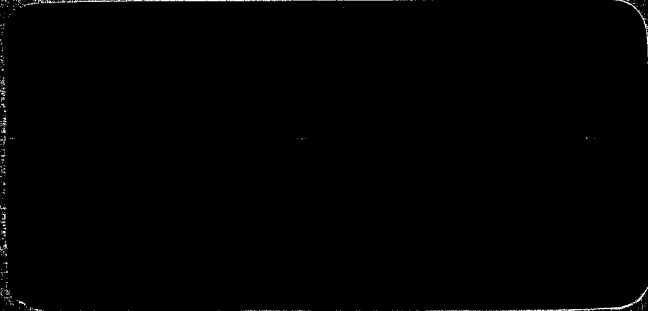
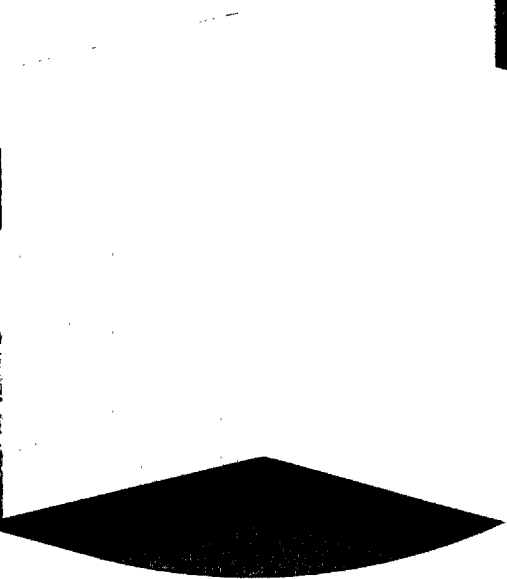


Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat



BIBLIOTHEEK  
Dienst Weg- en Waterbouwkunde  
Van der Burghweg  
Postbus 5044, 2600 GA, Delft  
Tel. 015 - 699111



dienst weg en water bouwkunde

**OVERSLAGBEREKENINGEN  
ZEEWERING TE HARLINGEN**

**Nota WBA-N-92.032  
April 1992**

**BIBLIOTHEEK**  
Dienst Weg- en Waterbouwkunde  
Van der Burghweg  
Postbus 5044, 2600 GA Delft  
Tel. 015 - 699111

1. Rapport nr. WBA-N-92.032	2. Serie nr.	3. Ontvanger catalogus nummer	
4. Titel en sub-titel  Overslagberekeningen zeekering te Harlingen		5. Datum rapport April 1992	
		6. Kode uitvoerende organisatie	
7. Schrijvers ir. M.J. Koster		8. Nr. rapport uitvoerende organisatie	
9. Naam en adres opdrachtnemer  RWS, Dienst Weg- en Waterbouwkunde Afdeling Waterbouw Advies Postbus 5044 2600 GA Delft		10. Projectnaam  W89.05/14 Zeekering Harlingen e.o.	
		11. Kontaktnummer	
12. Naam en adres opdrachtgever  RWS, Directie Friesland Postbus 2301 8901 JH Leeuwarden		13. Type rapport	
		14. Kode andere opdrachtgever	
15. Opmerkingen  Van deze nota bestaat een samenvatting: nota WBA-N-92.042			
16. Referaat  In deze nota worden de resultaten gepresenteerd van overslagberekeningen inzake de zeekering te Harlingen. Hierbij speelt de hoogte van de zeekering een centrale rol. De huidige hoogte van de zeekering voldoet niet aan de normen gesteld door de Deltacommissie.  Deze nota beschrijft de technische achtergronden en gehanteerde methoden.  De zeekering te Harlingen wordt getoetst op een overslagcriterium, in tegenstelling tot het meer conventionele golfploopcriterium. Tevens wordt rekening gehouden met mogelijk waterbezwaar te Harlingen, als gevolg van het overschrijden van het bergend vermogen van de binnenhaven.  Een tweetal alternatieven wordt geboden ten aanzien van de te hanteren kerende hoogte van de zeekering.			
17. Trefwoorden  Overslag/Zeedijkken		18. Distributie systeem  DWW, afdeling WBA	
19. Classificatie	20. Classificatie deze pagina	21. Aant. blz. 68 (incl. fig)	22. Prijs

## "Overslagberekeningen zeewering te Harlingen"

ir M.J.Koster

Rijkswaterstaat,  
Dienst Weg en Waterbouwkunde

datum : april 1992

### Inhoud

1.	Inleiding .....	3
2.	Samenvatting en conclusies .....	3
3.	Waterstanden .....	5
3.1	Het ontwerppeil .....	5
3.2	Bui-oscillaties en buistoten .....	5
3.3	Relatieve zeespiegelrijzing .....	6
3.4	Waterstand als functie van de tijd tbv overslagberekeningen .....	7
4.	Golven .....	7
4.1	Te hanteren golfhoogte en golfperiode .....	7
4.2	Het verband tussen Tgem, Tp en Ts .....	8
4.3	Golfhoogte en golfperiode als functie van de tijd .....	9
4.4	Golftransmissie .....	10
4.5	De invloed van een golfbreker op de getransmitteerde golfperiode .....	11
4.6	Toepassing voor de noorder havendam te Harlingen .....	12
4.6.1	Golfperiode .....	12
4.6.2	Golfhoogte .....	13
4.7	Transmissiecoëfficiënt als functie van de tijd .....	13
4.8	Golfgroei tussen de havendam en de veerbootkade .....	13
4.9	Gedeeltelijke terugkaatsing van de golf op de veerbootkade .....	14
4.10	Invloed door breking van golven .....	15
5.	Onderdelen van de zeewering welke in beschouwing worden genomen. ....	15
6.	Bergend vermogen van de binnenhaven .....	16
7.	Gehanteerde berekeningsmethodieken voor overslag van de verschillende onderdelen. ....	16
8.	Samenvatting van de gehanteerde uitgangspunten .....	17
9.	Toetsingscriteria .....	18
9.1	Kritische waarde voor de hoeveelheid overslag .....	18
10.	De beschouwde alternatieven .....	19
11.	Resultaat van de deterministische golfoverslagberekeningen .....	19
11.1	Overslagdebiet als functie van de tijd .....	20
12.	Probabilistische berekeningen .....	21
12.1	Inleiding .....	21
12.2	Resultaat Run 1 .....	23
12.3	Resultaat Run 2 .....	24
12.4	Conclusie van de probabilistische berekeningen .....	24
13.	Kwaliteitsborging en status van de nota .....	25
	Literatuur .....	27
	Bijlagen .....	28

### Appendici

- Appendix 1 :        Golftransmissie door een loodrechte wand.  
Appendix 2 :        Vergelijking van de ontwerpformules van Goda voor overslag van een zeekering, bestaande uit een loodrechte muur, met de meest recente formules voor overslag van taluds.  
Appendix 3 :        Berekeningsmethode overslag voor de keersluis.

### Bijlagen

- 1a.    Invoer probabilistische som Run 1  
1b.    Uitvoer probabilistische som Run 1  
2a.    Invoer probabilistische som Run 2  
2b.    Uitvoer probabilistische som Run 2

### Figuren

1.    Stormvloedwaterstand als functie van de tijd.  
2.    Hsig volgens Bretschneider,  $U=35$  [m/s],  $F=26000$  [m].  
3.    Tsig volgens Bretschneider,  $U=35$  [m/s],  $F=26000$  [m].  
4.    Transmissie volgens Van Der Meer.  
4b.    Transmissie, resultaat Daemrich & Kahle.  
4c.    Transmissie, resultaat Tanaka.  
5.    Change in period of transmitted waves over a vertical breakwater in a irregular wave test. (Goda)  
6.    Wave period data measured by Van Der Meer, 1988  
7.    (.. is vervallen ..)  
8a.    Hsig volgens Bretschneider,  $U=35$ [m/s],  $D=10,7$ [m]  
8b.    Tsig volgens Bretschneider,  $U=35$ [m/s],  $D=10,7$ [m]  
9a.    Hsig volgens Bretschneider,  $U=35$ [m/s],  $D=9$ [m]  
9b.    Tsig volgens Bretschneider,  $U=35$ [m/s],  $D=9$ [m]  
10.    Schematisatie veerbootkade  
11.    Probabilistische berekening van hoeveelheid overslag Veerbootkade te Harlingen

## 1. Inleiding

In deze nota worden de resultaten gepresenteerd van overslagberekeningen in zake de zeewering te Harlingen. Hierbij speelt de hoogte van de zeewering een centrale rol. De huidige hoogte van de zeewering voldoet niet aan de normen gesteld door de Deltacommissie.

Een uitvoerige toelichting op de situatie en de probleemstelling wordt in deze nota niet gegeven. Deze kan o.a. worden gevonden in [lit 2].

De zeewering te Harlingen wordt getoetst op een overslagkriterium, in tegenstelling tot het meer conventionele golfploopkriterium. Tevens wordt rekening gehouden met mogelijk waterbezwaar te Harlingen, als gevolg van het overschrijden van het bergend vermogen van de binnenhaven.

Een tweetal alternatieven wordt geboden ten aanzien van de te hanteren kerende hoogte van de zeewering.

## 2. Samenvatting en conclusies

1. In deze nota is enkel ingegaan op het aspect "benodigde hoogte" van de zeewering. Er zijn meer criteria waaraan een zeewering dient te voldoen, zoals: standzekerheid, piping, grondmechanische stabiliteit, stabiliteit van de bekleding, etc.
2. De gehanteerde randvoorwaarden en methoden om deze door te rekenen naar de uiteindelijke zeewering te Harlingen zijn behept met een zekere mate van onnauwkeurigheid. Met deze onnauwkeurigheid wordt rekening gehouden door onderbouwende probabilistische berekeningen te maken waarin deze onnauwkeurigheden zijn gemodelleerd. Het resultaat van de probabilistische berekeningen laat zien dat:
  - a. met een deterministische berekening een goede verwachtingswaarde kan worden berekend van de hoeveelheid overslag,
  - b. een indruk kan worden verkregen van de overschrijdingskans van een hoeveelheid overslag groter dan het bergend vermogen van de binnenhaven. Zie voor de resultaten tabel 2 (par. 12.4), en figuur 11.
3. Er worden twee alternatieven gepresenteerd, welke zich van elkaar onderscheiden door de gehanteerde hoogte van de zeewering voor het onderdeel "Keersluis". Deze alternatieven worden gepresenteerd in tabel 1 (par. 11). Hierin staat voor elk onderdeel van de zeewering:
  - a. De bijdrage aan de totale overslag in [m<sup>3</sup>] aan de binnenhaven.
  - b. Het maximale gemiddelde overslagdebiet in [l/ms].

Het totaal van de belasting op de binnenhaven wordt eveneens voor elk alternatief gegeven.

De hoogte van de keersluis in alternatief 1, vormt één van de zwakke schakels in het geheel. De huidige hoogte van de keersluis bedraagt: NAP +5,90 [m]. In alternatief 1 wordt een hoogte van de keersluis aangenomen van NAP + 6,40[m].

Het bergend vermogen van de binnenhaven bedraagt ca. 25.000 [m<sup>3</sup>]. Uit tabel 1 blijkt dat alternatief 1 een belasting op de binnenhaven geeft van ca. 21.000 [m<sup>3</sup>]. Dit betekent dat onder de maatgevende stormvloedomstandigheid de totale hoeveelheid overslag geringer is dan het bergend vermogen van de binnenhaven.

De bijdrage aan de totale overslag door de keersluis bedraagt ca. 7.000 [m<sup>3</sup>]. De maximale hoeveelheid overslag bedraagt voor de keersluis: ca. 60 [l/ms].

Er wordt opgemerkt dat het wellicht mogelijk is een hoeveelheid water uit de binnenhaven af te laten op de boezem. Hier is geen rekening mee gehouden.

4. In alternatief 2 wordt een hoogte van de keersluis aangenomen van NAP +6,90 [m]. De berekeningen laten in dat geval zien dat de totale hoeveelheid overslag gereduceerd wordt tot ca. 15.000 [m<sup>3</sup>].

De bijdrage aan de totale overslag door de keersluis bedraagt ca. 1.000 [m<sup>3</sup>]. De maximale hoeveelheid overslag bedraagt voor de keersluis: ca. 7 [l/ms].

Een tweede zwakke schakel in het geheel wordt gevormd door het onderdeel "doorgangen". De hoogte van dit onderdeel is in deze nota een randvoorwaarde. Het berekende maximale gemiddelde overslagdebiet voor dit onderdeel bedraagt ca. 45 [l/ms]. Deze hoeveelheid overslag dient wel op adequate wijze te kunnen worden afgevoerd.

Een alternatief, dat hier niet verder is uitgewerkt, is om dit constructieonderdeel zodanig aan te passen dat onder stormvloedomstandigheden de kerende hoogte tijdelijk wordt verhoogd. Dit kan worden gerealiseerd door middel van aan te brengen schotten in daarvoor bestemde sponningen.

5. De gepresenteerde alternatieven zijn vanuit technisch oogpunt gezien acceptabel. In geval echter de maximale hoeveelheid overslag groter is dan 10 [l/ms], is het noodzakelijk om maatregelen te treffen met betrekking tot de overslagbestendigheid van die onderdelen. In deze nota wordt hier verder geen uitwerking aan gegeven.

### 3. Waterstanden

#### 3.1 Het ontwerppeil

De zeewering te Harlingen dient volgens het rapport van de deltacommissie, [lit 1] te worden gedimensioneerd, rekening houdende met een ontwerppeil ter grootte van:

$$hw(\max)(1/4000) = \text{NAP} + 5,50 \text{ [m]}$$

Hierbij is  $hw(\max)(1/4000)$  de maximale hoogwater stormvloedstand, horend bij een overschrijdingsfrequentie van 1/4000 per jaar. Stormen welke een hoogwater teweeg brengen lager of gelijk aan het ontwerppeil moeten volgens de deltacommissie nog veilig genoeg kunnen worden gekeerd.

#### 3.2 Bui-oscillaties en buistoten

In het hierna volgende volgt een samenvatting uit het deltarapport, met betrekking tot bui-oscillaties en buistoten:

[deltarapport, deel I, blz 87]:

*"Onder bui-oscillaties worden de onregelmatige schommelingen van de waterspiegel verstaan, die gewoonlijk met een periode van een groot aantal minuten (1/4 a 3/4 uur), vooral tijdens uitschietende extra stormwind worden waargenomen. Buistoten zijn afzonderlijk optredende waterspiegelverheffingen van zeer geprononceerd karakter. De oscillaties en stoten hebben het karakter van lange golven, zodat zij zich ook op luwe plaatsen en in havens doen gevoelen."*

- NB: 1. Bij door havendammen beschermde gebieden, zoals havens, kunnen deze effecten nog extra worden versterkt als gevolg van resonantie, welke een gevolg is van de geometrie. Men spreekt in dit kader ook wel van "seiches" en "opslingering".
2. Genoemde effecten zijn niet verdisconteerd in de door de deltacommissie gegeven ontwerppeilen.

*"Gezien hun vrij lange duur, met het oog op doorbraak, kunnen zij toch gevaarlijk zijn. Vooral waar geen of weinig golfslag voorkomt en de dijken dus met een geringe waakhoogte boven het ontwerppeil zullen worden geconstrueerd, zal men bij het vaststellen van de afmetingen van hoofdwaterkeringen ernstig rekening moeten houden met de bui-oscillaties en buistoten. Deze dienen in dergelijke gevallen volledig in de waakhoogte te worden opgenomen. Waar golfaanval wordt verwacht, behoeft niet het volle bedrag van de bui-oscillaties of stoten in rekening te worden gebracht."*

[deltarapport, deel 4, blz 127]:

Toe te passen reductie:

*"Zou men het volle bedrag van de buistoot als toeslag op het ontwerppeil zetten, dan zou hieraan hetzelfde gewicht worden toegekend als aan het stormhoogwater zelf. Buistoten zijn echter niet steeds aanwezig, of vallen niet altijd samen met het hoogwater."*

De deltacommissie doet een voorstel voor de toe te passen reductie faktor:

$$rf = \frac{B}{B + aG} \quad [1]$$

met:

- B = de grootte van de buistoten;  
G = het gedeelte van de totale waakhoogte, nodig om de golfoploop te keren;  
a = gewichtscoefficiënt, tussen 0 en 1



Indien er sprake is van enige golfoploop (G), dan wordt de reductie faktor kleiner naarmate de golfoploop groter is. Een dergelijke reductie is redelijk te achten omdat de extra bedreiging die uit B voortvloeit, al voor een gedeelte wordt opgevangen door het in rekening brengen van golfoploop.

In een tabel wordt vervolgens voor de Waddenzee gegeven:  $B = 0,10$  [m]; en als voorbeeld:  $a = 1/3$  en  $1/5$

Dit geeft een reductiefactor  $r_f = 1$  bij  $G=0$  en  $r_f = 0,25$  bij  $G=1$  en  $a = 1/3$

Tot zover de samenvatting uit het deltarapport.

De vraag doet zich voor waarvan moet worden uitgegaan bij dimensionering en/of toetsing van de zeewering te Harlingen: wat is de grootte van de in rekening te brengen waterstandsverhoging als gevolg van bui-oscillaties en buistoten ?

In [lit 2] is enig onderzoek uitgevoerd naar de mogelijke opslingering in het door de havendammen beschutte gebied. Er dient echter te worden opgemerkt dat onder maatgevende omstandigheden de havendam ca. 1 meter onder water zal staan. Het gevolg hiervan is dat mogelijke opslingeringen nagenoeg volledig worden gereduceerd tot nihil, omdat de waterbeweging over de havendam kan "ontsnappen". Deze aanname wordt ondersteund door recent uitgevoerde studies met betrekking tot de Stormvloedkering Nieuwe Waterweg in het Europoortgebied.

Onder maatgevende omstandigheden hoeft dus geen rekening te worden gehouden met het effect van eventuele opslingeringen.

Indien de zeewering te Harlingen berekend zou worden op basis van 2% golfoploop (konform de gedachten van de deltacommissie indien geen overslag mag worden toegelaten), dan zou dus bij een golfoploop van ca. 1 [m], rekening moeten worden gehouden met buistoten en oscillaties ter grootte van  $0,25 \times 0,10$  [m] = 2,5 [cm]. Deze waarde is dermate klein vergeleken bij andere effecten welke bepalend zijn, dat af kan worden gezien van het in rekening brengen van deze toeslag voor buistoten en oscillaties.

Bovendien zal de zeewering in deze nota niet worden berekend met het 2% golfoplopkriterium, doch zal worden gedimensioneerd/getoetst op basis van de te verwachten golfoverslag onder maatgevende omstandigheden, gedurende een volledig stormvloed getij. Dit in tegenstelling tot een toetsing enkel bij de maximaal mogelijke waterstand. Het al of niet aanwezig zijn van een eenmalige verstoring (een rimpel) ergens in het stormvloed getij speelt dan veel minder een rol, omdat dit effect wordt uitgemiddeld bij een overslagberekening.

#### Samenvattend:

Op basis van het voorgaande wordt aanbevolen:

- Ten behoeve van het berekenen van de hydraulische belastingen op de van belang zijnde constructies (terminal en parkeergarage en loodrechte wanden) dient rekening te worden gehouden met bui-oscillaties en buistoten, waarvan de amplitude bedraagt: 0,10 [m]. Zowel de statische als de dynamische belastingen, zoals golfklappen e.d. dienen hiermee te worden berekend. Deze worden in deze nota niet verder uitgewerkt.
- Ten behoeve van de golfoverslagberekeningen wordt het verantwoord geacht om geen rekening te houden met bui-oscillaties en buistoten.

### 3.3 Relatieve zeespiegelrijzing

Bij het toetsen van waterkeringen aan een gestelde veiligheidsnorm, kan men zich afvragen: van welk tijdstip dient te worden uitgegaan voor de toetsingsberekening?

Door het effect van relatieve zeespiegelrijzing zal de ontwerpwaterstand, horend bij een bepaalde overschrijdingsfrequentie, tevens een functie zijn

van de tijd. Een waterkering die heden voldoet aan de veiligheidsnormen zal, indien men niets onderneemt, in de loop der tijd minder veilig worden omdat bepaalde hoogwaterstanden steeds vaker zullen worden overschreden als gevolg van genoemde zeespiegelrijzing.

In de nederlandse waterbouw is het gebruikelijk om bij ontwerpen van dijkverhogingen uit te gaan van een planperiode van 50 jaar. In het geval van Harlingen gaat het om een zeewering in een stedelijk gebied. Aanpassingen van deze zeewering zullen aanleiding geven tot grote ruimtelijke problemen. Het is daarom aan te bevelen om bij het ontwerp ervan uit te gaan dat deze zeewering de komende 100 jaar dient te voldoen aan de gestelde veiligheidsnorm.

In onderhavige nota wordt daarom uitgegaan van een planperiode van 100 jaar, en een daarbijhorende verwachtingswaarde voor de relatieve zeespiegelrijzing van  $hz = 0,20$  [m]. Deze zeespiegelrijzing van  $0,20$  [m] per eeuw is een door de deltacommissie in het deltarapport aanbevolen waarde.

samenvattend:

$$hz = 0,20 \text{ [m], planperiode 100 jaar} \quad [2]$$

### 3.4 Waterstand als functie van de tijd tbv overslagberekeningen.

In het voorgaande is toegelicht:

$$\begin{aligned} hw(\max)(1/4000) &= \text{NAP} + 5,50 \text{ [m]} \\ hz &= 0,20 \text{ [m]} \end{aligned}$$

Dit resulteert in een maximale waterstand van:

$$hw(\max) = hw(\max)(1/4000) + hz = 5,50 + 0,20 = \text{NAP} + 5,70 \text{ [m]} \quad [3]$$

De overslag over de zeewering wordt echter berekend voor een gehele stormvloed. Waterstanden lager dan de maximale waterstand spelen dan eveneens een rol. Het is daarom noodzakelijk om de stormvloedwaterstand als functie van de tijd,  $hw(t)$ , te kennen.

Deze stormvloedwaterstand is op de volgende wijze samengesteld:

Er is uitgegaan van het astronomisch getij. De vorm van het gemiddeld getij wordt o.a. in [lit 3] weergegeven. Uit [lit 3] blijkt dat de duur van de windopzet tijdens een storm ter plaatse van Harlingen 50 (uur) bedraagt. De aldus verkregen waterstandskromme wordt zodanig opgeschaald, dat de maximale waterstand overeenkomt met  $h_{\max} = \text{NAP} + 5,70$  [m]. Zie figuur 1.

## 4. Golven

### 4.1 Te hanteren golfhoogte en golfperiode

Door IJnsen, [lit 5], wordt aanbevolen om voor de significante golfhoogte  $H_s$ , aankomend op de havendam aan Waddenzeezijde, uit te gaan van:

$$H_s = 2,28 \text{ [m],}$$

Deze berekening is gebaseerd op het golfgroeimodel van Bretschneider, waarbij is gehanteerd:

$$\begin{aligned} U &= 35 \quad \text{[m/s]} \\ F &= 26.000 \quad \text{[m]} \\ D &= 8,26 \quad \text{[m]} \end{aligned}$$

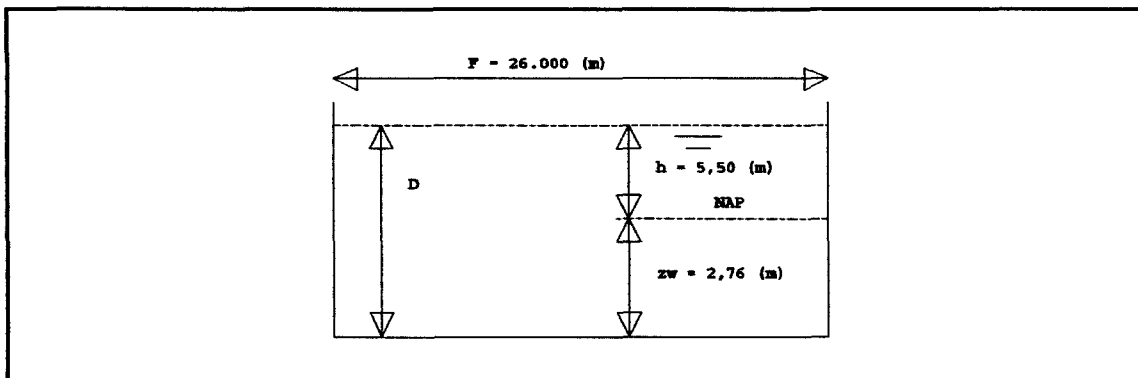
waarbij:

$$\begin{aligned} U &= \text{de windsnelheid op 10 [m] hoogte;} \\ F &= \text{de fetch of strijklengte in [m], waarover de wind vat} \end{aligned}$$

D = heeft;  
de geschematiseerde waterdiepte in [m] voor de Waddenzee.

bij deze waterdiepte D, is in [lit 5] uitgegaan van een stormvloed waterstand NAP +5,50 [m] en een gemiddelde bodemligging van de Waddenzee van:

$$zw = \text{NAP} - 2,76 \text{ [m]}$$



Het uitgangspunt bij het ontwerp van de zeewering is echter dat na het verstrijken van de planperiode van 100 jaar, de zeewering nog dient te voldoen aan de gestelde eisen. Daarom dienen de golfrandvoorwaarden te zijn gebaseerd op een waterstand behorend bij een overschrijdingsfrequentie van 1/4000 per jaar, zoals die over 100 jaar zal zijn. Dat houdt in dat rekening gehouden dient te worden met de te verwachten zeespiegelrijzing gedurende deze planperiode. Golfrandvoorwaarden dienen daarom te worden berekend bij een waterstand van  $5,50 + 0,20 \text{ [m]} = 5,70 \text{ [m]}$ .

Indien deze waterstand wordt ingevoerd in een berekening volgens het golfgroei-model van Bretschneider dan volgt:

Invoer:  $D = 5,70 + 2,76 = 8,46 \text{ [m]}$   
 $F = 26.000 \text{ [m]}$   
 $U = 35 \text{ [m/s]}$

Uitvoer:  $H_s(\text{max}) = 2,31 \text{ [m]}$ , en  $T_s(\text{max}) = 6,00 \text{ [s]}$

Zoals verwacht, is het effect van een verhoging van 0,20 [m] van de waterstand op de te verwachten significante golfhoogte  $H_s(\text{max})$  slechts marginaal: 0,03 [m].

#### 4.2 Het verband tussen $T_{gem}$ , $T_p$ en $T_s$

In verscheidene onderzoeksresultaten en ontwerpformules voor golftransmissie, golfploop en -overslag is vaak sprake van een niet eenduidige afspraak ten aanzien van de te hanteren golfperiode. Meestal moet een van de volgende golfperiodes worden gehanteerd:

- $T_{gem}$  - De gemiddelde golfperiode.
- $T_p$  - De golfperiode horend bij de piekfrequentie van het golfenergie-dichtheidsspectrum, ook wel piekperiode genoemd.
- $T_s$  - De significante golfperiode. Hier bestaat geen eenduidige definitie voor. Sommige onderzoekers hanteren de volgende definitie:  
*" $T_s$  is de periode horend bij een golf met een golfhoogte  $H_s$ "*  
 Anderen hanteren de volgende definitie:  
*" $T_s$  is de gemiddelde golfperiode van het hoogste 1/3 deel van de golfhoogten"*

Alhoewel er geen sprake is van een eenduidige relatie tussen deze grootheden is het bij technische specialisten gebruikelijk om de volgende relaties te hanteren, op basis van [lit 6, blz 156] en [lit 7, blz 60]:

$$\begin{aligned} T_{gem} &= 0,87 * T_s \\ T_p &= 1,05 * T_s \end{aligned}$$

Uit [lit. 8, par. 3.1] volgt uit aldaar gerapporteerd recenter onderzoek echter dat zowel  $T_s/T_{gem}$  als  $T_p/T_{gem}$  gemiddeld over de resultaten van verscheiden onderzoekers een waarde 1,15 oplevert. Dit betekent dat kan worden uitgegaan van de relatie:

$$T_p = T_s \quad [4]$$

Van deze laatste relatie wordt in deze nota uitgegaan indien het noodzakelijk is om  $T_p$  te hanteren.

Door Ijnsen, [lit 5] wordt vermeld dat uit diverse onderzoeken aan de hand van meetresultaten naar de golfbeweging in het Waddenzeegebied blijkt, dat met de betrekking:

$$T_{gem} = 3,33 * \sqrt{H_s}$$

een goede schatting van de gemiddelde golfperiode wordt verkregen.

Bij een  $H_s(\max) = 2,31$  [m] zou dan een  $T_{gem}(\max)$  horen van:

$$T_{gem}(\max) = 5,06 \text{ [s]}$$

overeenkomend met een  $T_s(\max)$  van:  $5,06 / 0,87$

$$T_s(\max) = 5,8 \text{ [s]}$$

Het verschil met de significante golfperiode  $T_s(\max)$ , welke wordt gevonden m.b.v. de golfgroeiformules van Bretschneider, nl:  $T_s(\max) = 6,0$  [s], is marginaal te noemen.

#### 4.3 Golfhoogte en golfperiode als functie van de tijd

De golfhoogte is volgens de golfgroeiformules van Bretschneider o.a. afhankelijk van de waterdiepte  $D$ .

De waterdiepte is onder stormvloedomstandigheden een functie van de tijd, de golfhoogte is daarom eveneens een functie van de tijd.

De invloed van de waterdiepte en de windsnelheid op de golfhoogte en golfperiode volgens Bretschneider wordt weergegeven in de figuren 2 en 3.

Er wordt voor gekozen een konstante windsnelheid gedurende de stormperiode te hanteren van 35 [m/s]. Deze aanname houdt in dat gedurende een bepaalde tijdsduur gerekend wordt met een overschatting van de golfhoogte.

Voor deze windsnelheid kunnen de golfhoogte ( $H_s$ ) en golfperiode ( $T_s$ ), voor waarden van de waterdiepte ( $D$ ) variërend tussen 6,5 a 8,5 [m], worden geschematiseerd door een rechte lijn: (zie figuur 2)

$$H_s(t) = 0,875 + 0,170 * D(t) \quad [15]$$

$$T_s(t) = 4,937 + 0,125 * D(t) \quad [16]$$

met

$$D(t) = z_w + h_w(t) \quad [17]$$

waarbij

$$\begin{aligned} z_w &= \text{geschematiseerde waddenzee bodemligging tov NAP} = 2,76 \text{ [m]} \\ h_w(t) &= \text{de hoogwaterstand tov NAP, als functie van de tijd} \end{aligned}$$

volgt:

$$\begin{aligned} H_s(t) &= 1,34 + 0,17 * hw(t) \\ T_s(t) &= 5,28 + 0,125 * hw(t) \end{aligned}$$

Voorbeeld:

Voor  $hw(t) = hw(\max) = \text{NAP} + 5,70$  [m] volgt dan:

$H_s(\max) = 2,31$  [m] en  $T_s(\max) = 6,00$  [s].

Volgens de Bretschneider berekeningen zal  $T_s(t)$  variëren van ca. 5,8 to 6,0 [s]. Teneinde te komen tot een simpele schematisatie van de randvoorwaarden wordt besloten om de golfperiode als konstant te beschouwen, en hiervoor aan te nemen:

$$T_s(t) = 5,8 \text{ [s]}$$

#### samenvattend:

Te hanteren significante golfhoogte en golfperiode aankomend op de Wadden-zeezijde van de noorder havendam:

$$H_s(t) = 1,34 + 0,17 * hw(t) \quad [5]$$

$$T_s(t) = 5,8 \text{ [s]} \quad [6]$$

#### 4.4 Golftransmissie

De op de noorder havendam aankomende golf met een golfhoogte  $H_s$ , zal door de havendam niet geheel kunnen worden tegengehouden. De hoogte van de havendam bedraagt  $h_d = \text{NAP} + 4,85$  [m], terwijl er hoogwaterstanden voorkomen tot  $\text{NAP} + 5,70$  [m]. De aankomende golf zal daarom gedeeltelijk door de havendam worden doorgelaten (getransmitteerd). Ook bij lagere waterstanden dan de hoogte van de havendam zal de golf gedeeltelijk worden getransmitteerd door optredende golfoverslag.

Van der Meer [lit 9] heeft voor golfbrekers de bestaande data met betrekking tot golftransmissie onderzocht. Deze analyse heeft geresulteerd in de volgende ontwerpgrafiek: zie figuur 4.

De transmissiecoëfficiënt  $K_t$  wordt gedefinieerd door:

$$K_t = H_i/H_t \quad [7]$$

waarbij:

$H_i$  - de inkomende golfhoogte in [m]  
 $H_t$  - de getransmitteerde golfhoogte in [m]  
 $K_t$  - de transmissiecoëfficiënt

Formules golftransmissiecoëfficiënt:

$$\begin{aligned} K_t &= 0.80 && \text{voor } -2.0 < R_c/H_i < -1.13 && [8a] \\ K_t &= 0.46 - 0.3 * R_c/H_i && \text{voor } -1.13 < R_c/H_i < 1.2 && [8b] \\ K_t &= 0.10 && \text{voor } 1.2 < R_c/H_i < 2.0 && [8c] \end{aligned}$$

NB: een negatieve waarde voor  $R_c/H_i$  betekent: een dam onder water.

Hierbij worden de volgende opmerkingen gemaakt:

- De basisgedachte is dat de golftransmissiecoëfficiënt grotendeels wordt bepaald door de dimensieloze kruinhoogte  $R_c/H_i$ .
- Uit onderzoek is gebleken dat de golfperiode wel invloed heeft op de transmissiecoëfficiënt, doch indien rekening wordt gehouden met alle relevante data, kan net zo goed worden uitgegaan van een simpele

beschouwing waarbij enkel de dimensieloze kruinhoogte  $R_c/H_i$  van invloed is.

- De scatter in figuur 4 is het gevolg van o.a.:
  - de invloed van de golfperiode
  - de invloed van het aandeel extreem lage golven
  - de doorlatendheid van de dam
  - de kruinbreedte van de dam
- De scatter is relatief groot. De betrouwbaarheid van de simpele ontwerplijn voor  $K_t$  is derhalve niet groot. Uit de gegevens werd het volgende afgeleid:  
De standaard afwijking  $\sigma$  voor  $K_t$  bedraagt:

$$\sigma(K_t) = 0.09$$

- De door Van der Meer gegeven ontwerprelaties voor golftransmissie zijn een gevolg van middeling over de resultaten van verschillende proeven. De van belang zijnde situatie is die van een golfbreker met een kruinhoogte op of nabij de waterstand en met een ondoorlatend talud en voor onregelmatige golven. Voor deze specifieke situatie wordt in [lit 9] een samenvatting gegeven van de resultaten van Daemrich & Kahle. Zie figuur 4b.

Voor de situatie  $R_c/H_i = 0$  geldt volgens de metingen van Daemrich & Kahle dat  $K_t$  gemiddeld ca. 0,6 bedraagt. Dit in tegenstelling tot de Van der Meer formules [8], waarbij voor  $R_c/H_i = 0$  geldt dat  $K_t = 0,46$ . Op basis hiervan wordt de gefitte lijn van Van der Meer naar boven verschoven met een bedrag van 0,14. Rekening houdend met de boven- en ondergrensen, en overeenkomstig de transmissieformules van Van der Meer, volgen dan de volgende transmissieformules:

$K_t = 0,80$	voor $-2,0 < R_c/H_i < -0,67$	[9a]
$K_t = 0,60 - 0,3 * R_c/H_i$	voor $-0,67 < R_c/H_i < 1,67$	[9b]
$K_t = 0,10$	voor $1,67 < R_c/H_i < 2,0$	[9c]

Voor de specifieke situatie als de transmissie door de noorder havendam gelden aldus hogere transmissiecoëfficiënten dan volgens de transmissierelaties van Van der Meer.

Literatuuronderzoek levert verder op dat ook Tanaka [lit. 14] voor een dergelijke situatie golftransmissierelaties geeft, zie figuur 4c. Deze relaties gelden echter voor regelmatige golven. De overeenstemming met de resultaten van Daemrich en Kahle is desondanks redelijk goed te noemen.

Bij de berekeningen voor de golftransmissie door de noorder havendam zal worden uitgegaan van bovenstaande transmissierelaties [9], welke zijn gebaseerd op de resultaten van Daemrich en Kahle. De standaardafwijking voor de aldus berekende transmissiecoëfficiënt wordt aangenomen gelijk te zijn aan de door Van der Meer gegeven standaardafwijking van 0,09 [-].

#### 4.5 De invloed van een golfbreker op de getransmitteerde golfperiode.

Golven achter de golfbreker die het gevolg zijn van zogenaamde overtopping, neigen een kortere periode te hebben. Dit wordt veroorzaakt doordat het omlaag vallende water vaak hogere harmonischen genereert met een periode van  $1/2$  en  $1/3$  maal de periode van de inkomende golf. Door Goda [lit 11] wordt een figuur gegeven die deze invloed toont. De figuur geldt voor een golfbreker met een kruin op of hoger dan de waterstand en voor onregelmatige golven, zie figuur 5.

Helaas wordt het resultaat niet gegeven van een golfbreker met een kruin onder de waterstand.

Voor de havendam te Harlingen geldt dat deze bij stormomstandigheden

maximaal ca. 0,85 [m] onder water staat, terwijl de waterdiepte voor en achter de dam ca. 9 a 11 [m] is. Onder deze omstandigheden is het redelijk te veronderstellen dat er sprake is van enige reductie van de golfperiode. Daartoe wordt de figuur van Goda geextrapoleerd tot in het gebied van een negatieve kruinhoogte ten opzichte van de waterstand (zie figuur 5). Het resultaat is dan:

$$T_t = T_i \quad \text{voor } R_c/H_i < -1 \quad [10a]$$

$$T_t = (0,75 - 0,25 * R_c/H_i) * T_i \quad \text{voor } -1 < R_c/H_i < 1 \quad [10b]$$

$$T_t = 0,5 * T_i \quad \text{voor } R_c/H_i > 1 \quad [10c]$$

Hierbij is

$T_i$  = inkomende golfperiode

$T_t$  = getransmitteerde golfperiode

Hierbij wordt in de figuur vermeld dat de gehanteerde golfperiode de significante golfperiode,  $T_s$ , betreft.

De meest recente onderzoeksresultaten van Van der Meer laten inderdaad zien dat voor een golfbreker op of onder de waterstand geldt dat de gemiddelde periode geringer is dan de inkomende gemiddelde periode. In figuur 6 is een poging gedaan hiervoor een verband te geven, Hiervan is het resultaat:

$$T_t(\text{gem}) = 0,63 * T_i(\text{gem}) \quad [11]$$

Dit betekent gemiddeld gezien: een grotere reductie van de golfperiode dan volgens de extrapolatie van de grafiek van Goda wordt gevonden. Derhalve kan worden gesteld dat door de extrapolatie van de grafiek van Goda te hanteren een golfperiode wordt berekend welke vermoedelijk te hoog zal zijn, en dus een veilige aanname betekent.

De grootte van  $T_s$  is van belang voor de theoretische benaderingen in appendix 1.

De overslagberekeningen zijn gemaakt met de meest recente formules voor overslag van rechte taluds, zie appendix 2. Hierbij is niet de significante golfperiode van belang, doch de piek periode:  $T_p$ . Uit het onderzoek van Van der Meer is gebleken dat de getransmitteerde golf piek periode niet wijzigt door transmissie. Tesamen met [4] en [6] levert dit op dat de getransmitteerde golf piek periode is:

$$T_p(\text{getransmitteerd}) = 5,8 \text{ [s]} \quad [12]$$

#### 4.6 Toepassing voor de noorder havendam bij Harlingen.

##### 4.6.1 Golfperiode

Toepassing van de relaties [10a,b,c] voor de getransmitteerde golfperiode voor het geval Harlingen betekent:

Bij een maximale waterstand van  $hw(\text{max}) = \text{NAP} + 5,70$  [m], waarbij de inkomende golf wordt gekenmerkt door:

$$H_s(\text{max}) = 2,31 \text{ [m]} \text{ en } T_s(\text{max}) = 5,8 \text{ [s]},$$

bedraagt de significante golfperiode  $T_{bs}$  in het door de havendam beschutte gebied:

$$R_c = 4,85 - 5,70 = -0,85$$

$$R_c/H_i = -0,85/2,31 = -0,37$$

$$T_{bs} = (0,75 + 0,25 * 0,37) * 5,8 = 0,84 * 5,8 = 4,9 \text{ [s]}$$

De door de noorder havendam getransmitteerde golf heeft dus een significante golfperiode welke maximaal 4,9 [s] bedraagt.

De getransmitteerde piek golfperiode bedraagt:  $T_{bp} = 5,8 \text{ [s]}$

#### 4.6.2 Golfhoogte

De havendam bij Harlingen is te beschouwen als een ondoorlatende onderwaterdam. De randvoorwaarden horend bij de maximale stormvloedstand zijn als volgt:

$$\begin{aligned}hw(\max) &= \text{NAP } +5,70 \text{ [m], de maximale waterstand} \\Hi &= 2,31 \text{ [m], de daarbijhorende verwachtingswaarde voor de} \\&\text{significante golfhoogte van de inkomende golf.} \\hd &= \text{NAP } +4,85 \text{ [m], de kruinhoogte van de dam}\end{aligned}$$

Toepassing van de golftransmissie relaties, gebaseerd op Daemrich & Kahle levert het volgende op:

$$\begin{aligned}Rc/Hi &= (4,85 - 5,70)/2,31 = -0,85/2,31 = -0,37 \\Kt &= 0,60 - 0,3*(-0,37) = 0,71\end{aligned}$$

De getransmitteerde golfhoogte verwachtingswaarde is dan:

$$Ht = 0,71 * 2,31 = 1,64 \text{ [m]}$$

en een standaardafwijking  $\sigma(Ht)$  van:

$$\sigma(Ht) = 0,09 * 1,64 = 0,15 \text{ [m]}$$

#### 4.7 Transmissiecoëfficiënt als functie van de tijd

De getransmitteerde golfhoogte bedraagt:

$$Ht = Kt * Hi$$

waarbij geldt (zie vgl.9b):

$$Kt = 0,60 - 0,3 * Rc/Hi$$

dus:

$$Ht = 0,60 * Hi - 0,3 * Rc$$

verder was (zie vgl.5):

$$Hi = 1,34 + 0,17 * hw(t)$$

$$Rc = hd - hw(t)$$

en dus:

$$Ht = 0,60 * [1,34 + 0,17 * hw(t)] - 0,3 * [hd - hw(t)]$$

met  $hd =$  de kruinhoogte van de dam = NAP +4,85 [m], volgt dan:

$$Ht = 0,40 * hw(t) - 0,65 \quad [13]$$

Aangezien de stormvloedstand  $hw$  een functie van de tijd is, staat hier de getransmitteerde golfhoogte als functie van de tijd.

NB: vult men hier in  $hw(t) = 5,70$ , dan volgt  $Ht = 1,63$  [m], vergelijk dit met de eerder aangegeven 1,64 [m], het verschil wordt veroorzaakt door afrondingsfouten.

#### 4.8 Golfgroei tussen de noorder havendam en de veerbootkade

De gereduceerde golven achter de noorder havendam zullen door de sterke wind weer aan kunnen groeien. De afstand waarover de wind vat heeft op de golven (de fetch) bedraagt ca. 150 [m]. Teneinde de invloed van de wind over deze afstand in te schatten kan gebruik worden gemaakt van het



golfgroeimodel van Bretschneider.

De maximale golf achter de havendam na transmissie, bedraagt:  $H_s = 1,63$  [m].

Deze golf zou volgens Bretschneider ook zijn ontstaan in een bak van 3800 [m] lengte bij een windsnelheid van 35 [m/s] en een waterdiepte van 10,70 [m], hetgeen de waterdiepte is voor het deel tussen de havendam en de veerbootkade. Zie figuur 8.

Door de bak nu 150 [m] langer te maken zal volgens Bretschneider de golf ca. 0,02 [m] hoger worden.

De op de veerbootkade aankomende golf is daarom ca. 0,02 [m] hoger dan de door de golfbreker getransmitteerde golf van 1,63 [m] hoogte.

Bij een lagere waterstand hoort echter een veel lagere getransmitteerde golf. Bij een waterstand van NAP +4,00 [m] hoort een getransmitteerde golf van: (zie vgl.13):  $H_t = 0,40 * 4 - 0,65 = 0,95$  [m]

Dezelfde rekenprocedure als hiervoor beschreven levert nu op dat deze golf ongeveer 0,06 [m] zal kunnen groeien. Zie figuur 9.

De hogere golven zullen dus minder groeien dan de lagere golven. Teneinde het rekenwerk te vereenvoudigen wordt besloten hiermee geen rekening te houden en het volgende aan te nemen: het meerendeel van het te berekenen overslagdebiet gedurende het stormvloedgetij wordt veroorzaakt door de situatie horend bij de maximale waterstand. De hiermee overeenstemmende aanname is:

Tussen de noorder havendam en de veerbootkade zullen de getransmitteerde golven nog ca. 0,02 [m] groeien ten gevolge van de wind over de af te leggen 150 [m].

De maximale golfhoogte die aankomt op de zeevering te Harlingen bedraagt daarom ca:  $H_s(\text{kade}) = 1,63 + 0,02 = 1,65$  [m]

#### 4.9 Gedeeltelijke terugkaatsing van de golf op de veerbootkade.

Door de damwand bij de Veerbootkade, geschematiseerd tot een loodrechte muur van NAP -5,00 [m] tot NAP +1,80 [m], zie figuur 10, zal een deel van de aankomende golfenergie worden teruggekaatsd. Het resterende deel van de golfenergie zal zich verder landinwaarts voortplanten. Ongeveer 12 [m] verder richting Veerbootkade is er een steil talud van ca. 1:2 van NAP +2,15 [m] tot NAP +4,00 [m]. Ook door dit steile talud zal een deel van de aankomende golfenergie worden teruggekaatsd.

Er zijn geen standaard methoden beschikbaar om de resulterende golfhoogte te berekenen. In appendix 1 wordt een overzicht gegeven van de mogelijke aanpak van dit probleem. De twee mogelijke methoden zijn:

1. theorie
2. simulatie transmissie door golfbreker

De resultaten van deze methoden voor de maximale inkomende golf van  $H_i = 1,65$  [m], horend bij de maximale waterstand van  $hw = \text{NAP} + 5,70$  [m] zijn:

1.  $K_t = 0,74$  en  $H_t = 1,22$  [m]
2.  $K_t = 0,81$  en  $H_t = 1,34$  [m]

In appendix 1 wordt uiteindelijk besloten om een gemiddelde te nemen over de methoden, resulterend in:

$K_t = 0,78$  en  $H_t = 1,29$  [m]

Voor de transmissiecoëfficiënt  $K_t$  wordt een standaardafwijking aangehouden, welke dezelfde orde van grootte heeft als de door Van der Meer gegeven standaardafwijking van:  $\sigma(K_t) = 0,09$  [-].

Deze getallen gelden formeel enkel horend bij de maximaal te verwachten hoogwaterstand. Bij een lagere waterstand zal de transmissie coëfficiënt en de getransmitteerde golfhoogte lager zijn. In de berekeningen wordt hier veiligheidshalve geen rekening mee gehouden.

#### 4.10 Invloed door breking van golven.

Voor de zeekering bij de Veerbootkade ligt een plateau met een hoogte van NAP +4,00 à 4,25 [m], zie figuur 10. (NB: dit geldt niet voor het onderdeel Keersluis en Hoofd). De maximale waterstand bedraagt NAP +5,70 [m]. De maximale waterdiepte bedraagt dan 1,45 à 1,70 [m]. Inkomende golven welke hoger zijn dan 0,6 maal de waterdiepte worden geacht te breken op het plateau. Aldus zal de zeekering worden aangevallen door golven waarvan de golfhoogte maximaal bedraagt:  $0,6 \times (1,45 \text{ à } 1,70) = 0,87 \text{ à } 1,02$  [m]. Bij lagere waterstanden zal de waterdiepte afnemen, en bijgevolg ook de golfhoogte.

Bij de golfoverslagberekeningen wordt voor de onderdelen: Veerbootkade, Doorgangen en Borstwering (zie par. 5) rekening gehouden met de brekercoëfficiënt van 0,6 maal de waterdiepte.

#### 5. Onderdelen van de zeekering welke in beschouwing worden genomen.

Een uitvoerige toelichting op de gehele zeekering wordt gegeven in [lit. 1]. In het navolgende worden enkel die onderdelen in beschouwing genomen, welke bij overloop of/en overslag afwateren op de binnenhaven. Dit omdat de binnenhaven een bepaald bergend vermogen bezit. Indien er meer overslag plaatsvindt dan het bergend vermogen van de binnenhaven, dan zal een gedeelte van Harlingen schade ondervinden door wateroverlast.

De onderdelen die afwateren op de binnenhaven zijn in deze nota als volgt genoemd:

Naam	kruinhoogte [m] NAP	lengte [m]
1. Keersluis	6,40	20,0
2. Doorgangen	6,20	25,0
3. Borstwering	7,20	50,0
4. Veerbootkade	7,30	125,0
5. Hoofd	7,30	50,0

De in deze tabel genoemde waarden voor de kruinhoogte en de lengte zijn afkomstig uit [lit. 2].

De volgende kanttekeningen kunnen hierbij worden geplaatst:

1. Genoemde kruinhoogten zijn niet de aktuele kruinhoogten, doch een inschatting van de benodigde kruinhoogten opdat voldaan wordt aan de in [lit. 2] gestelde veiligheidseisen en op basis van verricht vooronderzoek. In deze nota wordt deze situatie gekenmerkt als alternatief 1: het basisgeval waarvan wordt uitgegaan. Als voorbeeld hiervan: de huidige hoogte van de keersluis bedraagt NAP + 5,90 [m], en niet de in de tabel genoemde NAP +6,40 [m].
2. Het in de tabel genoemde "Hoofd" is de damkop tussen de keersluis en de Veerbootkade. Dit onderdeel is apart gerapporteerd in [lit. 13]. De aldaar genoemde oplossing om een keermuurtje aan te brengen boven op de damkop heeft een totale lengte van ca. 45 [m]. Bij de berekeningen wordt dit "Hoofd" onderverdeeld in twee soorten konstrukties: "Hoofd 1" en "Hoofd 2", omdat dit Hoofd een drie dimensionaal karakter

ter heeft. In [lit. 13] worden enkele profielen gegeven nabij dit Hoofd. In deze nota wordt het profiel in het midden van het hoofd geschematiseerd als "Hoofd 2" en de profielen aan de rand van het hoofd als "Hoofd 1". Ieder wordt de helft van de totale lengte toebedacht.

3. Er wordt op gewezen dat in [lit. 2] uitgegaan is van andere randvoorwaarden dan in deze nota, en dat de berekeningen van golfoverslag hebben plaatsgevonden door gebruik te maken van andere reken methodieken.
4. De genoemde kruinhoogten voor de onderdelen "Doorgangen" en "Borstwering" zijn momenteel een randvoorwaarde, hier kan niet meer van worden afgeweken.

## 6. Bergend vermogen van de binnenhaven

Het kombergend oppervlak van de binnenhaven bedraagt volgens opgave ca. 52.700 [m<sup>2</sup>]. Volgens opgave geldt dat nadat de keersluis gesloten is, er nog een waterschijf van ca. 0,42 [m] kan worden geborgen, alvorens de kades van de binnenhaven worden overstroomd. Dit betekent dat het bergend vermogen van de binnenhaven gelijk is aan:

$$Q_b = 52.700 \times 0,42 = \text{ca. } 22.000 \text{ [m}^3\text{]}$$

Als criterium zal het volgende worden gehanteerd:

Het wordt toelaatbaar geacht dat de binnenhaven wordt belast met een hoeveelheid water van 25.000 [m<sup>3</sup>] gedurende de gehele stormvloed.

Er wordt opgemerkt dat wellicht de mogelijkheid aanwezig is om eventueel waterbezwaar op de binnenhaven af te laten op de boezem. Van deze mogelijkheid wordt in deze nota verder geen gebruik gemaakt.

## 7. Gehanteerde berekeningsmethodieken voor overslag van de verschillende onderdelen.

In [lit. 2] en andere literatuur wordt uitvoerig ingegaan op de complexiteit van de zeewering. De verschillende onderdelen van de zeewering bestaan uit o.a. taluds, loodrechte muurtjes, onderbroken taluds, stukken ondiep voorland, etc, waarvoor geen betrouwbare standaard methoden bestaan om de golfoverslag te berekenen. In voorgaande onderzoeks en adviesrapporten zijn zeer grove vuistregels en benaderingsmethoden gehanteerd teneinde tot een eerste benadering te komen. In deze nota wordt uitvoeriger ingegaan op de te hanteren rekenmethoden. Deze worden toegelicht in de bij deze nota horende appendici.

Samenvattend komt het hierop neer dat:

1. Er wordt gerekend met de meest recente formules voor golfoverslag, welke in concept zijn gerapporteerd door de TAW, werkgroep A1 [lit 8]. Deze formules zijn geldig voor rechte taluds en taluds met bermen.
2. Alle onderdelen van de zeewering worden geschematiseerd als een recht glad talud. Hierbij dient rekening gehouden te worden met een overhoogtecoëfficiënt, welke in de appendix 2 wordt geïntroduceerd. Deze coëfficiënt bedraagt, afhankelijk van het soort constructie: 1,0 of 1,5, behalve voor de keersluis. Tevens dient voor de meeste onderdelen uit te worden gegaan van een fiktieve helling van 1:2,5. Voor de keersluis wordt een overhoogtecoëfficiënt gehanteerd welke afhankelijk is van de waterstand, en varieert van 2,0 tot 2,8.
3. Voor de onderdelen "Doorgangen", "Borstwering" en "Veerbootkade" wordt gerekend met de overslag formules die gelden voor een ondiep voorland, hierbij wordt in plaats van de significante golfhoogte een waarde ingevoerd ter grootte van 0,86 maal de significante golfhoogte. Bovendien wordt voor deze onderdelen rekening gehouden met een

maximaal mogelijke golfhoogte van 0,6 maal de waterdiepte. Voor deze onderdelen ligt een ondiep plateau, waardoor hogere golven reeds gebroken zijn (zie par. 4.10)

Voor een nadere onderbouwing wordt verwezen naar appendix 2 en 3.

8. **Samenvatting van de gehanteerde uitgangspunten.**

Naam	hkr [m] NAP	Lengte [m]	helling	Overhoog- te coëf.	Transmissie- coëfficiënt
1. Keersluis	6,40	20,0	1:2,5	variabel	(K1.Hs+He)
2. Doorgangen	6,20	25,0	1:2,5	1,5	K2.(K1.Hs+He)
3. Borstwering	7,20	50,0	1:2,5	1,5	K2.(K1.Hs+He)
4. Veerbootkade	7,30	125,0	1:2,5	1,5	K2.(K1.Hs+He)
5. Hoofd 1	7,30	22,5	1:2,5	1,5	(K1.Hs+He)
6. Hoofd 2	7,30	22,5	1:3,8	1,0	(K1.Hs+He)

Het stormvloed getij wordt gesimuleerd door uit te gaan van de volgende 11 stormvloedwaterstanden h ,per 1/2 uur: (zie figuur 1)

$$hw(t) = \begin{matrix} 4,4 - 4,9 - 5,3 - 5,6 - 5,7 - 5,6 - \\ 5,4 - 5,2 - 4,9 - 4,7 - 4,4 \end{matrix} \text{ [m] NAP}$$

De hoogte van de noorder havendam bedraagt:  $hd = \text{NAP} + 4,85 \text{ [m]}$

De significante golfhoogte Hs, aankomend op de havendam, wordt als functie van de stormvloedwaterstand hw(t) gegeven door: (zie vgl.5)

$$Hs(t) = 1,34 + 0,17*hw(t)$$

De gehanteerde transmissiecoëfficiënt K1 die betrekking heeft op de golfhoogte Hs(t) en veroorzaakt wordt door de aanwezigheid van de noorder havendam, wordt gegeven door de volgende relaties: (zie vgl.9)

K1	=	1	voor:	Rc/Hs < -2
		0,8		-2 < Rc/Hs < -0,67
		0,60 - 0,3*Rc/Hs		-0,67 < Rc/Hs < 1,67
		0,1		1,67 < Rc/Hs < 2
		0		Rc/Hs > 2

Deze relaties vinden hun oorsprong in de resultaten van de proeven van Daemrich & Kahle voor golfbrekers met ondoorlatende taluds, onregelmatige golven, en een kruinhoogte om en nabij de waterstand.

Met deze transmissiecoëfficiënt wordt de golfhoogte binnen het door de noorder havendam beschutte gebied , Hb berekend uit:

$$Hb(t) = K1.Hs(t)$$

Tussen de noorder havendam en de zeekering groeit de golf nog aan met een bedrag van He = 0,02 [m].

De golfhoogte welke maatgevend is voor de onderdelen: Keersluis, Hoofd 1 en Hoofd 2 is derhalve:

$$Hb(t) = K1.Hs(t) + He$$

De gehanteerde transmissiecoëfficiënt K2, welke betrekking heeft op de golfhoogte Hb(t) in het door de havendam beschutte gebied, en veroorzaakt wordt door de aanwezigheid van een damwand, een stuk ondiep voorland en een steil talud, bedraagt:

$$K2 = 0,78$$

Met deze transmissiecoëfficiënt wordt de golfhoogte  $H_{pb}(t)$  berekend aankomend op de onderdelen: Veerbootkade, Doorgangen en Borstwering.

$$H_{pb}(t) = K2 * H_b(t)$$

De piek golfperiode  $T_{bp}$ , in het door de havendam beschutte gebied, en betrekking hebbende op de door de noorder havendam getransmitteerde golf, bedraagt:

$$T_{bp} = T_s = 5,8 \text{ [s]}$$

Er wordt gebruik gemaakt van de meest recente door de werkgroep A1 van de TAW in (lit. 8) gegeven formules voor golfoverslag bij taluds.

Voor delen van de kade waar sprake is van een loodrechte wand, wordt de golfoverslag berekend met dezelfde overslagformules, waarbij rekening wordt gehouden met een zogenaamde overhoogtecoëfficiënt 1,5 en een talud van 1:2,5. Zie appendix 2. Dit is voor de onderdelen: Veerbootkade, Doorgangen Borstwering en "Hoofd 1".

Indien er sprake is van een loodrechte wand met een talud ervoor, dan wordt een overhoogtecoëfficiënt 1,0 gehanteerd in combinatie met het werkelijke talud, dit is een veilige aanname. Dat is voor het onderdeel "Hoofd 2"

Indien er sprake is van een ondiep voorland, dan wordt rekening gehouden met een door breking gelimiteerde golf, waarvan de golfhoogte 0,6 maal de waterdiepte bedraagt. Dit is het geval voor de onderdelen: Borstwering, Doorgangen en Veerbootkade, waar een plateau aanwezig is met een hoogte van ca. NAP +4,10 [m]. Voor deze onderdelen wordt in de overslagformules, vanwege het niet Rayleigh verdeeld zijn van de golfhoogte, rekening gehouden met een golfhoogte van 0,86 maal de inkomende (eventueel reeds gebroken) significante golfhoogte (zie appendix 1).

Voor het onderdeel Keersluis wordt de overhoogtecoëfficiënt als functie van de waterstand in de berekening verdisconteerd volgens appendix 3. Hiermee wordt min of meer gesimuleerd dat de berekende hoeveelheid overslag overeenstemt met de overslag volgens de ontwerpgrafieken van Goda voor loodrechte wanden zonder talud ervoor.

## 9. Toetsingscriteria

De volgende toetsings criteria worden gehanteerd:

1. Het wordt wenselijk geacht dat het waterbezwaar ten gevolge van overslag over de zeewering gedurende de maatgevende stormvloed, niet groter is dan het bergend vermogen van de binnenhaven.
2. De hoeveelheid overslag horend bij de maximale waterstand mag een bepaalde kritische waarde niet overschrijden.

### 9.1 Kritische waarde voor de hoeveelheid overslag.

Het is gebruikelijk om in geval er sprake is van een normale dijk in het rivierengebied, een hoeveelheid overslag toe te laten van 0,1 à 10 [l/ms]. Dit laatste afhankelijk van enkele criteria, zoals bijvoorbeeld de staat van het binnentalud.

In het geval van de zeewering te Harlingen is er voor de genoemde onderdelen van de zeewering echter geen sprake van een normale dijk. Maatgevend zou moeten zijn: die hoeveelheid overslag welke een zodanige schade veroorzaakt aan de kering dat deze bezwijkt, en er een doorbraak ontstaat. De dijkring, waar Harlingen deel van uitmaakt, zou vervolgens onder kunnen lopen (inunderen). Dit moet met een zekere mate van zekerheid worden voorkomen.

Voor normale dijken is het onbekend wat de kritieke hoeveelheid overslag

is, al worden genoemde hoeveelheden van 0,1 à 10 [l/ms] gehanteerd. Deze criteria worden geacht een veilige waarde te representeren. Voor een zeewering, zoals de zeewering te Harlingen, bestaan geen normen in TAW leidraden, die hier uitsluitend over zouden kunnen geven.

Een hoeveelheid overslag tot maximaal ca. 50 [l/ms] is acceptabel mits aanvullende maatregelen worden getroffen.

De voorkeur wordt echter gegeven aan een oplossing, waarbij een overslag van ca. 10 [l/ms] niet wordt overschreden, konform de aanbevelingen in de TAW leidraden voor het ontwerpen van rivierdijken, delen 1 en 2.

#### 10. De beschouwde alternatieven

De hoogte van de zeewering voor de verschillende onderdelen van de zeewering "Doorgangen" en "Borstwering" zijn vastgelegd. Voor de resterende onderdelen is de te hanteren hoogte in principe nog "vrij". Hierbij wordt opgemerkt dat de keersluis een huidige hoogte bezit van NAP +5,90 [m], welke uit voorgaande onderzoeken ruim onvoldoende gebleken is.

Anticiperend op het resultaat van de berekeningen worden de beschouwde alternatieven hier kort toegelicht.

##### alternatief 1:

Het basis alternatief, met hoogten konform de aanbeveling uit voorgaande advies en onderzoeks-rapporten. Hierbij is de keersluishoogte reeds verhoogd tot NAP +6,40 [m]. De Veerbootkade en het "Hoofd" bestaan o.a. uit een muurtje met een hoogte van NAP +7,30 [m]

##### alternatief 2:

Hierbij wordt een kerende hoogte van de keersluis aangenomen van NAP +6,90 [m]

#### 11. Resultaat van de deterministische overslagberekeningen

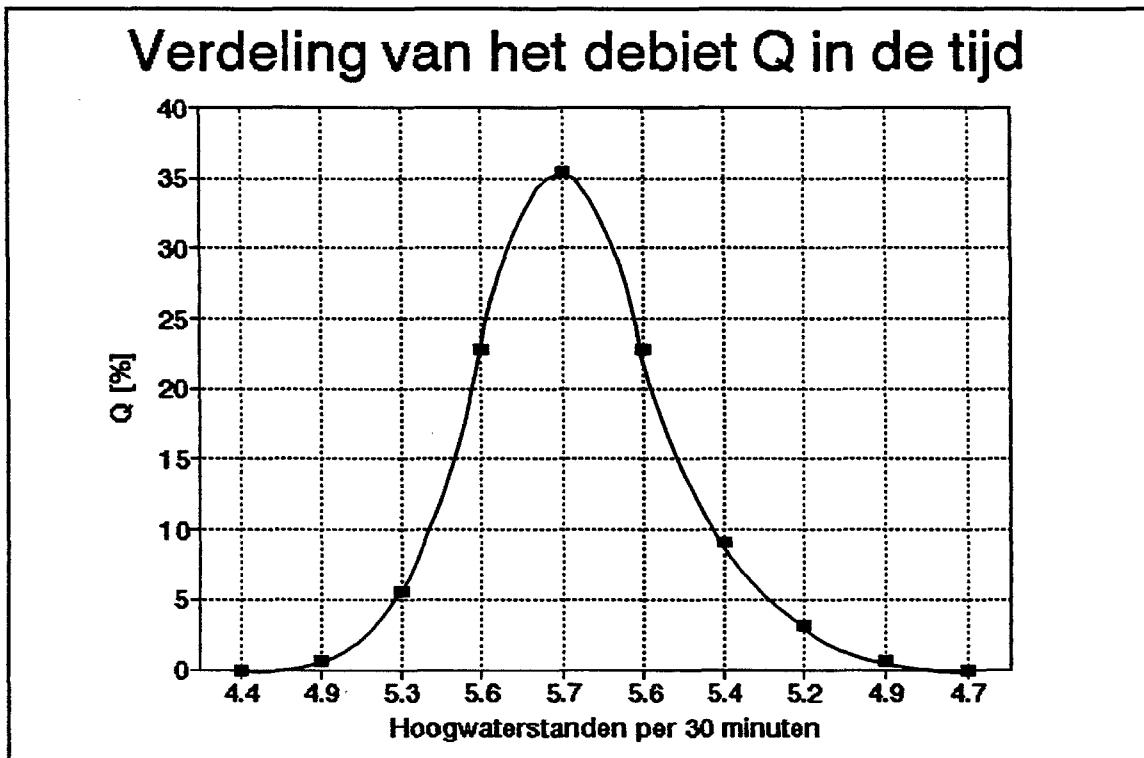
De berekeningen zijn gemaakt met een hiervoor gemaakt computerprogramma. Het resultaat van de berekeningen is vermeld in tabel 1

Naam	Alternatief 1			Alternatief 2		
	hkr [m] NAP	Q [m <sup>3</sup> ] *10 <sup>3</sup>	q [l/ms]	hkr [m] NAP	Q [m <sup>3</sup> ] *10 <sup>3</sup>	q [l/ms]
1. Keersluis	6,40	7	60	6,90	1	7
2. Doorgangen	6,20	4	45	6,20	4	45
3. Borstwering	7,20	0	0	7,20	0	0
4. Veerbootkade	7,30	0	0	7,30	0	0
5. Hoofd 1	7,30	4	30	7,30	4	30
6. Hoofd 2	7,30	6	40	7,30	6	40
Totaal		21			15	

Tabel 1. - Overzicht deterministische overslagberekeningen

hkr - Hoogte van de constructie in [m] NAP  
 Q - Overslagdebiet gedurende het stormvloedgetij in [m<sup>3</sup>] \* 10<sup>3</sup>  
 q - Maximale gemiddelde overslagdebiet in [l/ms]  
 NB: In de tabel zijn afgeronde getallen vermeld.

### 11.1 Het overslagdebiet als functie van de tijd



In de figuur wordt de debietverdeling als functie van de tijd getoond voor het basisgeval, alternatief 1.

Hieruit blijkt dat ca. 82 % van het overslagdebiet plaatsvindt in ca. 1,5 uur rondom de maximale stormvloedstand.

Praktisch het volledige debiet (99 %) vindt plaats gedurende 3 uur tijd rondom de maximale stormvloedstand.

Indien men het overslagdebiet zou berekenen op basis van enkel de topwaterstand gedurende een uur tijd, dan wordt een overslagdebiet gevonden welke ca. 70 % bedraagt van het overslagdebiet gedurende de gehele stormvloedduur.

## 12. Probabilistische berekeningen

### 12.1 Inleiding

Bij het maken van de deterministische berekeningen is uitgegaan van vele aannamen. Enkele daarvan berusten enkel op een inschatting van de verwachtingswaarde van een zekere basisparameter, bijvoorbeeld de significante golfperiode.

Veel belangrijker is echter dat vele aannamen zijn gedaan met betrekking tot de verandering van de golf vanuit de Waddenzee, over de noorderhavendam tot aan de zeewering te Harlingen.

De transmissie van de golf door de havendam, en later de transmissie veroorzaakt door de damwand voor de zeewering, alsmede de invloed door stukjes ondiep voorland en relatief steile taluds zijn een bron van onzekerheden.

Eveneens zijn er overslagformules gehanteerd, geldend voor gladde rechte taluds, voor omstandigheden waarvoor deze formules niet zijn afgeleid, nl voor loodrechte wanden, al of niet in combinatie met een talud ervoor. Voor deze formules werd een zogenaamde overhoogte coefficient geïntroduceerd. Eveneens geldt dat ook al zou er sprake zijn van een ideale situatie voor een berekening, zijnde een glad recht doorgaand talud, dan nog zijn de gehanteerde formules voor golfoverslag behept met een zekere mate van onnauwkeurigheid.

Teneinde een indruk te krijgen van de invloed van enkele van de genoemde onnauwkeurigheden en gedane aannamen zijn er probabilistische berekeningen gemaakt. Hierbij wordt opgemerkt dat de gehanteerde overhoogtecoëfficiënt als een konstante is beschouwd. De indruk bestaat namelijk dat voor de onderdelen "Doorgangen, Borstwering, Veerbootkade en Hoofd" de gehanteerde overhoogtecoëfficiënt de berekende hoeveelheid overslag enigszins overschat, en daarmee een veilige benadering geeft.

Als uitgangspunt van een probabilistische berekening wordt in het hierna volgende gekozen voor:

- Bereken de faalkans, gegeven dat de 1/4000 stormvloed (inclusief een te verwachten zeespiegelrijzing gedurende 100 jaar) optreedt.
- Onder faalkans wordt gedefinieerd: de kans dat een bepaald overslagdebiet, bijv. 25.000 [ m<sup>3</sup> ], wordt overschreden.

De berekeningen worden uitgevoerd met een PC-computermodel welke gebaseerd is op een zo geheten nivo II AFDA methode. Als invoer daarvoor geldt het deterministische model, aangevuld met de kenmerken van de statistische variabelen.

Een bijkomend voordeel van het maken van probabilistische sommen met een nivo II methode is dat op eenvoudige wijze een inzicht wordt verkregen in de bijdrage van de onzekerheid in de variabelen aan de totale faalkans door die afzonderlijke variabelen. Dit wordt normaliter tot uiting gebracht in een coëfficiënt "Alpha<sup>2</sup>", welke genormeerd is op 1. Deze grootte wordt in het hierna volgende de "invloedsfaktor" genoemd.

De gekozen statistische variabelen staan vermeld in tabel 2, en worden in het hiernavolgende toegelicht.

Voor alle parameters wordt een normale verdeling aangenomen. De gekozen gemiddelden zijn in het rapport reeds vermeld, dat zijn dezelfde waarden die een uitgangspunt vormen voor de deterministische berekeningen.

- a.    Zeesp.Rijzing       -       De onnauwkeurigheid in de verwachtingswaarde voor de relatieve zeespiegelrijzing over een periode van 100 jaar.

De zeespiegelrijzing is als gevolg van broeikas effecten thans een



onderwerp van discussie. Deze variabele is in het computerprogramma gemodelleerd, doch voorlopig wordt er niet mee gerekend. In het geval van Harlingen zou het van belang kunnen zijn te onderzoeken of de zeevering over 100 jaar ook voldoet indien de zeespiegelrijzing meer bedraagt dan thans aangenomen.

NB: de verwachtingswaarde voor de zeespiegelrijzing gedurende de planperiode van 100 jaar: nl 0,20 [m], is in de hoogwaterstand hw(max)(1/4000) verwerkt.

Tabel 2

			Run 1, Alt 1	Run2, Alt 2
Variabele	Gemiddelde	Stand.Afw	Alpha <sup>2</sup>	Alpha <sup>2</sup>
Zeesp.Rijzing	0,00	0,00	0,00	0,00
Tp	5,80	0,50	0,02	0,04
$\alpha$ Hs	0,00	0,30	0,32	0,30
$\alpha$ Kt vdMeer	0,00	0,09	0,41	0,38
$\alpha$ VBkade	0,78	0,10	0,00	0,00
Damhoogte	4,85	0,10	0,01	0,01
Hextra	0,02	0,01	0,00	0,00
Coef 5,2	5,20	0,45	0,01	0,03
Coef 2,6	2,60	0,35	0,23	0,23

b. Tp - De piek golfperiode van de golf op de Waddenzee.

Gekozen wordt voor een standaardafwijking van 0,5 [s] omdat dit:

1. ca. 10 % bedraagt, hetgeen een schatting is op basis van engineering judgement.
2. De gemaakte sommen met het golfgroeimodel van Bretschneider aangeven dat Ts tussen de 5,7 a 6,0 [s] ligt (dat is ca. 0,3 [s] verschil)

c.  $\alpha$  Hs - De onzekerheid in significante golfhoogte aankomend op de havendam, en horend bij een stormvloedhoogwaterstand met een overschrijdingsfrequentie van 1/4000 per jaar

Gekozen wordt voor een standaardafwijking van 0,30 [m], omdat:

1. Bij het tot stand komen van de leidraad duinen, op basis van door RWS-DGW verricht onderzoek, uitgegaan is van een onzekerheid in de voorspelde golfhoogte bij gegeven waterstand ter grootte van: 0,60 [m]. Echter de golven zijn in het geval van de leidraad duinen ca. 2 à 3 maal zo hoog.
2. Dit ca. 10% bedraagt van de verwachtingswaarde, hetgeen op basis van engineering judgement acceptabel is.
3. Dit de orde van grootte is van de in de literatuur gevonden verschillen m.b.t. de randvoorwaarden te Harlingen.

De onzekerheid in de significante golfhoogte kan als volgt worden gemodelleerd:

$$Hs(\text{nieuw}) = Hs + \alpha_{Hs}$$

hierin is  $H_s$  de oude (deterministische) uitdrukking voor  $H_s$ . Voor het gemiddelde van  $\alpha_{H_s}$  dient dan een waarde van nul te worden gehanteerd.

- d.  $\alpha_{Kt\_vdMeer}$  - De onzekerheid in de transmissiecoëfficiënt door de noorder havendam.

Uit het onderzoek van Van der Meer is bekend wat de te hanteren standaardafwijking dient te zijn. Deze wordt aangenomen eveneens te gelden in onderhavige situatie, en bedraagt: 0,09.

De onzekerheid in deze transmissie coëfficiënt kan als volgt worden gemodeleerd:

$$Kt(\text{nieuw}) = Kt + \alpha_{Kt\_vdMeer}$$

hierbij is  $Kt$  de oude (deterministische) uitdrukking voor  $Kt$ . Als gemiddelde dient voor  $\alpha_{Kt\_vdMeer}$  een waarde van nul te worden gehanteerd.

- e.  $\alpha_{Kt\_VBkade}$  - De transmissiecoëfficiënt veroorzaakt door de damwand in combinatie met een stukje hoog voorland en relatief steile taluds bij de Veerbootkade.

Hiervoor wordt aangehouden: een standaardafwijking van 0,10. De argumentatie hiervoor is dat deze gekozen wordt overeenkomstig de orde van grootte van  $\alpha_{Kt\_vdMeer}$

Deze transmissiecoëfficiënt kan als volgt worden gemodeleerd:

$$Kt_{\text{nieuw}} = \alpha_{Kt\_VBkade}$$

Als gemiddelde voor  $\alpha_{Kt\_PBkade}$  dient te worden uitgegaan van 0,78

- f. Damh - De hoogte van de havendam.

Voor de standaardafwijking wordt een waarde gekozen overeenkomend met een schatting voor de nauwkeurigheid van waterpassingen. Deze wordt aangenomen: 0,10 [m]

- g. Hextra - De extra golfhoogte als gevolg van windeffekten tussen de havendam en de feitelijke zeevering.

De verwachtingswaarde hiervoor was: 0,02 [m]. Als standaardafwijking wordt gekozen voor een waarde: 0,01 [m].

- h. Coef 5.2 en Coef 2.6 - De coëfficiënten in de overslagformules van Van Der Meer.

In het door TAW-A1 verrichte onderzoek wordt aangegeven dat voor deze coëfficiënten de volgende standaardafwijkingen dienen te worden gehanteerd:

0,45 : voor Coef 5.2

0,35 : voor Coef 2.6

## 12.2 Resultaat Run 1

Run 1 stelt voor: alternatief 1, Het resultaat is grafisch weergegeven in figuur 11. Hieruit is af te lezen: de faalkans bij verschillend gekozen overslagdebieten. Een meer gedetailleerd resultaat van de berekening voor een overslagdebiet  $Q$  van 25.000 [m<sup>3</sup>] wordt gegeven in bijlage 1.

Het resultaat van de invloedsfactoren, horend bij  $Q = 25.000$  [m<sup>3</sup>] is tevens gegeven in tabel 2.

Uit de resultaten blijkt het volgende:

- De kans dat het overslagdebit groter is dan de deterministisch gevonden hoeveelheid overslag van  $Q = 21.000 \text{ [m}^3\text{]}$  is ca. 50 %
- Het valt op dat de parameters  $T_p$  en Coef 5,2 geen rol van betekenis spelen.

De verklaring hiervoor is dat het gebied waar het zogenaamde ontwerp-punt wordt gevonden een gebied is waar sprake is van niet brekende golven (volgens de ontwerpformules voor overslag). In dit gebied heeft  $T_p$  en Coef 5,2 geen invloed, zie hiervoor de gehanteerde ontwerpformules voor overslag in appendix 2.

NB: de grootste bijdrage aan het totale overslagdebit wordt veroorzaakt door de Keersluis. Bij de onderdelen: Veerbootkade, Borstwering en Doorgangen, is wel sprake van brekende golven, doch de bijdrage aan het totale overslagdebit is nagenoeg verwaarloosbaar.

- De onzekerheid in de transmissiecoëfficiënt  $\alpha_{Kt \text{ VBkade}}$  speelt eveneens een ondergeschikte rol in het geheel. Dat is verklaarbaar omdat de bijdrage van de overslag van de onderdelen "Veerbootkade, Doorgangen en Borstwering", waar de coëfficiënt  $\alpha_{Kt \text{ VBkade}}$  vat op heeft, verwaarloosbaar is ten opzichte van de totale hoeveelheid overslag van alle onderdelen tesamen.
- De twee parameters die het meeste bijdragen aan de onzekerheid in de uitkomsten zijn resp.:
  1.  $\alpha_{Kt \text{ vdMeer}}$  : voor 41 %
  2.  $\alpha_{Hs}$  : voor 32 %
 Bij eventueel verder onderzoek zou hier de aandacht op gericht dienen te zijn.  
 De middelen hiervoor zouden kunnen zijn: mathematisch en/of schaal onderzoek

### 12.3 Resultaat Run 2

Run 2 stelt voor: alternatief 2.

Zie voor de resultaten: figuur 11, en bijlage 2.

- De kans dat het deterministisch gevonden overslagdebit van 15.000  $\text{[m}^3\text{]}$  wordt overschreden bedraagt ca. 50 %.
- De conclusies van Run 1 blijven overeind.

### 12.4 Conclusie van de probabilistische berekeningen.

- De probabilistische berekeningen tonen aan dat ondanks het groot aantal onzekerheden dat werd geïntroduceerd in de deterministische berekeningen, laatstgenoemde toch een redelijk representatief resultaat geven voor de verwachtingswaarde van het totale overslagdebit. Op basis hiervan kan gesteld worden dat het gegrond is om voldoende vertrouwen te hebben in de resultaten van de deterministische berekeningen.
- Door de resultaten van de probabilistische berekeningen wordt een indruk verkregen van de kans op een hoeveelheid overslag welke groter is dan het bergend vermogen van de binnenhaven. In tabel 2 staan hiervan de resultaten voor resp. 1, 2 en 3 maal het bergend vermogen van de binnenhaven.

Overslag Q, groter dan	Kans dat Q wordt overschreden	
	Alternatief 1	Alternatief 2
25.000 [m <sup>3</sup> ]	40 %	20 %
50.000 [m <sup>3</sup> ]	10 %	5 %
75.000 [m <sup>3</sup> ]	5 %	1 %

Tabel 2, Overschrijdingskans van hoeveelheid overslag.

Dit resultaat, alsmede het resultaat voor andere overslag hoeveelheden, is eveneens te zien in figuur 11.

13. Kwaliteitsborging en status van de nota.

Vele van de in beschouwing genomen aspecten zijn niet standaard.

Als afwijking ten opzichte van de conventionele toetsing van zeeweringen geldt dat de zeewering te Harlingen wordt getoetst conform de norm en advies van de Deltacommissie, waarbij echter het conventionele 2% golfoploopkriterium wordt vervangen door een overslagkriterium.

De deltacommissie zegt zelf hierover:

1. Voor het bepalen van de kruinhoogte moet bij het ontwerppeil de waakhogte worden opgeteld.
2. De waakhogte bestaat o.a. uit een komponent "golfoploop"
3. In de dijkbouw wordt als maatstaf gewoonlijk de golfoploop aangehouden, die door 2% van het aantal golven wordt overschreden.  
De commissie beveelt aan dit kriterium te handhaven, indien geen noemenswaardige wateroverslag mag worden toegelaten.

De zeewering te Harlingen wordt in deze nota getoetst op een hoeveelheid toelaatbaar geachte overslag. Een voorwaarde waaraan voldaan dient te worden is dat de sterkte en de functionaliteit van de constructie hierop is afgestemd.

Tevens is er sprake van vele onzekerheden ten aanzien van de gehanteerde randvoorwaarden, en de manier waarop deze zijn doorgerekend naar de feitelijke zeewering.

Deze nota is daarom onderworpen aan een interne kwaliteitsborging. Hieraan werkten mee:

- |    |                      |   |  |
|----|----------------------|---|--|
| 1. | ir. P. Struik        | - | coördinator TAW                          |
| 2. | ir. E. van Hijum     | - | raadgevend ingenieur                     |
| 2. | ir. K.W. Pilarczyk   | - | hoofd afdeling waterbouwkundig onderzoek |
| 3. | ir. L. Voogt         | - | hoofd afdeling waterbouwkundig advies    |
| 4. | ir. J.P.F.M. Janssen | - | hoofd onderafdeling hydraulica           |
| 5. | ir. P. Tönjes        | - | wetenschappelijk medewerker              |
| 6. | ing. J.E. Venema     | - | programmeur                              |

Deze nota kan daarom worden gezien als integraal DWW produkt.

Er dient echter de volgende kanttekening te worden gemaakt:

In deze nota is enkel ingegaan op het aspect "benodigde hoogte" van de zeewering. Er zijn meer criteria waaraan een zeewering dient te voldoen, zoals: standzekerheid, piping, grondmechanische stabiliteit, stabiliteit van de bekleding, etc.

In het kader van de komende "Wet op de Waterkering", dient een waterkering

periodiek getoetst te worden. Momenteel zijn hiervoor TAW leidraden in de maak (leidraad toetsing). Deze waren ten tijde van deze nota in een zodanig concept-stadium dat deze voor de zeevering te Harlingen niet konden worden gehanteerd.

## Literatuur

1. Rapport Deltacommissie, Staatsuitgeverij, s'Gravenhage, 1960
2. Beschouwing van de veiligheid van de waterkering te Harlingen, Nota WBA-N-90.143, februari 1991, RWS-DWW, ir. A.P. de Looff
3. Getijtafels voor Nederland, 1991, SDU uitgeverij
4. Effekt variatie opzettingen op de hoogwaterstanden in het noordelijk deltabekken, Conceptnota RWS-DBW/RIZA 87.000, ing J.J. van Weerden, ir. J.P.F.M. Janssen, drs.ir. J.K.Vrijling
5. Golfvandvoorwaarden Harlingen, rapport ANW 90-35, RWS dir. Friesland. ing. F. IJnsen, oktober 1990
6. Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken deel II, TAW 1989
7. Methoden voor golfvoorspelling. ir. L.H.Holthuijsen, TAW 1980
8. Waterbeweging op taluds, J.W. van der Meer, J.P. de Waal  
Concept december 1991, TAW-A1
9. Data on wave transmission due to overtopping, CUR C 67 report, january 1990, J.W. van der Meer
10. Stability and transmission at low crested structures, Delft Hydraulics publications nr 453, May 1991, J.W. van der Meer
11. Random Seas and design of maritime structures, Yoshimi Goda, University of Tokyo Press 1985, ISBN 0-86008-369-1
12. Notitie WBA-M-91060: "Aanpassingen veerbootkade", juli 1991, ir. H.J. Verhagen, RWS-DWW
13. "Harlingen, het gedeelte tussen de keersluis en de veerbootkade" Nota WBA-N-92.019,, april 1992, J.C.P.Johanson

```

-----
Overslag Harlingen, Alt. 1
** Itest...MaxIter...TestRun...DefaultValues...BetaAccuracy%...Implicit **
   0      50      0      1      1      1
** number of variables ( <= 20 ) : **
9
*** Name.....Type..Tr..Extr.....A.....B.....C.....D **
ZeespRijzing.(m)      Det   N   No   0.00  0.00  0   0.00
Tp.GolfPeriode.(s)   Nor   N   No   5.80  0.50  0   5.80
Alpha_Hs.(m)         Nor   N   No   0.00  0.30  0   0.00
Alpha_Kt(vdMeer)     Nor   N   No   0.00  0.09  0   0.00
Kt_VBKade            Nor   N   No   0.78  0.10  0   0.78
DamHoogte.(m)        Nor   N   No   4.85  0.10  0   4.85
Hextra.(m)           Nor   N   No   0.02  0.01  0   0.02
Coef52               Nor   N   No   5.20  0.45  0   5.20
Coef26              Nor   N   No   2.60  0.35  0   2.60
** number of AFDA calculations ( <= 20 ) : **
11
Overslag (m3)
5e3 10e3 15e3 20e3 25e3 30e3 40e3 50e3 60e3 70e3 80e3
-----
Waterstanden per 1/2 uur Harlingen
Aantal tijdstappen ... Tijdstap in (s) :
8      1800
Hw in (m) NAP :
4.9 5.3 5.6 5.7 5.6 5.4 5.2 4.9
Aantal Kades (Keersluis, doorgangen terminal, Veerbootkade tot terminal):
6
KruinHoogte Kades in (m) NAP :
6.40 6.20 7.2 7.3 7.3 7.3
Lenge Kades in (m) :
20 25 50 125 22.5 22.5
-----

```

bijlage 1a: Invoer voor prob. som run 1

AFDA ROUTINE, version 1.0 , Koster Engineering  
 L.v.Leijdenln 3 / 2102 AZ Heemstede / The Netherlands

Licensed Company = RWS-DWW-WB

Job Identification = Overslag Harlingen, Alt. 1

Results of the AFDA approach for  
 Overslag (m3) = 2.500E+04

The number of iterations was	3
The value of the Reliability function in the calculated designpoint is.....	-4.761E-03
The value of Beta is.....	2.628E-01
The Probability of failure in decimals is .....	3.964E-01
Accuracy (difference between the last two iterations) for Probability of failure is ...	1.040E-04

The values of the deterministic variables :  
 ZeespRijzing.(m) = 0.000E+00

	DesignPoint	Alpha^2
Tp.GolfPeriode.(s)	5.820E+00	0.02
Alpha Hs.(m)	4.433E-02	0.32
Alpha Kt(vdMeer)	1.506E-02	0.41
Kt VBKade	7.800E-01	0.00
DamHoogte.(m)	4.848E+00	0.01
Hextra.(m)	2.008E-02	0.00
Coef52	5.186E+00	0.01
Coef26	2.556E+00	0.23

Summary of the total results:

Overslag (m3)	Probability of failure
5.000E+03	9.835E-01
1.000E+04	8.473E-01
1.500E+04	6.716E-01
2.000E+04	5.178E-01
2.500E+04	3.964E-01
3.000E+04	3.035E-01
4.000E+04	1.801E-01
5.000E+04	1.092E-01
6.000E+04	6.768E-02
7.000E+04	4.279E-02
8.000E+04	2.754E-02

bijslage 1b : Uitvoer van prob. som Run 1



```

-----
Overslag Harlingen, Alt. 2
** Itest...MaxIter...TestRun...DefaultValues...BetaAccuracy%...Implicit **
   0      50      0      1      1      1
** number of variables ( <= 20 ) : **
9
*** Name.....Type..Tr..Extr.....A.....B.....C.....D **
ZeespRijzing.(m)      Det  N   No   0.00  0.00  0    0.00
Tp.GolfPeriode.(s)   Nor  N   No   5.80  0.50  0    5.80
Alpha_Hs.(m)         Nor  N   No   0.00  0.30  0    0.00
Alpha_Kt(vdMeer)     Nor  N   No   0.00  0.09  0    0.00
Kt_VBKade            Nor  N   No   0.78  0.10  0    0.78
DamHoogte.(m)        Nor  N   No   4.85  0.10  0    4.85
Hextra.(m)           Nor  N   No   0.02  0.01  0    0.02
Coef52               Nor  N   No   5.20  0.45  0    5.20
Coef26               Nor  N   No   2.60  0.35  0    2.60
** number of AFDA calculations ( <= 20 ) : **
9
Overslag (m3)
5e3 10e3 15e3 20e3 25e3 30e3 40e3 50e3 60e3
-----

```

```

-----
Waterstanden per 1/2 uur Harlingen
Aantal tijdstappen ... Tijdstap in (s) :
8      1800
Hw in (m) NAP :
4.9 5.3 5.6 5.7 5.6 5.4 5.2 4.9
Aantal Kades (Keersluis, doorgangen terminal, Veerbootkade tot terminal):
6
KruinHoogte Kades in (m) NAP :
6.90 6.20 7.2 7.3 7.3 7.3
Lenge Kades in (m) :
20 25 50 125 22.5 22.5
-----

```

bijlage 2a: Invoer voor prob. som run 1

AFDA ROUTINE, version 1.0 , Koster Engineering  
 L.v.Leijdenln 3 / 2102 AZ Heemstede / The Netherlands

Licensed Company = RWS-DWW-WB

Job Identification = Overslag Harlingen, Alt. 2

Results of the AFDA approach for  
 Overslag (m3) = 2.500E+04

The number of iterations was	4
The value of the Reliability function in the calculated designpoint is.....	8.782E-03
The value of Beta is.....	7.940E-01
The Probability of failure in decimals is .....	2.136E-01
Accuracy (difference between the last two iterations) for Probability of failure is ...	6.677E-05

The values of the deterministic variables :  
 ZeespRijzing.(m) = 0.000E+00

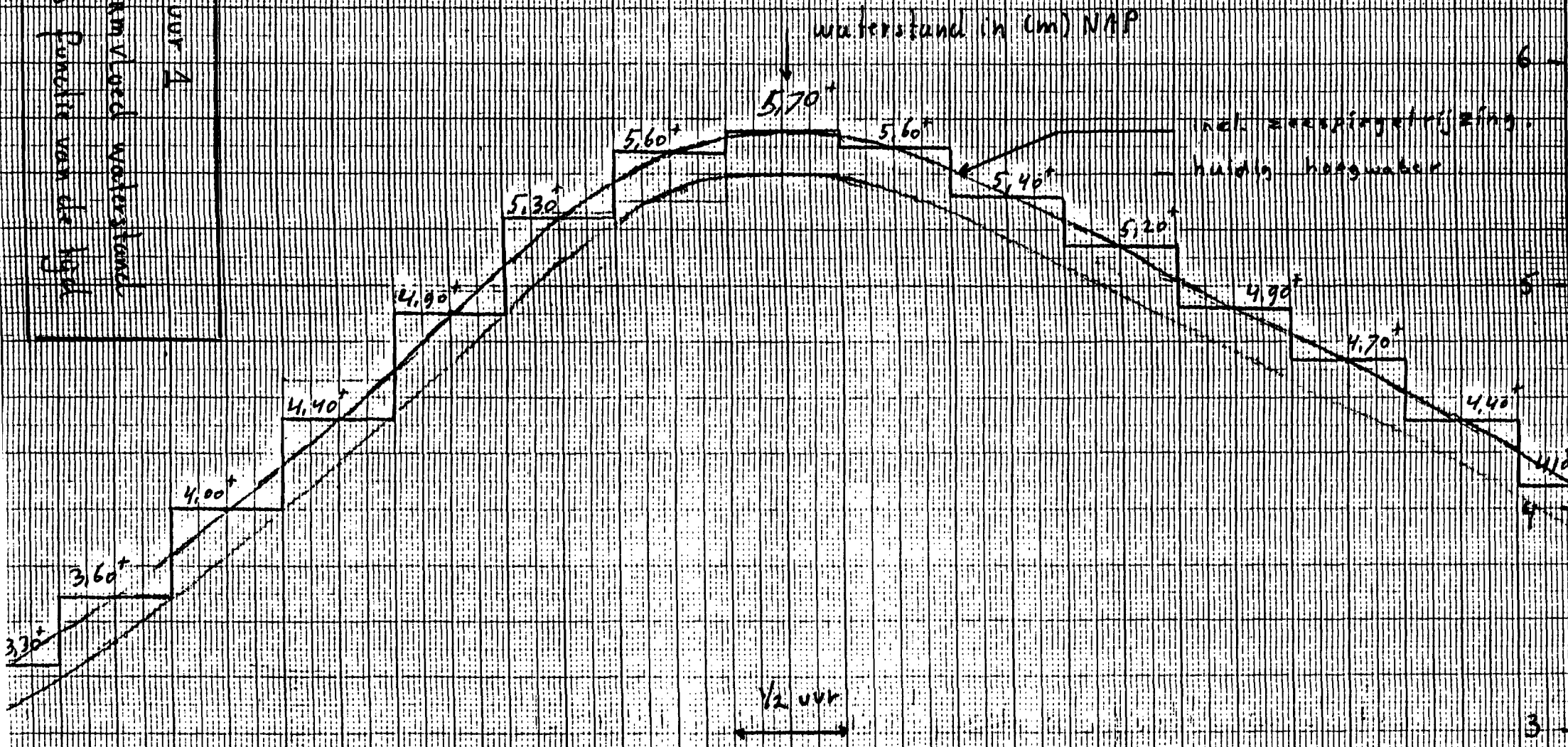
	DesignPoint	Alpha^2
Tp.GolfPeriode.(s)	5.882E+00	0.04
Alpha Hs.(m)	1.315E-01	0.30
Alpha_Kt(vdMeer)	4.420E-02	0.38
Kt_VBKade	7.800E-01	0.00
DamHoogte.(m)	4.843E+00	0.01
Hextra.(m)	2.023E-02	0.00
Coef52	5.141E+00	0.03
Coef26	2.465E+00	0.23

-----  
 Summary of the total results :

Overslag (m3)	Probability of failure
5.000E+03	9.683E-01
1.000E+04	7.305E-01
1.500E+04	4.889E-01
2.000E+04	3.216E-01
2.500E+04	2.136E-01
3.000E+04	1.441E-01
4.000E+04	6.902E-02
5.000E+04	3.510E-02
6.000E+04	1.876E-02

-----  
bijlage 2b : Uitvoer van prob. som Run 1

Figuur 1  
 Stormvloed waterstanden  
 als functie van de tijd

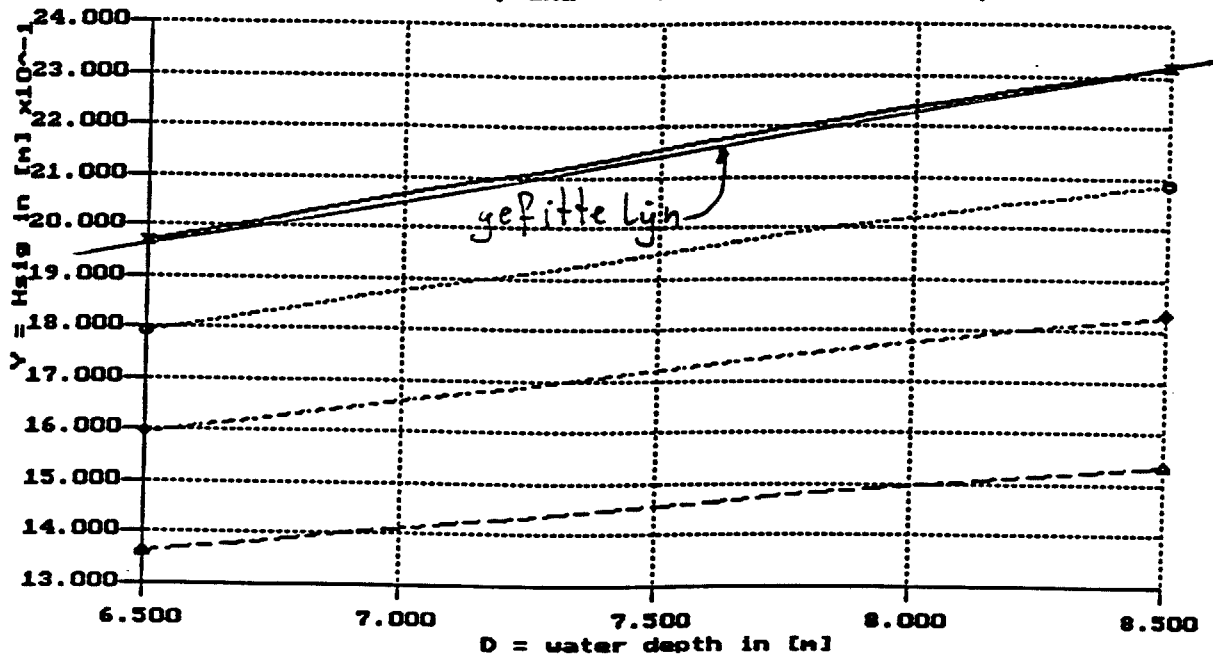


1 cm  $\hat{=}$  25 h.

Company name : Deno Name  
 Program name : HANDY, version 1.0  
 Koster Engineering Software

Figuur 2

Bretschneider design graphs , Y axis =  $H_s$  (sign. wave height)  
 F (fetch) = constant, and X axis = D (water depth)



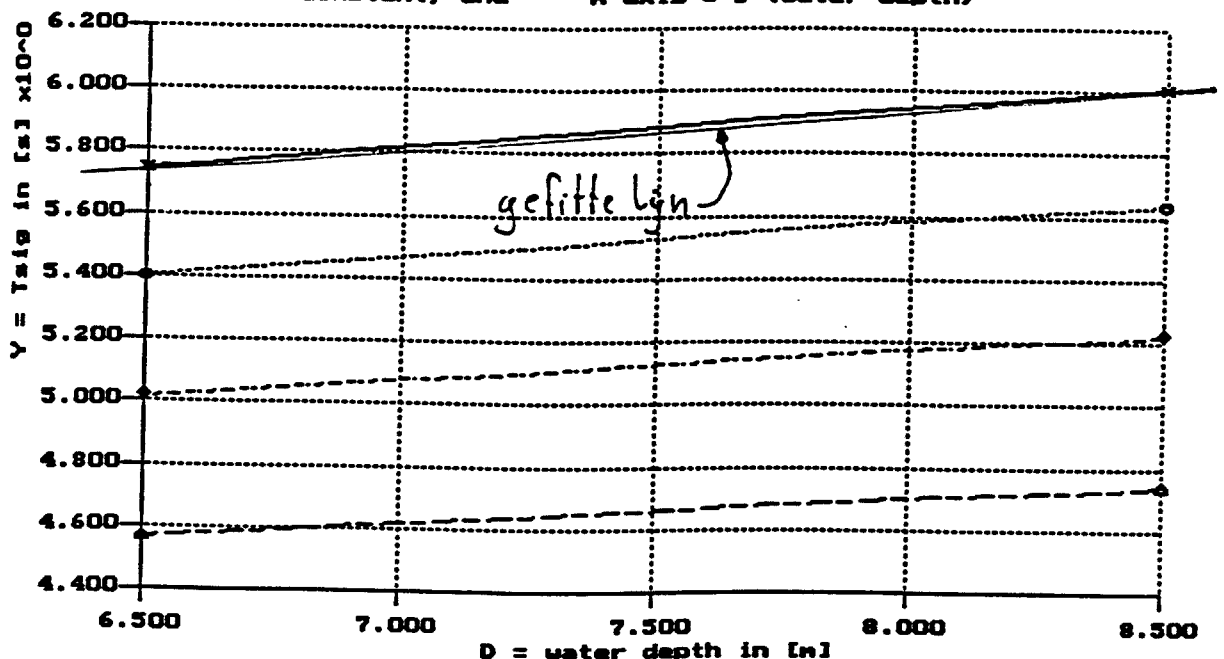
fetch F = 26000 [m]

- △---△ U - wind velocity = 20.00 [m/s]
- ◆----◆ U - wind velocity = 25.00 [m/s]
- U - wind velocity = 30.00 [m/s]
- ×-----× U - wind velocity = 35.00 [m/s]

Company name : Deno Name  
 Program name : HANDY, version 1.0  
 Koster Engineering Software

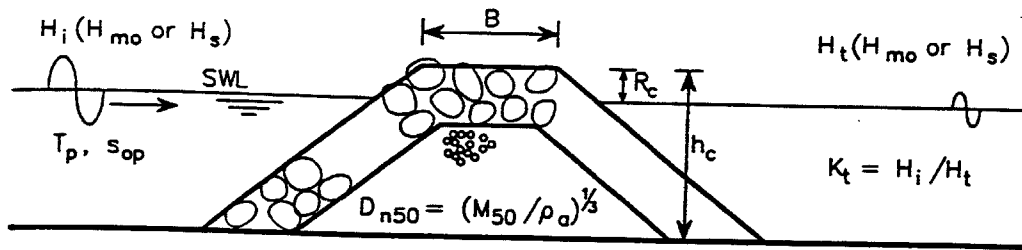
Figuur 3

Bretschneider design graphs , Y axis =  $T_{sig}$  (significant wave period)  
 F (fetch) = constant, and X axis = D (water depth)

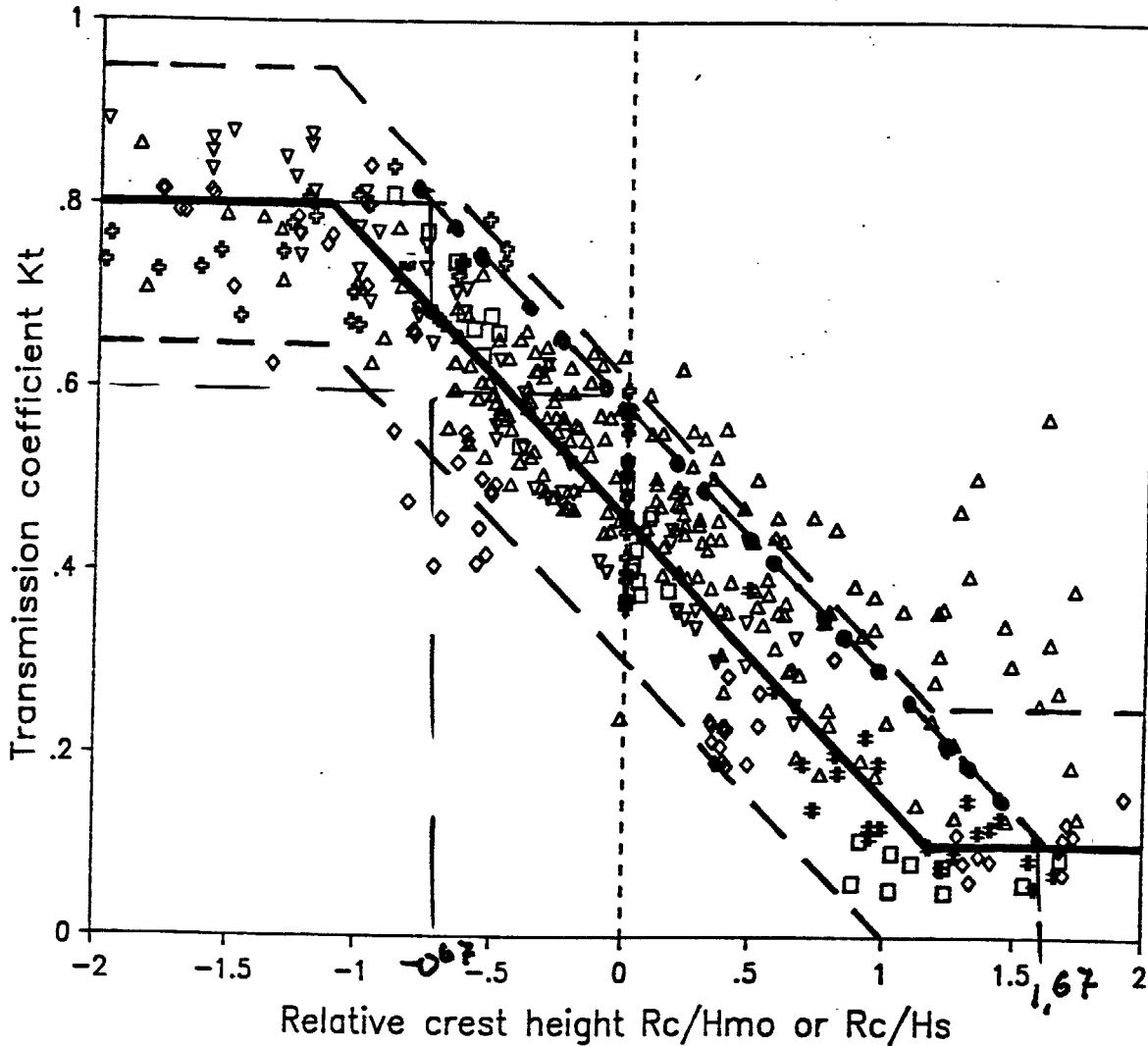


fetch F = 26000 [m]

- △---△ U - wind velocity = 20.00 [m/s]
- ◆----◆ U - wind velocity = 25.00 [m/s]
- U - wind velocity = 30.00 [m/s]
- ×-----× U - wind velocity = 35.00 [m/s]



Governing variables related to wave transmission

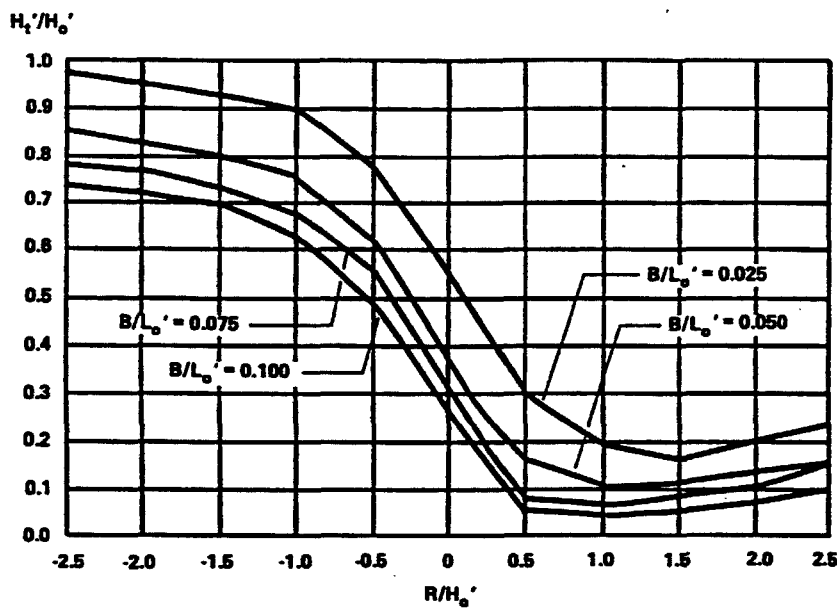
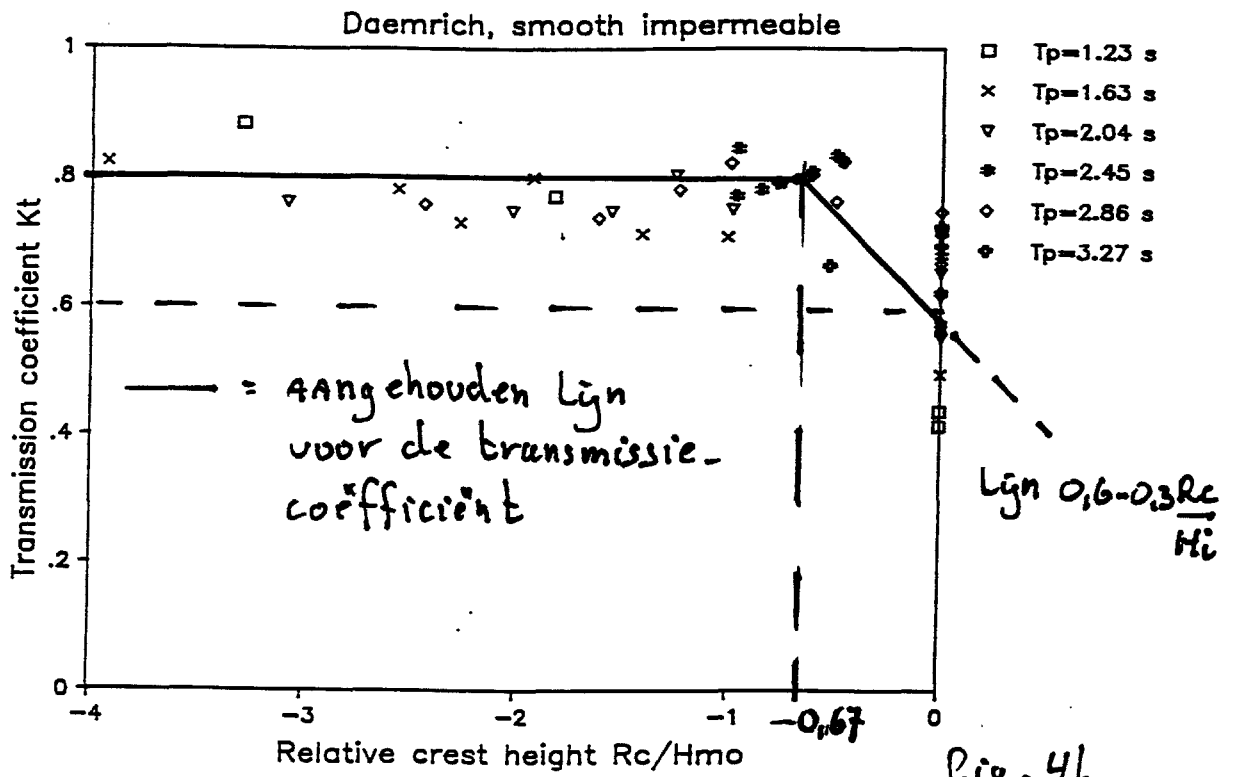


— proposed formula for  $K_t$   
 - - - 90% confidence levels

○ ○ ○ = verschoven lijn  
 door fitten op Daemrich & Kahle

$-2.0 < R_c/H_s < -1.13$        $K_t = 0.80$   
 $-1.13 < R_c/H_s < 1.2$        $K_t = 0.46 - 0.3 R_c/H_s$   
 $1.2 < R_c/H_s < 2.0$        $K_t = 0.10$

Reliability:  $\sigma(K_t) = 0.09$   
 90% confidence levels:  $K_t \pm 0.15$   
 95% confidence levels:  $K_t \pm 0.18$



SOURCE: TANAKA (1976)

Relative crest height

Fig 4c

DATA OF DAEMRICH AND KAHLE (1985)  
 & Tanaka

FIG. 4b/c

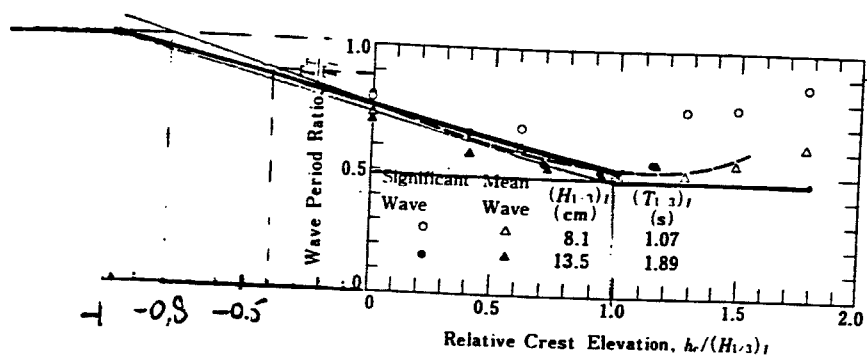
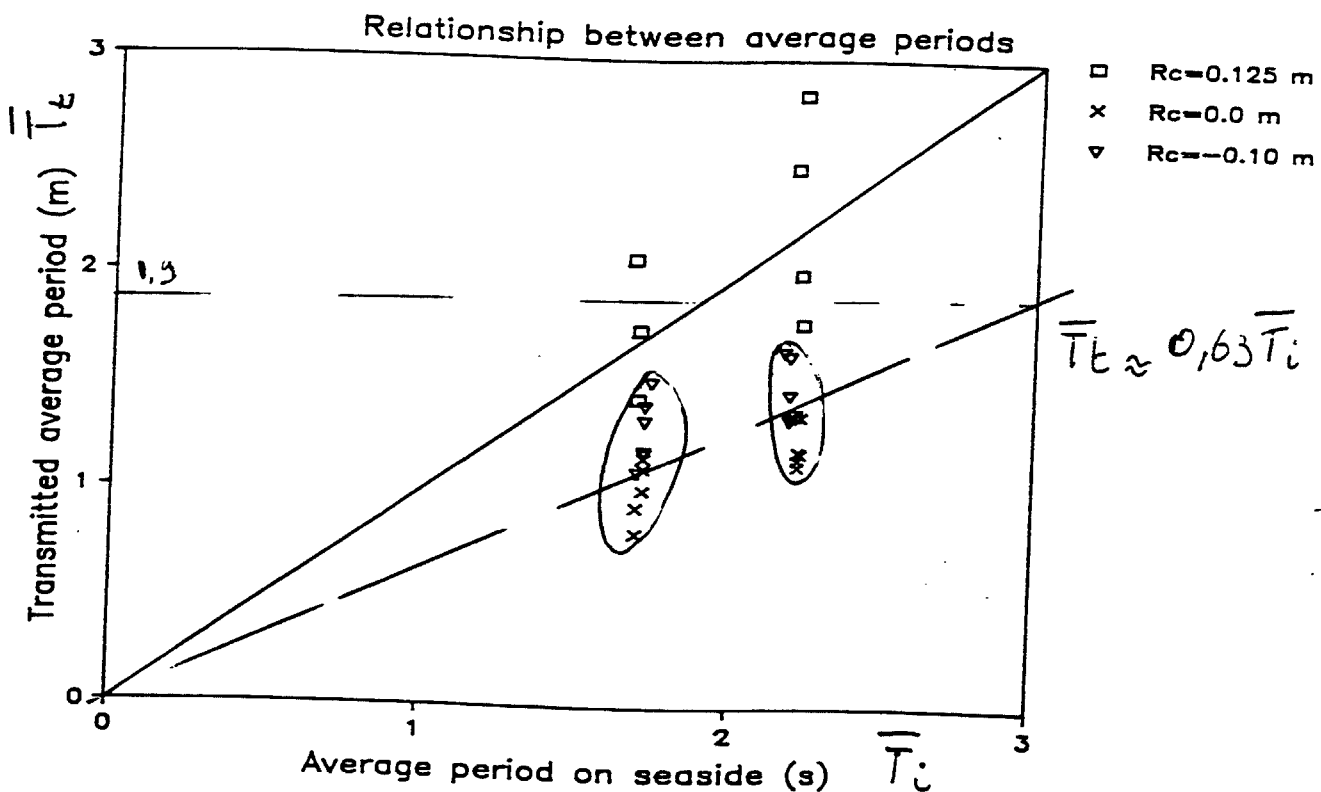


Fig. 3.48 Change in period of transmitted waves over a vertical breakwater in an irregular wave test [3.39].

uit 'Goda'

figuur 5



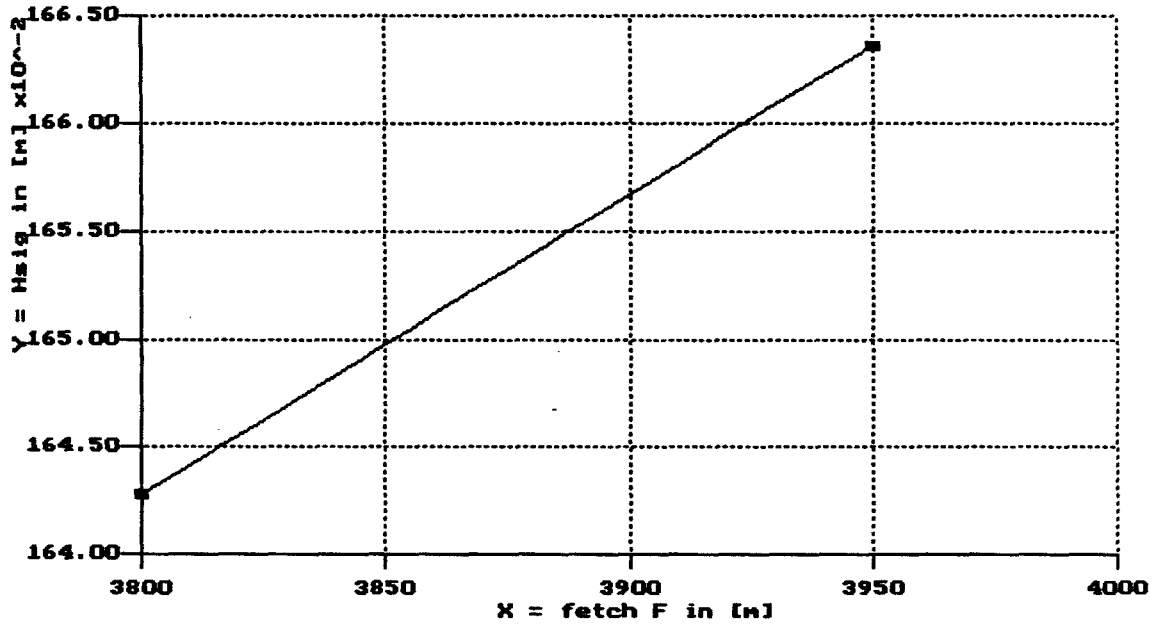
uit 'vd Meer'

figuur 6

Company name : Demo Name  
Program name : HANDY, version 1.0  
Koster Engineering Software

Figure 8a

Bretschneider design graphs , Y axis =  $H_s$  (sign. wave height)  
D (water depth) = constant, and X axis = F (fetch)



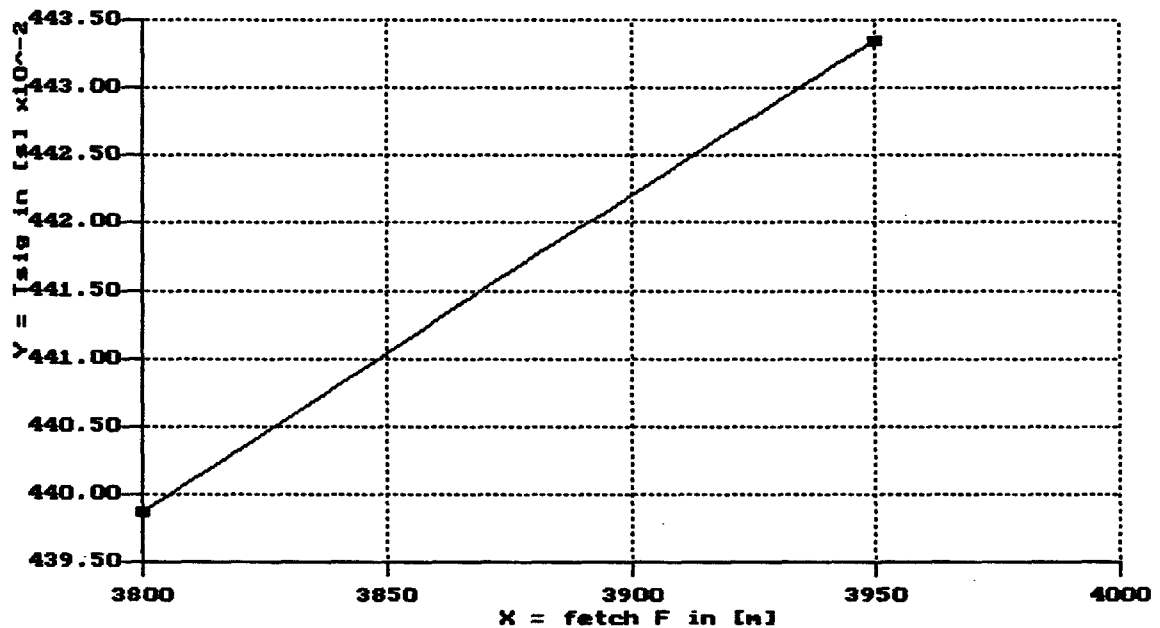
D - water depth = 10,7 [m]

U - wind velocity = 35.00 [m/s]

Company name : Demo Name  
Program name : HANDY, version 1.0  
Koster Engineering Software

Figure 8b

Bretschneider design graphs , Y axis =  $T_{sig}$  (significant wave period)  
D (water depth) = constant, and X axis = F (fetch)



D - water depth = 10,7 [m]

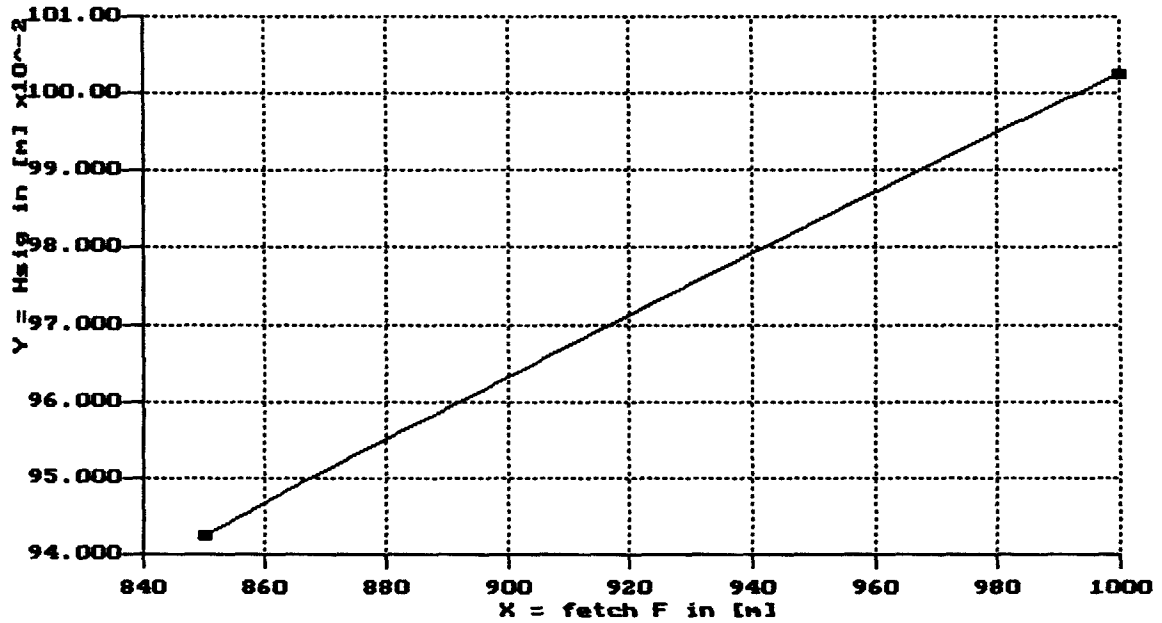
U - wind velocity = 35.00 [m/s]



Company name : Demo Name  
Program name : HANDY, version 1.0  
Koster Engineering Software

figuur 9a

Bretschneider design graphs , Y axis =  $H_s$  (sign. wave height)  
D (water depth) = constant, and X axis = F (fetch)

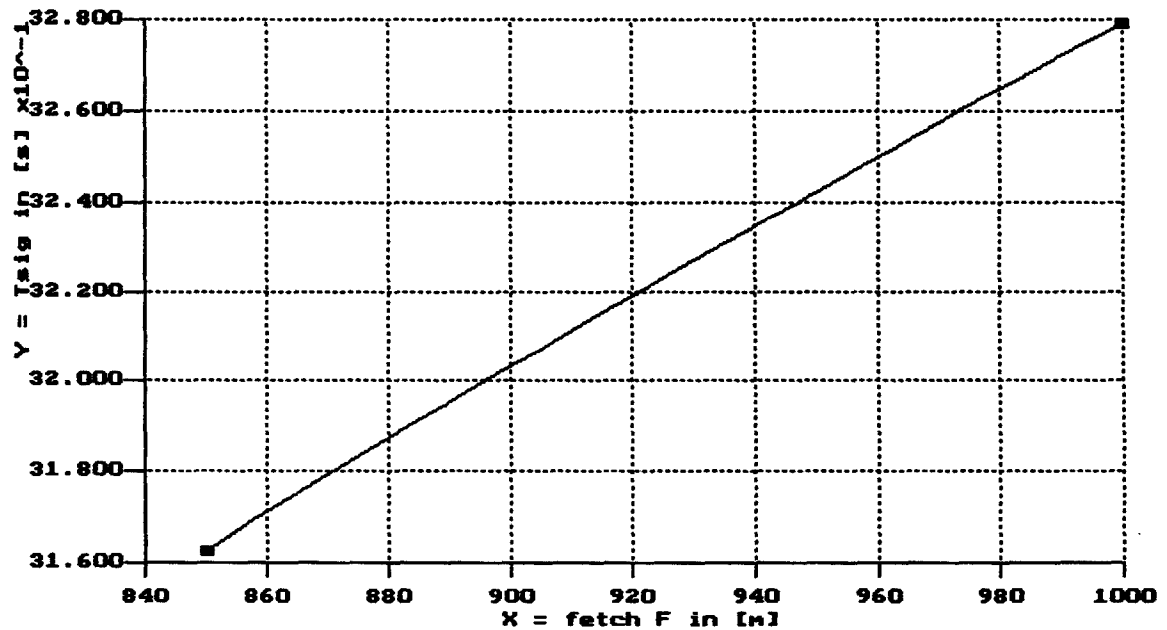


D - water depth = 9 [m] U - wind velocity = 35.00 [m/s]

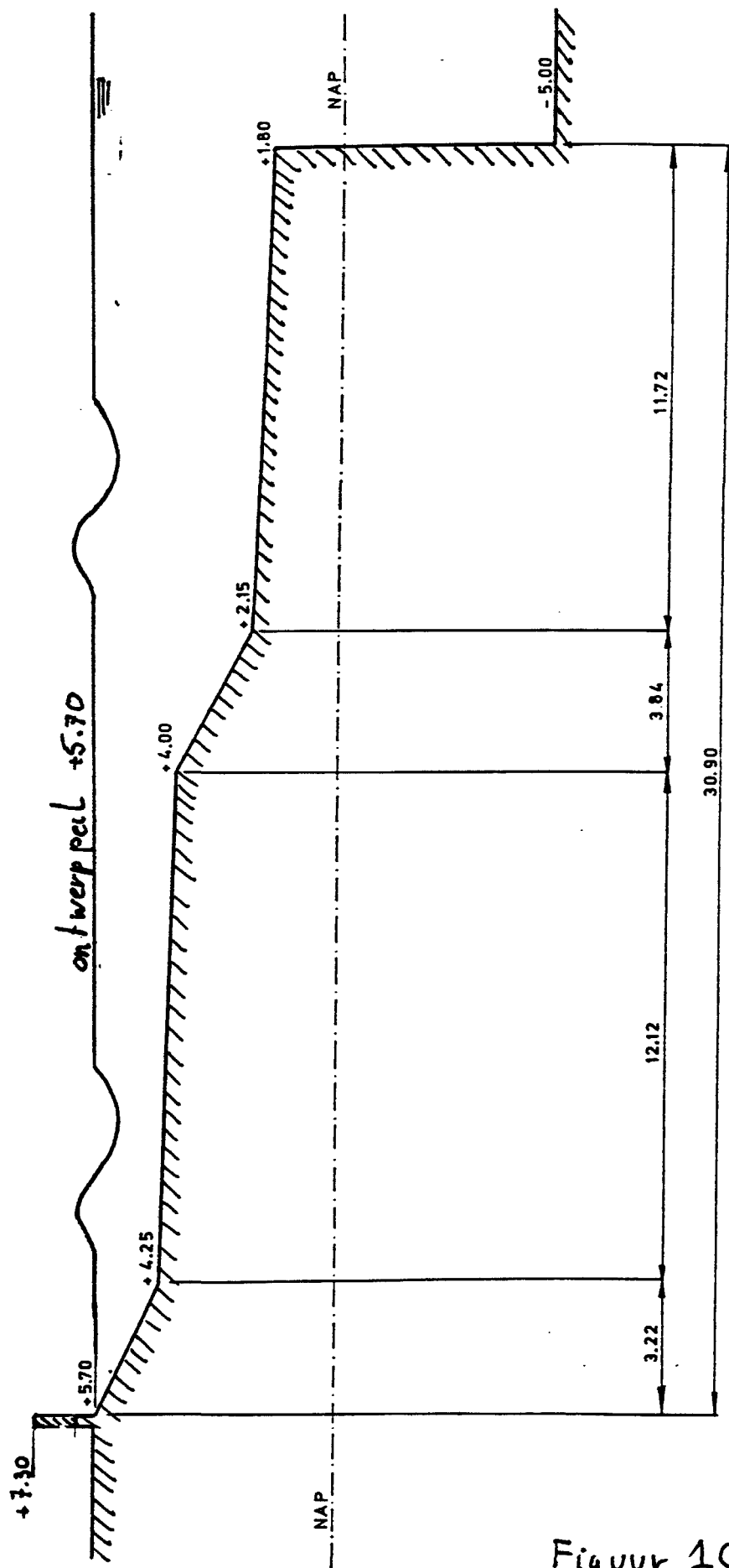
Company name : Demo Name  
Program name : HANDY, version 1.0  
Koster Engineering Software

figuur 9b

Bretschneider design graphs , Y axis =  $T_{sig}$  (significant wave period)  
D (water depth) = constant, and X axis = F (fetch)



D - water depth = 9 [m] U - wind velocity = 35.00 [m/s]

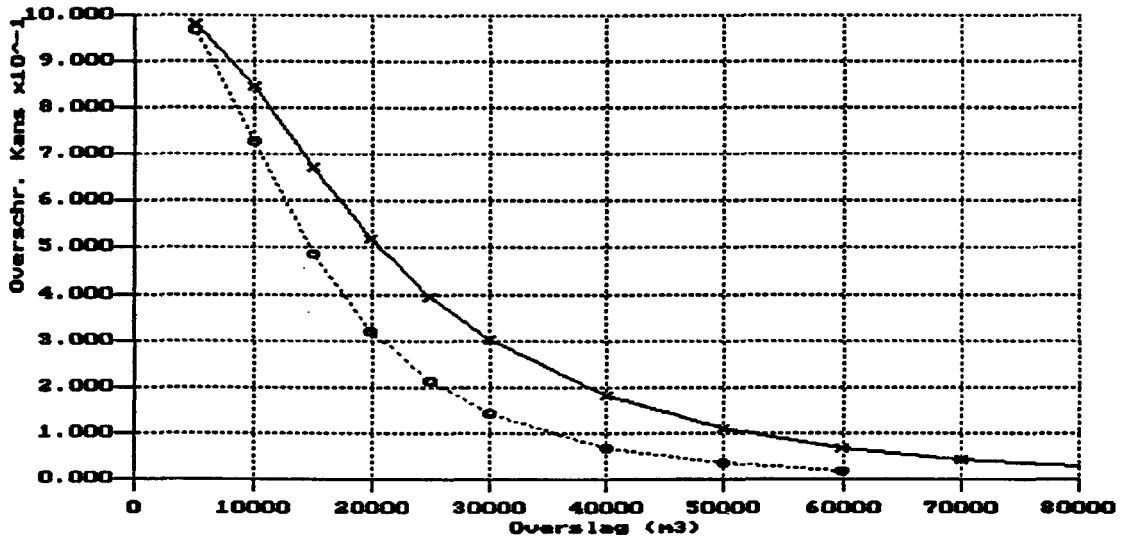


Figuur 10

Schema'tisatie postbootkade

Company : RMS-DIN-IB  
 AFDA 1.0 module  
 Koster Engineering

Overslag Harlingen  
 Resultaat probabilistische berekeningen



Toegepaste hoogten :

h1	h2	h3	h4	h5	h6		
2=6,9	6,2	7,2	7,3	7,3	7,3	o-----o	Alternatief 2
1=6,4	6,2	7,2	7,3	7,3	7,3	x-----x	Alternatief 1

FIGUUR 11

Appendix 1

**" Golftransmissie door een loodrechte wand "**

datum: april 1992

door: ir. M.J.Koster

RWS-DWW

Deze appendix hoort bij:

nota WBA-N-92.032

"Overslagberekeningen zeewering te Harlingen"

Inhoud:

- Inleiding
- Theorie
- Het geval Veerbootkade te Harlingen
- Methode simulatie van transmissie door golfbreker
- Afweging van de geboden alternatieve berekeningsmethoden
- Literatuur

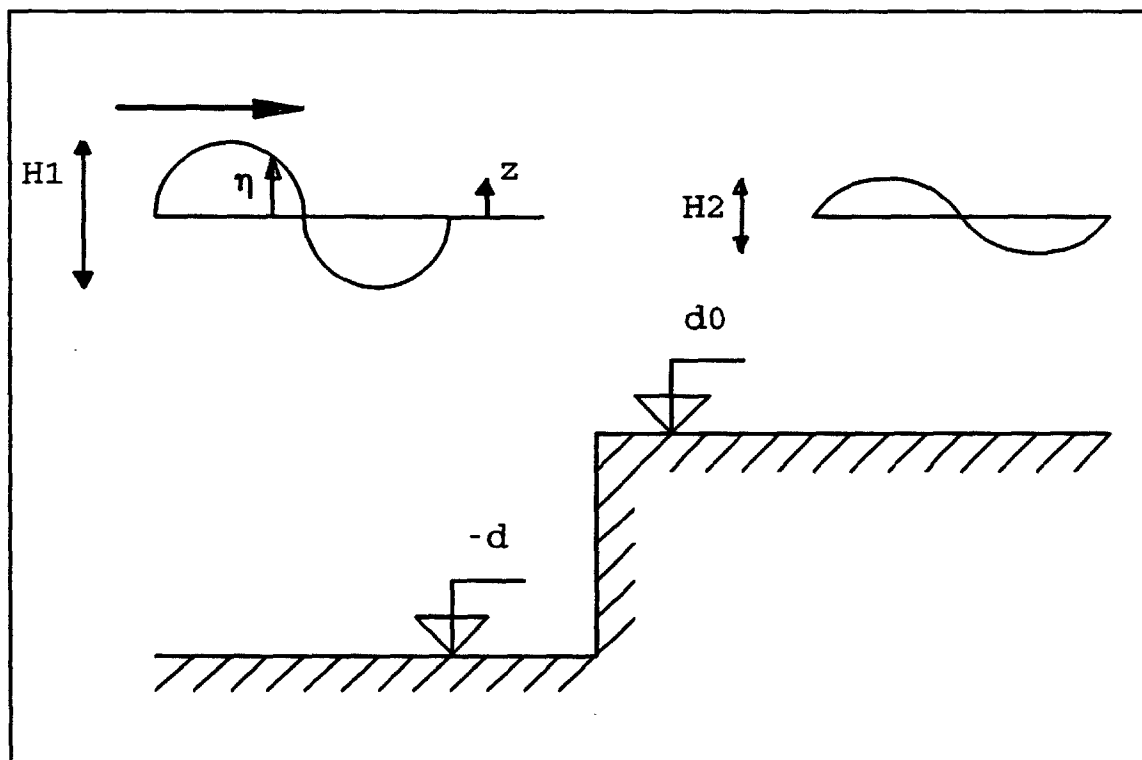
## Inleiding

In nota WBA-N-92.032 wordt de zeewering te Harlingen alsmede enige dimensioneringsaspecten hiervan toegelicht. Een van de problemen die hierbij optreden is dat voor een deel van de zeewering een damwand aanwezig is. Deze damwand is dermate lang ten opzichte van de waterdiepte dat verwacht moet worden dat er sprake is van enige terugkaatsing van de energie die in de aankomende golven aanwezig is. Het gevolg hiervan is dat de doorgaande golf, welke uiteindelijk op de feitelijke zeewering aan komt, een lagere golfhoogte zal hebben dan de golf vlak voor de damwand.

Voor de dimensionering van de zeewering is het noodzakelijk de parameters te kennen van de golf die uiteindelijk op de feitelijke waterkering aan komt. Voor voornoemd geval bestaan helaas geen standaard ontwerpregels. In deze appendix worden enkele methodes met elkaar vergeleken die als hulpmiddel kunnen fungeren bij het afschatten van genoemde parameters.

Speciaal ten behoeve van dit bijzondere geval is, zoals uit deze appendix zal volgen, met behulp van enkel de lineaire golftheorie een methode afgeleid waarmee het mogelijk is de golfhoogte na transmissie te berekenen. De basisgedachte die hierbij wordt gehanteerd blijkt achteraf door andere onderzoekers eveneens te zijn gebruikt bij oplossing van dit soort problemen.

## Theorie



De gemiddelde energie-overdracht in de voortplantingsrichting per tijd en breedte eenheid,  $P$ , (de flux van energie), is als volgt te schrijven:

[1]

## Appendix 1

---

$$P = \int_{z=-d}^{\eta} \overline{\left( p + \rho g z + \frac{1}{2} \rho v^2 \right)} v dz$$

Hierbij betekent de streep boven de uitdrukking: een middeling in de tijd.

Normaliter wordt:

- a. de bijdrage tussen  $z=0$  en  $z=\eta$  verwaarloosd, zodat:

$$\int_{-d}^{\eta} \approx \int_{-d}^0 \quad [2]$$

- b. de term  $\left( \frac{1}{2} \rho v^2 \right) v$  verwaarloosd t.o.v.  $(p + \rho g z) v$ .

Dan resteert:

$$P = \int_{z=-d}^0 p_+ v dz \quad [3]$$

waarbij  $p_+ = (p + \rho g z)$  = de drukfluctuatie t.o.v. de hydrostatische druk met:

$$v = \omega a \frac{\cosh k(d+z)}{\sinh(kd)} \sin(\omega t - kx) \quad [4]$$

$$p = \rho g a \frac{\cosh k(d+z)}{\cosh(kd)} \sin(\omega t - kx) \quad [5]$$

zodat:

$$P = \int_{z=-d}^0 \overline{\rho g a^2 \omega \frac{\cosh^2 k(d+z)}{\sinh(kd) \cosh(kd)} \sin^2(\omega t - kx)} dz \quad [6]$$

$$\text{middeling in de tijd houdt in dat } \overline{\sin^2(\omega t - kx)} = \frac{1}{2} . \quad [7]$$

Verder als opfrisser enkele regels:

$$\cosh(x) = \frac{1}{2} (e^x + e^{-x}) \quad [8]$$

$$\sinh(x) = \frac{1}{2} (e^x - e^{-x}) \quad [9]$$

Appendix 1

$$\sinh(x) \cosh(x) = \frac{1}{2} (e^x + e^{-x}) \frac{1}{2} (e^x - e^{-x}) = \frac{1}{2} \frac{1}{2} (e^{2x} - e^{-2x}) = \frac{1}{2} \sinh(2x) \quad [10]$$

$$\frac{d \cosh(x)}{dx} = \frac{1}{2} (e^x - e^{-x}) = \sinh(x) \quad [11]$$

$$\frac{d \sinh(x)}{dx} = \frac{1}{2} (e^x + e^{-x}) = \cosh(x) \quad [12]$$

Aldus wordt:

$$P = \frac{1}{2} \rho g a^2 \omega \frac{2}{\sinh(2kd)} \int \cosh^2[k(d+z)] dz \quad [13]$$

Verder is:

$$\cosh^2(x) = \frac{1}{4} (e^x + e^{-x})^2 = \frac{1}{4} (e^{2x} + e^{-2x} + 2e^x e^{-x}) = \quad [14]$$

$$\frac{1}{4} (e^{2x} + e^{-2x} + 2) = \frac{1}{2} \left[ \frac{1}{2} (e^{2x} + e^{-2x}) \right] + \frac{1}{2} = \frac{1}{2} \cosh(2x) + \frac{1}{2} \quad [15]$$

uitwerking van

$$\int_{z=-d}^0 \cosh^2[k(d+z)] dz = \frac{1}{2} z \Big|_{z=-d}^0 + \frac{1}{2} \int_{z=-d}^0 \cosh[2k(d+z)] dz \quad [16]$$

$$= \frac{1}{2} d + \frac{1}{2} \int_{z=-d}^0 \cosh 2k(d+z) \frac{d2k(d+z)}{2k} \quad [17]$$

$$= \frac{1}{2} d + \frac{1}{4k} \sinh 2k(d+z) \Big|_{-d}^0 = \frac{1}{2} d + \frac{1}{4k} \sinh(2kd) \quad [18]$$

en:

$$P = \rho g a^2 \omega \frac{1}{\sinh(2kd)} \left[ \frac{1}{2} d + \frac{1}{4k} \sinh(2kd) \right] \quad [19]$$

$$= \frac{1}{2} \rho g a^2 \omega \left( \frac{d}{\sinh(2kd)} + \frac{1}{2k} \right) \quad [20]$$

Appendix 1

$$= \frac{1}{2} \rho g a^2 \frac{\omega}{k} \left( \frac{kd}{\sinh(2kd)} + \frac{1}{2} \right) \quad [21]$$

Dit resultaat kan in literatuur worden terug gevonden.  
Nog enkele begrippen voor alle duidelijkheid:

$$a = \frac{H}{2} \quad [22]$$

$$\omega = \frac{2\pi}{T} \quad [23]$$

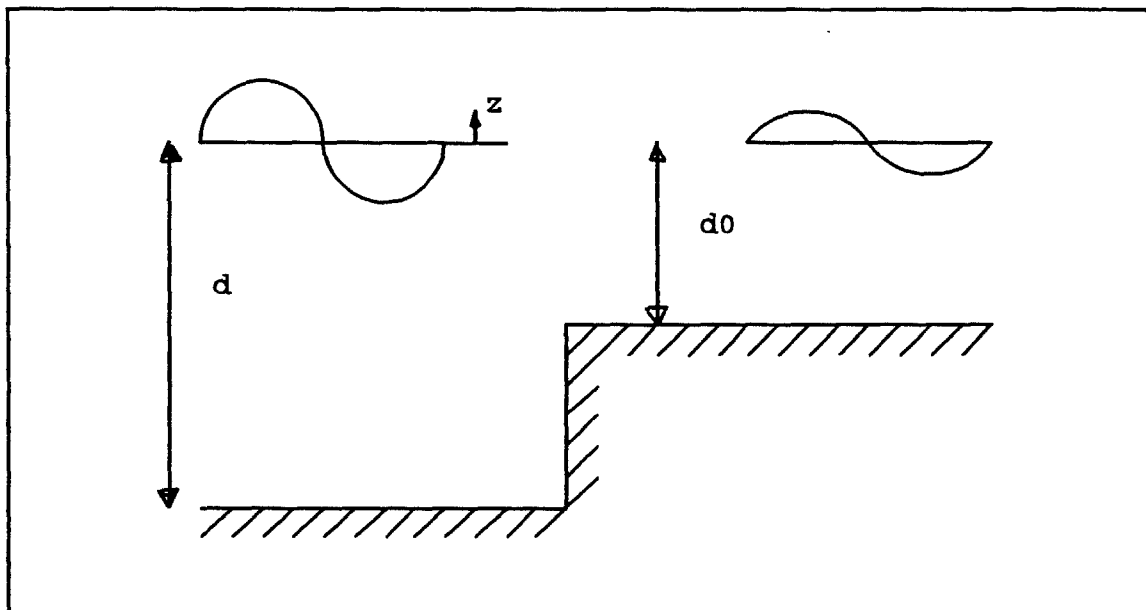
$$k = \frac{2\pi}{L} \quad [24]$$

Verder is  $c = \frac{\omega}{k}$  en  $n = def = \frac{1}{2} + \frac{kd}{\sinh(2kd)}$

en is dus:  $P = Enc$ , waarin  $E = \frac{1}{8} \rho g H^2$  [25]

Nu zal de integratiegrens worden veranderd:

in plaats van  $\int_{z=-d}^0$  nu nemen:  $\int_{z=-d_0}^0$ , dat is de getransmitteerde energieflex.





Appendix 1

Conform het voorafgaande wordt nu gevonden:

$$P_t = \frac{\rho g a^2 \omega}{\sinh(2kd)} \int_{z=-d_0}^0 \cosh^2[k(d+z)] dz \quad [26]$$

$$P_t = \frac{\rho g a^2 \omega}{\sinh(2kd)} \int_{z=-d_0}^0 \left\{ \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \cosh[2k(d+z)] \right\} dz \quad [27]$$

$$P_t = \frac{\rho g a^2 \omega}{\sinh(2kd)} \left[ \frac{d_0}{2} + \frac{1}{4k} \int_{z=-d_0}^0 \cosh[2k(d+z)] d[2k(d+z)] \right] \quad [28]$$

$$P_t = \frac{\rho g a^2 \omega}{\sinh(2kd)} \left[ \frac{d_0}{2} + \left[ \frac{1}{4k} \sinh[2k(d+z)] \right]_{z=-d_0}^0 \right] \quad [29]$$

$$P_t = \frac{\rho g a^2 \omega}{\sinh(2kd)} \left[ \frac{d_0}{2} + \frac{1}{4k} (\sinh(2kd) - \sinh[2k(d-d_0)]) \right] \quad [30]$$

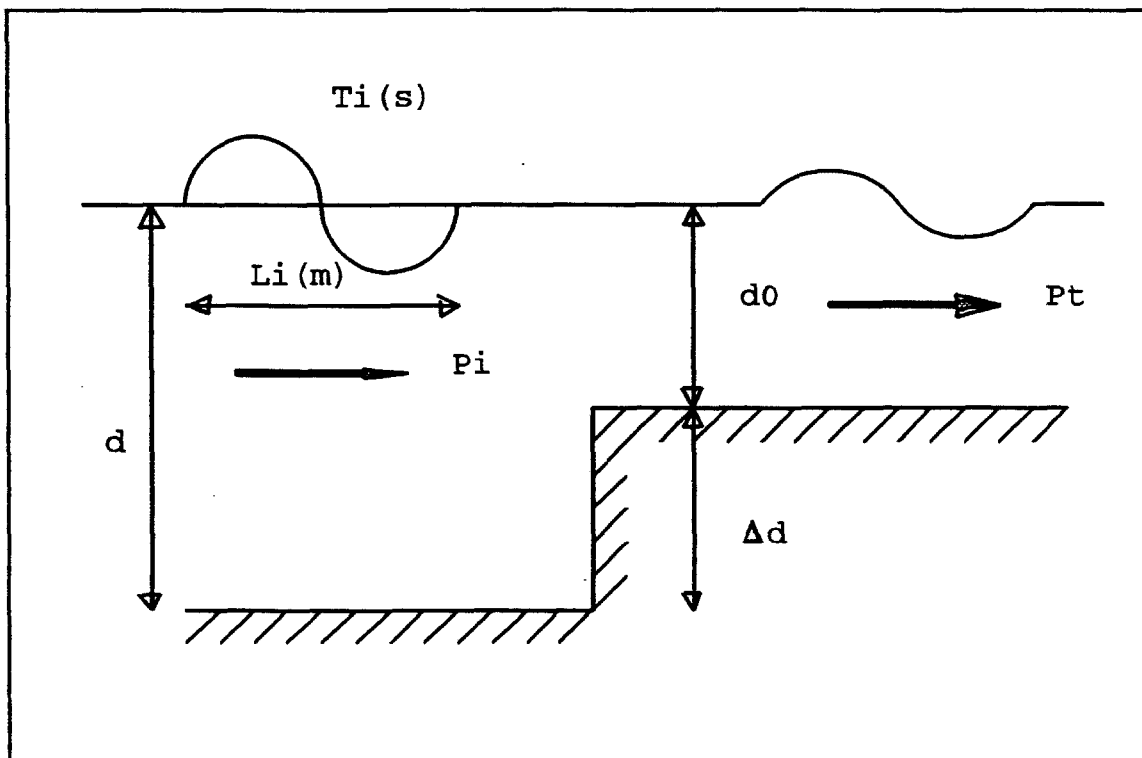
$$P_t = \frac{1}{2} \rho g a^2 \frac{\omega}{k} \left[ \frac{kd_0}{\sinh(2kd)} + \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{\sinh 2k(d-d_0)}{\sinh(2kd)} \right) \right] \quad [31]$$

NB: hierin zijn  $\omega = \frac{2\pi}{T_i}$  ;  $k = \frac{2\pi}{L_i}$  ;  $a = a_i$ ; index i = inkomend = voor de constructie.

stel  $d_0 = (d - \Delta d)$

$$P_t = \frac{1}{2} \rho g a^2 \frac{\omega}{k} \left[ \frac{kd}{\sinh(2kd)} + \frac{1}{2} \right] + \frac{1}{2} \rho g a_i^2 \left[ \frac{-k\Delta d}{\sinh(2kd)} - \frac{1}{2} \frac{\sinh(2k\Delta d)}{\sinh(2kd)} \right] \quad [32]$$

$$P_t = \quad \quad \quad + P_i \quad \quad \quad - \quad \quad \quad \Delta P \quad [33]$$



energieverlies:

$$\Delta P = \frac{1}{2} \rho g a_i^2 \left[ \frac{k \Delta d}{\sinh(2kd)} + \frac{1}{2} \frac{\sinh(2k \Delta d)}{\sinh(2kd)} \right] \quad [34]$$

of ook:

$$\frac{P_t}{P_i} = \frac{\left[ \frac{k d_0}{\sinh(2kd)} + \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \frac{\sinh(2k(d-d_0))}{\sinh(2kd)} \right]}{\left[ \frac{k d}{\sinh(2kd)} + \frac{1}{2} \right]} \quad [35]$$

met  $d_0 = d - \Delta d$  volgt dan:

$$\frac{P_t}{P_i} = \frac{\frac{k d}{\sinh(2kd)} - \frac{k \Delta d}{\sinh(2kd)} + \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \frac{\sinh(2k \Delta d)}{\sinh(2kd)}}{\left[ \frac{k d}{\sinh(2kd)} + \frac{1}{2} \right]}$$

$$\frac{P_t}{P_i} = \alpha_B = 1 - \frac{k \Delta d + \frac{1}{2} \sinh(2k \Delta d)}{k d + \frac{1}{2} \sinh(2kd)} \quad [36]$$

Appendix 1

- NB: - de parameter  $\omega$  zit hier niet meer in.  
 - het golfgetal  $k$  is in deze formule op basis van enkel de situatie voor de overgang =  $2\pi/L_i$ , waarbij  $L_i$  de golflengte is van de inkomende golf.  
 - uitdrukkingen als [36] kunnen ook worden gevonden in [lit.4]

Formule [36] kan op de volgende wijze worden gebruikt bij het berekenen van de golfhoogte na transmissie:

1. stel  $T_i = T_t$ , dat wil zeggen: de inkomende en getransmitteerde golfperiode zijn gelijk aan elkaar. Dan kan voor  $\omega$  in formules dus een waarde worden ingevuld nl:  $\omega = 2\pi/T_i$

2. dispersie relatie:

De dispersie relatie geeft in het algemeen het verband weer tussen de golfperiode en de golflengte voor vrije zwaartekrachtsgolven. De dispersie relatie luidt:

$$\omega^2 = gk \tanh(kd)$$

dan volgt  $k$  hieruit (iteratief) bij gegeven  $d$  en  $\omega$ .  
 Zo volgt  $k_t$  bij  $d_t$ , en  $k_i$  bij  $d_i$

3. De getransmitteerde energie  $P_t$  kan worden berekend mbv de uitdrukking voor  $\alpha_E$  (formule [36]) en de uitdrukking voor de energie aanwezig juist vlak voor de overgang:  $P_i$ . Het is aan te bevelen hiervoor een computerprogramma te hanteren:

$$P_t = \alpha_E \cdot P_i$$

4. Indien de doorgaande golf weer zou voldoen aan de eisen van de lineaire golftheorie, dan moet de uitdrukking voor de getransmitteerde golfenergie voldoen aan de uitdrukking konform formule [21], dus:

$$P_t = \frac{1}{8} \rho g H_t^2 \frac{\omega}{k_t} \left[ \frac{k_t d_t}{\sinh(2k_t d_t)} + \frac{1}{2} \right] \quad [37]$$

Hierbij staat de index  $t$  voor: aan de getransmitteerde zijde.

5. Beide uitdrukkingen voor  $P_t$  moeten nu aan elkaar gelijk zijn. Uitwerking hiervan levert voor de getransmitteerde golfhoogte de volgende uitdrukking op:

$$H_t^2 = \frac{\frac{8\alpha_E P_i k_t}{\rho g \omega}}{\left[ \frac{k_t d_t}{\sinh(2k_t d_t)} + \frac{1}{2} \right]} \quad [38]$$

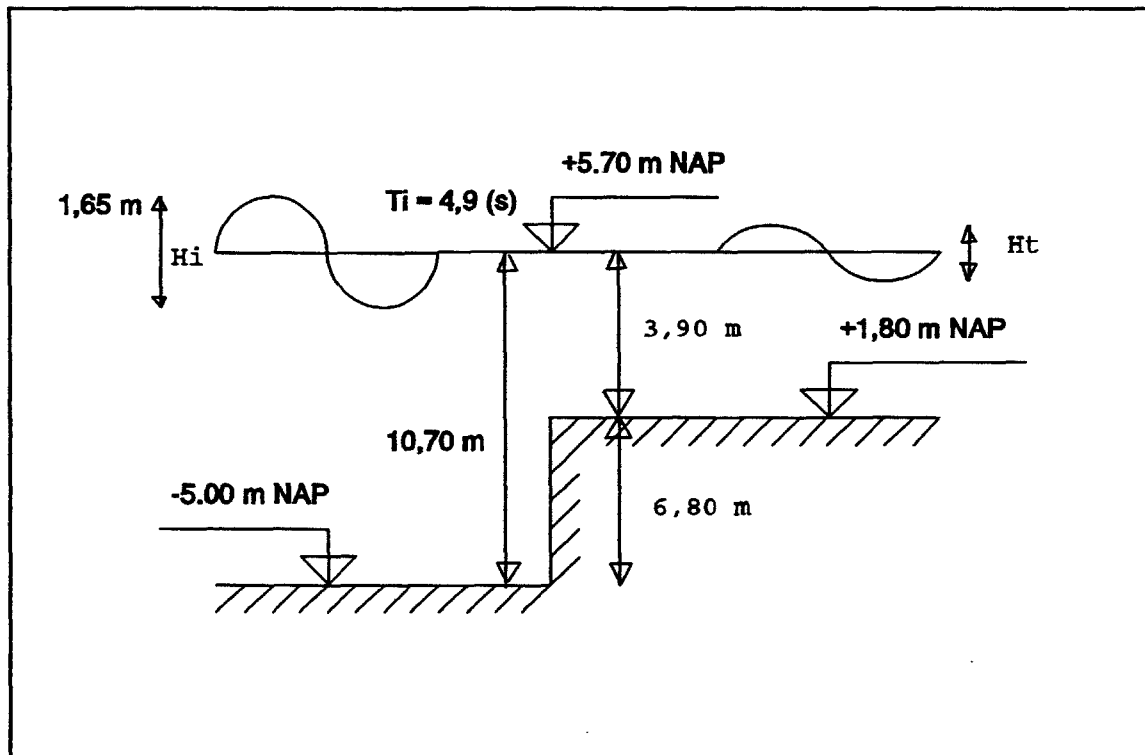
## Appendix 1

de berekening van  $k$  dient weer iteratief te geschieden mbv de dispersie relatie.

Van bovenstaande methode werd een computerprogramma gemaakt, waarmee het mogelijk was in het geval van Harlingen enkele berekeningen te maken.

### Het geval Veerbootkade te Harlingen

Voor de Veerbootkade te Harlingen geldt de volgende geschematiseerde situatie:



NB:  $T_s$  stelt in de volgende beschouwing voor: de significante golfperiode van de golf aankomend op de Veerbootkade (dus na transmissie door de havendam)

$$T_s = 4,9 \text{ [s]}$$

$$d = 10,70 \text{ [m]}$$

$$D_d = 6,80 \text{ [m]}, \text{ nl: damwandbodem} = \text{NAP } -5,00 \text{ [m]} \text{ en plateau op } +1,80 \text{ [m]}$$

$$H_i = 1,65 \text{ [m]}$$

Het resultaat van de berekeningen volgens de beschreven methode is dan:

$$H_t = 1,35 \text{ [m]}, \text{ overeenkomend met } K_t = 1,35/1,65 = 0,82$$

Verdere uitkomsten van deze berekening zijn:

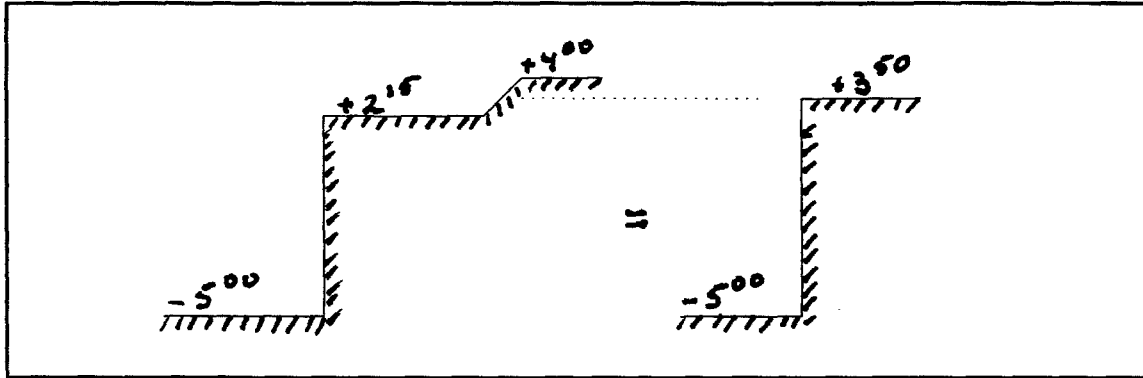
$$H_o = 1,75 \text{ [m]}; L_i = 35,9 \text{ [m]}; L_t = 27,0 \text{ [m]}; \text{ en } P_i/P_t = 0,69$$

De golf van 1,35 [m] loopt verder de Veerbootkade op, en komt vervolgens

## Appendix 1

het steile talud van ca 1:2 tegen. De hiervoor afgeleide theorie geldt echter enkel voor een loodrechte wand. Daarom zal een aanname moeten worden gedaan over het gedrag van dit talud. Op basis van enkel engineering judgement wordt het probleem als volgt geschematiseerd:

Het deel van de damwand tesamen met het eerste steile talud wordt geschematiseerd tot een enkele damwand met een hoogte van NAP +3,50 [m] (3,50 is een getal ergens tussen 2,15 en 4,00):



De invoerwaarden voor de berekening zijn dan:

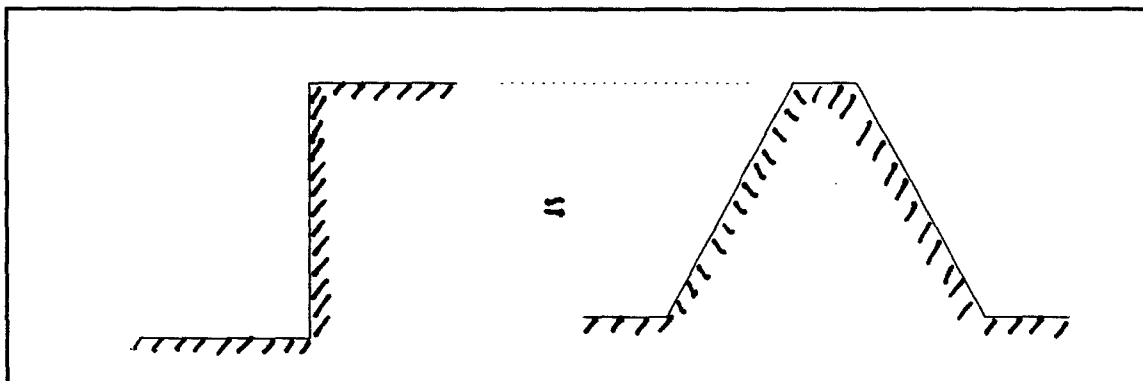
$T_s = 4,9$  [s]  
 $d = 10,70$  [m]  
 $D_d = 8,50$  [m]  
 $H_i = 1,65$  [m]

en het resultaat:

$H_t = 1,22$  [m], overeenkomend met  $K_t = 1,22/1,65 = 0,74$

### Methode simulatie van transmissie door golfbreker

Het eerste deel van de Veerbootkade (de damwand) kan worden geschematiseerd tot een ondoorlatende golfbreker, waarvoor de transmissie ontwerp relaties geldig worden geacht, zoals aangegeven door Van der Meer [lit 1], aangevuld met gegevens van Daemrich & Kahle, zie hiervoor de nota WBA-N-92.032 (waarvan dit een appendix is) paragraaf 4.4.



## Appendix 1

---

met:  $H_i = 1,65$  [m];  $R_c = 1,80 - 5,70 = -3,9$  [m]  
volgt:  $R_c/H_i = -2,4$

$R_c$  is zodanig dat buiten de grenzen van het onderzoek wordt gekomen. Een eenduidig antwoord is dus niet te geven.  $K_{t1}$  zal vermoedelijk ergens tussen 0,8 en 1,0 liggen. NB: volgens de ontwerpfiguur van Tanaka geldt: 0,9.

Omdat vermoedelijk toch sprake zal zijn van enige reductie wordt gekozen voor de waarde  $K_{t1} = 0,90$

Dus:  $H_t = 0,90 * 1,65 = 1,48$  [m]

Het tweede deel met het steile talud van 1:2 kan eveneens worden geschematiseerd door een golfbreker. De invoerwaarden wordt nu:  $R_c = -1,70$  [m]; en  $H_i = 1,48$  [m]

Er volgt dan:  $K_{t2} = 0,90$  en  $H_t = 0,90 * 1,48 = 1,33$  [m]

Indien men de damwand en het steile talud tesamen beschouwt, dan is het resultaat samenvattend:

Ontwerpformules vd Meer, aangevuld met Daemrich & Kahle:

$$K_t = K_{t1} * K_{t2} = 0,90 * 0,90 = 0,81$$

### Afweging van de geboden alternatieve berekeningsmethoden

De in deze appendix geboden alternatieven om tot een afschatting te komen voor de golfparameters van de golf aankomend op de uiteindelijke zeewering van Harlingen geven samengevat het volgende resultaat:

Theorie :  $K_t = 0,74$   
Golfbreker :  $K_t = 0,81$

Ten aanzien van de methode "theorie" kan het volgende worden opgemerkt: De op de zeewering aankomende golven zullen zeker niet voldoen aan de lineaire golftheorie. Bovendien zal er sprake zijn van niet mono-chromatische golven. Aan de absolute waarde van de hiermee berekende transmissiecoëfficiënt moet dus niet teveel aandacht worden geschonken. Wat hiermee echter wel aangetoond wordt is dat op basis van theorie het aannemelijk is dat er sprake moet zijn van een beduidende reductie van de inkomende golf, veroorzaakt door de aanwezigheid van de loodrechte damwand.

Ten aanzien van de methode "transmissie door golfbreker" kunnen de volgende opmerkingen worden gemaakt:

In de eerste plaats is er natuurlijk geen sprake van een golfbreker. Tevens geldt dat indien men toch deze methode hanteert, dat men terecht komt in gebieden van de parameters waar de geldigheid betwist moet worden. Bovendien is het nog zo dat deze methoden een voorspelling geven van de getransmitteerde golf, en niet van de golf bovenop de kruin, waar hier eigenlijk meer sprake van is. De aldus gevonden getransmitteerde golf zou dus eigenlijk weer terug moeten worden vertaald naar een situatie horend bij de waterdiepte boven de kruin van de geschematiseerde golfbreker.

Geen van de methoden is dus als beste te kenmerken. Er wordt daarom besloten om een gemiddelde te hanteren van de gevonden resultaten.

Het resultaat hiervan is:

Gemiddelde is:  $K_t$  ca 0,78

## Appendix 1

---

Het ligt het min of meer voor de hand om een standaardafwijking te kiezen konform de standaardafwijking die door Van Der Meer gegeven wordt voor de transmissiecoëfficiënt:

Gekozen standaardafwijking voor Kt: 0,09

Opgemerkt wordt dat het verschil tussen de gevonden uitersten van de twee methoden met het gemiddelde ongeveer in de range ligt van deze standaardafwijking. In dit opzicht is de gekozen standaardafwijking dus geloofwaardig te noemen.

Opmerking: de getransmitteerde golf wordt, indien van toepassing, in de verdere berekening van golfoverslag in de nota geacht te breken conform een brekerkriterium van 0,6 maal de waterdiepte.

### literatuur

- 1 - Data on wave transmission due to overtopping, CUR C 67 report, january 1990, J.W. van der Meer
- 2 - Stability and transmission at low crested structures, Delft Hydraulics publications nr 453, May 1991 J.W. van der Meer
- 3 - College handleiding korte golven TUD, b76, prof. J.A. Battjes
- 4 - Wiegel - Coastal Engineering

Appendix 2

**Vergelijking van de ontwerpformules van Goda voor overslag van een zeekering bestaande uit een loodrechte muur met de meest recente formules voor overslag voor taluds.**

horend bij nota: WBA-N-92.032

"Overslagberekeningen zeekering te Harlingen"

door: ir. M.J.Koster

RWS-DWW

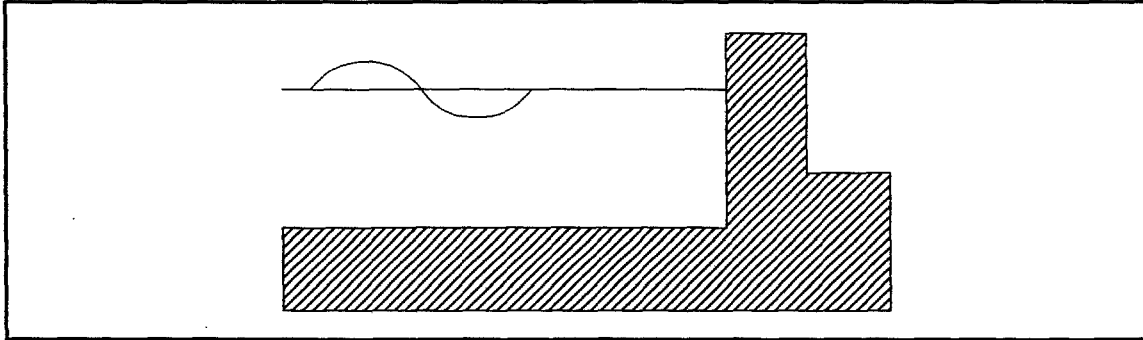
datum: april 1992



## Appendix 2

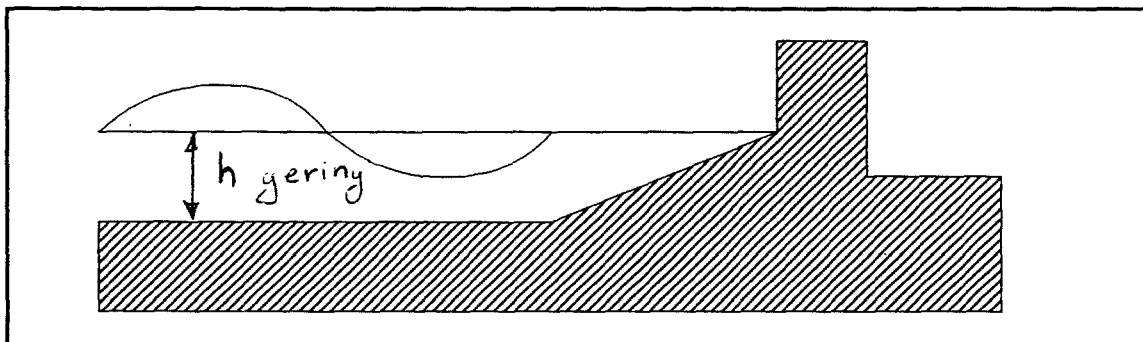
Bij de door te rekenen profielen voor de zeewering van Harlingen is sprake van een van de volgende gevallen :

1. Een loodrechte wand met een zekere waterdiepte voor de wand, zoals bij de deuren van de keersluis.



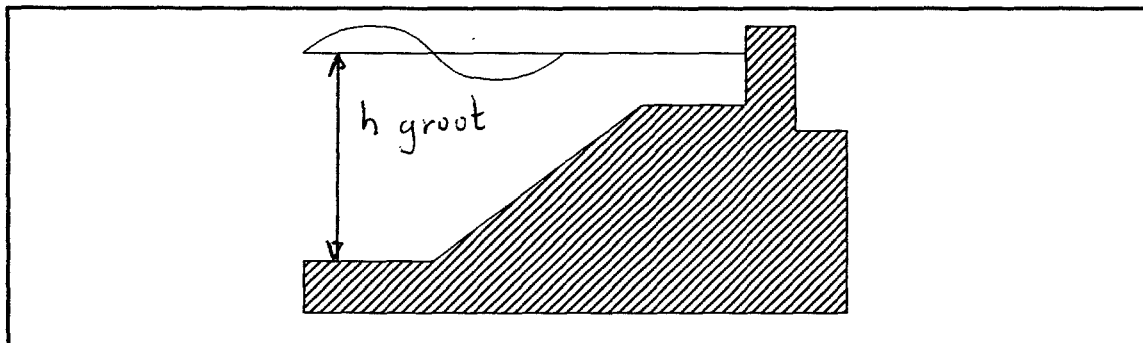
figuur 1.  
Dit geval wordt apart behandeld in appendix 3.

2. Een loodrechte muur, met daarvoor een relatief steil talud van ca 1/2.5, met zo goed als geen waterdiepte voor het muurtje.



figuur 2

3. Een loodrechte muur, met daarvoor enige waterdiepte, en daarvoor een vlak stuk van enige meters en vervolgens een talud.



figuur 3

Appendix 2

Er zijn geen standaard methoden beschikbaar voor het berekenen van de hoeveelheid golfoverslag voor dit soort profielen. Eén van de mogelijke methoden is om uit te gaan van de door Goda [lit 1] gegeven methode voor het berekenen van de overslag voor een zeekering bestaande uit een loodrechte wand: zie figuur 6.

Teneinde te kunnen beoordelen of de door Goda gegeven ontwerpgrafieken kunnen worden gebruikt voor genoemde mogelijke profielen, en voor de plaatselijke omstandigheden (randvoorwaarden), worden enkele opmerkingen gewijd aan de methode Goda.

- a. De oorspronkelijke gegevens waarvan Goda is uitgegaan zijn voor één enkel geval te zien in onderstaande figuur.

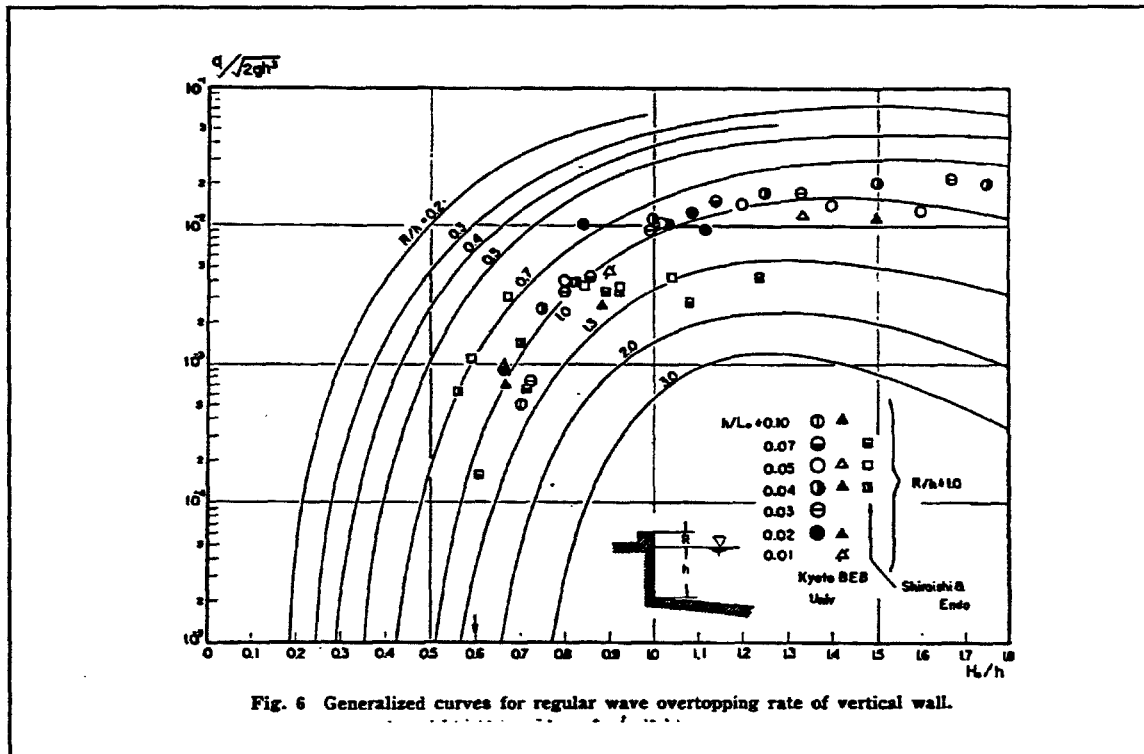


Fig. 6 Generalized curves for regular wave overtopping rate of vertical wall.

figuur 4.

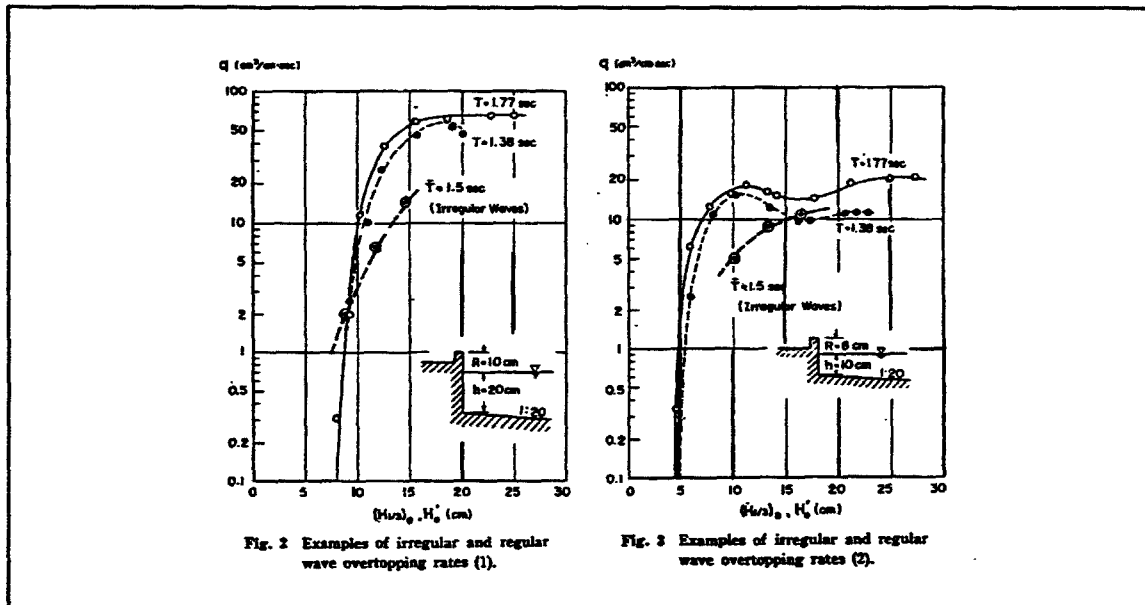
Door de meetpunten is vervolgens een lijn getrokken. Uit de figuur blijkt dat de waarde die aan de lijn gehecht moet worden is: dat de lijn de verwachtingswaarde weergeeft van de hoeveelheid overslag, maar dat afwijkingen tot een faktor 5 zeer normaal zijn. De scatter in de punten is groot. De betrouwbaarheid van de methode is dus niet groot. Goda zegt zelf hierover :

"The wave overtopping rate of an important seawall should be estimated through a scale model test because the overtopping rate is delicately affected by the design of seawall, the configuration of the bottom, and wave characteristics. But a rough estimate of overtopping rate without model testing is sometimes asked for such as the time of an overall shore protection planning or in the stage of preliminary seawall design."

Appendix 2

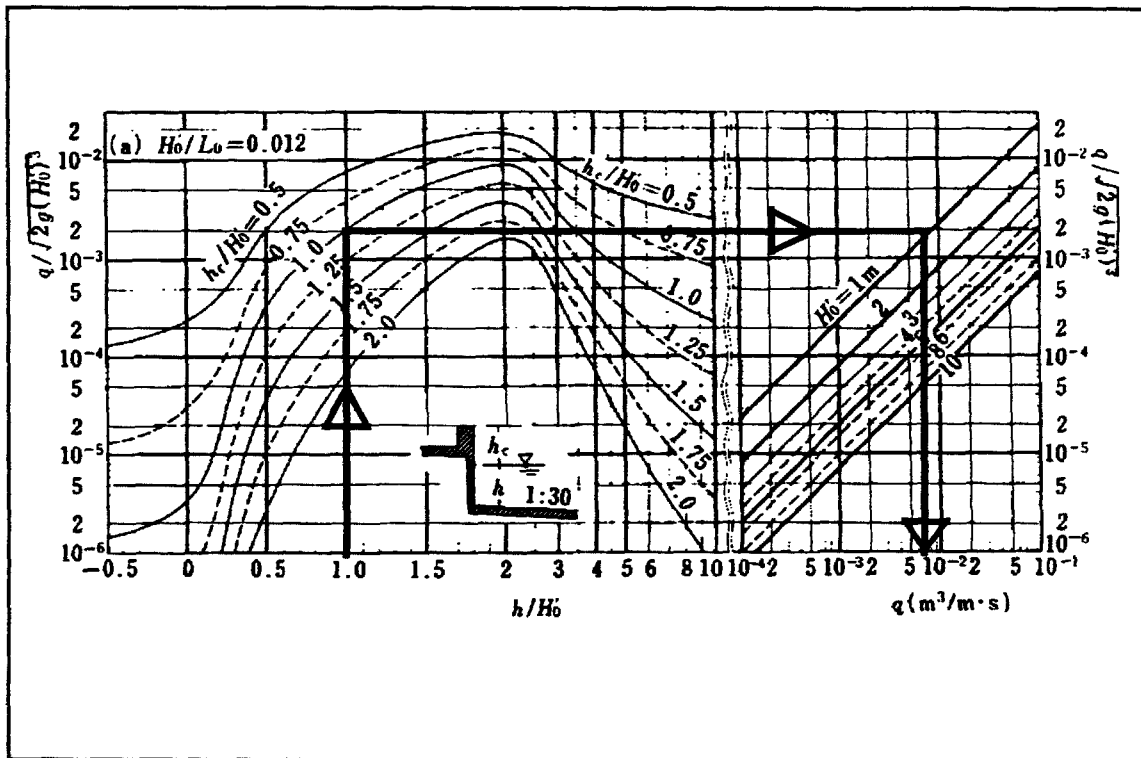
Aan de nauwkeurigheid moeten dus geen zware eisen gesteld worden. In het geval van Harlingen komt dat ongelukkig uit omdat het erg veel uitmaakt of de haven, die een gering bergend vermogen heeft, veel meer overslag te bergen heeft dan de verwachtingswaarde.

- b. Goda is hoofdzakelijk uitgegaan van model (schaal) proeven met betrekking tot overslag veroorzaakt door regelmatige golven. Dat dit erg veel verschil uit maakt kan als volgt worden verklaard : Golf-overslag neemt exponentieël toe met de golfhoogte. Indien er sprake is van onregelmatige golven, dan zullen het vooral de hoogste golven zijn die het gemiddelde overslagdebiët bepalen, en niet de lagere golven. Daarom is de golfhoogteverdeling van uitermate belang. In onderstaande figuren worden twee voorbeelden gegeven van een vergelijking van metingen: regelmatige en onregelmatige golven.



figuur 5

Goda heeft vervolgens de beschikbare data voor regelmatige golven bewerkt door gebruik te maken van theorie. De verwachtingswaarde voor de golfoverslag bij onregelmatige golven is daarbij berekend op basis van de aanname dat de golfhoogte Rayleigh verdeeld is. Op deze wijze zijn de ontwerpfiguren voor onregelmatige golven tot stand gekomen. Zie figuur 6.



figuur 6

Door de transmissie van de golven van buiten, over de havendam, zullen de golven binnen de havendam zeker niet Rayleigh verdeeld zijn. Zie hiervoor o.a. [lit 5]. De golven zullen meer afgevlakt zijn en dus meer regelmatig zijn. Dit betekent dat indien de hoeveelheid overslag met Goda wordt bepaald, dat dan de werkelijke overslag hoger zal zijn. Volgens figuur 5 kan dit ruwweg een factor 1 à 5 zijn.

- c. De ontwerprelaties van Goda zijn gebaseerd op bodemhellingen van ca 1/10 a 1/30 voor de constructie. Volgens Goda zal de hoeveelheid overslag toenemen indien de bodemhelling voor de constructie steiler wordt. Bij enkele van de door te rekenen profielen te Harlingen is er geen sprake van en bodemhelling, doch van een steil talud van ca 1/2.5 voor de constructie. De ontwerprelaties van Goda zijn dan geheel niet meer geldig. Een steil talud voor de constructie zal de waterbeweging voor golfloop grotendeels initiëren, zodat te verwachten is dat de aanwezigheid van een steil talud de hoeveelheid golfoverslag aanzienlijk zal vergroten. Goda heeft welliswaar eveneens ontwerprelaties gegeven voor een loodrechte muur met een talud ervoor, maar dit betreft grof doorlatende stortsteenconstructies, waarvan in Harlingen geen sprake is.
- d. De relaties van Goda zijn opgesteld voor zeeeringen waar sprake is van een waterdiepte groter dan ca de helft van de golfhoogte en een kruinhoogte tov de waterstand tussen de helft en drie maal de diepwater golfhoogte. Buiten deze grenzen geeft Goda geen ontwerplijnen en is het ook onmogelijk om in te schatten waar die zouden kunnen liggen.  
In het geval van Harlingen komt het meermaals voor dat aan een van deze eisen niet wordt voldaan, zodat het niet duidelijk is wat gedaan moet worden.
- e. De relaties die Goda geeft zijn gebaseerd op de diepwater randvoor-

## Appendix 2

waarden. Dat zijn :

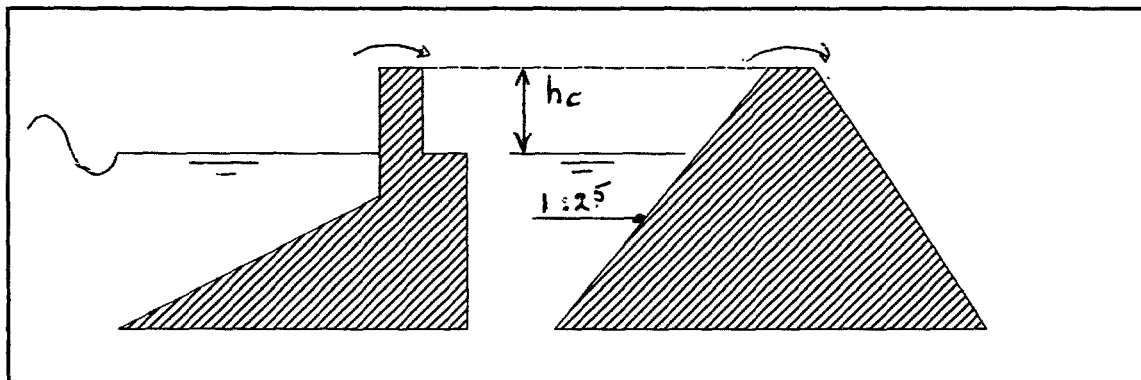
- $L_0$  - de diepwater golflengte
- $H_0$  - de diepwater golfhoogte

Afgezien van het ongerief dat elke golfconditie bij de kade vertaald moet worden naar diepwater condities, is het soms ook onmogelijk. De omstandigheden zijn dusdanig dat er sprake is van reeds gebroken golven aankomend op de Veerbootkade. Het terugvertalen van deze golf naar diepwater omstandigheden levert grote rekenkundige bezwaren op.

- f Goda geeft geen ontwerprelaties voor diepwatergolfhoogten kleiner dan 1 [m]. Voor sommige trajecten van de zeewering te Harlingen geldt dat de maximale golfhoogten aankomend op de loodrechte muur geringer zijn dan 0,60 à 0,80 [m]. De daarbijhorende diepwater golfhoogte bedraagt dan volgens de lineaire golftheorie ca. 0,50 à 0,67 [m]. Goda geeft hier dus geen antwoord.
- g Voor reeds gebroken golven wordt opgemerkt dat de Rayleigh verdeling (waarvan toch al geen sprake was, zie punt b) niet geldig is, zie verder punt b. In het geval van Harlingen zal er zeker sprake zijn van brekende golven aankomend op de loodrechte wand.

Uit het voorgaande blijkt dat voor het geval Harlingen het aan te bevelen is om zo mogelijk af te wijken van de door Goda omschreven methode voor het berekenen van de hoeveelheid golfoverslag.

Door de DWW is meerdere malen in dit soort gevallen gebruik gemaakt van de volgende alternatieve methode, welke gebaseerd is op de gedachte dat hiermee de hoeveelheid golfoverslag wordt overschat. De methode heeft geen enkele theoretische achtergrond, en is zelfs nimmer getoetst, doch is enkel gebaseerd op logica.



figuur 8

De hoeveelheid overslag bij een loodrechte wand wordt geacht kleiner of gelijk te zijn aan de hoeveelheid overslag horend bij een talud van 1/2,5 en een kruinhoogte gelijk aan de hoogte van de loodrechte wand. De verdere berekening kan vervolgens worden gemaakt met formules voor golfoverslag. Bij een talud met een muurtje boven op de kruin wordt het aanwezige talud gewoon doorgetrokken tot aan de hoogte van het muurtje, zie figuur 9

Omdat in het geval Harlingen het van belang is om de hoeveelheid golfoverslag in detail te kennen, alsmede een indicatie te hebben omtrent de nauwkeurigheid, is het noodzakelijk om deze vuistregel wat meer grondslag te geven.

## Appendix 2

Daartoe wordt een vergelijking gemaakt voor een geval, dat wordt doorberekend met Goda en tevens met de nieuwe formules voor golfoverslag van Van der Meer / de Waal [lit 7]

### Nieuwe ontwerpformules voor golfoverslag

In een door de TAW, werkgroep A1: belastingen op dijken, uitgebracht (concept) rapport [lit 7], worden nieuwe ontwerpformules gegeven voor golfoverslag voor taluds. Hier wordt enkel een samenvatting gegeven van de nieuwe ontwerpformules voor taluds zonder een hoog voorland. Voor taluds met een hoog voorland worden eveneens ontwerpformules gegeven. Indien voor deze taluds toch de formules worden gehanteerd die gelden voor taluds zonder hoog voorland wordt volgens [lit 7] een te hoog overslagdebiet voorspeld. Een simplificatie van het rekenwerk kan worden verkregen door gebruik te maken van de relaties voor taluds zonder een hoog voorland, men zal dan het overslagdebiet in geval sprake is van een hoog voorland overschatten.

De golfoverslag bij dijken kan worden gegeven in een stel formules, waarbij rekening wordt gehouden met een berm en een ruw talud. Er is een formule voor brekende golven en één voor niet brekende golven. De formules worden hier samengevat :

De gehanteerde symbolen :

Q	=	het dimensieloze overslagdebiet
q	=	het overslagdebiet in [m <sup>3</sup> /ms]
R	=	de dimensieloze kruinhoogte
H <sub>s</sub>	=	de significante golfhoogte in [m]
h <sub>k</sub>	=	de vrije hoogte, hoogte boven de gemiddelde waterstand, in [m]
S <sub>op</sub>	=	de golfsteilheid, H <sub>s</sub> /L <sub>o</sub> , gebaseerd op de golflengte op diep water L <sub>o</sub>
ξ <sub>op</sub>	=	de surf similarity parameter, gebaseerd op de golflengte op diep water, L <sub>o</sub>
γ <sub>b</sub>	=	reduktie faktor voor een berm
γ <sub>f</sub>	=	reduktie faktor voor een ruw talud

ξ<sub>op</sub> geeft aan of er sprake is van brekende, of niet brekende golven.

De uitdrukking voor ξ<sub>op</sub> is :

$$\xi_{op} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{S_{op}}}$$

waarin :

S<sub>op</sub> = de diep water golfsteilheid = H<sub>s</sub>/L<sub>o</sub> , hiervoor geldt de uitdrukking :

$$S_{op} = \frac{2\pi H_s}{g \cdot T_p^2}$$

Voor ξ<sub>op</sub> < 2 (brekende golven) geldt :

$$Q = 0,06 \cdot \exp\left(-5,2 \cdot \frac{R}{\gamma_b \cdot \gamma_f}\right)$$

## Appendix 2

---

waarin :

$$Q = \frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} \sqrt{\frac{S_{op}}{\tan\alpha}} \quad \text{en :} \quad R = \frac{h_k}{H_s} \cdot \frac{\sqrt{S_{op}}}{\tan\alpha}$$

Voor  $\xi_{op} > 2$  (niet-brekende golven) geldt :

$$Q = \frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} = 0,2 \cdot \exp\left(-2,6 \cdot \frac{h_k/H_s}{\gamma_b \cdot \gamma_f}\right)$$

Er kan rekening worden gehouden met de betrouwbaarheid van de formules door voor de coëfficiënten 5,2 resp. 2,6 de volgende standaard afwijkingen in te voeren:

$$\sigma(5,2) = 0,45 \quad \text{en} \quad \sigma(2,6) = 0,35$$

De grootte van de reductie factoren voor een berm en een ruw talud worden in [lit 7] gegeven. Voor Harlingen wordt geen rekening gehouden met deze reductie factoren.

### Vergelijking Goda met de nieuwe ontwerpformules voor overslag

Het geval dat wordt doorgerekend is een situatie die min of meer voorkomt bij Harlingen, zie figuur 6.

Uitgaande van de volgende randvoorwaarden :

$$H_o = 0,50 \text{ [m]} ; T = 5,8 \text{ [s]} ; \text{ en } h = 1,5 \text{ [m]}$$

kan met behulp van de lineaire golftheorie worden berekend dat :

$$H = 0,57 \text{ [m]} ; H_o/L_o = 0,01;$$

Aangezien de golfhoogte minder bedraagt dan ca. 0,6 maal de waterdiepte, zal deze golf nog niet gebroken zijn. De ontwerpverhoudingen van Goda gelden voor diep water golfsteilheden  $H_o/L_o$  groter of gelijk aan 0,01, hier wordt aan voldaan.

De ontwerpgrafiek van Goda voor  $H_o/L_o = 0,013$  kan als uitgangspunt worden genomen, zie figuur 6.

Bij de waarde  $h/H_o = 1,5$  en  $H_o = 1$  kunnen de daarbijhorende overslagdebieten  $q$  worden afgelezen bij de daarbijhorende waarden voor de dimensieloze kruinhoogte,  $h_c/H_o$ , zie tabel 1

De overslagdebieten volgens de nieuwe ontwerp formules van vd Meer/de Waal kunnen eveneens worden berekend. Daartoe wordt, zoals hiervoor vermeld, een helling gehanteerd ter grootte van  $\text{Cotg}(\alpha) = 2,5$ , en een kruinhoogte gelijk aan de muurhoogte.

Voor  $T_p$ , de piekperiode van de golven, wordt dezelfde waarde genomen als de periode  $T$  welke Goda hanteert (dat is bij Goda de significante golfperiode  $T=T_s$ ). Het resultaat staat eveneens vermeld in tabel 1

Tabel 1

hc/Ho	Overslag volgens			Q(m)/Q(g)
	Goda		vd Meer / de Waal	
	Q*	Q(g)	Q(m)	
	[-]	[l/ms]	[l/ms]	
0,50	1 * 10e-2	16,0	86,0	5,4
0,75	5 * 10e-3	7,9	50,0	6,3
1,00	3 * 10e-3	4,7	28,0	5,9
1,25	2 * 10e-3	3,2	16,0	5,0
1,50	1 * 10e-3	1,6	8,8	5,5
1,75	7 * 10e-4	1,1	5,1	4,6
2,00	4,5 * 10e-4	0,7	2,8	4,0

Een vergelijking tussen de resultaten levert op dat het hanteren van de gahanteerde vuistregel in dit geval leidt tot een overschatting van het overslagdebiet met een faktor 4 à 6.

Men kan zich afvragen welke kruinhoogte in de overslagformules zouden moeten worden gebruikt opdat met deze formules dezelfde overslaghoeveelheid wordt gevonden als met de methode van Goda. Het volgende resultaat wordt dan gevonden:

Tabel 2

Q(Goda)	hc(muur)	hc(M/W) = hc (Meer/Waal)	hc(M/W)/hc(muur)
[l/ms]	[m]	[m]	[-]
16,0	0,25	0,62	2,5
7,9	0,37	0,77	2,1
4,7	0,50	0,89	1,8
3,2	0,62	0,97	1,6
1,6	0,75	1,12	1,5
1,1	0,87	1,21	1,4
0,7	1,00	1,31	1,3

Er kan een overhoogte coëfficiënt Ah worden gedefinieerd volgens:

$$Ah = hc(\text{Meer})/hc(\text{muur})$$



## Appendix 2

---

Uit deze resultaten blijkt (in dit geval):

Door een overhoogtecoëfficiënt van 1,3 à 2,1 te hanteren in de overslagformules voor taluds wordt dezelfde overslaghoeveelheid gevonden als met de methode van Goda.

In de punten a t/m g werden argumenten naar voren gebracht waaruit bleek dat de methode van Goda (indien deze kan worden toegepast) met de nodige voorzichtigheid moet worden toegepast. Het is daarom aan te bevelen de overhoogte coëfficiënt liever aan de lage kant te houden, dan worden de hiermee berekende overslagdebieten overschat. Voor de uit te voeren berekeningen, en bezien tegen de achtergrond van de afleiding van de overhoogte coëfficiënt, is het aan te bevelen om te rekenen met een konstante overhoogte coëfficiënt. Een te lage overhoogte coëfficiënt leidt vermoedelijk tot overschatting van de hogere overslagdebieten.

Op basis van het voorgaande wordt gekozen om een overhoogte coëfficiënt van 1,5 te hanteren.

In geval er sprake is van een loodrecht muurtje aansluitend op een talud dan zal de golfploopbeweging door dit talud reeds worden geïnitieerd. In dat geval kan de constructie veiligheidshalve worden geschematiseerd tot een talud (overeenkomend met het werkelijke talud) in combinatie met een overhoogte coëfficiënt ter grootte van 1,0. Dat wil zeggen een talud doorgetrokken tot dezelfde hoogte als het muurtje. De berekende hoeveelheid overslag hiermee zal vermoedelijk te hoog zijn omdat een loodrecht muurtje een zekere dempende werking zal hebben op de reeds geïnitieerde golfploopbeweging.

### Invloed van de golfhoogteverdeling.

In [lit. 7] wordt ingegaan op de invloed van de golfhoogteverdeling op de golfoverslag. In het geval er sprake is van niet Rayleigh verdeelde golven, dan kan dit in de golfoverslagformules worden verdiskonteerd door in plaats van  $H_s$  hiervoor te substitueren:  $H_2\% / 1,4$ .

Hierbij is voor wel Rayleigh verdeelde golven  $H_2\% = 1,4 * H_s$ .

Bij de Veerbootkade zal door de volgende redenen waarschijnlijk geen Rayleigh verdeling aanwezig zijn:

- a. de aankomende golven zijn al niet Rayleigh verdeeld doordat het getransmitteerde golven bereft (transmissie door de noorder haven-dam).
- b. de aankomende golven zullen door het ondiepe voorland (plateau voor de keermuur) breken.

De  $H_2\%$  zal daarom lager zijn dan  $1,4 * H_s$ , doch wel groter dan  $H_s$ . Een schatting is:  $H_2\% = 1,2 * H_s$ . Dit komt overeen met het substitueren van  $H_s$  in de formules voor golfoverslag door:  $0,86 * H_s$ . (NB:  $1,2/1,4 = 0,86$ )

### Conclusie:

Door het hanteren van de ontwerpformules voor taluds in plaats van de ontwerpgrafieken van Goda, wordt grotendeels tegemoet gekomen aan de voornoemde bezwaren in punten a t/m g.

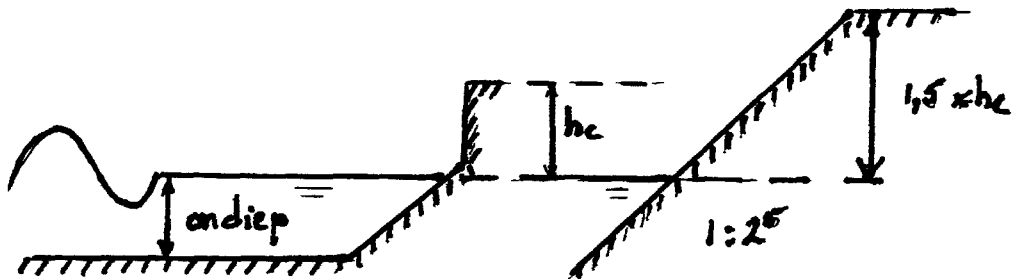
Een bijkomend voordeel van de te hanteren vuistregel is dat het rekenen met de ontwerpformules voor overslag voor taluds veel simpeler is dan het hanteren van de ontwerpgrafieken van Goda. Tevens geldt dat het ook veel simpeler is om deze formules op te nemen in te hanteren computerprogramma's.

De ontwerpformules voor golfoverslag voor loodrechte wanden volgens Goda, kunnen worden benaderd door uit te gaan van de nieuwe ontwerpformules voor

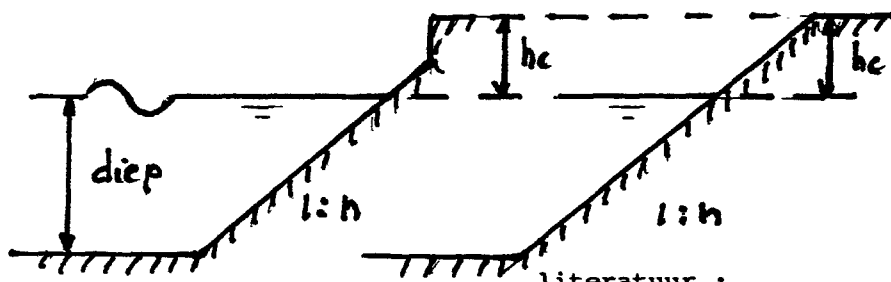
## Appendix 2

overslag van gladde taluds van vd Meer/de Waal, waarbij een vrije kruin-  
hoogte van het talud wordt aangehouden overeenkomend met  $A_h \cdot D_h$ . Hierbij  
is :

$D_h$  = de vrije wandhoogte  
 $A_h$  = de overhoogte coëfficiënt, ter grootte  $A_h = 1,5$



Voor taluds met aansluitend een muurtje, wordt aanbevolen uit te gaan van  
een overhoogte coëfficiënt  $A_h = 1,0$ , in combinatie met het werkelijk  
aanwezige talud.



1. Random Seas and Design of Maritime Structures  
Yoshimi Goda, University of Tokyo Press, 1985  
ISBN 0-86008-369-1
2. Expected rate of irregular wave overtopping of seawalls.  
Yoshimi Goda, Coastal Engineering in Japan, Vol 14, 1971
3. Golfploop en golfoverslag. ir. J.A. Battjes  
Technische Adviescommissie voor de waterkeringen, januari 1972,
4. Shore protection manual, 1984 CERC
5. Data on transmission due to overtopping, CUR C67 report, January  
1990, J.W. van der Meer, Delft Hydraulics
6. Leidraad rivierdijken deel II benedenrivieren, TAW
7. Waterbeweging op taluds, december 1991, Conceptrapport uitgebracht  
door TAW-A1, J.W. van der Meer / J.P. de Waal
8. Proefondervindelijk onderzoek naar het verschil in golfoverslag  
tussen dijken met en zonder een (Muralt) muurtje en de invloed van  
deze golfoverslag op het proces van dijkdoorbraak.  
april 1985, A.M.Doodeman (TH), DWW COW archief : S-85.018

Appendix 3

**Berekeningsmethode overslag voor de keersluis.**

datum: april 1992

door: ir. M.J.Koster

RWS-DWW

Deze appendix hoort bij:

nota WBA-N-92.032

"Overslagberekeningen zeewering te Harlingen"

Appendix 3

Berekening overslag keersluis met Goda [lit 2.]

Randvoorwaarden:

b = -5,00 [m] NAP	= bodemligging
hk = +6,40 [m] NAP	= hoogte keersluis
hw = +5,70 [m] NAP	= waterstand
h = hw - b = 10,70 [m]	= waterdiepte
hc = hk - hw = 0,70 [m]	= vrijboord
H = 1,65 [m]	= significante golfhoogte
T = 5.80 [s]	= significante golfperiode

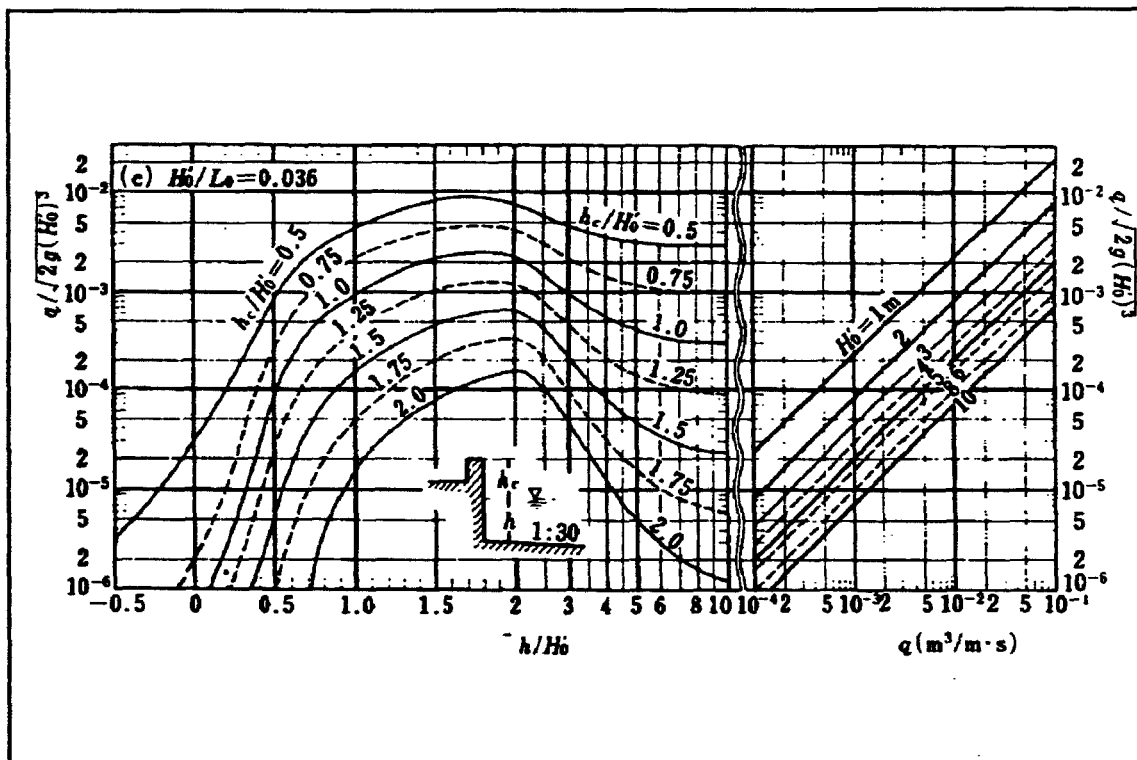
Voor deze randvoorwaarden kan met lineaire golftheorie worden berekend dat de diepwater condities zijn:

Ho = 1,80 [m]  
Lo = 53 [m]

De invoerparameters voor de Goda grafiek zijn dan:

Ho/Lo = 0,033 Neem dan de figuur voor Ho/Lo = 0,036

h/Ho = 10,70 / 1,80 = 5,9  
hc/Ho = 0,70 / 1,80 = 0,39



De figuur van Goda geeft dan:

$$\frac{q}{\sqrt{2gH^3}} = 5 \cdot 10^{-3} \text{ [m}^3/\text{ms]}$$

$$q = 5 \cdot 10^{-3} \cdot \sqrt{2 \cdot 9,83 \cdot 1,80^3} = 0,06 \cdot 10^{-3} \text{ [m}^3/\text{ms]}$$

**Berekening overslagdebiet keersluis met nieuwe golfverslagformules.**

Hetzelfde overslagdebiet wordt met de golfverslagformules [lit 1] gevonden, indien wordt aangenomen: (zie ook appendix 2)

CotgA = 2,5	= helling van een glad recht talud
Hs = 1,65 [m]	= significante golfhoogte
F = 1,96 [m]	= vrijboord
Tp = 5,8 [s]	= piek golfperiode

Indien dus het werkelijke vrijboord van de keersluis wordt vermenigvuldigd met een een faktor ter grootte van 2,8 (= 1,96/0,70), dan wordt met de overslagformules hetzelfde overslagdebiet berekend als met de methode Goda.

Berekeningen als hierboven kunnen worden gemaakt voor andere randvoorwaarden. Dat is in de volgende tabel gedaan. Hierbij is de waterstand gevarieerd. De bij de waterstand horende golfhoogte is berekend overeenkomstig de formule uit paragraaf 3.7 uit de nota WBA-N-92.032:

$$H_s = 0,40 \cdot h_w - 0,65$$

Deze golfhoogte dient nog verhoogd te worden met de te verwachten extra golfgroei door windeffekt tussen de havendam en de keersluis, welke 0,02 [m] bedraagt, zie par. 4.8.

Zie voor de resultaten van deze berekening de tabel 1.

Uit de tabel volgt dat de overhoogtecoëfficiënt varieert van 2,8 voor de hoogste waterstand van NAP +5,70 [m] tot 2,0 voor een waterstand van NAP +4,90 [m].

De totale hoeveelheid overslag over de keersluis zal voor het grootste deel worden bepaald door de overslag horend bij de maximale waterstand en daarbij horende maximale golfhoogte. Dit pleit ervoor om een overhoogtecoëfficiënt te hanteren horend bij de hoogste waterstand. Dat is dus 2,8.

In de berekeningen wordt zekerheidshalve gerekend met een overhoogtecoëfficiënt als functie van de waterstand, konform de resultaten van de tabel 1.

Het blijkt dat de resultaten als volgt kunnen worden weergegeven:

$$\frac{h_{Meer}}{hc} = -2,9 + h_w$$

De overhoogtecoëfficiënt is hierbij lineair verlopend met de waterstand.

Dit resultaat wordt gebruikt bij de overslagberekeningen voor het onderdeel "Keersluis" in nota WBA-N-92.032, waarvan dit een appendix is.

literatuur

1. Waterbeweging op taluds, T.A.W A1, concept december 1991.  
J.W. van der Meer en J.P. de Waal
2. Random Seas and Design of Maritime Structures  
Yoshimi Goda, University of Tokyo Press, 1985  
ISBN 0-86008-369-1

Tabel 1

Bepaling van de overhoogtecoëfficiënt voor de keersluis

hw [m]NAP	Hs [m]	h [m]NAP	hc [m]	Ho [m]	Lo [m]	Ho/Lo [-]	h/Ho [-]	hc/Ho [-]	q* [-]	q [l/ms]	hMeer [m]	hMeer/hc [m]
5,7	1,65	10,7	0,7	1,80	53	0,034	5,9	0,39	$6,0 \cdot 10^{-3}$	61	1,96	2,8
5,5	1,57	10,5	0,9	1,70	53	0,032	6,2	0,53	$2,5 \cdot 10^{-3}$	25	2,34	2,6
5,3	1,49	10,3	1,1	1,60	53	0,030	6,4	0,69	$1,0 \cdot 10^{-3}$	11	2,64	2,4
5,1	1,41	10,1	1,3	1,55	53	0,029	6,5	0,84	$6,0 \cdot 10^{-4}$	5	2,90	2,2
4,9	1,33	9,9	1,5	1,45	53	0,027	6,8	1,03	$3,0 \cdot 10^{-4}$	3	2,95	2,0

$$q^* = q \sqrt{2gH_0^3}$$

q\* = het dimensieloze overslagdebiet volgens de Goda ontwerpgrafiek