

rijkswaterstaat
dienst getijdewateren
bibliotheek
grenadiersweg 31 - postbus 439
4338 PG middelburg

STUDIERAPPORTEN TEN BEHOEVE VAN HET PROJECT
BEHEER STORMVLOEDKERING OOSTERSCHELDE

De veiligheid van de Oosterschelde-
dijken in relatie tot het gebruik
van de stormvloedkering

Middelburg, 1 augustus 1985

Dit rapport is verkrijgbaar bij:
Rijkswaterstaat, directie Zeeland,
Vrijlandstraat 33,
4337 EA Middelburg
tel.: 01180 - 37600, tst. 238

Per rapport worden de kosten ad
f 13,-- in rekening gebracht.

jr/161

TENZIJ ANDERS VERMELD ZIJN
IN DEZE NOTA DE WATERSTANDEN
OP DE LIJN WEMELDINGE-STAVENISSE
AANGEGEVEN

INHOUDPag.

0. SAMENVATTING EN CONCLUSIES	1
0.1. Samenvatting	1
0.2. Conclusies per grenstoestand	2
0.3. Eindconclusies	5
1. INLEIDING	10
1.1. Kader	10
1.2. Samenstelling van van de deelprojectgroep	11
1.3. Doel van de studie	11
1.4. Aanpak van de studie	13
2. DE OOSTERSCHELDEDIJKEN; ALGEMENE BESCHRIJVING	18
3. VEILIGHEIDSFILOSOFIE	22
4. HYDRAULISCHE UITGANGSPUNTEN	25
4.1. Algemeen	25
4.2. Hydraulische begrenzingen	26
4.3. Scheefstand	29
4.4. Correlatie met historische stormen	29
5. GOLFOVERSLAG EN OVERSTROMING VAN DE WATERKERINGEN	33
5.1. Probleemstelling	33
5.2. Aanpak	33
5.3. Resultaten	34
5.4. Conclusies	34
6. STABILITEIT BINNENTALUD BIJ STAGNANTE WATERSTAND	35
6.1. Probleemstelling	35
6.2. Aanpak	36
6.3. Selectie maatgevende dijkprofielen	37
6.4. Resultaten	38
6.5. Conclusies	38

7. STABILITEIT BUITENTALUD EN GLOOIING BIJ DALENDE WATERSTAND	41
7.1. Probleemstelling	41
7.2. Aanpak	42
7.2.1. Onderzoek volgens de methode Bishop	42
7.2.2. Selectie maatgevende dijkprofielen	43
7.2.3. Historisch correlatie-onderzoek	43
7.3. Resultaten	44
7.4. Conclusies	46
7.5. Stabiliteit glooiing bij opbarsten	49
7.5.1. Probleemstelling en aanpak	49
7.5.2. Resultaten	49
7.5.3. Conclusie	50
8. STABILITEIT VOOROEVER TEN AANZIEN VAN ZETTINGSVLOEIINGEN	51
8.1. Probleemstelling	51
8.2. Aanpak	52
8.3. Resultaten	52
8.4. Conclusie	52
9. PIJPVORMING	54
9.1. Probleemstelling	54
9.2. Aanpak	56
9.3. Resultaten	58
9.4. Conclusies	58
10. GECONCENTREERDE GOLFAANVAL	60
10.1. Probleemstelling	60
10.2. Geconcentreerde golfaanval op glooiingen	61
10.2.1. Aanpak	61
10.2.2. Resultaten	64
10.2.3. Conclusies	65
10.3. Geconcentreerde golfaanval op grasmatten	66
10.3.1. Aanpak	66
10.3.2. Resultaten	66
10.3.3. Conclusies	67

10.4. Reststerkte van het dijklichaam	68
10.4.1. Beschrijving en globale schatting	68
10.4.2. Gebruik in berekeningen	70
11. DIJKSTERKTE TER PLAATSE VAN KUNSTWERKEN IN DE WATERKERING	72
11.1. Probleemstelling	72
11.2. Aanpak	72
11.3 Resultaten	73
11.4 Conclusies	74
12. CONDITIONELE FAALKANSEN	75
12.1. Probleemstelling	75
12.2. Aanpak	76
12.2.1. Golfoverslag en overstroming	76
12.2.2. Afschuiving van het binnentalud	77
12.2.3. Pijpvorming	77
12.2.4. Geconcentreerde golfaanval op glooiingen	78
12.2.5. Geconcentreerde golfaanval op grasmatten	78
12.3. Resultaten	79
13. BASISNOTA'S EN -NOTITIES	82

Lijst van bijlagen

Bijlage nr.

1. Berekeningsresultaten stabiliteitsonderzoek binnenbeloop.
2. Berekeningsresultaten stabiliteitsonderzoek buitenbeloop.
3. Onderzoek stabiliteit dijken; situatie onderzochte locaties.
4. Berekeningsresultaten onderzoek pijpvorming.
5. Toelaatbare peil-duurcombinaties in verband met pijpvorming voor de maatgevende locaties.
6. Onderzoek pijpvorming; situatie onderzochte locaties.
7. Sterktelijnen voor glooiingen bij stagnante golfaanval.
8. Probleemvakken geconcentreerde golfaanval op glooiing. Deterministische aanpak.
9. Geconcentreerde golfaanval. Situatie dijkvakken.
10. Probleemvakken geconcentreerde golfaanval op grasmat. Bezwijkmechanisme golfoploop overgangsconstructie.
11. Probleemvakken geconcentreerde golfaanval op grasmat. Bezwijkmechanisme golfklap op overgangsconstructie.
12. Conditionele faalkansen pijpvorming als functie van stagnerant peil en duur voor locatie Oosterlandpolder (108).
13. Conditionele faalkansen pijpvorming als functie van stagnerant peil en duur voor locatie Gouweveerpolder (112).
14. Conditionele faalkansen stabiliteit binnentalud.
15. Conditionele faalkansen glooiingen.
16. Probleemvakken geconcentreerde golfaanval op glooiingen. Probabilistische aanpak.

0. SAMENVATTING EN CONCLUSIES

0.1. Samenvatting

Deze nota bevat de resultaten van de studies die, in het kader van het project BARCON, zijn verricht door de deelprojectgroep PROVO.

Het doel van de studies was het onderzoeken van de toestand van de Oosterscheldedijken voor condities die ontstaan bij verschillende gebruiksmogelijkheden van de stormvloedkering en het op basis daarvan formuleren van randvoorwaarden voor het opereren met de kering, waarbij de veiligheid van de Oosterscheldedijken dient te zijn gewaarborgd.

In de toekomst zullen de maximaal optredende waterstanden op de Oosterschelde lager zijn dan in de huidige situatie, waardoor de veiligheid tegen golfoverslag en overstroming van de waterkeringen wordt vergroot.

Het kenmerkende verschil met de huidige situatie wordt gevormd door het optreden van perioden met stagnante waterstanden bij een gesloten kering. Hierbij treedt een ander type belasting op waarbij de veiligheid van de dijken eveneens dient te zijn gewaarborgd.

Om de veiligheid van de dijken te kunnen beoordelen is een veiligheidsfilosofie ontwikkeld, waaruit toetsingscriteria zijn afgeleid.

In het kader van beschouwingen inzake de te hanteren hydraulische uitgangspunten is met name ingegaan op de hydraulische begrenzingen voor de onderhavige studie en de scheefstand van het wateroppervlak bij stagnante waterstanden.

De veiligheid van de dijken is onderzocht aan de hand van de grenstoestanden voor de relevante bezwijkmechanismen en op basis daarvan zijn randvoorwaarden voor het gebruik van de kering aangegeven. Deze randvoorwaarden zijn per grenstoestand geformuleerd in de vorm van toelaatbare combinaties van stagnante waterstanden met bijbehorende tijdsduren, in enkele gevallen aangevuld met de toelaatbare daling. Deze randvoorwaarden worden aangeduid als peil-duurcombinaties.

Deze toelaatbare peil-duurcombinaties zijn vervolgens geïntegreerd tot toelaatbare peil-duurcombinaties voor alle grenstoestanden samen. Daarbij zijn voorts de eventueel noodzakelijke aanpassingen aan dijklichamen en glooiingen aangegeven. In een afzonderlijk hoofdstuk is

voorts ingegaan op de veiligheid ter plaatse van een aantal kunstwerken in de waterkering.

Bij de beschouwingen met betrekking tot de diverse grenstoestanden is in eerste instantie tewerk gegaan volgens de deterministische aanpak. Teneinde, ten behoeve van de "Veiligheidsanalyse BARCON", de grenstoestanden van alle tot het veiligheidssysteem rond de Oosterschelde behorende componenten op uniforme wijze in faalkansen te kunnen uitdrukken is in een afzonderlijk hoofdstuk een probabilistische beschouwing gewijd aan de daarvoor in aanmerking komende grenstoestanden.

De belangrijkste conclusies voortvloeiend uit de verrichte studies zijn in het navolgende, zowel per afzonderlijke grenstoestand als voor alle grenstoestanden samen, vermeld.

Voor de resultaten van de probabilistische aanpak wordt verwezen naar § 12.3.

0.2. Conclusies per grenstoestand

Golfoverslag en overstrooming waterkeringen

- Maatgevend voor de toe te laten maximale waterstand op de Oosterschelde, zowel bij open als gesloten stormvloedkering, is de nieuwe schutsluis Goesse Sas.

Deze sluis is ontworpen op een waterstand van N.A.P. + 3,50 m ter plaatse. Bij dit peil heeft het maatgevende dijkvak Borrendamme (S 34) een reservehoogte van bijna 1 m bij een open kering en ca. 0,20 m bij een gesloten kering.

Stabiliteit binnentalud bij stagnante waterstand

- Zonder aanpassing van een aantal dijkvakken zijn stagnante waterstanden niet toelaatbaar.

- Indien wordt uitgegaan van de aanpassing van de dijkvakken Poortvlietpolder (9), Suzannapolder (237), district Flaauwers (245), Jonkvrouw Annapolder (181) en eventueel de buitenste dijk van de Galgepolder (113) worden de volgende peil-duurcombinaties toelaatbaar geacht:

N.A.P. + 2,80 m gedurende 12 uur;

N.A.P. + 2,45 m gedurende 24 uur;

N.A.P. + 2,25 m gedurende 36 uur.

Wanneer bij de gegeven tijdsduren voor hogere peilen wordt gekozen dienen meer dijkvakken te worden aangepast.

Opgemerkt wordt dat de veiligheid van de vermelde dijkvakken in feite onder de huidige getijcondities reeds onvoldoende is.

Stabiliteit buitentalud bij dalende waterstand

- Een daling ineens tot een lage waterstand, volgend op een hoog stagnerant peil gedurende 16 uur (tweetopsstorm) en 27 uur (drietopsstorm), wordt niet toelaatbaar geacht. Een daling in twee étappes, eerst niet lager dan N.A.P. - 1,25 m en bij het volgende laagwater tot ebstand is noodzakelijk.

- Voorafgaand aan de vermelde daling in twee étappes, worden de volgende peil-duurcombinaties toelaatbaar geacht:

N.A.P. + 4,40 m gedurende 4 uur (ééntopsstorm);

N.A.P. + 3,35 m gedurende 16 uur (tweetopsstorm);

N.A.P. + 2,25 m gedurende 27 uur (drietopsstorm).

Stabiliteit glooiing bij dalende waterstand en stabiliteit vooroeverten aanzien van zettingsvloeiingen

- Een daling ineens tot een lage waterstand, volgend op een hoog stagnerant peil gedurende 16 uur (twee-topsstorm) of 27 uur (drietopsstorm), wordt niet toelaatbaar geacht. Een daling in twee étappes, eerst niet lager dan N.A.P. - 1,25 m en bij het volgende laagwater tot ebstand is noodzakelijk.

- Voorafgaand aan de vermelde daling in twee étappes, worden de volgende peil-duurcombinaties toelaatbaar geacht:

ca N.A.P. + 4,00 m gedurende 4 uur (ééntopsstorm);

ca N.A.P. + 3,00 m gedurende 16 uur (tweetopsstorm);

ca N.A.P. + 2,00 m gedurende 27 uur (drietopsstorm).

Pijpvorming

- De volgende peil-duurcombinaties worden toelaatbaar geacht:

N.A.P. + 3,05 m gedurende 5 uur (ééntopsstorm);

N.A.P. + 2,35 m gedurende 18 uur (tweetopsstorm);

N.A.P. + 2,15 m gedurende 30 uur (drietopsstorm).

Geconcentreerde golfaanval op glooiingen

- Verwacht wordt dat de glooiing ter plaatse van een aantal dijkvakken niet bestand zal zijn tegen geconcentreerde golfaanval. Deze vakken zijn overwegend voorzien van muraltglooiingen (oppervlakte ca. 17.000 m²) en glooiingen van vilvoordse steen (ca. 17.000 m²) en lessinese steen (ca. 2.200 m²). Bij het overgrote deel hiervan zal reeds bij een ééntopsstorm (6 uur) schade optreden, die kan leiden tot een calamiteit.

In tabel 1 is voor diverse peil-duurcombinaties een overzicht gegeven van de totale lengte van de dijkvakken, waarop kritieke glooiingsgedeelten voorkomen. De aangegeven lengten zijn afgeleid uit bijlage 8. Hierbij wordt opgemerkt dat het slechte gedeelte niet over het gehele dijkvak aanwezig behoeft te zijn.

Tabel 1. Totale lengte dijkvakken met kritieke glooiingsgedeelten bij geconcentreerde golfaanval. De cijfers gelden bij benadering.

stagnant peil in m t.o.v. N.A.P.	totale lengte in m		
	6 uur (ééntopsstorm)	18 uur (tweetopsstorm)	30 uur (drietopsstorm)
+ 0,5	3100	3100	3500
+ 1,5	4200	4700	4900
+ 2,5	2800	2800	2800
+ 3,5	2600	2800	4700

Geconcentreerde golfaanval op grasmatten

- Bij stagnante waterstanden met een peil van N.A.P. + 2,0 m en hoger moet reeds bij een ééntopsstorm schade aan de grasmat worden verwacht ten gevolge van golfoploop over de overgangsconstructie tussen de glooiing en de grasmat.

De totale lengte van de trajecten waar schade kan ontstaan bedraagt:

- . bij een stagnant peil van N.A.P. + 2,0 m: ca. 2500 m
- . bij een stagnant peil van N.A.P. + 2,5 m: ca. 7900 m
- . bij een stagnant peil van N.A.P. + 3,5 m: ca. 25000 m

- Bij een stagnante waterstand met een peil van N.A.P. + 3,5 m moet reeds bij een ééntopsstorm schade aan de grasmat worden verwacht ten gevolge van golfklappen op de overgangsconstructie tussen de glooiing en de grasmat.

De totale lengte van de trajecten waar schade kan ontstaan bedraagt ca. 17.000 m.

- Grote schade aan de grasmat kan slechts eenmaal per stormseizoen worden geaccepteerd, daar de grasmat zich gedurende diezelfde winter niet meer zal herstellen. Indien uit oogpunt van een gewenste beheerstrategie, meerdere keren per stormseizoen waterstanden worden toegelaten, waarbij grote schade optreedt als gevolg van geconcentreerde golfaanval, zal het dijklichaam ter plaatse van een harde bekleding moeten worden voorzien.

Kunstwerken in de waterkering

- Indien de zes buiten gebruik gestelde of te stellen suatiesluizen in de waterschappen Schouwen-Duiveland en Tholen worden gehandhaafd, moeten reeds bij langdurig stagnante waterstanden lager dan ca. N.A.P. + 2,00 m problemen worden verwacht wegens onder- en achterloopsheid (pijpvorming).
- Bij de overige kunstwerken zijn, gelet op historisch opgetreden belastingen, de peil-duurcombinaties toelaatbaar die ten aanzien van pijpvorming zijn aangegeven.

0.3. Eindconclusies

In figuur 1 zijn de toelaatbare peil-duurcombinaties voor de diverse grenstoestanden weergegeven.

Voor de beoordeling van figuur 1 is het volgende van belang:

- Voor de stabiliteit van het binnentalud (a) is uitgegaan van de aanpassing van enkele dijkvakken (zie conclusie ten aanzien van stabiliteit binnentalud).
- Voor de stabiliteit van het buitentalud (b) en van de glooiing en de stabiliteit van de vooroever in verband met zettingsvloeiing (c) is uitgegaan van een daling na een stagnante periode in twee étappes, in eerste instantie tot N.A.P. - 1,25 m en bij het volgende laagwater tot ebstand.
- Er is uitgegaan van het amoveren van de zes buiten gebruik te stellen of gestelde suatiesluizen, zodat deze geen beperking zullen opleggen aan het beheer van de kering. Eventuele beperkingen bij handhaving van de sluisen zijn derhalve niet in figuur 1 opgenomen.

Met inachtnaam van het voorgaande kunnen, aan de hand van figuur 1, de volgende conclusies getrokken:

- Stagnante waterstanden tot ca N.A.P. + 3,00 m kunnen worden toegelaten gedurende 4 à 5 uur. Voor het toelaten van stagnante waterstanden gedurende één- of meertopsstormen zijn aanpassingen van glooiingen en eventueel van overgangsconstructies noodzakelijk.

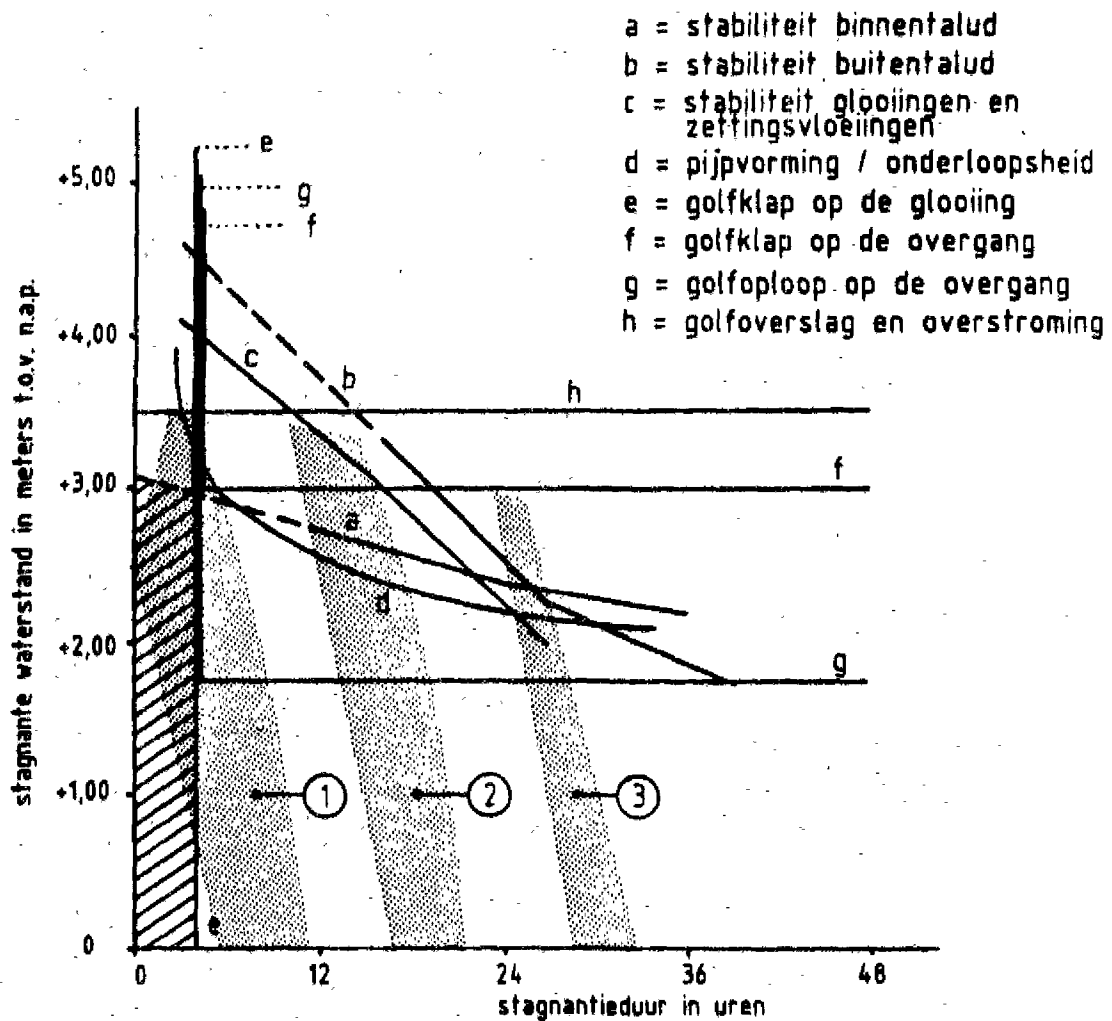
In figuur 2 is aangegeven welke aanpassingen nodig zijn om een stagnante waterstand van N.A.P. + 2,00 m gedurende één- of meertopsstormen toe te laten.

In figuur 3 is aangegeven welke aanpassingen nodig zijn om stagnante waterstanden van N.A.P. + 2,50 m en N.A.P. + 3,00 m gedurende een ééntopsstorm toe te laten.

Indien naast stagnante peilen van N.A.P. + 2,50 m en N.A.P. + 3,00 m bij een ééntopsstorm ook het toelaten van meertopsstormen tot N.A.P. + 2,00 m wordt gewenst (combinatie van de figuren 2 en 3) dan dient voor beide genoemde peilen in aanvulling op de in figuur 3 genoemde hoeveelheden nog ca 2000 m² glooiing te worden aangepast.

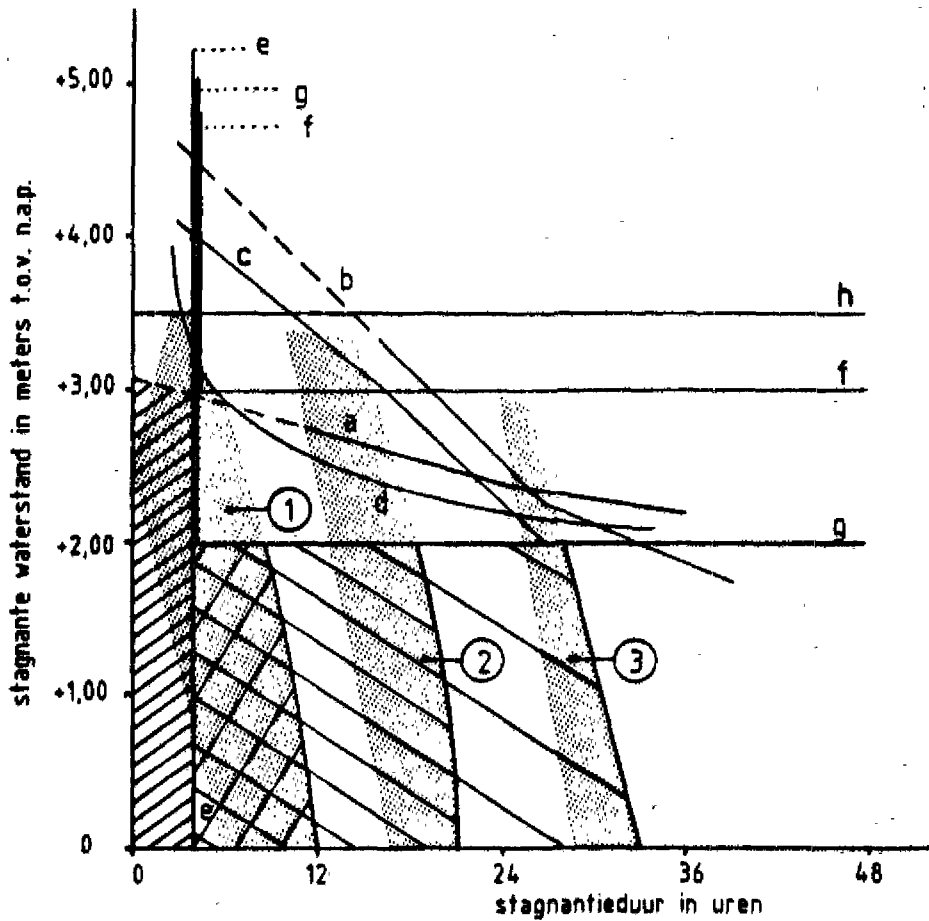
N.B. De voor de grondmechanische grenstoestanden gepresenteerde toelaatbare peil-duurcombinaties gelden voor enkelvoudige, dat wil zeggen van het begin tot het eind van de storm voortdurende, stagnante waterstanden.

Indien echter gedurende een storm meerdere stagnante peilen worden ingesteld, waarvan er één het niveau van N.A.P. + 2,00 m overschrijdt, dient dit waterstandsverloop te worden herleid tot een equivalente enkelvoudige stagnantie.



- ① gebied van optredende stagnantieduren bij een ééntopsstorm.
 toelaatbare peil-duurcombinaties voor alle grenstoestanden.

Fig. 1. Maximaal toelaatbare peil-duurcombinaties per grenstoestand.








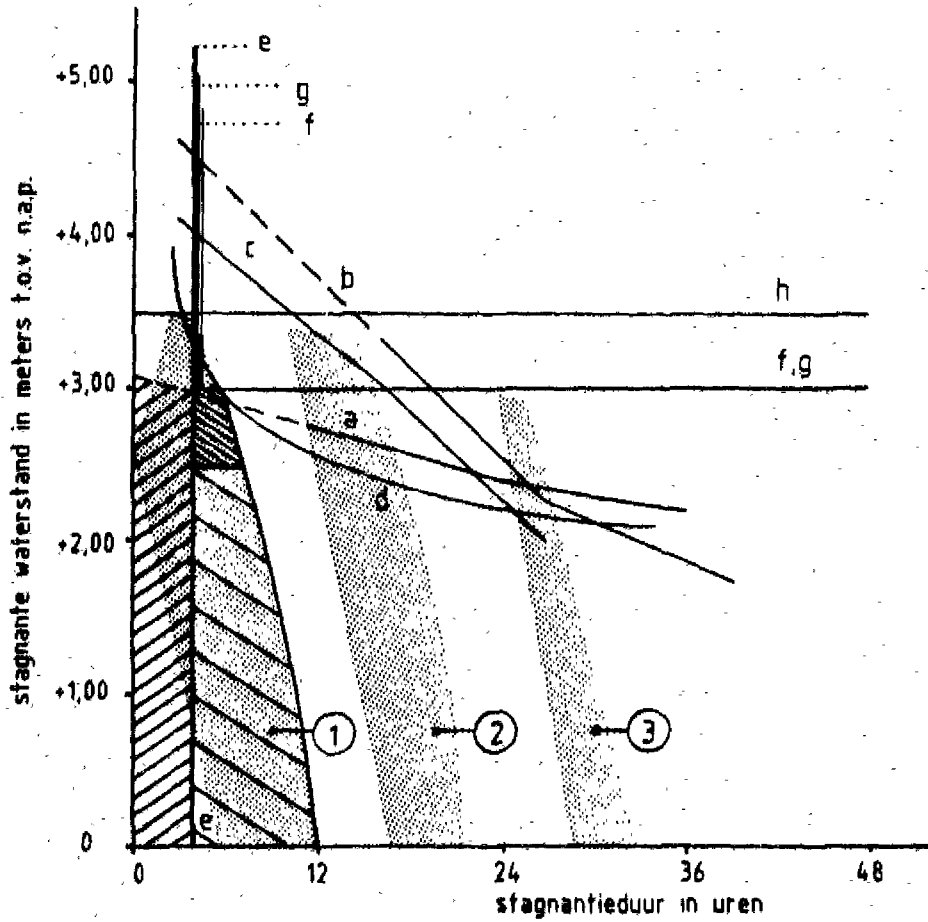
-  ① gebied van optredende stagnantieduren bij een ééntops-storm
-  toelaatbaar zonder aanpassingen aan overgangsconstructies en glooiingen
-  tevens toelaatbaar na aanpassing van in totaal ca 2500 m¹ overgangsconstructie en ca 20000 m² glooiing.
-  tevens toelaatbaar na aanpassing van in totaal ca 2500 m¹ overgangsconstructie en ca 21000 m² glooiing.
-  tevens toelaatbaar na aanpassing van in totaal ca 2500 m¹ overgangsconstructie en ca 22000 m² glooiing.

Fig. 2. Toelaatbare peil-duurcombinaties tot N.A.P. + 2,00 m voor alle grenstoestanden, met bijbehorende aanpassingen.







-  ① gebied van optredende stagnantieduren bij een ééntopsstroom
-  toelaatbaar zonder aanpassingen aan overgangsconstructies en glooiingen
-  tevens toelaatbaar na aanpassing van in totaal ca 7900 m¹ overgangsconstructie en ca 23000 m² glooiing.
-  tevens toelaatbaar na aanpassing van in totaal ca 15000 m¹ overgangsconstructie en ca 26000 m² glooiing.

Fig. 3. Toelaatbare peil-duurcombinaties boven N.A.P. + 2,00 m bij een ééntopsstroom voor alle grenstoestanden, met bijbehorende aanpassingen.

1. INLEIDING

1.1. Kader

Projectgroep BARCON

Na de in 1976 genomen beslissing om in de monding van de Oosterschelde een stormvloedkering te bouwen teneinde de beoogde veiligheid te realiseren met behoud van het waardevolle getidemilieu, kwam de vraag aan de orde op welke wijze het beheer van de kering zou moeten worden gevoerd. Een verantwoorde beslissing terzake kan eerst worden genomen nadat van de diverse mogelijkheden van beheer de effecten ten aanzien van de relevante aspecten zijn bepaald.

Ter voorbereiding van een beslissing inzake het met de kering te voeren beheer is in 1977 door de Rijkswaterstaat de projectgroep BARCON (BARrierCONtrol) ingesteld. Deze projectgroep heeft als taak het initiëren en coördineren van studies met betrekking tot het beheer van de stormvloedkering en de daaruit voortvloeiende consequenties voor de diverse functies van het Oosterscheldegebied. Voor de uitvoering van deze studies zijn door de projectgroep BARCON enkele deelprojectgroepen ingesteld voor de volgende onderwerpen:

- het beheer van de stormvloedkering onder stormvloedcondities (BARCON-I);
- mogelijkheden c.q. wenselijkheden van het gebruik van de kering buiten stormvloedcondities (BARCON-II);
- de effecten van het gebruik van de kering voor het milieu en de visserij, zowel onder stormvloedcondities als onder niet-stormvloedcondities (MIVI);
- de relaties tussen het beheer van de kering en enkele andere functies van het Oosterscheldegebied (BEZA);
- de veiligheid van de Oosterschelddijken (PROVO);
- de operationele procedures en middelen ten behoeve van het gebruik van de kering (BOTI);
- methoden voor sluiten en openen van de kering met de bijbehorende waterloopkundige gevolgen (BARTAC).

Nota Beheer Stormvloedkering Oosterschelde

Op basis van de verkregen studieresultaten zal de nota Beheer Stormvloedkering Oosterschelde worden opgesteld, die door de Minister van Verkeer en Waterstaat in het bestuurlijk overleg zal worden gebracht. Na verwerking van de resultaten van het overleg zal de eindnota worden opgesteld die, ten behoeve van de gewenste inspraak, de procedure via de Raad van de Waterstaat zal doorlopen.

Deelprojectgroep PROVO

De voorliggende nota bevat de resultaten van de studies die zijn verricht door de deelprojectgroep PROVO (deelPROjectgroep Veiligheid Oosterscheldedijken).

1.2. Samenstelling van de deelprojectgroep

Aan de deelprojectgroep PROVO is, sedert de aanvang van de werkzaamheden in juni 1981, deelgenomen door:

ir. H.A.Q. Verhees, voorzitter	- RWS, Directie Zeeland
D. van Dam, secretaris	- RWS, Adviesdienst Vlissingen
ing. M.A. van Dijk	- PWS Zeeland
ing. M.J. Giljam	- Zeeuwse Waterschapsbond
ing. C. Kuitert (sinds nov. 1981)	- Lab. voor Grondmechanica
ir. A. Penning (tot maart 1984)	- RWS, Centrum Onderzoek Waterkeringen
J.J. v.d. Ploeg (sinds april 1984)	- RWS, Directie Zeeland
ir. A. Prakken	- RWS, Deltadienst
ir. L. de Quelery	- RWS, Deltadienst
ir. G.J.H. Vergeer (sinds mei 1984)	- namens RWS, Deltadienst
ir. H.J. Verhagen (sinds nov. 1983)	- RWS, Adviesdienst Vlissingen
ir. C. Visser (nov. '82 tot nov. '83)	- RWS, Adviesdienst Vlissingen

Voorts is ten behoeve van de eindrapportage ad hoc deelgenomen door ir. P.N.G.C. Schakel van de Deltadienst.

1.3. Doel van de studie

De in de huidige situatie optredende belastingen op de dijken langs de Oosterschelde worden, behalve door stormeffecten, in belangrijke mate

bepaald door de getijbeweging. In de toekomst kan de waterbeweging op de Oosterschelde met behulp van de stormvloedkering worden beïnvloed. Daarbij zijn diverse gebruikswijzen mogelijk. Globaal zullen de volgende situaties kunnen optreden:

- a. de kering is geheel geopend; op de Oosterschelde heerst de dan normale getijbeweging;
- b. de kering is geheel gesloten; op de Oosterschelde heerst een min of meer stagnante waterstand;
- c. alle schuiven zijn gedeeltelijk gesloten of een gedeelte van de schuiven is geheel gesloten; op de Oosterschelde heerst een gereduceerd getij.

Uit het voorgaande blijkt dat de dijken langs de Oosterschelde in de toekomst zowel tegen variërende als tegen stagnante waterstanden bestand moeten zijn.

Teneinde de veiligheid van de dijken langs de Oosterschelde in de huidige situatie, voorafgaand aan de voltooiing van de Oosterscheldekering, te verbeteren is een programma van partiële dijkversterkingen uitgevoerd. Daarbij zijn de dijken, waar nodig, zodanig versterkt dat een maximale waterstand en een golfoploop, beide met een overschrijdingsfrequentie van 1/500 per jaar, kan worden gekeerd.

In de toekomstige situatie met een geopende kering zullen de maximaal optredende waterstanden lager zijn dan in de huidige situatie. De veiligheid van de dijken ten aanzien van golfoverslag en overstroming wordt hierdoor vergroot.

Dit laatste geldt niet voor de Oesterdam, de Philipsdam en de dijken langs het Kanaal door Zuid-Beveland, waarvoor in de ontwerpen rekening is of wordt gehouden met het eventueel gebruiken van de stormvloedkering.

Een vergrote veiligheid bestaat eveneens in de situatie met een gedeeltelijk gesloten kering en een daardoor gereduceerde getijbeweging. Voor de beslissing met betrekking tot het geheel dan wel gedeeltelijk sluiten van de stormvloedkering is nader inzicht nodig ten aanzien van de maximale waterstanden die op de Oosterschelde toelaatbaar zijn.

In de situatie met een gesloten kering zal de waterstand op de Ooster-

schelde slechts weinig variëren. De zeer beperkte variatie die nog optreedt zal het gevolg zijn van opwaaiing en lek door de drempel van de kering.

In deze stagnante situatie dringt meer water binnen in het dijklichaam en concentreert de golfaanval zich op een smalle zone van de glooiingen. Hierbij treedt een ander type belasting op dan in de huidige situatie. Daar de veiligheid van de dijken ook in deze situatie dient te zijn gewaarborgd, werd een onderzoek naar de stabiliteit van de dijken bij stagnante waterstanden noodzakelijk geacht.

Een aanzet hiervoor werd reeds gegeven in de studies van de voormalige projectgroep Oosterscheldedijken (POD), waarvan de resultaten zijn opgenomen in de zogenaamde RAND-rapportage. Een nadere studie naar een aantal bezwijkmechanismen werd evenwel noodzakelijk geacht, met name vanwege de nog bestaande hiaten in de kennis en inmiddels verworven nieuwe inzichten.

Op basis van het ter zake opgestelde projectplan kan de taak van de deelprojectgroep PROVO als volgt worden geformuleerd:

Het verrichten van studie naar de toestand van de Oosterscheldedijken voor condities die ontstaan bij verschillende gebruiksmogelijkheden van de stormvloedkering en het op basis daarvan formuleren van randvoorwaarden voor het opereren met de kering, waarbij de veiligheid van de Oosterscheldedijken dient te zijn gewaarborgd.

Opgemerkt wordt dat de compartimenteringsdammen, de andere afsluitdammen en de dijken langs het Kanaal door Zuid-Beveland niet in de beschouwingen zijn betrokken. De resultaten van de verrichte studies zijn neergelegd in de voorliggende nota.

1.4. Aanpak van de studie

De voorliggende nota bevat de resultaten van studies met betrekking tot de relevante grenstoestanden van de dijken langs de Oosterschelde. Onder het begrip grenstoestand wordt verstaan de toestand waarbij een constructie juist niet meer aan de functionele eis(en) voldoet. In dit geval heeft de functionele eis betrekking op het waterkerend vermogen van de dijk.

De grenstoestanden zijn geassocieerd met een aantal bezwijkmechanismen.

De relevante grenstoestanden hebben betrekking op:

- golfoverslag en overstrooming van de waterkeringen;
- de stabiliteit van het binnentalud;
- de stabiliteit van het buitentalud, de glooiing en de vooroever bij dalende waterstand;
- pijpvorming in de grondlagen onder de dijk;
- geconcentreerde golfaanval op glooiingen en grasmatten;
- de dijksterkte ter plaatse van kunstwerken.

De sterkte van de teenconstructie is niet beoordeeld omdat deze constructie doorgaans beneden N.A.P. is gelegen. Dit niveau vormt de ondergrens van de beschouwde stagnante peilen.

Ter illustratie zijn de belangrijkste grenstoestanden schematisch weergegeven in figuur 4.

Deze probleemgebieden en de daaruit voortvloeiende randvoorwaarden komen aan de orde in de hoofdstukken 5 t/m 11. Met betrekking tot de daarbij gevolgde aanpak dient te worden vermeld dat in eerste instantie alleen bureaustudies zijn uitgevoerd.

Bij het grondmechanisch stabiliteitsonderzoek werd aanvankelijk alleen gebruik gemaakt van veldgegevens, die in hoofdzaak zijn verkregen uit het grondonderzoek dat werd uitgevoerd ten behoeve van de partiële dijkversterkingen langs de Oosterschelde. Van de dijktrajecten (enkele tientallen kilometers) die niet behoeften te worden versterkt - en die derhalve toen niet zijn onderzocht - zijn de grondeigenschappen aanvankelijk aangenomen. Voor deze zogenaamde "witte" dijkvakken is in een later stadium alsnog een selectief grondonderzoek verricht, waarna de stabiliteit van de betreffende dijkvakken met behulp van de hierbij verkregen gegevens nader is onderzocht.

Bij het door het Laboratorium voor Grondmechanica verrichte stabiliteitsonderzoek werd in eerste instantie te werk gegaan volgens de semi-probabilistische benaderingswijze. Daar deze methode zowel voor de stabiliteit van het buitentalud als voor het verschijnsel pijpvorming niet geheel tot bevredigende resultaten leidde, is in tweede instantie voor een andere benadering gekozen. Daarbij is een relatie gelegd met in het verleden tijdens stormen opgetreden grenstoestanden. Dit zogeheten historisch correlatieonderzoek is niet uitgevoerd voor de stabi-

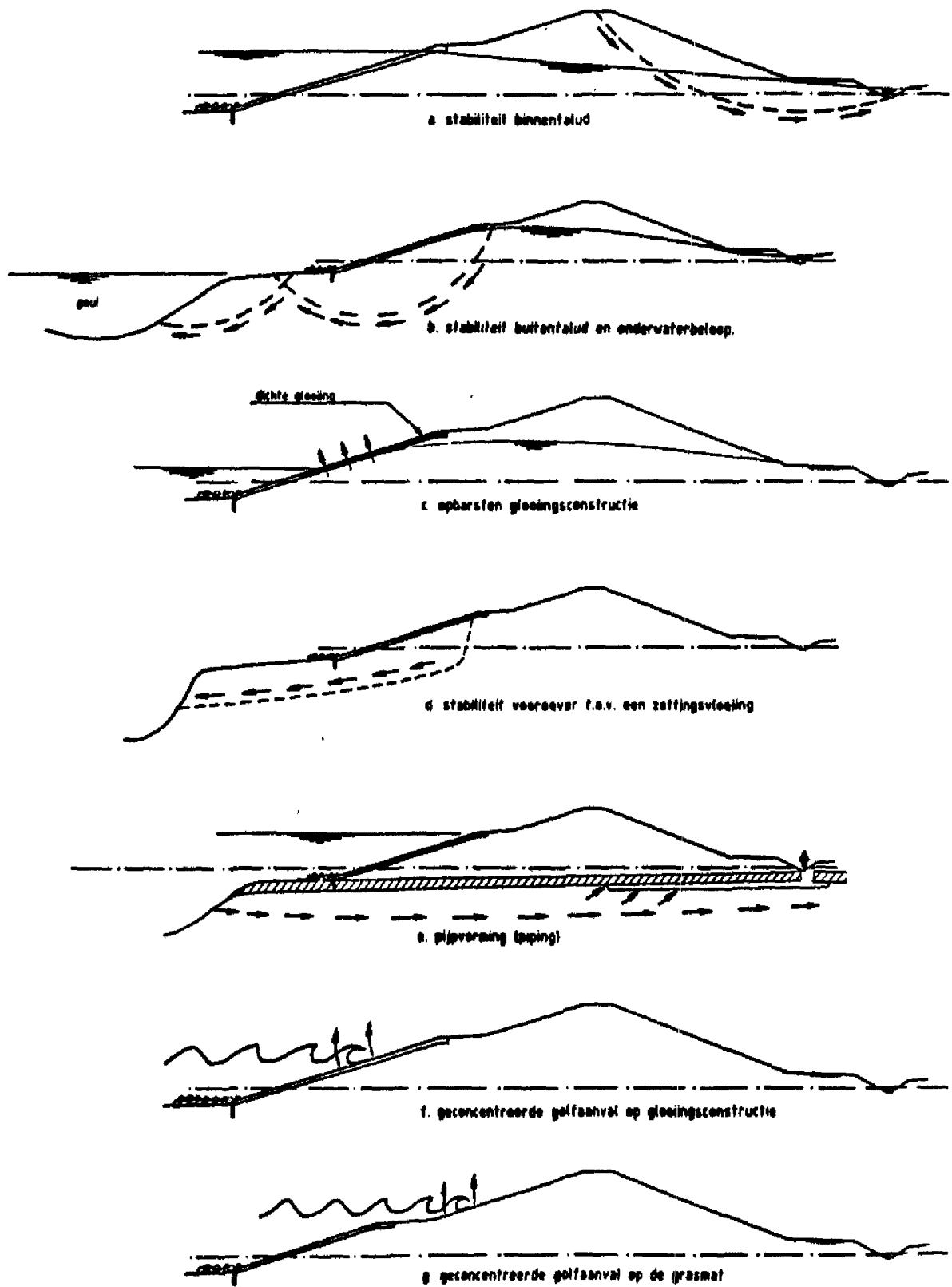


Fig. 4. Overzicht belangrijkste grenstoestanden.

liteit van het binnentalud, daar deze methode in dat geval minder nauwkeurige resultaten zou opleveren dan de genoemde semi-probabilistische benaderingswijze. Bovendien werd het toepassen van deze methode voor de stabiliteit van het binnentalud niet verantwoord geacht omdat daarbij hoge waterstanden in het geding zijn en het overstromingsrisico bij stabiliteitsverlies dus veel groter is dan bij stabiliteitsverlies van het buitentalud, wat kan optreden bij lage waterstanden na stagnante perioden.

Op de achtergronden van de benadering op grond van de analyse van in het verleden opgetreden stormen wordt in de betreffende hoofdstukken nader ingegaan.

Daar de bureaustudies naar de gevolgen van geconcentreerde golfaanval op glooiingen geen bruikbare resultaten opleverden is, op basis van een terzake verricht vooronderzoek, een modelonderzoek in de Deltagoot van het Waterloopkundig Laboratorium in de Voorst uitgevoerd.

Teneinde te kunnen aangeven onder welke omstandigheden nog een voldoende veiligheid van de dijken kan worden gewaarborgd is in het kader van deze studie een veiligheidsfilosofie ontwikkeld, die aansluit op de richtlijnen van de Deltacommissie. Op deze, in het kader van de PROVO-studie gehanteerde veiligheidsfilosofie, wordt nader ingegaan in hoofdstuk 3.

Begin 1984 ontstond binnen het project BARCON de behoefte aan een aanpak van het veiligheidsaspect die het mogelijk zou maken de verschillende factoren die de uiteindelijke veiligheid tegen overstroming bepalen en hun onderlinge samenspel, op uniforme wijze in rekening te brengen. Daartoe is een veiligheidsanalyse opgesteld volgens de zogenaamde probabilistische aanpak. Faalkansen en bezwijkkansen vormen een essentieel element van deze analyse. In hoofdstuk 12 van de voorliggende nota wordt, voor zover mogelijk, ingegaan op de uit het verrichte onderzoek voortvloeiende conditionele faalkansen voor de diverse bezwijkmechanismen. Deze faalkansen zijn bepaald in het kader van een aanvullende opdracht en zullen verder worden verwerkt in de "Veiligheidsanalyse BARCON."

Hoofdstuk 13 bevat een overzicht van de belangrijkste in het kader van het deelproject PROVO geproduceerde stukken. Voor zover in deze nota naar deze stukken wordt verwezen, is het eveneens in hoofdstuk 13 aan-

gegeven PROVO-nummer vermeld. In hoofdstuk 0 wordt een korte samenvatting van de nota gegeven en worden de belangrijkste conclusies vermeld.

2. DE OOSTERSCHELDEDIJKEN; ALGEMENE BESCHRIJVING

Ten behoeve van een goed begrip van de inhoud van deze nota wordt in dit hoofdstuk een algemene beschrijving gegeven van het dwarsprofiel van de langs de Oosterschelde gelegen dijken. Daarbij komen de belangrijkste elementen van het dwarsprofiel aan de orde. Voorts wordt ingegaan op plaatselijke verschillen in de samenstelling van het dijklichaam als gevolg van herstel, verzwaring of volledige vernieuwing van dijkvakken.

In het onderstaande dwarsprofiel (fig. 5) zijn de belangrijkste elementen aangegeven:

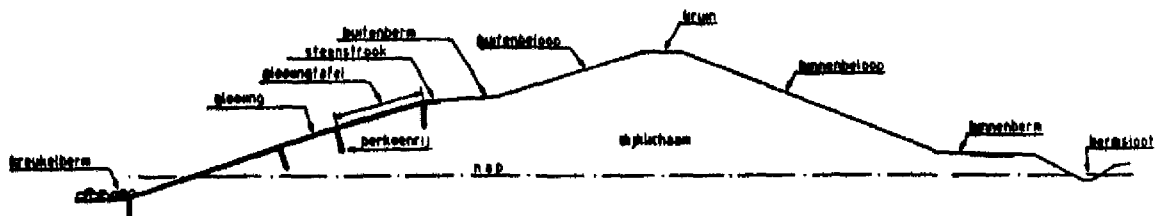


Fig. 5. Benaming elementen dwarsprofiel.

De kreukelberm, voor zover aanwezig, bestaat uit lichte tot middelzware stortsteen. Deze is bedoeld als steun voor de teenconstructie en heeft met name een belangrijke functie in het geval van een eroderend voorland.

De glooiing dient als bescherming van het buitentalud van het dijklichaam, in de door het buitenwater bespoelde zone.

De glooiing kan bestaan uit in verband geplaatste elementen van natuur- of kunststeen, uit betonplaten of uit asfalt.

De natuursteenglooiingen zijn veelal verdeeld in zogenaamde glooiingtafels, door evenwijdig aan of haaks op de as van de dijk aangebrachte perkoenrijen. Deze kunnen al of niet boven de glooiing uitsteken.

De steenstrook vormt de overgang tussen de glooiing en de grasmat. Deze bestaat in het algemeen uit natuursteen, doorgroeiende of betonblokken.

De buitenberm is een, onder een flauwe helling gelegen, onderbreking van het buitenbeloop, die dient om de golfloop te beperken. De breedte bedraagt ca. 5 m. Het niveau van de buitenberm komt in principe overeen met de stormvloedhoogte met een overschrijdingsfrequentie van 1/500. Deze bedraagt ca. N.A.P. + 4,5 à N.A.P. + 5,0 m. Ter plaatse van de dijkvakken die in het kader van de partiële dijkversterking niet zijn verzwaard en een deel van de dijken die aan de binnenzijde zijn verzwaard, zijn de buitenbermen op een lager niveau gelegen. De laagst gelegen, niet verdedigde, buitenberm ligt op N.A.P. + 2,10 m.

De buiten- en binnenbelopen van de tussen 1975 en 1980 verzwaarde dijken hebben in het algemeen een taludhelling van respectievelijk 1:3 en 1:2,5. Niet verzwaarde dijken kunnen enigszins steilere belopen hebben.

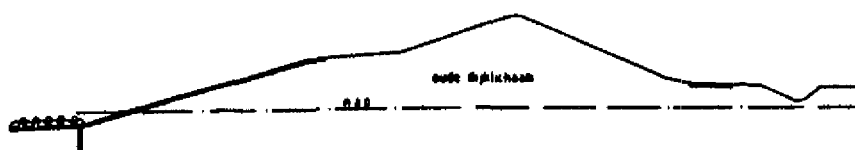
De kruin is het vlak gelegen, hoogste deel van de dijk, dat de overgang vormt tussen het buitenbeloop en het binnenbeloop. De breedte bedraagt meestal ca. 2,5 m, doch is bij oudere dijken vaak minder.

De binnenberm is, indien mogelijk, gelegen op een niveau iets boven gemiddeld hoogwater (GHW). Veelal dient de binnenberm echter tevens als ontsluitingsweg ten behoeve van de aangrenzende landbouwgronden. Het niveau is dan aangepast aan het maaiveld ter plaatse.

De bermsloot dient voor de afwatering van het binnenbeloop.

Voor de beoordeling van de grondmechanische stabiliteit is de samenstelling van het dijklichaam een belangrijk gegeven. De dijken kunnen in dit opzicht in vier categorieën worden onderscheiden. Deze zijn in het navolgende aangegeven. Belangrijke historische aanknopingspunten voor dit onderscheid betreffen de herstelwerkzaamheden na de ramp van 1953 en de tussen 1975 en 1980 uitgevoerde partiële dijkversterkingen.

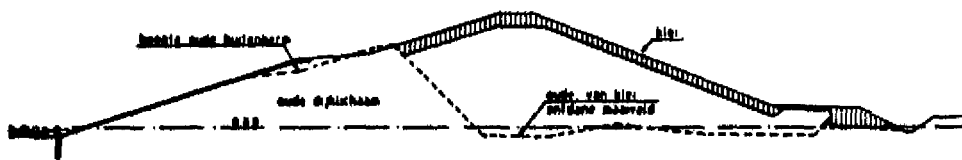
a. niet verzwaarde dijk



Het oude dijklichaam bestaat uit klei of andere min of meer samenhangende grond, die bij de aanleg van de dijk in de naaste omgeving is gewonnen.

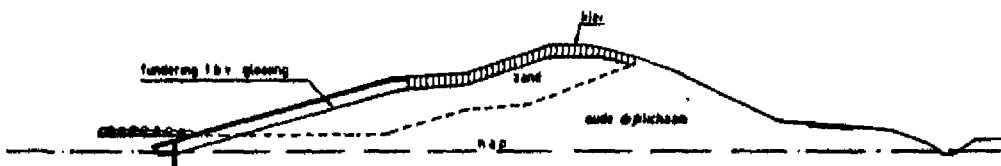
Daar bij het herstel na vroegere dijkdoorbraken of beschadigingen vaak andere materialen zijn gebruikt, is het grondlichaam niet overal homogeen van samenstelling.

b. Binnenwaarts verzwaarde dijk



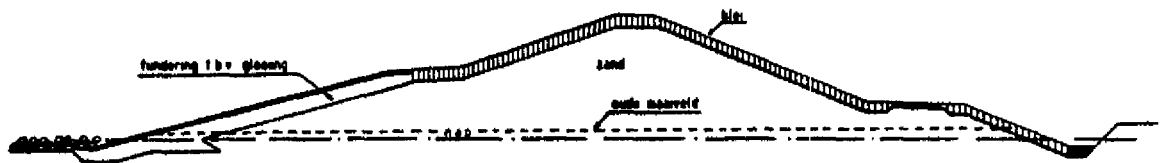
Het oude dijklichaam is, voorzover dit in het nieuwe profiel kon worden opgenomen, ongeroerd gelaten. Voorzover op het oude binnenbeloop en het aangrenzende maaiveld bruikbare klei aanwezig was en de verwijdering daarvan uit het oogpunt van veiligheid tijdens de uitvoering toelaatbaar werd geacht, is deze gebruikt als bekledingsgrond van het landwaarts aangebrachte nieuwe zandpakket. De oude glooiing is gehandhaafd en eventueel doorgetrokken tot de nieuwe bermhoogte.

c. Buitenwaarts verzwaarde dijk



Nadat het buitenbeloop van het oude dijklichaam was ontdaan van de glooiing en de bruikbare klei werd aan de buitenzijde een nieuw zandpakket aangebracht. De nieuwe glooiing werd veelal op mijnsteen gefundeerd.

d. Geheel nieuwe dijk



Het dijklichaam is geheel uit zand opgebouwd. Dit type wordt over korte trajecten aangetroffen bij bochtafsnijdingen en kleine herinpolderingen op Noord-Beveland.

In omvang is dit de kleinste categorie.

3. VEILIGHEIDSFILOSOFIE

Zoals in de inleiding is vermeld, is het doel van de voorliggende studie het aangeven van randvoorwaarden met betrekking tot het beheer van de stormvloedkering binnen welke randvoorwaarden de veiligheid van de dijken rond de Oosterschelde is gewaarborgd. Dit impliceert dat criteria moeten worden vastgesteld op grond waarvan kan worden beoordeeld of de veiligheid van de Oosterscheldedijken onder alle omstandigheden voldoende is verzekerd.

Hiertoe is een veiligheidsfilosofie ontwikkeld (PROVO 79), die het toetsingskader vormt voor de beoordeling van de veiligheid bij alle relevante grenstoestanden (zie fig. 4).

Het gaat daarbij niet alleen om grenstoestanden die optreden bij een gesloten stormvloedkering tijdens storm maar ook om grenstoestanden na het openen van de kering, bij lage waterstanden volgend op een stagnerende periode.

Met betrekking tot golfoverslag en overstroming is tevens de situatie bij een geopende stormvloedkering in beschouwing genomen.

Op de betekenis van het begrip grenstoestand is ingegaan in § 1.4.

De grondgedachte waarop de ontwikkelde veiligheidsfilosofie is gebaseerd, is ontleend aan het rapport van de Deltacommissie en de interpretatie daarvan ten behoeve van het ontwerp voor de stormvloedkering. Vrij vertaald houdt deze grondgedachte in dat de dijken voor alle grenstoestanden een zekere reserveveiligheid dienen te hebben ten opzichte van een belasting of belastingscombinatie met een overschrijdingsfrequentie van $2,5 \times 10^{-4}$ per jaar.

Deze belasting kan verschillen, afhankelijk van de beschouwde grenstoestand. Voor een aantal grenstoestanden is deze geformuleerd als het niveau en de duur van de stagnantie, zoals bijvoorbeeld bij binnendijkse stabiliteit en pijpvorming. Voor geconcentreerde golfaanval is als belasting aangehouden een windconditie in de situatie met een gesloten stormvloedkering.

Ook de wijze waarop wordt vastgesteld of de reserveveiligheid voldoende is, verschilt voor de diverse grenstoestanden, afhankelijk van de mogelijkheid om het bezwijkmechanisme op een aanvaardbare wijze in een mathematisch model te beschrijven. Is een dergelijke beschrijving mo-

gelijk op basis van theoretische, fysische en/of empirische beschouwingen, dan is bij de bepaling van de reserveveiligheid uitgegaan van een semi-probabilistische beoordelingsmethode. Hierbij worden de onzekerheden met betrekking tot het werkelijke gedrag van de constructie, expliciet in de berekeningen verdisconteerd door middel van partiële veiligheidscoëfficiënten. Afhankelijk van de betreffende grenstoestand worden voor de sterkte- en belastingparameters verschillende veiligheidscoëfficiënten gehanteerd.

Bij deze aanpak wordt verondersteld dat de constructie voor de betreffende grenstoestand een acceptabele (d.w.z. voldoende kleine) faalkans bezit indien de karakteristieke sterkte van de constructie gereduceerd met de partiële sterktecoëfficiënt, groter is dan de karakteristieke belasting, verhoogd met de partiële belastingscoëfficiënt.

Voor die mechanismen, waarover thans onvoldoende informatie voor een goede mathematische modellering beschikbaar is (bijv. erosie van grasmaten en zettingsvloeiingen), hebben vooral de aanwezige praktische kennis en ervaring in de beoordeling een rol gespeeld.

Op basis van de in het voorgaande beschreven aanpak zijn in eerste instantie per grenstoestand de randvoorwaarden aangegeven waarbinnen de waterkeringen voldoen aan de deltanorm. Deze randvoorwaarden zijn in het algemeen uitgedrukt in combinaties van stagnantiehogte en stagnantieduur, zonodig gerelateerd aan de waterstands daling, volgend op het openen van de kering.

Voor een optimale keuze van de strategie(ën) voor het gebruik van de stormvloedkering bleek het nodig in een ruim gebied rond de aangegeven randvoorwaarden, inzicht te krijgen in de mate van veiligheid c.q. onveiligheid van de waterkeringen. Hiertoe is in tweede instantie per grenstoestand een globale schatting gemaakt van de faalkansen behorende bij gegeven belastingcondities.

Deze schatting maakt het mogelijk om de grenstoestanen van alle componenten van het veiligheidssysteem rond de Oosterschelde (stormvloedkering, compartimenteringsdammen, dijken en kunstwerken) op uniforme wijze in de vorm van faalkansen te presenteren.

Door vervolgens de kansen van optreden van de belastingen, die op hun beurt mede worden bepaald door meteorologische invloeden en de kwali-

teit van het beheerssysteem, in rekening te brengen kan een globale probabilistische veiligheidsbeschouwing van het gehele systeem van waterkeringen worden opgesteld.

In hoofdstuk 12 van deze nota wordt, voorzover mogelijk, nader ingegaan op de bepaling van de conditionele faalkansen per grenstoestand. Voor de integrale probabilistische analyse wordt verwezen naar de nota "Veiligheidsanalyse BARCON".

4. HYDRAULISCHE UITGANGSPUNTEN

4.1. Algemeen

Bij de studie die, voorafgaand aan de PROVO-studie, door de voormalige projectgroep Oosterschelddijken (POD) werd verricht, werd in de berekeningen met betrekking tot de stabiliteit van de dijken uitgegaan van een maximum stagnant peil van N.A.P. + 3,0 m gedurende een periode van maximaal drie dagen. De tijdsduur werd op voorhand ruim gesteld in verband met de toen slechts in beperkte mate beschikbare gegevens en het uitgangspunt van een volledige vrijheid ten aanzien van het gebruik van de kering.

Het gekozen maximum van N.A.P. + 3,0 m werd beschouwd als bovengrens van de maximaal toelaatbare peilen op de Oosterschelde tijdens perioden van stagnantie. Het uitgangspunt was indertijd dat door het te voeren keringbeheer in de toekomst geen waterstanden boven de peilen van beperkte dijkbewaking zouden optreden.

Voor de studies in het kader van PROVO werd gezien of de stagnantiehoogte en -duur die in de POD-studies werd gehanteerd, op grond van nieuwe inzichten moest worden bijgesteld.

In de PROVO-studie is het begrip stagnantie bij een gesloten kering, afhankelijk van het beschouwde mechanisme, op twee verschillende manieren in de berekeningen ingevoerd. Voor het onderzoek naar de grondmechanische stabiliteit is het stagnante peil als bovengrens gehanteerd. Bij het onderzoek naar geconcentreerde golfaanval is uitgegaan van een zone waarin de golfwerking zich afspeelt. Voor de hoogte van deze zone is ca. 1 m rond het beschouwde peil aangehouden.

Ten gevolge van lek door de drempel en langs de schuiven van de gesloten kering treedt enige variatie van het stagnante peil op. Afhankelijk van het verval over de kering en de totale duur van de stagnantie vindt een variatie van het peil plaats van enkele decimeters tot ca. 1 m.

Een rijzing van ca. 1 m kan bijvoorbeeld optreden in het geval van een meertopsstorm (dat is een storm gedurende meerdere hoogwaters), waarbij de kering is gesloten op een laag binnenpeil en tussentijds niet wordt geopend.

In alle modelberekeningen die tot eind 1984 in het kader van BARCON zijn uitgevoerd, is rekening gehouden met een lekprofiel, overeenkomend met een doorsnede ter grootte van ca. 550 m².

Op grond van de meest recente inzichten (eind 1984) dient voor de totale lek door de kering een doorsnede van ca. 1850 m² te worden aangehouden. Afhankelijk van de te volgen beheersstrategie zal de stagnante waterstand sterker verlopen dan tot op heden werd verondersteld. Voor de strategieën die leiden tot een hoog binnenpeil zal de extra rijzing ca. 2 dm bedragen. Voor lagere binnenpeilen en langere stagnantieduren zal de extra rijzing aanmerkelijk groter zijn. Ten aanzien van het gebruik van de kering zal het tijdstip waarop met het sluiten van de kering wordt begonnen om een gewenst streefpeil te bereiken, hierop moeten worden afgestemd. Omdat met maatgevende peilen is gewerkt zal de grotere lek voor de conclusies van de PROVO-studies geen merkbare gevolgen hebben.

4.2. Hydraulische begrenzingen

Om de hydraulische begrenzingen, als uitgangspunt voor de stabiliteitsberekeningen aan te geven is een aantal modelberekeningen uitgevoerd. Met behulp van het kombergingsmodel SIMPLEX zijn daartoe berekeningen gemaakt met de randvoorwaarden voortvloeiend uit historische stormen en ontwerpstormen.

De historische stormen zijn geselecteerd uit de stormen die tussen 1920 en 1970 zijn opgetreden. Als selectiecriteria is gehanteerd dat ergens langs de Nederlandse kust het grenspeil (peil met een overschrijdingsfrequentie van 1/2 per jaar) is overschreden. Tot de in totaal 44 geselecteerde historische stormen behoort ook een aantal stormen waarbij in de Oosterscheldemond de waterstand onder het grenspeil is gebleven.

De ontwerpstormen zijn geconstrueerd door de windopzet van het stormtype 1953 en 1959 op twaalf verschillende tijdstippen samen te stellen met het getij. De depressiebaan van de storm van februari 1953 is hierbij verplaatst waardoor de stormopzet een piekwaarde bereikt van ca. 3,90 m, bij een normale rijssnelheid. De storm van december 1959 uit de Golf van Biscaye is vervolgens gebruikt en verplaatst naar de Noordzee. Deze storm heeft een dusdanige depressiebaan gekregen dat een snelle rijzing van de stormopzet plaatsvindt tot een maximale waarde van ook ca. 3,90 m.

Door samenstelling van genoemde stormopzetten met het getij in twaalf verschillende fasen is een verzameling van 24 stormen van het 1/4000 type verkregen.

Met behulp van SIMPLEX zijn met beide stormsets berekeningen uitgevoerd waarbij sluiting van de stormvloedkering volgens drie verschillende strategieën is verondersteld. Dit zijn achtereenvolgens de strategieën sluiten op laagwaterkentering (SOL), sluiten op binnenpeil (SOB) en sluiten op alarmpeil (A-peil). Bij de eerste twee strategieën is uitgegaan van een sluitpeil van N.A.P. + 2,75 m aan de buitenzijde van de kering. In figuur 6 zijn de lijnen weergegeven die per beheersstrategie de begrenzing aangeven van de te verwachten peilduurcombinaties.

Voor het openen van de kering is rekening gehouden met de voorspelling van de hoogte van het volgende hoogwater. Indien dit peil hoger is dan het sluitpeil, dan blijft de kering gesloten. Voor de alarmpeilstrategieën is hierbij het sluitpeil gelijkgesteld aan het beschouwde alarmpeil.

In tabel 2 zijn de berekende stagnantieduren voor vier verschillende stagnante peilen in de Oosterschelde gegeven tengevolge van de beide stormsets. Deze stagnantieduren zijn in figuur 6 als grijze banden aangegeven.

Tabel 2. Stagnantieduren bij één-, twee- en drietopsstormen.

stagnant peil in m t.o.v. N.A.P.	historische stormen			ontwerpstormen		
	één- tops- storm	twee- tops- storm	drie- tops- storm*	één- tops- storm	twee- tops- storm	drie- tops- storm
+ 0,50	5-8	16-19	28	10-12	18-22	31-33
+ 1,50	3-5	14-16	27	9-11	16-21	28-30
+ 2,50	0-2	12-14	24	6- 9	14-18	26-27
+ 3,50	-	-	-	3- 6	11-14	-

* Tengevolge van de storm van februari 1953.

voor de ééntopsstormen zijn de stagnantieduren voor de ontwerpstormen beduidend langer dan voor de historische stormen. Voor de twee- en drietopsstormen liggen de stagnantieduren voor beide stormsets beduidend dicht bij elkaar.

Uit figuur 6 blijkt dat per stormset een omhullende bestaat die de uiterste begrenzing aangeeft voor de genoemde beheersstrategieën. Voor de stagnantieduur blijkt te kunnen worden volstaan met een maximum van ca. 36 uur bij lage binnenpeilen.

De bovengrens voor de stagnante peilen blijkt te liggen op het niveau van N.A.P. + 3,50 m. In verband met de onnauwkeurigheid van de modelberekeningen is bij de stabiliteitsberekeningen uitgegaan van een bovengrens van N.A.P. + 4,00 m. Als ondergrens is uitgegaan van een stagnant peil van N.A.P. daar, volgens de BOTI-BARTAC-studie naar het toekomstig keringbeheer, de haalbaarheid van waterstanden onder N.A.P. vrij gering bleek te zijn.

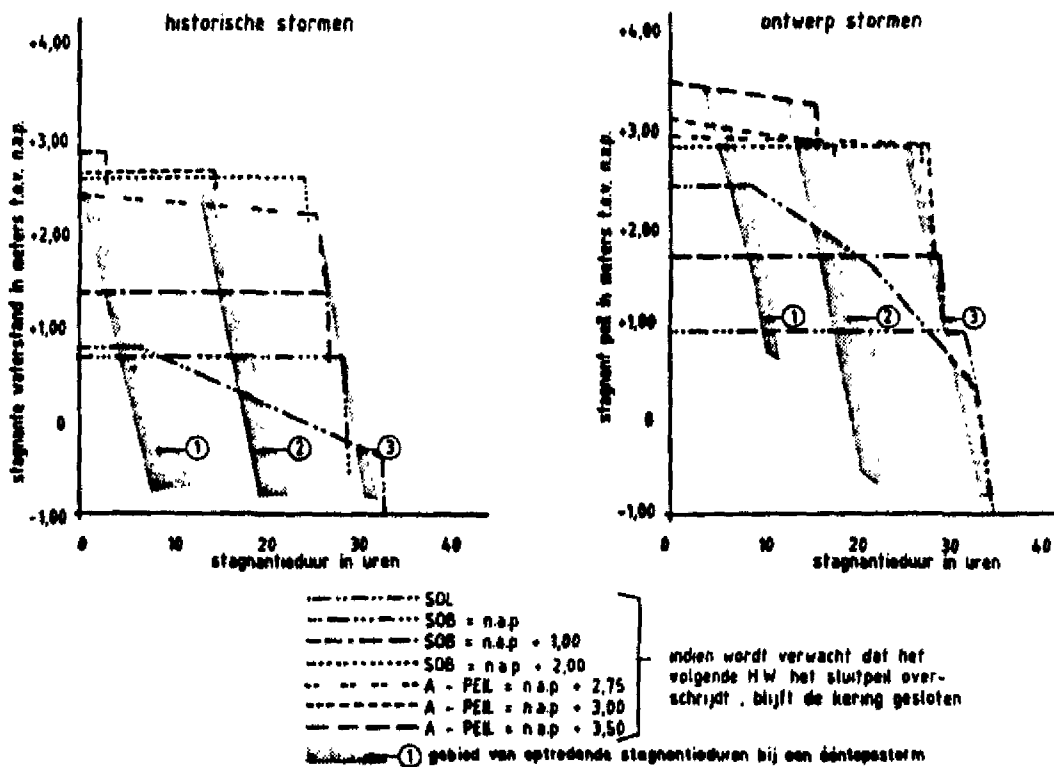


Fig. 6. Begrenzingsen peil-duurcombinaties bij diverse beheersstrategieën, uitgaande van een lekprofiel van ca. 550 m².

4.3. Scheefstand

In de situatie met een gesloten stormvloedkering zal het wateroppervlak van de Oosterschelde scheef gaan staan tengevolge van de door de nog aanwezige stormwind op het wateroppervlak uitgeoefende kracht. De mate van scheefstand is afhankelijk van de maximum windsterkte en de bereikte stagnante waterstand tijdens een periode met gesloten kering. Bij verschillende maximum windsnelheden en steeds hetzelfde stagnante (gemiddelde) binnenpeil zal de waterstand een verschillende kanteling vertonen. Dit kantelen bij gesloten kering zal optreden, ergens in het centrum ongeveer rond de lijn Wemeldinge-Stavenisse. Door superpositie van het gemiddelde bekkenpeil en de lokale verhoging tengevolge van de scheefstand wordt de stagnante waterstand op een bepaalde plaats verkregen.

Bij een onderzoek met betrekking tot de maatgevende 1/4000 windconditie bleek bij een gesloten kering en bekkenpeilen boven N.A.P. + 2,00 m een maximum scheefstand op te treden van ca. 1 m. Deze scheefstand resulteerde in een afwaaiing van 0,45 m ter plaatse van de stormvloedkering en een opwaaiing van 0,55 m ter plaatse van de Oesterdam. Bij lagere gemiddelde bekkenpeilen neemt het windeffect en dus de scheefstand iets toe ten gevolge van de geringere waterdiepte. Bij een gemiddeld bekkenpeil rond N.A.P. is de scheefstand berekend op maximaal 1,20 m.

Ten gevolge van de lek door de kering zal het gemiddelde peil toenemen, waarbij de scheefstand weer iets zal afnemen.

4.4. Correlatie met historische stormen

Ten behoeve van het onderzoek naar het gevaar van pijpvorming bij langdurige stagnante waterstanden is gebruik gemaakt van gegevens van historische stormen. Dit betreft het verloop van de waterstand bij dezelfde historische stormen uit de periode 1920-1970 die zijn genoemd in § 4.2.

Daarbij is nagegaan welke belasting de dijken zonder dreigend gevaar van doorbraak ten gevolge van doorgaande pijpvorming, hebben doorstaan. Bepalend voor het optreden van pijpvorming is hierbij het verhang van de freatische lijn in de dijk ter plaatse van een mogelijk uittreedpunt van geërodeerd materiaal.

Van de 44 geselecteerde historische stormen bleek de storm van 1 fe-

bruari 1953 voor pijpvorming verreweg het ongunstigst te zijn geweest, gevolgd door de storm van 17 februari 1962. De storm van 1953 kon slechts worden gebruikt voor dijkvakken die bij deze storm niet zijn doorgebroken. In de figuren 7 en 8 is het verloop van de waterstand te Zierikzee voor de storm van februari 1953 respectievelijk van februari 1962 weergegeven. Tevens is hierin de windopzet aangegeven als verschil tussen de opgetreden waterstand en de astronomisch voorspelde waterstand.

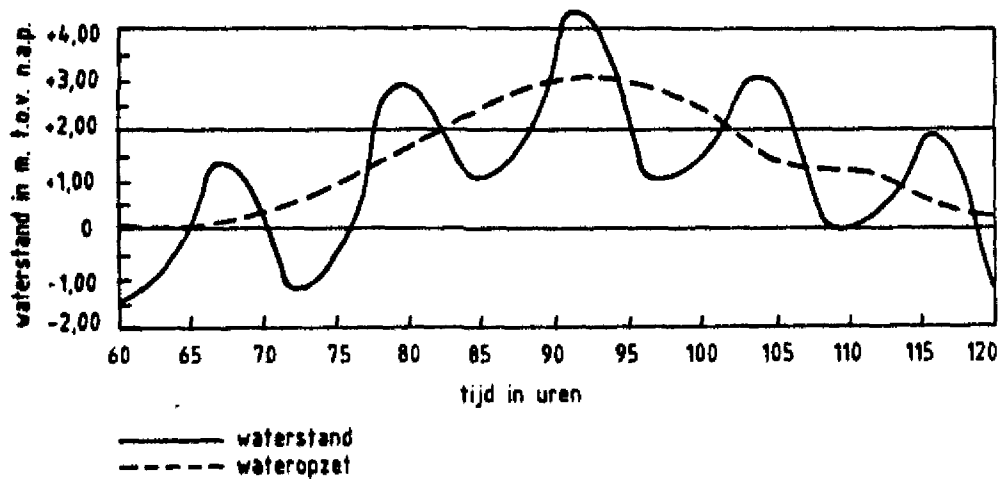


Fig. 7. Waterstandsverloop te Zierikzee op 1 februari 1953.

Bron: RAND-rapport, deel IV.

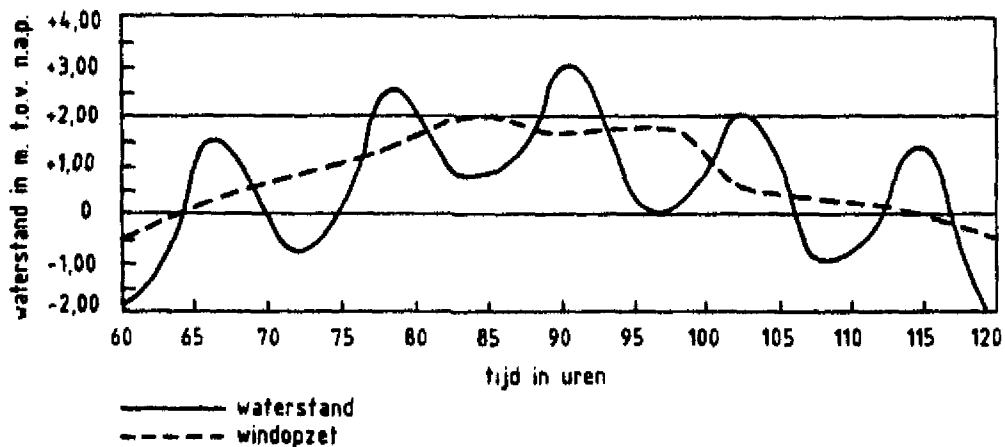


Fig. 8. Waterstandsverloop te Zierikzee op 17 februari 1962.

Bron: RAND-rapport, deel IV.

Voor het onderzoek op basis van de historische stormen is uit het waterstandsverloop te Zierikzee het verloop van de waterspanning in de dijk bepaald dat tijdens deze stormen moet zijn opgetreden. Hierna is het verhang berekend bij een nieuwe geometrie van de dijk als gevolg van een stagnant hoog waterpeil gedurende een bepaalde tijd (PROVO 101).

Voor het onderzoek naar stabiliteit van het buitentalud zijn eveneens de 44 historische stormen gebruikt. Hierbij zijn de opgetreden stormverlopen vertaald naar zogenaamde equivalentie peil-duurcombinaties, gekoppeld aan een daarop volgende normale lage waterstand. De filosofie hierbij is dat bepaalde dijkvakken tijdens de historische stormen geen instabiliteit van het buitentalud te zien hebben gegeven. De waterstandsvariatiës tijdens de stormen zijn vergelijkbaar gesteld met de waterstandsdaling gedurende de ebperiode, volgend op de te verwachten peil-duurcombinaties tijdens de perioden van stagnantie.

Voor de stabiliteit van het buitentalud bleek de waterstandsdaling na de in tabel 3 vermelde stormen maatgevend te zijn.

Tabel 3. Maatgevende historische stormen i.v.m. stabiliteit buitentalud.

laagwater na storm in m t.o.v. N.A.P.	datum storm
-1,25 à -1,50	23 december 1954
-1,50 à -1,75	1 februari 1953
-1,75 à -2,00	17 februari 1962

Voor de laatste twee stormen zijn de waterstandsverlopen te Zierikzee reeds gegeven in de figuren 7 en 8. Voor de historische storm van 23 december 1954 is dit gedaan in figuur 9.

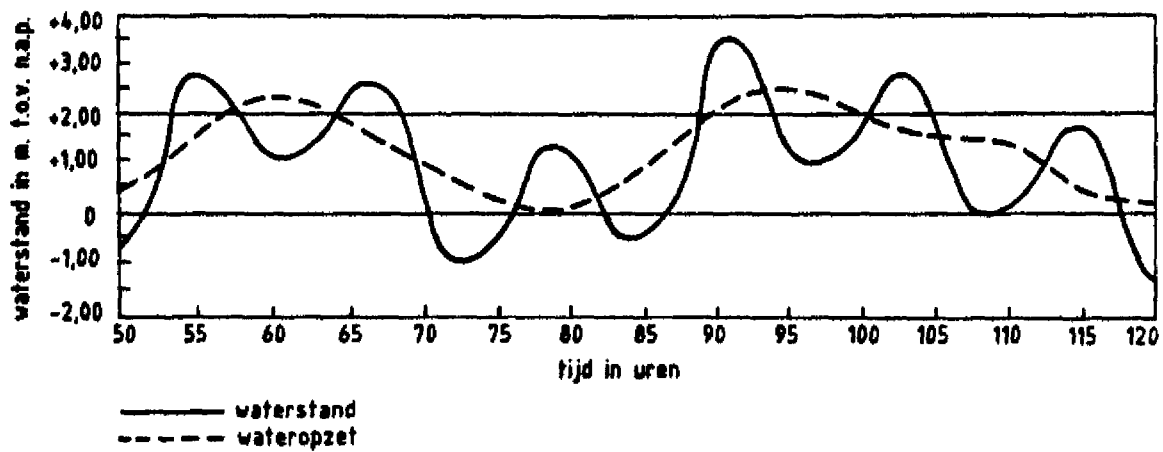


Fig. 9. Waterstandsverloop te Zierikzee op 23 december 1954.

Bron: RAND-rapport, deel IV.

5. GOLFOVERSLAG EN OVERSTROMING VAN DE WATERKERINGEN

5.1 Probleemstelling

In verband met de veiligheid ten aanzien van golfoverslag en overstroming van de waterkeringen is het van belang de op de Oosterschelde toe te laten maximale waterstand te bepalen, zowel bij een open als bij een gesloten stormvloedkering. Bij overschrijding van deze waterstand ontstaat ten gevolge van golfoverslag en overstroming van de dijken ontoelaatbare erosie van het binnentalud hetgeen uiteindelijk kan leiden tot bezwijken van het dijklichaam. Overstroming van kunstwerken heeft overbelasting van de constructie tot gevolg, hetgeen eveneens tot bezwijken kan leiden.

5.2. Aanpak

De toe te laten maximale waterstand wordt bepaald door de hoogte van de ten aanzien van golfoverslag en overstroming maatgevende dijkvakken of kunstwerken. In verband hiermee is het van belang met betrekking tot de waterkeringen onderscheid te maken tussen:

- de dijken die in de huidige situatie een stormvloedpeil met een overschrijdingsfrequentie van 1/500 kunnen keren;
- de nieuwe sluis Goesse Sas, waarvoor bij de bepaling van de kerende hoogte rekening is gehouden met de situatie die optreedt na voltooiing van de kering.

Zoals reeds in § 1.3. is vermeld, zijn de compartimenteringsdammen niet in de beschouwing betrokken.

Wat de dijken betreft is voor de bepaling van de maximale waterstand bij open stormvloedkering uitgegaan van het criterium van 2% golfoverslag. Dit houdt in dat ten hoogste 2% van het aantal oplopende golven over de kruin van de dijk mag slaan. Voor de berkening van de maximale waterstand bij een gesloten stormvloedkering is in verband met de daarbij optredende langdurig stagnante waterstanden, een golfoverslagcriterium van 0,5% gehanteerd.

Met behulp van het wiskundig model IMPLIC is voor hoge stormvloeden de gradiënt van de hoogwaterstanden, gaande van de stormvloedkering naar de compartimenteringsdammen bij open stormvloedkering berekend. Aan de hand van deze gradiënt en de berekende toelaatbare peilen ter plaatse

van een aantal kritieke dijkvakken, zijn de maatgevende lokaties met de daarbij behorende toelaatbare waterstanden bepaald (zie PROVO 67). Ook voor de situatie bij een gesloten stormvloedkering zijn dergelijke berekeningen uitgevoerd (zie PROVO 90).

De kerende hoogte van de schutsluis Goesse Sas bedraagt N.A.P. + 4 m. Het ontwerppeil van deze sluis is N.A.P. + 3.50 m.

5.3. Resultaten

Zowel bij een open als bij een gesloten kering blijkt van de dijken het dijkvak Borrendamme (S 34, zie bijlage 9) maatgevend te zijn.

Bij een open kering kan ter plaatse een peil van N.A.P. + 4,35 m worden toegelaten, bij een gesloten kering N.A.P. + 3,60 m.

De maximaal toelaatbare waterstand bij de schutsluis Goesse Sas bedraagt, zoals reeds is aangegeven, N.A.P. + 3,50 m, zowel bij open als gesloten kering.

5.4. Conclusies

- De maximaal op de Oosterschelde toelaatbare waterstand bedraagt, zowel bij een open als een gesloten stormvloedkering, N.A.P. + 3,50 m ter plaatse van de sluis Goesse Sas.
- Het maatgevende dijkvak Borrendamme (S 34) heeft bij het genoemde peil een reservehoogte van bijna 1 m bij een open kering en ca. 0,20 m bij een gesloten kering.

6. STABILITEIT BINNENTALUD BIJ STAGNANTE WATERSTAND

6.1. Probleemstelling

Als gevolg van een stagnante waterstand op de Oosterschelde dringt water binnen in de dijken, hetgeen leidt tot een hogere ligging van de freatische lijn en een toename van de waterspanningen. Deze toename leidt tot een afname van de korrelspanningen. Hiermee gepaard gaat een afname van de schuifsterkte en dus van de stabiliteit van de dijk. Onder de dijk, waar meestal een zandlaag wordt aangetroffen, met daarop een slecht doorlatende laag, nemen de waterspanningen eveneens toe. Deze toename is echter afhankelijk van het gewicht van de afdekkende laag binnendijks. Het opbarsten van deze laag, hetgeen op zichzelf niet tot schade leidt, voorkomt het verder oplopen van de waterspanningen.

Het in het voorgaande beschreven mechanisme is weergegeven in figuur 10.

De relevante parameters zijn aangegeven in tabel 4.

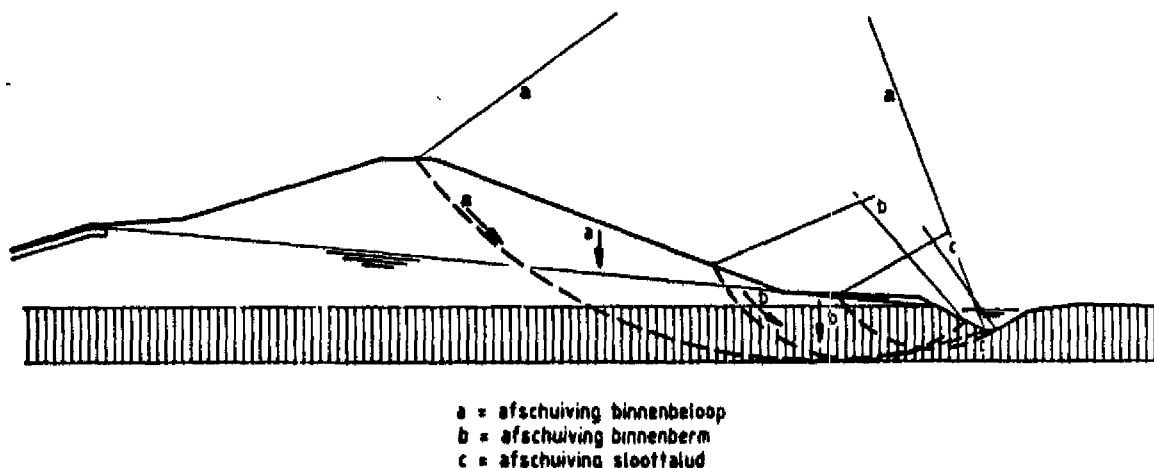


Fig. 10. Stabiliteit binnentalud.

Bij de genoemde maximale waterspanningen dient de stabiliteit van het binnenbeloop te worden onderzocht. Het gaat daarbij zowel om afschuivingen van het totale binnenbeloop als om kleine afschuivingen ter plaatse van binnenberm en sloot. Daar de stabiliteit van het binnentalud minimaal aan bepaalde veiligheidseisen moet voldoen, kan op grond daarvan in principe de toelaatbare (d.w.z. kritieke) combinatie van hoogte en duur van de stagnantie worden bepaald.

Tabel 4. Parameters stabiliteit binnentalud.

sterkte	belasting
- grondeigenschappen . hoek van inwendige wrijving . cohesie . volumegewicht	- niveau buitenwaterstand en bijbehorende tijdsduur - waterspanningen in en onder de dijk
- gelaagdheid ondergrond	
- geometrie van de dijk	

6.2. Aanpak

Voor een aantal geselecteerde dijkvakken zijn conventionele stabiliteitsberekeningen uitgevoerd, waarbij als rekenmodel de methode Bishop is gehanteerd. Op de wijze van selectie van de dijkvakken wordt ingegaan in § 6.3.

Om te kunnen beoordelen of de beschouwde dijkvakken voldoende hoge veiligheidscoëfficiënten bezitten voor sloot, berm en beloop dienen deze te worden getoetst aan de minimaal vereiste veiligheidscoëfficiënten. Deze minimaal vereiste veiligheidscoëfficiënten zijn bepaald volgens de semi-problematische benaderingswijze, (zie hoofdstuk 3). Hierbij wordt de vereiste "overall"-veiligheidscoëfficiënt samengesteld uit een aantal partiële veiligheidscoëfficiënten. Deze partiële veiligheidscoëfficiënten schrijven een zekere reserve voor die nodig is om de stabiliteit van het dijklichaam, ook bij kleine afwijkingen van de in de berekening aangenomen sterkte- of belastingparameters, te waarborgen. Voor de verschillende bronnen van onzekerheid zijn de volgende afzonderlijke partiële veiligheidscoëfficiënten vastgesteld.

γ_{s1} : i.v.m. de mogelijkheid dat de werkelijke externe belasting (hoogte en duur van de stagnantie) in ongunstige zin afwijkt van de in de berekening ingevoerde ontwerpbelasting;

γ_{s2} : als γ_{s1} , maar dan voor de interne belasting (waterspanningen);

γ_{m1} : i.v.m. de mogelijkheid dat de werkelijke sterkte-eigenschappen (inwendige wrijvingshoek ϕ' en cohesie c') in ongunstige zin af-

wijken van de, op grond van laboratoriumproeven, in de berekening ingevoerde sterkte-eigenschappen;

γ_{m2} : i.v.m. de mogelijkheid dat het gehanteerde bezwijkmodel (tweedimensionale berekening met cirkelvormig glijvlak) het werkelijke bezwijkmechanisme (bijvoorbeeld driedimensionaal en niet cirkelvormig) te optimistisch weergeeft.

γ_c : i.v.m. de ernst van de schade bij bezwijken volgens het gehanteerde model (afschuiven van een sloottalud is minder ernstig dan afschuiven van een grondmoot, waarbij de kruin van de dijk is betrokken).

Voor de vereiste "overall"veiligheidscoëfficiënt (F.S.) geldt:

$$F.S. > \gamma_{s1} \cdot \gamma_{s2} \cdot \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_c$$

Voor de onderbouwing van de partiële veiligheidscoëfficiënten wordt verwezen naar PROVO 79. De partiële en "over all" veiligheidscoëfficiënten zijn vermeld in tabel 5.

Tabel 5. Vereiste veiligheidscoëfficiënten.

afschuiving t.p.v.	partiële veiligheidscoëfficiënten					"overall" veiligheids- coëfficiënt
	belasting coëffi- ciënt		model- en materiaal- coëfficiënt		schade- consequentie- coëfficiënt	
	γ_{s1}	γ_{s2}	γ_{m1}	γ_{m2}	γ_c	
sloot	1,0	1,0	1,15	1,1	n.v.t.	n.v.t
berm	1,0	1,0	1,1	1,1	1,0	1,2
beloop	1,0	1,0	1,1	1,1	1,1	1,3

6.3. Selectie maatgevende dijkprofielen

De keuze van de maatgevende, meest kritieke, dijkprofielen is in eerste instantie gemaakt aan de hand van een aantal grondmechanische selectiecriteria. Vervolgens is deze selectie getoetst en bijgesteld aan de hand van het praktisch inzicht van de betrokken waterschappen. Om deze reden is het onderzoek dan ook steeds per waterschapsgebied uitgevoerd.

Het onderzoek heeft zich aanvankelijk noodzakelijkerwijs moeten beperken tot die dijktrajecten waar voldoende, veelal in het kader van de partiële dijkversterkingen verkregen, grondgegevens ter beschikking stonden. Van de dijkvakken waarvan geen gegevens ter beschikking stonden (de zogenaamde "witte" dijkvakken) bleek een groot gedeelte weliswaar een voldoende hoogte doch relatief steile binnen- of buitentaluds te bezitten. In een aantal gevallen werden daarom in eerste instantie oriënterende berekeningen met aangenomen (fictieve) grondeigenschappen uitgevoerd.

Naderhand werd besloten deze dijkvakken nader te onderzoeken. Na een selectie op grond van geometrie, alsnog verkregen gegevens en terreinverkenning ter plaatse, werd een aanvullend grondonderzoek verricht en werden berekeningen uitgevoerd.

6.4. Resultaten

Op de gevolgde berekeningsmethode en de verkregen resultaten met betrekking tot de stabiliteit van het binnenbeloop wordt meer uitgebreid ingegaan in PROVO 81 en 110. De resultaten zijn vermeld in bijlage 1 van de voorliggende nota.

Voor de ligging van de vermelde locaties wordt verwezen naar bijlage 3.

6.5. Conclusies

Op grond van de in bijlage 1 vermelde resultaten van de berekeningen met betrekking tot de stabiliteit van het binnentalud kunnen de volgende conclusies worden getrokken:

- Zonder aanpassing van een aantal dijkvakken zijn stagnante waterstanden niet toelaatbaar.
- Uitgezonderd enkele hierna te noemen profielen worden alle onderzochte dijkvakken voldoende stabiel geacht tijdens stagnante waterstanden van maximaal N.A.P. + 3,0 m, gedurende maximaal ca. 36 uur (zeker veilig bij een drietopsstorm).

De stabiliteit van berm en beloop bij opbarsten, dat wil zeggen bij de minimaal optredende veiligheidscoëfficiënt, voldoen hierbij aan de gestelde eisen. Wel zullen inzakkingen van de sloottaluds plaatsvinden. Hoewel deze geen direct gevaar voor de stabiliteit vormen,

moet er op worden gerekend dat deze inzakkingen over grotere lengten zullen optreden dan onder de huidige getijomstandigheden het geval is.

- Een zestal onderzochte profielen bleek op basis van de beschikbare gegevens een te lage veiligheidscoëfficiënt te hebben. Dit geldt, met uitzondering van het dijkvak bij Suzanna's inlaag (116), niet alleen tijdens stagnantie maar, zij het in mindere mate, ook reeds onder de huidige getijcondities. De betreffende profielen zijn aangegeven in tabel 6.

Tabel 6. Kritieke dijkvakken i.v.m. stabiliteit binnentalud.

waterschap	locatie	profiel nr.	dijkpaal nr.	lengte traject in m
Tholen	Poortvlietpolder	9	19 - 25	600
	Suzannapolder	237	15 - 18	300
Schouwen-Duiveland	Galgepolder	113	8 - 14	600
	Suzanna's inlaag	116	32 - 41	900
Noord-Beveland	distr. Flaauwers	245	8,5 - 10	150
	Jonkvrouw Anna-polder	181	0 - 3	300

Voor de in tabel 6 vermelde dijkvakken zijn de hoogte en de duur van de stagnaties waarbij de minimale (te lage) veiligheidscoëfficiënten optreden vermeld in bijlage 1.

Bij overschrijding van de aangegeven peil-duurcombinaties zullen de berekende veiligheidscoëfficiënten niet verder afnemen daar, als gevolg van opbarsten van de afdekkende laag, de waterspanningen niet verder zullen toenemen.

- Aanzienlijke beperkingen ten aanzien van het gebruik van de kering kunnen worden voorkomen door de profielen Poortvlietpolder (9), Suzannapolder (237), district Flaauwers (245), Jonkvrouw Annapolder (181) en eventueel de buitenste dijk van de Galgepolder (113) aan te passen.

De buitenste dijk van de Galgepolder (113) maakt deel uit van een

systeem van waterkeringen, dat bestaat uit de genoemde dijk en een inlaagdijk. Bij de partiële dijkversterkingen in de periode 1975-1980 werd dit systeem voldoende veilig bevonden, zodat verhoging van de buitenste dijk achterwege kon worden gelaten.

Indien de genoemde dijkvakken worden aangepast, worden de volgende peil-duurcombinaties toelaatbaar geacht:

N.A.P. + 2,80 m gedurende 12 uur;

N.A.P. + 2,45 m gedurende 24 uur;

N.A.P. + 2,25 m gedurende 36 uur.

Voor deze peil-duurcombinaties is Suzanna's inlaag (116) maatgevend. De toelaatbare peil-duurcombinaties zijn aangegeven in figuur 11. Opgemerkt wordt dat voor stagnantieduren, korter dan 12 uur geen aanvullende berekeningen zijn uitgevoerd. Veiligheidshalve is daarom uitgegaan van een lineaire extrapolatie tussen 12 en 0 uur.

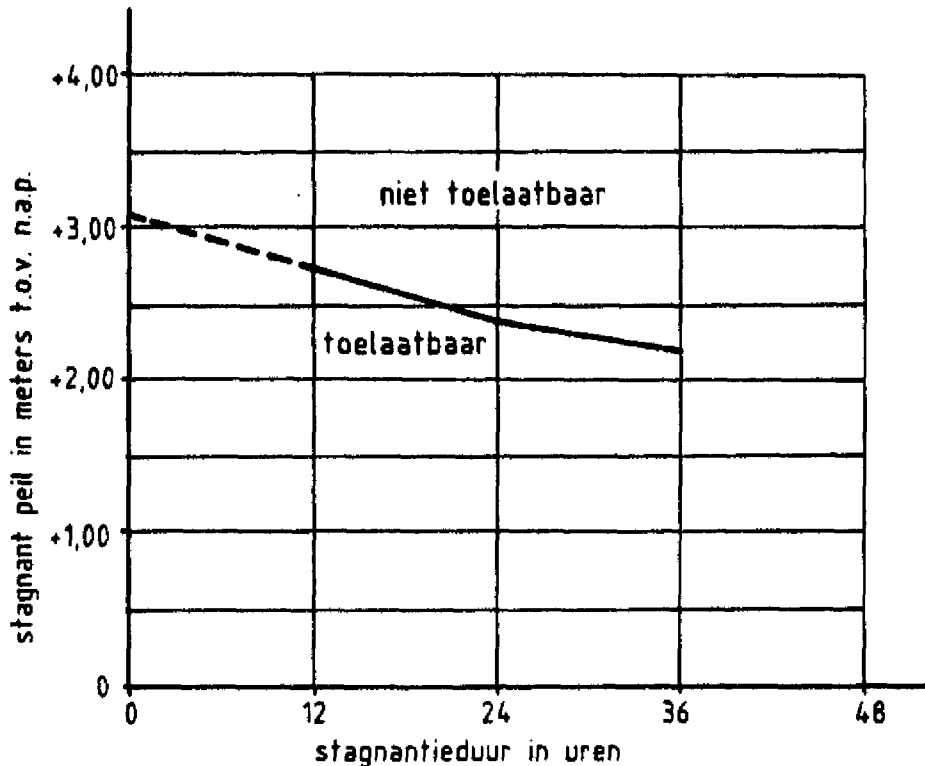


Fig. 11. Toelaatbare peil-duurcombinaties i.v.m. stabiliteit binnentalud, bij aanpassing van de profielen 9, 237, 245, 181 en eventueel 113.

7. STABILITEIT BUITENTALUD EN GLOOING BIJ DALENDE WATERSTAND

7.1. Probleemstelling

Stabiliteitsverlies van het buitenbeloop wordt gekenmerkt door het afschuiven van grondmassa langs glijvlakken in het dijklichaam.

Een dergelijke afschuiving is mogelijk indien, na een hoog stagnant peil, een daling van de waterstand optreedt en de waterspanningen in het dijklichaam en de ondergrond daarbij niet snel genoeg kunnen afnemen. Afhankelijk van de situatie kan de afschuiving beperkt blijven tot het onderwaterbeloop of zich uitstrekken tot een gedeelte van het dijklichaam zelf. Het beschreven mechanisme is weergegeven in figuur 12. De relevante parameters zijn vermeld in tabel 7.

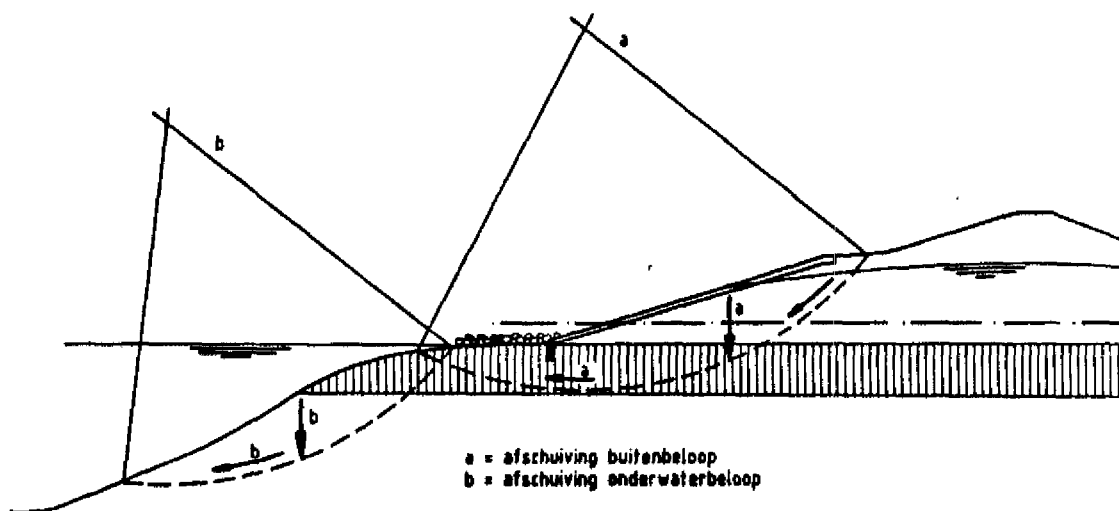


Fig. 12. Stabiliteit buitentalud.

Tabel 7. Parameters stabiliteit buitentalud

sterkte	belasting
- grondeigenschappen . hoek van inwendige wrijving . cohesie . volumegewicht	- buitenwaterstand - waterspanningen in en onder de dijk
- gelaagdheid ondergrond - geometrie van de dijk	

Behalve stabiliteitsverlies van het buitentalud kan na een langdurig stagnant peil, gevolgd door een lage waterstand, ook opbarsten van dichte glooiingsconstructies optreden.

Het optreden van zettingsvloeiingen is in dit hoofdstuk buiten beschouwing gelaten. Dit verschijnsel komt aan de orde in hoofdstuk 8.

7.2. Aanpak

Voor de maatgevende dijkvakken zijn in eerste instantie conventionele stabiliteitsberekeningen uitgevoerd, waarbij als rekenmodel de methode Bishop is gehanteerd.

Daar de resultaten van deze berekening tot te grote beperkingen met betrekking tot het beheer van de kering bleken te leiden, is vervolgens een historisch correlatieonderzoek uitgevoerd, op basis van in het verleden opgetreden stormen.

In de studies zijn het niveau en de duur van het stagnante peil gevarieerd alsmede het niveau van de daarop volgende lage waterstand.

Op de beide berekeningsmethoden wordt in het navolgende nader ingegaan. De selectie van de maatgevende dijkvakken komt aan de orde in § 7.2.2.

7.2.1. Onderzoek volgens de methode Bishop

Om te kunnen beoordelen of de veiligheid van de beschouwde dijkvakken voldoende is dient, evenals met betrekking tot de stabiliteit van het binnentalud, de berekende veiligheidscoëfficiënt te worden getoetst aan de minimaal vereiste.

De minimaal vereiste veiligheidscoëfficiënten zijn bepaald volgens de semi-probabilistische benaderingswijze. Deze is nader uiteengezet in hoofdstuk 3 en § 6.2. Voor de eigenlijke berekening van de veiligheidscoëfficiënten wordt verwezen naar PROVO 79. De resultaten van deze berekening zijn vermeld in tabel 8.

Tabel 8. Vereiste veiligheidscoëfficiënten

afschuiving t.p.v.	partiële veiligheidscoëfficiënten					overall veilig- heids- coëfficiënt
	belasting coëffi- ciënten		model- en materiaal coëfficiënt		schade- consequentie coëfficiënt	
	γ_{s_1}	γ_{s_2}	γ_{m_1}	γ_{m_2}	γ_c	
dijklichaam	1,0	0,95	1,1	1,1	1,0	1,15
onderwater- beloop	1,0	1,0	1,1	1,15	n.v.t.	n.v.t.

7.2.2. Selectie maatgevende dijkprofielen

De eerder gegeven uiteenzetting met betrekking tot de selectie van maatgevende dijkprofielen ten behoeve van het onderzoek naar de stabiliteit van de binnentaluds is eveneens van toepassing op de selectie van maatgevende profielen voor het onderzoek naar de stabiliteit van de buitentaluds. Derhalve wordt hier volstaan met een verwijzing naar de betreffende § 6.3:

7.2.3. Historisch correlatieonderzoek

Aan het historisch correlatieonderzoek ligt de gedachte ten grondslag dat tijdens en vooral direct na de in het verleden opgetreden stormen, op de Oosterschelde waterstandswisselingen moeten zijn opgetreden, die wellicht vergelijkbaar zijn met mogelijke toekomstige waterstandswisselingen die optreden bij een daling, volgend op een periode met een hoog stagnant peil.

Als de waterstandswisselingen tijdens en na deze stormen niet tot stabiliteitsverlies van het buitentalud hebben geleid, mag op grond van de beschreven gedachtengang worden verwacht dat vergelijkbare (equivalente) peil-duurcombinaties gevolgd door een daling van de waterstand niet tot bezwijken zullen leiden. Voorwaarde hierbij is wel dat de configuratie van het talud ongewijzigd is en blijft.

Ten behoeve van het correlatieonderzoek zijn de in de periode van 1920 tot 1970 tijdens de maatgevende (meest ongunstige) historische stormen

opgetreden waterstandswisselingen, met behulp van een grondwaterstromingsmodel vertaald naar equivalente peil-duurcombinaties. In PROVO 112 wordt hierop nader ingegaan.

7.3. Resultaten

De resultaten van de stabiliteitsberekeningen voor het buitentalud, berekend met behulp van de methode Bishop, zijn weergegeven op bijlage 2.

Op de berekeningsmethode en de resultaten wordt meer gedetailleerd ingegaan in PROVO 81 en 110.

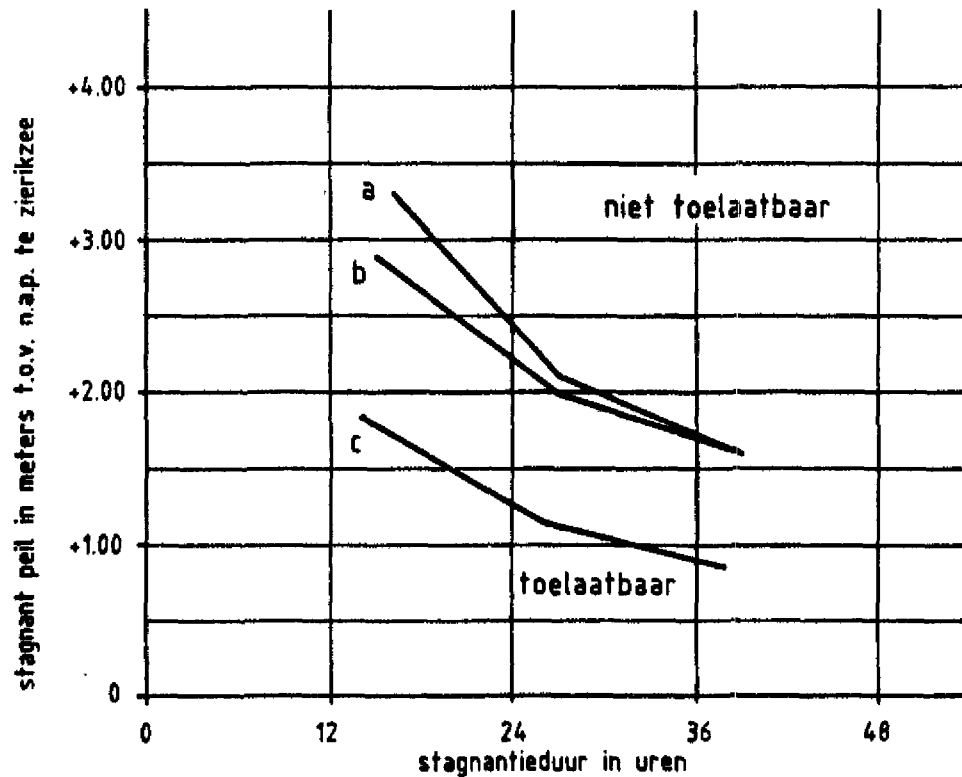
Voor de ligging van de vermelde locaties wordt verwezen naar bijlage 3.

Bij het historisch correlatieonderzoek zijn de laagwaters gekarakteriseerd in enkele klassen. De toelaatbare peil-duurcombinaties en de bijbehorende laagwaterstanden, bepaald op grond van het historisch correlatieonderzoek, zijn aangegeven in tabel 9. De resultaten zijn van toepassing op de dijkvakken die de betreffende historische storm hebben doorstaan en waarvan het profiel later niet is gewijzigd.

Tabel 9. Toelaatbare peil-duurcombinaties met bijbehorende daaropvolgende laagwaterstanden op grond van historisch correlatieonderzoek.

stagnant peil in m t.o.v. N.A.P. te Zierikzee	stagnantie-duur in uren	daling in m t.o.v. N.A.P.	maatgevende hist. stormen
+ 1,60 + 2,10 + 3,30	39 27 16	-1,25 à -1,50 -1,25 à -1,50	dec. 1954 dec. 1954
+ 1,60 + 2,00 + 2,90	39 27 14 à 15	-1,50 à -1,75 -1,50 à -1,75	feb. 1953 feb. 1953
+ 0,85 + 1,15 + 1,85	38 26 14	-1,75 à -2,00 -1,75 à -2,00	feb. 1962 feb. 1962

In figuur 13 zijn de toelaatbare peil-duurcombinaties te Zierikzee, volgend uit het historisch correlatieonderzoek, voor de verschillende laagwaterklassen weergegeven.



- a = laagwaterklasse n.a.p. - 1,25 m tot - 1,50 m (dec. '54)
- b = laagwaterklasse n.a.p. - 1,50 m tot - 1,75 m (febr. '53)
- c = laagwaterklasse n.a.p. - 1,75 m tot - 2,00 m (febr. '62)

Fig. 13. Toelaatbare peil-duurcombinaties voor verschillende laagwaterklassen te Zierikzee op grond van het historisch correlatieonderzoek.

Om de aangegeven waterstanden te herleiden tot waterstanden op de lijn Wemeldinge-Stavenisse, dienen twee correcties te worden uitgevoerd. De eerste correctie vloeit voort uit het feit dat bij de berekeningen in het kader van het correlatieonderzoek moest worden uitgegaan van opgetreden extreme waterstanden te Zierikzee en niet ter plaatse van de beschouwde dijkvakken. De tweede correctie is nodig in verband met de scheefstand van het bekken bij stagnerende waterstanden tijdens stormen.

7.4. Conclusies

- Op basis van de resultaten van het onderzoek volgens de methode Bishop wordt de stabiliteit van het buitentalud van vrijwel alle onderzochte profielen op Tholen, Sint-Philipsland en Noord- en Zuid-Beveland voldoende geacht bij een daling tot N.A.P. - 1,9 m, volgend op een stagnant peil van N.A.P. + 4,0 m, gedurende een drietops-storm.

Een klein gedeelte van het dijkvak langs de Anna Jacobapolder (85) op St. Philipsland (de "Stelberg") heeft een te lage berekende veiligheidscoëfficiënt. Als gevolg van de aanwezigheid van een buitendijks gelegen ringdijk zal de waterstand hier echter slechts langzaam beneden N.A.P. kunnen dalen, waardoor de veiligheid voldoende is gewaarborgd en ook hier de aangegeven daling toelaatbaar wordt geacht.

De situatie op Schouwen-Duiveland is aanmerkelijk minder gunstig. In tabel 10 zijn de dijkvakken vermeld, waarvan de veiligheid onvoldoende wordt geacht.

Tabel 10. Kritieke dijkvakken op Schouwen-Duiveland i.v.m. stabiliteit buitentalud.

locatie	profiel nr.	dijkpaal nr.	lengte in m
Oosterland (spuikom)	108	7	150
Suzanna's inlaag	116	32 t/m 39	700
Zierikzee			
- havenkanaal-oost	240	-	2000
- havenkanaal-west	241	-	800
district Flaauwers	247	18 t/m 33	1500

- Wanneer de resultaten van het onderzoek volgens de methode Bishop en het historische correlatieonderzoek worden gecombineerd, kan worden aangegeven bij welke peil-duurcombinaties, gevolgd door diverse

laagwaterstanden, de in tabel 10 vermelde dijkvakken onvoldoende veilig zijn.

De gecombineerde resultaten zijn vermeld in tabel 11.

Tabel 11. Kritieke dijkvakken i.v.m. stabiliteit buitentalud, bij diverse peil-duurcombinaties en diverse daaropvolgende laagwaterstanden (zie voor de locaties: tabel 10).

stagnant peil in m t.o.v. N.A.P. te Zierik- zee	aansluitende laagwaterstand in m t.o.v. N.A.P.	kritieke dijkvakken	
		stagnantieduur in uren 16 (2-topsstorm) 27 (3-topsstorm)	
+ 3,00	- 2,00	108, 116*, 240 241, 247	als bij 16 uur
+ 3,00	- 1,25	-	108, 116*, 240 241, 247
+ 2,25	- 2,00	108, 116*, 240 241, 247	als bij 16 uur
+ 2,25	- 1,50	241, 247	108, 116*, 240 241, 247
+ 2,25	- 1,25	-	108, 116*, 241
+ 2,00	- 2,00	116*, 241, 247	als bij 16 uur
+ 2,00	- 1,50	241, 247	als bij 16 uur
+ 2,00	- 1,25	-	-

* dijkpaal 32 t/m 36.

- Op grond van het voorgaande wordt voor de onderzochte locaties in het algemeen een daling ineens tot lage waterstanden, volgend op een stagnant hoog peil gedurende 16 (tweetopsstorm) of 27 (drietopsstorm) uur, niet toelaatbaar geacht. Een daling in étappes, eerst niet lager dan N.A.P. -1,25 m en bij het volgende laagwater tot ebstand is wel toelaatbaar. Hierbij is de storm van december 1954 maatgevend gesteld, omdat in 1953 enkele dijkvakken (241 en 247) zijn bezwaken. Op grond van het in figuur 13 aangegeven verband tussen stagnantiepeil en stagnantieduur (voor laagwaterklasse a) wordt, voorafgaand aan de daling, een stagnante waterstand van N.A.P. + 3,30 m gedurende 16 uur (tweetopsstorm) of N.A.P. 2,10 m gedurende 27 uur (drietopsstorm) toelaatbaar geacht.

- Rekening houdend met de in § 7.3 vermelde correcties worden op de lijn Wemeldinge-Stavenisse de volgende peil-duurcombinaties toelaatbaar geacht:

N.A.P. + 4,40 m gedurende 4 uur (ééntopsstorm)

N.A.P. + 3,35 m gedurende 16 uur (tweetopsstorm)

N.A.P. + 2,25 m gedurende 27 uur (drietopsstorm)

Deze peil-duurcombinaties zijn weergegeven in figuur 14. De toelaatbare stagnante peilen voor stagnantieduren, korter dan 16 uur zijn verkregen door lineaire extrapolatie, aangezien het historisch correlatieonderzoek daarover onvoldoende nauwkeurige informatie verschaft.

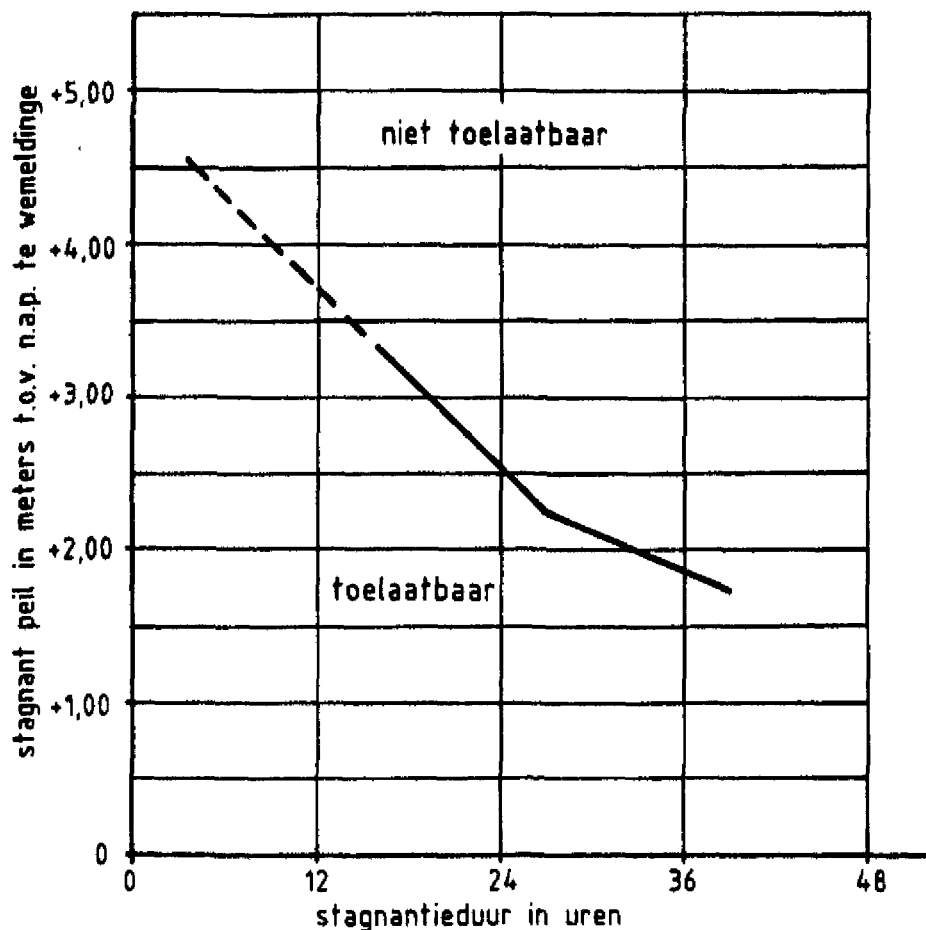


Fig. 14. Toelaatbare peil-duurcombinaties, bij daling tot N.A.P. - 1,25 m, i.v.m. stabiliteit buitentalud.

7.5. Stabiliteit glooiingsconstructie in verband met opbarsten

7.5.1. Probleemstelling en aanpak

In een dijklichaam met een relatief slecht doorlatende glooiingsconstructie zullen bij een daling, volgend op een hoog stagnant peil, in het algemeen wateroverdrukken optreden, met als mogelijk gevolg het opbarsten van de glooiing. Dit mechanisme is weergegeven in figuur 15. De relevante parameters zijn vermeld in tabel 12.

Naar de mate van voorkomen van dergelijke glooiingsconstructies is een inventariserend onderzoek ingesteld.

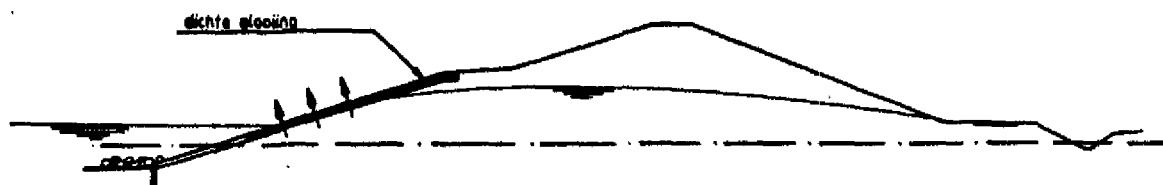


Fig. 15. Opbarsten glooiingsconstructie.

Tabel 12. Parameters opbarsten glooiingsconstructie.

sterkte	belasting
- doorlaatmiddel bekledingsconstructie t.o.v. ondergrond	- waterspanning onder de glooiing
- gewicht van de bekleding	- peil van het buitenwater
- inklemming glooiingselementen	
- geometrie van de dijk	

7.5.2. Resultaten

Met uitzondering van enkele gedeelten op Schouwen-Duiveland worden langs de Oosterschelde in het algemeen doorlatende glooiingsconstructies aangetroffen.

De slecht doorlatende glooiingen (asfaltglooiingen) op Schouwen-Duiveland zijn op de volgende plaatsen gesitueerd:

- Vierbannenpolder;
- Flauwersinlaag;
- Schelphoek;
- Zierikzee, Havenkanaal-west.

Daar ter plaatse thans reeds sprake is van opdrukken van de glooiing moet er rekening mee worden gehouden dat bij een daling van de waterstand, volgend op een stagnante periode, het opbarsten nog zal toenemen.

Daar het opbarsten zich voordoet bij lage waterstanden, zal de hierbij veroorzaakte schade niet rechtstreeks tot een doorbraak kunnen leiden.

7.5.3. Conclusie

- Indien de daling van de waterstand, volgend op een stagnantie van ca N.A.P. + 3,0 m gedurende 16 uur (tweetopsstorm) en ca N.A.P. + 2,0 m gedurende 27 uur (drietopsstorm), in eerste instantie wordt beperkt tot N.A.P. -1,25 m worden de glooiingsconstructies niet ongunstiger belast dan bij de maatgevende historische stormen in de periode van 1920 tot 1970. Daar voorts de gevoeligheid van de glooiing voor opbarsten niet zal zijn toegenomen, zal bij de genoemde peil-duurcombinaties de kans op opbarsten niet groter zijn dan bij de beschouwde historische stormen.

Volgend op de daling tot N.A.P. - 1,25 m kan bij het volgende laagwater daling plaatsvinden tot de normale ebstand.

8. STABILITEIT VOOROEVER TEN AANZIEN VAN ZETTINGSVLOEIINGEN

8.1. Probleemstelling

Voor het optreden van een zettingsvloeiing in de vooroever kan een aantal oorzaken worden aangegeven:

- Wanneer de stormvloedkering is gesloten en op de Oosterschelde een min of meer stagnante waterstand is ingesteld kunnen de waterspanningen in met een kleilaag afgedekte vooroevers hoger oplopen dan onder de normale getijomstandigheden.

Na het openen van de kering gevolgd door een te snelle daling van de waterstand is het mogelijk dat deze hoge waterspanningen zich niet snel genoeg kunnen aanpassen, hetgeen kan leiden tot stabiliteitsverlies van de vooroever in de vorm van een zettingsvloeiing. Afhankelijk van de omvang van de zettingsvloeiing kan daarbij ook het dijklichaam worden beschadigd.

- Een andere mogelijke oorzaak voor het optreden van zettingsvloeiingen wordt gevormd door het overschrijden van de stabiliteit van de kritieke helling van het oeverbeloop, als gevolg van aanzanding of erosie.

De mogelijkheid bestaat dat, als gevolg van de nieuwe morfologische evenwichtssituatie die zich na de voltooiing van de kering op de Oosterschelde zal instellen, zich grote hoeveelheden zand zullen afzetten op het bovenbeloop van de vooroevers. Dit kan leiden tot het overschrijden van de kritieke helling.

Overschrijding van deze helling kan eveneens optreden als gevolg van erosie van het benedenbeloop van de vooroever.

Het mechanisme van zettingsvloeiingen is weergegeven in figuur 16.

De relevante parameters zijn aangegeven in tabel 13.

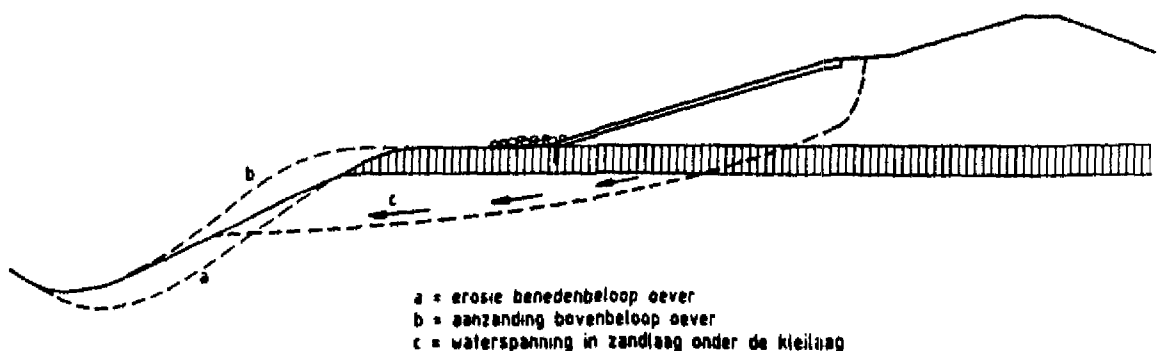


Fig. 16. Stabiliteit vooroever i.v.m. zettingsvloeiing.

Tabel 13. Parameters stabiliteit vooroever i.v.m. zettingsvloeiing.

sterkte	belasting
- relatieve pakkingsdichtheid zand	- waterspanning in de onderliggende zandlaag
- hoek van inwendige wrijving zand	- buitenwaterstand
- doorlatendheid	
- geometrie vooroever	

8.2. Aanpak

Ten behoeve van bestudering van het mogelijke gevaar van zettingsvloeiingen bij daling van de waterstand na een stagnante periode zijn oriënterende berekeningen uitgevoerd.

Daarbij is een vergelijking gemaakt met de situatie die optreedt bij de normale getijbeweging. Hierbij bedraagt het waterstandsverschil ca. 4,5 m.

Voorts is aan de hand van gegevens over historische zettingsvloeiingen die zijn geregistreerd in de Oosterschelde en de Westerschelde, nagegaan of een verband is aan te geven met het optreden van extreem lage waterstanden.

8.3. Resultaten

Uit de vergelijking met de situatie bij de normale getijbeweging is gebleken dat de optredende extra wateroverspanningen bij een daling van ca. 4 m na een stagnante periode van 30 uur, vrij groot zullen zijn.

Bij de bestudering van historische zettingsvloeiingen bleek een verband te bestaan tussen de frequentie van optreden van zettingsvloeiingen en het optreden van extreem lage waterstanden.

8.4. Conclusie

- Uitgaande van de in Zeeland gehanteerde bewakings- en bestortingscriteria is de veiligheid van de dijken met het oog op zettingsvloeiingen de afgelopen decennia als voldoende beschouwd. Hierbij is ook een aantal ongunstige historische stormen overleefd. Indien de

huidige bewakingscriteria ook ten aanzien van de toekomstige veranderingen in de vooroever tengevolge van erosie c.q. aanzanding worden gehanteerd, worden peil-duurcombinaties equivalent aan de storm van februari 1962 toelaatbaar geacht. Dit betekent dat stagnante peilen van ca. N.A.P. + 3,00 m gedurende 16 uur (tweetopsstorm) en N.A.P. + 2,00 m gedurende 27 uur (drietopsstorm) toelaatbaar worden geacht, indien in eerste instantie de daling van de waterstand wordt beperkt tot N.A.P. - 1,25 m. Bij het volgende laagwater kan daling plaatsvinden tot de normale ebstand.

9. PIJPVORMING

9.1. Probleemstelling

Eén van de mechanismen die kunnen leiden tot stabiliteitsverlies van dijken is het meevoeren van gronddeeltjes uit de onderliggende grondlagen door de optredende kwelstroom bij hoge waterstanden. Dit verschijnsel wordt pijpvorming of piping genoemd. Aan de binnenzijde van de dijk is het optreden van deze interne erosie zichtbaar doordat in sloten of op het maaiveld met het opwellende kwelwater zand wordt meegevoerd. Indien dit proces zich voortzet zal de dijk op den duur worden ondermijnd. Ter illustratie is het pijpvormingsmechanisme weergegeven in figuur 17. De relevante parameters zijn vermeld in tabel 14.

Tabel 14. Parameters pijpvorming.

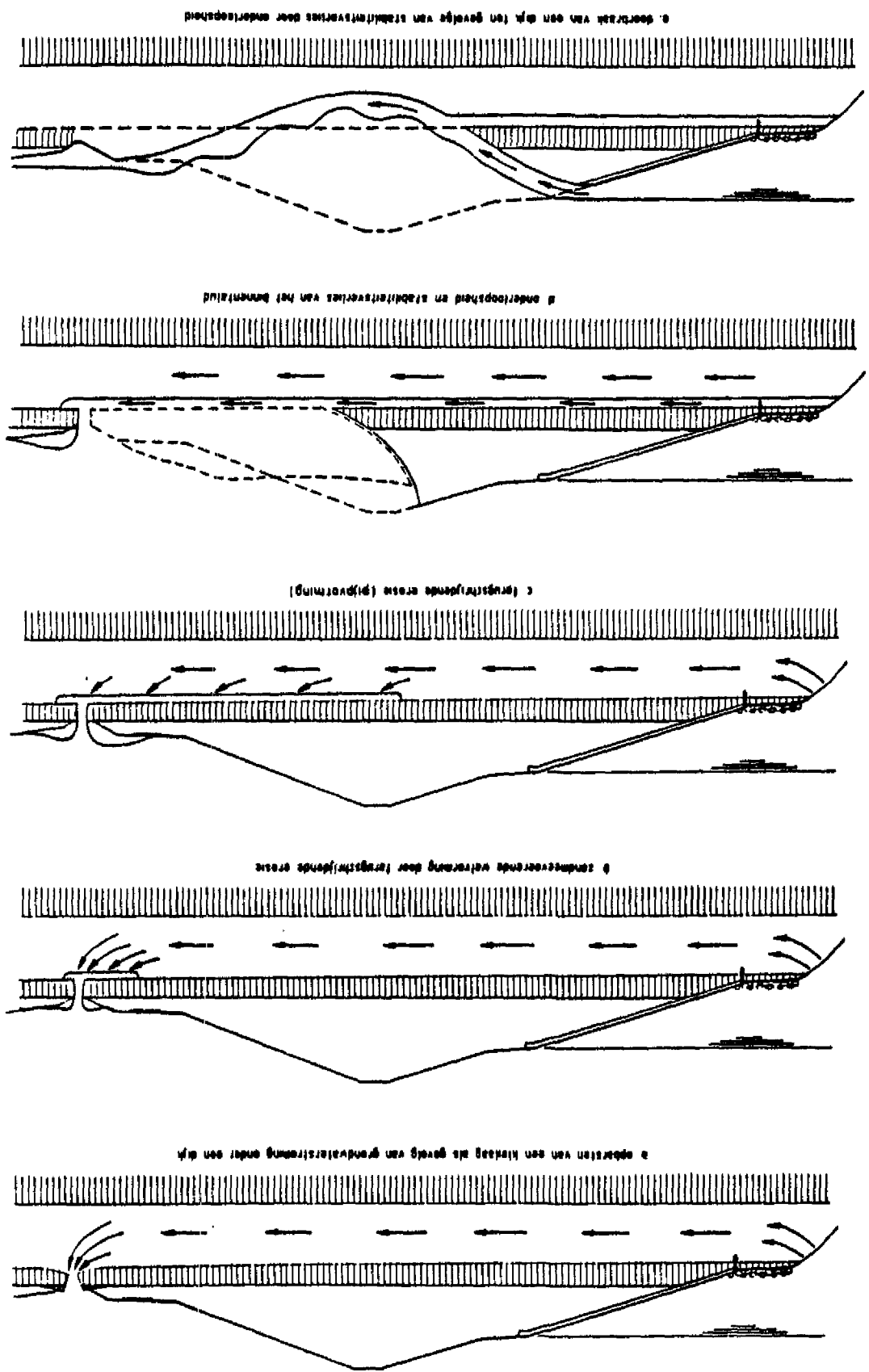
sterkte	belasting
<ul style="list-style-type: none">- kwelengte- dikte van de zandlaag- doorlatendheid van het zand- dikte van de afdekkende- kleilaag- breedte bermsloot	<ul style="list-style-type: none">- grootte en duur van het optredende verval

In Nederland wordt het verschijnsel van interne erosie herhaaldelijk geconstateerd bij rivier- en zeedijken tijdens hoge waterstanden. Er zijn aanwijzingen dat een aantal dijkdoorbraken in het verleden het gevolg van interne erosie is geweest.

Zoals in het voorgaande is aangegeven zijn voor pijpvorming vooral de grootte van de kwelstroming en de eigenschappen van het watervoerende zandpakket onder het dijklichaam van belang.

De grootte van de kwelstroom is weer afhankelijk van het verschil tussen de buitenwaterstand en het polderpeil, alsmede van de geometrie van het zandpakket.

Fig. 17. Stada dijporring.



De bestaande criteria die zijn gericht op het voorkomen van het begin van pijpvorming en die in Nederland met name worden toegepast bij de beoordeling van rivierdijken, hebben betrekking op langdurige waterstandsverschillen. Omdat de relevante hoogwatergolven zich meestal over verscheidene dagen (2 à 6) uitstrekken ligt bij rivierdijken deze benadering voor de hand. Bij zeedijken komen deze langdurig hoge waterstanden in het algemeen niet voor. Daarom wordt bij zeedijken, ook waar zich incidenteel een begin van pijpvorming manifesteert, het gevaar voor stabiliteitsverlies als gevolg hiervan doorgaans minder groot geacht.

Daar als gevolg van het toekomstige gebruik van de stormvloedkering op de Oosterschelde echter wel min of meer langdurig (1 à 1,5 dag resp. bij een twee- of drietopsstorm) hoge waterstanden kunnen optreden, werd een onderzoek naar het risico van pijpvorming met betrekking tot de Oosterscheldedijken wenselijk geacht.

9.2. Aanpak

In eerste instantie zijn twee berekeningsmethoden gehanteerd, te weten:

- de methode volgens Bligh (1910);
- de methode die, in opdracht van het Centrum Onderzoek Waterkeringen (COW), door het Laboratorium van Grondmechanica (LGM) is ontwikkeld (publicatie wordt verwacht in het voorjaar van 1985).

In tweede instantie werd een correlatieonderzoek uitgevoerd, uitgaande van in het verleden opgetreden stormen.

Op de beide berekeningsmethoden wordt in het navolgende nader ingegaan.

De berekeningsmethode volgens Bligh is op empirisch-statistische wijze ontwikkeld. De beperkingen die aan deze methode kleven hebben onder meer betrekking op de sterke schematisering van het verloop van de kwelstroming en de verwaarlozing van de invloed van de dikte van de doorlatende laag in de ondergrond.

De L.G.M.-C.O.W. methode is gebaseerd op modelproeven.

Met behulp van deze methode kan worden aangegeven bij welke stagnante waterstand buitendijks de zandmeevoerende welvorming binnendijks aan-

vangt. De berekening geeft echter geen uitsluitel over de tijdsrange welke naar verwachting aanwezig is tussen de eerste zandafvoer en het volledig bezwijken van de waterkering. Tevens ontbreekt het inzicht met betrekking tot de factoren die tot het stoppen van het erosieproces zouden kunnen leiden. In dit kader kan worden gesteld dat een enkele kort durende stagnante periode, waarin het kritieke verval wordt overschreden, niet onmiddellijk tot de vorming van een doorgaande erosiegeul of doorbraak behoeft te leiden. Een cumulatief toenemende pijplengte, veroorzaakt door opeenvolgende overschrijdingen van de kritieke waterstand, moet echter niet uitgesloten worden geacht.

Hiertegenover is het niet ondenkbaar dat als gevolg van erosie ontstaane holle ruimte, op den duur weer spontaan wordt opgevuld.

In verband met het voorgaande kan met de huidige kennis dus nog geen model voor het bezwijkmechanisme ten gevolge van pijpvorming worden ontwikkeld. De mogelijkheden van een deterministische berekening, zoals de onderhavige L.G.M.-C.O.W. methode blijven beperkt tot het aangeven van de waterstanden waarbij wellen, waarin zand wordt meegevoerd, kunnen worden verwacht. Het optreden van dergelijke wellen wordt gezien als het begin van pijpvorming.

Met name voor de onderzochte dijkvakken op Schouwen-Duiveland bleken de berekeningsresultaten volgens de L.G.M.-C.O.W. methode tot zodanig lage toelaatbare waterstanden te leiden, dat hiermee geen realistische criteria ten aanzien van het gebruik van de kering konden worden geformuleerd. Om deze reden is in tweede instantie een historisch correlatieonderzoek uitgevoerd. De daarbij gevolgde werkwijze is analoog aan die, welke is gevolgd bij het onderzoek naar de stabiliteit van het buitentalud.

Evenals bij het laatstgenoemde onderzoek is gebruik gemaakt van gegevens met betrekking tot de historische stormen, opgetreden tussen 1920 en 1970. Voor zover bekend zijn bij de door de beschouwde stormen veroorzaakte hoge waterstanden, geen dijken bezweken als gevolg van pijpvorming, ook niet bij de maatgevende storm in 1953 (PROVO 101).

Bepalend voor het optreden van pijpvorming is het verhang in de freatische lijn bij de sloot achter de dijk.

Uitgaande van het feit dat tijdens de beschouwde stormen geen pijpvor-

ming is opgetreden, kan worden gesteld dat indien het daarbij opgetreden verhang tijdens toekomstige stagnante waterstanden niet wordt overschreden, ook dan geen gevaar voor doorgaande pijpvorming zal bestaan. Dit geldt voor zover de omstandigheden verder gelijk zijn gebleven, hetgeen door het uitgevoerde dijkherstel na 1953 en/of de uitgevoerde dijkversterkingen in de periode 1975-1980 niet overal het geval is.

Met behulp van een daartoe ontwikkeld analytisch grondwaterstromingsmodel zijn, voor de meest ongunstige historische stormen (februari 1953 en februari 1962), de in de ondergrond opgetreden waterspanningen bepaald.

De parameters voor het grondwaterstromingsmodel zijn zoveel mogelijk ontleend aan 13-uurs waterspanningsmetingen ter plaatse van of nabij de geselecteerde dijkprofielen.

Vervolgens zijn met behulp van het model nieuwe peil-duurcombinaties bepaald die bij de sloot tot eenzelfde verhang leiden als ten tijde van de beschouwde historische stormen.

9.3. Resultaten

De berekeningsresultaten van de meest bedreigde dijkvakken zijn vermeld in bijlage 4. Op bijlage 5 zijn de toelaatbare peilduurcombinaties aangegeven die kunnen worden afgeleid uit de resultaten van het historisch correlatieonderzoek.

Voor de ligging van de vermelde locaties wordt verwezen naar bijlage 6.

9.4. Conclusies

- Op grond van de resultaten van het historisch correlatie-onderzoek worden te Zierikzee de volgende peil-duurcombinaties toelaatbaar geacht:

N.A.P. + 2,80 m gedurende 5 uur (ééntopsstorm);

N.A.P. + 2,10 m gedurende 18 uur (tweetopsstorm);

N.A.P. + 1,90 m gedurende 30 uur (drietopsstorm).

- Om de toelaatbare waterstanden te herleiden tot waterstanden op de lijn Wemeldinge - Stavenisse dienen twee correcties te worden uitgevoerd.

Rekening houdend met deze beide correcties zijn op de lijn Wemel-

dinge-Stavenisse de volgende peil-duurcombinaties toelaatbaar:

N.A.P. + 3,05 m gedurende 5 uur (ééntopsstorm);

N.A.P. + 2,35 m gedurende 18 uur (tweetopsstorm);

N.A.P. + 2,15 m gedurende 30 uur (drietopsstorm).

Het eindresultaat is aangegeven in figuur 18.

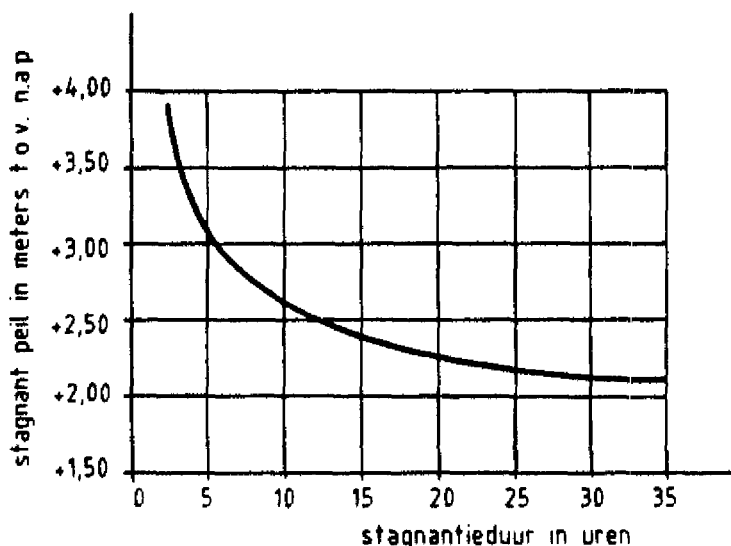


Fig. 18. Toelaatbare peil-duurcombinaties, i.v.m. pijpvorming.

- De toelaatbare peil-duurcombinaties, gevonden aan de hand van het correlatie-onderzoek moeten worden beschouwd als ondergrenswaarden, daar bij de maatgevende storm (1953) geen doorgaande erosiegeul is geconstateerd. De door de Deltacommissie genoemde reserveveiligheid die de dijken voor alle bezwijkmechanismen dienen te bezitten kan voor pijpvorming bij de vermelde stagnante peilen dan ook niet exact worden vastgesteld.
- In tegenstelling tot de praktijk in het rivierengebied is het bij de zeedijken rondom de Oosterschelde beheerstechnisch niet mogelijk afdoende noodmaatregelen te nemen. Dit houdt verband met de beperkte beschikbare tijd (enkele uren) en mankracht en het voorhanden zijnde materieel.

Voorts speelt een rol het betrekkelijk grote aantal plaatsen waar, bij stagnante waterstanden hoger dan de hiervoor genoemde, bedoelde noodmaatregelen noodzakelijk zouden kunnen zijn. Wel kunnen door regelde inspectie de locaties die gevoelig zijn voor het optreden van pijpvorming worden opgespoord, waarna aldaar preventieve maatregelen kunnen worden getroffen.

10. GECONCENTREERDE GOLFAANVAL

10.1. Probleemstelling

Als gevolg van het gedurende enige tijd instellen van een min of meer stagnant peil op de Oosterschelde zal de golfaanval zich tijdens de betreffende stormcondities gedurende langere tijd concentreren op een relatief smalle strook van het buitenbeloop van de dijken. Dit verschijnsel wordt aangeduid als geconcentreerde golfaanval. Daarbij kunnen worden onderscheiden:

- geconcentreerde golfaanval op glooiingen;
- geconcentreerde golfaanval op grasmatten.

De golfaanval op grasmatten kan direct of indirect plaatsvinden. Onder directe golfaanval wordt verstaan de golfklap op de grasmat. Indirecte golfaanval vindt plaats als door golfoploop een deel van de grasmat wordt overspoeld.

De parameters die bij deze grenstoestanden een rol spelen zijn vermeld in de tabellen 15 en 16.

Tabel 15. Parameters geconcentreerde golfaanval op glooiingen.

sterkte	belasting
- doorlatendheid constructie	- golfhoogte
- gewicht glooiingselementen	- golfsteilheid
- inklemming glooiingselementen	- waterstand
- taludhelling	- stagnantieduur

Tabel 16. Parameters geconcentreerde golfaanval op grasmatten.

sterkte	belasting
- kwaliteit graszode	- golfhoogte
- kwaliteit kleibekleding	- golfsteilheid
- taludhelling	- waterstand
- hoogte overgangsconstructie	- stagnantieduur

Onder de huidige omstandigheden worden de dijken langs de Oosterschelde niet belast door geconcentreerde golfaanval. Daar dit in de toekomst wel het geval kan zijn, diende te worden nagegaan in hoeverre de sterkte van de bestaande glooiingsconstructies en de bijbehorende funderingslaag, alsmede de grasmatten, uit het oogpunt van veiligheid randvoorwaarden oplegt aan het beheer van de stormvloedkering.

Na het bezwijken van de glooiingsconstructie of de grasmat heeft het onbeschermd dijklichaam nog een zekere reststerkte. Deze reststerkte dient in verband met de totale sterkte van de waterkering mede te worden beoordeeld.

10.2. Geconcentreerde golfaanval op glooiingen

10.2.1. Aanpak

In eerste instantie zijn een literatuurstudie en een onderzoek naar historische schadegevallen uitgevoerd (PROVO 98). De grondgedachte hierbij was dat de geconditioneerde toestand die op de Oosterschelde ontstaat na sluiting van de kering zou kunnen worden vergeleken met een dergelijke, permanent bestaande, situatie op het IJsselmeer, het Grevelingenmeer of eventueel de Oostzee.

Gebleken is echter dat in de genoemde gebieden de geometrie van de dijken (met name de hoogteligging van de kreukelberm), de gebruikte materialen en/of de belasting zo sterk afwijken van de situatie op de Oosterschelde (bij een gesloten kering), dat uit deze vergelijking geen conclusies konden worden getrokken.

Voorts heeft de inventarisatie van, gedurende de afgelopen 20 jaar opgetreden, schade aan de dijken langs de Oosterschelde nauwelijks meer inzicht opgeleverd. Een maximale stagnantieduur van 4 à 5 uur lijkt evenwel aanvaardbaar (PROVO 98).

In het recente verleden is veel laboratoriumonderzoek verricht naar kortdurende belastingen op niet geklemde zettingen van betonblokken. Dit onderzoek heeft echter geen gegevens opgeleverd over de parameters die relevant zijn voor de beoordeling van de weerstand van glooiingen bestaande uit geklemde zettingen tegen geconcentreerde golfaanval gedurende een langere periode.

Daar uit de resultaten van de bureaustudies niet voldoende informatie kon worden verkregen inzake het effect van geconcentreerde golfaanval werd een laboratoriumonderzoek uitgevoerd.

Ten behoeve van dit laboratoriumonderzoek werden op bestaande glooiingen langs de Oosterschelde trekproeven uitgevoerd. Voorts werden de diverse typen glooiingen langs de Oosterschelde geïnventariseerd en werd ter plaatse van elk type glooiing de maximale toekomstige golfhoogte berekend. Uiteindelijk zijn, met behulp van de resultaten van het laboratoriumonderzoek, de golfhoogteberekeningen en de inventarisatie, voor de diverse dijkvakken de toelaatbare peil-duurcombinaties bepaald uit het oogpunt van geconcentreerde golfaanval.

Op het laboratoriumonderzoek, de trekproeven, de golfhoogteberekeningen en de inventarisatie wordt in het navolgende nader ingegaan.

Laboratoriumonderzoek

In de deltagoot van het Waterloopkundig Laboratorium in De Voorst is een viertal veel voorkomende typen glooiingen op ware grootte nagebouwd, te weten glooiingen van basalt 25-35 cm, haringmanblokken dik 20 cm op een mijnsteenfundering en twee soorten vilvoordse steen. De glooiingen zijn op traditionele wijze opgebouwd en onder meer door middel van trekproeven vergeleken met bestaande, goed onderhouden, glooiingen langs de Oosterschelde.

Op de in de deltagoot nagebouwde glooiingen zijn lange-duur schadeproeven uitgevoerd. In principe zijn de glooiingen gedurende maximaal 30 uur blootgesteld aan golven met de maximale hoogte die op de Oosterschelde ter plaatse van het betreffende type glooiing in de toekomst zal optreden. Voor de vilvoordse steen kon niet de maximaal optredende golfhoogte worden aangehouden, daar de glooiing reeds bij lagere golven bezweek.

Aan de hand van de bij de proeven opgetreden schade is het verband bepaald tussen de optredende golfhoogte en de bijbehorende stagnantieduur, waarbij schade optreedt.

Dit verband is voor de diverse typen glooiingen aangegeven in bijlage 7 in de vorm van zogenaamde sterktelijnen. Voor de bepaling daarvan is een rekenmodel ontwikkeld waarin het bezwijkgedrag van glooiingen wordt beschreven (PROVO 111). In verband met de onnauwkeurigheden in

dit model zijn de sterktelijnen gepresenteerd in de vorm van een serie, vrij brede, banden.

Trekproeven

Ter vergelijking van de in het laboratorium nagebouwde glooiingen met representatieve glooiingen (prototype) langs de Oosterschelde, alsmede om inzicht te verkrijgen in de statica van geklemde glooiingen, is een aantal elementen uit bestaande glooiingen getrokken, waarbij de daarvoor benodigde trekkrachten zijn geregistreerd.

Met behulp van deze proeven is aangetoond dat bij geklemde glooiingen geen verband bestaat tussen het eigen gewicht van het glooiingselement en de kracht die nodig is om het uit de glooiing te trekken (PROVO 97). De benodigde trekkracht bleek in sommige gevallen vele tientallen malen het eigen gewicht van het element te bedragen.

Uit de trekproeven kan worden geconcludeerd dat de benodigde trekkracht een goede maat is voor het onderling vergelijken van de toplaag van glooiingsconstructies. De bezwijksterkte van een glooiing kan echter niet alleen op grond van de benodigde trekkracht worden bepaald daar hierbij ook de kwaliteit van de funderingslaag een zeer belangrijke rol speelt.

Golfhoogteberekeningen

Met behulp van een zogenaamd golfgroei-refractiemodel zijn de toekomstige golfhoogten langs alle dijkvakken langs de Oosterschelde berekend. Tijdens stagnante perioden speelt de geconcentreerde golfaanval zich af in een zone van ca 1 m rond het ingestelde peil. Teneinde bij een wisselstrategie de geconcentreerde golfaanval over verschillende zones van het talud te spreiden, is het noodzakelijk de in te stellen peilen onderling ca. 1 m te doen verschillen. De golfhoogteberekeningen zijn daarom uitgevoerd voor vier stagnante peilen op de lijn Wemeldinge-Stavenisse, te weten N.A.P. + 0,50 m, N.A.P. + 1,50 m, N.A.P. + 2,50 m en N.A.P. + 3,50 m. Uitgegaan is van een windsnelheid van ca 30 m/s en van de voor elk dijkvak meest ongunstige windrichting die in de situatie met een gesloten kering kan optreden.

De berekeningen zijn gecalibreerd aan de hand van veekeerwaarnemingen langs de dijken.

Uit de berekeningen zijn voor de diverse typen glooiingen de volgende maximale golfhoogten afgeleid:

- basalt 25/35 : 2,00 m
- haringmanblokken, dik 20 cm : 1,50 m
- vilvoordse steen : 1,27 m

Inventarisatie

Langs de Oosterschelde zijn de volgende typen glooiingen geïnterviewd:

A. Glooiingen, waarbij met betrekking tot geconcentreerde golfaanval in het algemeen geen problemen worden verwacht en waarnaar geen modelonderzoek is verricht.

Dit type betreft glooiingen, samengesteld uit onder andere: zuilenbasalt, basalt, diverse met cementmortel ingewassen steensoorten, haringmanblokken, dik 25 cm, petit granit en doornikse steen.

B. Basalt 25-35 cm.

H. Haringmanblokken, dik 20 cm op een fundering van mijnsteen.

V. Vilvoordse steen.

Op grond van visuele inspectie is een relatief betere en een relatief slechtere kwaliteit onderscheiden.

S. Glooiingstypen, waarbij met betrekking tot stagnante golfaanval vrij zeker problemen worden verwacht, maar waarnaar geen modelonderzoek is verricht. Dit betreft de muraltglooiingen en de glooiingen van lessinese steen.

Opgemerkt wordt dat de uitgevoerde visuele inventarisatie uitsluitend tot doel heeft gehad het verzamelen van basismateriaal in het kader van de onderhavige studie. Voor de besluitvorming met betrekking tot het al of niet daadwerkelijk aanpassen van bepaalde glooiingen is dit basismateriaal minder geschikt en dient ter plaatse een meer gedetailleerde inspectie te worden uitgevoerd.

10.2.2. Resultaten

Aan de hand van de resultaten van het laboratoriumonderzoek, de golfhoogteberekeningen en de inventarisatie van glooiingstypen is voor elk

dijkvak, voor elk van de vier beschouwde peilen, de ter plaatse toelaatbare stagnantieduur vastgesteld. Daarbij is aangenomen dat de glooiingen van het type A zonder problemen een drietopsstorm kunnen doorstaan en dat de glooiingen van het type S dezelfde sterkte bezitten als de slechtere kwaliteit vilvoordse steen.

Op bijlage 8 zijn de dijkvakken aangegeven waar problemen te verwachten zijn als gevolg van geconcentreerde golfaanval, bij een stagnant peil gedurende een één-, twee- of drietopsstorm. De ligging van de dijkvakken is aangegeven op bijlage 9.

10.2.3. Conclusies

Op grond van de resultaten van het uitgevoerde onderzoek en de aanwezige kennis en ervaring worden de volgende conclusies getrokken:

- Ter plaatse van glooiingen van basalt 25-35 cm en haringmanblokken, dik 20 cm, behoeven vrijwel geen problemen te worden verwacht.
- De glooiing langs een aantal dijkvakken is niet bestand tegen gecon-

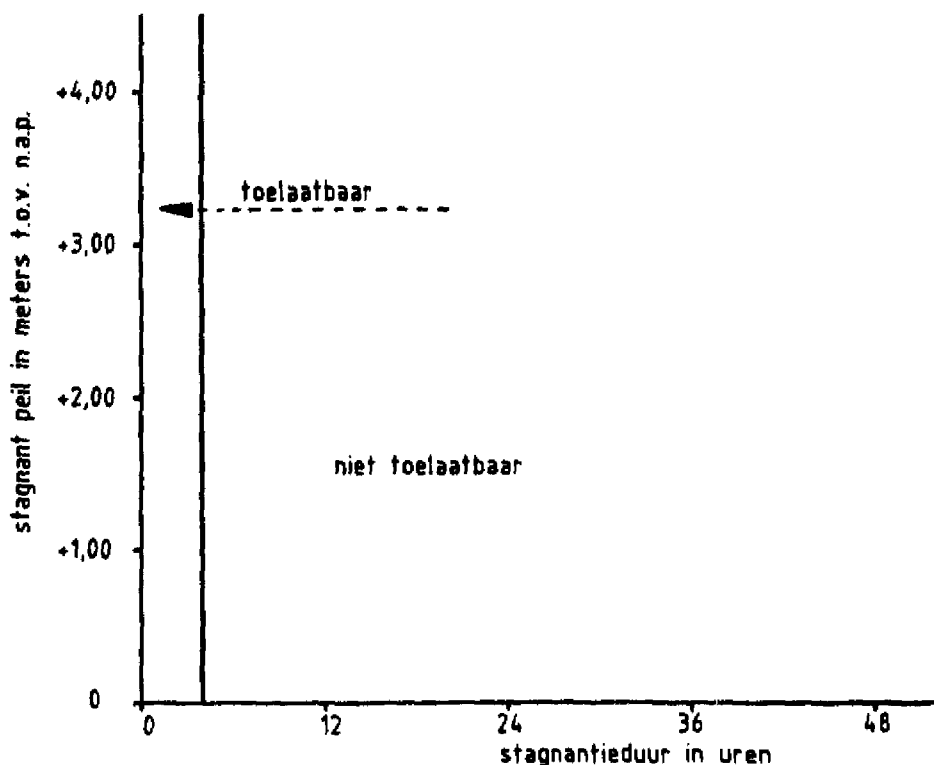


Fig. 19. Toelaatbare peil-duurcombinaties i.v.m. geconcentreerde golfaanval op glooiingen.

centreerde golfaanval. Het gaat hierbij overwegend om muraltglooiingen (ruim 17000 m²) en glooiingen van vilvoordse steen (ruim 17000 m²) en lessinese steen (ca 2200 m²).

- De totale oppervlakte van de glooiingen waar problemen moeten worden verwacht (ca 37000 m²) geldt indien een volledige beheersvrijheid wordt gewenst.

Bij bepaalde beheersstrategieën is deze oppervlakte geringer.

- Bij het merendeel van de genoemde glooiingen zal reeds schade kunnen optreden bij een ééntopsstorm. De toelaatbare peil-duurcombinaties zijn aangegeven in figuur 19.

10.3 Geconcentreerde golfaanval op grasmatten

10.3.1. Aanpak van het onderzoek

Naar de sterkte van grasmatten ten aanzien van geconcentreerde golfaanval is weinig systematisch onderzoek verricht. De weinige onderzoeken die op dit gebied in een ander kader dan het onderhavige zijn verricht, zijn in hoofdzaak uitgevoerd in de deltagoot van het Waterloopkundig Laboratorium en in de stroomgoot te Lith. Het eerstgenoemde onderzoek geeft vooral informatie over het effect van golfklappen, het tweede over de golfoploopzone. De conclusies met betrekking tot geconcentreerde golfaanval op de grasmatten van de dijken langs de Oosterschelde zijn in hoofdzaak gebaseerd op bestudering van de resultaten van de genoemde onderzoeken en op praktijkervaringen.

10.3.2. Resultaten

In het algemeen blijkt een goede doorgaande grasmat een grote sterkte te bezitten. Schade aan grasbelopen treedt vrijwel altijd het eerst op ter plaatse van discontinuïteiten.

Bij het onderzoek in de deltagoot is een grasbeloop met een taludhelling van 1:8 beproefd (WL-rapport M 1980). Deze helling is veel minder steil dan de taludhellingen van de dijken langs de Oosterschelde. Met name bleek bij deze proef schade te ontstaan wanneer een zwakke plek in het talud was aangebracht. Substantiële schade bleek 6 à 8 uur na het aanbrengen van de zwakke plek op te treden.

In de stroomgoot te Lith is een grasmat op een talud met een helling van 1:4 beproefd, gedurende een lange periode (WL-LGM-rapport M 1930/

Co 265412/15). Hierbij bleek de schade door golfoploop minimaal te zijn.

Bij alle onderzoeken met betrekking tot de sterkte van grasmatten blijkt de grasmatt geruime tijd intact te blijven, waarna de schade vrij plotseling begint en zich vervolgens zeer snel uitbreidt.

In de deltagoot is ook geconcentreerde golfaanval op een overgangsconstructie in een talud onder een helling van 1:5 onderzocht. Na 4 à 5 uur bleek daarbij schade op te treden. Het bleek niet mogelijk de erosie door middel van provisorisch herstel tot staan te brengen.

10.3.3. Conclusies

Op grond van bestudering van in andere kaders verricht onderzoek met betrekking tot de sterkte van grasmatten en op grond van aanwezige praktijkervaring kunnen de volgende conclusies worden getrokken:

- Bij stagnante peilen van N.A.P. + 2,0 m en hoger gaat de golfoploop over de grasmatten een rol spelen. Maatgevend daarbij is de oploop over de overgangsconstructie tussen de steenglooiing en de grasmatt. Bij dit peil moet over een lengte van ca 2500 m schade worden verwacht (zie bijlage 10). Bij hogere peilen neemt de totale lengte van de overgangsconstructies waar schade wordt verwacht, sterk toe. Teneinde schade te voorkomen worden stagnante peilen hoger dan N.A.P. + 1,75 m niet toelaatbaar geacht.
- Bij een stagnant peil van N.A.P. + 3,50 m treedt eveneens schade op ten gevolge van golfklappen op de overgangsconstructie (zie bijlage 11). Teneinde schade te voorkomen worden stagnante peilen hoger dan N.A.P. + 3,0 m niet toelaatbaar geacht.
- De vermelde schade ter plaatse van de overgangsconstructie, zowel ten gevolge van golfoploop als ten gevolge van golfklappen, zal reeds kunnen optreden bij ééntopsstormen. De omvang van de schade is afhankelijk van het peil en is in het algemeen groter bij hogere peilen.
De toelaatbare peil-duurcombinaties voor beide schademechanismen zijn aangegeven in figuur 20.
- Het optreden van dijkdoorbraken ten gevolge van schade aan de grasmatten is bij een ééntopsstorm onwaarschijnlijk. In het geval van twee- en drietopsstormen met stagnante waterstanden hoger dan de in het voorgaande genoemde peilen, kunnen dergelijke calamiteiten wel optreden.

- Grote schade aan de grasmatt kan slechts eenmaal per stormseizoen worden geaccepteerd, daar de grasmatt zich gedurende diezelfde winter niet meer zal herstellen. Zelfs gedurende het volgende seizoen blijft de plaats van de opgetreden schade nog een relatief zwakte plek in de grasmatt. Indien uit het oogpunt van een gewenste beheersstrategie, meerdere malen per stormseizoen waterstanden worden toegelaten, waarbij grote schade optreedt als gevolg van geconcentreerde golfaanval, zal het dijklichaam ter plaatse van een harde bekleding moeten worden voorzien.

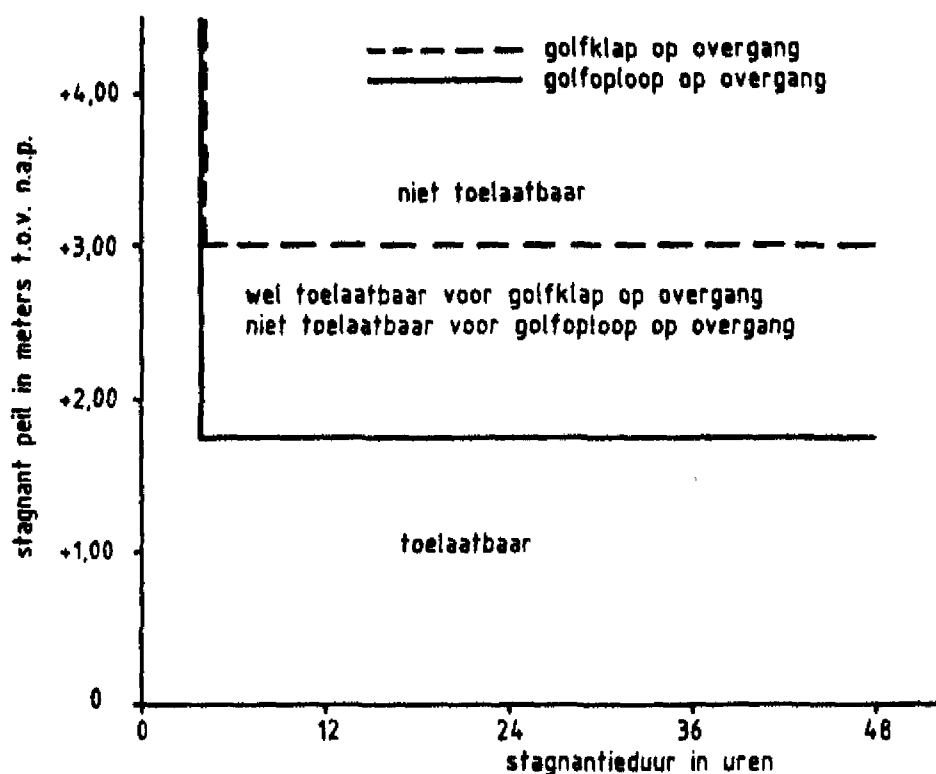


Fig. 20. Toelaatbare peil-duurcombinaties i.v.m. geconcentreerde golfaanval op grasmatten.

10.4. Reststerkte van het dijklichaam

10.4.1. Beschrijving en globale schatting

Nadat de glooiingsconstructie c.q. de grasmatt is weggeslagen, wordt het daaronder gelegen grondlichaam aangevallen. Indien hier een kleilaag is gelegen, kan deze een grote reststerkte bezitten. In het geval van een funderingslaag die bestaat uit grofkorrelig materiaal is de restveiligheid aanzienlijk geringer. Met name voor de probabilistische

benadering van de faalkans van een dijk (zie hoofdstuk 12) dient de reststerkte te worden gekwantificeerd. Op beperkte schaal is hiernaar studie verricht. Daarbij is gebruik gemaakt van onderzoeksresultaten van de "Werkgroep Klei" van de Rijkswaterstaat, alsmede van gegevens die zijn verkregen uit modelproeven met grasmatten en duinvoetverdedigingen. Voorts zijn bij het beschreven modelonderzoek naar geconcentreerde golfaanval, enkele proeven speciaal gericht op het aspect reststerkte.

Gebleken is dat loskorrelig materiaal (bijv. mijnsteen) onder invloed van directe golfaanval vrij snel, in een continu proces, erodeert. Een pakket mijnsteen met een dikte van ca 1 m. zal gemiddeld na ca 6 uur zijn weggeslagen, waarna het onderliggende zand aan de oppervlakte komt. Dit zal vervolgens binnen enkele uren worden weggeslagen. In verband met de onnauwkeurigheden waarmee ten aanzien van de vermelde tijdsduren rekening dient te worden gehouden, wordt het in rekening brengen van een restveiligheid, groter dan ca 5 uur, voor een mijnsteenpakket op een zandlichaam niet verantwoord geacht. Een substantiële verhoging van deze tijdsduur op grond van eventueel te verrichten gedetailleerd onderzoek wordt niet verwacht.

Klei blijkt zich onder invloed van golfaanval geheel anders te gedragen. Bij een homogeen kleipakket van goede kwaliteit treedt aanvankelijk, gedurende 5 à 10 uur, geen schade op. Vervolgens begint de erosie vrij plotseling, maar verloopt bij een gaaf, homogeen kleipakket, vooral op een talud met een flauwe helling, erg langzaam.

De aanwezigheid van inhomogeniteiten zoals zandlenzen, humuslaagjes, verrotte palen etc. heeft tot gevolg dat de erosie enkele uren eerder begint en veel sneller verloopt.

Bij de proeven die in het kader van de onderhavige studies zijn verricht, was sprake van een homogeen kleipakket. De totale tijdsduur alvorens substantiële schade optrad bedroeg ca 15 uur. Daar de erosiegevoelige punten bij deze proef niet in de zone van de directe golfaanval lagen, zijn de resultaten niet representatief. Desondanks bleek dat op de erosiegevoelige plaatsen (opsluitbanden) een veel sterkere erosie optrad.

Gezien de relatief geringe beschikbare kennis over het erosiegedrag van klei en de beperkte beschikbare informatie over de vaak eeuwenoude kleikernen van de dijken langs de Oosterschelde, wordt het niet ver-

antwoord geacht de restveiligheid van een kleipakket al te hoog in te schatten. Vaak is wel bekend dat de kern van de dijk uit goede schor-klei bestaat, maar informatie over eventuele aanwezige inhomoginiteiten, bijvoorbeeld in de vorm van later aangebrachte lagen of in de vorm van paalresten, ontbreekt.

In verband met het voorgaande kan de restveiligheid van een dijk met een kleikern gesteld worden op minstens 7 uur. Hoewel er waarschijnlijk dijken met een hogere reststerkte kunnen worden aangetroffen wordt het niet verantwoord geacht daarmee rekening te houden zonder een minutieus onderzoek van het kleipakket in de dijken en zonder een meer fundamenteel onderzoek naar het erosiemechanisme van klei.

10.4.2. Gebruik in berekeningen

In het kader van het verrichte modelonderzoek is getracht de sterkte van een glooiing tegen geconcentreerde golfaanval te kwantificeren. Deze sterkte wordt gerepresenteerd door een gemiddelde waarde met een standaardafwijking. Aangenomen wordt dat de uit het onderzoek verkregen gegevens precies de gemiddelde sterkte hebben opgeleverd.

Het is niet juist om een glooiing op deze sterkte te ontwerpen, daar de veiligheidscoëfficiënt dan 1 zou bedragen, hetgeen inhoudt dat de helft van de glooiingen bij de beschouwde belasting zou bezwijken.

Voor de glooiingssterkte (S_g), waarop in de praktijk mag worden gerekend, moet dus een waarde worden aangehouden die een factor f_p (veiligheidscoëfficiënt) kleiner is dan de bij de proef bepaalde sterkte (S_p), of:

$$S_g = S_p / f_p$$

De waarde van f_p is moeilijk te bepalen. In het algemeen kan hiervoor echter 1,2 à 1,5 worden aangehouden.

Een dijk zal niet direct bezwijken nadat de glooiing is bezweken, maar heeft nog een zekere reststerkte, die wordt aangeduid door de factor r .

De werkelijke sterkte van de dijk (S_d) is dus groter dan de sterkte van de glooiing (S_g) of:

$$S_d = S_g \cdot r$$

De waarde van r die evenals de waarde van f_p moeilijk te bepalen is, bedraagt eveneens 1,2 à 1,5.

Op grond van het voorgaande kan het verband tussen de werkelijke

sterkte van de dijk en de sterkte van de proefglooiing als volgt worden aangegeven:

$$S_d = S_p \cdot r/f_p$$

Wanneer wordt aangenomen dat de waarden van r en f_p ongeveer gelijk zijn geldt:

$$S_d = S_p \text{ of anders gezegd:}$$

de werkelijke sterkte van de dijk is gelijk aan de sterkte van de glooiing in de proefopstelling.

Hieruit blijkt dat het verhogen van de in het laboratorium gevonden sterkte (uitgedrukt in toelaatbare stagnantieduur) met een waarde voor de reststerkte niet is toegestaan.

Dit geldt voor deterministische berekeningen. Bij de probabilistische berekeningen (zie hoofdstuk 12) wordt aan de coëfficiënten r en f_p wel een afzonderlijke waarde toegekend.

11. DIJKSTERKTE TER PLAATSE VAN KUNSTWERKEN IN DE WATERKERING

11.1. Probleemstelling

Ter plaatse van uitwateringssluizen en andere kunstwerken in dijken bestaat een verhoogde kans op pijpvorming als gevolg van onder- en achterloopsheid bij langdurig hoge waterstanden.

Bovendien is, door de discontinuïteit in het dijklichaam, op de overgang kunstwerk-dijk de kans op schade groter naarmate de golfaanval langer duurt.

11.2. Aanpak

In eerste instantie werd een inventarisatie gemaakt van alle kunstwerken in de dijken. De resultaten van deze inventarisatie zijn vastgelegd in PROVO 43.

Voor een goede beoordeling van de sterkte zou een tijdrovend onderzoek naar de kwaliteit en de grondmechanische eigenschappen van elk kunstwerk noodzakelijk zijn. Daarom werd gekozen voor een praktische aanpak. Aan de beheerders werd gevraagd welke kunstwerken hun inziens problemen kunnen gaan opleveren. Uit deze enquête bleek, dat zes kunstwerken nader moesten worden onderzocht, te weten:

- de suatiesluis in de westelijke dijk van het Havenkanaal te Zierikzee;
- de suatiesluis van de Scherpenissepolder op Tholen;
- de suatiesluis van de Klaas van Steelandpolder op Tholen;
- de suatiesluis van de Oudepolder op St. Philipsland;
- de suatiesluis van de Anna Jacobapolder op St. Philipsland;
- de suatiesluis van de Prins Hendrikpolder-west op St. Philipsland.

De toestand waarin deze kunstwerken verkeren werd nader onderzocht.

Op grond van de leidraad van de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen werden op basis van globaal aangenomen grondeigenschappen oriënterende berekeningen uitgevoerd naar de gevoeligheid voor onder- en achterloopsheid bij langdurig stagnante waterstanden.

Bovendien werd een kwalitatieve inschatting gemaakt van de gevolgen van geconcentreerde golfaanval op de suatiesluizen.

De resultaten van dit onderzoek zijn vastgelegd in PROVO 106 en in PROVO 121.

11.3. Resultaten

De suatiesluis te Zierikzee is gelegen achter de keersluis in het Havenkanaal. De sluis is buiten gebruik en is sterk onder- en achterloops, waardoor gevaar voor pijpvorming aanwezig is. Bovendien verkeert de sluis in een zodanig slechte staat dat voortdurend lekkage optreedt.

- De overige vijf sluizen, alle gelegen in het waterschap Tholen, worden in het kader van de aanpassingswerken ten behoeve van de afwatering vervangen door twee bemalingsinstallaties. Een beslissing over het al of niet amoveren van de vijf sluizen is nog niet genomen.

De suatiesluizen in de Scherpenissepolder, de Oudepolder en de Anna Jacobapolder vertonen verzakkingen.

De vijf sluizen zijn voorzien van een kruinsverhoging van tijdelijke aard, bestaande uit een kistdam of keermuur. Geen van de sluizen vertoont in de huidige toestand onder- of achterloopsheid.

Uit eerdergenoemde oriënterende berekeningen blijkt dat, met uitzondering van de sluis in de Klaas van Steelandpolder, bij alle suatiesluizen tijdens langdurige stagnantieperioden (twee- en drietopsstormen) met peilen welke soms beduidend lager liggen dan N.A.P. + 2,0 m, ernstige onder- en achterloopsheid zal kunnen ontstaan. Deze onder- of achterloopsheid kan leiden tot pijpvorming. Hierbij wordt aangetekend dat de suatiesluis te Zierikzee, door gebruik van de keersluis reeds waterstanden tot N.A.P. + 2,00 m gedurende maximaal 5,5 uur heeft gekend.

Ten aanzien van de sluis in het Havenkanaal te Zierikzee wordt opgemerkt dat het niet is uitgesloten dat bij een langdurig stagnant peil de sluis eerder bezwijkt door lek dan door onder- of achterloopsheid (pijpvorming).

Bij de sluis te Zierikzee zal, gelet op de beschutte ligging, golfaanval geen rol spelen.

De overige vijf sluizen zullen bij stagnante waterstanden worden blootgesteld aan geconcentreerde golfaanval. De kans op schade aan zwakke frontmuren of bewegingswerken is groot.

Bij de partiële dijkverzwaringen (1975-1980) werd in het algemeen het nieuwe dijklichaam aangesloten op de steilere taluds naast het kunstwerk. In vele gevallen betekent dit een relatief zwak punt in het dijklichaam. Vooral voor de suatiesluis in de Klaas van Steelandpolder, welke is gelegen in het ten aanzien van de stabiliteit van het binnentalud maatgevende dijkvak (Poortvlietpolder, zie hoofdstuk 6) dient in dit verband in acht te worden genomen dat de stabiliteit van het binnentalud direct naast de sluis nog slechter kan zijn dan in het berekende normaal-profiel. In verband daarmee zou, zonder aanpassing van dit profiel, dus zeker geen hogere stagnantie dan N.A.P. + 0,45 m gedurende 36 uur mogen worden toegelaten.

11.4. Conclusies

Op grond van de in § 11.3 vermelde onderzoeksresultaten kunnen de volgende conclusies worden getrokken:

- Een zestal oude suatiesluizen legt duidelijke beperkingen op aan het gebruik van de stormvloedkering. Indien deze kunstwerken blijven gehandhaafd moeten reeds bij langdurige stagnante waterstanden (twee- en drietopsstormen) lager dan ca N.A.P. + 2,00 m problemen worden verwacht ten aanzien van onder- en achterloopsheid (pijpvorming).
- Met uitzondering van de suatiesluis te Zierikzee moet bij alle overige onderzochte sluizen worden gerekend op aanzienlijke schade als gevolg van geconcentreerde golfaanval bij langdurige stagnante waterstanden.

Voor de overige, niet onderzochte kunstwerken in de dijken kunnen, gelet op de tijdens historische stormen opgetreden belastingen, de in § 9.4 aangegeven randvoorwaarden met betrekking tot pijpvorming worden aangehouden. Vermoedelijk is de situatie echter wat gunstiger. In welke mate dit het geval is kan thans niet worden aangegeven. Daarbij is er wel van uitgegaan dat ter plaatse van de kunstwerken een goede (kunstmatige) overgang naar het aangrenzende dijkvak aanwezig is.

12. CONDITIONELE FAALKANSEN

12.1. Probleemstelling

In de voorafgaande hoofdstukken zijn per grenstoestand de randvoorwaarden gegeven waarbinnen aan de deltanorm wordt voldaan. Deze randvoorwaarden zijn zodanig vastgesteld dat rekening is gehouden met een zekere veiligheidscoëfficiënt. Een en ander is uiteengezet in hoofdstuk 3 (veiligheidsfilosofie).

Ten behoeve van de keuze met betrekking tot de in de toekomst te hanteren beheersstrategieën en de in dat kader op te stellen veiligheidsanalyse, dient inzicht te worden verkregen in de mate van veiligheid c.q. onveiligheid in een ruim gebied rond de in de voorgaande hoofdstukken aangegeven randvoorwaarden. Daartoe zijn globale schattingen gemaakt van de conditionele faalkansen.

In dit verband wordt onder een conditionele faalkans verstaan de kans dat een dijk bezwijkt door het betreffende bezwijkmechanisme bij een gegeven stagnante waterstand en stagnantieduur (peil-duurcombinatie). Om de werkelijke kans op bezwijken van de desbetreffende dijk te bepalen dient de conditionele faalkans te worden vermenigvuldigd met de kans dat deze peil-duurcombinatie optreedt.

De kans van optreden van bepaalde peil-duurcombinaties alsmede de werkelijke kansen op bezwijken, worden bepaald in het kader van de "Veiligheidsanalyse BARCON".

Daar zonder inzicht in de kans van optreden van bepaalde peil-duurcombinaties, uit de conditionele faalkansen als zodanig geen conclusies kunnen worden getrokken, zijn in dit hoofdstuk alleen de resultaten van de bepaling van de conditionele faalkansen vermeld.

Zoals uit het voorgaande blijkt, wordt het trekken van conclusies overgelaten aan de werkgroep "Veiligheidsanalyse BARCON".

Deze aanpak door middel van faalkansen wordt gevolgd omdat op deze wijze de grenstoestanden van alle tot het veiligheidssysteem rond de Oosterschelde behorende componenten (dus ook die van de stormvloedkering, de compartimenteringsdammen en de kunstwerken) op uniforme wijze in één systeem ondergebracht kunnen worden. Zo kan een volledige veiligheidsbeschouwing worden opgezet van het gehele Oosterscheldesysteem.

In het rapport van de werkgroep "Veiligheidsanalyse BARCON" is vermeld dat een aantal grenstoestanden bij de verdere uitwerking van de veiligheidsanalyses buiten beschouwing zal worden gelaten.

De reden daarvan is dat de kritieke situatie bij deze grenstoestanden pas optreedt bij lage waterstanden volgend op een stagnante periode, zodat schade optreedt zonder direct gevaar voor inundatie.

In verband hiermee zijn alleen conditionele faalkansen bepaald voor de grenstoestanden:

- golfoverslag en overstroming;
- afschuiving binnentalud;
- pijpvorming;
- geconcentreerde golfaanval op glooiingen en grasmatten.

In de "overall" veiligheidsfilosofie worden bezwijkmechanismen met een faalkans kleiner dan 10^{-7} niet meer meegenomen, omdat de bijdrage daarvan aan de kans op een zogenaamde hoofdgebeurtenis (onderlopen van delen van Zeeland) verwaarloosbaar klein is.

De maximale kans van optreden van een maatgevende randconditie (peilduurcombinatie) is in de orde van 10^{-2} .

Dit betekent dat slechts grenstoestanden met een conditionele faalkans groter dan 10^{-5} in de analyse hoeven te worden betrokken.

De in dit hoofdstuk bepaalde conditionele faalkansen gelden per bezwijkmechanisme. In de eindanalyse dienen deze te worden gesommeerd.

12.2. Aanpak berekening conditionele faalkansen

12.2.1. Golfoverslag en overstroming

Uit hoofdstuk 5 blijkt dat de schutsluis Goesse Sas ten aanzien van golfoverslag en overstroming van de waterkeringen, maatgevend is voor de maximaal op de Oosterschelde toe te laten waterstand. Het voor deze sluis gehanteerde ontwerppeil bedraagt N.A.P. + 3,50 m. Waterstanden boven N.A.P. + 4,00 m zijn desastreus voor sluis en sluisdeuren.

Bij de bepaling van de conditionele faalkansen is geen rekening gehouden met de tijdelijke voorziening die is aangebracht voor de periode, voorafgaand aan de voltooiing van de stormvloedkering.

12.2.2. Afschuiving van het binnentalud

De kans op het optreden van een afschuiving wordt bepaald door de verhouding tussen de waarden van het aandrijvende moment en het weerstandbiedende moment (de veiligheidscoëfficiënt) en de spreiding in deze waarden.

Daar het hier een globale schatting van de conditionele faalkansen betreft, is de spreiding in de waarden van de componenten die het aandrijvende moment bepalen, die klein is ten opzichte van die in de waarden van de componenten die het weerstandbiedende moment bepalen, verwaarloosd.

Voor het weerstandbiedende moment, dat ondermeer wordt bepaald door de opbouw van de lagen in de ondergrond, de schuifsterkte van de grond en de waterspanningstoestand, is een normale verdeling met een variatie van 10% aangenomen.

Op deze wijze kan een relatie worden afgeleid tussen de veiligheidscoëfficiënt en de bijbehorende conditionele faalkans. Hierbij is uitgegaan van de in hoofdstuk 6 gepresenteerde karakteristieke veiligheidscoëfficiënten. Aangezien de uitgevoerde stabiliteitsberekeningen betrekking hebben op de belastingtoestand bij opbarsten, kunnen slechts de bij die toestand behorende faalkansen worden berekend. Bij meer ongunstige peil-duurcombinaties behouden de conditionele faalkansen dezelfde waarde, daar de veiligheidscoëfficiënten na opbarsten niet verder afnemen. Bij gunstiger peil-duurcombinaties nemen de conditionele faalkansen af als gevolg van het toenemen van de veiligheidscoëfficiënten. Deze conditionele faalkansen zijn geschat (zie PROVO 122).

12.2.3. Pijpvorming

Op basis van de resultaten van het historisch correlatie-onderzoek zijn de meest maatgevende locaties geselecteerd. Voor deze locaties wordt, mede op grond van kennis verkregen uit schaalproeven, aangenomen dat de faalkans bij een stagnant peil, gelijk aan het toelaatbare, 10^{-3} is. Bij een stagnant peil, 0,5 m hoger dan het toelaatbare, wordt de conditionele faalkans op 10^{-1} geschat, terwijl bij een peil dat 1,0 m hoger is dan het toelaatbare, wordt aangenomen dat zeker doorgaande pijpvorming zal optreden (faalkans = 1).

Uitgaande van het voorgaande kunnen voor de meest maatgevende locaties, in H-t diagrammen de lijnen worden getekend die de peil-duurcombinaties aangeven met bijbehorende conditionele faalkansen van 1, 10^{-1} , 10^{-3} en 10^{-5} à 10^{-6} .

Uit deze diagrammen kan voor de beschouwde locaties voor iedere willekeurige peilduurcombinatie de bijbehorende voorwaardelijke faalkans worden afgelezen.

12.2.4. Geconcentreerde golfaanval op glooiingen

De conditionele faalkansen zijn bepaald aan de hand van de resultaten van het modelonderzoek en de inventarisatie van alle glooiingen in het Oosterscheldegebied.

Op basis van de resultaten van het modelonderzoek is een rekenmodel ontwikkeld waarmee volgens de verfijnde zogenaamde "eerste orde, tweede moment"-methode, (zie PROVO 111) probalistische berekeningen kunnen worden uitgevoerd. Deze berekeningen resulteren in overzichten van de conditionele faalkansen voor elk type glooiing bij gegeven belastingduren en een gegeven golfhoogte.

Met behulp van de aldus verkregen faalkansen per glooiingstype is, aan de hand van de inventarisatie van glooiingen, de faalkans van elke glooiing langs de Oosterschelde bepaald voor een viertal peilen en een viertal stagnantieduren.

Door tevens rekening te houden met de reststerkte (zie § 10.4) kan de conditionele faalkans van elk dijkvak worden berekend.

12.2.5. Geconcentreerde golfaanval op grasmatten

In § 10.3 (zie ook PROVO 107) is reeds aangegeven dat schade ter plaatse van de overgang van de glooiing naar de grasmat altijd eerder optreedt dan schade aan de grasmat zelf.

In PROVO 107 is aan de hand van de schaarse resultaten van laboratoriumproeven en met behulp van praktijkgegevens, een schatting gemaakt van de conditionele faalkansen van grasbelopen. In verband met het ontbreken van voldoende gegevens is de betrouwbaarheid van deze schatting beperkt. Bij de bepaling van de faalkansen is een onderscheid gemaakt tussen de verschillende kwaliteiten grasbelopen die langs de Oosterschelde worden aangetroffen.

12.3. Resultaten

Golfoverslag en overstroming

Bij een waterstand van N.A.P. + 4,00 m ter plaatse van de nieuwe sluis Goesse Sas vindt overstroming van de sluisdeur en het sluisplateau plaats. Dit leidt naar verwachting tot het falen van van de sluis. De bij deze situatie behorende conditionele faalkans is 1.

Bij het ontwerppeil van N.A.P. + 3,50 m is voldoende waakhoogte aanwezig. Deze waterstand geeft een zeer kleine conditionele faalkans, die wordt geschat in de orde van 10^{-4} .

Voor waterstanden tussen N.A.P. + 3,50 m en N.A.P. + 4,00 m kan over de conditionele faalkans niet zonder meer een uitspraak worden gedaan.

Afschuiving van het binnentalud

Op bijlage 12 zijn de berekende conditionele faalkansen met betrekking tot de stabiliteit van het binnentalud aangegeven.

Indien de in § 6.5 genoemde dijkvakken Poortvlietpolder (9), Suzanna-

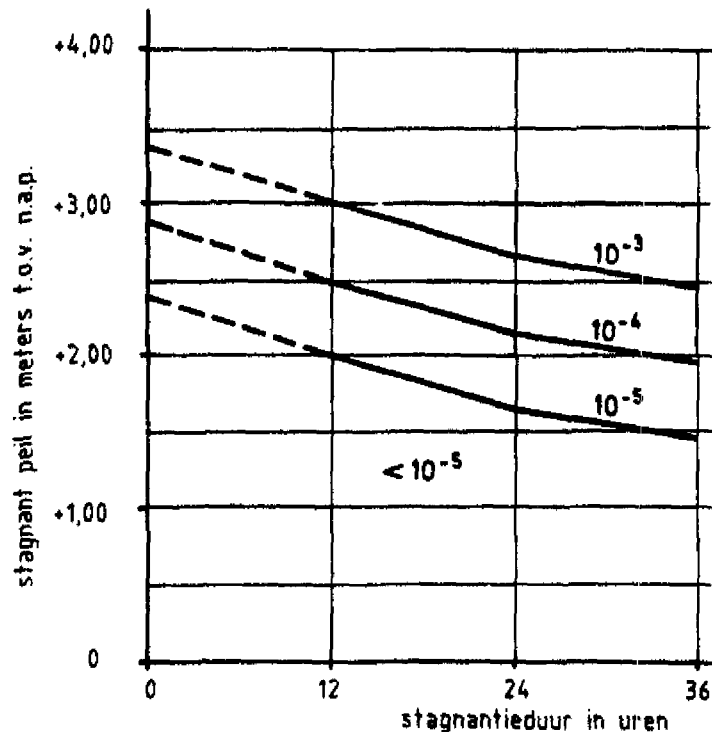


Fig. 21. Conditionele faalkansen binnenbeloop voor Suzanna's inlaag (116).

polder (237), district Flaauwers (245), Jonkvrouw Annapolder (181) en eventueel de buitenste dijk van de Galgepolder (113) worden aangepast, heeft het dijkvak Suzanna's inlaag (116) de grootste conditionele faalkansen. Deze zijn weergegeven in figuur 21.

De bovenste lijn in figuur 21 geldt voor de situatie bij opbarsten. Dit betekent dat voor alle peil-duurcombinaties in het gebied boven deze lijn, dezelfde conditionele faalkans geldt als in het geval van opbarsten.

Pijpvorming

Voor pijpvorming zijn de meest maatgevende locaties de Oosterlandpolder (108) en de Gouweveerpolder (112). De eerstgenoemde locatie is maatgevend bij stagnantieduren tot ca. 18 uur en de laatstgenoemde boven ca. 18 uur (zie bijlage 5).

Voor deze locaties zijn op de bijlagen 13 en 14 voor de conditionele faalkansen 1, 10^{-1} , 10^{-3} en 10^{-5} à 10^{-6} , de bijbehorende toelaatbare peil-duurcombinaties aangegeven. Op deze bijlagen is tevens het hieruit afgeleide stramien van conditionele faalkansen aangegeven. Daarbij zijn de peil-duurklassen aangehouden die ook bij de "Veiligheidsanalyse BARCON" worden gehanteerd. Voor de overige dijkvakken (die veiliger zijn) zijn geen conditionele faalkansen berekend.

Geconcentreerde golfaanval op glooiingen

De conditionele faalkansen in verband met geconcentreerde golfaanval op glooiingen zijn weergegeven op bijlage 15. De dijkvakken waarbij de conditionele faalkans voor alle situaties kleiner is dan 10^{-7} zijn niet vermeld.

Op bijlage 16 zijn alle dijkvakken met een conditionele faalkans groter dan 10^{-5} aangegeven. Voor het bepalen van de faalkans van het dijklichaam dient de conditionele faalkans van de glooiing te worden vermenigvuldigd met de kans van optreden van de betreffende peil-duurcombinatie.

Geconcentreerde golfaanval op grasmatten

De conditionele faalkansen voor het bezwijkmechanisme geconcentreerde golfaanval op grasmatten is voor alle dijkvakken met grasmat gelijk.

Voor de locatie van de betreffende dijkvakken wordt verwezen naar de bijlagen 10 en 11. De faalkansen zijn vermeld in tabel 18.

Tabel 18. Conditionele faalkansen bij geconcentreerde golfaanval op grasmatten.

stagnantieduur in uren	0	5	10	18	30
golflap	$5 \cdot 10^{-5}$	$5 \cdot 10^{-3}$	$5 \cdot 10^{-1}$	1	1
golffloop	10^{-5}	10^{-4}	10^{-2}	$5 \cdot 10^{-1}$	1

13. BASISNOTA'S EN -NOTITIES

Het werd zinvol geacht in deze nota het navolgende informatieve overzicht op te nemen van de belangrijkste, in het kader van het deelproject PROVO geproduceerde stukken. Daarbij is de in PROVO gehanteerde nummering gehandhaafd. Dit heeft tot gevolg dat geen aansluitende nummering kan worden aangehouden.

In de onderhavige nota wordt slechts naar een gedeelte van de vermelde stukken verwezen.

PROVO nr.

- 3 Criteriakaarten dijken Oosterschelde. Rijkswaterstaat Adviesdienst Vlissingen. Projectplan PROVO. Notitie nr. PROVO 81.3 van Rijkswaterstaat, Directie Zeeland.
- 10 Oevercriteriakaarten Oosterschelde. Rijkswaterstaat Adviesdienst Vlissingen.
- 15 Begrenzing Oosterschelde waterstanden ten behoeve van BARCON-studies. Notitie DDWT-82.204. Door ir. A. Roos.
- 20 Daalsnelheden bekkenwaterstanden na het openen van de stormvloedkering. Notitie DDWT-82.212. Door ir. A. Roos.
- 26 Voorstel grondmechanisch onderzoek veiligheid Oosterschel-dedijken (van PROVO aan PGB).
- 33 Grondmechanisch onderzoek PROVO. Selectie maatgevende dijk-profielen. Door ir. L. de Quelery, ir. A. Penning en ing. C. Kuiten.
- 34 Vreemde elementen in dijken. Notitie PROVO-81.4a. Door ing. M.J. Giljam en D. v. Dam.
- 37 Voorstel aanpak stabiliteitsonderzoek vooroevers. Door ir. L. de Quelery en ing. C. Kuiten.
- 43 Inventarisatie van de kunstwerken in de dijken rond het Oosterscheldebekken. Situatie na gereedkomen stormvloedke-ring en compartimenteringsdammen. Notitie WWKZ-82.V315. Door D. v. Dam.
- 45 Concept-notitie. Stagnante waterstand Oosterschelde ten aanzien van grasmat op buitenbeloop dijken. Notitie WWKZ-82.V332. Door ir. C. Visser en ing. D.C. van Maldegem.

PROVO nr.

- 49 Maximale hoogten en duren van stagnante waterstanden Oosterschelde na 1986 berekend met behulp van SIMPLEX. Notitie DDWT-82.517. Door ir. A. Prakken en ir. P.J. Stouten.
- 59 Scheefstand Oosterscheldebekken bij een gesloten stormvloedkering tijdens stationaire situaties ten gevolge van de 1/4000 windconditie. Notitie DDWT-83.246. Door ir. A. Prakken.
- 61 Inlaagdijk Galgepolder (Schouwen-Duiveland). Veiligheid hoofdwaterkering. Notitie WWKZ-83.V273. Door ir. C. Visser.
- 67 Maximaal toelaatbare waterstand Oosterschelde bij open stormvloedkering ten aanzien van de kruinhoogte van de waterkeringen rond het Oosterscheldebekken. Notitie WWKZ-82.-V333. Door ir. C. Visser en ing. D.C. van Maldegem.
- 74 Projectplan modelonderzoek weerstand glooiingsconstructies langs de Oosterschelde tegen geconcentreerde golfaanval. Notitie WWKZ-83.V304. Rijkswaterstaat, Adviesdienst Vliedsingen.
- 75 Interimrapportage PROVO. (oktober 1983).
- 79 Veiligheidsfilosofie dijken rond Oosterscheldebekken. Nota DDWT-83.011. Door ir. L. de Quelery.
- 81 Eindrapportage grondmechanisch onderzoek. LGM-Delft. (oktober 1983).
- 90 Maximaal toelaatbare waterstand Oosterschelde bij gesloten stormvloedkering ten aanzien van golfverslag van de waterkeringen. Notitie WWKZ-83.V357. Door ir. H.J. Verhagen.
- 91 "De storm van 27 november 1983". Notitie WWKZ-83.V367. Door ir. H.J. Verhagen.
- 95 Meting van de leklengte. LGM-Co269630. Door ir. A. Bezuijen.
- 96 Berekening van golfhoogten langs de teen van de Oosterscheldedijken onder superstormcondities bij verschillende streefpeilen. Notitie WWKZ-84.V253. Door ing. D.C. van Maldegem en ir. H.J. Verhagen.
- 97 Trekproeven op glooiingsconstructies in de Oosterschelde. nota WWKZ-84.V002. Door ir. H.J. Verhagen.

PROVO nr.

- 98 Herzien voorstel onderzoek weerstand van gloopingsconstructies langs de Oosterschelde tegen geconcentreerde golfaanval. Notitie WWKZ-84.V281. Door ir. C. Visser en ir. H.J. Verhagen.
- 99 Selectie maatgevende dijkvakken voor besliscriteria peil na sluiting. Notitie WWKZ-84.V255. Door ir. H.J. Verhagen.
- 100 Maximale waterstanden op het Oosterscheldebekken in de toekomstige situatie na 1987 met openstaande stormvloedkering naar aanleiding van de stormvloed van 3/4 januari 1976. Notitie DDWT-84.273. Door ir. A. Prakken.
- 101 Studie pipinggevaar Oosterscheldedijken bij stagnante waterstanden. LGM-Delft.
- 102 Voorstel grondmechanisch onderzoek "witte" dijkvakken Oosterscheldebekken. Notitie DDWT-84.362. Door ir. G.J.H. Vergeer - WTFG.
- 104 Weerstand Oosterscheldegloopingen tegen geconcentreerde golfaanval. Begeleidingsstuk bij voorstel modelonderzoek. Door ir. H.J. Verhagen.
- 106 Westhavensluis te Zierikzee. Notitie WWKZ-84.V316. Door ing. D.C. van Maldegem.
- 107 Stagnante golfaanval op grasmatten. Conceptnotitie WWKZ-84.V371. Door ir. H.J. Verhagen.
- 108 Stagnante golfaanval tijdens historische stormen op vilvoordse steengloopingen. Notitie WWKZ-84.V372. Door ir. H.J. Verhagen.
- 110 Rapport grondmechanisch onderzoek oosterscheldedijken bij stagnante waterstanden. (onderzoek "witte" dijkvakken). LGM-Co 416339/68. Door ing. C. Kuiten.
- 111 Analyse van deltagootproeven en classificatie van Oosterscheldedijken ten aanzien van geconcentreerde golfaanval. Nota WWKZ-84.V026. Door ir. H.J. Verhagen.
- 112 Onderzoek buitendijkse stabiliteit van de Oosterscheldedijken op basis van analyse van historische stormen. LGM-Co 416609/5. Door ir. E.O.F. Calle en ir. H. Best.

PROVO nr.

- 113 Pipinggevaar Oosterscheldedijken bij stagnante waterstanden. (Cover-)notitie DDWT-84.511. Door ir. G.J.H. Vergeer.
- 114 Resultaten van de deltagootproeven ten aanzien van geconcentreerde golfaanval op glooiingen. Notitie WWKZ-84.V418. Door ir. H.J. Verhagen.
- 116 Interpretatie deltagootproeven geconcentreerde golfaanval. WL-rapport M 2036. Door ir. A.M. Burger en ir. A. Bezuijen.
- 120 Omrekening lokale (historische) stagnante waterstanden naar de lijn Wemeldinge-Stavenisse. Notitie DDWT-85.256. Door ir. G.J.H. Vergeer.
- 121 Suatiesluizen in hoogwaterkeringen van Tholen en Sint Philipsland. Notitie WWKZ-84.V359. Door ing. D.C. v. Maldegem.
- 122 Grondmechanische conditionele faalkansen. Notitie DDWT-85.-257. Door ir. G.J.H. Vergeer.

B I J L A G E N

Berekeningsresultaten stabiliteitsonderzoek binnenbeloop

profiel nummer	polder	dijkpaal nummer	stagnant peil in m t.o.v. NAP t.p.v. locatie	duur in uren	berekende veiligheidscoëfficiënt bij opbarsten			correctie in m*	
					sloot	berm	beloop		
THOLEN en SINT-PHILIPSLAND									
3	Schakerloo	1 t/m 4	+ 3,00	36	n.v.t.	1,20	1,31		
9	Poortvliet	19 t/m 25	+ 0,75	36	0,93	0,93	0,93	- 0,30	
			+ 0,85	24	0,93	0,93	0,93	- 0,30	
			+ 0,90	12	0,93	0,93	0,93	- 0,30	
11	Scherpenisse	17 t/m 25	+ 3,00	36	n.v.t.	1,49	> 1,49		
14	Scherpenisse	39	+ 3,00	36	0,85	1,18	1,38		
21	Oudeland	1 t/m 6,5	+ 3,00	36	0,78	1,44	1,44		
27a	Noordpolder	7 t/m 16	+ 3,00	36	< 1,00	> 1,30	> 1,30		
27b	"	16 t/m 20	+ 3,00	36	0,88	1,34	> 1,30		
40	Stavenisse	23 t/m 25	+ 3,00	36	0,93	1,43	1,43		
57	Suzanna	15	+ 3,00	36	n.v.t.	1,39	1,39		
236	"	1 - 9	+ 3,00	36	1,63	1,63	1,63		
236	"	9 - 11	+ 3,00	36	1,42	1,42	1,31		
237	Suzanna**	15 - 18	+ 3,50	ca. 2,5	n.v.t.	1,24	1,24	0	
			+ 3,00	36	n.v.t.	1,10	1,10	0	
			+ 2,00	36	n.v.t.	1,24	1,24	0	
			+ 1,50	36	n.v.t.	1,31	1,31	0	
SCHOUWEN DUIVELAND									
106	Oosterland	8 t/m 18	+ 3,00	36	1,18	1,90	1,90		
109	Vierbannen	24 t/m 42	+ 3,00	36	n.v.t.	1,44	> 1,30		
113	Galge	8 t/m 14	+ 2,60	36	0,90	0,90	0,90	+ 0,20	
			+ 2,65	24	0,90	0,90	0,90	+ 0,20	
			+ 2,85	12	0,90	0,90	0,90	+ 0,20	
			+ 2,00	36	1,16	1,16	1,16	+ 0,20	
			+ 1,00	36	1,30	1,30	1,30	+ 0,20	
114	Inlaag Zuidhoek	10 t/m 20	+ 3,00	36	n.v.t.	1,34	1,39		
120a	Havenkanaal				1,74	1,74	> 1,30		
116	Suzanna's inlaag	32 t/m 36	+ 2,20	36	n.v.t.	1,14	1,20	+ 0,25	
			+ 2,40	24	n.v.t.	1,14	1,20	+ 0,25	
			+ 2,75	12	n.v.t.	1,14	1,20	+ 0,25	
			+ 2,00	36	n.v.t.	1,31	1,31	+ 0,25	
			+ 2,20	24	n.v.t.	1,31	1,31	+ 0,25	
			+ 2,55	12	n.v.t.	1,31	1,31	+ 0,25	
245	District Flaauwers	36 t/m 41	<+ 2,20	36	n.v.t.	> 1,31	> 1,31		
		8,5 t/m 10	N.A.P.	36	n.v.t.	n.v.t.	1,06	+ 0,30	
			N.A.P.	24	n.v.t.	n.v.t.	1,06	+ 0,30	
			N.A.P.	12	n.v.t.	n.v.t.	1,06	+ 0,30	
NOORD- EN ZUID-BEVELAND									
143	Anna Friso	10 t/m 13	+ 3,00	36	1,25	1,25	1,46		
172	Leendert Abraham	40 t/m 43	+ 3,00	36	0,99	1,31	1,50		
181	Jonkvr. Anna	0 t/m 3	+ 3,00	36	0,88	0,88	1,42	+ 0,05	
202	Buren	85 t/m 88	+ 3,00	36	1,65	1,65	> 1,65		
233	Tweede Bath	2 t/m 11	+ 3,00	36	1,28	1,28	1,65		
vereiste veiligheidscoëfficiënt volgens par. 6.2.						n.v.t.	1,20	1,30	

* Geschatte correctie voor het herleiden tot waterstanden op de lijn Wemeldinge-Stavenisse i.v.m. scheefstand van het bekken.

** Als gevolg van de aanwezigheid van een sterk zandige kleilaag is bij dit dijkvak geen sprake van opbarsten. De stabiliteit is bij een stagnant peil hoger dan N.A.P. + 1,50 echter onvoldoende.

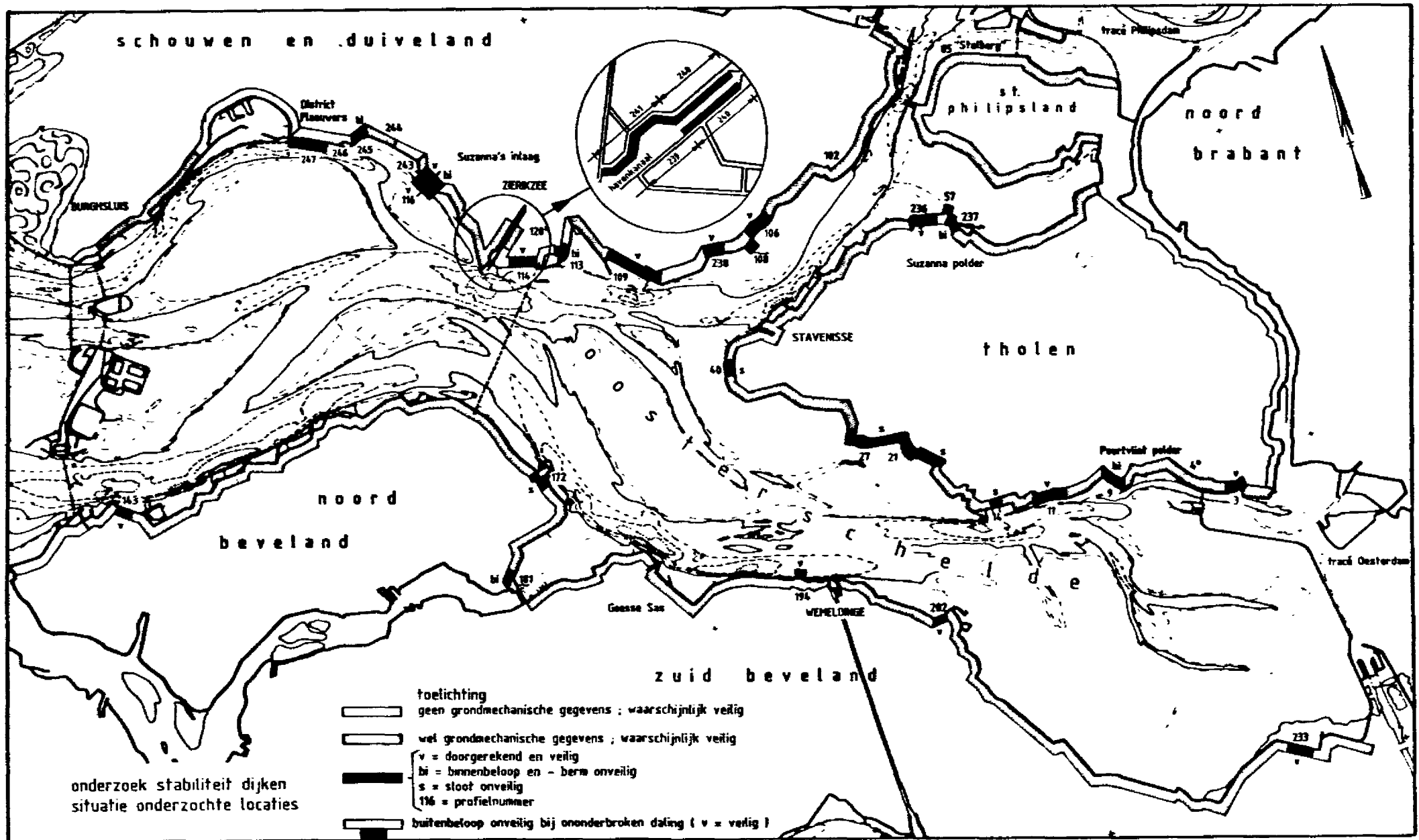
Berekeningsresultaten stabiliteitsonderzoek buitenbeloop bij stagnantieduren van 24 tot 36 uur (peilen ter plaatse van dijklocaties).

pro- fiel nr.	polder	dijk- paal nr. sonde- ringnr.	stagnant peil in m t.o.v. N.A.P.	peil na daling in m t.o.v. N.A.P.	berekende veilig- heidscoëfficiënt		Opmerkingen
					dijk- lichaam	onderwa- terbeloop	
THOLEN EN ST. PHILIPSLAND							
4A	Schakerloo	15	+ 4,00 + 3,50 normaal getij	- 1,90 - 1,90 - 1,90	1,40 1,46 -	1,35 1,36 1,41	mogelijk gevaar voor zettings- vloeiingen
57	Suzanna	14+15	+ 4,00 + 3,50 normaal getij + 3,50 ²⁾	- 1,90 - 1,90 - 1,90 - 1,90	1,35 en 1,47 ¹⁾ 1,35 en 1,51 ¹⁾ 1,32 ²⁾	1,00 1,00 1,05 n.v.t.	mogelijk gevaar voor zettings- vloeiingen
85	Anna Jacoba "De Stel- berg"	45	+ 4,00 + 3,50 + 3,00 + 2,50	- 1,90 - 1,90 - 1,90 - 1,90	0,87 0,87 0,95 1,07	n.v.t. n.v.t. n.v.t. n.v.t.	slechts kritiek over een breedte van 20 m
SCHOUWEN-DUIVELAND							
102	Bruinisse	61	+ 4,00	- 1,90	1,53	1,40	mogelijk gevaar voor oevervallen
108	Oosterland (Spuikom)	7	+ 4,00 + 3,00 + 3,00 + 2,00 + 2,00	- 1,90 - 1,90 N.A.P. N.A.P. - 1,90	0,90 1,03 1,07 1,15 1,15	n.v.t. n.v.t. n.v.t. n.v.t. n.v.t.	lengte dijkvak ca. 150 m
116	Suzanna's inlaag	32-36	+ 2,00 + 2,00 + 2,00	- 2,00 - 1,00 N.A.P.	1,03 1,10 1,28	1,33 > 1,33 > 1,33	
116	idem	36-39	+ 2,00	- 2,00	1,29	1,29	
239	Haven- kanaal Oost	sond.nr. 019en017	+ 2,00	- 2,00	1,20	n.v.t.	lengte dijkvak 400 m
239	idem	015en013	+ 2,00	- 2,00	> 1,20	n.v.t.	
240	Haven- kanaal Oost	9 t/m 12	+ 3,00 + 2,00	- 1,90 - 1,90	1,10 1,14	n.v.t. n.v.t.	lengte dijkvak 2000 m
241	Haven- kanaal West	sond.nr. 016 t/m 022	+ 2,00 + 2,00	- 2,00 N.A.P.	1,03 1,17	n.v.t. n.v.t.	lengte dijkvak 800 m
247	District Flaauwers	18-33	+ 2,00 + 2,00	- 2,00 - 1,25	1,03 1,16	1,37 > 1,37	
ZUID-BEVELAND							
194	Stormezande	37	+ 3,00	- 1,90	1,65	1,68	mogelijk gevaar voor oevervallen
vereiste veiligheidscoëfficiënt volgens par. 7.2.1.					1,15	n.v.t.	

1) Veiligheidscoëfficiënten zijn gegeven voor ondiepe (1,35) en diepe (1,47 en 1,51) glijvlakken.

2) Veiligheidscoëfficiënt dijklichaam na afschuiven onderwaterbeloop.

N.v.t. = niet van toepassing.



Berekeningsresultaten onderzoek pijpvorming (t.p.v. dijklocatie).

pro- fiel	polder	dijk- paal	kritiek stagnant peil in m t.o.v. N.A.P.			veilig stagnant peil in m t.o.v. N.A.P. volgens historische storm:		
			Bligh c=15	c=18	LGM - COW	17-02'62 na 30 uur	01-02-'53 na 30 uur	01-02-'53 zie ***
<u>THOLEN EN ST. PHILIPSLAND</u>								
61	Johanna Maria	25-26	+2,79	+2,31	+1,56	+1,40	+1,80	+1,94
62*	Hollare	26-19,5	+2,29	+1,89	+1,36	+1,40	+1,80	+1,94
96	Anna jacoba	92,5	+2,27	+1,80	+1,32	+2,50	>+2,00	
236	Suzanna	9-11	+2,37	+1,96	+1,17	+2,66	-	
237	"	15-18	+1,90	+1,57	+1,35	+2,90	+2,50	+2,50
<u>SCHOUWEN-DUIVELAND</u>								
104*	Bruinisse	94-96	+1,72	+1,21	+0,24	+1,60	+2,00	+2,00
105*	Oosterland	38-23	+2,83	+2,14	+0,47	+1,20	+1,80	+2,14
108	" (spuikom)	3- 5	+2,48	+1,83	+0,02	+1,77**	+1,77**	+2,10
110	Vierbannen	40-43	+3,26	+2,45	+0,09	+1,50	+1,90	+2,35
112	Gouweveer	13-15	+2,82	+2,21	+0,70	+1,40	+1,90	+1,90
114	Zuidhoek	8-14,5	+3,17	+2,39	+0,02	+1,60	+2,10	
121*	Borrendamme	4- 6	+3,73	+2,78	-0,09	+2,05	>+2,00	
133	Koudekerke	33-35	+2,15	+1,52	+0,20	+2,60	>+2,00	
137	Burgh en Westland	3- 6	+2,87	+2,39	+1,27	+1,80	>+2,00	
138	"	6- 8,5	+3,67	+2,89	+0,83	+5,00	>+2,00	
238	Vierbannen	40-43	+2,60	+1,87	+3,31	-	-	
116	Suzanna's inlaag	32-41	+2,50	+1,70	-0,60	+2,30	-	
243	"	41-43	+2,77	+1,92	-0,60	+2,30	-	
244	District Flaauwers	2- 7	+1,72	+1,04	+2,56	-	-	
245	"	8,5-10	+1,92	+1,47	+0,65	+1,85	+2,40	
246/ 247	"	9-20	+2,30	+1,73	+0,32	+2,08	****	
<u>N. en Z. BEVELAND</u>								
143	Anna Friso	8-10	+3,63	+2,97	+1,02	+2,00	>+2,00	
165*	Oud N. Beveland	29-33	+3,36	+2,72	+1,25	+1,95	>+2,00	
172*	Leendert Abraham	40-33	+2,40	+1,90	+1,39	+1,30	+1,75	+2,15
177*	Kats	15-10	+3,00	+2,40	+0,96	+1,50	+2,00	+2,00
184*	Wilhelmina	30-32	+3,30	+2,63	+1,12	+2,10	>+2,00	
191*	De Brede Watering	19-21	+4,50	+3,50	+0,94	+5,10	>+2,00	
194*	Stormezande	36-38	+3,80	+2,93	+0,63	+2,75	>+2,00	

* = wellen waargenomen

** = opbarstcriterium maatgevend

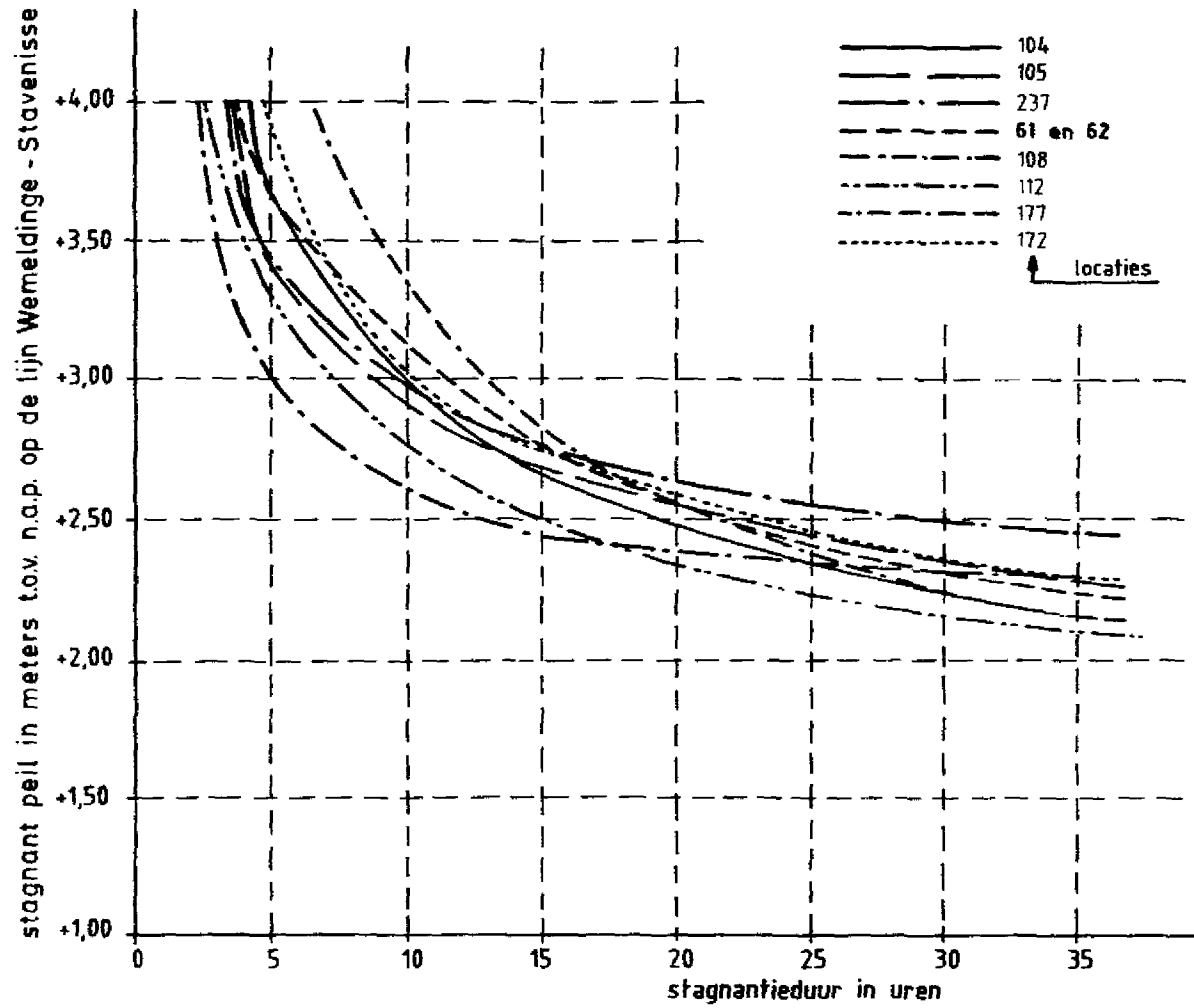
*** = Bij de berekening is het gunstige effect van een kleilaag onder de slootbodem niet in rekening gebracht. Bij opbarsten zal het zandtransport vanaf onderkant kleilaag tot slootbodem worden gehinderd. Als we het debiet per opgebarsten opening kleiner schatten dan 15 mm/sec, dan is het verhang in de opening, volgens het fluïdisatieonderzoek¹⁾, groter dan 0,2, hetgeen betekent dat het stagnante peil met ca 0,2 m verhoogd kan worden per m' klei en/of veenlaag onder de slootbodem. Voor de profielen 104, 112 en 177 is i.v.m. de afwezigheid van de kleilaag geen verhoging toegestaan.

**** = nieuwe zeedijk na dijkval augustus 1953

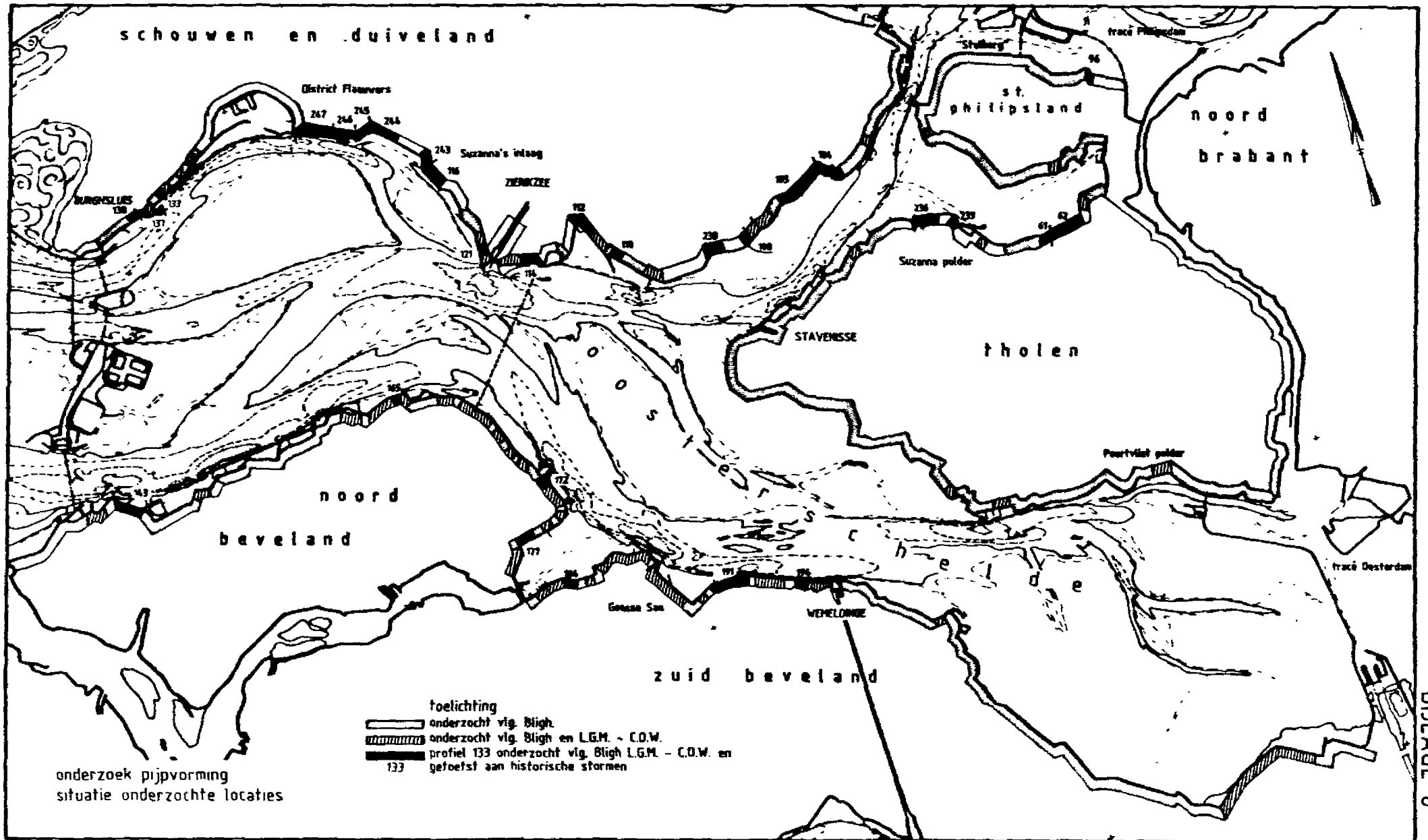
1) zie: Fluïdisatieonderzoek zandmeevoerende wellen.

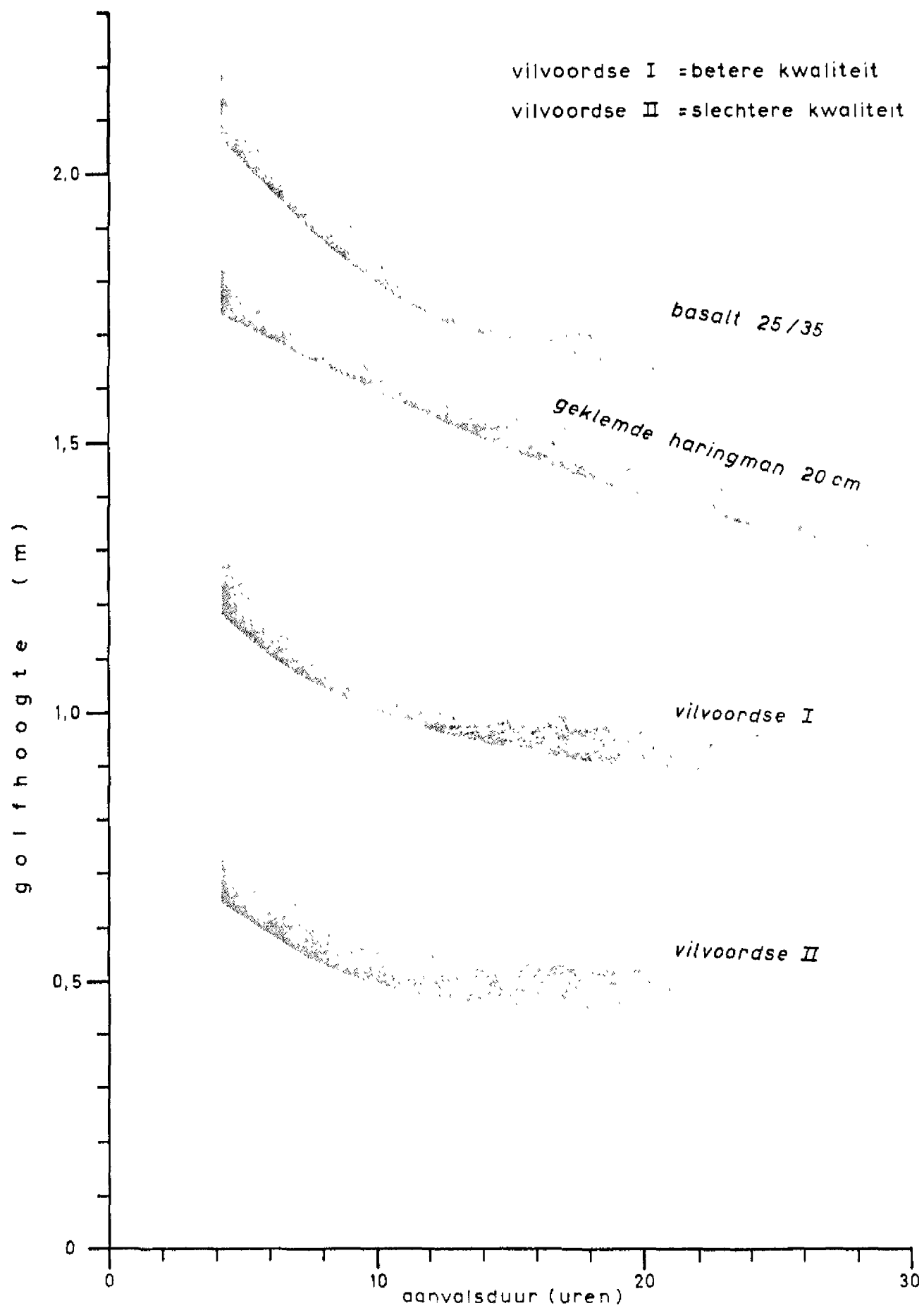
Door J.B. Sellmeyer

CO-220884, L.G.M. te Delft.



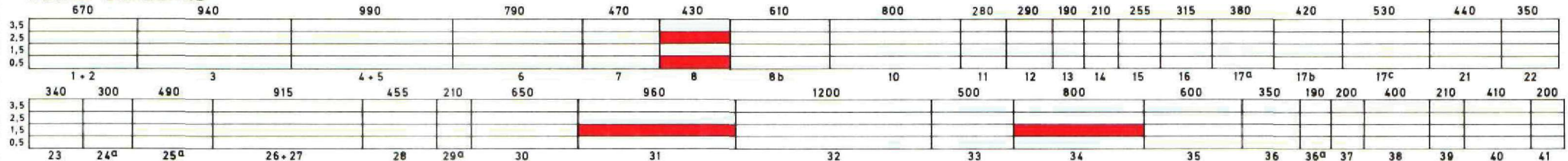
toelaatbare stagnante peil - duur combinaties i.v.m. pijpvorming voor de maatgevende locaties



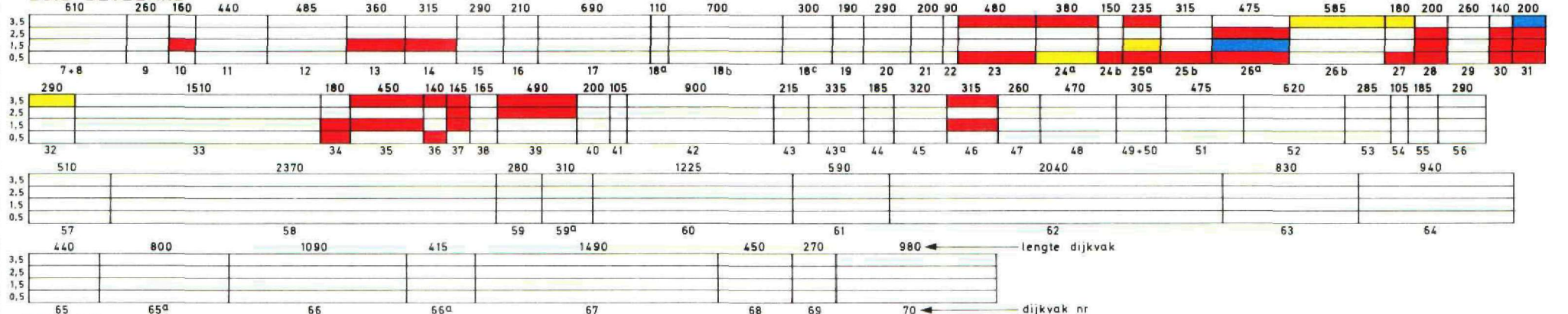


rijkswaterstaat directie waterhuishouding en waterbeweging district kust en zee - adviesdienst vlissingen	get.	l p	bijl. 7	
	gez.			
sterktelijnen voor glooiingen bij stagnante golfaanval	akk.		schaal	
				nr.

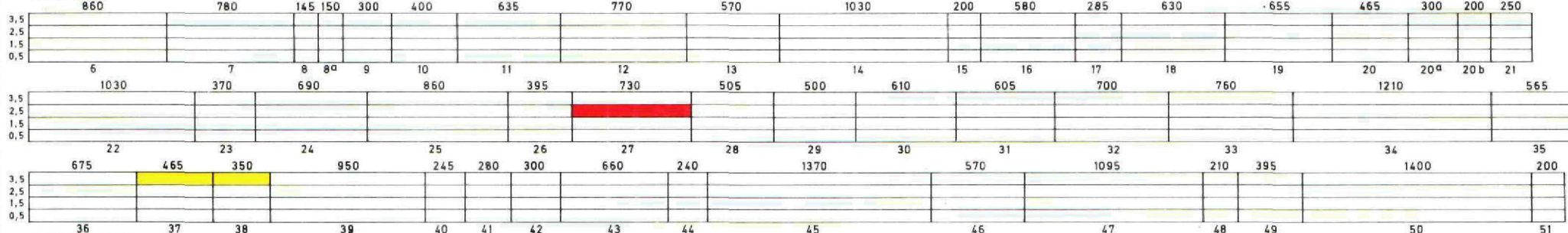
NOORD BEVELAND



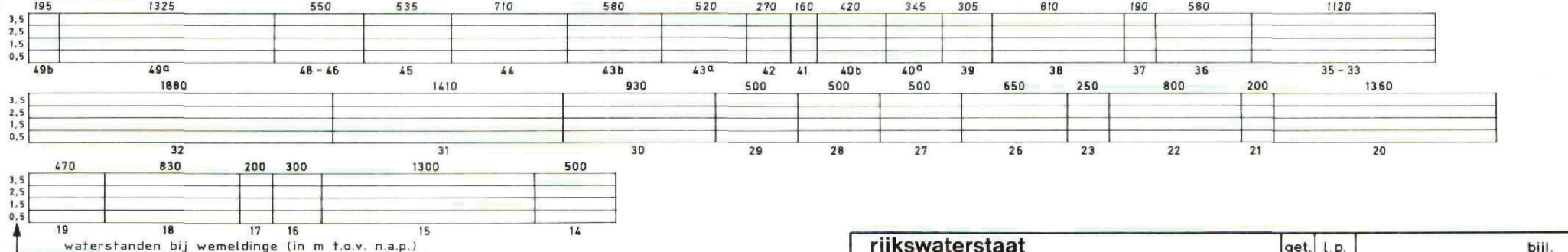
ZUID BEVELAND



THOLEN

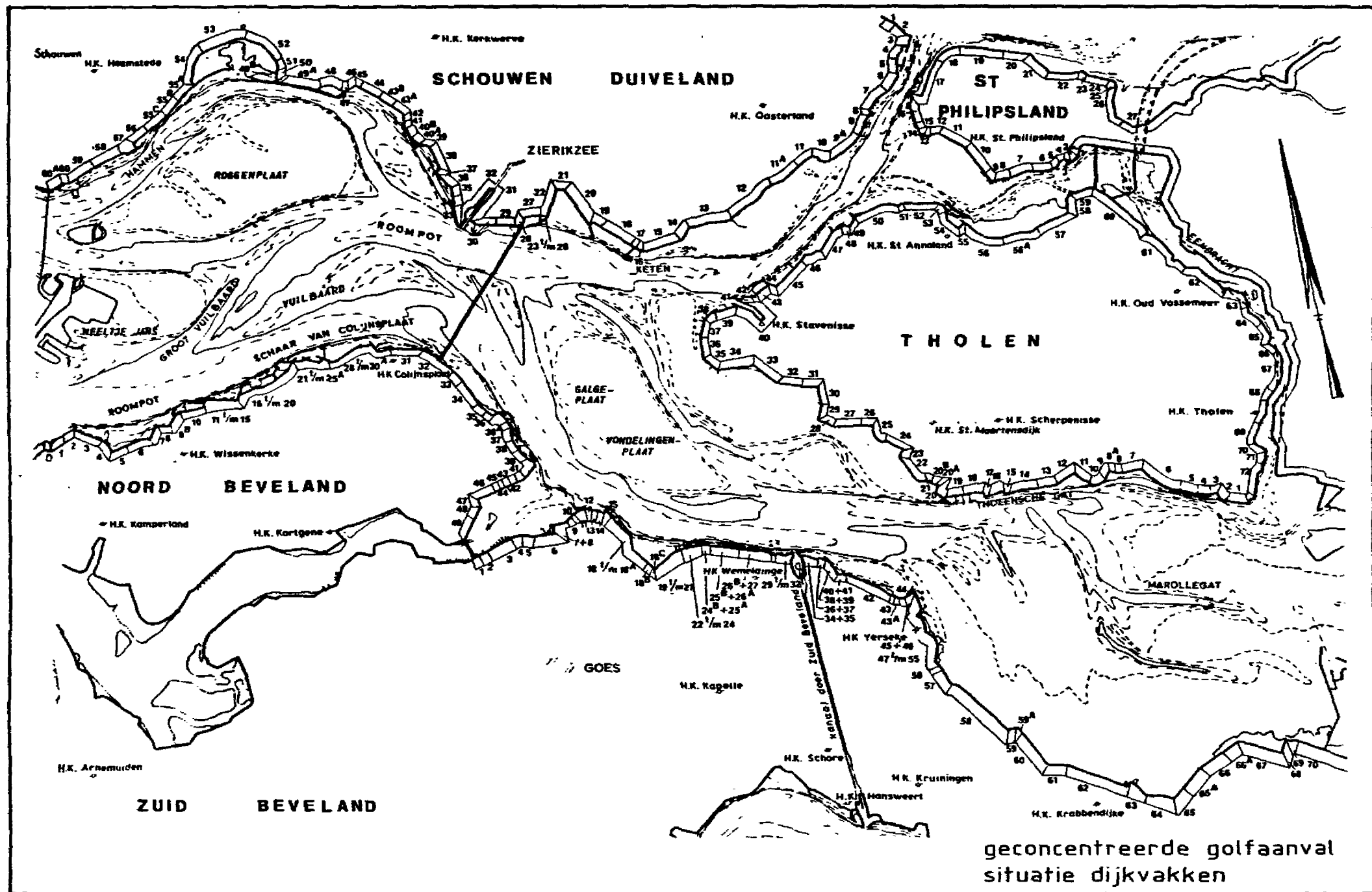


SCHOUWEN



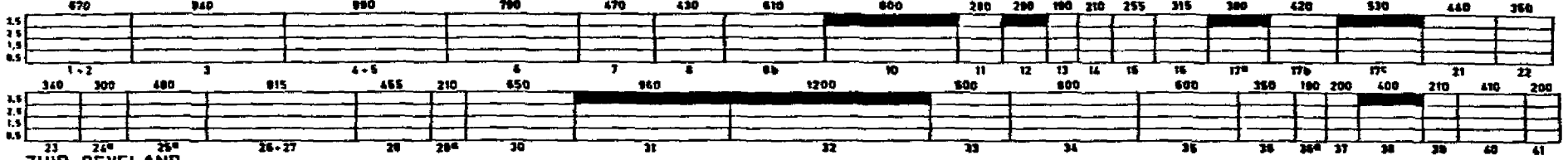
- problemen bij 1^e top
- problemen bij 2^e top
- problemen bij 3^e top

rijkswaterstaat		get. l. p.	bijl.
directie waterhuishouding en waterbeweging		gec. <i>M</i>	
district kust en zee - adviesdienst vliссingen		gez.	schaal 1 : 25 000
probleemvakken bij stagnaties		akk.	A3 nr. 84.1279
deterministische aanpak			

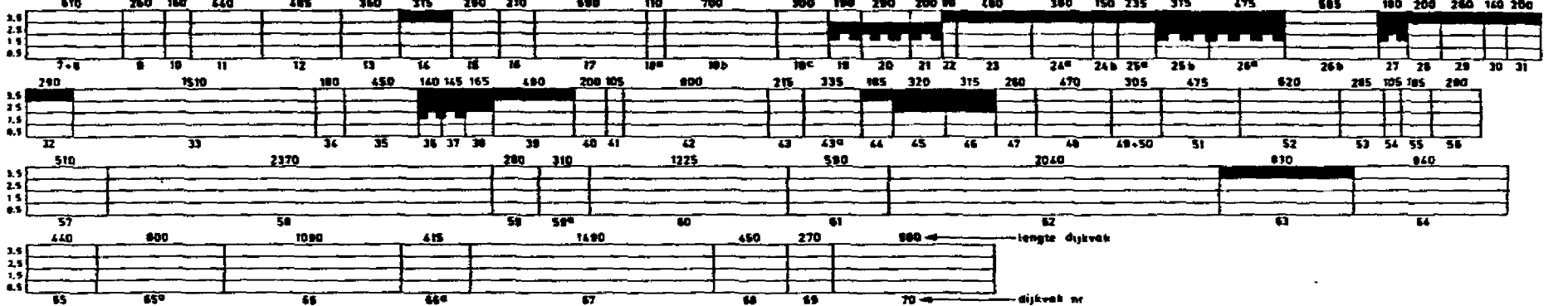


geconcentreerde golfaanval
situatie dijkvakken

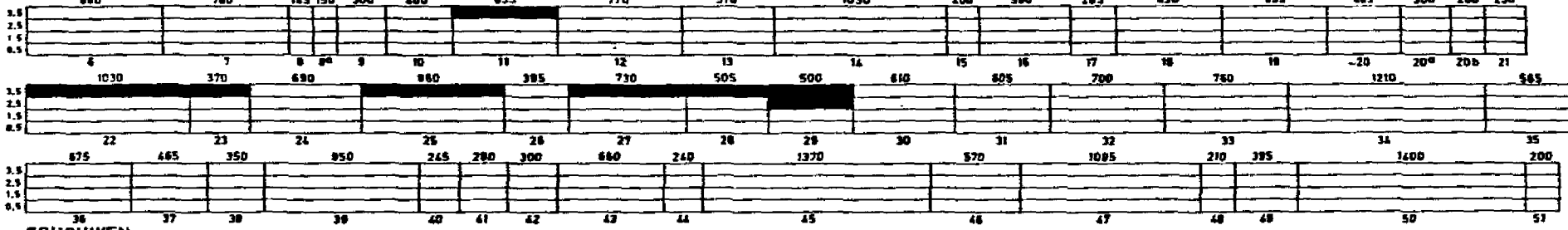
NOORD BEVELAND



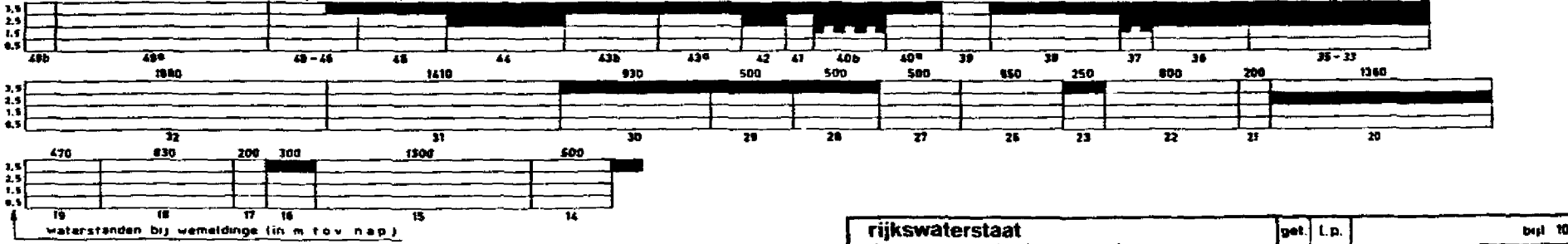
ZUID BEVELAND



THOLEN



SCHOUWEN



waterstanden bij wemeldinge (in m tov nap)

- problemen bij 1^o top
- problemen bij 1^o top en een waterstand van nap +2,00m

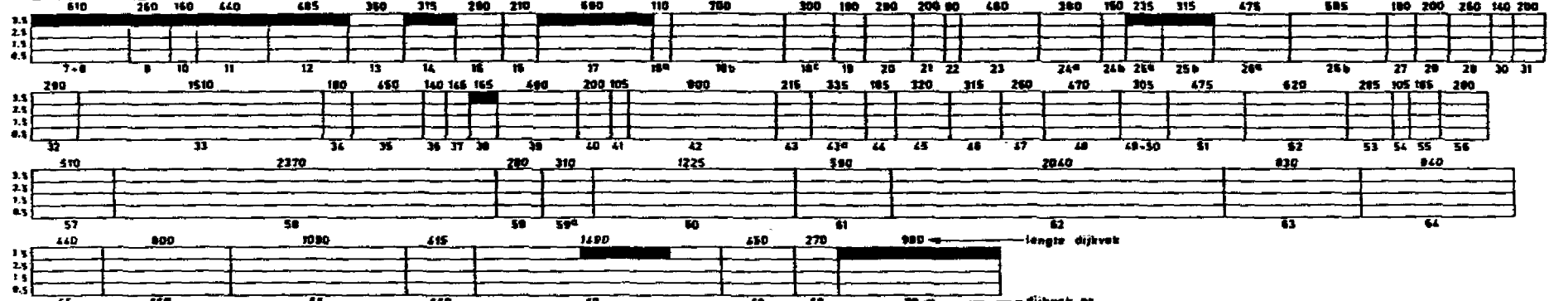
rijkswaterstaat		get. l. p.	bijl 10
directie waterhuishouding en waterbeweging		gez. <i>W</i>	
district kust en zee - adviesdienst vissingen		gez. <i>D</i>	schaal 1 25 000
probleemvakken geconcentreerde golfaanval op grasmat		akk. <i>D</i>	nr
bezwijkmechanisme golfoploop op overgangsconstructie			

DILMUL 10

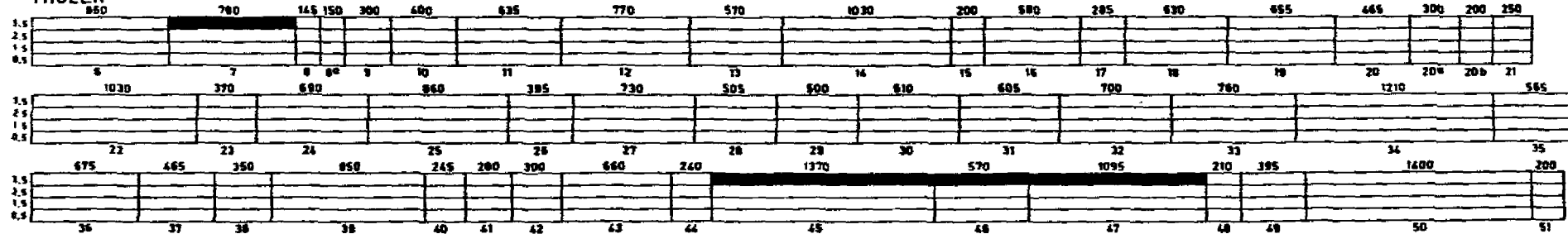
NOORD BEVELAND



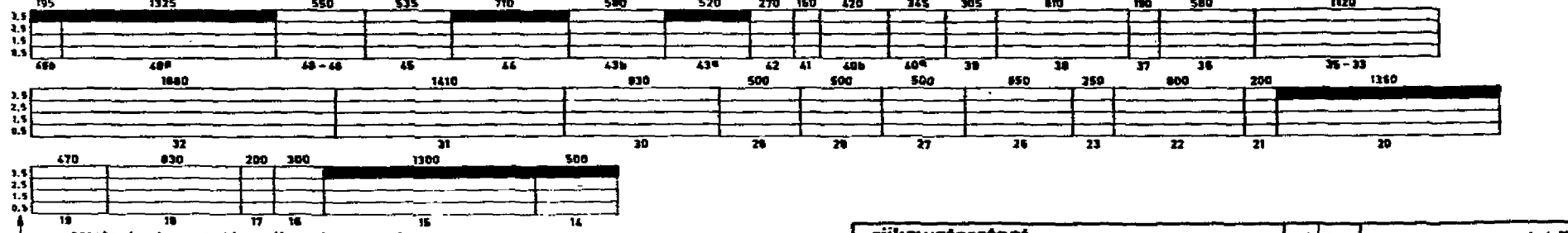
ZUID BEVELAND



THOLEN



SCHOUWEN



waterstanden bij waarnemingen (in m. tov. nap.)

probleemvakken bij 1^e top

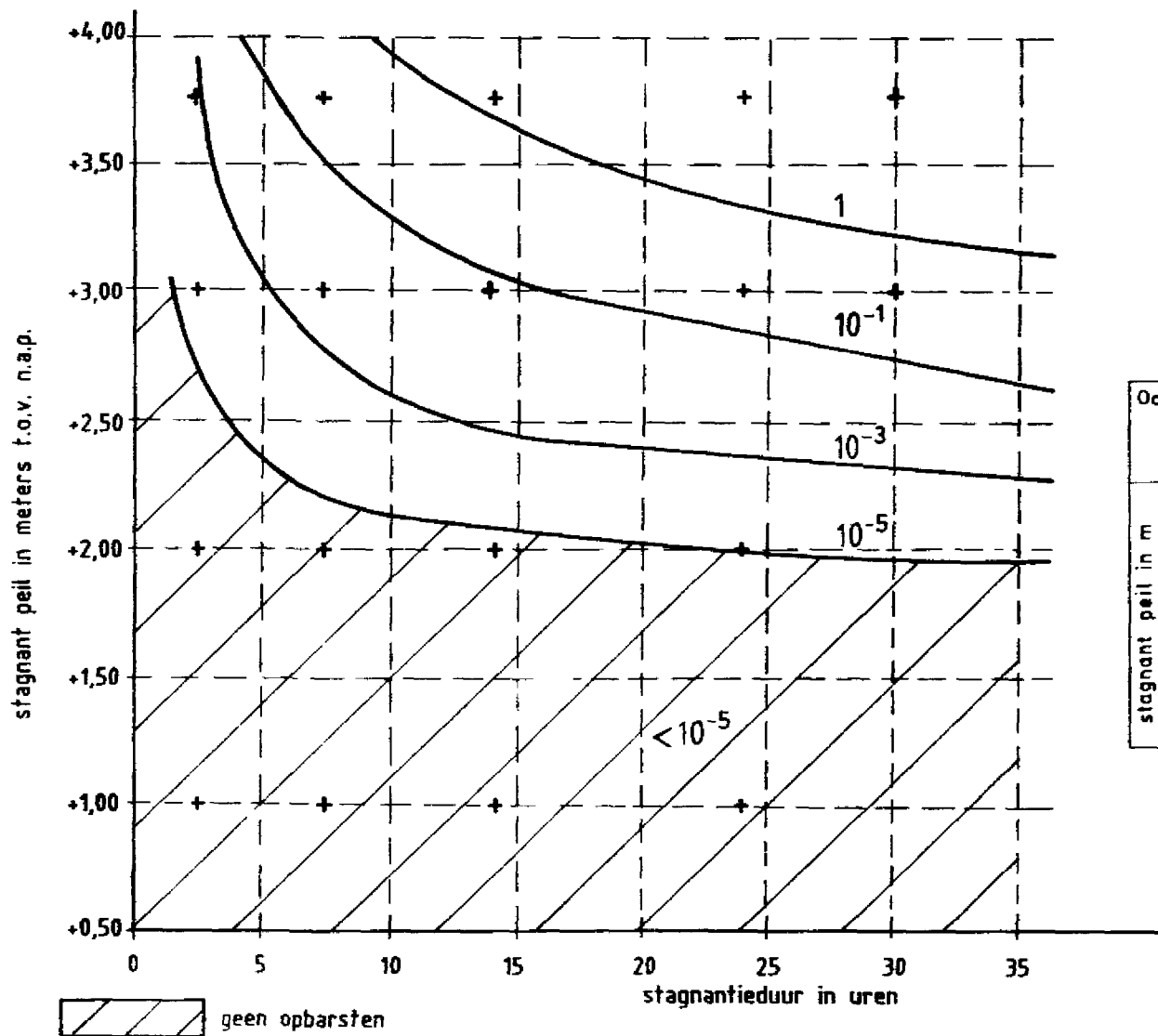
rijkswaterstaat		get	i.p.	blz 11
directie waterhuishouding en waterbeweging		sec		
district kust en zee - adviesdienst vlielanden		gez	D	schaal 1 25 000
probleemvakken geconcentreerde golfaanval op grasmat		akk	D	nr
bezuikmechanisme golfklap op overgangsconstructie				

Conditionele faalkansen stabiliteit binnentalud.

pro- fiel nr.	polder	dijkpaal nr.	stagnant peil in m t.o.v. N.A.P bij opbarsten			conditionele faal- kans	
			stagnantieduur in uren			berm	beloop
			12	24	36		
	<u>THOLEN</u>						
3	Schakerloo	1- 4	+ 1,20	+ 1,05	+ 0,95	1.10 ^{-3*}	2.10 ⁻⁴
9	Poortvliet	19-25	+ 0,60	+ 0,55	+ 0,45	2.10 ⁻¹	2.10 ⁻¹
14	Scherpenisse	39	- 0,20	- 0,20	- 0,20	2.10 ^{-3*}	4.10 ⁻⁵
237	Suzanna**	15-18			+ 3,00 + 2,00 + 1,50	8.10 ⁻³ 6.10 ⁻⁴ 2.10 ⁻⁴	8.10 ⁻³ 6.10 ⁻⁴ 2.10 ⁻⁴
	<u>SCHOUWEN- DUIVELAND</u>						
113	Galge	8-14	+ 3,05	+ 2,85	+ 2,80	2.10 ⁻¹	2.10 ⁻¹
114	zuidhoek incl.	10-20	+ 1,45	+ 1,35	+ 1,30	9.10 ^{-5*}	3.10 ⁻⁵
116	Suzanna's incl.	32-36	+ 3,00	+ 2,65	+ 2,45	4.10 ^{-3*}	10 ⁻³
245	Dist.Flaauwers	8,5-10	+ 0,30	+ 0,30	+ 0,30	n.v.t.	2.10 ⁻²
	<u>NOORD-BEVELAND</u>						
143	Anna Friso	10-13	+ 2,65	+ 2,40	+ 2,05	5.10 ^{-4*}	8.10 ⁻⁶
181	Jonkvr. Anna	0- 3	+ 2,30	+ 2,05	+ 1,95	3.10 ^{-1*}	2.10 ⁻⁵

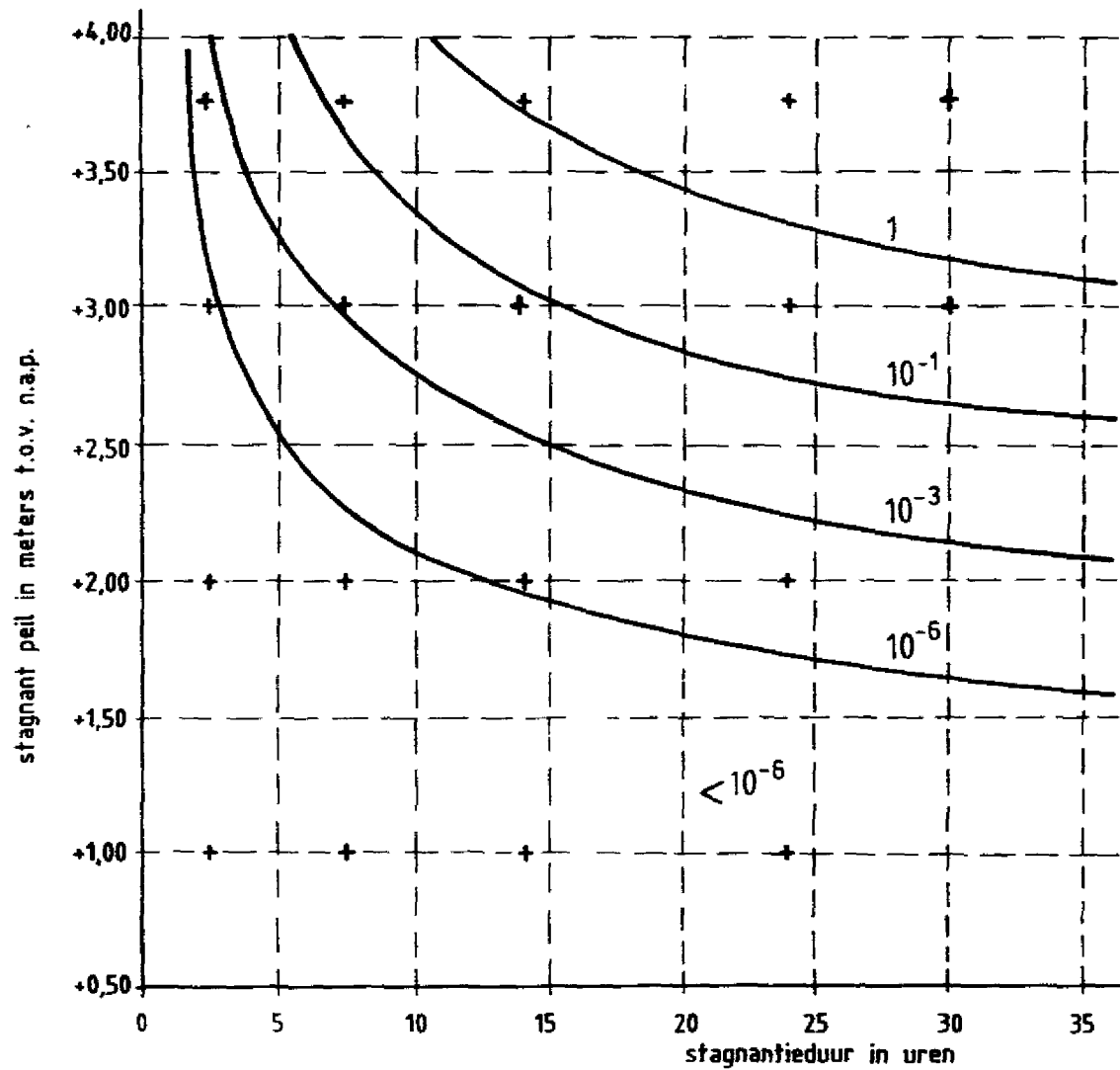
* Instabiliteit berm leidt niet tot falen dijk.

** Barst niet op bij bepaald stagnant peil a.g.v. doorlatende grondslag.



Oosterland polder (108)		stagnantieduur in uren				
		2½	7½	14	24	30
stagnant peil in m t.o.v. n.a.p.	+3,75	10^{-3}	$5 \cdot 10^{-1}$	1	1	1
	+3,00	10^{-4}	$5 \cdot 10^{-3}$	10^{-1}	$5 \cdot 10^{-1}$	$5 \cdot 10^{-1}$
	+2,00	$<10^{-5}$	$<10^{-5}$	$<10^{-5}$	10^{-5}	10^{-5}
	+1,00	$<10^{-5}$	$<10^{-5}$	$<10^{-5}$	$<10^{-5}$	$<10^{-5}$

conditionele faalkans pijpvorming als functie van stagnant peil en duur voor locatie Oosterlandpolder (108)



Gouweveer polder (112)		stagnantieduur in uren				
		2 1/2	7 1/2	14	24	30
stagnant peil in m t.o.v. n.a.p.	+3,75	10^{-4}	10^{-1}	1	1	1
	+3,00	10^{-6}	10^{-3}	10^{-1}	$5 \cdot 10^{-1}$	$5 \cdot 10^{-1}$
	+2,00	$< 10^{-6}$	$< 10^{-6}$	10^{-6}	$5 \cdot 10^{-5}$	10^{-4}
	+1,00	$< 10^{-6}$	$< 10^{-6}$	$< 10^{-6}$	$< 10^{-6}$	$< 10^{-6}$

deze locatie barst niet op bij gegeven stagnant peil a.g.v. doorlatende ondergrond.

conditionele faalkans pijpvorming als functie van stagnant peil en duur voor locatie Gouweveerpolder (112)

RIJKSWATERSTAAT * ADVIESDIENST VLISSINGEN

BEREKENING FAALKANSEN OOSTERSCHELDE DIJKEN
CONDITIONELE KANSEN

6E-2 betekent 6.10⁻²

dijkvak nr

	#	0-5 UUR				#	5-10 UUR				#	10-18 UUR				#	18-30 UUR				
		0.50	1.50	2.50	3.50		0.50	1.50	2.50	3.50		0.50	1.50	2.50	3.50		0.50	1.50	2.50	3.50	
NR6	930	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	1E-7	#	0E+0	0E+0	0E+0	1E-4
NR8	420	#	0E+0	0E+0	1E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	1E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	1E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	1E+0	6E-7
NR10	800	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	6E-7
NR11	280	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	6E-7
NR12	300	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	6E-7
NR13	190	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	6E-7
NR14	210	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	6E-7
NR15	250	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	6E-7
NR17A	380	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	6E-7
NR17C	530	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	6E-7	0E+0	0E+0	#	0E+0	1E-2	0E+0	0E+0	#	0E+0	1E-1	0E+0	6E-7
NR21	440	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	6E-7
NR22	350	#	0E+0	5E-5	1E-1	0E+0	#	0E+0	1E+0	1E+0	0E+0	#	0E+0	1E+0	1E+0	0E+0	#	0E+0	1E+0	1E+0	0E+0
NR23	340	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	1E-7	#	0E+0	0E+0	0E+0	1E-4
NR2B	460	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	6E-7
NR31	1000	#	0E+0	4E-7	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E-1	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	1E-7	#	0E+0	1E+0	0E+0	1E-2
NR32	1200	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	1E-7	#	0E+0	0E+0	0E+0	1E-2
NR33	500	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	1E-7	#	0E+0	0E+0	0E+0	1E-2
NR34	800	#	0E+0	5E-5	0E+0	0E+0	#	0E+0	1E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	1E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	1E+0	0E+0	0E+0
ZB13	260	#	0E+0	5E-5	0E+0	0E+0	#	0E+0	1E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	1E+0	0E+0	1E-5	#	0E+0	1E+0	0E+0	2E-2
ZB14	310	#	0E+0	5E-5	0E+0	0E+0	#	0E+0	1E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	1E+0	0E+0	1E-5	#	0E+0	1E+0	0E+0	2E-2
ZB2	90	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	1E-7	#	0E+0	0E+0	1E-7	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	1E-2
ZB23	480	#	2E-7	0E+0	0E+0	1E+0	#	3E-2	5E-7	1E-7	1E+0	#	1E+0	9E-5	5E-5	1E+0	#	1E+0	1E-1	9E-3	1E+0
ZB24A	380	#	0E+0	0E+0	0E+0	1E+0	#	1E-5	0E+0	0E+0	1E+0	#	1E-1	1E-7	0E+0	1E+0	#	2E-1	1E-2	6E-7	1E+0
ZB24B	150	#	2E-7	0E+0	0E+0	0E+0	#	3E-7	1E-7	0E+0	1E-7	#	1E-8	6E-5	0E+0	6E-5	#	1E+0	3E-1	6E-7	3E-3
ZB25A	240	#	1E-4	0E+0	0E+0	1E+0	#	1E+0	1E-5	0E+0	1E+0	#	1E+0	1E-1	1E-7	1E+0	#	1E+0	4E-1	1E-4	1E+0
ZB25B	315	#	9E-1	0E+0	0E+0	0E+0	#	1E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	1E+0	1E-7	1E-7	0E+0	#	1E+0	1E-4	1E-4	0E+0
ZB26A	475	#	3E-6	0E+0	1E-1	0E+0	#	6E-1	7E-5	1E+0	0E+0	#	1E+0	6E-1	1E+0	0E+0	#	1E+0	9E-1	1E+0	0E+0
ZB26B	580	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	2E-7	2E-7	#	1E-7	1E-7	0E+0	9E-3	#	1E-3	1E-3	2E-1	0E+0
ZB27	200	#	6E-2	0E+0	0E+0	0E+0	#	1E+0	0E+0	1E-7	2E-7	#	1E+0	0E+0	6E-5	3E-5	#	1E+0	0E+0	8E-3	2E-1
ZB28	200	#	1E+0	1E+0	1E+0	0E+0	#	1E+0	1E+0	1E+0	0E+0	#	1E+0	1E+0	1E+0	1E+0	#	1E+0	1E+0	1E+0	2E-2
ZB30	140	#	1E-7	6E-3	1E+0	0E+0	#	2E-7	1E+0	1E+0	0E+0	#	1E+0	1E+0	1E+0	1E-5	#	1E+0	1E+0	1E+0	2E-2
ZB31	200	#	1E-4	6E-3	1E+0	0E+0	#	1E+0	1E+0	1E+0	2E-6	#	1E+0	1E+0	1E+0	2E-1	#	1E+0	1E+0	1E+0	2E-1
ZB31	190	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	2E-6	2E-6	#	1E-5	0E+0	2E-1	2E-1	#	2E-2	0E+0	2E-1	2E-1
ZB34	180	#	1E+0	1E+0	0E+0	0E+0	#	1E+0	1E+0	0E+0	0E+0	#	1E+0	1E+0	0E+0	0E+0	#	1E+0	1E+0	0E+0	0E+0
ZB35	450	#	0E+0	1E+0	0E+0	1E+0	#	0E+0	1E+0	0E+0	1E+0	#	0E+0	1E+0	1E-7	0E+0	#	0E+0	1E+0	1E-4	1E+0
ZB36	140	#	3E-7	0E+0	0E+0	1E+0	#	4E-1	0E+0	0E+0	1E+0	#	1E+0	0E+0	0E+0	1E+0	#	1E+0	0E+0	0E+0	1E+0
ZB37	150	#	0E+0	1E-1	5E-5	1E+0	#	2E-7	1E+0	1E+0	1E+0	#	1E-2	1E+0	1E+0	1E+0	#	1E-1	1E+0	1E+0	1E+0
ZB38	165	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	5E-7	0E+0	0E+0	#	0E+0	1E-7	0E+0	0E+0	#	0E+0	1E-1	0E+0	0E+0
ZB39	490	#	0E+0	0E+0	5E-5	1E+0	#	0E+0	6E-7	1E+0	1E+0	#	1E-1	1E+0	0E+0	1E+0	#	1E-1	1E+0	1E+0	1E+0
ZB40	280	#	0E+0	0E-7	0E+0	0E+0	#	0E+0	4E-1	0E+0	0E+0	#	0E+0	1E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	1E+0	0E+0	0E+0
ZB46	310	#	0E+0	1E-7	0E+0	1E+0	#	0E+0	4E-1	0E+0	1E+0	#	0E+0	1E+0	0E+0	1E+0	#	0E+0	1E+0	6E+1	1E+0

voor situatie zie bijlage 9

peil t.o.v. n.a.p.

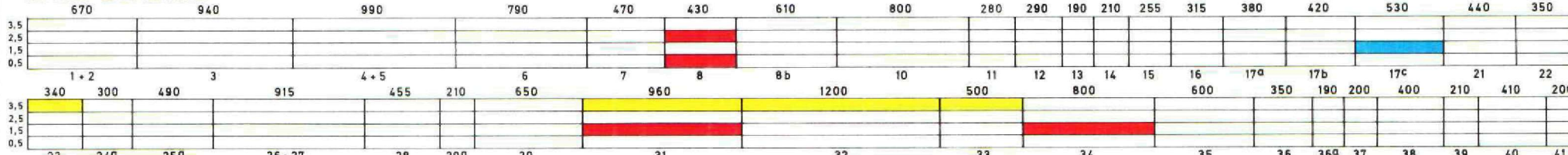
stagnatieduur

RIJKSWATERSTAAT * ADVIESDIENST VLISSINGEN

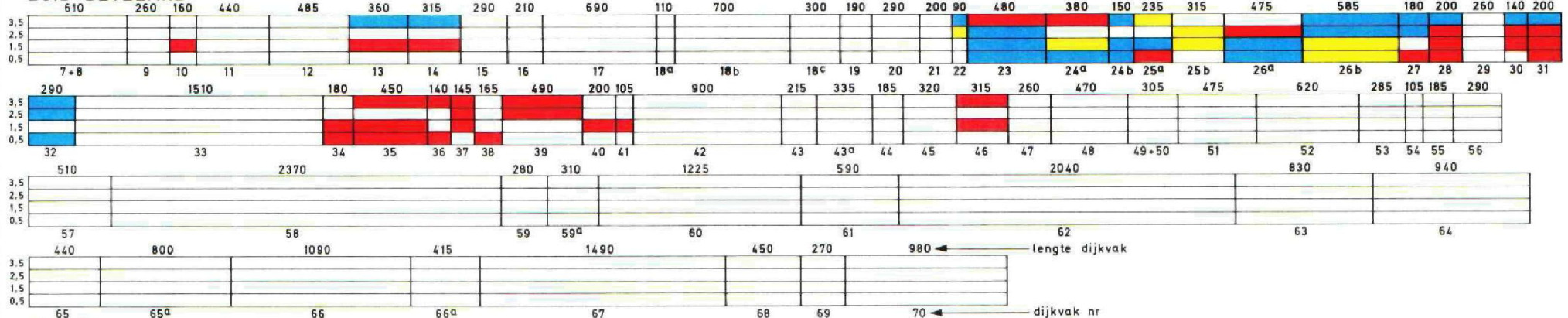
BEREKENING FAALKANSEN OOSTERSCHELDE DIJKEN
CONDITIONELE KANSEN

	#	0-5 UUR				#	5-10 UUR				#	10-14 UUR				#	14-20 UUR				
		0.50	1.50	2.50	3.50		0.50	1.50	2.50	3.50		0.50	1.50	2.50	3.50		0.50	1.50	2.50	3.50	
T20A	300	#	0E+0	0E+0	0E+0	<u>1E+0</u>	#	0E+0	0E+0	0E+0	<u>1E+0</u>	#	0E+0	0E+0	0E+0	<u>1E+0</u>	#	0E+0	0E+0	0E+0	<u>1E+0</u>
T27	739	#	0E+0	0E+0	<u>5E-5</u>	0E+0	#	0E+0	0E+0	<u>1E+0</u>	0E+0	#	0E+0	0E+0	<u>1E+0</u>	0E+0	#	0E+0	0E+0	<u>1E+0</u>	0E+0
T29	590	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	1E-7	#	0E+0	0E+0	0E+0	1E-7
T36	670	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	1E-7	#	0E+0	0E+0	0E+0	1E-7
T37	460	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	2E-7	#	0E+0	0E+0	0E+0	<u>8E-3</u>	#	0E+0	0E+0	6E-7	<u>2E-1</u>
T38	350	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	3E-6	#	3E-6	0E+0	1E-7	<u>2E-1</u>	#	<u>3E-5</u>	0E+0	<u>1E-4</u>	<u>7E-1</u>
T39	940	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	1E-7	#	0E+0	0E+0	6E-7	<u>7E-1</u>
T41	280	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
T42	300	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	1E-7	#	0E+0	0E+0	0E+0	1E-7
T44	740	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	1E-7	#	0E+0	0E+0	0E+0	<u>1E-7</u>
T48	210	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	1E-7	#	0E+0	0E+0	0E+0	1E-7
SD16	300	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	1E-7	#	0E+0	0E+0	6E-7	<u>1E-7</u>
SD17	200	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	1E-7	#	0E+0	0E+0	6E-7	<u>2E-7</u>
SD18	830	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	1E-7	#	0E+0	0E+0	6E-7	1E-7
SD19	400	#	0E+0	4E-7	0E+0	0E+0	#	0E+0	<u>1E-1</u>	0E+0	0E+0	#	0E+0	<u>1E+0</u>	0E+0	0E+0	#	0E+0	<u>1E+0</u>	0E+0	0E+0
SD20	1360	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	5E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	1E-7	#	0E+0	0E+0	6E-7	<u>1E-7</u>
SD28	500	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	6E-7	0E+0	0E+0	#	0E+0	<u>1E-2</u>	0E+0	0E+0	#	0E+0	<u>1E-1</u>	0E+0	0E+0
SD29	500	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	1E-7	#	0E+0	0E+0	0E+0	1E-7
SD36	930	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	1E-7	#	0E+0	0E+0	0E+0	<u>1E-7</u>
SD33-35	1120	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	1E-7	5E-7	0E+0	0E+0	#	<u>6E-5</u>	<u>8E-5</u>	0E+0	0E+0	#	<u>8E-5</u>	1E-1	0E+0	0E+0
SD36	500	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	1E-7	5E-7	0E+0	#	0E+0	<u>8E-5</u>	<u>8E-5</u>	0E+0	#	6E-7	<u>8E-5</u>	1E-1	0E+0
SD37	190	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	1E-7	0E+0	#	0E+0	6E-7	<u>1E-4</u>	0E+0
SD38	810	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	6E-7
SD39	310	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	<u>7E-5</u>	0E+0	0E+0	0E+0	#	<u>6E-1</u>	0E+0	1E-7	1E-7	#	<u>9E-1</u>	0E+0	1E-4	<u>1E-7</u>
SD40A	340	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	1E-7	0E+0	0E+0	#	6E-7	<u>1E-4</u>	0E+0	0E+0
SD40B	420	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	1E-7	0E+0	0E+0	#	6E-7	<u>1E-1</u>	0E+0	0E+0
SD41	160	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	1E-7	0E+0	0E+0	#	6E-7	<u>1E-7</u>	0E+0	0E+0
SD42	270	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	6E-7	0E+0	0E+0
SD43A	320	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	1E-7	0E+0	#	0E+0	6E-7	<u>1E-4</u>	0E+0
SD44	710	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	0E+0	0E+0	6E-7	0E+0
SD49A	1320	#	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0	#	<u>7E-5</u>	0E+0	0E+0	0E+0	#	<u>1E-1</u>	0E+0	0E+0	0E+0	#	<u>1E-1</u>	0E+0	0E+0	0E+0

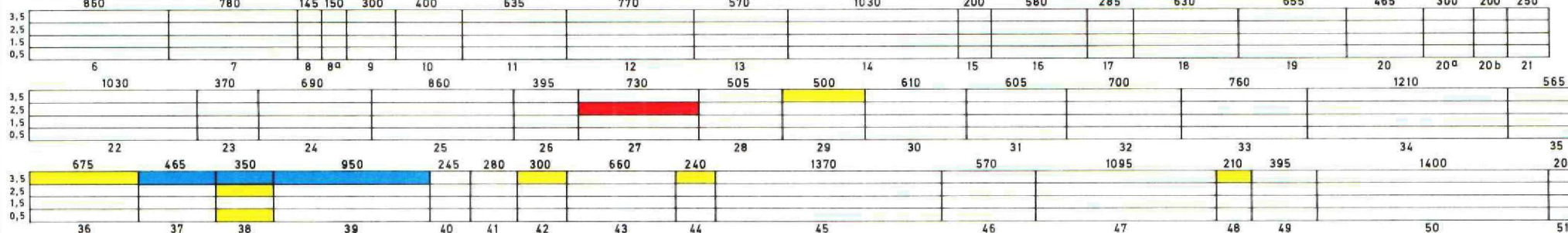
NOORD BEVELAND



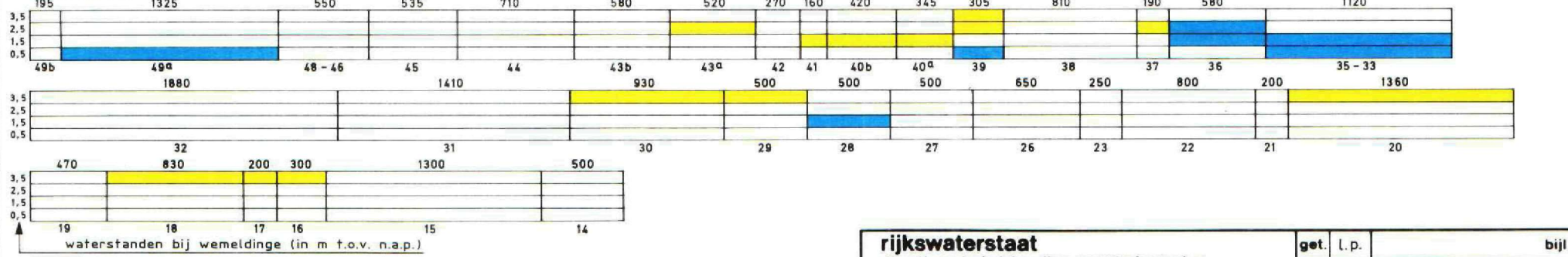
ZUID BEVELAND



THOLEN



SCHOUWEN



waterstanden bij wemeldinge (in m t.o.v. n.a.p.)

- problemen bij 1^e top
- problemen bij 2^e top
- problemen bij 3^e top

rijkswaterstaat		get.	l.p.	bijl.
directie waterhuishouding en waterbeweging		gec.		
district kust en zee - adviesdienst vlielingen		gez.	schaal 1 : 25 000	
probleemvakken bij stagnaties		akk.	A 3	nr. 84.1279
probabilistische aanpak ($\xi > 10^{-5}$)				

Colofon

Typewerk : Afd. Tekstverwerking Rijkswaterstaat, Deltadienst,
Hoofdafdeling Milieu en Inrichting.

Tekenwerk: Tekenkamer Rijkswaterstaat, Directie Waterhuishouding en
Waterbeweging, Adviesdienst Vlissingen.

Drukwerk : Afd. Reprografie, Rijkswaterstaat, Deltadienst,
Hoofdafdeling Milieu en Inrichting.