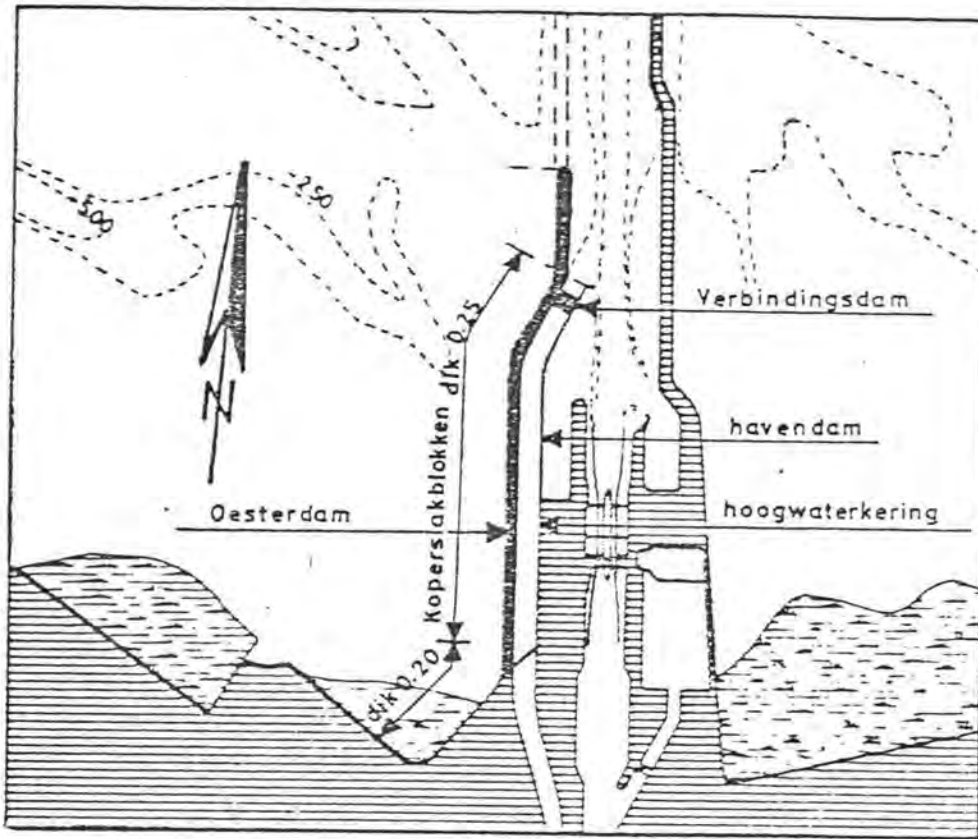
Voor de oostzijde van de dam is, in eerste instantie voor damvak Zuid (par. 4.5.2 en lit. 14) en later ook voor de rest van de dam, gekozen voor toepassing van een stortsteenglooiing. Deze keuze is ingegeven door een landschappelijke voorkeur, de flexibiliteit van de konstruktie ten aanzien van aanpassingen en vooral vanwege de beschikbaarheid van stortsteen uit de Markiezaatskade voor hergebruik.

4.5.2 Verbindingsdam damvak Zuid

Na aanleg van damvak Zuid van de Oesterdam vervalt de functie van de westelijke havendam van het Kreekraksluizenkomplex. De golfaanval vanuit het westen en de dwarsstroom door het getij worden dan door de Oesterdam opgevangen. Als de compartimenteringsdammen gereed zijn vervalt tevens de functie van de westelijke hoogwaterkering ten zuiden van de havendam.

In deze situatie is de glooiingskonstruktie van zowel de havendam als de hoogwaterkering grotendeels overbodig geworden. Opbreken en hergebruiken van materialen, afkomstig van deze glooiing is dan voor de Oesterdam echter niet meer aantrekkelijk.

Door ter hoogte van de kop van de westelijke havendam van het Kreekraksluizenkomplex een tijdelijke verbindingsdam met de Oesterdam aan te leggen, ontstaat ten zuiden hiervan een getijloos bekken waarin een waterstand van circa NAP zal ontstaan (fig. 4.5.7).



figuur 4.5.7 Verbindingsdam Oesterdam-westelijke havendam

Dit biedt de mogelijkheid om binnen het bekken de glooiingskonstrukties af te stemmen op de eindsituatie en de bestaande glooiingskonstruktie aan de westzijde van de havendam en hoogwaterkering, die hoofdzakelijk bestaat uit koperslakblokken, op te nemen voor hergebruik op de Oesterdam. Dit betekent vooral een financieel voordeel, maar ook kan ingespeeld worden op de landschappelijke voorkeur om langs het spuikanaal op beide oevers een gelijke glooiingskonstruktie aan te leggen.

Verdere voordelen van de aanleg van de verbindingsdam zijn:

- de mogelijkheid van het in den droge ontgraven van de insteken van de taluds langs het spuikanaal op het buitendijks gedeelte;
- het voorkomen van overstroming van de op NAP +3,00 m gelegen binnenberm van de Oesterdam, waardoor geringe eisen kunnen worden gesteld aan de bekleding.

Vrijkomende materialen

De afmetingen van de op te breken koperslakblokken zijn 0,33x0,20x0,25 en 0,33x0,20x0,20 m. Door ook van het westelijk van de Oesterdam gelegen gedeelte van de hoogwaterkering de koperslakblokken gedeeltelijk op te nemen komen voldoende blokken vrij om over de gehele lengte van de Oesterdam een strook aan te kunnen leggen vanaf de teenlijn tot NAP +1,80 m, terwijl bovendien meer flexibiliteit ontstond, nodig voor de gefaseerde aanleg van de dam. Bovendien blijft dan nog een hoeveelheid blokken over voor onderhoud. Rekening is hierbij gehouden met een breukpercentage van 5%.

Veiligheid tijdelijke situatie

De kruinhoogte van de Oesterdam (NAP +5,60 m) is gebaseerd op de situatie na het gereedkomen van de stormvloedkering. In de tijdelijke situatie met ongereduceerd getij (To-situatie) is er een grotere kans op golfoverslag dan in de eindsituatie. Kwantificering hiervan geschiedt door middel van een probabilistische toetsing van het reeds uitgevoerde damvak Zuid. De hierbij gebezigde uitgangspunten zijn als volgt samen te vatten:

1. Hoogwaterstanden (HW)

Gebruik wordt gemaakt van een op lit. 54 gebaseerde hoogwateroverschrijdingsfrequentielijn. De frequentielijn voor de Oesterdam wordt voor de To-situatie geschematiseerd met de formule:

$$P(\underline{HW} > HW) = e^{-3,07 (HW - 3,50)}$$

In par. 3.2.1 is aangegeven dat voor de huidige situatie voor de overschrijdingsfrequenties 10^{-1} en 10^{-2} keer per jaar standaardafwijkingen van respectievelijk 0,12 m en 0,18 m van toepassing zijn, aangehouden wordt 0,19 m. Vanwege schematisering van de frequentielijn wordt rekening gehouden met een extra modelonzekerheid van 0,10 m (Afw HW).

2. Toeslag vanwege bui-oscillatie/buistoot (Bos)
Par. 4.3 geeft aan dat voor de Oesterdam kan worden uitgegaan van een toeslag op de waterstanden van 0,05 m. Vanwege gebrek aan statistisch materiaal wordt een standaardafwijking van 0,05 m ingeschat.
3. Bodemdaling/zeespiegelrijzing (Z_r)
In de situatie zonder stormvloedkering moet rekening worden gehouden met stijging van de zeespiegel ten opzichte van het NAP-vlak, hetgeen wordt beïnvloed door daling van het NAP-vlak en/of stijging van het zeeniveau. Volgens lit. 37 is een relatieve bodemdaling van 0,15 m à 0,20 m per eeuw reeel, zodat voor een periode van circa 5 jaar dit verschijnsel wordt verwaarloosd, dus $Z_r = 0$.
4. Signifikante golfhoogte (H_S)
Uit golfregistraties in het Marollegat blijkt voor wind uit westelijke richting een globaal verband tussen golfhoogte en waterstand, namelijk $H_S = 0,29$ à $0,45$ HW, dus een gemiddelde waarde $H_S = 0,37$ HW. Aangezien voor damvak Zuid een lagere ontwerp-golf van toepassing is dan voor damvak Marollegat (namelijk $H_S = 1,3$ m i.p.v. 1,8 m) wordt uitgegaan van $H_S = (1,3/1,8) \times 0,37$ HW = $0,27$ HW met een modelonzekerheid van 0,25 m (Afw H_S)
5. Golfoploop (Z_0)
Voor de C-dammen wordt de volgende formule toegepast:
 $Z_0 = Z_0 \cdot r_B \cdot r_f \cdot r_\beta$ (zie ook par. 4.3.4)
Voor de diverse parameters geldt:
 - a. Ongestoorde golfoploop Z_0
Uitgaande van een spreidingsgebied:
 $1,15 T_s < T_s < 1,25 T_s$
 $1:4,5 < \text{tg} \alpha < 1:3,5$
 $3,00 \text{ m} < d < 4,00 \text{ m}$
volgt uit figuur 4.3.10:
 $Z_0 = 1,33$ à $1,78 H_S$
Hieruit volgt een gemiddelde waarde van $Z_0 = 1,56 H_S$ en een modelonzekerheid van 0,25 m (Afw Z_0)
 - b. Bermreduktie r_B
Voor $B/H_S = 7,5/1,3 = 5,8$ geldt een gemiddelde waarde van $r_B = 0,515$ (fig. 4.3.11). Voor de standaardafwijking wordt van 0,10 aangehouden.
 - c. Ruwheidsfactor r_f
Voor de golfoploop op de buitenberm en grastalud wordt een gemiddelde waarde $r_f = 1$ aangenomen met een standaardafwijking van 0,05
 - d. Reduktie r_β t.g.v. invalshoek β
Uitgegaan wordt van $r_\beta = \cos 16^\circ = 0,961$ als gemiddelde waarde met 5° onzekerheid, dus een standaardafwijking van 0,02.
6. Kruinhoogte (H_{kr})
De aanleghoogte bedraagt minimaal NAP +5,60 m. De faalfunctie, welke de kans bepaalt dat de kruinhoogte door 2% van het aantal golven worden overschreden, kan worden beschreven met $Z = R - S$, waarin:
 Z = faalfunctie
 R = sterkte
 S = belasting

dus: $Z = Hkr - (HW + Afw.HW + Bos + Zr + Z2\% + Afw H_S)$.

De berekening uitgevoerd met programma PROBKZRUID (niveau II-klasse 3), geeft een kans van 5% dat de golfoverslag meer dan 2% bedraagt. Deze kans wordt voor een groot deel (circa 80%) bepaald door de onzekerheden in de hoogwaterstand.

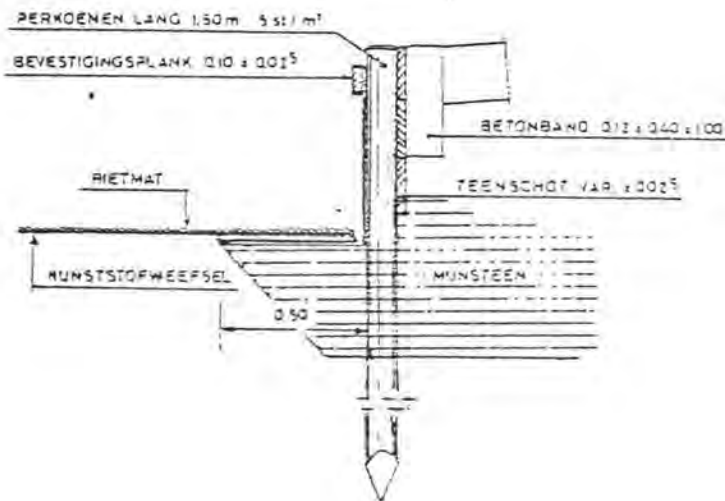
Een veel grotere kans wordt akseptabel geacht voor genoemde konstruktie mede gezien de bezwijkreserve door de aanwezigheid van de achterliggende hoogwaterkering en de geringe komberging en door het grote verschil tussen 2% golfoverslag en bezwijken van de dam. Met het vroegtijdig verwijderen van koper-slakblokken zijn daarom geen extra risico's gemoeid.

4.5.3 Oosterscheldezijde

Teenkonstruktie

Aan de teen van het talud wordt een konstruktie toegepast bestaande uit perkoenpalen, waaraan een teenschot wordt bevestigd om te voorkomen dat de mijnsteen en het onderliggende zand van het talud tussen de perkoenpalen door uitspoelt in de stortsteen. De hoogte van het teenschot is afhankelijk van de toe te passen hoeveelheid stortsteen op de kreukelberm. Tussen het teenschot en de koper-slakblokken wordt een betonband, 0,12x0,40 m, geplaatst, die dient om de onderste rij blokken in een rechte lijn te kunnen plaatsen.

Aan de buitenzijde van de perkoenrij wordt het filterdoek van de kreukelbermkonstruktie met een bevestigingsplank bevestigd (fig. 4.5.8).

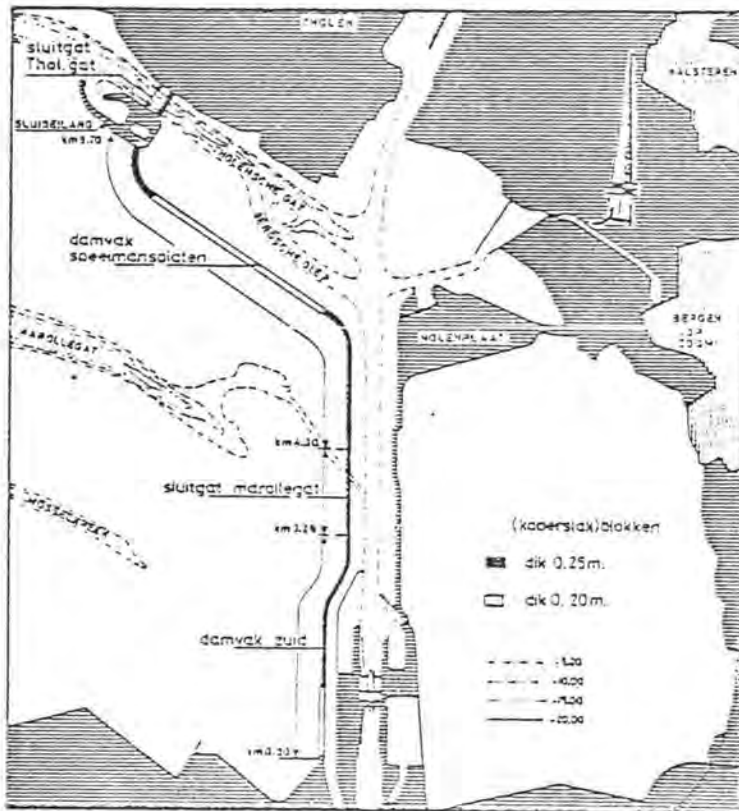


Figuur 4.5.8 Teenkonstruktie

Koperslakblokken

Een strook koperslakblokken onderaan het talud is konstruktief aantrekkelijk omdat dit een open konstruktie vormt. Hierdoor kunnen grote wateroverspanningen op dit gedeelte van het talud worden voorkomen. Een juiste fasering maakt het mogelijk om op de minder aangevallen damvakken (het zuidelijk gedeelte van damvak Zuid en het oost-west gelegen gedeelte van damvak Speelmansplaten) koperslakblokken dik 0,20 m toe te passen en op de zwaarder aangevallen gedeelten, blokken dik 0,25 m (fig. 4.5.9). Op grond van ervaringen wordt de dikte van de blokken voldoende geacht. Dit wordt bevestigd door het Deltagoot-onderzoek van het dwarsprofiel van damvak Marollegat (lit. 41).

Gezien de open structuur van de koperslakblokken worden deze aangebracht op een filterkonstruktie, bestaande uit een 0,50 m dikke mijnsteenlaag met daarop 0,10 m gebroken grind. Bij damvak Zuid is overigens een laag mijnsteen toegepast van 0,70 m in verband met de "droge" uitvoering (lit. 14).



figuur 4.5.9 Toe te passen (koperslak)blokken

Betonblokken

Aansluitend aan de koperslakblokken worden betonblokken toegepast met inkassingen (systeem Haringman). Om te voorkomen dat water in de inkassingen achterblijft worden op het horizontale gedeelte aansluitend op het talud vlakke blokken verwerkt. Omtrent de toe te passen dikten en de toe te passen onderlaag (open of dicht) bestaat geen eenduidige visie.

In het verleden zijn blokken aangebracht op zowel een kleilaag (dikte 0,80 - 1,00 m) als op een filterkonstruktie, veelal bestaande uit een mijnsteenlaag (dik 0,50 - 0,70 m) en een laag grind (dik 0,05 - 0,15 m). Hierbij werd de benodigde dikte van de betonblokken op grond van ervaring vastgesteld. De te kiezen dikte was niet afhankelijk van de onderliggende konstruktie.

Op grond van het bovenstaande was voor de Oesterdam gekozen voor een blokdikte van 0,25 m op de meest aangevallen plaatsen en 0,20 m op de overige gedeelten (fig. 4.5.9).

Bij het eerste damvak dat is uitgevoerd (Zuid) was in het bestek als onderlaag een filterkonstruktie voorzien. Op grond van een alternatieve aanbieding van de aannemer is gekozen voor een onderlaag van klei, dik 0,80 m (lit. 14).

Voor de overige damvakken is de keuze van de dikte van de betonblokken gebaseerd op de resultaten van het Deltagoot-onderzoek van damvak Marollegat (lit. 41).

Aan de hand van de resultaten van de proeven die zijn uitgevoerd op schaal 1:2 met loodrecht vallende golven (golfspectrum Marollegat), zijn voor blokken in halfsteensverband de volgende konklusies getrokken:

1. Blokken op een funderingslaag van grind kunnen uit de glooiing worden gelicht bij een waarde $H_S/\Delta D \geq 3,5$;
2. Blokken op een funderingslaag van klei worden, zelfs na 8 uur golven met $H_S = 1,98$ m, niet uitgelicht.

Hierbij was $H_S/\Delta D = 7,2$.

Op grond hiervan kan voor beide konstruktie-typen de minimaal benodigde dikte D van de betonblokken worden bepaald, waarbij wordt uitgegaan van $\frac{\rho_k - \rho_w}{\rho_w} = 1,27$, waarin

ρ_k = soortelijke massa beton (= 2,3 t/m³)

ρ_w = soortelijke massa zeewater (= 1,013 t/m³)

Uit het voorgaande volgt voor:

- betonblokken op grind: $D \geq H_S/3,5 \cdot \Delta$

- betonblokken op klei: $D \geq H_S/7,2 \cdot \Delta$

Voor de diverse damvakken resulteert dit in de in tabel 4.5.1 weergegeven blokdikten.

damvak	ontwerp golf- hoogte H_s	min. vereiste dikte v.d. betonblokken		gekozen dikte D (op klei)	veiligheids- faktor $f = D/D_{k1}$
		op grind (D_{gr})	op klei (D_{k1})		
Zuid	1,3	0,29	0,14	0,20 1)	1,43
Mosselkreek	1,7	0,38	0,19	0,25 1)	1,32
Marollegat	1,8	0,40	0,20	0,25	1,25
Speelm.pl I	1,7	0,38	0,19	0,20 2)	1,05
Tholensche Gat	1,8	0,40	0,20	0,25	1,25

1) Gekozen voordat Deltagootonderzoek was verricht

2) De gekozen dikte is afgeleid van de in tabel 3.2.4 opgenomen golfhoogte van $H_s = 1,6$ m, hetgeen een vereiste blokdikte opleverde van 0,17 m.

tabel 4.5.1 Benodigde dikten betonblokken

Hieruit blijkt dat blokken op een filterkonstruktie aanzienlijk dikker moeten zijn dan blokken op klei. Dit resulteert in een belangrijk financieel voordeel bij toepassing van blokken op klei.

De werkgroep Klei heeft een studie verricht omtrent de toepassing van klei onder steenzettingen (lit. 33). Hieruit is onder andere gebleken dat de kleefkracht tussen de klei en de betonblokken de sterkte van de konstruktie kan beïnvloeden, doch dat momenteel nog onbekend is hoe groot de daadwerkelijke bijdrage in de sterkte is. In hoeverre de kleef bij het Deltagootonderzoek van invloed is geweest is niet bekend. Op basis van een voorlopige schatting blijkt dat verwaarlozing van de kleef kan leiden tot in de orde van enkele centimeters dikkere blokken, dan in tabel 4.5.1 is aangegeven. Over de toe te passen veiligheidsfaktor is eveneens nog onvoldoende bekend.

Mede door ervaringen elders en onder voorwaarde van een goede uitvoering en strenge kwaliteitseisen voor de te verwerken klei, wordt de konstruktie aanvaardbaar geacht. Wel moeten de onzekerheden, met name ten aanzien van erosie en verweking bij een golfbelasting op een stagnant niveau en ten aanzien van de kleefkracht worden geminimaliseerd.

Fundamenteel onderzoek wordt onder andere in het kader van PROVO (BARCON) voortgezet. In figuur 4.5.9 is aangegeven op welke gedeelten de volgens tabel 4.5.1 gekozen blokdikten moeten worden toegepast. Daarbij is in de bocht van damvak Speelmansplaten naar het sluisseiland in verband met de ligging ten opzichte van de golfaanval dezelfde konstruktie gekozen als op het damvak Marollegat.

Eisen klei onder blokken

Volgens het concept-interimrapport van de werkgroep Klei (lit. 33) en de ervaringen die zijn opgedaan bij de uitvoering van het damvak Speelmansplaten I zijn voor deze klei de belangrijkste eisen:

- percentage lutum ($< 2 \mu\text{m}$) minimaal circa 20%
maximaal 40-50%;
- percentage zand ($> 63 \mu\text{m}$) gemiddeld maximaal circa 25%;
- percentage organische stof maximaal 3%;
- de klei moet homogeen van samenstelling zijn en mag geen verontreinigingen bevatten;
- de klei mag geen zodanige kluiten bevatten dat niet voldaan kan worden aan de homogene verdichting.

Een uitgebreide marktverkenning (lit. 34) heeft geleerd dat hoogwaardige klei voor onder de blokken elders in voldoende mate verkrijgbaar is.

Met betrekking tot de verwerking gelden als belangrijkste eisen:

- consistentie-index $I_c \geq 0,80$ òf $W \text{ max.} \leq W_l - 0,80 I_p; W \text{ min.} \geq W_{\text{opt.}}$, waarin:

I_c = consistentie-index

W = vochtgehalte

W_{opt} = optimum vochtgehalte volgens de standaard-proctorproef;

W_l = vloeigrens

I_p = plasticiteitsindex

- na verdichting 95% P.D. (proktordichtheid);
- de klei moet in 3 lagen van ten hoogste 0,30 m worden verdicht.
- vlakheid
De kleilaag zodanig aanbrengen dat deze na verdichting onder het juiste profiel ligt. Onvlakheden uitvullen met een kruimellaag en afrijen. Het aldus verkregen oppervlak moet vrij zijn van kluiten, fijn van structuur en vlak. De dikte van de kruimellaag mag maximaal 0,03 m bedragen. In het bovenvlak mogen geen scheuren zichtbaar zijn;
- ten aanzien van de vlakheid van de bovenkant van het afgewerkte klei-oppervlak geldt dat geen afwijking groter dan 1,5 cm per 10 m ten opzichte van het theoretisch profiel kan voorkomen;
- tijdens regenval mag worden doorgewerkt zolang de klei niet zodanig is verweekt dat niet meer aan de verdichtings- en uitvoeringseisen kan worden voldaan;
- om uitdroging van het kleioppervlak te voorkomen worden de betonblokken aangebracht op dezelfde dag dat de klei onder profiel wordt afgewerkt;
- de klei mag niet worden verwerkt in bevroren toestand. Tevens mogen tijdens vorst geen blokken worden gezet; dit geldt ook zolang de grond nog bevroren is;
- indien de betonblokkenglooiing zich uitstrekt beneden hoogwater mag dit deel van het kleibeloop niet aan het getij worden blootgesteld voordat de betonblokken hierop zijn aangebracht.

Het is erg belangrijk dat bovengenoemde eisen goed in acht worden genomen, omdat de kwaliteit van de klei alsmede een juiste verwerking essentieel zijn voor de sterkte van de constructie "blokken op klei".

Overgangskonstructie koperslakblokken-betonblokken

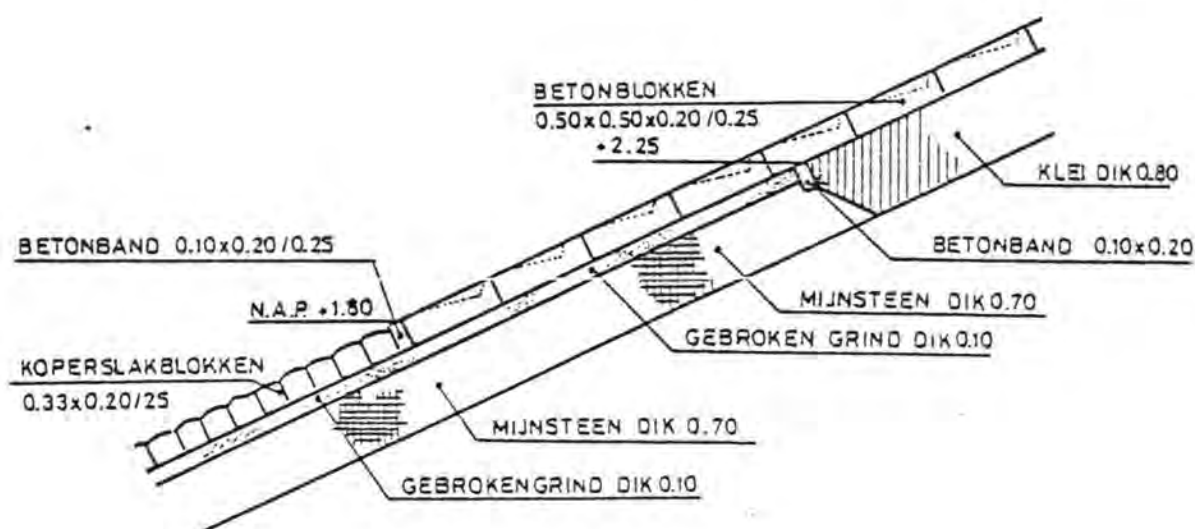
Omdat koperslakblokken niet maatvast zijn en daarom niet in een strakke lijn te verwerken, wordt op de scheiding met de bovenliggende betonblokken een betonband geplaatst, die wordt gericht.

Bij damvak Zuid werd hiervoor een band toegepast van $0,10 \times 0,20 / 0,25$ m, waarbij de hoogte gelijk was aan de blokdikte. De ruimte tussen de koperslakblokken en de betonband wordt gevuld met voegvulling Eshalite DV + toeslagstoffen. Met een soortgelijke constructie, die onder andere is toegepast op de hoogwaterkering langs de Westerschelde ten zuiden van Bath, zijn reeds goede ervaringen opgedaan.

In het ontwerp van damvak Zuid was als fundering van de blokken opgenomen een laag mijnsteen en een laag grind.

Op grond van een alternatieve inschrijving zijn blokken op klei toegepast. Om bij het afwerken van de kleilaag, voordat hierop blokken worden aangebracht, niet afhankelijk te zijn van het getij is de kleilaag slechts toegepast boven gemiddeld hoogwaterspring (NAP + 2,25 m).

Dit houdt in dat onder de blokkenglooiing beneden dit niveau een filterconstructie aanwezig is. Naar aanleiding van opgetreden stormschade, waarbij bleek dat klei was geërodeerd naar de lager liggende filterlaag is op de scheiding tussen deze twee lagen alsnog een betonband $0,10 \times 0,20$ m toegepast (fig. 4.5.10).



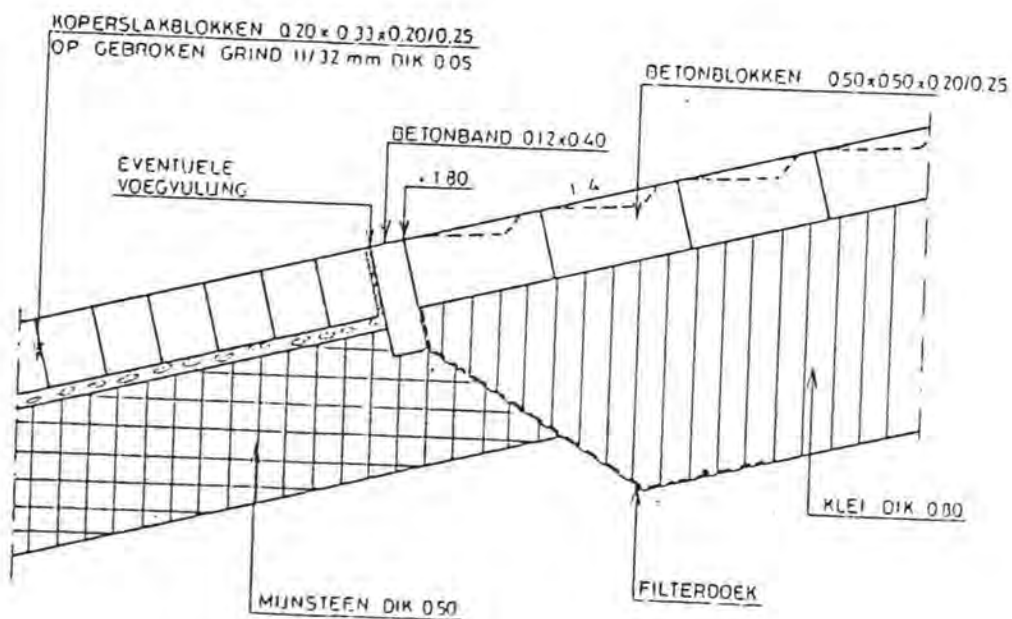
figuur 4.5.10 Overgangskonstructie glooiing damvak Zuid

Konstruktief en uitvoeringstechnisch gezien werd de gekozen oplossing niet acceptabel geacht. De constructie is zodanig aangepast, dat kan worden volstaan met één betonband op de scheiding tussen koperslakblokken en betonblokken. Als hoogte hiervoor wordt aangehouden, het eerder op grond van de koperslakblokkenbalkans gekozen niveau van NAP +1,80 m. Aangezien in de bouwfase van de opeenvolgende damvakken het gemiddeld hoogwater varieert van NAP +2,00 m tot NAP +1,50 m wordt bij diverse damvakken de klei verwerkt tot iets beneden gemiddeld hoogwater. Dit wordt acceptabel geacht.

In de eindfase bedraagt het gemiddeld hoogwater bij springtij voor de Oesterdam circa NAP +1,90 m. De kleilaag onder de blokken ligt dus voor deze situatie, in verband met verwekingsaspecten iets lager dan wenselijk is.

Uit het Deltagootonderzoek (lit. 41) is gebleken dat schade aan de glooiing ontstaat op een niveau dat circa 1,00 m beneden het maatgevende stilwaterniveau is gelegen. Dit niveau kan, afhankelijk van het tijdstip van sluiten van de stormvloedkering, op diverse hoogten liggen. Alhoewel bij een lagere waterstand over het algemeen een lagere ontwerpgolf hoort, zou volgens genoemd onderzoek de overgangskonstruktie zo laag mogelijk moeten liggen. Gezien bovenstaande theorieën wordt het gekozen niveau (NAP +1,80 m) acceptabel geacht.

Om een goede scheiding tussen de filterlaag en de kleilaag te verkrijgen wordt een betonband met een hoogte van 0,40 m toegepast en wordt tevens een filterdoek aangebracht (fig. 4.5.11). Aangezien het toe te passen filterdoek waterdoorlatend en kleidicht moet zijn wordt hiervoor een doorlatend vlies gebruikt met een O₉₀ van 60 µm (gewicht 280 gr/m²).



figuur 4.5.11 Overgangskonstruktie glooiing Oesterdam

Doorgroeistenen

De betonblokken op het talud worden doorgezet tot 1,50 m op de buitenberm. Bij het ontwerp voor damvak Zuid sloot de kleibekleding direkt aan op de blokken. Na opgetreden stormschade (1983) aan de grastaluds boven het verharde gedeelte van de buitenberm op damvak Zuid is besloten in het vervolg aansluitend aan de betonblokken doorgroeistenen toe te passen. Het is tevens aan te bevelen om op de plaatsen waar de parallelweg op de buitenberm is gelegen aansluitend aan de asfaltverhar-

ding een overgangskonstruktie van doorgroeistenen toe te passen. Omdat de kleibekleding van 0,80 m namelijk niet geheel is door te zetten tot tegen de verharding zou hier anders een kwetsbare konstruktie ontstaan.

4.5.4 Zoommeerzijde

Op de opbouw van de gloopingskonstrukties binnen het bekken, dat ontstaat door de aanleg van de tijdelijke dwarsdam ter hoogte van de westelijke havendam van het Kreekraksluizencomplex wordt nader ingegaan in lit. 14.

Op het overige gedeelte van de Oesterdam heeft een verdediging van stortsteen de voorkeur (par. 4.5.1). Op de plaatsen waar deze konstruktie wordt aangebracht voordat een stagnant peil is ontstaan wordt deze doorgezet tot NAP + 3,00 m, in verband met de aanwezigheid van het getij. Indien de konstruktie pas wordt aangebracht nadat het getij is opgeheven kan worden volstaan met een aanleghoogte van NAP + 1,00 à + 1,50 m.

Uit tabel 3.2.7 blijkt dat de maatgevende windgolfhoogte aan de Zoommeerzijde voor zowel de tijdelijke als de eindsituatie maximaal $H_s = 0,9$ m bedraagt. Het vereiste stukgewicht kan worden bepaald met behulp van de formule van Hudson:

$$W = \frac{1}{K_d} \cdot \frac{1}{\text{ctg} \alpha} \frac{H_s^3 \cdot \rho_k}{\left(\frac{\rho_k - \rho_w}{\rho_w} \right)^3}$$

Hierin is:

W : vereiste steengewicht (kg)

K_d : schadecoëfficiënt; daarbij kunnen de volgende waarden worden gehanteerd

schade 0-1%	$K_d = 3,2$
1-5%	5,1
5-15%	7,2
10-20%	9,5

α : hoek tussen het talud en een horizontaal vlak (°)

H_s : significante golfhoogte (m)

ρ_k : soortelijke massa bestortingsmateriaal (t/m³)

ρ_w : soortelijke massa water (t/m³)

Bij de maximaal te verwachten golfhoogte $H_s = 0,9$ m en 0-1% schade bedraagt $W = 26$ kg. Dit betekent dat stortsteen 10-60 kg ($M_{50} = 25-46$ kg) voldoende is.

In paragraaf 3.2.5 is tevens een schatting gemaakt van de te verwachten scheepsgolven. Alhoewel deze golven een andersoortige belasting vormen dan de windgolven wordt de golfhoogte van $H = 0,2$ m met een geschatte standaardafwijking van $\sigma = 0,10$ m niet als maatgevend beschouwd.

4.6. Kreukelbermen

4.6.1 Inleiding

Voor de teen van het talud wordt, zowel aan de Oosterscheldezijde als de Zoommeerzijde van de dam een verdediging aangebracht. Deze geeft steun aan de teenkonstruktie en dient om te voorkomen dat door ontgrondingen instabiliteiten van het talud optreden. De konstruktie moet in verticale zin waterdoorlatend en zanddicht zijn, en in staat zijn deformaties van de ondergrond te volgen. Daarom is gekozen voor een konstruktie die bestaat uit een filterdoek dat op zijn plaats wordt gehouden door een bestorting van stortsteen. Om te voorkomen dat de stortsteen het filterdoek beschadigd, wordt hierop een rietmat bevestigd. Het filterdoek wordt bevestigd aan de teenkonstruktie van de dam. Om afscheuren te voorkomen wordt enige ruimte in het doek aangehouden (fig. 4.5.8.)

De kreukelbermkonstruktie wordt aangebracht op het zandprofiel, dat een evenwichtshelling heeft van 1:30.

4.6.2 Lengte

Voor het bepalen van de lengte van de kreukelberm zijn van belang de ligging van het damvak ten opzichte van golfaanval en (langs)-stroming.

Op grond van de summiere golfhoogte/waterstandsrelaties kan in grote lijnen worden gesteld, dat bij waterstanden hoger dan NAP + 3,50 m de golven ter plaatse van de teen van de kreukelberm als ongebroken kunnen worden beschouwd. De brekerzone ligt landwaarts van de teen van de kreukelberm zodat de vooroever dan praktisch niet beïnvloed wordt door dwarstransport.

Bij waterstanden tussen NAP en NAP + 3,50 m treden ter plaatse van de teen uitsluitend gebroken golven op.

Voor deze golven kan de orbitaalsnelheid aan de bodem bepaald met behulp van de formule:

$$u_b = \frac{\gamma}{2} \sqrt{g \cdot d}$$

waarin: u_b = orbitaalsnelheid (m/s)

γ = brekerindex (hier gesteld $\gamma = 0,5$)

N.B. Deze waarde van de brekerindex wordt meestal aangehouden voor significante golfhoogten (lit. 46).

g = zwaartekrachtsversnelling (m/s²)

d = waterdiepte (m)

De orbitaalsnelheden ter plaatse van de teen van de kreukelberm kunnen waarden bereiken in de orde van 1,0 à 1,5 m/s. Deze snelheden zijn voldoende om bodemmateriaal in beweging te brengen. Bij waterstanden hoger dan NAP treden de volgende verschijnselen op:

- bij zeewaarts gericht dwarstransport kan ter plaatse van de kreukelberm geen normale aanpassing (steiler worden) van het strand plaatsvinden;

- in de omgeving van de kreukelberm zal door reflekties de turbulentiegraad van de orbitaalbeweging aan de bodem aanzienlijk toenemen.

Ten gevolge van bovengenoemde factoren zal op korte termijn (orde enige maanden) zeewaarts van de kreukelberm een ontgrondingskuil ontstaan. De diepte van de ontgrondingskuil laat zich moeilijk voorspellen. Metingen van Chesnutt en Schiller (lit. 47) geven aan, dat in het geval van een flauw opgezette zeekering in de brekerzone ontgrondingen aan de teen veroorzaakt worden met een diepte maximaal gelijk aan de diepwater golfhoogte. Op langere termijn (orde 1 jaar tot enige jaren) moet rekening gehouden moeten worden met enig langstransport.

Met name wordt hier gerefereerd aan het langstransport, dat zich binnen de brekerzone afspeelt. Indien de brekerzone zich namelijk uitsluitend landwaarts van de teen van de kreukelberm uitstrekt, dan is het langstransport niet interessant voor de ligging van de onverdedigde vooroever. Bij waterstanden lager dan NAP + 3,50 m kan echter wel materiaal van de vooroever in beweging gebracht worden. Dit langstransport moet zich opbouwen over een bepaalde lengte (//as damvak).

Teneinde enig inzicht te verkrijgen in de konsekventies van de ontwikkeling van een hoeveelheid langstransport op de ligging van de vooroever wordt een indicatieve berekening gemaakt.

Voor een maatgevende storm met een waterstand lager dan NAP +3,50 wordt aangenomen

$$- H_b = 1,7 \text{ m}$$

= golfhoogte ter plaatse van de brekerlijn

$$- \phi_b = 10^\circ$$

= hoek van golfval ter plaatse van de brekerlijn

$$\text{waterstand} = \text{NAP} + 2,00 \text{ m}$$

Op grond van deze gegevens kan per storm de waarde van het langstransport berekend worden met behulp van een formule uit lit. 45.

Totale langstransport S per storm:

$$S = \frac{1,32 \cdot 10^5}{365,4} \cdot H_b^5 \cdot \sin 2\phi_b \text{ (m}^3\text{/storm)}$$

$$\text{circa } 120 \text{ m}^3\text{/storm}$$

Wordt de breedte van de brekerzone zeewaarts van de kreukelberm gesteld op circa 40 m en dat het langstransport zich over een lengte van 500 m lineair opbouwt, dan kan de gemiddelde verdieping van de brekerzone per storm berekend worden. Per storm komt zo'n verdieping neer op circa 0,01 m.

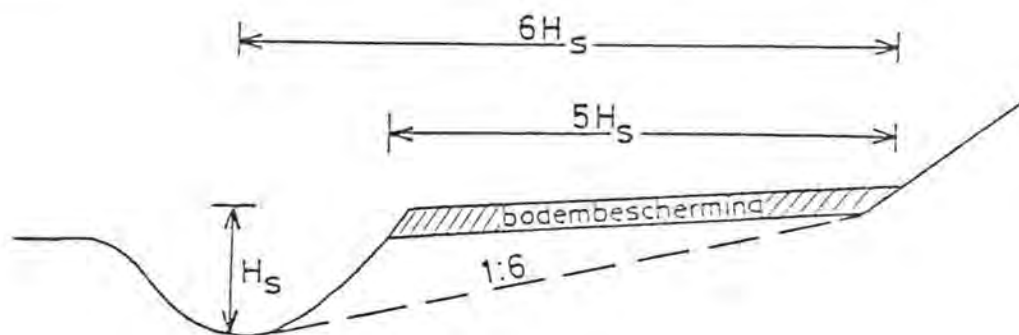
Zou deze verdieping voor elke storm identiek zijn, dan produceren 30 dergelijke stormen over een lengte van 500 m een gemiddelde verdieping van een beperkt gebied zeewaarts van de kreukelberm in de orde van 0,20 m.

Tengevolge van de bovengenoemde verdiepingen zal het kraagstuk meezakken. Hoewel minder golfenergie in het gebied zeewaarts van de kreukelberm kan worden gedissipeerd, zal de stabiliteit van de bodemligging in gunstige zin worden beïnvloed, daar theoretisch vrijwel alle golven landwaarts van de teen van de kreukelberm zullen breken.

Heeft zich eenmaal een ontgrondingskuil gevormd en heeft zich eventueel enige verlaging van de vooroever ten gevolge van een

opbouwen van het langstransport voorgedaan, dan zullen zoals vermeld een groter aantal ongebroken golven doorlopen tot voorbij de teen van de kreukelberm. Hierdoor zal in een zeker stadium de diepte van de ontgrondingskuil niet veel meer toenemen. Bij waterstanden, die ongeveer met NAP overeenkomen kan het sediment onder de teen van de flexibele kreukelberm eroderen en zal het kraagstuk zich mogelijk kunnen aanpassen aan de verlaagde vooroever.

De lengte van de kreukelbermconstructie moet zodanig worden gekozen dat instabiliteiten van de dam worden voorkomen. Volgens het gestelde in paragraaf 3.3.2 moet bij een ontgrondingskuildiepte van minder dan 5 m, bij instabiliteiten worden gerekend met een eindhelling van 1:6, gerekend vanaf de bodem van de kuil. Dit betekent dat bij een kuildiepte H_s een bescherming nodig is over een breedte van circa $5H_s$ vanaf de teenconstructie (fig. 4.6.1).



figuur 4.6.1 Benodigde bodembescherming gerelateerd aan ontgrondingskuil

In tabel 4.6.1 is aangegeven welke lengten dit oplevert voor de diverse damvakken van de Oesterdam.

Damvak	H_s in m	B in m	gekozen B in m
Tholensche Gat	1,8	9,0	10,0
Speelmansplaten (oost-west gedeelte)	1,7	8,5	8,0
Marollegat	1,8	9,0	10,0
Mosselkreek	1,7	8,5	var
Zuid	1,3	6,5	3,0

Tabel 4.6.1 Benodigde breedte kreukelberm westzijde Oesterdam

Van het damvak Speelmansplaten wordt voor de bocht naar het sluisseiland, vanwege de ligging, dezelfde konstruktie toegepast als het damvak Marollegat ($B = 10,0$ m).

Alhoewel de hierboven berekende lengten slechts indikatief zijn kan op deze wijze onderscheid worden gemaakt tussen de verschillende damvakken. De resultaten komen overigens redelijk overeen met reeds eerder uitgevoerde kreukelbermen, waarvan de lengten op grond van ervaring waren vastgesteld.

Aangezien ter plaatse van de Mosselkreek de Oesterdam in den droge is uitgevoerd bestaat het voorland daar niet uit opgespoten zand. Op de plaatsen waar het maaiveld dieper is dan NAP (tot maximaal circa NAP $-1,00$ m) is de kreukelberm verlengd tot op het bestaande maaiveld. Dit betekent in de praktijk dat op de plaatsen waar de golfdoordringing groter is door een lager maaiveld, de kreukelberm $8,0$ tot $10,0$ m breed is geworden.

Op het gedeelte "Zuid" van damvak Zuid is gekozen voor een minimale breedte, omdat de kreukelberm daar in ingraving moest worden aangelegd, vanwege de hoge maaiveldligging, en dus naar verwachting snel zal dichtslibben.

In verband met de kans op instabiliteiten (par. 3.3.2) is het zinnig periodiek te meten teneinde vast te stellen of de hier gopperde ontgrondingen niet worden overschreden. Indien nodig kan dan alsnog besloten worden om extra bescherming ter plaatse van meest ongunstige lokaties aan te brengen.

Ten gevolge van zowel langs- als dwarstransport zal onder invloed van het heersende golfklimaat de ligging van de vooroever wijzigen; ondiepten worden afgevlakt en diepten worden aangevuld. Er zal zich op den duur een min of meer vloeiende kustlijn ontwikkelen en een vloeiend verlopende vooroever. Ten gevolge van de reductie van de getijbeweging zal sediment in suspensie (niet enkel afkomstig van de vooroever, maar ook uit meer zeewaarts gelegen gebieden van het bekken) tijdens gunstige golfkondities bezinken in de diepere gedeelten van de vooroever.

Een gedeelte van dit sediment zal zelfs onder extreme golfkondities niet opnieuw in suspensie gebracht worden.

Er komt een herverdeling van bodemmateriaal ter plaatse van de vooroever tot stand. Met name slibdeeltjes zullen zich ook kunnen afzetten in de diepere gedeelten, de vroegere getijgeulen.

De zwaardere frakties van het bodemmateriaal zullen veelal binnen het invloedsgebied van golven blijven ofwel zullen ze eveneens onder extreme kondities door dwarstransport naar diepere gedeelten afgevoerd worden.

Ten gevolge van deze bodemaanpassingen zullen golven op de lange termijn (orde enige tientallen jaren) minder sterk kunnen doordringen, waardoor de op de korte termijn ontstane bodemligging zich in gunstige zin zal kunnen ontwikkelen.

In lit. 48 wordt ingegaan op de strandontwikkeling voor de Oesterdam.

Voor de Zoommeerzijde van de dam zijn voor de eindsituatie, met een overschrijdingsfrequentie van $2,5 \times 10^{-4}$, golven berekend tot maximaal $0,9$ m. Volgens de bovenstaande methode levert dit een kreukelbermbreedte op van circa $5,0$ m. Uitgaande van een maximaal streefpeil van NAP $+0,25$ m zullen genoemde golven de dam niet bereiken. De fysisch maximale golfhoogte bedraagt circa $H_s = 0,6$ D = $0,15$ m. De kreukelberm mag daarom smaller worden uitgevoerd.

4.6.3 Bestorting

Oosterscheldezijde

Voor het bepalen van de zwaarte van de bestorting zijn geen ontwerpformules beschikbaar.

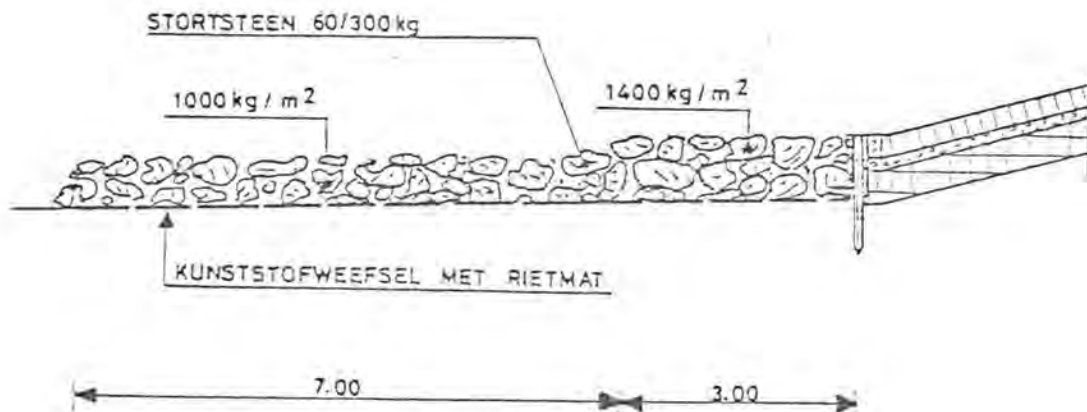
Onderzoek van het damvak Marollegat in de Deltagoot (lit. 41), waarbij op de kreukelberm stortsteen 60-300 kg was aangebracht, heeft uitgewezen dat deze sortering onder ontwerpomstandigheden stabiel is. Dit houdt niet automatisch in dat een lichtere constructie ook niet zou kunnen voldoen.

Bij het bepalen van de hoeveelheid stortsteen is onderscheid gemaakt tussen een strook, met een arbitrair gekozen breedte van 3,0 m, direkt aansluitend aan het teenschot en de rest van de kreukelberm. Omdat deze strook het zwaarst wordt aangevallen en omdat hier de teenconstructie gesteund moet worden is de bestorting op dat gedeelte zwaarder gekozen.

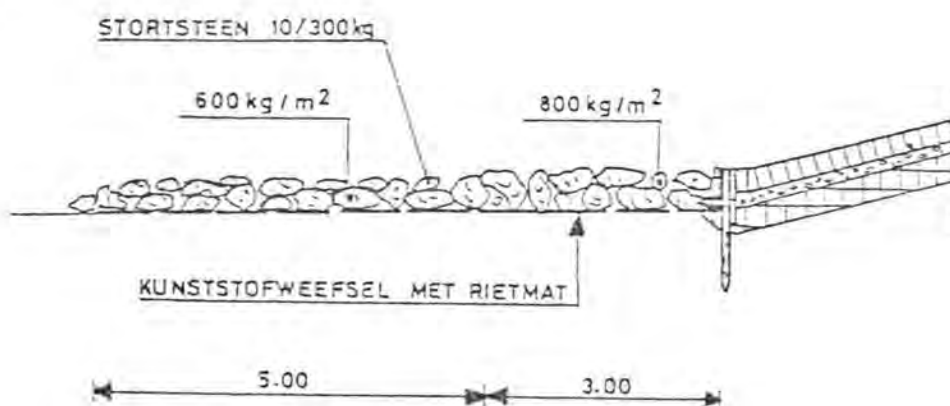
Wat betreft de hoeveelheid bestorting wordt bij toepassing van 60-300 kg vooralsnog uitgegaan van 1400 kg/m^2 , respektievelijk 1000 kg/m^2 (fig. 4.5.12).

Op de plaatsen waar kan worden volstaan met een minder zware bestorting (ca. 10-300 kg) wordt uitgegaan van 800 kg/m^2 , respektievelijk 600 kg/m^2 (fig. 4.5.13).

Afhankelijk van de beschikbare stortsteen kunnen genoemde hoeveelheden nog worden aangepast. Hierop wordt nader ingegaan in de ontwerpnota's van de diverse damvakken.



figuur 4.5.12 "Zware" kreukelbermkonstruktie Oosterscheldezijde Oesterdam



figuur 4.5.13 "Lichte" kreukelbermkonstruktie Oosterscheldezijde Oosterdam

Zoommeerzijde

Gezien de resultaten van de berekeningen voor het talud (par. 4.5.4) is een kreukelbermbestorting met stortsteen 10-60 kg, 600 kg/m² voor de kreukelberm aan de Zoommeerzijde ruim voldoende.

4.7 Kleibekledingen

De dikten van de toe te passen kleibekledingen zijn afgeleid van de gebruikelijke dikten, die worden toegepast in het Oosterscheldegebied.

Deze dikten bedragen voor de Oosterscheldezijde en de kruin van de dam 0,80 m en voor het binnentalud en de binnenberm 0,60 m. Op de plaatsen waar de hoofdrijbaan op de binnenberm is gelegen wordt op de bermen een kleibekleding toegepast van 0,30 m. Ter plaatse van de op te breken koperslakblokken op de westelijke hoogwaterkering en havendam van het Kreekraksluizencomplex moet boven NAP +1,00 m een kleilaag worden aangebracht van 0,30 m. De klei kan voor het grootste gedeelte worden betrokken uit de klei-depots, die zijn aangelegd ten noord-westen van de Kreekrakbruggen en op plaatsen waar klei is toegepast in tijdelijke constructies. Daarbij moet er rekening mee gehouden worden dat de klei op de diverse verwerkingsplaatsen aan de daarvoor geldende eisen voldoet.

4.8 Lengte en situering sluitgaten

4.8.1 Tholensche Gat

Met de keuze voor een meer westelijke aansluiting van de dam op Tholen (par. 2.1) is tevens de plaats van het sluitgat vastgelegd.

De lengte van het sluitgat wordt bepaald door de ligging van het sluisseiland dat zo dicht mogelijk langs het Tholensche Gat is gesitueerd. Hierbij zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- De scheepvaart dient na het gereedkomen van de Oesterdam gebruik te kunnen blijven maken van het bestaande geulenstelsel. De sluis is dan ook geprojecteerd langs het Tholensche Gat (lit. 2).
 - De sluis kan om waterloopkundige redenen niet in de geul gebouwd worden. Daarom is deze op de rand van de Speelmansplaten, direkt ten zuiden van het Tholensche Gat geprojecteerd. Door deze lokatie te kiezen wordt de stroomvoerende doorsnede van het Tholensche Gat maar weinig verkleind, zodat de stroomsnelheden slechts in geringe mate zullen toenemen. Desondanks zijn maatregelen getroffen ter verhoging van de veiligheid door het aanbrengen van een bestorting op de oever van de Schakerloopolder (1978).
 - Door het sluisseiland zo dicht mogelijk tegen het Tholensche Gat aan te leggen, is de lengte van de toeleidingsgeulen van het Tholensche Gat naar de sluis tot een minimum beperkt.
 - De resten van de verdrinken stad Reimerswaal bevinden zich juist ten zuiden van het werkeiland. Deze vallen onder de categorie "archeologisch monument" en gaan bij de gekozen lokatie van het werkeiland niet verloren. De Rijksdienst voor het oudheidkundig bodemonderzoek kan zich dan ook met de situering van het werkeiland langs het Tholensche Gat verenigen.
 - De bodemgesteldheid is in een brede strook langs het Tholensche Gat hetzelfde, zodat op basis hiervan geen duidelijke voorkeur voor de lokatie van het werkeiland kan worden uitgesproken.
- Nadelen van de gekozen lokatie zijn dat het eiland moet worden gebouwd ter plaatse van een secundair geultje en de kans op oeverafschuivingen langs het Tholensche Gat.

Omtrent de waterloopkundige konsekventies van de gekozen situering is vrij uitvoerig stroombeeldonderzoek gedaan in M1000, voor zowel bouwfasen als eindsituatie. Hierop wordt nader ingegaan in lit. 8.

4.8.2 Marollegat

Maaiveldligging

Ter plaatse van het tracé van de Oesterdam reikt het Marollegat, weliswaar zeer plaatselijk, tot een maximale diepte van NAP - 5,00 m. Daarnaast bedraagt de gemiddelde maaiveldligging over een breedte van bijna 2 km NAP -3,00 m à NAP -3,50 m.

Doorstroomprofiel

De sluitgatlengte moest zo worden gekozen dat de verwachte ontgrondingen beperkt blijven tot enkele decimeters. Uit een studie (lit. 52) is gebleken dat een doorstroomprofiel van circa 3.000 m² tot aanvaardbare ontgrondingsverwachtingen leidt.

Situering

De mogelijke plaats van het sluitgat wordt aan de noordzijde begrensd door het oplopende maaiveld. Aan de zuidzijde wordt de begrenzing gevormd door de beëindiging van damvak Zuid. Deze is vastgesteld in lit. 14 en ligt op km 3,26.

Gekozen is voor een zo zuidelijk mogelijke ligging van het sluitgat, aansluitend aan damvak Zuid. Dit levert een financieel voordeel op omdat het zand voor de aanleg van het damvak moet worden betrokken uit een ten noorden van het damvak Speelmansplaten gelegen zandwinplaats en dus uitbouwen vanuit het noorden mogelijk is. Verder zou bij het uitbouwen van een damgedeelte vanaf damvak Zuid een extra damkop moeten worden aangelegd.

Hydraulisch gezien heeft een noordelijke ligging van het sluitgat de voorkeur, doch de invloed is slechts zeer gering. Bij een doorstroomprofiel van circa 3.000 m² bedraagt de sluitgatlengte ongeveer 1.000 m.

4.8.3 Stroombeeldonderzoek

Vooraf in het kader van de tracékeuze (lit. 1) is, met betrekking tot de ligging, de afmetingen en diverse bouwfasen van de sluitgaten, uitvoerig stroombeeldonderzoek verricht in M1000 (lit. 63). Hierbij zijn onder andere de invloed van het al dan niet omkaden van het Markiezaat en het stroombeeld op de Schelde-Rijnverbinding onderzocht. Verder zijn nog onderzoeken verricht in combinatie met diverse bouwfasen van de Philipsdam, waaruit onder andere de volgorde van het sluiten van de compartimenteringsdammen is afgeleid.

4.9 Verblinding scheepvaart

Ter voorkoming van verblinding van de scheepvaart moeten in de bochten ten noorden en ten zuiden van het langs de Schelde-Rijnverbinding gelegen damvak voorzieningen worden getroffen. Uit esthetisch oogpunt gaat de voorkeur uit naar een lamellenscherm of beplanting. Aangezien hiervoor voldoende ruimte aanwezig is in de wegbermen behoeven bij het ontwerp van de dam geen extra voorzieningen te worden getroffen.

SYMBOLENLIJST

A	doorstroomprofiel	(m ²)
B	bermbreedte	(m)
B	minimale bermbreedte met optimale golfoploopreduktie	(m)
$d_{B\infty}$	waterdiepte ter plaatse van de teen van het talud	(m)
D_n	nominale korreldiameter	(μm , m)
D_{50}	korreldiameter welke door 50% van de steenstukken wordt overschreden	(μm , m)
f	- stabiliteitsfaktor - ruwheidsfaktor in verband met de aard van taludbekleding	(-)
g	zwaartekrachtversnelling	(m/s ²)
h	- laagdikte - waterdiepte	(m)
H_b	golfhoogte t.p.v. brekerlijn	(m)
H_s	signifikante golfhoogte	(m)
HW	hoogwaterstand	(m tov NAP)
HW	hoogwaterstand als stochastische variabele	(m tov NAP)
I_c	konsistentie-index	(-)
I_p	plasticiteitsindex	(-)
K_d	schadecoëfficiënt	(-)
L, L_0	golflengte	(m)
M_{50}	massa welke door 50% van de steenstukken wordt overschreden	(kg)
p_f	faalkans	(%)
O_{90}	maatgevende opening van een filterdoek, welke overeenkomt met de gem. diameter van de zandfractie waarvan 90% niet door het filter gaat	(μm)
r_B	bermreduktie	(-)
r_f	ruwheidsfaktor in verband met de aard van de taludbekleding	(-)
r_β	reduktie ten gevolge van de hoek van inval van de golven ten opzichte van de normaal op de dijk	(-)
R	sterkte	(-)
S	- belasting - opwaaiing c.q. afwaaiing - totaal langstransport	(-) (m) (m ³ /storm)
T_0	golfperiode van de nuldoorgang	(s)
T_s	signifikante golfperiode	(s)
T	topperiode golven	(s)
u	snelheid retourstroom	(m/s)
u_b	orbitaalsnelheid golven	(m/s)
V_w	windsnelheid	(m/s)
V_{gr}	grenssnelheid	(m/s)
W	watergehalte	(%)
W_l	vloeigrens	(N/cm ²)
z	spiegeldaling	(m)
Z	betrouwbaarheidsfunctie	(-)

z_0	golfoploop op een doorgaand talud	(m)
z_n^*	golfoploop voor een willekeurig percentage van het aantal het aantal golven	(m)
α	- hellingshoek van een talud	(°)
	- windrichting ten opzichte van windsektor	(°)
	- vormcoëfficiënt van het bekken	(-)
β	windrichting ten opzichte van de normaal op de dijk	(°)
Δ	relatieve steendichtheid	(-)
γ	- potentiële veiligheidsfactor	(-)
	- brekerindex	(-)
φ	- hoek die windrichting maakt met de lengteas van het bekken	(°)
	- hoek van inwendige wrijving	(°)
φ_b	hoek van golfinval t.p.v. brekerlijn	(°)
ρ_k	soortelijke massa korrel	(t/m ³)
ρ_w	soortelijke massa water	(t/m ³)
μ	verwachtingswaarde	(-)
	standaardafwijking	(-)

Literatuurverwijzing

Algemeen

- Lit. 1 CCO, "Tracé Oesterdam en omkading van het Markiezaat van Bergen op Zoom", Bergen op Zoom, 7 december 1977.
- Lit. 2 CCO, nota "Schutsluis Oesterdam", Bergen op Zoom, 9 december 1977.
- Lit. 3 Werkgroep Sluitingsmiddelen, Interimnota "Sluitingsmiddelen Philipsdam en Oesterdam bij sluitingen bij het volle getij", Bergen op Zoom, juni 1978.
- Lit. 4 Projektgroep Faseringen, Interimnota nr. 2 "Fasering en sluitingsmethode compartimenteringsdammen", Bergen op Zoom, december 1978.
- Lit. 5 Stafgroep Faseringen, Interimnota nr. 3 "Fasering en sluitingsmethode compartimenteringsdammen", Bergen op Zoom, 23 september 1980.
- Lit. 6 Stafgroep Faseringen, nota nr. 4 "Fasering- en sluitingsmethode compartimenteringswerken", Bergen op Zoom, 14-7-1982.
- Lit. 7 Advies Raad van de Waterstaat betreffende tracé Oesterdam.
- Lit. 10 Projektgroep OEVIIL, Nota "Vormgevingsalternatieven Oesterdam", Bergen op Zoom, oktober 1979.
- Lit. 11 Overeenkomst DED 1938, "Tussen Rijkswaterstaat Deltadienst en provinciale Waterstaat Zeeland, voor het maken van een weg op de Oesterdam", Bergen op Zoom, 27-4-1981.
- Lit. 12 Rijkswaterstaat, Deltadienst, "Wegverbinding met werkeiland Oesterdam", Bergen op Zoom, december 1977.
- Lit. 37 "Rapporten Deltakommissie, delen 1, 4 en 6", Staatsuitgeverij, Den Haag.
- Lit. 42 Commissie RONA "Richtlijnen voor het onwerpen van Niet Autosnelwegen", april 1983.
- Lit. 52 Maranus, A., notitie NXT-WWO 82.1 "Ontwerp sluitgat Marollegat", 13 augustus 1982.
- Lit. 63 Waterloopkundig Laboratorium, rapportenserie M 1437 "Onderzoek in M1000".
- Lit. 65 Schelfhout, H.A., notitie DD.WO 84-25.046 "Verband tussen windsnelheid, hoogwaterstand en golfhoogte met betrekking tot Oesterdam", Rijkswaterstaat, Deltadienst, Bergen op Zoom, 24 februari 1984.

Evaluatienota's ontwerp en uitvoering

- Lit. 8 Baalen, J. van, "Rapportage en evaluatie ontwerp en uitvoering van het werkeiland voor de sluis in de Oesterdam", Rijkswaterstaat, Deltadienst, Bergen op Zoom, maart 1981.
- Lit. 13 Baalen, J. van, "Rapportage en evaluatie ontwerp en uitvoering van de dam tussen de Molenplaat en het Noordland en het ontsluiten van de werkhaven Molenplaat", Rijkswaterstaat, Deltadienst, Bergen op Zoom, februari 1981.
- Lit. 14 Baalen, J. van/Eversdijk, P.J., Nota DD.WO 84-..... "Rapportage en evaluatie ontwerp en uitvoering van damvak Zuid van de Oesterdam", Rijkswaterstaat, Deltadienst, Bergen op Zoom; in bewerking.

- Lit. 15 Rijkswaterstaat, Deltadienst, Nota DD.WO 84-..... "Rapportage en evaluatie ontwerp en uitvoering van de westelijke Markiezaatskade", Bergen op Zoom, in bewerking.
- Lit. 16 Eversdijk, P.J., Nota DD.WO 84.20.004 "Ontwerp damvak Speelmansplaten I-Oesterdam", Rijkswaterstaat, Deltadienst, Bergen op Zoom, december 1984.
- Lit. 17 Eversdijk, P.J., Nota DD.WO 84-20.007 "Ontwerp damvak Speelmansplaten II-Oesterdam", Rijkswaterstaat, Deltadienst, Bergen op Zoom, december 1984.
- Lit. 18 Rijkswaterstaat, Deltadienst, Ontwerpnota DD.WWO.83-20.013 "Zandsluiting Marollegat", Bergen op Zoom, 30 december 1983.
- Lit. 19 Rijkswaterstaat, Deltadienst, Ontwerpnota DD.WWO 83-20.010 "Steensluiting Tholensche Gat", Bergen op Zoom, 30 december 1983.
- Lit. 20 Rijkswaterstaat, Deltadienst, Ontwerpnota DD.WWO.83-20.015 "Zandsluiting Tholensche Gat", Bergen op Zoom, 30 december 1983.
- Lit. 55 Ontwerpgroep Bergsediepsluis, notitie DD.WWO 82-25.217 "Ontwerp Bergsediepsluis", Rijkswaterstaat Deltadienst, Bergen op Zoom, 31 augustus 1984.

Principeplannen

- Lit. 21 Rijkswaterstaat, Deltadienst, Principeplan sluiseiland Oesterdam Bergen op Zoom.
- Lit. 22 Rijkswaterstaat, Deltadienst, Principeplan liftsluis.
- Lit. 23 Rijkswaterstaat, Deltadienst, Principeplan kleine sluis Oesterdam.
- Lit. 24 Principeplan "Zuidelijk gedeelte Oesterdam", Bergen op Zoom, 28-12-1979.
- Lit. 25 Principeplan Omkading Markiezaat.

Waterstanden

- Lit. 9 Roos, A, Konzept-nota "Overwegingen bij de vaststelling van de ontwerppeilen van de compartimenteringsdammen in de Oosterschelde", Rijkswaterstaat, Deltadienst, Den Haag, maart 1982.
- Lit. 26 Rijkswaterstaat, Deltadienst, Nota DDWT-83.262 "Berekening Waterstanden met behulp van 1-dimensionale modellen, Den Haag, juli 1983.
- Lit. 27 Rijkswaterstaat, Deltadienst, Nota DDWT-83.246 "Vergelijking IMPLIC-M1000-prototype van de T_0 situatie, Den Haag, maart 1983.
- Lit. 49 CCO, Nota Streefpeil Zoommeer, Bergen op Zoom, 2 januari 1979.
- Lit. 53 Prakken, Bavelaar, Notitie DDWT-84.434 "Onderschrijdingsfrequentielijnen LW-standen t.p.v. de sluitgaten compartimenteringsdammen in verschillende bouwfases", Rijkswaterstaat, Deltadienst, Den Haag, augustus 1984.
- Lit. 54 Ronde, J. de, konsepnota 83.08 "Frekwentie Oosterschelde", directie Waterhuishouding en Waterbeweging, Den Haag, 25 mei 1983.

Golfrandvoorwaarden en golfoploop

- Lit. 28 Haan, R.H.E. de, Nota DDWT-80.014 "Golfrandvoorwaarden voor de Oesterdam, Rijkswaterstaat, Deltadienst, Den Haag, mei 1980.
- Lit. 29 Marle, J.G.A. van, notitie DDWT-81.255 "Golfrandvoorwaarden voor de Oesterdam", Rijkswaterstaat, Deltadienst, Den Haag, 17 februari 1981.
- Lit. 30 Marle, J.G.A. van, Nota DDWT-84.216 "Golfhoogten in de bouw-fase, uitgesplitst naar maanden, t.p.v. de compartimenteringsdammen, Rijkswaterstaat, Deltadienst, Den Haag, 3 januari 1984.
- Lit. 31 Notitie DDWT-83.414 "Nauwkeurigheid golfrandvoorwaarden voor Oesterdam en Philipsdam, Rijkswaterstaat, Deltadienst, Den Haag.
- Lit. 38 Nota DDWT-79.032 "Bepaling golfoploop compartimenteringsdammen Oosterschelde, Rijkswaterstaat, Deltadienst, Den Haag, november 1979.
- Lit. 39 Pilarczyk, K.W., Modelonderzoek M1130 "Invloed van bermen op de oploop van regelmatige golven", Rijkswaterstaat, Deltadienst, Den Haag, oktober 1976.
- Lit. 40 Waterloopkundig Laboratorium, Modelonderzoek M1084 "Golfoploop op een dijk met hoog voorland", juli 1971.
- Lit. 51 Technische Advieskommissie voor de Waterkeringen, rapport "Golfoploop en golfoverslag", Den Haag, januari 1972.

Materialen

- Lit. 32 Projektgroep Zandwinning compartimenteringswerken, Nota DD.WWO 80-20.004 "Zandwinning compartimenteringswerken, Rijkswaterstaat, Deltadienst, Bergen op Zoom, 16-3-1980.
- Lit. 33 Werkgroep Klei, interimrapport "Klei onder steenzettingen voor Oesterdam en Philipsdam", Rijkswaterstaat, Deltadienst, Bergen op Zoom, maart 1984.
- Lit. 34 Koeveringe, H.J. van, notitie DD.WWO.83-25.245 (inclusief aanvulling d.d. 21-11-1983) "Marktonderzoek klei welke geschikt is om toegepast te worden onder betonblokken", 12 oktober 1983.
- Lit. 35 Werkgroep keuring bouwstoffen voor de waterbouw, rapport WKE-R-82002 "Kwaliteit en kwaliteitskontrolle van breuksteen voor de waterbouw", Delft, september 1982.

Verdedigingskonstrukties

- Lit. 41 Waterloopkundig Laboratorium De Voorst, modelonderzoek M1795 "Grootschalig onderzoek ten behoeve van de Oesterdam", deel VI, band A, juli 1982.
- Lit. 43 Woestenenk, A.J., Ontwerp en uitvoering van bitumineuze oeverbeschermingen.
- Lit. 44 Koeveringe, H. van, Notitie "Ontwerpnormen open steenasfalt (fixstone)", Rijkswaterstaat, Deltadienst, Bergen op Zoom, 21-12-1978.
- Lit. 45 Shore protection manual, CERC 1973.
- Lit. 46 Rijkswaterstaat, Deltadienst, DDWT 79.031 "Het brekerskriterium voor het mondingsgebied van de Oosterschelde ten behoeve van het filtermodel", Den Haag, 1979.

- Lit. 47 Chesnutt, Charles B. and Schiller jr. Robert E. Scour of Gulf Coast Beaches Due to Wave Action, Off-shore Technology Conference, 1971.
- Lit. 48 Pilarczyk, K.W., Notitie DDWT-80.383 "Ontwikkeling strandprofielen", Rijkswaterstaat, Deltadienst, Den Haag, 11-8-1980.
- Lit. 50 Waterloopkundig Laboratorium de Voorst, modelonderzoek M1115, "Aantasting van dwarsprofielen in vaarwegen", december 1974.
- Lit. 64 Waterloopkundig Laboratorium, conceptnota M1809 "Stabiliteit riprap voor regelmatige en onregelmatige golven"

Grondmechanische rapporten

- Lit. 36 Laboratorium voor Grondmechanica, Grondmechanisch rapport CO-416174/29 "De aanleg van een spuikanaal door Zuid-Beveland ten behoeve van het lozingsmiddel Zoommeer, Delft, mei 1979.
- Lit. 56 Lang, F.D. de, rapport nr. 10210, "Geologie van het gebied in de omgeving van de Oesterdam", Rijks Geologische Dienst, Haarlem 1977.
- Lit. 57 Stam, F., Stamm, D., rapport CO-416002/47 "Grondmechanisch rapport betreffende de aanleg van de Oesterdam", Laboratorium voor Grondmechanica, Delft 1977.
- Lit. 58 Lang, F.D. de, rapport nr. 10270A "Geologisch onderzoek ten behoeve van lozingsmiddel (zandwinning)", Rijks Geologische Dienst, Haarlem 1979.
- Lit. 59 Lang, F.D. de, rapport nr. 10419 "Geologisch onderzoek ten behoeve van de Oesterdam (Speelmansplaten-Marollegat)", Rijks Geologische Dienst, Haarlem 1983.
- Lit. 60 Lang, F.D. de, rapport nr. 10450 "Geologisch onderzoek Mar-kiezaatsdam (instabiliteiten)", Rijks Geologische Dienst, Haarlem 1983.
- Lit. 61 Lang, F.D. de, rapport nr. 10480 "Geologisch onderzoek ten behoeve van Oesterdam (aanvulling)", Rijks Geologische Dienst, Haarlem 1984.
- Lit. 62 Lang, F.D. de, rapport nr. 10521 "Geologisch onderzoek ten behoeve van optimalisatie cunet Speelmansplaten II", Rijks Geologische Dienst, Haarlem 1984.

