

RAPPORT DELTACOMMISSIE

---

BIJDRAGE V.1

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM EN RIJKSWATERSTAAT

BIJDRAGE V.2

WERKGROEP VOOR HET ONDERZOEK  
NAAR DE SPANNINGSTOESTAND IN ZEEDIJKEN

BIJDRAGE V.3

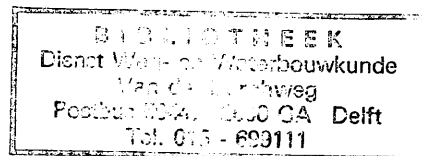
RIJKSWATERSTAAT

ONDERZOEKINGEN  
VAN BELANG VOOR HET ONTWERPEN VAN  
DIJKEN EN DAMMEN

BIJDRAGE VI

PROF. DR. J. TINBERGEN

SOCIAAL-ECONOMISCHE ASPECTEN  
VAN HET DELTAPLAN



12 NOV. 1991

## REPORT OF THE DELTA COMMITTEE

### CONTRIBUTIONS V AND VI

- V. 1 – Waves and wave run-up
- V. 2 – Investigations pertaining to dike construction
- V. 3 – Subsidence of the soil and embankments in relation to mean sea level
- VI – Balance sheet of the Delta Plan

## RAPPORT DE LA COMMISSION DU DELTA

### CONTRIBUTIONS V ET VI

- V. 1 – Les vagues et la projection de vagues
- V. 2 – Recherches dans le domaine de la construction de digues
- V. 3 – Affaissement du sol et abaissement de crêtes de digues par rapport au niveau moyen de la mer
- VI – La balance économique du Plan du Delta

# RAPPORT DELTACOMMISSIE

## BIJDRAGEN V EN VI

Dit deel van het Rapport Deltacommissie bevat de volgende bijdragen:

Bijdrage V.1 – <i>Waterloopkundig Laboratorium: J. G. H. R. Diephuis.</i> <i>Rijkswaterstaat: W. Grijm, J. B. Schijf, W. A. Venis.</i> Golven en golfoploop . . . . .	7
Bijdrage V.2 – <i>Werkgroep voor het onderzoek naar de spanningstoestand in zee- dijken.</i> Onderzoek op het gebied van dijkconstructie . . . . .	23
Bijdrage V.3 – <i>Rijkswaterstaat: J. van Veen, A. Waalewijn.</i> Bodemdaling en daling van dijkkruien . . . . .	37
Bijdrage VI – <i>J. Tinbergen.</i> De economische balans van het Deltaplan . . . . .	61

## VOORWOORD

Deze bijdragen maken deel uit van het Rapport Deltacommissie, dat is samengesteld uit het Eindverslag en de Interimadviezen van deze commissie en uit een aantal bijdragen.

De volledige uitgave bestaat uit de volgende zes delen:

- Deel 1. Eindverslag en Interimadviezen van de Deltacommissie.
- Deel 2. Bijdrage van het Koninklijk Nederlands Meteorologisch Instituut over stormvloeden - Bijdrage I.
- Deel 3. Bijdragen van het Mathematisch Centrum over stormvloeden - Bijdragen II.
- Deel 4. Bijdragen van de Rijkswaterstaat over stormvloeden en getijbeweging - Bijdragen III.
- Deel 5. Bijdragen van Prof. Ir. J. Th. Thijsse en de Rijkswaterstaat betreffende de opzet van het Deltaplan en de gevolgen van de deltawerken - Bijdragen IV.
- Deel 6. Bijdragen van de Rijkswaterstaat, het Waterloopkundig Laboratorium en de Werkgroep voor het onderzoek naar de spanningstoestand in zeedijken, bevattende onderzoekingen van belang voor het ontwerpen van dijken en dammen - Bijdragen V.  
Bijdrage van Prof. Dr. J. Tinbergen over de economische balans van het Deltaplan - Bijdrage VI.

Een overzicht van de inhoud van de zes delen is opgenomen achter in deel 1.

De Deltacommissie spreekt gaarne haar erkentelijkheid uit jegens de auteurs van de in deel 6 opgenomen bijdragen voor hun bereidheid om de resultaten van hun werk in deze vorm ter beschikking te stellen.

De verantwoordelijkheid voor de inhoud van deze bijdragen berust bij het Waterloopkundig Laboratorium en de Rijkswaterstaat (Bijdrage V.1), de Werkgroep voor het onderzoek naar de spanningstoestand in zeedijken (Bijdrage V.2), de Rijkswaterstaat (Bijdrage V.3) en Prof. Dr. J. Tinbergen (Bijdrage VI).

's-Gravenhage, maart 1961

DE DELTACOMMISSIE

## FOREWORD

These contributions form part of the Report of the Delta Committee, which is made up of the Final Report and the Interim Reports of this Committee and a number of contributions.

The complete edition consists of the following six volumes:

- Volume 1. Final Report and Interim Reports of the Delta Committee.
- Volume 2. Contribution of the Royal Netherlands Meteorological Institute on storm surges - Contribution I.
- Volume 3. Contributions of the Mathematical Centre on storm surges - Contributions II.
- Volume 4. Contributions of the Rijkswaterstaat (Governmental Service for Roads and Waterworks) on storm surges and tidal movements - Contributions III.
- Volume 5. Contributions of Prof. Ir. J. Th. Thijsse and the Rijkswaterstaat, regarding the conception of the Delta Plan and the consequences of the Delta Works - Contributions IV.
- Volume 6. Contributions of the Rijkswaterstaat, the Hydraulics Laboratory and the Working Group for Examining Stress-distributions in Sea Dikes, including investigations of importance for planning dikes and dams - Contributions V.  
Contribution of Prof. Dr. J. Tinbergen. Balance sheet of the Delta Plan - Contribution VI.

A summary of the contents of each of the six volumes is given at the back of volume 1.

The Delta Committee wishes to express its appreciation to the authors of the contributions contained in volume 6 for their willingness to place the results of their work at the Committee's disposal.

The Hydraulics Laboratory and the Rijkswaterstaat are responsible for Contribution V.1, the Working Group for Examining Stress-distributions in Sea Dikes is responsible for Contribution V.2, the Rijkswaterstaat for Contribution V.3 and Prof. Dr. J. Tinbergen for Contribution VI.

The Hague, March 1961

THE DELTA COMMITTEE

BIJDRAGE V.1

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM EN  
RIJKSWATERSTAAT

GOLVEN EN GOLFOPLOOP

## INHOUDSOVERZICHT

0.1 Inhoudsoverzicht . . . . .	9
0.2 Overzicht van de tabellen . . . . .	9
0.3 Overzicht van de bijlagen . . . . .	10
0.4 Literatuur . . . . .	10
0.5 Summary . . . . .	12
0.6 Résumé . . . . .	12
<b>1.0 Samenstelling van de bijdrage . . . . .</b>	<b>13</b>
1.1 Inleiding. . . . .	13
1.2 Auteurs . . . . .	13
<b>2.0 Het verband tussen de sterkte van de wind en de afmetingen der golven. . . . .</b>	<b>13</b>
<b>3.0 De golven voor de Nederlandse kust . . . . .</b>	<b>14</b>
<b>4.0 De veranderingen, die de golven bij het naderen van de kust ondergaan . . . . .</b>	<b>15</b>
4.1 Inleiding. . . . .	15
4.2 Refractie . . . . .	16
4.3 Diffractie . . . . .	16
4.4 Bodemwrijving . . . . .	16
4.5 Plaatselijke wind . . . . .	17
4.6 Stroming . . . . .	17
4.7 Het breken. . . . .	17
<b>5.0 De golfoploop . . . . .</b>	<b>18</b>
5.1 Inleiding. . . . .	18
5.2 Extrapolatie van waarnemingen aan dijken, die in ongeveer dezelfde omstandigheden verkeren als de te ontwerpen dijk . . . . .	18
5.3 Berekening met behulp van empirische formules. . . . .	18
5.4 Onderzoek in een hydraulisch model . . . . .	20
<b>6.0 De krachten, die de golf op de dijk uitoefent . . . . .</b>	<b>20</b>
<b>7.0 Samenvatting. . . . .</b>	<b>21</b>
<b>0.2 OVERZICHT VAN DE TABELLEN</b>	
3.0.1 De voor het bereiken van het basispeil vereiste windsnelheden en windrichtingen . . . . .	14
3.0.2 De voor de op 1 februari 1953 opgetreden waterstanden vereiste windsnelheden en windrichtingen . . . . .	14
3.0.3 De bij de storm van 1 februari 1953 waargenomen windsnelheden en windrichtingen . . . . .	15

### 0.3 OVERZICHT VAN DE BIJLAGEN

- V.1-2.0.1 Verband tussen strijklengte, windsnelheid, windduur, golfhoogte en golfperiode, geldend voor relatief diep water.
- V.1-2.0.2 Verband tussen strijklengte, windsnelheid, golfhoogte, golflengte en waterdiepte boven een horizontale bodem, bij onveranderlijke en langdurige windinvloed, volgens het Waterloopkundig Laboratorium te Delft.
- V.1-2.0.3 Verband tussen strijklengte, windsnelheid, golfhoogte en waterdiepte boven een horizontale bodem, bij onveranderlijke en langdurige windinvloed, volgens BRETSCHNEIDER.
- V.1-2.0.4 Verband tussen strijklengte, windsnelheid, golfperiode en waterdiepte boven een horizontale bodem, bij onveranderlijke en langdurige windinvloed, volgens BRETSCHNEIDER.

### 0.4 LITERATUUR De verwijzing in de tekst is aangegeven door [ ]

1. *R. A. Bagnold* Interim report on wave pressure research. Journal of the Institute of Civil Engineers, June 1939.
2. *F. L. Blue*  
and *J. W. Johnson* Diffraction of water waves passing through a breakwater gap. Transactions American Geophysical Union, 705-718, Vol. 30, nr. 5, 1949.
3. *C. L. Bretschneider* The generation and decay of wind waves in deep water. Transactions American Geophysical Union, 381-389, Vol. 33, nr. 3, 1952.
4. *C. L. Bretschneider* Generation of wind waves over a shallow bottom. Beach Erosion Board, Technical Memorandum, nr. 51, 1954.
5. *C. L. Bretschneider*  
and *R. O. Reid* Modification of wave height due to bottom friction, percolation and refraction. Beach Erosion Board, Technical Memorandum, nr. 45, 1954.
6. *Council on Wave Research, California* The Proceedings of the Conferences on Coastal Engineering.
7. *K. N. Granthem* Wave run-up on sloping structures. Transactions American Geophysical Union, 720-724, Vol. 34, nr. 5, 1953.
8. *P. Groen en R. Dorrestein* Zeegolven. K.N.M.I., Opstellen op oceanografisch en maritiem meteorologisch gebied, nr. 11, tweede druk, 1958.
9. *Hannoverschen Versuchs- anstalt für Grundbau und Wasserbau* Mitteilungen der Hannoverschen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau, Heft 5 (1954) und Heft 7 (1955).
10. *J. W. Johnson,*  
*M. P. O'Brien, J. D. Isaacs* Graphical construction of refraction diagrams. Hydrographic Office U.S. Navy, Publ. 605, 1948.
11. *J. Larras* Nouvelles recherches sur le déferlement des lames. La Houille Blanche, 340-344 nr. spécial A, 1955.
12. *M. S. Longuet-Higgings* On the statistical distribution of the heights of sea waves. Journal of marine research, 245-266, Vol. XI, nr. 3, 1952.
13. *H. W. Munk, R. S. Arthur*  
and *J. Isaacs* The direct construction of wave rays. Transactions American Geophysical Union, 855-865, Vol. 33, nr. 6, 1952.
14. *W. J. Pierson, R. Neumann*  
and *A. W. James* Practical methods for observing and forecasting ocean waves by means of wave spectra and statistics. New York, 1955.
15. *J. A. Putnam and R. S. Arthur* Diffraction of water waves by breakwaters. Transactions American Geophysical Union, 481-490, Vol. 29, nr. 4, 1948.

16. *J. Putnam and J. W. Johnson* The dissipation of wave energy by bottom friction. Transactions American Geophysical Union, 67-74, Vol. 30 nr. 1, 1949.
17. *R. O. Reid and K. Kajiura* On the damping of gravity waves over a permeable seabed. Transactions American Geophysical Union, 662-666, Vol. 38, nr. 5, 1957.
18. *O. J. Sibul* Model study of overtopping of wind generated waves on levees with slopes 1:3 and 1:6. Beach Erosion Board, Technical Memorandum nr. 80, 1956.
19. *C. T. Suthons* The forecasting of sea and swell waves. Great Brit. Hydrografic Dept., Naval meteorological Branch, Memo nr. 134/45, 1945.
20. *H. U. Sverdrup and H. W. Munk* Wind, sea and swell: Theory of relations for forecasting. Hydrografic Office U.S. Navy, Publ. 601, 1947. (Een uittreksel hiervan is gepubliceerd in Transactions American Geophysical Union, Vol. 27, nr. 1, 823-827, 1946).
21. *J. Th. Thijsse* Dimensions of wind-generated waves. Report Gen. Assembly Int. Assoc. Phys. Oceanography, Ref. 2, 80-81, Oslo 1948.
22. *Waterloopkundig Laboratorium, Delft* Verslagen van modelproeven.



## 0.5 SUMMARY

### Waves and wave run-up

In chapters 2.0 and 3.0 the dimensions are determined of the waves to be expected off the Dutch coast during a very heavy gale. Use is made of the results of studies done in the Netherlands on the growth of waves under the influence of the wind, and of data from the international literature (in particular American sources).

Before they arrive at the foot of a seawall, waves are subject to modification in direction and magnitude as a result of refraction and diffraction, bottom friction, local wind, currents, and breaking in shallow water. These phenomena are discussed in chapter 4.0.

For obtaining the design wave, i.e. the dimensions of the waves in front of the seawall, observations in the field as well as computational methods and scale model investigations may be used. Using the design wave as a basis, the wave run-up and the forces exerted by the waves on the seaward face must be determined.

Although the effects of all factors entering into the problem of wave run-up are still insufficiently known, it is possible on the strength of investigations made in the Hydraulics Laboratory to arrive at a fair estimate. The most important factors, wave-height, slope of the seaward face, and possible existence of a berm, are incorporated in a formula. In special cases an examination using a scale model is desirable (chapter 5.0).

Regarding the forces exerted on the seawall by the waves, the subject of chapter 6.0, relatively few data are available as yet. Investigations in this field are also being carried out which concern the nature and magnitude of these forces as well as the manner in which their effects are absorbed by the revetment and the earth core.

This contribution has resulted from the collaboration of the Engineers J. G. H. R. Diephuis (Hydraulics Laboratory), W. Grijm, J. B. Schijf, and W. A. Venis (Rijkswaterstaat, Governmental Service for Roads and Waterworks).

## 0.6 RÉSUMÉ

### Les vagues et la projection des vagues

Les chapitres 2.0 et 3.0 traitent des dimensions des vagues auxquelles on peut s'attendre sur les côtes des Pays-Bas en cas de tempête violente. On utilise pour cela des données sur la projection des vagues sous l'effet du vent, données provenant des études néerlandaises et de la bibliographie étrangère (principalement américaine).

Avant que les vagues n'atteignent le pied d'une digue, elles subissent des modifications de direction et de grandeur par suite de réfraction et de diffraction, de frottement sur le fond, de vent local, de courants et de déferlement dans les eaux peu profondes. Ces phénomènes seront expliqués au chapitre 4.0.

Pour déterminer les dimensions des vagues devant les digues, on dispose des résultats d'observations faites dans la nature, des méthodes de calcul et des recherches sur modèle réduit.

Les dimensions des vagues détermineront la hauteur de la projection de vagues sur la digue et la force qu'elles exerceront sur le talus, éléments dont il faut tenir compte dans un projet de digue.

Bien que l'effet de tous les facteurs jouant un rôle ne soit pas encore suffisamment connu, une estimation satisfaisante de la projection de vagues est rendue possible grâce aux recherches entreprises dans le Laboratoire d'Hydraulique. Les facteurs les plus importants: la hauteur d'onde, l'inclinaison du talus et la présence d'une berme ont pu être introduits dans une formule. Un essai sur modèle réduit reste cependant nécessaire dans certains cas (chapitre 5.0).

On a relativement peu de données sur les forces qu'exercent les vagues sur le talus d'une digue; c'est la question qui constitue le sujet du chapitre 6.0. Dans ce domaine des recherches sont en cours: elles se rapportent aussi bien à la nature et à la grandeur des forces qu'à la façon dont elles sont absorbées par le revêtement et le corps de la digue.

La contribution a été rédigée en étroite collaboration par les ingénieurs J. G. H. R. Diephuis (Laboratoire d'Hydraulique), W. Grijm, J. B. Schijf, W. A. Venis (Rijkswaterstaat, Service Gouvernemental de Ponts et Chaussées Néerlandais).

## 1.0 SAMENSTELLING VAN DE BIJDRAGE

### 1.1 Inleiding

Voor de bepaling van de kruinhoogte van een dijk zijn de twee volgende factoren van zeer veel belang:

- a. Het ontwerppeil, d.i. de voor het ontwerp van de dijk aan te houden stormvloedstand.
- b. De hoogte, waarover de tegen het talud van de dijk oplopende watermassa deze stand kan overschrijden, de zg. golfoploop.

Fysisch wordt de grootte van deze factoren primair bepaald door de sterkte van het op de Noordzee aanwezige stormveld. De wind waait het water tegen onze kusten op, veroorzaakt daardoor een verhoging van de waterstand en wekt daarbij tegelijkertijd golven op.

In deze bijdrage worden achtereenvolgens behandeld:

1. Het verband tussen de sterkte van de wind en de afmetingen van de golven, die er door worden opgewekt.
2. De golven, die voor de Nederlandse kust kunnen worden verwacht.
3. De vormveranderingen, die de golven bij het naderen van de kust ondergaan.
4. De golfoploop.
5. De krachten, die de golf op de dijk uitoefent.

### 1.2 Auteurs

De bijdrage is tot stand gekomen door samenwerking tussen Ir. J. H. G. R. Diephuis (Waterloopkundig Laboratorium) en Ir. W. Grijm, Ir. J. B. Schijf en Ir. W. A. Venis (Rijkswaterstaat).

## 2.0 HET VERBAND TUSSEN DE STERKTE VAN DE WIND EN DE AFMETINGEN DER GOLVEN

De zeegolven ontstaan onder de werking van de wind. Hun afmetingen zijn afhankelijk van de windsterkte, de uitgebreidheid van het wateroppervlak of van het windveld, de duur van de wind en in geval van ondiep water bovendien van de diepte van het water. Tot voor enkele tientallen jaren waren voor het verband tussen die verschillende grootheden alleen enkele empirische formules beschikbaar, waarvan de formule van STEVENSON de meest bekende is. Deze formule stelde de maximale golfhoogte in een bepaald punt evenredig aan de wortel uit de strijklengte van de wind, dikwijls aangeduid met de internationale term „fetch”. De overige grootheden komen er niet in voor. Toen hier te lande in de jaren vóór 1940, in het bijzonder voor de dijken rond het IJsselmeer, de behoefte ontstond aan een voorspelling van de golfafmetingen in water van beperkte waterdiepte, is aan de hand van proeven in het Waterloopkundig Laboratorium te Delft en mede steunend op een aantal waarnemingen in de praktijk een semi-theoretische berekeningswijze ontwikkeld. Na de oorlog bleek, dat in de geallieerde landen ten behoeve van de amfibische operaties, in beginsel volgens dezelfde lijnen, maar met behulp van veel ruimere middelen en op grond van uitgebreider waarnemingsmateriaal, in deze richting een aanzienlijke vooruitgang was geboekt.

De golven onttelen hun arbeidsvermogen aan de door de wind op het water uitgeoefende arbeid. Anderzijds gaat arbeidsvermogen verloren door inwendige wrijving en eventueel door wrijving langs de bodem. Zolang meer arbeid wordt toegevoerd dan verloren gaat, groeien de golven. De verschillende posten van de op deze wijze opgestelde energiebalans van de golven kunnen worden uitgedrukt in de windsnelheid en in de afmetingen der golven. Dit levert, met gebruikmaking van enkele onderstellingen en het invoeren van enige empirische coëfficiënten, de vergelijkingen, waaruit de afmetingen der golven bij een bepaalde windsnelheid, waterdiepte en strijklengte of windduur kunnen worden afgeleid.

De resultaten zijn neergelegd in grafieken, die na het tot stand komen enkele malen zijn herzien en verbeterd aan de hand van vele waarnemingen. In plaats van de oorspronkelijke grafieken van SVERDRUP en MUNK [20] wordt thans dikwijls gebruik gemaakt van die van BRETSCHNEIDER [3]. GROEN en DORRESTEIN [8] hebben op grond van een kritische bewerking van de literatuur een diagram samengesteld, dat op bijlage V.1-2.0.1 is weergegeven. Hierin is niet verwerkt de invloed van een beperkte

waterdiepte, die zich in een voor de praktijk van belang zijnde mate doet gelden, wanneer de diepte kleiner is dan de halve golflengte. Daar in de Nederlandse omstandigheden bijna steeds een beperkte waterdiepte aanwezig is, is daarmee bij de Nederlandse onderzoeken van het begin af aan rekening gehouden. Een grafiek, waarin de invloed van de diepte mede is verwerkt, is door THUISSE voorgelegd te Oslo in 1948 [21]. Deze grafiek is weergegeven op bijlage V.1-2.0.2. De grafieken, die de Amerikanen hebben opgesteld, zijn weergegeven op de bijlagen V.1-2.0.3 en 2.0.4 (zie [4]). De golfafmetingen (hoogte, periode, lengte), die deze en soortgelijke grafieken verschaffen, zijn die van de zogenaamde karakteristieke golf (significant wave), dit zijn per definitie de gemiddelde afmetingen van het hoogste derde deel der golven.

Geheel bevredigend zijn deze resultaten stellig nog niet. Een punt bijvoorbeeld, dat vrij veel kritiek heeft ontmoet, is de onvoldoende wijze, waarop de variatie tot uiting komt, die de afmetingen der golven, inclusief hun richtingen, in een zelfde golfveld vertonen. Inderdaad biedt de karakteristieke golf slechts een globale typering van het geheel van golven van verschillende periode, hoogte en richting, waaruit een golfbeweging in de natuur is samengesteld. In het bijzonder door NEUMANN en PIERSON [14] is en wordt getracht de golfvoorspelling in die zin te perfectioneren, dat zowel in de bewerking als in de uitkomst aan het spectrum van een golfveld meer recht wordt gedaan. Onder het spectrum verstaat men de verdeling van het arbeidsvermogen in de golfbeweging als functie van de golfperiode. Voor de ingenieurspraktijk echter vormt de berekening van de karakteristieke golf reeds een zeer wezenlijke verbetering, waarvan de resultaten goed bruikbaar zijn gebleken. Men dient er echter rekening mee te houden, dat ook aanmerkelijk hogere golven dan de karakteristieke in het golfveld voorkomen.

### 3.0 DE GOLVEN VOOR DE NEDERLANDSE KUST

Om de waterspiegel van het normale gemiddelde peil tot het door de Deltacommissie vastgestelde basispeil omhoog te brengen, is een zeer krachtig windveld vereist. Van de sterkte er van kan men zich een idee vormen met behulp van de windeffectdiagrammen, zoals deze bij het K.N.M.I. voor de waterstandsvoorspellingen in gebruik zijn. Men komt dan tot getallen, die in de kolommen 5 en 6 van tabel 3.0.1 vermeld staan.

Tabel 3.0.1

De voor het bereiken van het basispeil vereiste windsnelheden en windrichtingen

Plaats	Basispeil in m boven N.A.P.	Gem. H.W. in m boven N.A.P.	Opzet in m	Windsnelheid in m/sec	Windrichting (N = 360°; W = 270°; Z = 180°)
1	2	3	4	5	6
Vlissingen . . . . .	5,6	1,9	3,7	31	320°
Hoek van Holland . . . . .	5,0	0,9	4,1	32	320°
Den Helder . . . . .	5,0	0,5	4,5	35	300°

Dit zijn zeer hoge windsnelheden, waarvan bovendien de tijdsduur ten minste vijf uren moet bedragen. Om na te gaan of deze uitkomsten een betrouwbare indicatie zijn, is een analoge berekening uitgevoerd voor de in februari 1953 werkelijk opgetreden stormvloedstanden. De uitkomsten hiervan staan vermeld in tabel 3.0.2.

Tabel 3.0.2

De voor de op 1 februari 1953 opgetreden waterstanden vereiste windsnelheden en windrichtingen

Plaats	Stormvloed- peil in m boven N.A.P.	Gem. H.W. in m boven N.A.P.	Opzet in m	Windsnelheid in m/sec	Windrichting (N = 360°; W = 270°; Z = 180°)
1	2	3	4	5	6
Vlissingen . . . . .	4,5	1,9	2,9	26	320°
Hoek van Holland . . . . .	3,8	0,9	2,9	29	320°
Den Helder . . . . .	3,2	0,5	2,7	27	300°

Tabel 3.0.3

De bij de storm van 1 februari 1953 waargenomen windsnelheden en windrichtingen

Tijdstip (G.M.T.)	Lichtschip Goeree		Lichtschip Terschellingerbank	
	Windsnelheid in m/sec	Windrichting	Windsnelheid in m/sec	Windrichting
31 januari 1953 15.00 . . . . .	18,5	300°	20,5	280°
18.00 . . . . .	24,5	300°	28,5	270°
21.00 . . . . .	32,0	300°	25,0	320°
1 februari 1953 00.00 . . . . .	29,5	320°	32,5	340°
03.00 . . . . .	28,0	320°	32,5	340°
06.00 . . . . .	30,5	320°	32,5	340°
09.00 . . . . .	29,0	330°	28,0	350°
12.00 . . . . .	27,0	340°	25,0	350°
15.00 . . . . .	22,5	340°	20,5	360°

Uit de waarnemingen van lichtschepen, vermeld in tabel 3.0.3, blijkt, dat deze winden, zowel wat de sterkte als wat de duur betreft, inderdaad aanwezig zijn geweest. Het ligt dus voor de hand om bij het bepalen van de bij het vastgestelde basispeil behorende golven uit te gaan van de in tabel 3.0.1 genoemde windsnelheden. Met de daartoe geschikte golfgroeigrafieken wordt dan voor de kust van de Zeeuwse eilanden de golfhoogte, ter plaatse van de dieptelij van N.A.P. — 20 m, geschat op 8 m en de periode op 12 seconden. Voor de schone kust is de golfhoogte wat geringer (7 m) en voor de Waddeneilanden iets groter (8,50 m).

In vele gevallen kunnen echter golven van deze afmetingen de dijken niet bereiken. Voor vele ligt nl. een bodem, die over een grote lengte slechts een flauwe helling heeft met een betrekkelijk geringe waterdiepte vlak voor de dijk (bijv. bij de Hondsbosse Zeewering). Dit heeft tot gevolg, dat de golfhoogte beperkt blijft tot de bij die diepte behorende brekerhoogte. De Noordzee heeft voor deze relatieve ondiepten als het ware een overmaat aan golfhoogte.

Voor de Zeeuwse eilanden zijn de bovengenoemde getallen echter wel geldig. Bij de kust van Friesland daarentegen heeft men niet met de golven op de Noordzee te maken, daar deze door de nauwe zeegaten tussen de Waddeneilanden niet tot de kust van het vasteland kunnen doordringen. Hier moet men dus voor het bepalen van de golfafmetingen rekenen met de plaatselijke wind en de plaatselijke diepten van de Waddenzee. De windsnelheid kan daarbij, gezien de topografische beïnvloeding, wat kleiner worden genomen, bijv. 30 m/sec in plaats van de in tabel 3.0.1 voor Den Helder genoemde waarde van 35 m/sec.

#### 4.0 DE VERANDERINGEN, DIE DE GOLVEN BIJ HET NADEREN VAN DE KUST ONDERGAAN

##### 4.1 Inleiding

De golven, zoals die onze kust naderen, ondergaan in het algemeen grote vervormingen, voordat ze de teen van de dijken hebben bereikt.

Dit wordt veroorzaakt door:

1. *Refractie*. Doordat een golf in water met andere diepte komt, veranderen de loopsnelheid, de lengte en de hoogte en daardoor verandert veelal ook de richting van de golven.
2. *DiffRACTIE*. Zonder dat de lengte en de periode van de golf veranderen, buigt de golf om vooruit-springende kustgedeelten of dammen heen.
3. *Bodemwrijving*. In relatief diepe zeeën is deze te verwaarlozen, maar nabij de kust kan door dit verlies de golfenergie merkbaar afnemen.
4. *Plaatselijke wind*. Een golfveld, dat de kust nadert, kan hierdoor over bijv. de laatste tien kilometers nog een merkbare hoeveelheid energie opnemen.

5. *Stroming*. Deze beïnvloedt alle golfafmetingen, in het bijzonder wanneer de stroomrichting evenwijdig is aan de richting, waarin de golven zich voortplanten.
6. *Het breken*. Dit treedt op, wanneer de hoogte van de golf t.o.v. de waterdiepte zo groot is geworden, dat de golf niet meer stabiel is.

#### 4.2. Refractie

De golven beginnen de invloed van de bodem in enigszins betekende mate te ondervinden, wanneer de waterdiepte is afgenomen tot minder dan de halve golflengte.

De invloed van de waterdiepte op de golfafmetingen is tweeledig. Met de diepte veranderen de voortplantingssnelheid – en daardoor de golflengte – en de hoogte van de golf. Deze golfhoogteverandering wordt eerst duidelijk merkbaar, wanneer de waterdiepte kleiner wordt dan omstreeks  $1/30$  van de golflengte in diep water. Voor een golf met een periode van 8 sec wil dit zeggen een waterdiepte van 3 m. De hoogste golven zijn dan al gebroken, zodat dit facet in het algemeen te verwaarlozen is (het is wel van belang, wanneer een zeer lange, betrekkelijk lage oceaandeining een kust nadert).

De verandering van voortplantingssnelheid en lengte is van overwegend belang, omdat hierdoor verandering van richting van de golven optreedt, wanneer de diepte niet overal, evenwijdig aan de golfkammen, evenveel verandert. Hoe kleiner de diepte, des te kleiner de voortplantingssnelheid. Bij het naderen van een rechte kust met ongeveer evenwijdige dieptelijnen draaien schuin aankomende golven daardoor naar de kust toe. Om dezelfde reden loopt een golf door een geul sneller dan over een bank. Dit heeft tot gevolg, dat de golven uit de geulen naar de banken afbuigen, waardoor op de randen van de platen veelal een sterkere golfslag staat dan in de geulen.

Door het ombuigen van de golven om een plaatselijke verondieping heen, kunnen soms grote energieconcentraties voorkomen op plaatsen, die overigens op geen enkele wijze ongunstig liggen ten opzichte van de stormstreek.

Bij verschillende waterstanden – en dus verschillende waterdiepten – is het refractiepatroon ook verschillend, zodat de golfaanval op een dijkvak met de waterstand zal variëren, ook al zouden alle andere invloeden niet veranderen.

Daar de golfperiode de golflengte en de voortplantingssnelheid bepaalt, is deze mede van invloed op het refractiepatroon.

#### 4.3 Diffractie

De buiging van golven om een obstakel heen is een algemeen verschijnsel, dat bij watergolven zowel als bij licht- en geluidgolven optreedt. Op dit verschijnsel is alleen de golfperiode van invloed, en wel te meer naarmate deze toeneemt.

Bij een rechte kustlijn treedt geen diffractie op. Ten noorden van Den Helder en ten zuiden van Hoek van Holland is dit verschijnsel plaatselijk soms mede van invloed, evenals op het IJsselmeer (Ouddorp, Enkhuizen–Hoorn bij noordenwind).

De golfhoogte neemt bij diffractie meestal af, hoewel het door interferentie van diffractiepatronen mogelijk is, dat de golfhoogte plaatselijk wordt vergroot.

Het diffractieverschijnsel treedt aan onze kusten zelden in zuivere vorm op. Het wordt meestal begeleid en overheerst door de refractie.

#### 4.4. Bodemwrijving

De beweging van de waterdeeltjes in een golf neemt af van de oppervlakte naar de bodem. Is de golflengte kleiner dan tweemaal de waterdiepte, dan is de golfbeweging op de zeebodem nauwelijks merkbaar en is de bodemwrijving te verwaarlozen.

Is daarentegen de golflengte groot ten opzichte van de waterdiepte, dan bestaat er langs de bodem een alternerende stroomsnelheid, waardoor een energieverlies optreedt, dat zich niet manifesteert door een verhang van de waterspiegel, zoals bij een rivier, maar door vermindering van de golfhoogte naarmate de golf voortschrijdt. Dit energieverlies ontstaat zowel door de bodemruwheid als door de doorlatendheid van de bodem en kan vooral bij geringe waterdiepte aanzienlijk zijn. Zo zal de hoogte van

een golf in water van 10 m diepte over 5 km lengte afnemen van bijv. 5 m tot minder dan 4 m, afhankelijk van de periode.

Hoewel het soms veilig is om, bijv. bij geringe afmeting van een wad, deze reductie niet in rekening te brengen, zo mag voor grote banken en wadden op energieverlies door bodemwrijving zeker worden gerekend bij het ontwerp van een dijk.

#### 4.5 Plaatselijke wind

De tegenhanger van het energieverlies door bodemwrijving is de energiewinst door plaatselijke wind. Wanneer in het gebied voor de kust een sterk windveld aanwezig is, zullen de golven nog in hoogte toenemen, vooral wanneer de windrichting niet veel van de golfrichting afwijkt. Deze invloed is in sommige gevallen niet te verwaarlozen, omdat daardoor de dijken op te geringe golfaanval zouden worden ontworpen. Om hetzelfde getallenvoorbeeld van hierboven aan te halen: door de bodemwrijving zou de golfhoogte afnemen van 5 m tot bijv. 3,50 m; door de invloed van de wind wordt deze 3,50 m bijv. weer 4 m.

Vooraf wanneer de waterdiepte gering is en het ondiepe gebied grote afmetingen heeft, zijn bodemwrijving en windinvloed van belang. Is het gebied groot genoeg, dan stelt zich een nieuw evenwicht van de energiebalans in, waarbij de winst en het verlies van energie elkaar compenseren en de golfhoogte niet verder verandert. In het bankengebied voor onze kust komt dit bijna niet voor.

#### 4.6 Strooming

Ook de aanwezigheid van stroom heeft invloed op de voortplantingssnelheid der golven en daarmee op hun lengte, hoogte en richting. Deze invloed kan alleen in eenvoudige gevallen door berekening worden bepaald. In het algemeen kan worden gezegd, dat bij tegenstroom de golflengte kleiner wordt, de golf wordt steiler en hoger. Dit kan zelfs aanleiding geven tot het breken der golven, de z.g. stroombranding. Bij stroom in de richting van de golven wordt de golf langer en lager.

#### 4.7 Het breken

Een golf wordt onstabiel en breekt, wanneer de voorwaartse snelheid van de waterdeeltjes in de kam groter wordt dan de voortplantingssnelheid van de golf. De plaats, waar dit optreedt, wordt bij aanwezigheid van een flauw hellende bodem voornamelijk bepaald door de diepte. Hoewel ook ten aanzien van dit punt reeds veel theoretisch en experimenteel onderzoekingswerk is verricht, zijn nog niet alle facetten van het verschijnsel volledig opgehelderd. Met een doorgaans goede benadering kan echter worden gesteld, dat het breken intreedt, wanneer een diepte van 1,3 maal de golfhoogte is bereikt. Afwijkingen hiervan kunnen optreden door de invloed van andere factoren dan de waterdiepte, waarvan de voornaamste zijn de bodemhelling, de steilheid van de golf en de aanwezigheid van wind.

De beschermende werking van een voorland berust in het algemeen hierop, dat de golven daarop tot breken geraken, alvorens zij de dijk bereiken.

Het breken van golven tegen een dijk zelf is aanzienlijk ingewikkelder, omdat daarbij ook de helling en de vorm van het beloop (bijv. de aanwezigheid van één of meer bermen) zowel als de ruwheid van belang zijn.

De invloed van de bovengenoemde factoren kan voor een groot deel worden bepaald uit metingen in de natuur. Nederland beschikt wat dit betreft over een indrukwekkend archief. Uitbreiding en aanvulling van deze gegevens is echter een dringende eis. Wanneer het gaat om toestanden, die in de natuur nog niet zijn voorgekomen, wanneer bijv. de mens de situatie gaat veranderen of wanneer gegevens nodig zijn over omstandigheden, waaronder niet kan worden gemeten, moeten andere middelen worden toegepast. Soms kan met extrapolatie van waarnemingen worden volstaan, soms kunnen berekeningen, gebaseerd op meetgegevens, uitkomst brengen. Waar deze berekeningen echter òf niet mogelijk òf niet betrouwbaar zouden zijn òf te tijdrovend, zal vaak een onderzoek met een model op kleine schaal de gewenste inlichtingen kunnen verschaffen. In vele gevallen is een combinatie van berekeningen en modelonderzoek nodig om resultaten te boeken.

Elk geval zal steeds afzonderlijk moeten worden onderzocht. Zelfs twee naast elkaar gelegen dijkvakken kunnen aan geheel verschillende golfaanval worden onderworpen. Een algemene regel kan dan ook niet worden gegeven.

## 5.0 DE GOLFOPLOOP

### 5.1 Inleiding

De bij de teen van de dijk aankomende golf heeft een bepaalde hoeveelheid energie, waarvan een gedeelte wordt teruggekaatst en een gedeelte vernietigd. Deze energievernietiging resulteert in:

- a. de golfoploop;
- b. krachten, die door de golven op de dijk worden uitgeoefend.

De grootte van deze factoren wordt betrokken op de afmetingen van de golf aan de teen van de dijk, de randwaarde. Een algemene behandeling van deze verschijnselen, berustend op theoretische grondslagen, is nog niet mogelijk. Derhalve worden ze langs statistische weg benaderd.

Bij bepaalde randwaarden, d.w.z. waterstand, windsterkte en -richting, worden aan de teen van de dijk golfhoogte, -lengte en -periode geregistreerd. Tevens wordt de door elke golf bereikte hoogte van oploop verticaal gemeten en naar deze hoogte in intervallen gerangschikt. Uit de aldus verkregen frequentieverdeling kan men een overschrijdingskromme construeren. In afwachting van een nader inzicht in de relatie tussen de hoeveelheid oplopend water en het daaraan verbonden risico wordt uit deze kromme het peil bepaald, dat door 2% van de golftongen wordt bereikt of overschreden. Het verschil tussen dit peil en de gemiddelde waterstand voor de dijk (dus over het algemeen de stormvloedstand) wordt de „2%-golfoploop” genoemd. De ontwerper van een dijk ziet zich dus geplaatst voor de vraag hoe hij de golfoploop moet bepalen uit randwaarden, die hem uit berekening bekend geworden zijn. Hij zal een antwoord kunnen vinden door:

1. extrapolatie van waarnemingen aan dijken, die in ongeveer dezelfde omstandigheden verkeren als de te ontwerpen dijk;
2. berekening met behulp van empirische formules;
3. onderzoek in een hydraulisch model.

Hieronder volgt een nadere bespreking van deze punten.

### 5.2 Extrapolatie van waarnemingen aan dijken, die in ongeveer dezelfde omstandigheden verkeren als de te ontwerpen dijk

Deze methode zal slechts in een deel der gevallen toepassing kunnen vinden, nl. als de randwaarden niet te veel veranderen bij variatie van de waterstand. Zo zal deze methode niet mogen worden toegepast, indien zich voor het betreffende dijkvak hooggelegen platen bevinden, die bij stormvloedverhoging onderlopen. Heeft men echter te maken met een lang, op bijv. G.L.W. gelegen voorland, dan zal een doelmatig gebruik van deze methode wel tot resultaten kunnen leiden. In ieder geval verdient het aanbeveling hem samen met methode 5.3 te gebruiken.

### 5.3 Berekening met behulp van empirische formules

Bij deze methode wordt gebruik gemaakt van de hierna te noemen golfoploopformule. Deze is slechts een benadering, daar het verschijnsel vooralsnog te gecompliceerd lijkt om de invloed van alle factoren in een formule tot gelding te brengen. Door het Waterloopkundig Laboratorium te Delft is de volgende formule opgesteld:

$$z = 8 H \operatorname{tg} \alpha \left( \cos \beta - \frac{B}{L} \right) \quad \text{Vormule 138, 139, 140}$$

Hierin is:

- $z$  = golfoploop;  
 $H$  = karakteristieke golfhoogte aan de teen van de dijk;  
 $\alpha$  = hellingshoek van het talud;

$\beta$  = hoek tussen de voortplantingsrichting van de golven en de normaal op de dijk;

$B$  = bermbreedte;

$L$  = golflengte.

De formule is ontwikkeld aan de hand van modelproeven en zoveel mogelijk getoetst aan waarnemingen aan echte dijken. Zij dient met voorzichtigheid te worden gehanteerd.

Het Waterloopkundig Laboratorium heeft nog een tweede formule opgesteld, luidende:

$$z = 2,7 H \sqrt{\frac{\pi}{2\alpha}} \left( \cos \beta - \frac{B}{L} \right) \sin \alpha.$$

Deze formule is echter aanmerkelijk minder betrouwbaar dan de eerste en kan derhalve beter niet gebruikt worden.

Een nader onderzoek wordt uitgevoerd aangaande de betekenis van de volgende factoren, die niet of onvolledig in de eerste formule zijn verwerkt.

1. De golfvorm.
2. De spreiding in de golfhoogte zowel als in de golflengte (c.q. golfperiode).
3. De wind.
4. De ruwheid van het beloop en of er wel of geen openingen in aanwezig zijn.
5. De aanwezigheid van een berm in het talud.
6. De richting van de golfaanval.

Ten aanzien van de betekenis van deze factoren kan het volgende worden opgemerkt.

#### *ad 1 De golfvorm*

Uit proeven is gebleken, dat er onder verschillende omstandigheden een verband moet bestaan tussen de verhouding  $z/H$  en de golfsteilheid  $H/L$  (zo is bijv. geconstateerd, dat de golfploop toeneemt bij afnemende steilheid van de golf, indien de golfhoogte daarbij constant gehouden wordt). De golfploopformule is opgesteld voor een golfsteilheid van 0,05; de variatie van de coëfficiënt in de formule als functie van de golfsteilheid is nog niet voldoende onderzocht om thans een uitspraak te doen.

#### *ad 2 De spreiding in golfhoogte en golflengte*

De formule is tot stand gekomen naar aanleiding van proeven in een windgoot. De hierin door wind opgewekte golfbeweging bezit, evenals de golfbeweging in de natuur, een zekere spreiding in de verdeling van de golfhoogte en de golflengte.

Door vergelijking van golfregistraties uit de natuur en uit de windgoot is de indruk verkregen, dat de spreiding voor beide gevallen geen grote verschillen vertoont. In de natuur kan een grotere spreiding voorkomen dan in de windgoot, bijv. door interferentie van golven met verschillende oorsprong.

#### *ad 3 Wind*

De brekingsverschijnselen tegen een beloop en daarmee de golfploop worden beïnvloed door de directe werking van de wind.

#### *ad 4 De ruwheid van het beloop*

Door wrijving, stoten enz. van de oplopende golftong op een beloop met natuurlijke of kunstmatige ruwheid zal de oploop geringer zijn dan op een glad of dicht beloop onder overigens gelijke omstandigheden. Voor een normale bloksteen- of basaltglooiing bedraagt de reductie ongeveer 10%. Dit is niet alleen het gevolg van de ruwheid, maar vooral van de openingen in het zetwerk, waardoor een deel van de oplopende golftong wordt geabsorbeerd.



Door het aanbrengen van oneffenheden kan de golfoploop verder worden verminderd, in bepaalde gevallen met 30% of meer. Deze oneffenheden zijn alleen werkzaam voor zover zij zich bevinden in het uitloopegebied van de golftongen.

#### *ad 5 De berm*

Een berm werkt reducerend op de golfoploop, waarbij men de reductie beschouwt ten opzichte van een doorlopend talud met dezelfde helling als de beide taluds boven en beneden de berm. In de formule wordt de invloed hiervan, samen met de richting van de golfaanval, bepaald door de term  $(\cos \beta - \frac{B}{L})$

In het licht van de latere resultaten is het waarschijnlijk, dat de lineaire afhankelijkheid van de verhouding  $\frac{B}{L}$ , die in deze term voorkomt, niet aanwezig is. Het lijkt voorsnog niet mogelijk, de invloed van de berm op meer volledige wijze in formule te brengen.

Een berm heeft zijn optimale werking, wanneer hij gelegen is nabij het peil van de stormvloedstand. De berm kan beter boven dan beneden dit peil liggen.

#### *ad 6 De richting*

De golfoploop bij een gegeven golfhoogte bereikt zijn grootste waarde bij loodrechte aanval van de golfkammen, d.w.z. wanneer de voortplantingsrichting van de golfkammen loodrecht staat op het tracé van de dijk. Bij schuine inval wordt deze golfoploop geleidelijk minder en loopt terug tot ongeveer de golfhoogte, wanneer de golfkam zich evenwijdig aan het talud verplaatst. Deze vermindering wordt in de formule tot uitdrukking gebracht door middel van de cosinus van de invalshoek der golven.

Bij grote waarde van die hoek is de reductie minder groot dan de formule aangeeft. Bevindt zich een berm in het profiel, dan volgt de reductie de cosinusregel wel. Om met deze factoren en tevens met het tijdens een storm fluctueren van de windrichting rekening te houden, wordt  $\beta$  tien graden kleiner genomen dan de „bruto“-invalshoek.

### **5.4 Onderzoek in een hydraulisch model**

Uit de voorgaande beschouwing blijkt, dat de algemene kennis omtrent het golfoploopverschijnsel nog bepaald niet volledig is. Om toch tot een betrouwbare maatvoering voor het ontwerp te komen, wordt vaak in een hydraulisch golfmodel voor een concreet geval een onderzoek gedaan. Deze methode verdient zeker aanbeveling, als de constructie ontworpen moet worden op het door de Deltacommissie overeengekomen stormvloedpeil.

## **6.0 DE KRACHTEN, DIE DE GOLF OP DE DIJK UITOEFENT**

Deze kunnen op twee manieren ontstaan, die naar hun aard geheel verschillend zijn:

1. Door branding van golven op het talud.
2. Door het oplopen van golftongen tegen het talud.

*ad 1* Deze belastingsoort heeft het karakter van een stoot of impuls, waarvan de duur 1/10 à 1/100 van de golfperiode bedraagt en de maximumwaarde belangrijk hoger kan liggen dan de quasi-hydrostatische druk, die door de regelmatige golven wordt opgewekt. In het bijzonder bij moderne dijken, waarvan het dijklichaam hoofdzakelijk bestaat uit zand met een betrekkelijk dunne bekleding, moet aan de mogelijkheid van een krachtige stootwerking aandacht worden besteed. Het onderzoek naar de verschillende facetten van de werking van stootkrachten op de bekleding en op het dijklichaam zelf is eerst kortgeleden, zowel in de natuur als in het laboratorium, begonnen. In beginsel werden tot nu toe alleen de optredende drukken gemeten. De zone, waarin deze drukken optreden, is afhankelijk van de golfhoogte en de helling van het talud, maar altijd gelegen tussen de gemiddelde waterstand en het golfdal. Een methode om het voortplanten van deze drukken in het grondlichaam te onderzoeken, zal binnenkort toepassing vinden.

*ad 2* Deze belastingsoort is het directe gevolg van de stroming van de golftongen over het talud. De ruwheid van het talud remt het oplopende water en omgekeerd ondergaat het talud daardoor een belasting (actie = reactie). Loswrikken en uitlichten van bekledingselementen en schuurwerking op doorgaande bekledingen kunnen hiervan het gevolg zijn. Tevens speelt de dichtheid van de bekleding een rol.

Hoewel de ervaring al veel geleerd heeft over de toepassing van bepaalde taludbekledingen in het aanvals- en uitloopgebied, ontbreekt een voldoende, algemene handleiding, gebaseerd op theoretische beschouwingen. Nu men in de dijkbouw steeds meer overgaat tot nieuwe werkmethode en materialen, is het gewenst zo spoedig mogelijk tot een dergelijke handleiding te geraken. In dit licht gezien, zijn de reeds gedane en in voorbereiding zijnde onderzoeken van het grootste belang.

## 7.0 SAMENVATTING

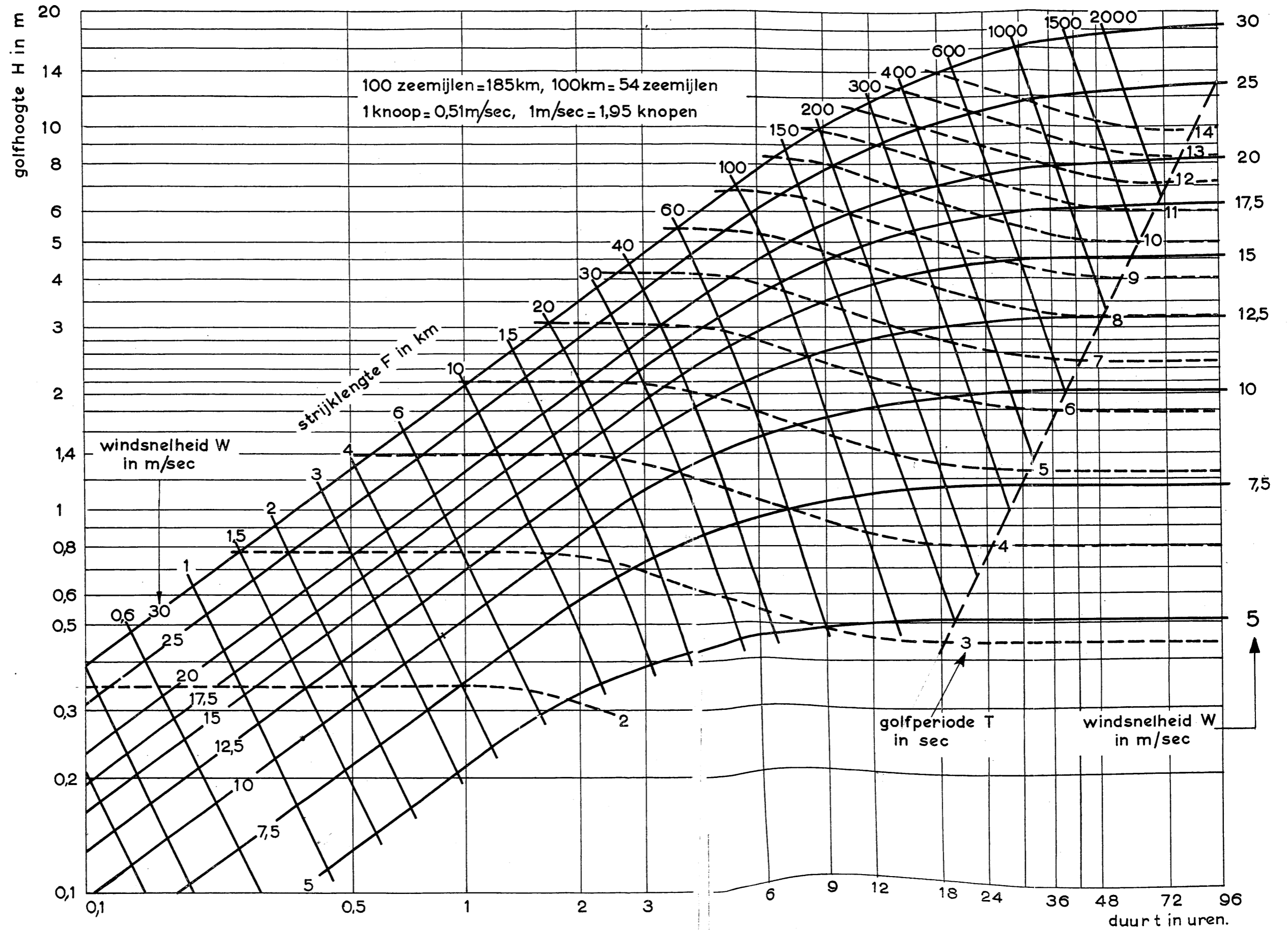
In het eerste hoofdstuk worden de afmetingen der golven bepaald, die bij zeer krachtige storm voor de Nederlandse kust moeten worden verwacht. Daarbij is gebruik gemaakt van uit Nederlandse studies en uit de buitenlandse (vooral Amerikaanse) literatuur bekende gegevens omtrent het groeien van golven onder invloed van de wind.

Alvorens de teen van een dijk te bereiken, ondergaan de golven veranderingen in richting en grootte ten gevolge van refractie en diffractie, bodemwrijving, plaatselijke wind, stromen en het breken in ondiep water. Deze verschijnselen worden besproken in het tweede hoofdstuk.

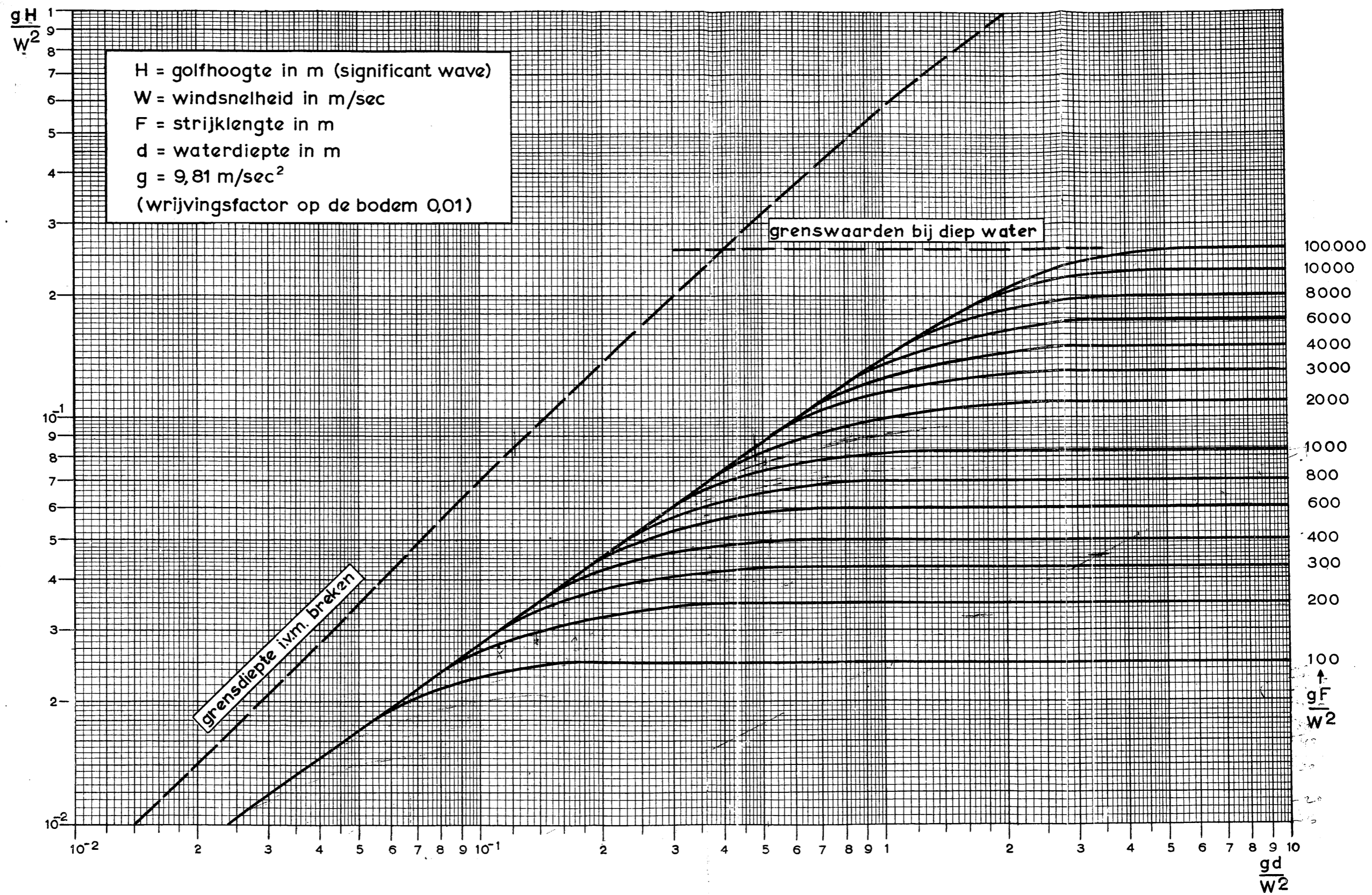
Voor het bepalen van de ten slotte te verwachten randwaarde, t.w. de afmetingen van de golven vóór de dijk, staan naast waarnemingen in de natuur verschillende berekeningsmethoden, benevens modelonderzoek ten dienste.

Uitgaande van deze randwaarde, moeten voor het ontwerp van een dijk de golfoploop en de krachten op het beloop worden bepaald. In het derde hoofdstuk wordt de golfoploop besproken. Hoewel de werking van alle factoren, die hierop van invloed zijn, nog niet voldoende bekend is, kan op grond van onderzoeken in het Waterloopkundig Laboratorium een redelijke schatting worden gemaakt. De belangrijkste factoren, golfhoogte, helling van het beloop en aanwezigheid van een berm, zijn in een formule opgenomen. In bijzondere gevallen is een modelonderzoek gewenst.

Over de door de golven op het dijkbeloop uitgeoefende krachten, het onderwerp van het vierde hoofdstuk, bestaan nog betrekkelijk weinig gegevens. Op dit gebied zijn eveneens onderzoeken gaande. Deze hebben zowel betrekking op de aard en de grootte van de krachten als op de wijze, waarop zij door de bekleding van het onderliggende grondlichaam worden opgenomen.

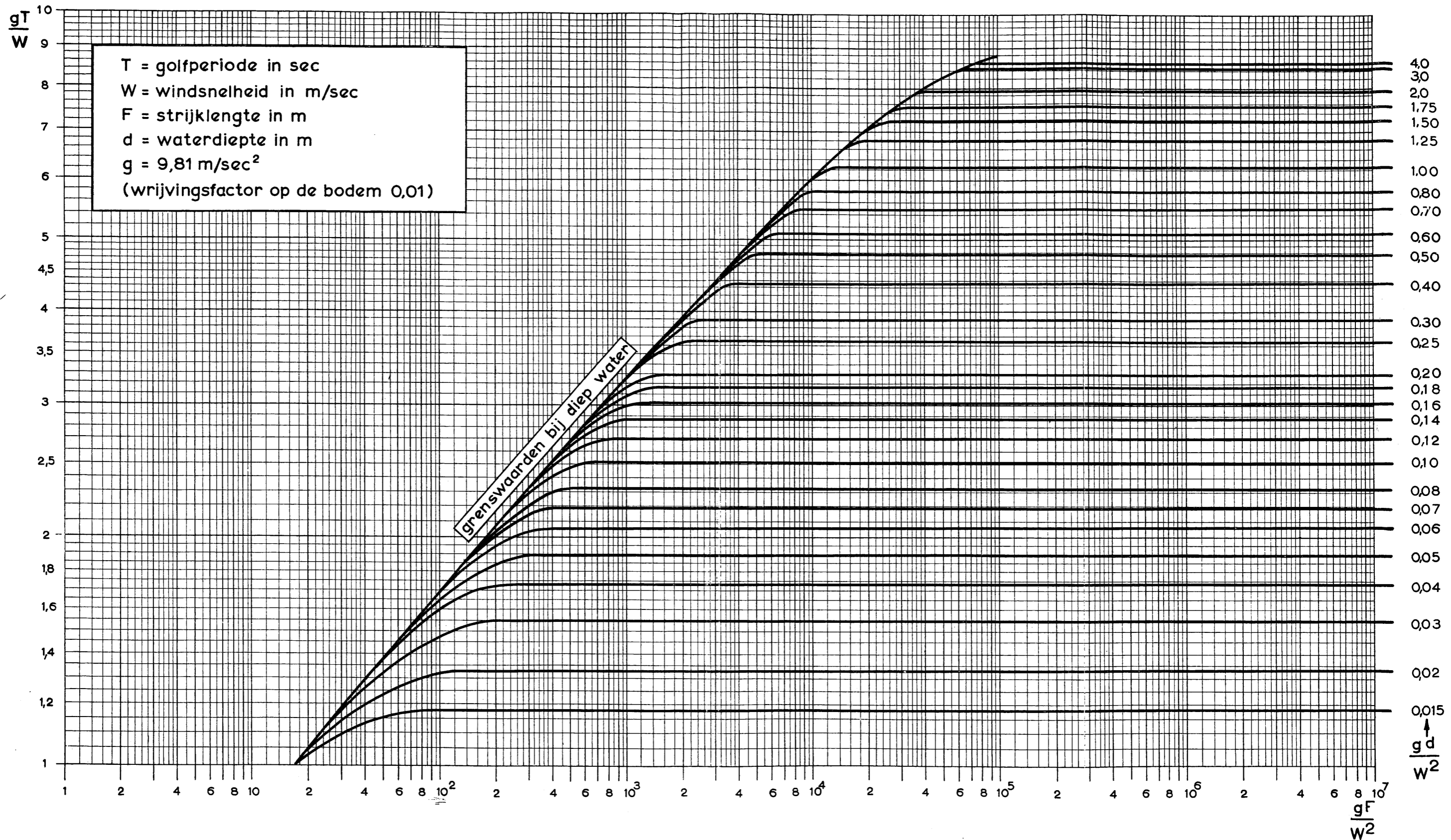


Verband tussen strijklengte, windsnelheid, windduur, golfhoogte en golfperiode, geldend voor relatief diep water.  
Overgenomen uit: „Zeegolven” door P. Groen en R. Dorrestein, K.N.M.I., 's-Gravenhage, 1958



Verband tussen strijklengte, windsnelheid, golfhoogte en waterdiepte boven een horizontale bodem, bij onveranderlijke en langdurige windinvloed, volgens BRETSCHNEIDER.

Overgenomen uit: „Generation of wind waves over a shallow bottom” door Charles L. BRETSCHNEIDER; Technical Memorandum nr. 51, Oct. 1954, Beach Erosion Board Office of the Chief of Engineers



Verband tussen strijklengte, windsnelheid, golfperiode en waterdiepte boven een horizontale bodem, bij onveranderlijke en langdurige windinvloed, volgens BRETSCHNEIDER.

Afgeleid van gegevens uit „Generation of wind waves over a shallow bottom” door Charles L. BRETSCHNEIDER; Technical Memorandum nr. 51, Oct. 1954, Beach Erosion Board Office of the Chief of Engineers

BIJDRAGE V.2

WERKGROEP VOOR HET  
ONDERZOEK NAAR DE SPANNINGSTOESTAND  
IN ZEEDIJKEN

ONDERZOEK OP HET GEBIED  
VAN DE  
DIJKCONSTRUCTIE

**INHOUDSOVERZICHT**

0.1 Inhoudsoverzicht . . . . .	25
0.2 Summary . . . . .	26
0.3 Résumé . . . . .	26
<b>1.0 Samenstelling van de bijdrage . . . . .</b>	<b>28</b>
1.1 Inleiding. . . . .	28
1.2 Inhoud van de bijdrage . . . . .	29
1.3 Medewerkers . . . . .	29
<b>2.0 Foto-elastisch onderzoek aan gelatinemodellen . . . . .</b>	<b>29</b>
<b>3.0 Analyse van optredende spanningstoestanden in dijken en dijkmodellen, opgeworpen van los- korrelige materialen, door directe metingen . . . . .</b>	<b>31</b>
<b>4.0 Correlatie-onderzoek . . . . .</b>	<b>31</b>
<b>5.0 Analyse van de grenstoestand van evenwicht . . . . .</b>	<b>33</b>
<b>6.0 Conclusies en aanbevelingen . . . . .</b>	<b>34</b>

## 0.2 SUMMARY

### Investigations pertaining to dike construction

In 1955 a working group was formed to make an exhaustive study of the problem of stress distribution in dikes and thus obtain better fundamental principles and methods of computation for the design and construction of dikes.

The subjects which occupied this working group, which was composed of representatives of the Delft Technical University, the Laboratory of Soil Mechanics, the Laboratory of Experimental Stress Analyses, and the Governmental Service for Roads and Waterworks (Rijkswaterstaat) can be summarized as follows:

- a. Analysis of the elastic stress distribution in dike models built of materials suitable for photographic visibility of certain characteristics of the stresses (photo-elastic method),
- b. Analysis of the stress distribution appearing in dikes and dike models constructed of granular materials,
- c. Analysis of the phenomena of the damage and breaks observed on the spot, concentrating in particular on correlations between external factors (water level, wave run-up, overtopping, etc.), the shape and composition of the dike, and the actual extent of the damage,
- d. Analysis of the stress distribution corresponding to the extreme condition of failability under the influence of external and internal loads, including the forces exerted by ground-water movements in and under the body of the dike.

The analyses grouped under *a* and *b* have led to the conclusion that the limiting conditions may be reached as a result of the dike's own weight only at various locations in the structure. This need not in itself be seen as a problem in the bearing capacity of the structure as a whole, because with modification of the load the dike will adjust itself by local deformations.

The conclusion that a limiting condition can be expected somewhere in the body of the dike makes it impossible to estimate the safety of various dike constructions on the basis of the actual stress distribution.

From the analysis indicated under *c* the conclusion has been drawn that the damage caused to sea dikes in the southwest of the country during the storm surge of February 1st, 1953 must be primarily ascribed to the failure of the inner slopes resulting from water pouring over the top of the dike. In this connection it is accepted on reasonable grounds that the overtopping water penetrated the non-watertight surfaces of the crown and inner slope of the dikes and there created ground-water currents which in the first instance affected the stability of the inner slopes.

The investigation mentioned under *d* has led to the development of a graphical method for determination of the slip-line field in a soil mass at failure. This method, being a method of characteristics, uses slip-lines and pole trails as corresponding subcharacteristics.

This contribution is a report of the activities of the working group. The chairman of the group was Prof. Ir. P. Ph. Jansen of Rijkswaterstaat.

## 0.3 RÉSUMÉ

### Recherches dans le domaine de la construction de digues

En 1955, fut constituée une équipe de travail chargée d'approfondir les connaissances au sujet de la répartition des contraintes dans les digues et, de cette façon, d'aboutir à des bases et des méthodes de calcul meilleures pour l'élaboration des plans des digues et leur construction.

Les travaux de cette équipe, composée de représentants de la Haute Ecole Technique de Delft, du Laboratoire pour la Mécanique des Sols, du Laboratoire de Recherches Expérimentales des Contraintes et du Service Gouvernemental de Ponts et Chaussées (Rijkswaterstaat) peuvent se résumer comme suit:

- a. Analyse de la répartition des contraintes élastiques dans des modèles de digues faits d'un matériel approprié, permettant de photographier certaines caractéristiques de ces contraintes (recherche photo-élastique),
- b. Analyse de la répartition des contraintes qui s'exercent dans les digues et les modèles de digues exécutés avec des matériaux granuleux,
- c. Analyse des phénomènes observés sur place aux endroits des ruptures et des détériorations. Dans cette analyse, il s'agissait en premier lieu de rechercher la corrélation entre les facteurs extérieurs (niveau des eaux, remontée et déversement par dessus des vagues, etc.), la forme et la composition de la digue et l'étendue des dommages,
- d. Analyse de la répartition des contraintes correspondant à la condition extrême du point de rupture, sous l'influence des forces extérieures et intérieures, y compris les forces exercées dans et sous le corps de la digue par les mouvements des eaux souterraines.

Les analyses indiquées en *a* et *b* ont amené la conclusion que les conditions extrêmes peuvent être obtenues en différents points d'une digue, par suite de son propre poids.

Étant donné qu'en cas de modification de la force, la digue s'adaptera d'elle-même aux déformations locales, il ne faut pas considérer ce fait comme un inconvénient en lui-même pour la puissance portante de la construction dans son ensemble.

La conclusion selon laquelle on peut s'attendre à une condition extrême en un point du corps d'une digue a éliminé la possibilité de se faire un jugement de la sécurité de différentes constructions de digues sur la base de l'actuelle répartition des contraintes.



De l'analyse indiquée en *c*, il ressort que, lors de la marée - tempête du 1er février 1953, les dommages subis par la digue contre la mer et par le sud-ouest du pays doivent être attribués en premier lieu à l'affaiblissement des talus intérieurs par l'eau se déversant au dessus de la digue. A ce sujet, on admet, en s'appuyant sur des bases sérieuses, que cette eau a pénétré dans les digues par les revêtements non imperméables de la crête et des talus intérieurs et que là, elle a provoqué des courants d'eau souterraine ayant eu pour principal effet d'amoindrir la stabilité des talus intérieurs.

La recherche indiquée en *d* a conduit au développement d'une méthode graphique pour déterminer le champ de la ligne de rupture dans une masse de sol, quand l'état de rupture est atteint. Cette méthode étant une méthode de caractéristiques, utilise la ligne de rupture et les sillons des pôles en tant que souscaractéristiques correspondantes.

Cette contribution est un rapport des activités de l'équipe de travail dont le président était Prof. Ir. P. Ph. Jansen du Rijkswaterstaat.

## 1.0 SAMENSTELLING VAN DE BIJDRAGE

### 1.1 Inleiding

Op 9 maart 1955 vond een bespreking plaats tussen vertegenwoordigers van de Rijkswaterstaat en van het Laboratorium voor Grondmechanica te Delft. Aanleiding tot het houden van deze bespreking was de binnen de kringen van de Rijkswaterstaat naar voren gekomen gedachte, dat het foto-elastisch onderzoek een belangrijk hulpmiddel zou kunnen zijn ter verkrijging van een beter inzicht in de spanningstoestanden van dijken. Het lag voor de hand, dat een dergelijk, aan het Laboratorium voor Experimenteel Spanningsonderzoek te Delft op te dragen modelonderzoek van de aanvang af in nauwe samenwerking met het Laboratorium voor Grondmechanica diende te geschieden.

Tijdens die bespreking werd reeds duidelijk, dat het voorgenomen onderzoek op zo breed mogelijke basis moest worden gesteld. Er werd besloten tot instelling van een werkgroep, waarin vertegenwoordigers van alle verwante gebieden der wetenschap zouden moeten worden verenigd. Deze werkgroep zou zich tot taak moeten stellen, onder inschakeling van alle hulpmiddelen der moderne wetenschap te komen tot betere grondslagen en berekeningsmethoden voor het ontwerpen en bouwen van dijken.

De samenstelling van de werkgroep is opgenomen onder 1.3.

Zoals bekend is, zijn de spanningstoestanden in grondmassieven van willekeurige vorm en onder willekeurige belasting vaak zeer gecompliceerd en vrijwel ontoegankelijk voor een mathematische behandeling.

Ten behoeve van het spanningsonderzoek van elastische constructies is in de laatste decennia het foto-elastisch onderzoek ontwikkeld. Dit geschiedt met behulp van modellen, vervaardigd uit een transparant materiaal (bijv. gelatine), waarvan bepaalde optische eigenschappen afhankelijk zijn van de spanningstoestand, die onder invloed van een zekere belasting in de modellen optreedt.

Dit verband tussen de optische eigenschappen en de heersende spanningen maakt het mogelijk de gehele spanningstoestand langs fotografische weg in beeld te brengen.

Gezien de goede resultaten, die langs deze weg voor elastische constructies reeds zijn bereikt, was de werkgroep eenstemmig van oordeel, dat een onderzoek moest worden ingesteld, of deze methode tevens zou kunnen dienen ter verkrijging van een beter inzicht in de spanningstoestanden van dijken.

Twijfel echter heerste bij vele leden ten aanzien van de vraag of de verkregen resultaten, geldend voor een door optische eisen bepaald elastisch materiaal, tevens inzicht zouden geven in spanningstoestanden in een dijk of dijkmodel, opgeworpen van een loskorrelig materiaal met uit mechanisch oogpunt daarvan afwijkende gedragingen.

De werkgroep was derhalve van oordeel, dat zoveel mogelijk gelijktijdig een onderzoek moest worden ingesteld naar de spanningstoestanden in werkelijke dijken en dijkmodellen, opgeworpen van een loskorrelig materiaal, ten einde de resultaten van het foto-elastisch onderzoek hieraan te kunnen toetsen. Ook in de hierboven vermelde bespreking d.d. 9 maart 1955 was de wenselijkheid daarvan trouwens reeds naar voren gebracht.

Inmiddels was, met betrekking tot de stormramp bij de Rijkswaterstaat een tweetal interne nota's verschenen. Beide nota's werden ter beschikking van de werkgroep gesteld. Voorts was op verzoek van de Deltacommissie door de directie Algemene Dienst van de Rijkswaterstaat aan het Laboratorium voor Grondmechanica opdracht gegeven, een onderzoek in te stellen naar de oorzaken, die tot de dijkbreuken en dijkbeschadigingen in het rampgebied hadden geleid. Deze opdracht moest opgevat worden als een voortzetting en uitbreiding van een onderzoek, dat reeds in opdracht van de Provinciale Waterstaat van Zuid-Holland was verricht.

Dit onderzoek was begonnen met het vaststellen van de toestand, waarin de dijken zich na de ramp bevonden. Vele gegevens in de vorm van fotografische opnamen van dijkbeschadigingen, beschrijvingen van profielonderzoekingen, enz. waren daarbij reeds verzameld. Ook deze werden ter beschikking gesteld.

Aldus kwam de werkgroep in het bezit van een schat van gegevens. Hij besloot deze systematisch te ordenen en te trachten door een correlatie-onderzoek factoren op te sporen, die mogelijkerwijs van invloed konden zijn geweest op de dijkdoorbraken en -beschadigingen. De gevonden correlaties zouden dan, voor zover mogelijk, door een theoretisch onderzoek op hun waarde moeten worden getoetst.

Ten slotte was de werkgroep van oordeel, dat ook een onderzoek naar de grenstoestanden van evenwicht, volgens in de grondmechanica gebruikelijke rekenwijzen, niet achterwege mocht blijven. Uiteraard diende hierbij naar verbetering van die rekenwijzen te worden gestreefd.

Resumerend kunnen we de werkzaamheden van de werkgroep dus verdelen in vier groepen.

- a. Analyse van elastische spanningstoestanden in dijkmodellen van een voor het fotografisch zichtbaar maken van die spanningstoestanden geschikt materiaal (foto-elastisch onderzoek).
- b. Analyse van optredende spanningstoestanden in dijken en dijkmodellen, opgeworpen van loskorrelige materialen.
- c. Analyse van ter plaatse van de beschadigingen en doorbraken waargenomen verschijnselen, waarbij in hoofdzaak diende te worden gezocht naar correlaties tussen uitwendige factoren (waterstand, golfoploop, wateroverslag, enz.), de vorm en samenstelling van de dijk en de opgetreden mate van beschadiging.
- d. Analyse van de grenstoestanden van het inwendig evenwicht van dijkprofielen onder uit- en inwendige belastingen met inbegrip van de invloed van grondwaterbewegingen in en onder het dijklichaam.

## 1.2 Inhoud van de bijdrage

In de hoofdstukken 2.0 tot en met 5.0 worden de in 1.1 genoemde groepen van werkzaamheden van de werkgroep achtereenvolgens nader besproken.

In 6.0 zijn ten slotte de conclusies en aanbevelingen van de werkgroep opgenomen.

## 1.3 Medewerkers

De werkgroep was als volgt samengesteld:

Van de Rijkswaterstaat:

Prof. Ir. P. Ph. Jansen, voorzitter.

Ir. H. A. Ferguson, waarnemend voorzitter.

Ir. T. Edelman.

Ir. W. C. Bischoff van Heemskerck, secretaris.

Van de Technische Hogeschool:

Prof. Ir. N. Nanninga.

Van het Laboratorium voor Experimenteel Spanningsonderzoek:

Prof. Ir. C. G. J. Vreedenburgh.

Ir. F. K. Ligtenberg.

Ir. H. W. Loof.

Ir. G. A. F. van der Sande.

Van het Laboratorium voor Grondmechanica:

Prof. Ir. E. C. W. A. Geuze.

Ir. W. C. van Mierlo.

Ir. G. de Josselin de Jong.

Ir. A. W. van IJsseldijk.

Ir. K. Joustra.

Ir. H. J. Formsma.

## 2.0 FOTO-ELASTISCH ONDERZOEK AAN GELATINEMODELLEN

Indien een gelatinemodel wordt belast, treedt daarin een optisch effect op, dat in elk punt afhankelijk is van de grootte en de richting van de spanningen ter plaatse. Dit effect kan in gepolariseerd licht worden waargenomen, waardoor het mogelijk is het gehele spanningsbeeld fotografisch vast te leggen. Op deze wijze werd een aantal, uitsluitend door eigen gewicht belaste dijkprofielen onderzocht.

In tegenstelling met grond bestaat in gelatine een lineair verband tussen spanningen en vervormingen.

In een gelatinemodel heerst daarom een „elastische” spanningstoestand, die met de spanningen in een werkelijke dijk alléén gemeen heeft, dat op de juiste wijze aan de evenwichtsvergelijkingen is voldaan. De vervormingseigenschappen en de voorwaarden van samenhang, die mede de spanningstoestand bepalen, zijn voor gelatine geheel anders dan voor grond.

Gelukkig kon echter langs mathematische weg op bevredigende wijze worden aangetoond, dat de evenwichtsvergelijkingen alléén reeds sterke beperkingen opleggen aan de grenzen, waarbinnen de spanningstoestand in een dijklichaam zich kan bewegen. De vervormingseigenschappen hebben dus slechts een beperkte invloed op de spanningstoestand in een dijk, zolang tenminste de grenstoestand voor het inwendig evenwicht hieraan geen beperkingen stelt. Op grond hiervan heeft de werkgroep de „elastische” spanningstoelstanden, ondanks de verwachte afwijkingen toch kunnen gebruiken om daaruit tendensen af te leiden, die naar alle waarschijnlijkheid grote overeenkomst vertonen met hetgeen in werkelijkheid gebeurt. Op deze wijze werd bijvoorbeeld een indruk verkregen van de gevolgen, die relatief slappe of stijve plekken in de kern of in de teen van een dijk voor de spanningstoestand kunnen hebben (perskaden, caissons, e.d.).

Met betrekking tot de spanningen zelf konden de uitkomsten van het foto-elastisch onderzoek echter geen uitsluitsel geven, doordat in de gelatinemodellen plaatselijk hoofdspanningsverhoudingen werden gevonden, die in grond niet mogelijk zijn. Omdat het eerdergenoemde verschil tussen de vervormingseigenschappen van grond en van gelatine hierbij zeker een rol had gespeeld, werd een methode ontwikkeld om de invloed van dit verschil te elimineren. Door op de „elastische” spanningstoelstanden bepaalde correcties te superponeren, kan men de vervormingseigenschappen van zand althans bij benadering invoeren, zonder afbreuk te doen aan de eisen, die door de evenwichtsvergelijkingen worden gesteld. Deze correcties kunnen worden gevonden door gebruik van een daartoe ontwikkelde plaat-analogie. Omdat dit zeer bewerkelijk bleek, werd de toepassing van deze methode beperkt tot één geval.

De spanningstoestand, die hierbij werd gevonden, gaf een zo goed mogelijke benadering van de spanningen, die zullen optreden in een laagsgewijs opgebouwd dijklichaam.

Het is gebleken, dat ook in dit geval de spanningstoestand langs de buitenwand van het dijklichaam het grensevenwicht zeer dicht benadert.

Dit resultaat kan zijn verklaring vinden in het feit, dat – onder invloed van het gewicht van het opgeworpen dijklichaam – de ondergrond in de as van de dijk de grootste zetting zal ondergaan. Als gevolg daarvan ontwikkelt zich in het dijkmassief een gewelfwerking, waardoor een gedeelte van het gewicht van het middengedeelte naar de uiteinden wordt overgebracht. Deze gewelfwerking kan gemakkelijk aanleiding geven tot een overschrijden van de grenscondities van evenwicht langs de omtrek van de dijk. Als gevolg daarvan zullen nog tijdens de opbouw nabij de taluds plaatselijke verschuivingen optreden, die een nieuwe spanningstoestand doen ontstaan.

Uit de resultaten van dit gedeelte van het onderzoek heeft de werkgroep slechts de conclusie kunnen trekken dat men er op moet rekenen, dat op verschillende plaatsen in een dijk alleen reeds als gevolg van het eigen gewicht een toestand van grensevenwicht wordt bereikt.

Toevallige factoren, zoals geringe wijzigingen in de samenstelling van het gespoten zand of in omstandigheden tijdens de uitvoering dan wel een variatie van de eigenschappen van de ondergrond van plaats tot plaats, zullen wel invloed uitoefenen op de plaats en de omvang van de gebieden, waar de toestand van grensevenwicht heerst, maar in veel mindere mate op het uiteindelijke draagvermogen van de constructie.

Bij wijziging van de belasting op de gereedgekomen dijk kan een soortgelijk effect optreden. Men kan daarbij denken aan plaatselijke vervormingen, waarbij de dijk zich als het ware aanpast aan de nieuwe toestand, zonder dat dit nadelige gevolgen voor de dijk als geheel behoeft te hebben.

Alleen wanneer de dichtheid van het gebruikte zand beneden een kritieke waarde is gelegen, kan deze aanpassing het optreden van zettingsvloeiing tot gevolg hebben. Omdat dit verschijnsel in elk geval moet worden vermeden, behoort bij de opbouw der dijken te worden gezorgd voor een voldoende dichtheid van het gebruikte zand.

De conclusie, dat op verschillende plaatsen in de dijk een toestand van grensevenwicht moet worden verwacht, heeft er toe geleid, dat geen mogelijkheid meer werd gezien om vanuit de werkelijk

optredende spanningstoestand te komen tot een beoordeling van de veiligheid van verschillende dijk-constructies. Bij het verdere onderzoek werd de aandacht daarom geconcentreerd op de in 5.0 besproken analyse van de toestand van grensevenwicht.

Inmiddels zijn methoden ontwikkeld voor de toepassing van foto-elastisch onderzoek op korrelige materialen. Hierdoor worden nieuwe mogelijkheden geopend om spanningstoestanden in grondmassieven langs deze weg te benaderen.

### 3.0 ANALYSE VAN OPTREDENDE SPANNINGSTOESTANDEN IN DIJKEN EN DIJK-MODELLEN, OPGEWORPEN VAN LOSKORRELIGE MATERIALEN, DOOR DIRECTE METINGEN

De proeven en de daaruit verkregen resultaten, beschreven in 2.0, hebben tot het inzicht geleid, dat de waarde van het in het onderhavige hoofdstuk te behandelen onderzoek in de aanvang wel was overschat.

Voor zover directe metingen zouden moeten dienen ter toetsing van de resultaten van het foto-elastisch onderzoek, hadden zij voorshands geen zin meer.

Maar ook als middel om op deze wijze het inzicht in bestaande spanningstoestanden in dijken te vergroten, hadden zij hun betekenis voor de werkgroep grotendeels verloren, nu duidelijk was geworden, dat dit inzicht hem niet nader zou brengen tot een betere beoordeling van de veiligheid van dijken.

De veiligheid van een dijk wordt – afgezien van de eerdergenoemde zettingsvloeiing – slechts in gevaar gebracht, indien langs de begrenzingen grondelementen aanwezig zijn, die onder invloed van de aangrijpende krachten en mogelijke reacties, niet in evenwicht kunnen zijn. Dan treedt een afschuiving op, waardoor op haar beurt de stabiliteit van de overblijvende grond kan worden aangetast en de dijk bezwijkt.

Op grond van deze overwegingen ligt het voor de hand, dat de werkgroep het zwaartepunt van zijn aandacht geleidelijk van de in 1.1 ad a en b vermelde naar de ad c en d genoemde onderzoeksmethoden heeft verlegd. In 4.0 en 5.0 worden de laatstgenoemde methoden behandeld.

Inmiddels was gebruik gemaakt van de gelegenheid, geboden door de bouw van de dijk voor de werkhaven te Vere, om ervaringen op te doen met het verrichten van metingen van allerlei aard.

Volstaan zij met vermelding van de resultaten van de dichtheidsmetingen: het poriëngehalte van het gespoten zand bedroeg 39 tot 41 % en van het in den droge verwerkte zand 42 tot 46%. De maximumwaarden zijn aanmerkelijk kleiner dan de kritieke waarde, die voor het gebruikte zand op 48% werd bepaald. Met het trekken van conclusies uit dergelijke resultaten dient echter nog de nodige voorzichtigheid te worden betracht. De werkgroep acht het bovendien niet uitgesloten, dat in andere en minder gunstige omstandigheden – bijv. bij het storten van zand in diep water – geringere dichtheden dan de kritieke zullen kunnen optreden.

Hoewel ook de ervaringen bij de bouw van de dijken in de diepe sluitgaten op Walcheren in 1946 en die na de ramp van 1953 gunstig zijn geweest, acht de werkgroep het toch raadzaam, dat de dichtheid van het gestorte zand voortdurend wordt gecontroleerd. Hij beveelt in dit verband dan ook aan, een verdere ontwikkeling van methoden tot het meten van de dichtheid van zand te bevorderen.

### 4.0 CORRELATIE-ONDERZOEK

Uit de in 1.1 vermelde beschikbare en tijdens de werkzaamheden van de werkgroep nog verzamelde gegevens kan met grote stelligheid één belangrijke conclusie worden getrokken:

*De schade, die tijdens de stormvloed van 1 februari 1953 aan de zeedijken in het zuidwesten des lands is toegebracht, moet voornamelijk worden toegeschreven aan aantasting van het binnentalud als gevolg van overstromend water.*

Deze gevolgtrekking biedt op zich zelf geen nieuwe gezichtspunten. Na vorige overstromingsrampen werden analoge conclusies getrokken. Tot dusverre was men er echter niet in geslaagd een bevredigend inzicht te verkrijgen in de verschijnselen, die in een talud kunnen optreden, wanneer hier

water over stroomt. Voor de werkgroep is dit punt daarom een onderwerp geweest van een aantal berekeningen en theoretische beschouwingen.

Hieruit kwam het volgende naar voren:

- a. De stabiliteit van een beloop, dat van een waterdichte en erosievaste bekleding is voorzien, kan door overstromend water niet in gevaar worden gebracht, ongeacht de daarbij betrokken hoeveelheden of de frequentie, waarmede de overstroming plaatsvindt.
- b. Bij een niet-waterdichte bekleding van een beloop zal een deel van het overstromende water naar binnen treden, waardoor grondwaterstromen in het dijklichaam ontstaan. De waterspanningen, die daarbij worden opgewekt, kunnen de stabiliteit van het beloop in gevaar brengen. Naarmate zij toenemen, zal de spanningstoestand in het korrelgeraamte de toestand van grensevenwicht naderen.
- c. De grootte van die waterspanningen wordt onder meer beïnvloed door variaties in de samenstelling van het dijklichaam. Een naar het inwendige van het dijklichaam toenemende doorlatendheid veroorzaakt geringe, een afnemende doorlatendheid daarentegen grote waterspanningen. Een weinig doorlatende bekleding op een doorlatende dijk kern is dus gunstiger dan een doorlatende bekleding op een relatief niet-doorlatende kern. Een dergelijke, voor de stabiliteit ongunstige inhomogeniteit kan in een oorspronkelijk homogeen profiel in de loop der jaren ontstaan onder invloed van klimaat en plantengroei; mogelijk is dit een van de voornaamste oorzaken geweest van het bezwijken van de binnenbelopen tijdens de stormvloed van 1 februari 1953.
- d. Ook indien geen ongunstige verhouding bestaat tussen de doorlatendheden van bekleding en dijk kern, kunnen de spanningen in het binnengedrongen water een gevaar opleveren voor de stabiliteit van het beloop. Zij worden dan bepaald door de dikte van de over het talud stromende waterlaag. De voor evenwichtsverlies benodigde dikte van deze laag is afhankelijk van de hellingshoek van het beloop en van de daarin aanwezige cohesie.
- e. Voor de stabiliteit gevaarlijke waterspanningen kunnen ook ontstaan, wanneer in de nabijheid van het talud het binnengedrongen water zich verenigt met het freatische en capillaire water, dat in de dijk aanwezig is.

De sub *a* tot en met *e* gegeven beschouwingen gelden zowel voor binnen- als voor buitenbelopen. De omstandigheid, dat in 1953 nagenoeg geen buitenbelopen zijn bezweken ten gevolge van het daarover stromende water (golfoploop), kan wellicht worden verklaard door de flauwe helling van deze belopen en door een betere kwaliteit van de daarop aangebrachte bekleding.

Hoewel uit het correlatie-onderzoek het verband tussen wateroverslag en dijkdoorbraken wel duidelijk naar voren kwam, achtte de werkgroep het nodig, dat bovendien nog werd nagegaan in hoeverre de voor de stabiliteit zo ongunstige waterspanningen in het binnentalud mede zouden kunnen worden veroorzaakt door dijkkwel. In het bijzonder diende daarbij aandacht te worden besteed aan de grondwaterstroming nabij de binnentee van de dijk.

In opdracht van de directie Algemene Dienst van de Rijkswaterstaat verrichtte vooreerst het Rijksinstituut voor Drinkwatervoorziening een modelonderzoek in een spleetmodel, waarbij de kwelstroom door een dijk, als gevolg van snelle verhogingen van de buitenwaterstand werd onderzocht (niet-permanente stromingstoestand).

Als conclusie van dit onderzoek kan worden vermeld, dat de hoge buitenwaterstanden (stormvloed) meestal te kort aanhouden, om een enigszins betekende stijging van het freatische vlak nabij de binnentee van een zeedijk te kunnen bewerkstelligen.

Een overeenkomstige conclusie werd getrokken uit de resultaten van een globale berekening, die werd toegepast op een door de Deltadienst ontworpen dijkprofiel, dat voor dit probleem representatief werd geacht.

Bij het correlatie-onderzoek werden nog enige verschijnselen opgemerkt, die naar het oordeel van de werkgroep niet onvermeld mogen blijven.

1. Voor het overgrote deel zijn de opgetreden beschadigingen ingeleid door een afschuiving van het binnenbeloop. Een invloed van de kwaliteit van de daarop aangebrachte grasmat kon niet worden aangetoond.

2. Uitschuring van het binnenbeloop door overstromend water is slechts sporadisch voorgekomen. Het talud bestond in die gevallen uit een zanderig materiaal.
3. Een correlatie tussen het optreden van afschuivingen en de kwaliteit van de ondergrond is niet geconstateerd.
4. Een correlatie tussen het optreden van afschuivingen van het binnenbeloop en de hevigheid van de golfaanval op het buitenbeloop is niet geconstateerd.
5. Geen verband werd gevonden tussen het optreden van afschuivingen en de breedte van de dijk op stormvloedpeil.
6. Bij een zeer zware en dichte bekleding van het binnenbeloop blijkt overgeslagen water weinig of geen schade aan het binnenbeloop te hebben toegebracht.
7. Betonmuurtjes op de dijkkruij hebben in het algemeen goed voldaan; sommige polders hebben hun behoud daaraan te danken.

## 5.0 ANALYSE VAN DE GRENSTOESTAND VAN EVENWICHT

In 2.0 en 3.0 zijn de overwegingen en redenen uiteengezet, die er toe hebben geleid, dat van een verder onderzoek naar de spanningsverdelingen in dijkmassieven werd afgezien en de aandacht geleidelijk werd geconcentreerd op een evenwichtsonderzoek volgens de zg. glijvlakkenmethode.

Hierbij wordt het evenwicht beschouwd van een grondsegment aan de buitenzijde van het grondlichaam (bijv. talud), dat van de rest gescheiden wordt gedacht door een rechte of gebogen begrenzing, die geacht wordt een glijvlak te zijn. De daarop werkende spanningen sluiten dan, als de cohesie nul is, in elk punt van dat vlak een hoek in met de normaal, die gelijk is aan de hoek van inwendige wrijving. Onderzocht wordt dan of de – in richting bekende – reacties in dat glijvlak in staat zijn om het evenwicht van het beschouwde grondsegment te verzekeren.

De berekening moet worden herhaald voor verschillende willekeurig aangenomen begrenzingen. Bepalend is dan die, waarvoor de veiligheidsmarge tegen evenwichtsverlies een minimum is.

Deze methode is onvolmaakt en weinig bevredigend, omdat niet vaststaat, dat de spannings-toestand zodanig is, dat het willekeurig aangenomen grensvlak inderdaad het glijvlak is.

Een nadere bestudering van deze in de grondmechanica gebruikelijke rekenmethode heeft geen opmerkelijke resultaten opgeleverd.

Reeds lang was bekend, dat in een grondmassief, waarvan elk punt in de toestand van grensevenwicht verkeert, de spanningstoestand eenduidig bepaald is. Met de tot dusver ter beschikking staande methode was het echter slechts voor een beperkt aantal gevallen mogelijk, het glijvlakkenpatroon te bepalen.

Door een nadere studie is het nu mogelijk gebleken om, uitgaande van de buitenbegrenzing in een grondmassief, waarbij verondersteld wordt, dat hierin overal de toestand van grensevenwicht heerst, het verloop van de glijlijnen stap voor stap te construeren. Deze methode, die ook op verscheidene wiskundig aanverwante problemen eerder is toegepast, staat bekend als „integratie langs karakteristieken”, waarbij de subkarakteristieken de glijlijnen zijn, terwijl de antisubkarakteristieken corresponderen met de poellijnen in het diagram volgens Mohr.

Het is mogelijk, de invloed van het eigen gewicht, alsmede die van het grondwater in rekening te brengen.

Met behulp van deze methode is het altijd mogelijk een glijlijnenpatroon te construeren. In het algemeen moeten hiervoor echter onderstellingen worden gedaan, ten einde de toestand van bezwijken optimaal te benaderen. Indien men daarbij uitgaat van de meest ongunstige combinatie der aan de randen en in het inwendige van de constructie mogelijke krachtswerkingen, kan deze toestand worden gesimuleerd door een juiste keuze van de materiaaleigenschappen (combinatie van de cohesie  $c$  en de inwendige wrijvingshoek  $\varphi$ ), waarbij het bezwijken zou optreden. De veiligheid van de constructie kan dan – evenals bij de klassieke methoden van het glijvlakonderzoek gebruikelijk was – worden uitgedrukt in de verhouding van de werkelijke eigenschappen ( $c$ ,  $\varphi$ ) van het constructiemateriaal tot de gefingeerde grootheden.

Hoewel de methode het nadeel heeft bewerkelijk te zijn, is naar het oordeel van de werkgroep door de ontwikkeling van deze nieuwe werkwijze een belangrijke vooruitgang geboekt, omdat de bepaling van het verloop en de vorm van de in het massief optredende glijvlakken thans een theoretische basis heeft verkregen.

Uit op deze wijze uitgevoerde onderzoeken is gebleken, dat dijkprofielen, die volgens de huidige inzichten worden opgebouwd, in het algemeen niet door uitwendige belastingen tot afschuiving kunnen worden gebracht, doch dat inwendige belastingen (met name de stromingsdruk in combinatie met het eigen gewicht) gevaarlijk kunnen zijn.

## 6.0 CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN

De conclusies en aanbevelingen, waartoe de werkzaamheden van de werkgroep hebben geleid kunnen als volgt worden samengevat.

### *a. De oorzaken van de stormvloedramp van 1 februari 1953*

Als belangrijkste oorzaak van het geheel of gedeeltelijk bezwijken der dijken in het zuidwesten van Nederland tijdens de stormvloed van 1 februari 1953 ziet de werkgroep het optreden van wateroverslag.

Hij neemt daarbij aan, dat het overstromende water door de niet-waterdichte bekledingen van kruin en binnenbeloop de dijken is binnengedrongen en daar grondwaterstromingen heeft veroorzaakt, die in eerste instantie de stabiliteit van de binnentaluds hebben aangetast.

Een dijklichaam, waarvan het binnentalud geheel of gedeeltelijk is afgeschoven, kan door erosie in betrekkelijk korte tijd volledig tot bezwijken worden gebracht. Naar alle waarschijnlijkheid moeten de meeste doorbraken, die op 1 februari 1953 hebben plaatsgevonden, op deze wijze worden verklaard.

### *b. De betekenis van grondwaterstroming voor de stabiliteit van een dijk*

De stabiliteit van een beloop kan in belangrijke mate worden beïnvloed door de daarin optredende grondwaterstroom. De werkgroep is daarom van oordeel, dat bij het ontwerpen van dijken grote aandacht moet worden besteed aan de stromingstoestanden, die onder verschillende omstandigheden in het dijklichaam zullen kunnen optreden.

### *c. Stabiliteitsberekeningen*

Met behulp van de in 5.0 beschreven methode is het bij gegeven belastingen mogelijk voor ieder ontworpen dijkprofiel de stabiliteit te beoordelen. De invloed van de sub *b* bedoelde stromingstoestanden kan hierbij in rekening worden gebracht.

### *d. Het belang van voldoende dichtheid bij toepassing van zand*

Indien bij de opbouw van een dijk gebruik wordt gemaakt van zand, moet aan de dichtheid daarvan voortdurende en nauwlettende aandacht worden besteed. De dichtheid moet in elk geval groter zijn dan de kritieke dichtheid van het gebruikte zand.

### *e. Kruinhoogte; waterdichte bekleding van het binnenbeloop*

In verband met de sub *a* en *b* vermelde conclusies meent de werkgroep er de nadruk op te moeten leggen, dat de veiligheid van een dijk belangrijk kan worden verhoogd door wateroverslag zoveel mogelijk te beperken.

De mogelijkheden hiertoe, gelegen in de keuze van helling en vorm van het buitenbeloop en de hoogteligging van de kruin, kunnen echter wellicht nimmer zo volledig worden benut, dat wateroverslag nooit zal optreden. Met de kans daarop zal dus bij iedere dijk rekening moeten worden gehouden. De werkgroep acht het daarom gewenst, een dijk tevens zo goed mogelijk bestand te maken tegen overstromend water. De weerstand hiertegen hangt in hoge mate af van de helling van het binnenbeloop en van de kwaliteit der daarop aangebrachte bekleding. Een flauw talud werkt in dit opzicht gunstig, terwijl voor de bekleding, naast erosievastheid, van groot belang is, dat de doorlatendheid ervan aanmerkelijk kleiner is (en blijft) dan de doorlatendheid van de onderliggende kern.



Indien men er echter in zou slagen, het dijklichaam te voorzien van een waterdichte bekleding (die tevens waterdicht blijft) zou men een dijk verkrijgen, die ten aanzien van wateroverslag een absolute veiligheid zou kunnen bezitten. De werkgroep heeft gemeend, dat het niet tot zijn taak behoort in te gaan op de vraag in hoeverre een dergelijke constructie thans reeds technisch gerealiseerd kan worden, terwijl hij om dezelfde reden ook de economische zijde van het probleem onbesproken heeft gelaten.

Vanzelfsprekend moet een bekleding altijd bestand worden gemaakt tegen de wateroverdruk, die tegen de onderzijde kan optreden.

*f. Het buitenbeloop*

Beschadigingen van het buitenbeloop zijn in 1953 weinig geconstateerd. Hieruit mag echter niet worden geconcludeerd, dat de in deze bijdrage gegeven beschouwingen en conclusies niet voor een buitentalud zouden gelden. De ervaring, dat in deze taluds geen voor de stabiliteit kritieke waterspanningen zijn ontstaan, hangt vermoedelijk samen met de flauwe helling van deze taluds en met de kwaliteit van de daarop aangebrachte bekleding.

*g. De deltadammen*

Met behulp van de sub *c* bedoelde berekeningen heeft de werkgroep vastgesteld, dat in de deltadammen geen afschuivingen behoeven te worden gevreesd, indien deze dammen ongeveer de vorm en de samenstelling zullen krijgen van het profiel, dat in dit verband werd onderzocht. Dit betrof een met asfalt beklede zanddijk met een helling van het buitentalud 1 : 4, van het binnentalud 1 : 3, een kruinbreedte van 5 m en een kruinhoogte van N.A.P. + 13,50 m. De werkgroep heeft verondersteld, dat met betrekking tot de dichtheid aan de sub *d* genoemde eis zal worden voldaan en dat de bekleding van het buitentalud voldoende sterk zal zijn.

BIJDRAGE V.3

RIJKSWATERSTAAT

BODEMDALING

EN

DALING VAN DIJKKRUIJEN

TEN OPZICHTE VAN DE GEMIDDELDE

ZEESPIEGEL

## INHOUDSOVERZICHT

0.1 Inhoudsoverzicht . . . . .	39
0.2 Overzicht van de tabellen . . . . .	39
0.3 Overzicht van de figuren . . . . .	39
0.4 Literatuur . . . . .	40
0.5 Summary . . . . .	41
0.6 Résumé . . . . .	41
<b>1.0 Samenstelling van de bijdrage . . . . .</b>	<b>43</b>
1.1 Inleiding . . . . .	43
1.2 Inhoud van de bijdrage . . . . .	43
1.3 Auteurs en medewerkers . . . . .	43
<b>2.0 Indeling van de bodembewegingen . . . . .</b>	<b>43</b>
<b>3.0 De relatieve bodemdaling . . . . .</b>	<b>44</b>
3.1 De rotsdaling . . . . .	44
3.2 Daling van het Pleistoceen-oppervlak . . . . .	45
<b>4.0 Daling van het N.A.P.-vlak . . . . .</b>	<b>50</b>
<b>5.0 Daling van het maaiveld . . . . .</b>	<b>51</b>
<b>6.0 Daling van peilmerken . . . . .</b>	<b>52</b>
<b>7.0 Daling van dijkkruien . . . . .</b>	<b>55</b>
<b>8.0 Conclusies en aanbevelingen . . . . .</b>	<b>60</b>
<b>0.2 OVERZICHT VAN DE TABELLEN</b>	
3.2.1 Ouderdom van jonge veenlagen . . . . .	48
6.0.1 De onderlinge ligging van het N.A.P.-vlak en het N.N.-vlak voor verschillende plaatsen langs de Nederlands-Duitse grens omstreeks 1885 en 1940 . . . . .	52
6.0.2 Hoogteligging van het peilmerk Brandwijk 3 van 1929-1959 . . . . .	54
7.0.1 Zakkingen van dijkkruien . . . . .	56
<b>0.3 OVERZICHT VAN DE FIGUREN</b>	
2.0.1 Schema van bodemdalingen ten opzichte van de gemiddelde zeespiegel . . . . .	44
3.2.1 Kaartje van Nederland, tonend waar de monsters voor het C <sup>14</sup> -onderzoek werden genomen . . . . .	46

3.2.2 Tijd-hoogte-grafiek volgens C <sup>14</sup> -onderzoek voor Barendrecht, Brandwijk, Boskoop en Willemstad. . . . .	47
3.2.3 Tijd-hoogte-grafiek voor geselecteerde punten van het Pleistoceen-oppervlak of andere vaste zandoppervlakken. . . . .	49
4.0.1 De halftijkromme te Amsterdam (nabij Amsterdam sinds de afdamming van het IJ in 1872) van 1682-1930 . . . . .	51
6.0.1 Peilmerkdalingen in en nabij de Alblasserwaard volgens waterpassingen van 1889, 1920, 1930, 1942, 1951, 1953 en 1957 . . . . .	53
6.0.2 Daling van het peilmerk Brandwijk 3 . . . . .	55

#### 0.4 LITERATUUR De verwijzing in de tekst is aangegeven door [ ]

1. *J. Bennema* Bodem- en zeespiegelbewegingen in het Nederlandse kustgebied. Proefschrift Wageningen, 1954.
2. *J. Bennema en K. van der Meer* De bodemkartering van Walcheren. (De bodemkartering van Nederland, deel 12), Ministerie van Landbouw, Visserij en Voedselvoorziening, Directie van de Landbouw, 's-Gravenhage, 1952.
3. *T. Edelman* Tectonic movements as resulting from the comparison of two precision levellings. Symposium Quarternary changes in level especially in the Netherlands. Utrecht 1954, Geologie en Mijnbouw, Maandbl. Kon. Ned. Geol. Mijnbk. Gen., nr. 6, juni 1954, 209-213, 's-Gravenhage.
4. *J. Gaye* Wasserstandsänderungen in der Ostsee in den letzten 100 Jahren. Schriften des Naturwissenschaftlichen Vereins für Schleswig-Holstein. Bd. XXV, Karl-Gripp Festschrift, 196-203, 1951.
5. *A. E. van Giffen* Archäologische Bemerkungen zur Frage der Niveauveränderungen im Niederländischen Küstengebiet. Symposium Quarternary changes in level especially in the Netherlands, Utrecht 1954, Geologie en Mijnbouw, Maandbl. Kon. Ned. Geol. Mijnbk. Gen., nr. 6, juni 1954, 226-231, 's-Gravenhage.
6. *P. H. Kuenen* Eustatic changes of sea-level. Symposium Quarternary changes in level especially in the Netherlands, Utrecht 1954, Geologie en Mijnbouw, Maandbl. Kon. Ned. Geol. Mijnbk. Gen., nr. 6, juni 1954, 148-155, 's-Gravenhage.
7. *R. Tavernier et F. Moormann* Les changements du niveau de la mer dans la plaine maritime flamande pendant l'Holocène. Symposium Quarternary changes in level especially in the Netherlands, Utrecht 1954, Geologie en Mijnbouw, Maandbl. Kon. Ned. Geol. Mijnbk. Gen., nr. 6, juni 1954, 201-206, 's-Gravenhage.
8. *J. F. H. Umbgrove* Bewegingsfasen en tectonische hoofdrichtingen in Nederland. Verhandelingen van het Geologisch Mijnbouwkundig Genootschap voor Nederland en koloniën, Geologische serie deel XIV, 497-516 (Gedenkboek Dr. Ir. P. Tesch, m.i.), 's-Gravenhage, 1945.
9. *Joh. van Veen* Bestaat er een geologische bodemdaling te Amsterdam sedert 1700? Tijds. Kon. Ned. Aardrk. Gen., Leiden, 1945.
10. *H. de Vries* 14 C - De klok der eeuwen. AO 509. I.V.I.O., Amsterdam

## 0.5 SUMMARY

### Subsidence of the soil and embankments in relation to mean sea level

Subsidences in the Netherlands can be distinguished into:

1. rock-bottom subsidences;
2. subsidence of Pleistocene surface;
3. ordnance datum subsidence;
4. field subsidences;
5. subsidence of houses, sluices, etc. (benchmarks!);
6. embankment (or dike) subsidences.

These subsidences must be related to mean sea level. According to geological data the rock-bottom subsidence may be roughly about 10 cm/century; the other figures are more important. Field subsidences have not yet been measured in the Netherlands. Figures 3.2.2 and 3.2.3 give some results of the new C<sup>14</sup> research. For the period — 7000 to — 2500 the average subsidence of the surface of the Pleistocene layers (mostly sand) may be about 25 cm/century. There are indications that the average subsidence since — 2500 is slower.

The data from tide-gauges give the subsidence of the ordnance datum (N.A.P., see figure 4.0.1) since the zero points of all tide-gauges are kept at ordnance-datum level; they will not give field, Pleistocene-surface, or rock-bottom subsidence. It is recommended, therefore, to establish gauges, embedded in the Pleistocene subsoil, whose zero-points must be unalterable, the gauges being immovable. Relative subsidences of benchmarks can in principle be computed from the results of levellings in different years. These subsidences are relative to ordnance datum (N.A.P.). The results of a comparison between the levellings of 1875–1887 and 1926–1940 are probably not significant, however.

In figure 6.0.1 subsidence curves are given for some benchmarks east of Rotterdam. This area shows some strong benchmark-subsidences, from 10 cm/cent. to 50 cm/cent. (related to N.A.P., which will be about 30–70 cm/cent. related to sea-level).

Measurements of dike-heights in different years will give subsidence figures for the dikes with respect to ordnance datum (N.A.P.). Table 7.0.1 gives the *mean* subsidences for a number of dikes in cm/year, as far as can be learned from past and recent levellings. An average figure is about 70 cm/century related to N.A.P. (about 90 cm/century related to sea-level) but there are dikes with a *mean* subsidence of more than 100 cm/century, up to 180 cm/century (related to N.A.P.). Locally, the sinking of dikes may be even greater.

In designing new constructions it will be advisable to take into account a certain reserve for future subsidences: 20 cm/century for structures well founded in the Pleistocene-surface, more for embankments.

## 0.6 RÉSUMÉ

### Affaissement du sol et abaissement de crêtes de digues par rapport au niveau moyen de la mer

Les abaissements aux Pays-Bas peuvent se diviser comme suit:

1. abaissement du sol rocheux;
2. abaissement de la surface pléistocène;
3. abaissement du zéro du nivellement N.A.P.;
4. abaissement de la surface supérieure;
5. abaissement des constructions (repères!);
6. abaissement des rivages et des digues.

Tous les abaissements doivent être considérés en comparaison du niveau moyen de la mer. Selon les données géologiques, l'abaissement du sous-sol rocheux pourrait être d'environ 10 cm/siècle; les autres chiffres sont plus élevés. Jusqu'à présent, l'abaissement de la surface supérieure n'a pas encore été mesuré aux Pays-Bas. Les figures 3.2.2 et 3.2.3 donnent quelques résultats des recherches géologiques C<sup>14</sup>. L'abaissement moyen de la surface pléistocène (surtout du sable) pour la période allant de — 7000 à — 2500 peut être de l'ordre de 25 cm/siècle. Il semble possible que l'abaissement moyen postérieur à — 2500 soit plus faible.

Les données des marégraphes ne fournissent que l'abaissement du zéro du nivellement N.A.P. (voir figure 4.0.1), étant donné que les zéros des marégraphes sont toujours ramenés au N.A.P. C'est pourquoi il est recommandé d'établir des marégraphes dans le sous-sol pléistocène, dont les zéros seront fixes et inaltérables. Les abaissements relatifs des repères peuvent en principe être calculés par comparaison avec les nivellements de différentes années. Ces abaissements sont relatifs au zéro de nivellement N.A.P. Les résultats d'une telle comparaison entre les nivellements de 1875 à 1887 et de 1926 à 1940 ne sont probablement pas significatifs. A la figure 6.0.1, les courbes d'abaissement sont tracées pour un certain nombre de repères à l'est de Rotterdam. Les abaissements des repères dans cette région sont assez grands, de 10 à 50 cm/siècle par rapport au N.A.P., c'est-à-dire d'environ 30 à 70 cm/siècle par rapport au niveau moyen de la mer.

En mesurant les hauteurs des digues dans différentes années, on obtiendra les chiffres indiquant l'abaissement de ces digues, chiffres comparés au N.A.P.

Le tableau 7.0.1 donne les abaissements *moyens* pour quelques digues en cm/années autant que les nivellements passés et présents peuvent nous donner des renseignements.

Le chiffre moyen est d'environ 70 cm/siècle par rapport au N.A.P. (c'est-à-dire 90 cm/siècle par rapport au niveau moyen de la mer), mais il y a des digues présentant un abaissement *moyen* de plus de 100 cm/siècle, chiffre s'élevant parfois même à 180 cm/siècle (par rapport au N.A.P.). Il est certain que l'abaissement local d'une digue peut encore être plus grand.

Dans les projets de constructions nouvelles, il est recommandé de tenir compte d'une certaine marge pour les abaissements futurs. Cette marge peut être de 20 cm pour des constructions ayant leurs fondations dans le Pléistocène; pour les digues, cette marge doit être plus grande.

## 1.0 SAMENSTELLING VAN DE BIJDRAGE

### 1.1 Inleiding

De vraag of en, zo ja, hoeveel Nederland daalt ten opzichte van de zeespiegel heeft reeds enige eeuwen de aandacht.

Het kan niet de bedoeling van deze bijdrage zijn, dit probleem op te lossen; slechts zal getracht worden het scherper te stellen door een analyse te geven van het begrip bodemdaling. Voorts zullen enige onderzoeken naar bepaalde onderdelen van de bodemdaling worden behandeld.

Daar hoogtebepalingen op het aardoppervlak relatief zijn, is het bepalen van verticale bewegingen steeds onzeker ten aanzien van de beslissing, welke van de beide vergeleken punten aan beweging onderhevig geweest is. Aangezien voor Nederland de beweging ten opzichte van de zeespiegel belangrijk is, is de zeespiegel het aangewezen niveau, ten opzichte waarvan wij de verticale beweging moeten bepalen. Hierbij dient wel voor ogen gehouden te worden, dat deze zeespiegel – het gemiddelde zeeniveau – zelf aan veranderingen onderhevig is. Gegevens betreffende de verandering van het gemiddeld zeeniveau worden verzameld door een internationale commissie, welke in 1957 door de Union Géodésique et Géophysique Internationale (U.G.G.I) op de Assemblée Générale te Toronto werd ingesteld.

Een belangrijke factor voor de hoogte van de zeespiegel is de aanwezigheid van landijs, voornamelijk op Groenland (2,6 miljoen km<sup>3</sup>) en Antarctica (18,9 miljoen km<sup>3</sup>); (echometingen van een Franse poolexpeditie, gepubliceerd in 1954). Samen met nog 0,24 miljoen km<sup>3</sup> ijs, dat in de vorm van gletschers over de aarde verspreid aanwezig is, vormt dit een hoeveelheid van 21,74 miljoen km<sup>3</sup> ijs. Indien deze hoeveelheid zou smelten, zou de zeespiegel ongeveer 54 m stijgen ten opzichte van de tegenwoordige stand. Reeds geringe veranderingen van de temperatuur in de genoemde gebieden kunnen een belangrijk effect hebben op het gemiddeld zeeniveau.

### 1.2 Inhoud van de bijdrage

In 2.0 wordt een overzicht gegeven van de verschillende bodembewegingen, die onderling dienen te worden onderscheiden.

In 3.0 worden de relatieve bodembewegingen behandeld. Voor Nederland is van belang de beweging van het Pleistoceen-oppervlak ten opzichte van de gemiddelde zeespiegel.

In 4.0 volgt een bespreking van de daling van het N.A.P.-vlak.

In 5.0, 6.0 en 7.0 komen dan aan de orde de holocene dalingsverschijnselen, respectievelijk de daling van het maaiveld, de daling van peilmerken en de daling van dijkkruien.

In 8.0 worden conclusies en aanbevelingen gegeven.

### 1.3 Auteur en medewerkers

Het concept voor deze bijdrage is, kort voor zijn overlijden op 9 december 1959, opgesteld door Dr. Ir. J. van Veen, lid en secretaris van de Deltacommissie, met medewerking van Ir. A. Waalewijn.

De eindredactie is tot stand gekomen in overleg met Ir. J. B. Schijf.

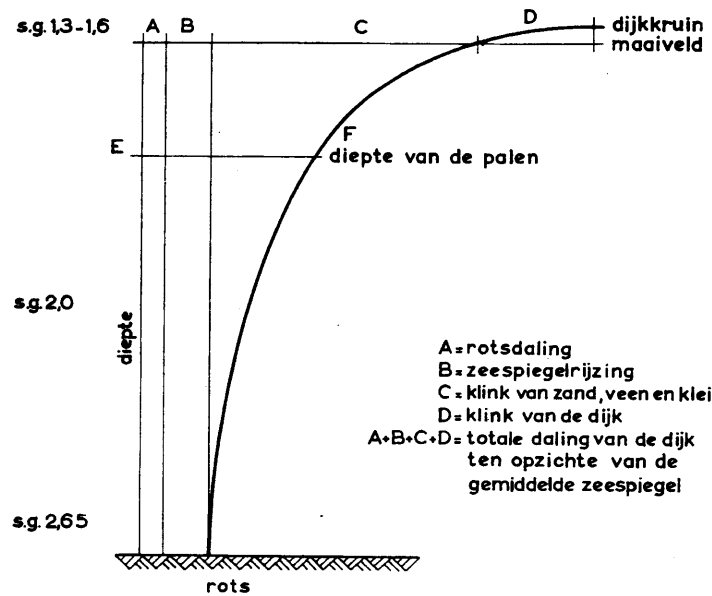
## 2.0 INDELING VAN DE BODEMBEWEGINGEN

Aan de zakkingen in Nederland zijn de volgende aspecten te onderscheiden:

- a. daling van de vaste rots welke zich in de diepe ondergrond bevindt;
- b. daling van het Pleistoceen-oppervlak;
- c. daling van de peilmerken te Amsterdam, waaraan de ligging van het N.A.P.-vlak ontleend wordt;
- d. daling van het maaiveld;
- e. daling van kunstwerken als huizen, bruggen, sluisen, enz. (speciaal interessant zijn die kunstwerken, waarin zich peilmerken van het N.A.P. bevinden);
- f. daling van dijkkruien.

De grootte van de dalingen sub *a* en *b* wordt gewoonlijk uitgedrukt ten opzichte van de gemiddelde zeespiegel. Deze dalingen worden dus samengevoegd met de rijzing van de gemiddelde zeespiegel. De resulterende beweging ten opzichte van de gemiddelde zeespiegel wordt de relatieve bodemdaling genoemd.

De onderlinge verhouding van de bovenomschreven dalingen voor een zelfde verticaal is schematisch weergegeven in figuur 2.0.1.



Figuur 2.0.1. Schema van bodemdalingen ten opzichte van de gemiddelde zeespiegel

De figuur schetst de betrekking tussen de diepte en de daarbij optredende daling ten opzichte van de gemiddelde zeespiegel. De vaste rots zal minder dalen dan het maaiveld; diep gefundeerde gebouwen dalen meer dan de rots, doch minder dan het maaiveld. De kruinen van dijken daarentegen zullen meer dalen dan het maaiveld en bij slappe ondergrond aanzienlijk meer dan goed gefundeerde bouwwerken.

Men zou dus eigenlijk niet van „de bodemdaling” moeten spreken, doch een meer gespecificeerde uitdrukking moeten gebruiken om aan te geven welke daling ten opzichte van de zeespiegel men bedoelt.

### 3.0 DE RELATIEVE BODEMDALING

#### 3.1 De rotsdaling

De meting van de daling van de rots ten opzichte van de zeespiegel zou eenvoudig zijn als de rotsformatie bij de kust aan de oppervlakte kwam. Een op de rots aangebrachte peilschaal zou gedurende lange tijd kunnen worden afgelezen. Uit die aflezingen zou de daling eenvoudig te bepalen zijn. In Nederland is deze omstandigheid niet aanwezig, zodat men voor een schatting van de daling van de rotsbodem moet afgaan op geologische gegevens.

Volgens UMBGROVE [8] werden de postcarbonische formaties ter dikte van 7500 à 9000 meter afgezet in 222 000 000 jaar, hetgeen neerkomt op een rotsdaling van gemiddeld 0,4 cm per eeuw. In de zuidwestelijke provincies van ons land zou deze slechts 0,05 à 0,07 cm per eeuw bedragen.

Andere cijfers vindt men echter, wanneer men alleen de latere historie van het Noordzeebekken beschouwt. In Noordwest-Nederland:

Pleistoceen + Holocene . . . . .	300 m in 600 000 jaar = 5 cm/eeuw
Van de basis van het Riss-glaciaal tot heden. . . . .	80 m in 200 000 jaar = 4 cm/eeuw
Holocene. . . . .	22 m in 20 000 jaar = 11 cm/eeuw



Aan de hand van deze gegevens zou de tegenwoordige snelheid van de daling van de rots ten opzichte van de zeespiegel op ongeveer 10 cm/eeuw geschat kunnen worden. Men kan dit cijfer niet anders dan uiterst globaal noemen. Misschien kan met behulp van nabij de kust gelegen verlaten boorbuizen van de Nederlandse Aardolie Maatschappij door directe meting een betere schatting van deze daling worden uitgevoerd.

KUENEN [6] berekent een gemiddelde zeespiegelrijzing sinds — 25 000 van 36 cm/eeuw. De *schommelingen* acht hij echter zodanig, dat tijdens perioden van actieve ijssmelting rijzingen van 50 à 100 cm/eeuw voorkwamen.

Bepaalde stijgingen kwamen volgens BENNEMA en VAN DER MEER [2] en TAVERNIER en MOORMANN [7] voor tussen de 2e en de 1e eeuw voor Chr., de 4e en de 8e eeuw na Chr. en tussen 900 en 1000.

De archeoloog VAN GIFFEN [5] acht de gemiddelde stijging van de zee ten opzichte van vaste grondlagen sinds het jaar — 400 niet zeer groot, eerder negatief. Men woonde toen op de kwelders van Groningen.

Voor de kust van Sleeswijk-Holstein kwamen de geoloog DITTMER en de archeoloog BANTELMANN in 1959 tot de conclusie, dat het zeeniveau in recente tijden gemiddeld niet belangrijk is gestegen. Evenals VAN GIFFEN komen zij tot de opvatting, dat de zeespiegel iets vóór het begin onzer jaartelling hoger geweest is dan de huidige stand.

De nadruk bij het geologisch archeologisch onderzoek moet dus vallen op de woorden *gemiddelde* en *schommeling*.

### 3.2 Daling van het Pleistoceen-oppervlak

In opdracht van de Deltacommissie werd sinds 1953 op een aantal plaatsen in Nederland de daling van het Pleistoceen-oppervlak ten opzichte van de gemiddelde zeespiegel gemeten met behulp van het zogenaamde C<sup>14</sup>-onderzoek.

Bij deze methode wordt gebruik gemaakt van het feit, dat de koolstof, die de planten tijdens hun leven opnemen, samengesteld is uit het normale koolstofatoom met atoomgewicht 12 en het radioactieve isotoop met atoomgewicht 14. Na het afsterven van de plant begint het C<sup>14</sup> langzaam uiteen te vallen en neemt de radioactiviteit dus af. Door meting van de radioactiviteit van veenmonsters kan de ouderdom van de laag, waaruit de monsters zijn genomen, met een vrij grote nauwkeurigheid worden vastgesteld. Aangezien de halveringstijd van het C<sup>14</sup> groot is (5570 jaar) is deze methode geschikt voor de bepaling van de ouderdom van vele duizenden jaren oude lagen. De nauwkeurigheid van de ouderdomsbepaling is echter kleiner naarmate het monster ouder is [10].

De snelheid van de daling van het Pleistoceen kan met behulp van het C<sup>14</sup>-onderzoek uiteraard slechts worden gemeten op die plaatsen, waar een veenlaag onmiddellijk op het Pleistoceen rust. Men bepaalt dan de ouderdom van de onderkant van de veenlaag. De Geologische Stichting te Haarlem verzamelde daartoe vele veenmonsters in het lage deel van Nederland, waarna DE VRIES, te Groningen, de ouderdom van deze monsters bepaalde, gebruik makend van hun radioactiviteit. Hoewel deze methode in 1953 nog nieuw was en veel werk verricht moest worden om haar te verbeteren, kan toch gezegd worden, dat zij een belangrijke bijdrage levert tot de kennis van de zakking van onze bodem, in het bijzonder die van de bovenkant van het Pleistoceen gedurende de laatste 10 000 jaren en ongeveer 2500 jaar geleden.

Hoewel thans <sup>1)</sup> slechts een voorlopig rapport ter beschikking staat en het onderzoek nog wordt voortgezet, kunnen in afwachting van het definitieve rapport van de Geologische Stichting alvast enige gegevens worden gepubliceerd. Voor zover van interpretatie van deze gegevens sprake is, komt deze voor de verantwoording van de auteur van deze bijdrage. Er zullen slechts enige feitelijke gegevens worden vermeld, verkregen van de Geologische Stichting.

In totaal werden tot dusverre 93 monsters onderzocht, verdeeld als volgt: Groningen 10, Friesland 4, Noord-Holland 12, Zuid-Holland 40, Noord-Brabant 4, Zeeland 23 (zie figuur 3.2.1).

Het nemen der monsters geschiedde met grote zorg. Veelal werden zij genomen van de onderste laag van het veenpakket (basisveen) om zodoende het begin van de veengroei te leren kennen, die vaak

<sup>1)</sup> Het concept voor deze bijdrage is eind 1959 opgesteld (zie 1.3).

op een zandbodem plaatsvond. Ook wel werd de top van een veenlaag genomen. Men vond dan bijv. voor „het veen op grote diepte” te Velsen (tunnelbouwput):

basisdiepte N.A.P. — 16,23 m, oud 8040 jaar  $\pm$  230 jaar;

topdiepte N.A.P. — 15,95 m, oud 7140 jaar  $\pm$  210 jaar.

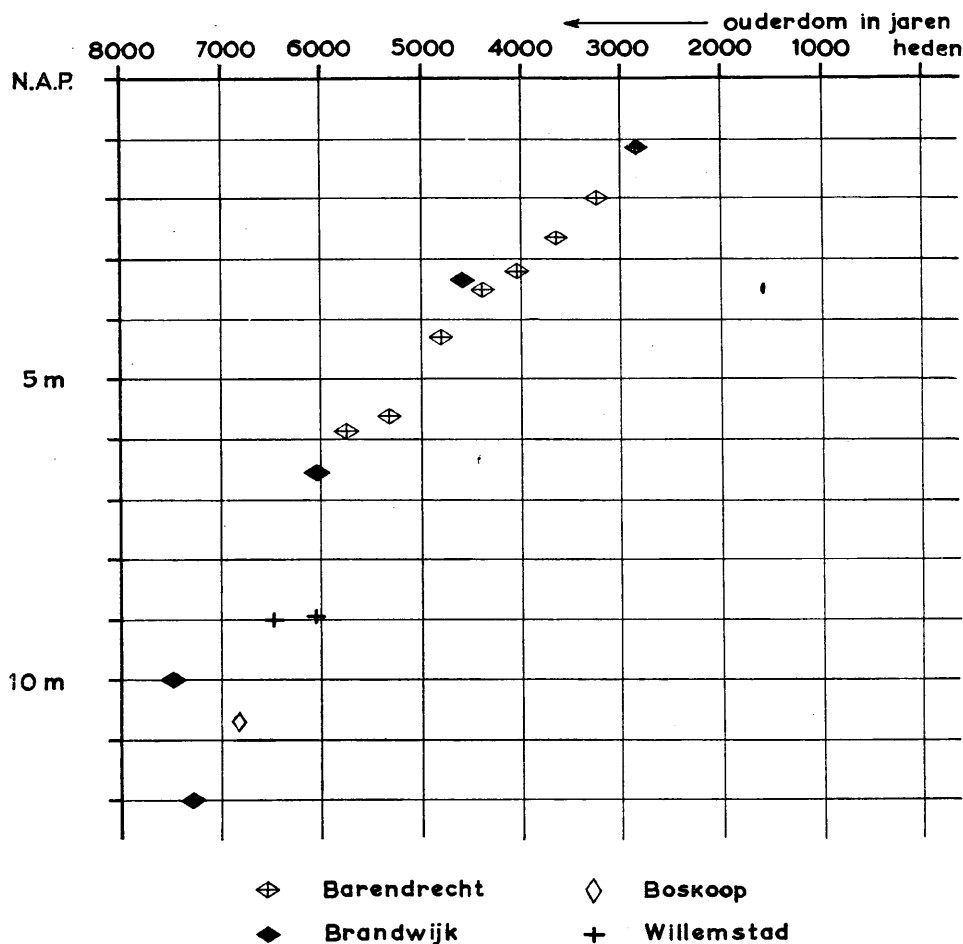


Figuur 3.2.1. Kaartje van Nederland, tonend waar de monsters voor het  $C^{14}$ -onderzoek werden genomen

Hieruit kan worden geconcludeerd, dat de veengroei hier ongeveer 900 jaar duurde. Daar de veenlaagdikte thans slechts ongeveer 30 cm bedraagt, kan men gevoeglijk een grote inklinking van het veen aannemen. Hoe groot deze was, is niet bekend. Rekent men, om de gedachte te bepalen, dat de veen-

groei te Velsen begon iets boven springtij-H.W. en neemt men daarvoor 1,50 m boven de gemiddelde zeespiegel (aannemend, dat de gemiddelde zeespiegel thans identiek is met ons begrip N.A.P.), dan vindt men een gemiddelde relatieve daling van het Pleistoceen-oppervlak te Velsen (waar de planten van het monster op groeiden) van  $17,73 : 80,4 = 22 \text{ cm/eeuw}$  voor de laatste 8000 jaren.

Dit voorbeeld en de genoemde veronderstellingen geven te kennen, dat voorzichtigheid bij de interpretatie geboden is. Uit de plantenresten zelf kon men enige conclusies trekken ten aanzien van het milieu, waarin de planten groeiden; het water te Velsen bijv. was niet brak maar zoet en er was een flora van waterminnende planten. Men zou ook de afstand tot zee moeten kennen en de geografische verhoudingen om te kunnen schatten op welke hoogte boven H.W. dit soort planten gegroeid is. Hadden stormvloed met zout water mogelijk toegang? Hier is hoogteverschil mogelijk, maar op 80 eeuwen is dit per eeuw toch niet van veel belang.



Figuur 3.2.2. Tijd-hoogte-grafiek volgens  $C^{14}$ -onderzoek voor Barendrecht, Brandwijk, Boskoop en Willemstad

Een geschikte plaats voor het onderzoek bleek de helling van een van de donken<sup>1)</sup>. Gekozen werden die van Brandwijk en Barendrecht (zie figuur 3.2.1). Het veen bestond bij beide uit bosveen, gemengd met wat rivierslib. Te Brandwijk bleek van een monster van basisveen, gegroeid op zand van N.A.P. — 11,98 m, de ouderdom  $7240 \pm 210$  jaar.

Men vond voor een monster op dezelfde flank van de donk van Brandwijk, nu slechts op een diepte van N.A.P. — 1,15 m, een ouderdom van  $2830 \pm 135$  jaar. Het *verschil* geeft voor de jaren — 7240 en — 2830 dus een coëfficiënt van bijna 25 cm/eeuw als gemiddelde. Dit verschil zal grotere

<sup>1)</sup> Donken zijn plaatselijke zandopduikingen.

nauwkeurigheid kunnen bezitten dan een coëfficiënt, afgeleid uit een vergelijking van het laatste monster met heden, daar de toestand van heden bij Brandwijk niet meer natuurlijk is. Zou men een hoogtecijfer van het bosveenbegin voor heden op N.A.P. + 2 m aannemen, dan zou de coëfficiënt voor de jongste 2830 jaar gemiddeld zijn  $3,15 : 28,3 = 11$  cm/eeuw, doch wij weten noch de afstand van Brandwijk tot de zee in het jaar — 2830, noch de afstand van die donk tot een rivier, noch het tijverschil in dat jaar ter plaatse, zodat de genoemde N.A.P. + 2 m een zéér onzuivere veronderstelde waarde blijft. Mogelijk duidt het geringe gehalte aan rivierslib op een zelden voorkomende overstroming, dus op een betrekkelijk hoge ligging. Het zou ook kunnen zijn, dat het bos dicht was en slib er moeilijk kon door-dringen.

Voor de donk van Barendrecht vindt men iets minder. Monster 1, gestoken op N.A.P. — 5,82 m, heeft een ouderdom van  $5705 \pm 90$  jaar, monster 12, gestoken op N.A.P. — 1,95 m, een ouderdom van  $3240 \pm 50$  jaar. Het verschil tussen beide basisvenen levert een gemiddelde coëfficiënt van ruim 15 cm/eeuw voor — 5700 tot — 3240 jaar.

Figuur 3.2.2 geeft de punten, aanduidend het verband tussen de hoogteligging ten opzichte van N.A.P. en de ouderdom der monsters van Barendrecht, Brandwijk, Boskoop en Willemstad, in totaal van resp. 7, 5, 1 en 2 monsters. De spreiding neemt toe naarmate men oudere monsters heeft genomen; bij — 7000 is de spreiding ongeveer 2 à 3 m, bij — 3000 ongeveer 1 m. Voor de periode — 6000 tot — 3000 zou een gemiddelde coëfficiënt van ongeveer 17 cm/eeuw gelden.

Een andere geschikte plaats vormden de dalen tussen de Hollandse strandwallen. Zodra een nieuwe strandwal een stuk voormalig strand voldoende afsloot, kon veenvorming optreden. Zo werd gevonden voor de basis van het veen der eerste strandvlakten (Escampolder en Oegstgeest, zie figuur 3.2.1) resp.  $3925 \pm 180$  jaar en  $4000 \pm 50$  jaar bij een diepteligging van resp. N.A.P. — 2,70 m en N.A.P. — 2,50 m, voor de vierde strandvlakte (Kijkduin)  $1460 \pm 100$  jaar, diepte N.A.P. + 0,50 m. Het verschil geeft als gemiddelde coëfficiënt voor de periode — 4000 tot — 1460: 12 à 13 cm/eeuw.

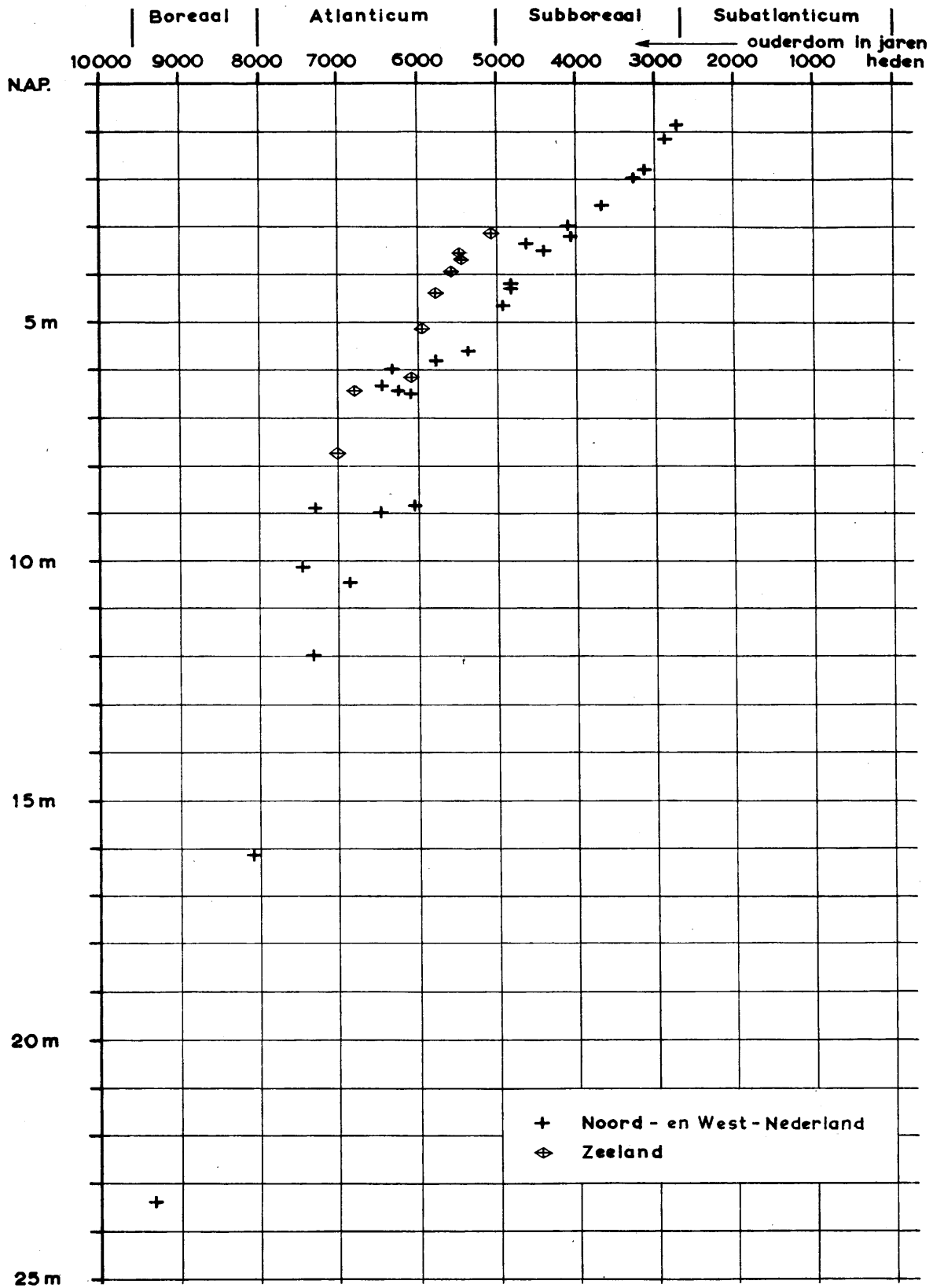
Boven „het veen op grote diepte”, gegroeid op het Pleistoceen, komen nog veenlagen voor, die ook op hun ouderdom werden onderzocht, speciaal weer de onderste lagen.

Gevonden werden de cijfers, gegeven in tabel 3.2.1.

Tabel 3.2.1  
Ouderdom van jonge veenlagen

Plaats	Diepte in m beneden N.A.P.	Ouderdom in jaren
Kattendijke . . . . .	2,62	$4595 \pm 150$
Ellewoutsdijk . . . . .	3,08	$4380 \pm 80$
Waarde . . . . .	3,16	$4620 \pm 180$
Ritthem . . . . .	3,25	$4500 \pm 120$
Welzinge . . . . .	2,25	$4555 \pm 130$
Vere . . . . .	3,24	$4070 \pm 120$
Renesse . . . . .	2,62	$4040 \pm 55$
Hekelingen . . . . .	3,89	$3820 \pm 180$
Willemstad . . . . .	4,83	$4765 \pm 130$
Beerta . . . . .	4,21	$4810 \pm 65$
Beerta . . . . .	3,00	$4110 \pm 75$

Beschouwt men overeenkomstige jaartallen, dan rijst het vermoeden, dat de holocene lagen op de ene plaats iets meer inklinken dan op de andere. De jongere veenlagen hebben voor het berekenen van zettingen uit waterbouwkundig oogpunt niet die betekenis, welke de basis van „het veen op grotere diepte” heeft. De heipalen reiken immers meestal tot in het Pleistoceen en men wil vooral de daling van onze kunstwerken leren kennen. Toch is voor de dijkbouw de kennis van de hoogteligging en de ouderdom van de jongere veenlagen ook zeer gewenst.



Figuur 3.2.3. Tijd-hoogte-grafiek voor geselecteerde punten van het Pleistoceen-oppervlak of andere vaste zand-oppervlakken

Figuur 3.2.3 geeft de tijd-hoogte-grafiek voor geselecteerde punten van veen, gegroeid op het Pleistoceenoppervlak, verspreid over het gehele land. Men ziet hier een „wolk” van punten met een spreiding van ongeveer 3 à 4 m tussen — 7500 en — 4000, doch voor de hogere punten aanzienlijk minder. De twee oudste punten (Velsen en Uitgeest) deden verlangen naar een groter aantal monsters uit deze periode. Deze worden thans genomen en onderzocht. Zou men voor de periode — 5000 tot — 2700 een coëfficiënt willen bepalen, omdat hier een „wolk van punten” voor het Pleistoceen-oppervlak beschikbaar is, dan zou het cijfer van ongeveer 15 cm/eeuw à 18 cm/eeuw resulteren voor de Nederlandse kustvlakte benoorden Zeeland.

Dat de Zeeuwse punten in figuur 3.2.3 iets hoger liggen, zou een gevolg kunnen zijn van het feit, dat daar evenals thans hogere H.W.'s voorkwamen dan elders mogelijk was en tevens een iets geringere daling van het Pleistoceen-oppervlak. Het is wel aannemelijk te achten dat de tijverschillen in het zuiden vroeger, evenals nu, belangrijk groter waren dan benoorden de Maasmond.

Het begonnen  $C^{14}$ -onderzoek levert dus belangrijke perspectieven voor onze kennis van de daling van het Pleistoceen-oppervlak en van de hogere lagen voor de periode — 10 000 tot — 2500. Eventuele schommelingen in de zakkingscurve (ten opzichte van de zeespiegel) zullen moeilijk op te sporen zijn wegens de vrij grote spreiding der punten op de tijd-diepte-grafieken.

Geologen en andere bodemonderzoekers (BENNEMA [1]) nemen tegenwoordig wel aan, dat de algemene curve, afgezien van misschien grote en kleine schommelingen, gebogen dient te zijn in die zin, dat de zeespiegelrijzing ten opzichte van het land langzamerhand zou afnemen. Men zou kunnen aannemen, dat de interglaciale periode haar culminatiepunt nabij is.

Deze opvatting, die berust op gegevens van verschillende aard, zoals archeologisch onderzoek en pollenanalyse, is niet in tegenspraak met de uitkomsten van het  $C^{14}$ -onderzoek voor zo ver dit thans is gevorderd (zie figuur 3.2.3). Het voorkomen van schommelingen wordt o.a. afgeleid uit onderzoekingen in het noorden des lands, die aanwijzingen opleveren, dat ruim 2000 jaar geleden kwelders bewoond werden. Men neemt op grond daarvan aan, dat het zeeniveau toen lager gelegen was dan te voren, toen de kwelder ontstond (zie 3.1).

Op één dezer schommelingen, vermoedelijk volgend uit de peilschaalwaarnemingen te Amsterdam sinds 1700 en in Duitsland sinds 1820, zal in 4.0 worden teruggekomen (zie figuur 4.0.1).

Als algemene conclusie kan uit het  $C^{14}$ -onderzoek volgen, dat tussen — 10 000 en — 5000 de zakkingscoëfficiënt vermoedelijk *gemiddeld* 20 à 25 cm/eeuw heeft bedragen en tussen — 5000 en — 2500 *gemiddeld* 15 à 18 cm/eeuw.

#### 4.0 DALING VAN HET N.A.P.-VLAK

De nulpunten der Nederlandse peilschalen worden in beginsel nauwkeurig op de hoogte van het N.A.P. gebracht en gehouden. Ten behoeve daarvan zijn zij steeds opnieuw met het N.A.P.-vlak vergeleken en zo nodig bijgesteld. Ten gevolge hiervan geven de peilschaalaflezingen de beweging van het N.A.P.-vlak ten opzichte van de zeespiegel en niet een plaatselijke peilschaaldaling.

Voor het bepalen van een plaatselijke daling ten opzichte van de zeespiegel zijn peilschalen nodig met een goede fundering in de pleistocene ondergrond, waaraan geen bijstellingen worden verricht.

Van de peilmerken te Amsterdam, die het N.A.P.-vlak aangeven, is de beweging ten opzichte van de zeespiegel na te gaan van 1682 tot 1930. Gedurende deze periode werd een totale daling van ongeveer 17 cm geconstateerd; de snelheid van daling bleek echter niet constant te zijn (zie figuur 4.0.1, die is ontleend aan en nader toegelicht in [9]).

Na een periode van stilstand zou de zee omstreeks 1850 weer zijn gaan rijzen, òf de N.A.P.-stenen zijn gedaald ten opzichte van de zeespiegel. Daar deze stenen door waterpassingen aan alle peilmerken in de buurt van Amsterdam verbonden zijn, zal men een grotere betekenis aan deze lijn mogen toekennen dan wanneer deze alleen zou zijn vastgelegd aan het N.A.P.-merk. Een speciale zakking van dat merk alleen zou door de waterpassingen in en rond Amsterdam zeker opgemerkt zijn. Het is bekend, dat de oude N.A.P.-steen in de brug over de Buiten-Amstel bij het Centraal Station tot de minst zakkende peilmerken der stad behoorde, d.w.z. alle andere merken in Amsterdam zakten ten opzichte van deze N.A.P.-steen. Uit figuur 4.0.1 volgt voor de periode sinds ongeveer 1860 à 1870 een N.A.P.-daling van ongeveer 17 cm/eeuw.



gelegen. Aangezien vele van deze polders thans belangrijk beneden zeeniveau liggen, ligt het voor de hand aan te nemen, dat het maaiveld sinds die tijd is verlaagd. In totaal ontbreekt 20 000 à 30 000 miljoen m<sup>3</sup>. Grotendeels ontstonden deze dalingen door vervening en wateronttrekking. Het is bekend, dat in Engeland („Fen-country”) door wateronttrekking een grote daling van de veenbodem veroorzaakt werd. In Nederland worden de meeste veengronden tegen zulk een grote daling behoed door een hoge grondwaterstand.

Uitgezonderd enige vrij jonge polders zijn de dalingen van het maaiveld in Nederland niet gemeten. In enige droogmakerijen bedroeg de totale daling sinds de aanleg 1 à 2 m.

Het zou nuttig zijn als er meer vlaktewaterpassingen met een dichtheid van ongeveer 1 punt per hectare beschikbaar kwamen, om als basis voor een toekomstige bepaling van onze maaiveldalings te kunnen dienen, vooral in de gebieden met weinig draagkrachtige bodem. De beschikbare cijfers worden thans verzameld en gecontroleerd door de Meetkundige Dienst van de Rijkswaterstaat.

## 6.0 DALING VAN PEILMERKEN

Het aantal peil- of hoogtemerken (vaak in kunstwerken e.d.) heeft zich in de laatste jaren sterk uitgebreid. Het bedraagt thans ongeveer 25 000. Lang niet alle zijn oud genoeg om er vergelijkende gegevens van te bezitten. Van een aantal zijn door middel van nauwkeurigheidswaterpassingen zg. zakkingskrommen bekend, echter niet ten opzichte van de zeespiegel.

In Nederland zijn twee nauwkeurigheidswaterpassingen uitgevoerd, nl. de eerste van 1875—1887 en de tweede van 1926—1940. Beide metingen werden aangesloten aan het N.A.P. zoals dat in 1682 was vastgelegd door peilstenen te Amsterdam.

Het ligt voor de hand te proberen uit een vergelijking van de hoogten, die voor een zelfde peilmerk in de twee verschillende waterpassingen worden berekend, de beweging van dat bepaalde peilmerk ten opzichte van Amsterdam af te leiden. Een overzicht van de uitkomsten van zulk een vergelijking is gemaakt door EDELMAN [3]. In het algemeen zouden de peilmerken ten zuiden van de lijn Amsterdam – Oldenzaal relatief gerezen en ten noorden van die lijn relatief gedaald zijn. Op grond van latere beschouwingen ten aanzien van de foutenvoortplanting in de waterpassingen moet echter worden betwijfeld of de gevonden verschillen significant zijn.

In de beide nauwkeurigheidswaterpassingen werden ook verbindingen met het Duitse net tot stand gebracht. Bij de eerste nauwkeurigheidswaterpassing was het Duitse Normal Null gelijk aan het N.A.P. (nl. de definitie van N.N.); bij de tweede nauwkeurigheidswaterpassing werd een verschil gemeten van 21 mm. Dit verschil is van dezelfde grootte als de standaardafwijking in de waterpassing Amsterdam–Potsdam.

Aldus: omstreeks 1880: N.A.P. = N.N.

omstreeks 1930: N.A.P. = N.N. + 21 mm.

Ten opzichte van de vastlegging van het Normal Null te Potsdam zijn de vastleggingen van het N.A.P. te Amsterdam dus niet aanwijsbaar veranderd.

In onderstaande tabel 6.0.1 is in de eerste twee kolommen voor een vijftal grensplaatsen de ligging van het N.A.P.-vlak ten opzichte van het N.N.-vlak in de eerste, resp. tweede nauwkeurigheidswater-

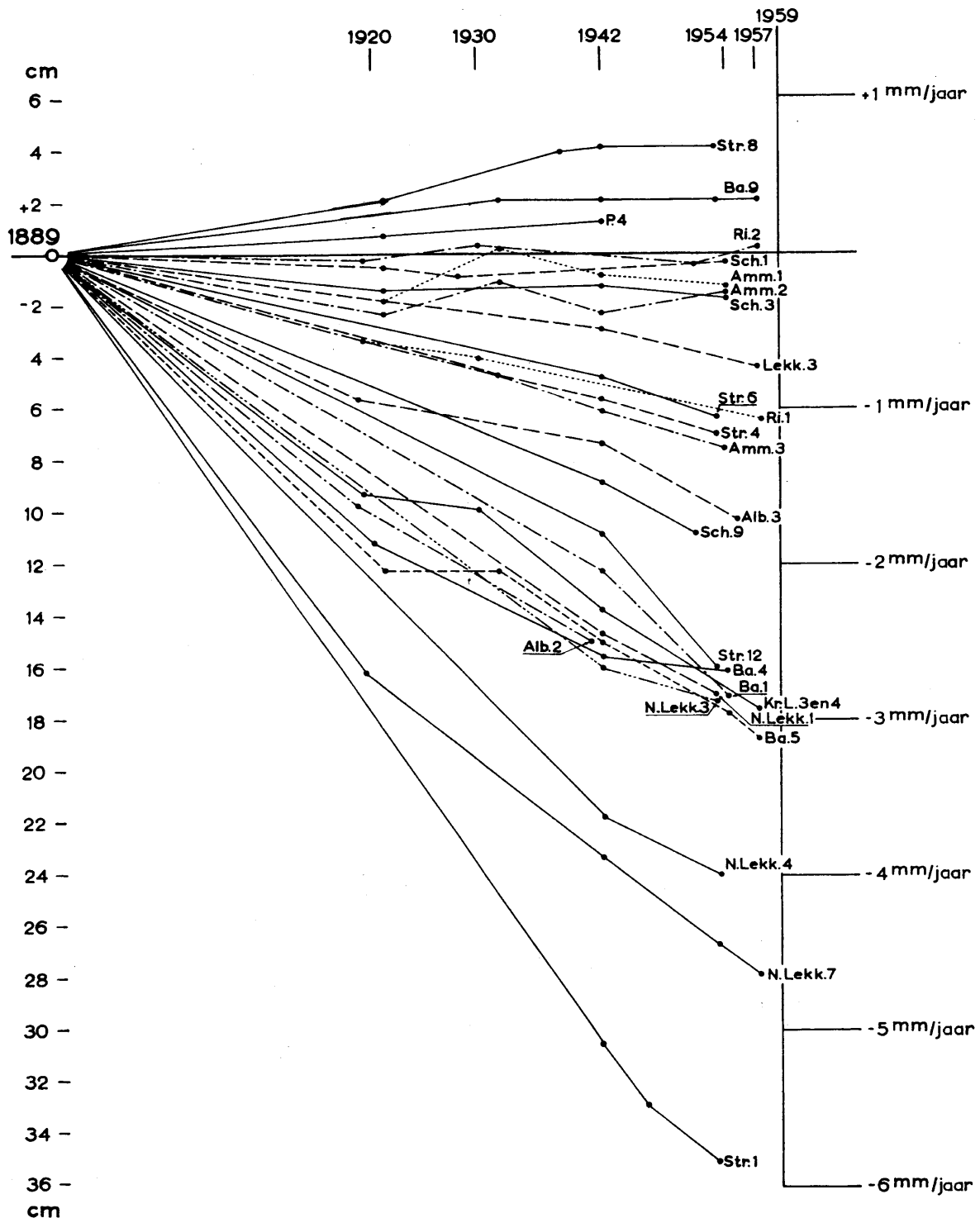
Tabel 6.0.1  
De onderlinge ligging van het N.A.P.-vlak en het N.N.-vlak voor verschillende plaatsen langs de Nederlands-Duitse grens omstreeks 1885 en 1940

	N.A.P. = N.N. + $p$ in m		Verandering in m van het N.A.P.-vlak t.o.v. N.N. van 1885 tot 1940 (II-I)
	$p$ in 1885 I	$p$ in 1940 II	
Nieuwe Schans . . . . .	— 0,033	+ 0,018	+ 0,051
Denekamp . . . . .	+ 0,003	+ 0,018	+ 0,015
Babberich . . . . .	+ 0,027	+ 0,027	0
Venlo . . . . .	+ 0,003	+ 0,020	+ 0,017
Vaals . . . . .		+ 0,021	
Gemiddeld . . . . .	0	+ 0,021	



passing genoteerd. De laatste kolom geeft de plaatselijke verandering van het N.A.P.-vlak ten opzichte van het N.N.-vlak in het beschouwde tijdvak.

Uit deze tabel blijkt, dat de Nederlandse en Duitse waterpassingen omstreeks 1940 beter met elkaar in overeenstemming zijn dan in 1885.



Figuur 6.0.1. Peilmerkdalingen in en nabij de Alblasserwaard volgens waterpassing van 1889, 1920, 1930, 1942, 1951, 1953 en 1957. Punten met een daling, gelijk aan de N.A.P.-daling, liggen op de 0-lijn echter met een standaardafwijking van ongeveer 1 cm.

Van 1950 tot 1959 werd de derde nauwkeurigheidswaterpassing in Nederland uitgevoerd, waarbij het gehele net opnieuw aangesloten werd aan Amsterdam.

Thans zijn nog niet alle gegevens voor een complete vereffening aanwezig, doch de resultaten van een voorlopige vereffening zijn wel bekend. Hieruit blijkt, dat de verschillen met de tweede nauwkeurigheidswaterpassing voor de hoofdpunten van het net slechts in enige gevallen de 20 mm overschrijden: het maximale verschil bedraagt + 27 mm (voor Heiligerlee). In aanmerking nemende, dat de standaardafwijking van de verschillen voor de randen van het net ongeveer 10 mm bedraagt, mag aan deze verschillen niet veel waarde worden toegekend.

De algemene tendens van de thans verkregen cijfers is echter in tegenspraak met de conclusies van EDELMAN [3].

In sommige gevallen kunnen secundaire waterpassingen gegevens leveren over de relatieve beweging van peilmerken (zie figuur 6.0.1). Met nadruk zij er op gewezen, dat secundaire metingen in het algemeen slechts bewegingen kunnen aantonen ten opzichte van in de nabijheid gelegen, als betrouwbaar aangehouden peilmerken. In figuur 6.0.1 is getracht de beweging zo goed mogelijk ten opzichte van het N.A.P.-vlak te bepalen. Wegens de afstand van dit gebied tot Amsterdam heeft deze bepaling echter een standaardafwijking van ongeveer 1 cm.

Voor een aantal oude peilmerken in de Alblasser- en Krimpenerwaard werden alle beschikbare hoogten in verschillende jaren verzameld en vergeleken met de hoogte, gemeten in 1889. In het diagram van figuur 6.0.1 werden de dalingen ten opzichte van de hoogte in 1889 voor elk peilmerk uitgezet als functie van de tijd, verlopen sinds 1889; de verkregen punten werden door rechte lijnen verbonden. Voor elk peilmerk ontstaat aldus een dalingslijn. De schaal aan de linkerkant van de figuur geeft de daling in cm voor elk gemeten punt, de schaal aan de rechterzijde geeft de gemiddelde snelheid van de daling in mm/jaar over de periode 1889-1959.

De metingen 1930-1942 werden via de tweede primaire waterpassing aangesloten aan Amsterdam, waardoor voor enkele peilmerken (Barendrecht 9 en Papendrecht 4) een geringe rijzing werd gevonden. De metingen van 1920 werden aangesloten aan een geïnterpoleerde hoogte tussen 1889 en 1942 voor Papendrecht 4, die van 1950-1957 werden aangesloten aan de hoogte uit de tweede primaire waterpassing voor enige betrouwbare merken in de omgeving.

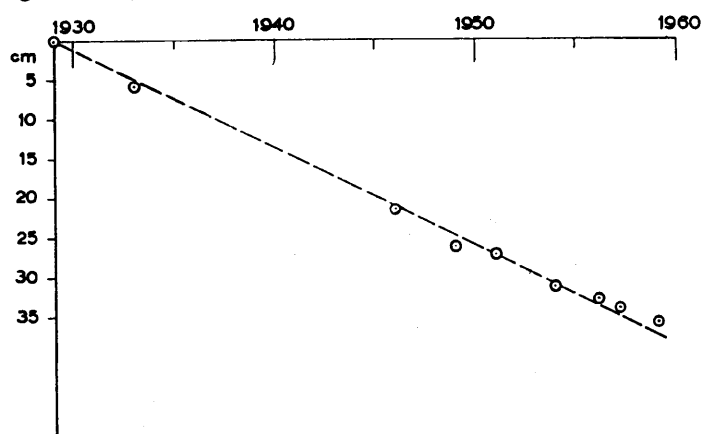
Het is opmerkelijk, dat de dalingslijnen ten naaste bij rechtlijnig en niet logaritmisch verlopen, zoals men misschien zou verwachten, doch men dient hierbij te bedenken, dat de gebouwen of kunstwerken reeds oud zijn en dat men dus in het tamelijk rechte deel der zakkingslijnen zit. Slechts enige punten vertonen een geringe rijzing ten gevolge van de algemene tendens der verschillen tussen de eerste en de tweede nauwkeurigheidswaterpassing (zie EDELMAN [3]); het is de vraag of deze verschillen significant zijn. De rijzing van het peilmerk Streefkerk 8 (peilput van de registrerende peilschaal) is echter merkwaardig groot.

Tabel 6.0.2  
Hoogteligging van het peilmerk Brandwijk 3 van 1929-1959

Jaar	Hoogte in m ten opzichte van N.A.P.	Daling in cm sinds 1929
1929 . . . . .	-0,3695	0
1933 . . . . .	-0,4272	- 5,8
1946 . . . . .	-0,5832	-21,4
1949 . . . . .	-0,6315	-26,2
1951 . . . . .	-0,6393	-27,0
1954 . . . . .	-0,6806	-31,1
1956 . . . . .	-0,6952	-32,6
1957 . . . . .	-0,7085	-33,9
1959 . . . . .	-0,7282	-35,9

Voorts is er een gering aantal peilmerken met een dalingssnelheid van minder dan 0,5 mm/jaar. De meeste peilmerken in deze omgeving dalen met een snelheid van 1 tot 5 mm/jaar ten opzichte van het N.A.P.-vlak. Interessant is nog, dat een vrij grote concentratie optreedt bij de dalingssnelheden 1 mm/jaar en 3 mm/jaar. Slechts één merk in het diagram (Streefkerk 1) daalt sneller dan 5 mm/jaar ten opzichte van het N.A.P.-vlak. In deze omgeving is echter een peilmerk bekend, dat nog sneller

daalt, nl. Brandwijk 3, waarvan de hoogten, gemeten in verschillende jaren, zijn weergegeven in tabel 6.0.2 (zie ook figuur 6.0.2).



Figuur 6.0.2. Daling van het peilmerk Brandwijk 3

Bij het bepalen van deze dalingen is steeds uitgegaan van het ondergrondse merk op Den Donk, hetgeen hier dichtbij gelegen is. Het peilmerk Brandwijk 3 komt in het diagram figuur 6.0.1 niet voor, omdat het in 1889 nog niet bestond. De totale daling er van bedraagt thans 35,9 cm in 30 jaar; de snelheid is dus gemiddeld 12 mm/jaar.

De hier gesignaleerde dalingen geven nog geen uitsluitsel over de daling van het maaiveld of van het Pleistoceen-oppervlak ter plaatse. Misschien zou een onderzoek naar de kwaliteit en de diepte van de fundering der betrokken kunstwerken enig inzicht kunnen verschaffen in de orde van grootte van deze dalingen. Het hier behandelde gebied is niet representatief voor geheel Nederland; het kan samen met een gedeelte van Noord-Holland en Zuid-Holland en een deel van noordoostelijk Groningen als gebied met maximale peilmerkdaling worden beschouwd. Langzamerhand komen meer waterpassingen over reeds eerder gewaterpaste peilmerken beschikbaar, waardoor ook in andere gebieden soortgelijke onderzoeken kunnen worden uitgevoerd. De kennis van de zakkings van peilmerken, dus van gebouwen en kunstwerken, neemt hierdoor voortdurend toe.

## 7.0 DALING VAN DIJKKRUINEN

Over de daling van de kruinen der dijken is nog maar weinig bekend. De gegevens moeten worden ontleend aan lengteprofielen, gemeten met een vrij groot tijdsverschil. De moeilijkheden bij een dergelijk onderzoek zijn groter dan bij peilmerkdaling, doordat:

- de opstelling van de waterpasbaken in het profiel in beide opvolgende waterpassingen gemakkelijk 10 à 20 m kan verschillen, indien geen herkenbare punten op de dijk aanwezig zijn; de „vlakheid” van het profiel speelt dan mede een rol;
- de metingen worden vastgelegd aan peilmerken, die zelf niet vrij van zakking zijn, waardoor een te kleine zakking van de dijk gevonden kan worden; bovendien is meestal bij het profiel niet aangegeven, welke peilmerken zijn gebruikt;
- door allerlei onderhoudswerken aan de dijken het zakkingsbeeld van de dijk wordt verdoezeld.

In tabel 7.0.1 is een overzicht gegeven van de gemiddelde dijkkruinzakkingen voor enkele dijkvakken, berekend uit lengteprofielen, die op verschillende tijdstippen zijn gemeten. Duidelijk blijkt, dat deze gemiddelde zakkingen in het algemeen belangrijk groter zijn dan de boven geconstateerde peilmerkdalingen; er zijn verschillende dijkvakken met een gemiddelde daling van 1,5 cm/jaar. Wegens de onnauwkeurigheid in de definitie van het „maaiveld” op de dijk kruin is het niet mogelijk voor elk punt van het lengteprofiel een betrouwbare maat voor de dalingssnelheid te geven: daarom werd per dijkvak de gemiddelde dalingssnelheid bepaald. Het is echter zeker, dat plaatselijk grotere zakkingen optreden. Om enig inzicht in de spreiding te verkrijgen, werd de grootste en de kleinste daling bij elk dijkvak vermeld. Duidelijk blijkt hoe gebrekkig onze kennis omtrent deze zo belangrijke materie heden nog is.

Tabel 7.0.1  
Zakkingen van dijkkruienen (Gevonden uit vergelijking van lengteprofielen, tenzij anders is vermeld. Onderhoudswerkzaamheden voorbehouden)

Plaatsaanduiding van de dijken	Gemiddelde zakking per jaar in cm (— = stijging)	Kleinste en grootste zakking per jaar in cm (— = stijging)	Tijdvak van de waarnemingen	Opmerkingen	
<b>I. Groningen</b>					
Nittershoek-Zoutkamp . . . . .	0	— 1,0 tot +0,6	1939-1953	gemiddelde zakking, bepaald voor elk dijkvak, met uitsluiting van die punten, welke in 1953 meer dan 18 cm hoger werden gevonden	
Panserpolder . . . . .	0,6	— 0,5 tot +1,4	1939-1953		
Kerkvoogdijpolder . . . . .	0,4	— 1,0 tot +2,1	1939-1953		
Westpolder . . . . .	0	— 1,3 tot +1,5	1939-1953		
Julianapolder . . . . .	0	— 1,2 tot +1,1	1939-1953		
Negenboerenpolder . . . . .	0	— 1,3 tot +1,4	1939-1953		
Linthorst Homanpolder . . . . .	1,0	0 tot +2,6	1939-1953		aangelegd in 1939
Noordpolder . . . . .	0,2	— 0,9 tot +1,1	1939-1953		
Lauwerpolder . . . . .	0,4	— 0,7 tot +1,6	1939-1953		
Eemspolder . . . . .	0,7	— 1,3 tot +5,4	1939-1953		
Oostpolder . . . . .	0,6	— 0,5 tot +3,1	1939-1953		
Eemsdijk (ten noordwesten van Delfzijl) . . . . .	— 0,2	— 1,3 tot +0,9	1939-1953		gedeeltelijk ophoging?
Eemsdijk (ten zuidoosten van Delfzijl) . . . . .	0,6	— 1,3 tot +4,8	1939-1953		
Johannes Kerkhovenpolder . . . . .	0,2	— 0,9 tot +1,1	1939-1953		
Carel Coenraadpolder . . . . .	1,3	— 0,3 tot +3,3	1939-1953		
Reiderwolderpolder (2de afdeling). . . . .	1,6	— 0,4 tot +2,6	1939-1953		
<b>II. Friesland</b>					
géén gegevens omtrent grootte der zakkingen beschikbaar					
<b>III. Noord-Holland</b>					
Hondsbosse Zeewering . . . . .					
géén zakking geconstateerd volgens inlichtingen Provinciale Waterstaat					
Balgzanddijk . . . . .	ca. 1	0 tot 2,5	1935-1946	vermoedelijk onderhoudswerk aan dijkkruienen verricht	
Amsteldiepdijk . . . . .	0,75	0 tot 1,5	1928-1953		
Afsluitdijk (Den Oever-Kornwerderzand) . . . . .	ca. 0,5	0 tot 1,5	1933/'34-1953		
<i>Texel</i>					
Prins Hendrikpolder . . . . .	ca. 1	0,5 tot 2	1941-1951		
Dertig Gemeenschappelijke Polders (dp. 0-17 en dp. 18-25) . . . . .	1	0 tot 1,75	1941-1951		
Dertig Gemeenschappelijke Polders (dp. 25-131) . . . . .	0,5	0 tot 2	1941-1951/'53		
Polder De Eendracht . . . . .	ca. 0,5	0 tot 1,25	1941-1953		
Polder Eierland . . . . .	0,5	0 tot 1,5	1941-1952		
Normerdijk, Marskedijk en Rinkewielisdijk (op Wieringen) . . . . .	0,5	0 tot 1	1928-1953		
<b>IV. Zuid-Holland</b>					
<i>Schieland</i>					
Mathenesserdijk tot en met Oostzeedijk . . . . .	0,8	0,2 tot 3,5	1940-1950		
Honingerdijk tot en met Nesserdijk IJsseldijk (Kralingseveer-Dorpsstraat 3, Capelle) . . . . .	1,2	0,1 tot 3,5	1940-1950		
Groenendijk . . . . .	1,2	0,1 tot 2,3	1940-1950		

Plaatsaanduiding van de dijken	Gemiddelde zakking per jaar in cm (—=stijging)	Kleinste en grootste zakking per jaar in cm (— = stijging)	Tijdvak van de waarnemingen	Opmerkingen
Schielslands Hoge Zeedijk (Kortenoord-Gouda) . . . . .	0,9	0,1 tot 2,9	1940-1950	
<i>Krimpenerwaard</i>				
Lekdijk . . . . .	1,6	0,1 tot 3,3	1941-1951	
Maasdijk . . . . .	1,5	0,4 tot 2,7	1941-1951	
IJsseldijk . . . . .	1,8	0,1 tot 4,3	1941-1951	
<i>Alblasserwaard en Vijfherenlanden</i>				
Merwedelijk (Gorinchem-Lingegemaal) . . . . .	0,7 <sup>1)</sup>	0,1 tot 1,2	1926-1947	<sup>1)</sup> betreft kruin van de kade op de dijk
	0,4 <sup>2)</sup>	?	1926-1947	<sup>2)</sup> betreft dijkruin zelf
Merwedelijk (in de bebouwde kom van Sliedrecht) . . . . .	0,4	0,1 tot 1,1	1926-1947	in 1932-1933 asfaltdek op dijk-kruin gelegd
Lekdijk (Alblasserwaard) . . . . .	0,5	0,1 tot 1,3	1926-1947	
Lekdijk (Vijfherenlanden) . . . . .	0,4	0 tot 0,9	1926-1949	
<i>IJsselmonde</i>				
Maasdijk (beoosten Rotterdam) . . . . .	0,9	0,2 tot 1,7	1930/'33-1948	
Noorddijk (tot Hendrik Ido Ambacht) . . . . .	0,5	0,1 tot 1,3	1930/'33-1948	loopt gedeeltelijk door bebouwde kom van Ridderkerk
Ringdijk Zwijndrechtse Waard (ten westen van Grote Lindt) . . . . .	0,6	0,1 tot 1,4	1930/'33-1948	} deze dijkvakken liggen langs de Oude Maas
Zuidpolderse en Portlandse Zeedijk Albrandwaardse Dijk tot en met Heersdijk . . . . .	0,6	0,1 tot 1,6	1930/'33-1948	
Dijk om de Waalhaven (tot en met Kreekweg, Rotterdam) . . . . .	1,0	0,1 tot 5,0	1930/'33-1948	
<i>Voorne-Putten</i>				
Aaldijk (tot en met Velgersdijk langs Spui) . . . . .	1,0	0,1 tot 2,3	1934-1947	
Dijken langs het Haringvliet . . . . .	0,6	0,1 tot 1,5	1934-1947	
<i>Hoekse Waard</i>				
Oud-Beijerland-Goidschalxoord . . . . .	0,3	0,1 tot 1,0	1936-1952	loopt gedeeltelijk door bebouwde kom van Oud-Beijerland; noordzijde Hoekse Waard
Kuipersveer-Puttershoek . . . . .	0,6	0,1 tot 1,3	1936-1952	noordzijde Hoekse Waard
Mijlpolder tot en met Trekdamse Polder (ter weerszijden van 's-Gravendeel) . . . . .	0,4	0,1 tot 1,1	1936-1952	} oostzijde Hoekse Waard
Beversoordpolder tot en met Oud-Beversoordpolder (ten noordoosten van Strijen) . . . . .	0,9	0,25 tot 1,4	1936-1952	
Strijensas-Schuringse Haven . . . . .	1,4	0,4 tot 2,6	1936-1952	} zuidzijde Hoekse Waard
Numansdorp-Nieuwendijk . . . . .	0,5	0,1 tot 1,1	1936-1952	
Nieuwendijk-Goudswaard . . . . .	0,7	0,1 tot 1,75	1936-1952	} westzijde Hoekse Waard
Goudswaard-Nieuw-Beijerland . . . . .	0,6	0,1 tot 2,0	1936-1952	
Nieuw-Beijerland-Oud-Beijerland . . . . .	0,3	0,1 tot 0,7	1936-1952	
<i>Eiland van Dordrecht</i>				
Dordrecht-Kop van 't Land . . . . .	0,5	0,1 tot 1,4	1937-1947	noordzijde Eiland van Dordrecht
Dijk Alloisepolder en Wieldrechtse Zeedijk . . . . .	0,5	0,1 tot 1,1	1935-1947	officiële hoofdwaterkering zuidzijde Eiland van Dordrecht

Plaatsaanduiding van de dijken	Gemiddelde zakking per jaar in cm (—=stijging)	Kleinste en grootste zakking per jaar in cm (— = stijging)	Tijdvak van de waarnemingen	Opmerkingen
Dijken Dordtse Kil en Mallegat . . . . .	0,75	0,1 tot 2,4	1935-1947	
Waterkering Mallegat-Noorder-sluis in Dordrecht . . . . .	0,8	0,1 tot 2,1	1935-1947	loopt grotendeels door de stedelijke bebouwing
<b>V. Noord-Brabant</b>				
Polders van Halsteren . . . . .	0,75	0 tot 2	1918/'28-1943	
Rampolder . . . . .	0,4	0 tot 1,5	1918/'28-1943	
Heense Polder (over ruim 1000 m). Volkerakpolders . . . . .	0,75 1	0,3 tot 1,25 0 tot 2,5	1918/'28-1943 1918/'28-1943	voor zover de dijken niet verhoogd zijn
Sabina Henricapolder (langs Oude Heiningense Haven) . . . . .	1	0 tot 2	1918/'28-1943	in 1929 muur op aarden dijk geplaatst
Waterschap De Ruigenhil (Oostdijk) . . . . .	1,25	0 tot 3	1918/'28-1939	
<b>VI. Zeeland</b>				
<i>Zeeuws-Vlaanderen</i>				
Hoofdplaatpolder tot en met Paulinapolder . . . . .	0,3 ?	0 tot 1,25 ?	ca. 1922-1954	
Hellegatpolder . . . . .	1	0,1 tot 2,5	1926-1954	Hellegatpolder in 1926 ingedijkt
Waterschap De Verenigde Polders (uitgezonderd Nijspolder) . . . . .	0,5 ?	0 tot 1,2 ?	1932-1954	betreft muur, in 1932 geplaatst
Waterschap De Verenigde Polders (Nijspolder) . . . . .	0,5	0 tot 1	ca. 1922-1954	betreft dijkkrui
Van Alsteinpolder en Koningin Emmapolder . . . . .	0,4 ?	0 tot 1,2 ?	1927/'30-1954	betreft dijkkrui
Hertogin Hedwigepolder . . . . .	0,5	0 tot 1,1	ca. 1922-1954	
<i>Walcheren</i>				
Schorerpolder en Bijleveldpolder . . . . .	0,3	0 tot 1	1917/'25-1954	jaar van eerste waterpassing onbekend
Oranjepolder tot en met Suzannapolder . . . . .	0,5	0 tot 1,0	1917/'19-1954	jaar van eerste waterpassing onbekend
<i>Zuid-Beveland (zuid)</i>				
Zuid-Kraaijertpolder en Van Citterspolder . . . . .	0,6 ?	0 tot 1,3 ?	1928-1945	
Waterschap Ellewoutsdijk (oostelijk deel) . . . . .	0,8 ?	0,2 tot 1,5 ?	1927-1954	
Waterschap Hoedekenskerkepolder en Bonepolder . . . . .	0,3 ?	0 tot 0,6 ?	1927-1954	betreft muur, in 1927 aangebracht
Waterschap De Brede Watering Bewesten Ierseke . . . . .	0,3 ?	0 tot 0,6 ?	1927-1954	betreft muur, in 1927 aangebracht
Waterschap Waarde . . . . .	0,5 ?	0 tot 1,5 ?	ca. 1937-1954	
Emanuelpolder . . . . .	0,9 ?	0,6 tot 1,7 ?	1927-1954	
Reigersbergse Polder (bij Bath) . . . . .	0,7 ?	0,4 tot 1,3 ?	1927-1954	
Völckerpolder en Anna Mariapolder . . . . .	0,7 ?	0 tot 1,2 ?	1927/'29-1954	betreft muur, in 1929 aangebracht langs Völckerpolder en in 1927 langs Anna Mariapolder
<i>Zuid-Beveland (noord)</i>				
Westkerkepolder (met dijkgedeelten polders ter weerszijden) . . . . .	0,5	0 tot 1,3	1920/'28-1954	
Oost-Bevelandpolder . . . . .	0,2	0 tot 0,4	1920-1954	betreft muur, in 1920 reeds aanwezig

Plaatsaanduiding van de dijken	Gemiddelde zakking per jaar in cm (—=stijging)	Kleinste en grootste zakking per jaar in cm (—=stijging)	Tijdvak van de waarnemingen	Opmerkingen
Waterschap De Brede Watering Bewesten Ierseke (ten westen van Wemeldinge) . . . . .	0,2	0 tot 0,6	1920-1954	betreft gedeelte muur, in 1920 reeds aanwezig
Waterschap De Brede Watering Bewesten Ierseke (ten oosten van Wemeldinge) . . . . .	0,3	0 tot 0,9	1921-1954	betreft gedeeltelijk muur, gedeeltelijk dijk; muur in 1921 reeds aanwezig
Molenpolder tot en met Nieuwlandepolder . . . . .	0,6	0,3 tot 1,0	1921/'29-1954	betreft muren; muur Nieuw-Olzendepolder in 1929 aangebracht, overige muren reeds aanwezig in 1921
Karelpolder . . . . .	1,5 ?	0 tot 3,3 ?	1943-1954	alleen lengteprofiel 1954 aanwezig; dit is vergeleken met de aanleghoogte der verhoging na de stormvloed van 7 april 1943.
Oostpolder tot en met Bathpolders	0,7	0 tot 1,2	1921/'22-1954	betreft muren, in 1921 reeds aanwezig
Hogerwaardpolder en de spoordijk Noord-Beveland	0,5 ?	0 tot 1,7 ?	1922/'24-1954	
Willem-Adriaanpolder (gedeeltelijk) en Adriaanpolder . . . . .	1,0 ?	0,2 tot 1,4 ?	ca. 1928-1954	
Oud-Noordbevelandpolder . . . . .	0,3 ?	0 tot 0,6 ?	ca. 1928-1954	betreft muur
<i>Tholen</i>				
Waterschap De Vrije Polders onder Tholen . . . . .	0,7	0 tot 1,3	1920-1954	betreft dijkkruijn Polder Schakerlo, Razernijpolder, Deurlopolder en Vijftienhonderdgemeten
Waterschap De Vrije Polders onder Tholen . . . . .	0,9 ?	0 tot 1,8 ?	1935-1954	betreft muur op dijk Polder Schakerlo en Razernijpolder, in 1935 aangebracht
Waterschap Oud-Vossemeer . . . . .	0,5	0 tot 1,75	1920-1954	
Van Haftenpolder . . . . .	0,7	0 tot 1,3	1919/'28-1954	
Calamiteuze polder Oud-Kempenshofstede en Calamiteuze polder Moggershil . . . . .	0,4	0 tot 0,9	1919/'20-1954	
Polder Scherpenisse . . . . .	0,5	0 tot 1,1	1919/'20-1954	
<i>Sint-Philipsland</i>				
Prins Hendrikpolder (noordzijde). Oude Polder van Sint-Philipsland, over 1800 m ten westen van het dorp	0,6	0 tot 1,0	1922-1954	
	0,4 ?	0 tot 1,0	1922/'27-1954	
<i>Schouwen-Duiveland</i>				
Polder Schouwen (noordzijde) . . . . .	0,6 <sup>1)</sup>	0 tot 1,3	1923-1954	<sup>1)</sup> betreft dijkkruijn
	0,6 <sup>2)</sup>	0 tot 1,5	1923-1954	<sup>2)</sup> betreft muur op dijkkruijn
Polder Dreischor . . . . .	0,7 <sup>1)</sup>	0 tot 1,3	1930-1954	<sup>1)</sup> betreft dijkkruijn
	1,0 <sup>2)</sup>	0,2 tot 1,9	1930-1954	<sup>2)</sup> betreft muur op dijkkruijn
Sirjanslandpolder . . . . .	0,7 <sup>1)</sup>	0 tot 1,2	1923-1954	<sup>1)</sup> betreft dijkkruijn
	0,7 <sup>2)</sup>	0 tot 1,1	1923-1954	<sup>2)</sup> betreft muur op dijkkruijn

## 8.0 CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN

Ter bepaling van de grootte van de tegenwoordige en voorlopig nog te verwachten relatieve bodemdaling kan worden uitgegaan van de N.A.P.-daling, hiervoren geschat op 20 cm/eeuw zolang geen betere gegevens beschikbaar zijn.

Het bedrag van 20 cm/eeuw heeft slechts betrekking op tot in het pleistocene zand goed onderheide kunstwerken. Hierbij werd verondersteld, dat deze kunstwerken niet dalen ten opzichte van het pleistocene zandoppervlak.

Voor de dijkbouw zal men bovendien met de klink van het dijklichaam en de soms grote indrukking van de ondergrond dienen te rekenen. Op plaatsen met bijzonder zwakke ondergrond zou, om voor de toekomst bij verhogingen het steiler opzetten van de taluds te vermijden, een extra voetbreedte voor de dijk kunnen worden gereserveerd. Vooral bij de aanleg door of langs dorpen en steden kan dit van belang zijn. Hierbij zal men misschien ook rekening moeten houden met een maaiveld daling achter het dijklichaam; in hoeverre echter, is afhankelijk van een grondmechanisch onderzoek en van ervaring.

De betere gegevens waarvan hierboven sprake is zou men kunnen verkrijgen, uitgaande van de volgende stellingen:

*a.* De enige manier, waarop betrouwbare gegevens kunnen worden verkregen over de tegenwoordige relatieve beweging van de zeespiegel ten opzichte van de pleistocene ondergrond, is een nauwkeurige interpretatie van peilschaalaflezingen, verricht aan peilschalen, die in de pleistocene ondergrond zijn gefundeerd op plaatsen langs de kust, waar verwacht mag worden, dat de zeestanden in de naaste toekomst geen wijzigingen zullen ondergaan ten gevolge van veranderde hydrografische omstandigheden. Het bijstellen van de nulpunten van dergelijke peilschalen naar aanleiding van de uitkomsten van tussentijdse waterpassingen dient achterwege te worden gelaten.

*b.* Om mogelijke relatieve bewegingen in de pleistocene ondergrond op te sporen, is het gewenst periïodiek primaire nauwkeurigheidswaterpassingen te verrichten van peilmerken, gefundeerd in het Pleistoceen. In aansluiting hierop kunnen tevens gegevens worden verkregen over de bewegingen van peilmerken in kunstwerken e.d., die niet op deze wijze zijn gefundeerd.

*c.* Het is gewenst, dat voor grote delen van Nederland, speciaal in het poldergebied, vlaktewaterpassingen worden uitgevoerd, die met regelmatige tussenpozen worden herhaald om gegevens over maaiveld dalingen te verkrijgen.

*d.* Ook is het wenselijk, dat betreffende de in tabel 7.0.1 ontbrekende dijkvakken gegevens worden verzameld door het regelmatig waterpassen van het lengteprofiel. Voor de wel onderzochte dijkvakken dient het onderzoek te worden voortgezet en zo mogelijk uitgebreid door het aanbrengen en waterpassen van geschikte zakbakens.

*e.* Om de relatie, zoals deze schematisch is aangegeven in figuur 2.0.1, te onderzoeken, is het gewenst, dat in enige karakteristieke gebieden zakbakens worden opgericht, bestaande uit op verschillende diepten gefundeerde betonnen palen op geringe onderlinge afstanden. In gebieden met sterke peilmerkdaling kan de diepst gefundeerde paal van een dergelijke groep tevens dienst doen als ondergronds merk van het N.A.P.

*f.* De aandacht wordt gevestigd op de ontwikkeling der moderne gravimeters. Met behulp van de tegenwoordige, zeer nauwkeurige gravimeters kan men hoogteveranderingen bepalen door het meten van de verandering van de zwaartekracht.



BIJDRAGE VI

PROF. DR. J. TINBERGEN

DE ECONOMISCHE BALANS VAN HET  
DELTAPLAN

## INHOUDSOVERZICHT

0.1 Inhoudsoverzicht . . . . .	63
0.2 Opgenomen tabel . . . . .	63
0.3 Summary . . . . .	64
0.4 Résumé . . . . .	64
<b>1.0 Samenstelling van de bijdrage . . . . .</b>	<b>66</b>
1.1 Inleiding . . . . .	66
1.2 De opzet van de economische balans van het Deltaplan . . . . .	66
1.3 Auteur en medewerkers . . . . .	68
<b>2.0 De werken ter verhoging van de veiligheid (ad A) . . . . .</b>	<b>68</b>
<b>3.0 Direct met de uitvoering der werken samenhangende mogelijkheden (ad B) . . . . .</b>	<b>69</b>
3.1 Landaanwinning . . . . .	69
3.2 Verkeer . . . . .	69
3.3 Opheffing verzilting . . . . .	70
3.4 Openbare voorzieningen, zoetwatervisserij en overige . . . . .	70
<b>4.0 Verdere mogelijkheden bij het Deltaplan (ad C) . . . . .</b>	<b>70</b>
4.1 Opheffing verdroging . . . . .	70
4.2 Recreatie . . . . .	72
4.3 Conclusie . . . . .	72
<b>5.0 De veiligheid (ad D) . . . . .</b>	<b>73</b>
<b>0.2 OPGENOMEN TABEL</b>	
1.2.1 Economische balans van dijkverhogingsplan en Deltaplan (I en II), beide exclusief werken ten noorden van de Rotterdamse Waterweg en langs de Westerschelde en de Lek en ten zuiden van de Westerschelde . . . . .	67

### 0.3 SUMMARY

#### Balance sheet of the Delta Plan

Everyone remembering the flood disaster of 1953 will agree that everything must be done to prevent such events in future. It has been decided to do this by closing off the gateways in the southwestern estuaries, except the Rotterdam Waterway and the Western Scheldt. This conception (the Delta Plan) has been preferred to strengthening the existing dikes because:

1. it provides a higher degree of security for the area concerned;
2. the enclosure enables to obtain a number of additional assets, the value of which diminishes the ultimate price to be paid for the improved security of life and property in the Delta area.

In the balance sheet the costs and benefits of the Delta Plan (II) are shown in comparison with those of improvement of present dikes (I).

Part A of the balance sheet is confined to the direct costs of the dike improvement and Delta Works and the direct savings (in maintenance costs, item A 5) resulting from them. It turns out that the direct net costs (A 6) of both plans are nearly the same, the Delta Plan being the more expensive of the two.

This result is reversed, however, by the profits of the additional improvements, for which the Delta Plan offers a far wider scope. In part B of the balance sheet the effects of these items are shown, as far as they can be calculated with fair reliability. It will be clear that the possibilities of reclamation (B 2) and time-saving improvements in communications (B 3) behind resp. over the Delta Plan dikes are much more important than with plan I. A further important impact of the Delta Plan is the exclusion of salt water from the estuary, which will stop the present damage from the salt content of soils and waters.

Under C are listed the net gains from two effects of the Delta Plan for which still no exact estimation is possible. The fresh-water lakes behind the dikes provide water for irrigation of adjacent soils on which the crops are liable to damage by drought, and certainly these lakes will prove too to be an asset for recreation. Making reasonable guesses at the improvement of agriculture yields, at the costs of irrigation works and at the net profits from tourist spending, a provisional gain of 300 million guilders is entered.

The final balance shows as net costs for plan I nearly the same sum as resulted before under A, namely 1565 million guilders. The net costs of the Delta Plan, however, have diminished to presumably about 1100 million guilders. Taking into account that moreover the quality of the defense against floods as provided by the Delta Plan is certainly superior, the choice between the two plans is evident.

The net costs of the Delta Plan thus estimated represent the price the Dutch nation will have to pay for the improvement of the security of life and property in the Delta area and for such imponderable assets as obtaining more space for the overcrowded Rotterdam area and a world-wide shopwindow of Dutch know-how in civil engineering. The cost of about 1100 million guilders involved is less than the material damage of the 1953 floods. So if after completion of the works only one disaster of a similar extent is prevented in the near future, they will have already fully paid their way. As nobody knows when the next floods will strike, this possibility must be taken into heavy account.

This contribution has been written by Dr. J. Tinbergen

### 0.4 RÉSUMÉ

#### La balance économique du Plan du Delta

Tous ceux qui se rappellent les inondations catastrophiques de 1953, seront sans doute d'avis qu'il faut mettre tout en oeuvre pour prévenir la répétition de pareils événements. Aussi s'est-on mis à la tâche et a-t-on décidé de fermer les estuaires dans le sud-ouest du pays entre le Rotterdamse Waterweg et l'Escaut Occidental. On a préféré ce projet (le Plan du Delta) à celui de renforcer les digues existantes parce que:

1. il donne une plus grande sécurité aux intéressés;
2. la fermeture permet d'obtenir un certain nombre d'avantages accessoires, dont la valeur pourra être portée en décharge sur le prix définitif qu'il faut payer pour la sécurité augmentée des corps et des biens dans la région du delta.

La balance comporte les frais et les profits du Plan du Delta (II) face à ceux du projet visant à l'amélioration des digues existantes (I).

La partie A de la balance indique le coût direct exigé par les travaux de réparation des digues et par ceux du Plan du Delta ainsi que les économies directes (en frais d'entretien, A 5). Il en ressort que le coût net direct (A 6) des deux projets est à peu près le même; le Plan du Delta étant un peu plus cher. Toutefois, ce résultat devient tout autre si l'on compte aussi les avantages des travaux accessoires pour lesquels le Plan du Delta présente plus de possibilités importantes. La partie B de la balance comporte ces travaux, pour autant que les frais et les profits peuvent être indiqués avec une certitude raisonnable. Les possibilités d'endiguement (B 2) et de communications améliorées (B 3) derrière et sur les digues du delta sont évidemment beaucoup plus larges que pour le plan I. En outre, la fermeture des estuaires selon le Plan du Delta mettra fin à la salinisation croissante et aux dommages qui en résultent pour l'agriculture dans la région du delta (B 4).

Sous C figurent enfin les profits nets évalués de deux projets d'élaboration du Plan du Delta pour lesquels il n'est pas encore possible de faire le calcul exact. Les lacs d'eau douce qui se formeront derrière les digues du delta permettront de procéder à l'irrigation de terres labourables dans la région du delta et dans les terres sablonneuses du Noord-Brabant où l'on doit régulièrement faire face aux dommages causés par la sécheresse; sans doute ces lacs augmenteront aussi l'intérêt touristique pour les Pays-Bas. Des suppositions raisonnables concernant l'amélioration des revenus agricoles, les frais d'irrigation et le tourisme accru, permettent de prévoir un montant de 300 millions de florins comme profit provisoire.

Le total définitif du plan I paraît à peu près égal à celui calculé primitivement sous A, soit 1565 millions de florins. Le coût net du Plan du Delta s'est cependant ramené à un montant de l'ordre de 1100 millions de florins. En considérant encore que le Plan du Delta donne certainement une protection plus sûre, le choix entre les deux projets n'est pas douteux.

Le coût net du Plan du Delta ainsi calculé constitue le prix à payer par le peuple néerlandais pour la protection de vies humaines et de valeurs matérielles dans la région du delta, ainsi que pour obtenir des valeurs impondérables telles que les possibilités accrues de s'établir dans la région surpeuplée autour de Rotterdam et aussi comme une démonstration de ce que les Pays-Bas savent réaliser en matière de travaux hydrauliques. Ce prix d'environ 1100 million de florins est inférieur au montant des dommages matériels subis par le catastrophe de 1953. Si, grâce à l'exécution des Travaux du Delta, on réussit donc à prévenir, dans un proche avenir, une seule catastrophe de pareille étendue, ces travaux auront déjà payé leur prix. Comme personne ne saurait dire quand un tel raz-de-marée se répétera, il convient que l'appréciation économique du Plan du Delta tienne sérieusement compte de cette possibilité.

Cette contribution a été écrit par J. Tinbergen.

## 1.0 SAMENSTELLING VAN DE BIJDRAGE

### 1.1 Inleiding

Met de uitvoering van het Deltaplan is een zo groot bedrag gemoeid, dat het zeker noodzakelijk is ook bij de economische aspecten afzonderlijk stil te staan. Zonder een dergelijke beschouwing zal men immers reeds spoedig komen tot het besluit, al het mogelijke te doen om een herhaling van de ramp van 1953 te voorkomen. Inschakeling van economische gezichtspunten resulteert in een nadere bezinning op de vraag, welke offers er gebracht moeten worden om een betere beveiliging der betrokken gebieden te bereiken.

Een ieder met de herinnering aan 1953 nog in het geheugen zal geneigd zijn zich zonder meer achter het eerstgenoemde besluit te plaatsen. Dit neemt echter niet weg, dat dit besluit pas zijn volle waarde verkrijgt, indien ook de te brengen offers in de beschouwing zijn betrokken.

Een gunstig aspect hierbij is, dat het Deltaplan, zoals het thans is geprojecteerd, naast de verhoging van de veiligheid, ook nog andere mogelijkheden biedt, waaraan een belangrijke waarde moet worden toegekend. Met andere woorden: de uiteindelijk en in totaal ter wille van de veiligheid te brengen offers zijn belangrijk lager dan de kosten van het Deltaplan als zodanig.

Een dubbel motief dus om te komen tot wat men zou kunnen noemen „de economische balans van het Deltaplan”.

Een en ander wil niet zeggen, dat aan het saldo van een dergelijke balans beslissende betekenis mag worden toegekend voor het antwoord op de vraag of het Deltaplan (of een ander plan ter verhoging van de veiligheid) al dan niet moet worden uitgevoerd. Dit zou immers in feite betekenen, dat men (in geval van een negatief saldo, dus een te brengen offer) meent aan die verhoging van de veiligheid uitsluitend een bepaalde economische waarde te kunnen toekennen. Indien een zekere verkleining van de kans op een nieuwe ramp zou mogen worden aangenomen, valt, uitgaande van een gemiddelde schade per ramp, voor de materiële component van de veiligheid nog wel een benaderende waardeberekening te maken. Maar dit is slechts één component. Welke waarde men zou willen toekennen aan de verminderde kans op het verlies van mensenlevens en op het vele leed, dat met een overstroming gepaard gaat, is een tweede, zwaar wegend aspect van de veiligheid. Daarnaast dienen nog andere, imponderable waarden in aanmerking te worden genomen. Het Deltaplan zal bijv. stimulerend werken op de ontwikkeling van de waterbouwkundige wetenschap en ervaring en zo ook weer ruimer mogelijkheden scheppen voor uitvoering van werken in het buitenland. Voorts kan het deltagebied in de toekomst bijdragen tot een verlichting van het huidige gebrek aan vestigings- en recreatiegebied in het westen des lands.

Zo bezien is een vraag naar de waarde van veiligheid voor mens, dier en goed niet in alle opzichten voor objectieve beantwoording vatbaar. De economische balans beoogt dan ook niet meer, maar ook niet minder, dan het tegenover elkaar stellen van de in geld waardeerbare voordelen en offers, terwijl een eventueel negatief saldo de offers aangeeft, die voor de niet meetbare voordelen en waarden moeten worden gebracht.

### 1.2 De opzet van de economische balans van het Deltaplan

De economische balans is opgesteld in de vorm van tabel 1.2.1.

Ter wille van een beter inzicht is naast het Deltaplan, dat afsluiting der zeegaten van Walcheren tot Voorne inhoudt, ook een ander plan opgenomen (resp. aangeduid als Plan II en I), waarbij verhoging van de veiligheid wordt verkregen door versterking der bestaande hoofdwaterkeringen, echter met uitzondering van die langs Hollandse IJssel, Eendracht, Zandkreek en Veerse Gat, waar ook bij dit plan I afsluiting de voorkeur verdient <sup>1)</sup>.

<sup>1)</sup> De opstelling is gemaakt exclusief de werken ten noorden van de Rotterdamse Waterweg en de Lek en ten zuiden van de Westerschelde.

De verzwaren van de noordelijke dijk der Westerschelde is, ondanks het gelijk zijn van de kosten voor de beide plannen f 200 miljoen, in de balans opgenomen, ten einde voor het in 1953 getroffen gebied tussen Rotterdamse Waterweg en Westerschelde de totale kosten van de thans te scheppen veiligheid in beschouwing te kunnen nemen. Er moet echter tevens rekening mee worden gehouden, dat de kosten voor versterking van de noordelijke oever van de Rotterdamse Waterweg en de Lek bij plan I hoger zijn dan bij plan II. Om een juiste vergelijking van de baten en lasten van beide plannen mogelijk te maken, is daarom in de economische balans aan de lastenzijde bij plan I een bedrag opgenomen van f 50 miljoen voor hogere kosten bij dijkverhoging buiten het beschouwde gebied.

Tabel 1.2.1  
Economische balans van dijkverhogingsplan en Deltaplan (I en II), beide exclusief werken ten noorden van de Rotterdamse Waterweg en de Lek en ten zuiden van de Westerschelde.  
Bedragen in miljoenen guldens (prijspeil 1955)

LASTEN			BATEN		
<i>A. Werken en uitgaven ter vergroting van de veiligheid</i>	I	II	<i>A. Primaire voordelen</i>	I	II
1. Werken volgens dijkverhogingsplan . . . . .	1500		5. Vermindering onderhoudskosten . . . . .	15	85
2. Werken volgens Deltawet art. 1-3 . . . . .		1650	<i>Sluitpost:</i>		
3. Hogere kosten bij dijkverhoging buiten het beschouwde gebied . . . . .	50		6. Primair bedrag ten laste van de vergroting van de veiligheid en (andere) imponderabele voordelen . . . . .	1585	1715
4. Renteverliezen, schaderegelingen en onvoorzien . . . . .	50	150			
<b>Totaal A . . . . .</b>	<b>1600</b>	<b>1800</b>	<b>Totaal A . . . . .</b>	<b>1600</b>	<b>1800</b>
<i>B. Bijkomende werken</i>			<i>B. Bijkomende voordelen</i>		
1. Landaanwinning, wegen, bruggen en voorzieningen aan lozingen en havens e.d. . . . .	30	150	2. Landaanwinning . . . . .	20	125
Voordelig saldo . . . . .	20	300	3. Verkeer . . . . .	20	125
			4. Opheffing verzilting oppervlaktewater	—	160
			5. Openbare voorzieningen, zoetwater- visserij en onvoorzien . . . . .	10	40
<b>Totaal B . . . . .</b>	<b>50</b>	<b>450</b>	<b>Totaal B . . . . .</b>	<b>50</b>	<b>450</b>
<b>A + B. Werken en uitgaven . . . . .</b>	<b>1630</b>	<b>1950</b>	<b>A + B. Voordelen . . . . .</b>	<b>65</b>	<b>535</b>
			<b>C. Netto-baten van 1. opheffing verdroging en 2. recreatie . . . . .</b>	<b>—</b>	<b>p.m. <sup>1)</sup></b>
			<b>D. Sluitpost ten laste van de veiligheid en (andere) imponderabele voordelen . . . . .</b>	<b>1565</b>	<b>p.m. <sup>2)</sup></b>
<b>Totaal Generaal . . . . .</b>	<b>1630</b>	<b>1950</b>	<b>Totaal Generaal . . . . .</b>	<b>1630</b>	<b>1950</b>

<sup>1)</sup> Voorlopig geraamd op ca. f 300 mln.

<sup>2)</sup> Voorlopig te stellen op ca. f 1100 mln.

Voorts is een onderverdeling gemaakt naar:

- de werken, die voor de verhoogde veiligheid noodzakelijk zijn;
- de werken, die daarmee zeer nauw verband houden en bijkomstige voordelen opleveren;
- werken, die weliswaar een zelfstandig karakter hebben, maar (alleen voor plan II) eerst na uitvoering van het plan mogelijk zijn, dan wel eigenlijk aan plan I zouden moeten worden toegevoegd om een zuivere vergelijking met plan II mogelijk te maken;
- een nadere beschouwing over de imponderabele waarden en de veiligheid.

Omtrent de werken sub A en B zijn voldoende gegevens beschikbaar om deze in balansvorm te verwerken, voor die sub C moet met een beschrijvende confrontatie van baten en lasten worden volstaan. Ter gedachtenbepaling is evenwel achter de, voor de netto-baten van deze werken in de balans opgenomen p.m.-post een volgens de voorlopige inzichten redelijk schijnend bedrag opgenomen. Dit ten einde ook voor de sluitpost tot de meest waarschijnlijke orde van grootte te komen.

Bij de beschouwing van de cijfers in de economische balans dient te worden bedacht, dat deze bedragen weergeven, die begroot zijn op basis van de ontwerpen en de prijzen van het jaar 1955, waarbij jaarlijks terugkerende baten en lasten gekapitaliseerd zijn tegen een rentevoet van 4%.

Nadat mede op grond van de uitkomsten van de economische balans voor de beide plannen de keuze is bepaald op het Deltaplan (plan II), is met de uitvoering van dit plan een begin gemaakt. Ten behoeve van deze uitvoering is een omvangrijk onderzoek op gang gekomen. De geleidelijk groeiende inzichten en de eerst bij nadere uitwerking aan de dag getreden moeilijkheden, alsmede de stijgende prijzen van arbeidslonen en materialen, zijn oorzaak, dat een raming van de totale kosten thans hoger

uitvalt dan de in de economische balans opgenomen cijfers doen vermoeden. Volgens een raming van medio 1960 zal het totaalbedrag, in de economische balans opgenomen onder post 2 van gedeelte A, moeten worden gesteld op 2000 miljoen gulden in plaats van 1650 miljoen gulden (prijsbasis medio 1960).

Het is duidelijk, dat de ramingen voor de werken van plan I zouden zijn gestegen, indien de keuze op dit plan zou zijn gevallen.

Er is geen reden om aan te nemen, dat de verhouding van de kosten van uitvoering van de twee plannen op basis van recente ramingen in belangrijke mate zou afwijken van de in de economische balans in deze bijdrage gegeven verhouding.

De grootte van de sluitpost bij plan II (d.i. het bedrag, dat voor de vergroting van de veiligheid moet worden betaald) wordt behalve door het stijgen van de kosten ook beïnvloed door wijziging van het bedrag, waarop de baten worden gewaardeerd. Daar deze na 1955 niet opnieuw zijn berekend, kan niet worden nagegaan of de grootte van de sluitpost op dit moment enige wijziging behoeft.

### 1.3 Auteur en medewerkers

De bijdrage is opgesteld onder verantwoordelijkheid van Prof. Dr. J. Tinbergen, lid van de Deltacommissie en tijdens de samenstelling van deze bijdrage directeur van het Centraal Planbureau.

De posten A 1, 2, 3, 4 en 5 en B 1 en 5 zijn geraamd door de Deltacommissie, alsmede post B 2, voor zover het de oppervlakte betreft. De overige posten zijn, voor zover niet in de toelichting een andere bron is genoemd, geraamd door het Centraal Planbureau, dat zich eveneens met de samenstelling van de tekst van deze bijdrage heeft belast.

## 2.0 DE WERKEN TER VERHOGING VAN DE VEILIGHEID (ad A)

Onder balans A zijn aan de lastenzijde in de eerste plaats de begrote kosten voor de directe uitvoering van beide plannen opgenomen. Deze bedragen ontlopen elkaar niet veel. Het is duidelijk, dat zij, ook bij het aangenomen prijspeil, in werkelijkheid hoger of lager kunnen uitvallen, naarmate zich tegen- of meevallers voordoen. De invloed hiervan werkt volledig in het saldo door. Voorts is onder 4 nog een post opgenomen voor het renteverlies over de bouwtijd der werken enz. Aangenomen is, dat de veiligheid in gelijke mate groeit met het gereedkomen van de onderscheidene objecten, zodat volstaan is met het in rekening brengen van de rente over de gemiddelde bouwtijd der afzonderlijke werken. Deze post komt voor plan II aanmerkelijk hoger, dan voor plan I i.v.m. de langere bouwtijd en de schade, die bij afsluiting der zeegaten volgens het Deltaplan aan de visserij en de schelpdiercultures worden toegebracht. De werken zelf zijn uiteraard op dezelfde verwachte maximale stormvloedstanden ingesteld. Indien van hogere standen dan de thans verwachte wordt uitgegaan, stijgen de kosten van plan I i.v.m. de grotere dijk lengte meer dan die van plan II.

Dit verschil in buitenwaterkerende dijk lengte is ook oorzaak, dat de enige berekenbare directe bate van de werken, de gekapitaliseerde besparing op de onderhoudskosten, voor plan II een veelvoud is van die bij plan I (zie post A 5).

Als gevolg van de onderlinge verhouding van de genoemde bedragen liggen de sluitposten van balans A voor beide plannen, die dus te beschouwen zijn als de in eerste instantie te betalen prijs voor de verhoogde veiligheid, dicht bijeen, terwijl de grootte van het bedrag van dezelfde orde is als alleen al de materiële schade van de ramp van 1953, die bij het toenmalige prijspeil al ruim f 1100 mln. bedroeg<sup>1)</sup>. Ieder van deze beide feiten maakt een belangrijke conclusie mogelijk. In de eerste plaats is het offer, dat voor de verhoogde veiligheid gebracht moet worden, zeker niet van zodanige omvang, dat de vraag of ons land deze last kan dragen daarbij in het geding komt, en in de tweede plaats is het kostenverschil tussen beide plannen zo gering, dat de keuze niet hierdoor, maar geheel door de kwaliteit der beveiliging en de mogelijkheid van bijkomstige voordelen bepaald kan worden.

De kwaliteit der beveiliging leent zich evenmin als de veiligheid (in ruime zin) zelf voor waardering in een economische balans. Wel echter heeft de Deltacommissie op technische gronden de beveiliging bij uitvoering van het Deltaplan aanmerkelijk hoger aangeslagen dan die bij plan I. Daar voorts het Deltaplan door de afdamming der grote zeegaten en de daarmee gepaard gaande verschuiving van

<sup>1)</sup> Zie deel 1.

de zoetwatergrens belangrijk meer mogelijkheden tot het bereiken van bijkomende voordelen biedt dan plan I, was de keuze tussen beide plannen, ook economisch gezien, duidelijk.<sup>1)</sup>

### 3.0 DIRECT MET DE UITVOERING DER WERKEN SAMENHANGENDE MOGELIJKHEDEN (ad B)

Aan de orde komt nu de vraag, welke vermindering het uiteindelijk te brengen offer door het in rekening brengen van de bijkomende werken en voordelen ondergaat. Voor zover deze weliswaar niet, zoals de besparing op onderhoud, rechtstreeks met de dijkwerken verband houden, maar toch zeer nauw daarmee samenhangen, zijn hun baten en lasten in deel B van de balans opgenomen. Ter toelichting moge het volgende dienen.

#### 3.1 Landaanwinning (post B 2)

Voor de landaanwinning is gerekend, dat bij plan I ca. 2000 ha kan worden aangewonnen en bij het Deltaplan ca. 16 000 ha. Hierbij is in aanmerking genomen, dat door verspreide ligging en wisselende kwaliteit ca. 6500 ha schorren en platen niet tot cultuurgrond gemaakt zullen worden. Voorts is in aanmerking genomen, dat de droogvallende rijpe gorzen slechts een deel (gesteld op 1/3) van hun waarde aan de uitvoering van het Deltaplan te danken hebben, daar zij (maar met meer kosten en deels later) ook in de open zeegetaten in te dijken zouden zijn.

Een belangrijk element wordt gevormd door de waardering van de aan te winnen gronden, die hier naar nationaal-economisch rendement volgens voorlopige berekeningen op ca. *f* 10 000 à *f* 12 500 per ha is gesteld. De betekenis van de landaanwinning voor het saldo van balans B is evenwel slechts beperkt. De kosten zijn nl. voor het Deltaplan op *f* 85 mln. geschat, zodat, bij beperking der landaanwinning bij een eventuele lagere waardering der gronden, de vermindering van het voordelig saldo nooit meer dan *f* 40 mln. kan bedragen. Bij plan I draagt de landaanwinning niet in het voordelig saldo bij, daar baten en lasten vrijwel gelijk zijn.

#### 3.2 Verkeer (post B 3)

Door de aanleg van wegen over de afsluitdammen worden de eilanden uit hun isolement verlost. Hierdoor ontstaat belangrijke tijdwinst en komen de kosten der veren deels te vervallen. Voorts wordt door de verkorte verbinding naar en van het gebied ten noorden van het Hollands Diep nog verdere tijdbesparing verkregen dan door het vervallen der veerverbindingen alleen en ten slotte zal door de betere verbindingen als zodanig ook enig nieuw verkeer ontstaan.

Naar de verkeersomvang van 1955 is door het vervallen der veren voor het autoverkeer een tijdwinst van 300 000 uren geraamd. Voor zover het personen betreft (tijdbesparing voor lading is niet gewaardeerd) zal evenwel slechts een deel der gewonnen tijd produktieve waarde hebben. Daarnaast zal een belangrijk deel van de tijdwinst bijdragen tot meer vrije tijd voor de betrokkenen, dan wel kalmer rijden, c.q. meer rusttijd mogelijk maken. Hoewel dit zeker niet zonder betekenis is, kunnen beide voordelen niet in geld worden gewaardeerd. Zij behoren tot de imponderabilia.

Hiertegenover staat, dat in een aantal gevallen meer produktieve tijd wordt bespaard dan het aantal auto-uren aangeeft, daar in deze laatste alleen de normale wachttijden verdisconteerd zijn. Door mist en andere stagnatie kunnen deze ver worden overschreden, terwijl men zich soms, om van een bepaalde overtocht zeker te zijn, vrijwillig meer dan de gewone wachttijd getroost.

Bij gemiddeld  $1\frac{1}{2}$  inzittende en een gemiddelde waarde van *f* 2,50 per produktief arbeidsuur is de nationaal-economische besparing voor het autoverkeer door het vervallen der overtochten geraamd op *f* 0,6 mln. per jaar. Besparing op vaste kosten is verwaarloosd, daar deze alleen effectief is, indien gehele motorrijtuigen bespaard kunnen worden.

Voor het niet-autoverkeer wordt de besparing op *f* 0,3 mln. geraamd, terwijl de bate van de verdere rijtijdverkortung naar en van het gebied ten noorden van het Hollands Diep op overeenkomstige wijze op *f* 0,35 mln. is geraamd, te zamen dus *f* 1,25 mln. Daartegenover moeten de jaarlijkse kosten der nieuwe wegen en de rijkosten over de thans varende afgelegde trajecten worden afgetrokken. Deze post is op *f* 0,4 mln. gesteld, zodat een netto-besparing van *f* 0,85 mln. resteert.

<sup>1)</sup> Zie deel 1.



De veren zullen in beperkte omvang een zekere functie behouden, zodat deze niet geheel kunnen vervallen. Deze besparing is op  $\frac{2}{3}$  der huidige kosten gesteld: f 1 mln. per jaar.

Voor de waarde van het nieuwe verkeer mag slechts gerekend worden met de méérwaarde boven hetgeen zonder het Deltaplan zou zijn voortgebracht. Ontwikkelingen, die anders elders zouden hebben plaats gevonden, mogen dus niet in rekening worden gebracht. Deze meerwaarde kan dan ook slechts gering zijn. De totale netto-bate op basis van de verkeersomvang in 1955 is daarom op f 2 mln. afgerond.

Zeer belangrijk is ten slotte, dat tegeh de tijd, waarop de betrokken verbeteringen beschikbaar komen, de verkeersomvang aanmerkelijk groter zal zijn dan in 1955. De Rijkswaterstaat neemt aan, dat deze vergroting voor het deltagebied ongeveer het  $2\frac{1}{2}$ -voudige zal bedragen, d.w.z. minder dan het landelijk gemiddelde, dat op bijna het drievoudige wordt gesteld.

Het jaarlijks voordeel kan dus op ca. f 5 mln. worden gesteld en gekapitaliseerd op f 125 mln.

### 3.3 Opheffing verzilting (post B 4)

Evenals het verkeer is ook de invloed van de opheffing van de verzilting in het Westland en in het deltagebied belangrijk. Van de drieërlei herkomst van het zout in de grond worden er twee, te weten de toevoer door sluizen en duikers en de ondiepe kwel en dijkkwel, na de verzoeting van het bekken der afgesloten zeegaten en de zeevaartse opschuiving van de zoutgrens in de Rotterdamse Waterweg vrijwel beëindigd. De zoutschade aan de opbrengsten van groente en fruit blijft daardoor achterwege, terwijl de voorziening met gietwater voor de fruitteelt en drinkwater voor het vee met minder kosten (uit de sloot) kan plaatsvinden. Hiervoor wordt door de Commissie Onderzoek Landbouwwaterhuishouding Nederland een bedrag van resp. f 4 $\frac{2}{3}$  mln. en f 1 $\frac{2}{3}$  mln. per jaar geraamd, hetgeen gekapitaliseerd f 160 mln. betekent.

### 3.4 Openbare voorzieningen, zoetwatervisserij en overige (post B 5)

Onder openbare voorzieningen zijn de door de Deltacommissie geschatte voordelen voor de drinkwatervoorziening en voor het elektriciteits- en telefoonnet in rekening gebracht (f 0,8 mln. per jaar), terwijl tegenover het teloorgaan van de zoetwatervisserij en de schelpdiercultures in de afgesloten zee-gaten (opgenomen in balans A onder 4) door de Deltacommissie een ontwikkeling van de zoetwatervisserij is aangenomen op dezelfde voet als in het IJsselmeer (f 0,6 mln. per jaar).

Aan de kostenkant van balans B is ten slotte nog voorzien in de bouw van wegen en bruggen en havenverbeteringen en andere verbeteringen ten behoeve van de scheepvaart. Aangenomen is, dat de nadelen voor de scheepvaart t.o.v. de huidige vrije vaart worden gecompenseerd door de voordelen van rustiger vaarwater.

## 4.0 VERDERE MOGELIJKHEDEN BIJ HET DELTAPLAN (ad C)

Het in beginsel door de veiligheidswerken geschapen zoetwaterbekken, dat achter de afsluitdammen ontstaat, biedt naast de onder B genoemde nog meer op zichzelf staande mogelijkheden tot het verkrijgen van economische waarden.

### 4.1 Opheffing verdroging

In de eerste plaats kan economische waarde worden verkregen door opheffing van de schade, welke wordt veroorzaakt door onvoldoende vochtvoorziening der landbouwgewassen tijdens de groei-periode, alsmede door het opstijgen van grondwater met een te hoog zoutgehalte. Vanuit het zoetwaterbekken kan, afhankelijk van het toelaatbare voorjaarspeil, in de aanvullende waterbehoefte van het omringende poldergebied en van het zandgebied van Noord-Brabant worden voorzien.

De beschikbare gegevens laten evenwel, met name voor wat de kosten der vereiste werken betreft, nog geen voldoende nauwkeurige raming toe. Dit weegt des te zwaarder omdat de uitkomsten der globale berekeningen wijzen op een vrij geringe marge (in de orde van 10%) tussen hoge bedragen, zowel aan de baten- als aan de lastenzijde. Verbetering der ramingen kan dus bij slechts gering verschil het voordeel vergroten, maar ook tot niets of zelfs tot een nadeel terugbrengen.

Om deze redenen is er de voorkeur aan gegeven de economische balans niet te belasten met belangrijke additionele bedragen, die de grootte van de sluitpost slechts in betrekkelijk geringe en bovendien onzekere mate beïnvloeden. Wel echter kan aan de hand van de thans beschikbare ramingen een opstelling worden gegeven, waaruit de aard van het vraagstuk, de orde van grootte der betrokken bedragen, alsmede de mate hunner onzekerheid blijkt.

Volgens de Commissie Onderzoek Landbouwwaterhuishouding Nederland bedraagt de oppervlakte, die schade ondervindt door verdroging en zout grondwater in het vanuit het bekken bereikbare gebied in totaal ruim 300 000 ha, waarvan 80 000 ha in het poldergebied en 220 000 ha zandgrond in Noord-Brabant.

De bruto-opbrengstverhoging per jaar van het poldergebied is geschat op ca. f 15 mjn. voor de opheffing van de verdroging en f 1 $\frac{2}{3}$  mjn. door de terugdringing van zout grondwater, totaal bijna f 17 mjn.

Voor het zandgebied is voorts aangenomen, dat met de verbeterde waterbeheersing niet alleen de huidige schade door verdroging wordt vermeden, doch ook meer intensieve gewassen zullen worden geteeld. Daarbij wordt een aftrek van 10% op de dan bereikbare bruto-opbrengst toegepast, omdat niet alle boeren de potentiële mogelijkheden volledig zullen gebruiken. Zowel de veronderstelde intensivering van het bouwplan als de toegepaste aftrek zijn uiteraard betrekkelijk willekeurig, terwijl de invloed hiervan op de uitkomsten belangrijk is.

Voor haar werkgebied (bewesten de lijn Waalwijk-Tilburg) berekende de commissie op 56 000 ha een bruto-opbrengstverhoging per jaar van f 23 mjn. voor de landbouw en f 3 mjn. voor de tuinbouw, totaal f 26 mjn. Wordt ook het oostelijk deel van Noord-Brabant volledig in de beschouwing betrokken, dan stijgt de mogelijke bruto-opbrengstverhoging naar evenredigheid nog met ruim f 65 mjn. per jaar.

De volgens deze berekeningen bereikbare bruto-opbrengstverhoging in polder- en zandgebied zal dus, afhankelijk van de toelaatbare zoetwateropslag in het bekken, tussen de f 50 en f 100 mjn. per jaar liggen. Bij de meest waarschijnlijk beschikbare hoeveelheid zoet water zou naast het poldergebied nog ca.  $\frac{2}{3}$  van het in aanmerking komende zandgebied of ca. 140 000 ha voorzien kunnen worden en een voordeel van ca. f 80 mjn. per jaar (gekapitaliseerd f 2 mrd.) bereikbaar zijn. Hierbij dient te worden bedacht, dat bijv. ieder % meer aftrek voor onvolledig gebruik der geboden mogelijkheden op de zandgronden de gekapitaliseerde meeropbrengst met f 55 mjn. doet dalen.

Tegenover deze gekapitaliseerde bate, die een onzekerheidsmarge van minstens f 200 mjn. naar beneden en f 100 mjn. naar boven bezit, staan de voor het bereiken er van te maken kosten. In de publiekrechtelijke sfeer zouden deze volgens een zeer voorlopige schatting van de Cultuurtechnische Dienst ca. f 75 per ha per jaar bedragen, dus over (80 000 ha + 140 000 ha =) 220 000 ha gekapitaliseerd f 410 mjn. Voor het polder- en zandgebied is hierbij hetzelfde bedrag aangehouden, waarbij evenwel voor het poldergebied meer de nadruk op een hogere capaciteit en in het zandgebied meer op een uitbouw van het kanalenstelsel valt.

De directe verhoging van de produktiekosten der landbouwbedrijven is geraamd op gekapitaliseerd f 415 mjn. Voor het poldergebied betreft dit vooral meer (betaalde) arbeid, in het zandgebied (waar deels thans onderbezette arbeidskracht kan worden ingeschakeld) vooral meer kunstmest en zaai- en pootgoed i.v.m. de intensivering van de gewassenkeuze. Voor de kosten van de watervoorziening op de bedrijven zelf is dan nog een bedrag van ten hoogste f 2000 mjn. — (f 410 mjn. + f 415 mjn.) = f 1175 mjn. beschikbaar. Wil er van enige kans op een batig saldo van het gehele project tot opheffing van verdroging sprake zijn, dan zouden de kosten per jaar gemiddeld per ha zeker niet hoger dan f 210,— mogen zijn. Of dit bedrag toereikend is, hangt van de volgende factoren af:

1. *In welke mate de watervoorziening op de bedrijven door beregening dan wel door infiltratie plaatsvindt.* Daar de kosten van beregening door de Cultuurtechnische Dienst op ca. f 350,— per ha per jaar gesteld worden, is het duidelijk, dat deze werkwijze slechts op de meest verdrogende zandgronden rendabel kan zijn. Het areaal hiervan bedraagt in het gestelde geval ruim 70 000 ha. Beregening hiervan à f 350,— per ha betekent, dat het voor de overige gronden toelaatbare kostenbedrag in progressieve mate beneden het totale gemiddelde van f 210,— per ha daalt, en wel voor iedere 10 000 ha beregende grond met gemiddeld ca. f 10,— per ha voor de overige gronden.
2. *In welke mate nog voorzieningen voor infiltratie getroffen moeten worden: sloten, drainage en egalisatie.* Voor de ruim 20 000 ha bouw- en tuinland in het poldergebied zal op dit punt weinig meer behoeven

te geschieden. Hier zal echter nog veel grasland gedraineerd moeten worden, terwijl in het zandgebied op alle grond nog zeer veel te doen valt. Volgens de Cultuurtechnische Dienst moet hiervoor met een investering van *f* 1500,— tot *f* 3000,— per ha gerekend worden, waarvan de jaarlijkse lasten aan rente, afschrijving en onderhoud *f* 120,— tot *f* 210,— per ha bedragen.

Als rekenvoorbeeld kan uit deze gegevens worden afgeleid, dat bijv. 30 000 ha berekening voor de overige 190 000 ha gemiddeld niet meer dan *f* 180,— per ha per jaar aan watervoorzieningskosten op de bedrijven zelf gemaakt mogen worden. Bij een gemiddelde investering van bijv. *f* 2000,— per ha bedragen deze ca. *f* 140,—. De marge tussen baten en lasten zou in dit geval dus gemiddeld ca. *f* 40,— per ha per jaar bedragen of gekapitaliseerd over 190 000 ha ca. *f* 190 mjn., hetgeen nog geen 10% van de berekende bate van rond *f* 3 mrd. is. Zou i.v.m. opvoerhoogte en andere waterbouwtechnische problemen meer dan 30 000 ha berekend moeten worden, dan moet voor de overige gronden gemiddeld met de minimale investeringen volstaan kunnen worden, wil er voor opheffing van de verdroging van een batig saldo sprake zijn. Indien daarentegen in het geheel geen berekening nodig zou zijn, dan komt ook in de gunstigste omstandigheden t.a.v. de private investeringen het saldo nauwelijks boven de 15% van de berekende bate.

#### 4.2 Recreatie

De tweede door het Deltaplan geboden mogelijkheid is de verdere ontwikkeling als vakantieoord van de Zeeuwse kust en van de watersport op het gevormde zoetwatermeer.

De totale omvang van de betalende vakantiegang door Nederlanders wordt op 90 mjn. overnachtingen gesteld. Indien het huidige percentage aan de Zeeuwse kust van 1,3 mede i.v.m. de watersport tot 2 à 2½ stijgt en daarnaast het verblijf van buitenlanders in aanmerking genomen wordt, zou het aantal overnachtingen ruim 1 mjn. hoger worden dan zonder het Deltaplan. Het is echter de vraag hoeveel hiervan, landelijk gezien, inderdaad extra is. Zeker meer dan de helft zal nl. in de plaats komen van verblijf elders.

Hetzelfde geldt zeer sterk voor het binnenlandse dagbezoek. Het bezoek van buitenlanders, vooral van Belgen, zal echter wel extra toenemen. Bij een verdubbeling van het huidige dagbezoek van ca. 15 mjn. Belgen en 15 mjn. andere nationaliteiten, waarvan 5% méér Belgen en 1% méér andere nationaliteiten door het Deltaplan, zou dit ongeveer 2 mjn. dagverblijven meer opleveren.

Het is evenwel duidelijk, dat al deze ramingen met een bijzonder grote onzekerheidsmarge behept zijn, hetgeen ook geldt voor de omvang van het meerdere watertoerisme op en langs het nieuwe merengebied. Maar al zou in totaal met bijv. 3 mjn. dag- en nachtverblijven gerekend mogen worden, bij netto-ontvangsten van bijv. *f* 5,— per dag, dus met een bedrag van ca. *f* 15 mjn., dan nog is het de vraag hoeveel hiervan nationaal-economisch als bate mag worden beschouwd. Dit is nl. alleen met zekerheid het geval voor zover het toevloeit aan een betere bezetting van het bestaande apparaat der horeca- en middenstandsbedrijven. De investeringen en de mankracht voor de uitbreiding van dit apparaat kunnen ook op andere wijze worden aangewend en de bate daarvan mag dus niet aan het Deltaplan worden toegeschreven.

Ook indien hiervoor een belangrijke aftrek wordt toegepast, die dan mede de onzekerheid der ramingen opvangt, mag toch vermoedelijk wel met een bate van ten minste *f* 5 mjn., gekapitaliseerd dus in de orde van ten minste *f* 100 mjn., worden gerekend.

#### 4.3 Conclusie

De conclusie moet dus zijn, dat de verdere bijkomende voordelen, te weten de opheffing van de verdroging en de ontwikkeling van het toerisme, de sluitpost ten laste van de veiligheid en overige waarden voor het Deltaplan wellicht nog vrij belangrijk, maar zeker niet overwegend zullen doen dalen. Gezien de onzekerheid van met name de raming der bruto-opbrengstverhoging voor de opheffing van de verdroging, mag de netto-bate hieruit voorlopig zeker niet boven de voor het rekenvoorbeeld bestaande *f* 190 mjn. worden gesteld. Veiliger nog is het deze bate met die van het toerisme samen te nemen, daar beide een tegengestelde onzekerheidsmarge hebben, en hiervoor voorlopig *f* 300 mjn. op te voeren. Bij niet al te ongunstige verhoudingen t.a.v. de opheffing der verdroging zou de sluitpost dus nog ruim *f* 1100 mjn. bedragen. De reeds in 3.0 (ad B) uitgesproken opvatting, dat uit economisch

oogpunt aan afdamming der zeegaten de voorkeur gegeven dient te worden, wordt door het hier gestelde versterkt.

Ten slotte kan, met name voor de vergelijking van de plannen I en II, nog het volgende worden gesteld. Bij plan II (Deltaplan) wordt door de verkeersmogelijkheid over de afsluitdammen mede de ontsluiting van het Zuidhollandse en Zeeuwse eilandengebied gediend. Indien deze (volledige) ontsluiting in de toekomst ook bij uitvoering van plan I noodzakelijk zou worden geacht, vereist dit belangrijke additionele werken (bruggen). De kosten hiervan moeten dan bij die van plan I worden opgeteld om tot een zuivere vergelijking met de kosten van het Deltaplan te komen, waartegenover dan evenwel ook de met deze ontsluiting verbonden baten (bijv. voor het verkeer) worden verkregens. Afhankelijk van de (positieve of negatieve) marge tussen de kosten van de bruggenbouw e.a. en de voor de ontsluiting opgevoerde verkeersbaten, wordt de hiervoor gestelde conclusie, dat het Deltaplan economisch preferabel is, bij de uitvoering van deze verdere werken verzwakt of versterkt. De invloed hiervan kan echter, gezien het thans berekende verschil in netto-kosten van ca. f 450 mln., niet van doorslaggevende betekenis zijn.

## 5.0 DE VEILIGHEID (ad D)

De prijs voor de verkrijging van veiligheid in het deltagebied en andere imponderabele waarden is dus van dezelfde orde van grootte als alleen al de materiële schade van de ramp in 1953. Gezien de geleidelijke stijging van het nationale vermogen en het nationale produkt, zou de schade van een nieuwe ramp van dezelfde regionale omvang met het voortschrijden van de tijd hoger komen te liggen. Daartegenover staat evenwel, dat door het herstel na 1953 de mogelijke omvang van een nieuwe ramp bij dezelfde omstandigheden van wind en water waarschijnlijk kleiner zal zijn. Beide factoren in aanmerking nemende, mag echter wel worden gesteld, dat, indien door het Deltaplan ook maar één ramp op korte termijn wordt voorkomen, het verschil tussen de netto-kosten en de contante waarde van de voorkomen materiële schade praktisch geen rol speelt. Alle verdere waarden worden in dat geval dus vrijwel „op de koop toe” verkregen.

Zou evenwel het tijdstip van de voorkomen ramp lang na de voltooiing der werken vallen, dan betekent dit, dat het toekomstige behoud van levens en levensgeluk, alsmede het verkrijgen van verdere, niet in geld waardeerbare waarden, aanmerkelijke offers zou vergen. De contante waarde van de voorkomen materiële schade in een verre toekomst is immers slechts betrekkelijk gering <sup>1)</sup>.

Niemand kan hieromtrent evenwel enige zekerheid geven. Ook indien het al mogelijk is om te berekenen, dat bij de bestaande toestand eens in de zoveel jaar op een ramp gerekend moet worden, dan nog blijft het volkomen onbekend, wanneer gedurende dat tijdvak de ramp zal gebeuren. In deze onzekerheid ligt een eerste onmeetbare, maar daarom wellicht juist hier des te zwaarder wegend, argument om een hogere prijs voor de verkrijging van de veiligheid en andere waarden te aanvaarden dan op grond van de materiële kansrekening alléén te verantwoorden zou zijn.

Het tweede, eveneens onmeetbare argument daartoe wordt gevormd door het feit, dat met de uitvoering van het Deltaplan, naast de veiligheid en de onder A, B en C berekende baten, nog een aantal niet in geld bepaalbare waarden worden verkregen.

Zo heeft de ontsluiting van het deltagebied, die door de afdamming der zeegaten wordt bereikt, niet alleen regionale aspecten (waarvan bijv. het berekende verkeersvoordeel een der belangrijkste is). Met name de nationale spreiding van industriële vestiging (en daarmee van de bevolking) zal door deze ontsluiting worden gediend. Wellicht zelfs worden hierdoor in de toekomst vestigingen mogelijk, die anders niet zouden hebben kunnen plaatsvinden. Maar ook zonder dat is het een landsbelang, dat de ruimte voor de Randstad Holland door de uitvoering van het Deltaplan wordt vergroot. Deze verruiming is trouwens niet alleen uit vestigings- maar ook uit recreatieoogpunt van belang.

Van nationale betekenis is eveneens het feit, dat ieder effect van de ontsluiting van het deltagebied er toe bijdraagt de huidige stagnatie in de ontwikkeling van dit gebied te doorbreken. Aldus kan het aantal relatief achterblijvende gebieden in Nederland met een groot complex worden verminderd.

<sup>1)</sup> Een ramp, die thans een schade  $S$  zou teweegbrengen, veroorzaakt over jaar bij een rentevoet van  $a\%$  en een economische expansie van  $b\%$  per jaar een schade, die een contante waarde heeft van  $S \frac{(100+b)^x}{(100+a)^x} \approx S \left(\frac{100}{100+a-b}\right)^x$ .  
Voor bijv.  $x = 100$ ,  $a = 4$  en  $b = 1$  bedraagt de contante waarde 0,052  $S$ .

Een geheel ander aspect is voorts nog het volgende. De uitvoering van het Deltaplan betekent voor de Nederlandse waterbouwkunde een gigantische taak, waarbij zowel de wetenschap als de praktijk voor geheel nieuwe opgaven komen te staan. Hiervan zal een sterk stimulerende werking uitgaan op de ontwikkeling van de waterbouwkundige wetenschap, terwijl ook de ervaring der uitvoerende diensten en lichamen zeer zal worden verrijkt. De werfkracht van Nederland voor de uitvoering van waterbouwkundige werken in het buitenland zal hierdoor aanmerkelijk toenemen, terwijl door het Deltaplan als zodanig bijzondere aandacht op het Nederlandse kennen en kunnen op dit gebied zal worden gevestigd.

Al deze bijkomende uitwerkingen van het Deltaplan kunnen niet of hoogstens op zeer speculatieve wijze in een geldsbedrag worden uitgedrukt, maar vertegenwoordigen stellig een, ook in economisch opzicht, belangrijke waarde.

Ten slotte verricht het Deltaplan nog functies, waaraan beslist geen economische betekenis, laat staan waarde, kan worden toegekend, maar waarvoor toch ieder land bereid zal zijn een zekere en niet geringe prijs te betalen.

Het aanzien en de goodwill van Nederland in de wereld zal immers door de zozeer tot de verbeelding sprekende afsluiting van de zeegaten worden verhoogd en ook de nationale trots wordt door dit nieuwe bewijs hoe een klein land groot kan zijn, bevredigd.

Samengevat hangt het dus van de frequentie en de omvang van toekomstige rampen, alsmede van de economische groei en daarnaast van de waarde, c.q. de prijs af, die men aan de beschreven imponderabilia wil toekennen, in hoeverre de hiervoor eventueel op te voeren bedragen de netto-kosten van het Deltaplan dekken. Bij alle onzekerheid, die daaromtrent moet worden aanvaard, kan dan ook geen uitspraak worden gedaan, in hoeverre de contante waarde van de materiële veiligheid, alsmede de waardering voor in zekere zin „beperkte” imponderabilia als ruimere vestigingsgelegenheid, wetenschappelijke stimulans en goodwill tegen het berekende saldo van rond f 1100 mln. opwegen. Indien en voor zover dit niet het geval is, dan moet een deel van dit saldo beschouwd worden als de prijs, die betaald wordt voor het feit, dat ook een mogelijk op korte termijn plaatsvindende nieuwe ramp (met dus een hoge contante schadewaarde) kan worden voorkomen, alsmede als prijs voor de concrete veiligheid van de bewoners van het deltagebied.

Gezien de totale onbekendheid met het tijdstip van een volgende ramp en de grote emotionele betekenis van de toekomstige bescherming van mensenlevens tegen een natuurramp, is de vraag, in hoeverre deze laatste waarden tegen de eventueel daarvoor nog te betalen prijs opwegen, slechts van persoon tot persoon voor subjectieve beantwoording vatbaar.

Als eindconclusie kan dus slechts gesteld worden, dat het verkrijgen van deze waarden mogelijk nog een zeker offer vereist, dat dan in ieder geval beneden f 1100 mln. ligt.