

707B

Nieuwe haven in Libië
voor de
bevoorrading van offshore-platforms
deel 2

Martin Mommersteeg
Augustus, 1987

Inhoudsopgave

Inleiding	5
Deel 1	
1. Probleembeschrijving	8
2. Beschrijving van de kuststrook	9
3. Lokatiekeuze	12
4. Alternatieven voor indeling haventerrein	15
5. Bepaling golfklimaat	17
6. Analyse van de overgebleven alternatieven	32
6.1 Inleiding	32
6.2 Baggerwerk	33
6.2.1 Inleiding	33
6.2.2 Diepgang van de schepen	33
6.2.3 Waterstanden	34
6.2.4 Horizontale en verticale afmetingen van de haven	35
6.2.5 Hoeveelheden baggerwerk	43
6.3 Lengte en hoogte van de havendammen	44
6.4 Aanzanding en zeewier	46
6.5 Nautische aspecten	47
6.6 Uitbreidingsmogelijkheden	49
6.7 Aanwezige achterland voor opslag.	50
6.8 Kosten	51
6.9 Afweging van de verschillende alternatieven	56
7. Aanlegplaatsen	58
7.1 Benodigd aantal ligplaatsen	59
7.2 Laden en lossen	60
7.3 Kade of steiger	61
7.4 Aanlegplaatsen voor supply-schepen en grotere zeeschepen	62
7.5 Aanlegplaatsen voor de overige schepen	66
7.6 Boothelling	67
8. Definitieve lay-out van het natte havengedeelte	68
9. Indeling opslagplaatsen	73
9.1 Behandeling van de materialen	73
9.2 Totaal benodigde opslagplaatsen	75
9.3 Eisen voor de situering van de opslagplaatsen	80
9.4 Benodigde equipment in de haven	82
10. Totale lay-out van de haven	84

Deel 2

1. Inleiding ontwerp havendammen	6
2. Lijst van gebruikte symbolen	8
3. Randvoorwaarden	10
4. Korte oriënterende berekeningen	12
5. Constructiekosten van de havendammen.	18
6. Schade aan de havendammen	30
7. Optimalisering van het ontwerp	43
8. Inleiding ontwerp havengeul	50
9. Bepalende factoren voor de geuldiepte	51
10. Mogelijke situaties in Sabratah	53
11. Scheepsafhankelijke factoren	54
11.1 Diepgang van de schepen	54
11.2 Squat en trim	55
11.3 Scheepsbewegingen ten gevolge van golven	57
11.4 Overdrachtsfuncties	63
11.5 Resultierend schip-spectrum	67
12. Waterniveau-afhankelijke factoren	68
13. Bodemoneffenheden	70
14. Variatie van de underkeel-clearance	72
15. Kans op een bodemberoering	74
16. Uiteindelijke keuze bodemniveau	80
Nabeschouwing	88
Literatuurlijst	91

Bijlagen

Bijlage 1: Omgevingscondities	5
Bijlage 2: Refraktieberekening	45
Bijlage 3: Difraktieberekening	53
Bijlage 4: Prijsopgave voor baggerwerk, Zanen Verstoep	82
Bijlage 5: Berekening scheeps-responsies	87

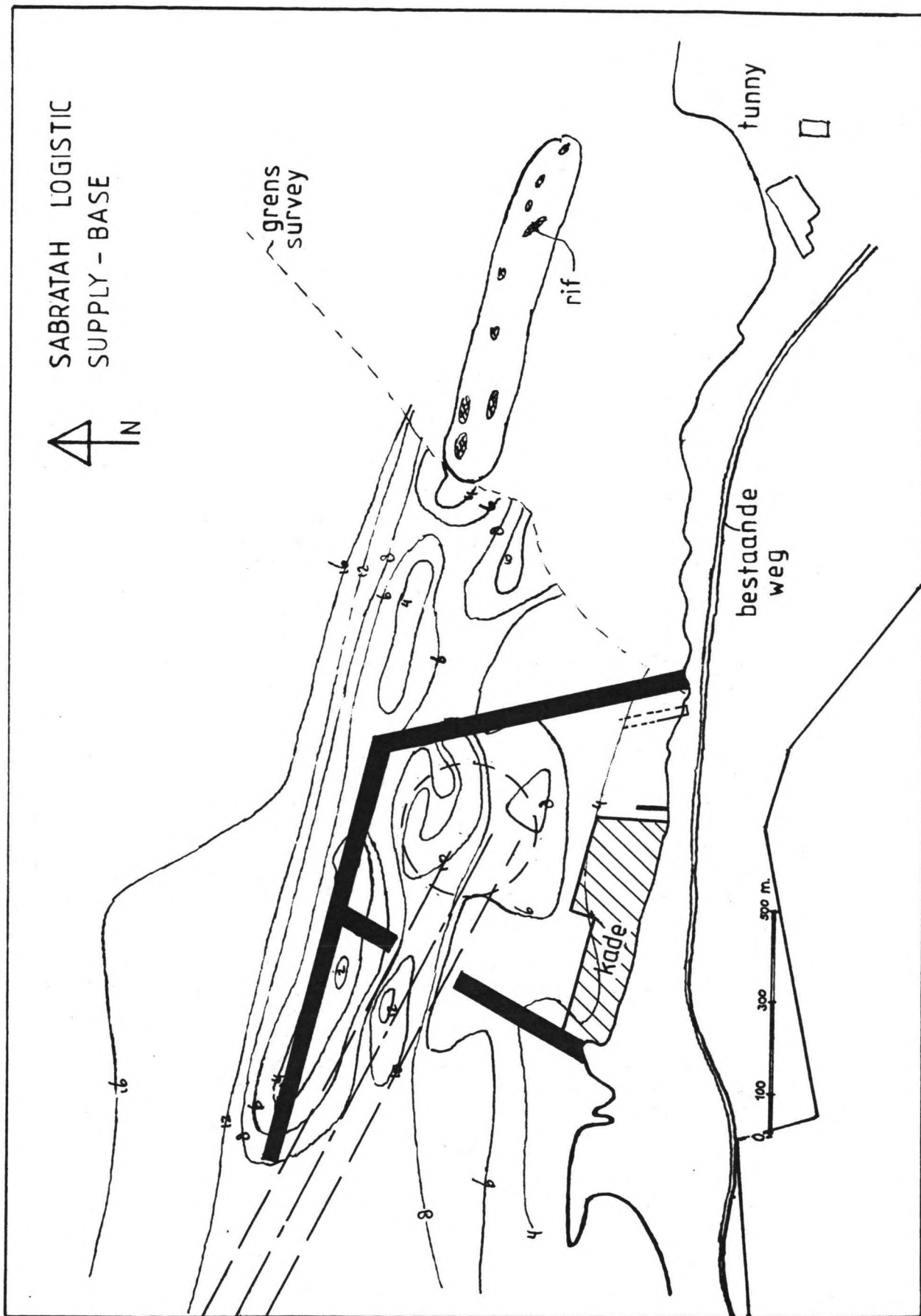
Deel 2a

Dimensionering havendammen

1. Inleiding ontwerp havendammen

In deel 1 van het afstudeerwerk is de lay-out van de haven bepaald. Hierbij hoorde ook de situering van de twee havendammen: een kleine westelijke havendam en een grotere oostelijke havendam, die tot op het voor de kust liggende rif doorloopt, zie figuur 1.1. In dit gedeelte van het afstudeerwerk zal een ontwerp voor deze havendammen gemaakt worden. De dammen zullen bestaan uit los gestorte natuurstenen of betonblokken. De mogelijkheid om de havendammen met caissons op te bouwen wordt dus in het geheel niet bekeken, voornamelijk om tijdsredenen. Voor het ontwerp zal het collegedictaat over het ontwerpen van havendammen [8] gevolgd worden.

Allereerst zullen de ontwerprandvoorwaarden bepaald worden. Gegeven deze randvoorwaarden kunnen verschillende ontwerpen gemaakt worden voor verschillende ontwerp-golfhoogten. De uiteindelijke keuze van de meest economische oplossing uit deze alternatieve ontwerpen zal met behulp van de probabelistische benaderingswijze plaats vinden. Deze probabelistische methode berust op een minimalisering van de totale kosten van de dammen gedurende de totale geschatte levensduur van 50 jaar. Dus zowel constructiekosten als onderhoudskosten en kosten ten gevolge van schade bij stormen worden samen bekeken bij de uiteindelijke afweging.



figuur 1.1 lay-out van de haven

2. Lijst van gebruikte symbolen

	eenheid
A_B : amplitude van variaties bodemniveau	m
A_C : oppervlakte van doorsnede vaargeul	m^2
A_L : amplitude waterniveauvariaties	m
A_S : oppervlakte van doorsnede schip	m^2
B : kruinbreedte	m
c_{gem} : gemiddelde onderkeel-clearance	m
D : diepgang van de schepen	m
δp : kans op een bepaalde karakteristieke storm	-
$e(t)$: variatie van de onderkeel-clearance in de tijd	m
$e(w)$: onderkeel-clearance-spectrum	m^2/s
ϵ : spectrumbreedte	-
$E(f)$: golfspectrum als functie van f	m^2/s
$E(w)$: golfspectrum als functie van w	m^2/s
f : frequentie	1/s
f_m : schaalparameter van golfspectrum	1/s
g : zwaartekrachtversnelling	m/s^2
H : golfhoogte	m
h_a : diepte van de teen van de havendam	m
h : waterdiepte	m
h' : variatie waterdiepte t. o. v. gem. zeeniveau	m
i : interestvoet	-
K : constante	-
K_D : schadecoëfficiënt	-
K_P : pakkingscoëfficiënt	-
L : golflengte	m
L_{geul} : lengte van havengeul	m
$L(w)$: spectrum voor waterniveauvariaties	m^2/s
M : aantal stormen per jaar	-
M : aantal mogelijke geulpassages per jaar	-
m : aantal blokken in een laag	-
m : aantal schepen in de geul	-
m' : aantal blokken op de kruin	-
m_0 : 0 ^e -orde spectrale moment	m^2
m_j : j ^{de} -orde spectrale moment	m^2
N : aantal extremen van de onderkeel-clearance	-
n : levensduur in jaren	-
p : brekingsparameter	-
$p(\cdot)$: kans op ...	-
$r(w)$: spectrum voor bodemniveau-variaties	m^2/s
RF : overdrachtsfunctie	-
T : golfperiode	s
T_m : gemiddelde ontmoetingsperiode	s
t : tijdsduur	s
t : laagdikte	m
v_s : vaarsnelheid van het schip	m/s

	eenheid
w: hoekfrequentie	rad/s
W: gewicht van de blokken	N
x: dimensieloze grootheid voor kansbepaling	-
Z: spiegeldaling ten gevolge van vaarsnelheid	m
z _c : kruinhoogte boven C. D.	m

Griekse letters

α : schaalparameter van golfspectrum	-
Γ : golfbrekersindex	-
Δ : relatieve dichtheid = $(\rho_s - \rho_a)/\rho_a$	-
ρ_a : dichtheid van het water	kg/m ³
ρ_s : dichtheid van de stenen	kg/m ³
σ_a : vormparameter voor golfspectrum	-
σ_B : standaardafwijking bodemniveauevariaties	m
σ_D : vormparameter voor golfspectrum	-
σ_e : standaardafwijking underkeel-clearance	m
σ_L : standaardafwijking waterniveauevariaties	m
Θ : hellingshoek	.
Ω_0 : vormparameter voor golfspectrum	-
$\Omega(w)$: piekversterkingsfunctie	-

achtervoegsels

sig: significant
o: op diep water

3. Randvoorwaarden

Stormcondities

Gegevens over golven en waterstanden zijn te vinden in bijlage 1. Hieruit volgen de volgende data voor golfhoogten en waterstanden op diep water (zie tabel 3.1).

herh. int.	overschr. kans	H_{sigo} [m]	T [s]	waterstand
0,1 jaar	$9 \cdot 10^{-3}$	3,85	8	
1 jaar	$9 \cdot 10^{-4}$	5,55	10	C.D. +0,16
10 jaar	$9 \cdot 10^{-5}$	7,25	12	
50 jaar	$1,8 \cdot 10^{-5}$	8,40	13	
100 jaar	$9 \cdot 10^{-6}$	8,95	14	C.D. +1,04

tabel 3.1 Golfhoogten en waterstanden diep water

Getijden

Het normale astronomische getij kent een hoogwaterstand van C.D.-0,06 en een laagwaterstand van C.D.-0,66m. De waterstanden gegeven in tabel 3.1, zijn verhoogde gemiddelde waterstanden veroorzaakt door wind-set-up en luchtdrukdalingen tijdens stormcondities. Getijinvloeden zijn hierbij dus nog niet inbegrepen.

Waterdiepten

De diepte van het water vlak voor het rif is ongeveer 15 meter, gerelateerd aan Chart Datum, (C.D.). De kleinere westelijke havendam ligt op een diepte van ongeveer 6 meter, evenals de oostelijke zijde van de oostelijke havendam. De bodemhelling vlak voor het rif is vanaf 15 meter waterdiepte ongeveer 1 : 120.

Gebruik van de dam

De kruin van de dam zal niet gebruikt hoeven te worden. Hieruit kan afgeleid worden dat overtopping van de

havendammen weinig schade zal veroorzaken. Om echter de nautische veiligheid binnen de haven niet te zeer achteruit te laten gaan, zal het aantal malen dat een golf over de kruin van de dammen slaat toch beperkt moeten blijven. Daarom wordt als eis genomen dat hooguit eens per 2 jaar ^{golven} een golf over de dam heen mag slaan.

Materiaalkosten

Uit een kostenberekening voor een vergelijkbare haven in Qatar [7] kunnen de volgende kosten afgeleid worden voor de diverse te gebruiken materialen. Alleen voor de betonblokken is de prijs aangepast, daar erg lage waarden gegeven werden in het rapport. De Kosten gegeven in tabel 3.2 zijn de kosten voor zowel het materiaal als de holle ruimten (35 - 50%). Het is dus de prijs voor een m³, die in de tekening opgemeten kan worden.

materiaalsoort	prijs per m ³ in Dfl.
filtergravel	25,-
betonblokken 21 ton	305,-
betonblokken 10 ton	190,-
natuursteen 0,5 - 2 ton	50,-
natuursteen 1,5 - 3 ton	50,-
natuursteen 2,5 - 5 ton	55,-
natuursteen 4 - 6 ton	65,-
natuursteen 6 - 9 ton	75,-
quarry-run	17,-

tabel 3.2 materiaalprijzen

Opgemerkt kan worden dat de preciese prijs van de stenen niet zo van belang is voor de verdere afweging. Belangrijker is de verhouding tussen de prijzen, daar alleen deze verhouding van invloed is op de uiteindelijke vergelijking van de alternatieven.

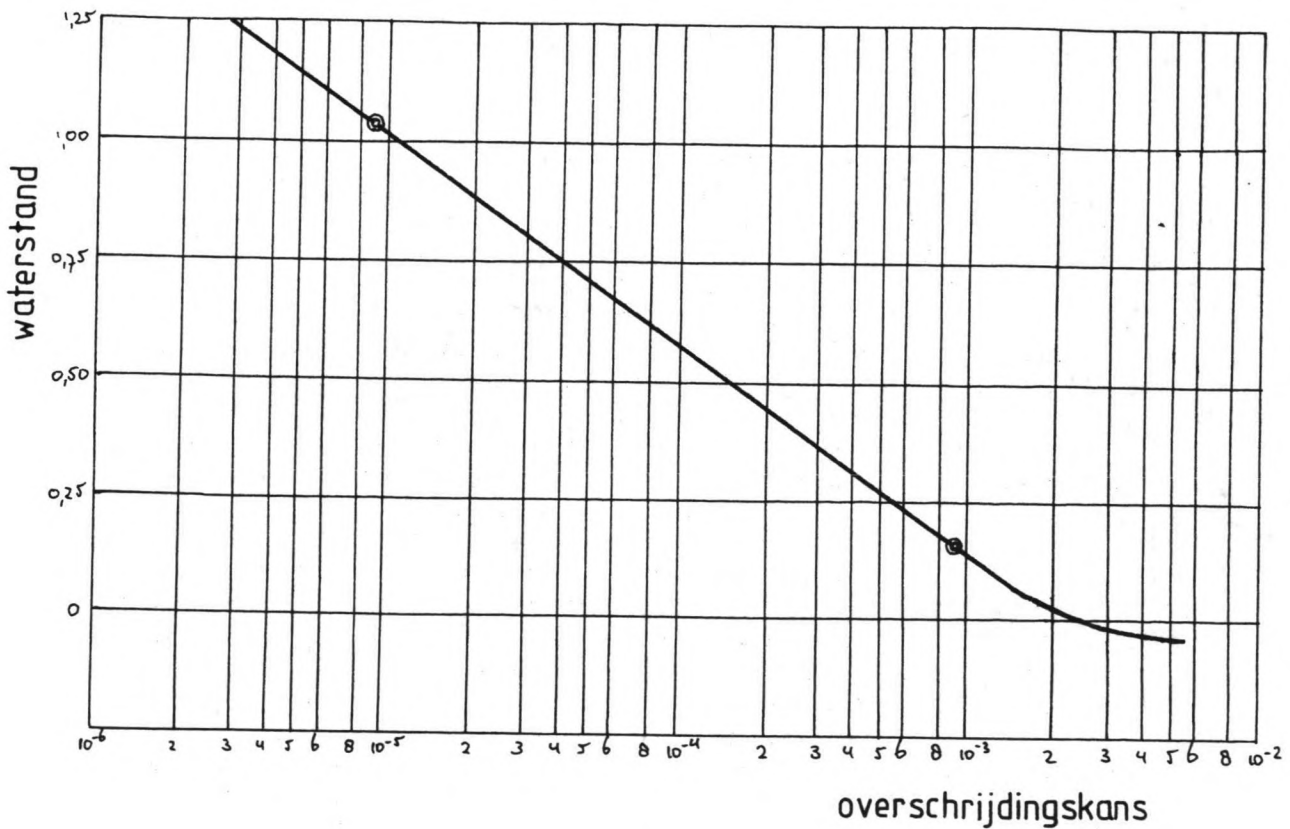
4. Korte oriënterende berekeningen

Onafhankelijk van de te ontwerpen dwarsdoorsnede kunnen al enige korte berekeningen gemaakt worden. Deze berekeningen staan kort samengevat in tabel 4.1. De waarden in de tabel zijn op de volgende manier berekend. De golflengte op diep water L_0 wordt berekend uit de periode T met behulp van de volgende vergelijking:

$$L_0 = 1,56 \cdot T^2 \quad (4.1)$$

De totale waterdiepte, h , is de variatie van de waterstand, h' , plus de diepte ten opzichte van C.D. De diepte ten opzichte van C.D. is voor de oostelijke havendam 15 meter en voor de kleinere westelijke havendam alsmede het gedeelte van de oostelijke havendam, dat achter het rif op ondieper water ligt, 6 meter. Voor de waterstand eens per 100 jaar wordt C.D.+1,04 meter aangehouden, en voor de waterstand eens per jaar C.D.+0,16. De tussenliggende waarden zijn met behulp van figuur 4.1 door middel van interpoleren bepaald.

De waarde van H/H_0 is de shoaling-coëfficiënt. Deze kan bepaald worden uit de waarde van h/L_0 met behulp van tabel C-1 in deel drie van de Shore Protection Manual (1977) [11]. Deze tabel is in verkorte vorm nogmaals weergegeven in tabel 4.2. De refractiecoëfficiënt wordt niet meegenomen (ofwel $K_r = 1$), daar het bij het ontwerp van de havendammen om maximale golfhoogten gaat als de golfbelasting bepaald wordt. In bijlage 2 zijn lineaire refractiecoëfficiënten bepaald. Hieruit blijkt dat de refractiecoëfficiënten voor golven uit de richtingen N.W. tot N.O. niet veel kleiner zijn dan 1, zodat de verwaarlozing van de refractieinvloeden gerechtvaardigd lijkt. De richting van de golven wordt zodanig gekozen dat de de golven inderdaad maximaal zijn. Dit is het geval als ze uit noord-westelijke richting komen.



figuur 4.1 voorkomensfrequentie waterstanden

De waarden van H_{sig} nabij de havendammen wordt berekend met:

$$H_{sig} = (H/H_0) * H_{sigo} \quad (4.2)$$

of met

$$H_{sig} = \Gamma * h \quad (4.3)$$

afhankelijk van welke van de twee het kleinste is. Bij te ondiep water zal de golf namelijk al eerder breken, waardoor de H_{sig} niet zo groot kan worden, als uit (4.2) zou blijken. In vergelijking (4.3) is Γ de brekerindex, die bepaald wordt met:

$$\Gamma = 0,33 * p + 0,46$$

(4.4)

De waarde van p wordt in deze vergelijking op 0,1 gesteld, hetgeen volgt uit het "spilling-breaker"-karakter van de golven ten gevolge van de geringe bodemhelling (1: 120). Hierdoor wordt $\Gamma = 0,49$.

Herh. interv [jaar]	H _{sig0} [m]	T [s]	h' [m]	L ₀ [m]	h [m]	H/L ₀ [-]	H/H ₀ [-]	Γ [-]	H _{sig} [m]
0,1	3,85	8	0,00	100	15,00	0,1500	0,913	0,49	3,52
1	5,55	10	0,16	156	15,16	0,0972	0,935	0,49	5,19
2	6,10	10,5	0,28	172	15,28	0,0888	0,943	0,49	5,75
5	6,75	11	0,47	189	15,47	0,0819	0,954	0,49	6,44
10	7,25	12	0,60	225	15,60	0,0693	0,972	0,49	7,05
20	7,80	12,5	0,72	244	15,72	0,0644	0,982	0,49	7,66
50	8,40	13	0,81	264	15,81	0,0599	0,993	0,49	7,75
100	8,95	14	1,04	306	16,04	0,0536	1,014	0,49	7,86
200	9,50	14,5	1,16	328	16,16	0,0493	1,022	0,49	7,92
500	10,10	15	1,33	351	16,33	0,0465	1,037	0,49	8,00

tabel 4.1

De buitenste stenenlaag zal over een diepte van $1,5 * H_{sig}$ door moeten lopen onder de waterspiegel. Het water-niveau en de golfhoogten variëren echter met de weersomstandigheden. Daarom worden drie situaties bekeken, waarvan de grootste waarde maatgevend zal zijn.

a. normale storm ($H_{sig} = 5,2m$) bij laag tij:

$$h_a = 1,5 * 5,2 + 0,14 = C. D. -7,94 m. \quad (4.5)$$

De waarde 0,14 is de laagwaterstand bij een normale storm.

b. zware storm (eens per 100 jaar)

$$h_a = 1,5 * 7,86 - 1,04 = C. D. -10,75 m. \quad (4.6)$$

c. zware storm, echter bij laag tij. De golfhoogte is dan $(15 + 1,04 - 0,30) * 0,49 = 7,71$ m., hetgeen geeft

$$h_a = 1,5 * 7,71 - 1,04 + 0,30 = \text{C.D. } -10,82 \text{ m. (4.7)}$$

Uitgaande van de grootste diepte betekent dit dat de buitenste stenenlaag tot op een diepte van C.D.-10,82 meter door dient te lopen. Daar echter de dam op het voor de kust gelegen rif gebouwd zal worden, kan bijna nergens een diepte van C.D.-10,82 meter bereikt worden. Dit betekent dat de buitenste stenenlaag tot aan de voet van de dam door dient te lopen. Door het regelmatig voorkomen van overslaande golven en toch nog redelijke golfslag binnen de haven wordt ook aan de havenzijde van de dam de buitenste stenenlaag tot onder toe doorgetrokken.

Voor de gedeelten van de dammen die op ondieper water liggen (6 m.) kan ongeveer dezelfde berekening uitgevoerd worden. Dit leidt tot tabel 4.3. In deze tabel valt op dat de waarde van H/H_0 groter wordt dan 1, hetgeen betekent dat de golfhoogten op ondieper water groter zouden zijn dan op diep en dus ongestoord water. Dit effect volgt uit de geringe diepte van het water, immers in ondiep water kan de verhouding H/H_0 als volgt benaderd worden:

$$H/h_0 = \sqrt{(1/4\pi)} * \sqrt{(L/h)} \quad (4.8)$$

Bij kleiner wordende diepten kan deze verhouding tenslotte groter dan 1 worden. Dit is ook te zien in tabel 4.2.

SINUSOIDAL WAVE FUNCTIONS

$\frac{h}{\lambda_0}$	$\frac{h}{\lambda}$	$\tanh kh$	$\frac{h}{\lambda}$	kh	$\sinh kh$	$\cosh kh$	$\frac{H}{H_0}$
0.000	0.0000	0.000	0.0000	0.000	0.000	1.00	∞
0.002	0.179	112	112	113	113	01	2.12
0.004	0.253	159	159	160	160	01	1.79
0.006	0.311	195	195	197	197	02	62
0.008	0.360	226	226	228	228	03	51
0.010	0.403	0.253	0.253	0.256	0.256	1.03	1.43
0.015	0.496	312	312	317	317	05	31
0.020	0.576	362	362	370	370	07	23
0.025	0.648	407	407	418	418	08	17
0.030	0.713	0.448	0.448	0.463	0.463	1.10	1.13
0.035	0.775	487	487	506	506	12	09
0.040	0.833	523	523	548	548	14	06
0.045	0.888	558	558	588	588	16	04
0.050	0.942	0.592	0.592	0.627	0.627	1.18	1.02
0.055	0.993	624	624	665	665	20	1.01
0.060	1.04	655	655	703	703	22	0.993
0.065	1.09	686	686	741	741	24	981
0.070	1.14	716	716	779	779	27	971
0.075	0.632	0.119	0.745	0.816	0.816	1.29	0.962
0.080	0.649	123	774	854	854	31	955
0.085	0.665	128	803	892	892	34	948
0.090	0.681	132	831	929	929	37	942
0.095	0.695	137	858	0.968	0.968	39	937
0.10	0.709	0.141	0.886	1.01	1.01	1.42	0.933
0.11	0.735	150	940	08	08	48	926
0.12	0.759	158	0.994	17	17	54	920
0.13	0.780	167	1.05	25	25	60	917
0.14	0.800	175	10	33	33	67	915
0.15	0.818	0.183	1.15	1.42	1.42	1.74	0.913
0.16	0.835	192	20	52	52	82	913
0.17	0.850	200	26	61	61	90	913
0.18	0.864	208	31	72	72	1.99	914
0.19	0.877	217	36	82	82	2.08	916
0.20	0.888	0.225	1.41	1.94	1.94	2.18	0.918

$\frac{h}{\lambda_0}$	$\tanh kh$	$\frac{h}{\lambda}$	kh	$\sinh kh$	$\cosh kh$	$\frac{H}{H_0}$
0.20	0.888	0.225	1.41	1.94	2.18	0.918
0.21	899	234	47	2.05	28	920
0.22	909	242	52	18	40	923
0.23	918	251	57	31	52	926
0.24	926	259	63	45	65	929
0.25	0.933	0.268	1.68	2.60	2.78	0.932
0.26	940	277	74	75	2.93	936
0.27	946	285	79	2.92	3.09	939
0.28	952	294	85	3.10	25	942
0.29	957	303	90	28	43	946
0.30	0.961	0.312	1.96	3.48	3.62	0.949
0.31	965	321	2.02	69	3.83	952
0.32	969	330	08	3.92	4.05	955
0.33	972	339	13	4.16	28	958
0.34	975	349	19	41	53	961
0.35	0.978	0.358	2.25	4.68	4.79	0.964
0.36	980	367	31	4.97	5.07	967
0.37	983	377	37	5.28	37	969
0.38	984	386	43	61	5.70	972
0.39	986	395	48	5.96	6.04	974
0.40	0.988	0.405	2.54	6.33	6.41	0.976
0.41	989	415	60	6.72	6.80	978
0.42	990	424	66	7.15	7.22	980
0.43	991	434	73	7.60	7.66	982
0.44	992	443	79	8.07	8.14	983
0.45	0.993	0.453	2.85	8.59	8.64	0.985
0.46	994	463	91	9.13	9.18	986
0.47	995	472	2.97	9.71	9.76	987
0.48	995	482	3.03	10.3	10.4	988
0.49	996	492	09	11.0	11.0	990
0.50	0.996	0.502	3.15	11.7	11.7	0.990
1.00	1.000	1.000	6.28	268	268	1.000
∞	1.000	∞	∞	∞	∞	1.000

tabel 4.2 sinusoidale golf-funkties

Herh. interv [jaar]	H _{sig0} [m]	T [s]	h' [m]	L ₀ [m]	h [m]	H/L ₀ [-]	H/H ₀ [-]	Γ [-]	H _{sig} [m]
0,1	3,85	8	0,00	100	6,00	0,0600	0,993	0,52	3,12
1	5,55	10	0,16	156	6,16	0,0395	1,06	0,52	3,20
5	6,75	11	0,47	189	6,47	0,0342	1,09	0,52	3,36
10	7,25	12	0,60	225	6,60	0,0293	1,13	0,52	3,43
20	7,80	12,5	0,72	244	6,72	0,0276	1,15	0,52	3,49
50	8,40	13	0,81	264	6,81	0,0258	1,17	0,52	3,54
100	8,95	14	1,04	306	7,04	0,0230	1,20	0,52	3,66
200	9,50	14,5	1,16	328	7,16	0,0218	1,22	0,52	3,72
500	10,10	15	1,33	351	7,33	0,0209	1,23	0,52	3,81

tabel 4.3

Voor de brekingsparameter is in dit geval $p = 0,2$ gekozen, daar de helling van de bodem iets groter is. Dit leidt tot $\Gamma = 0,52$. Het blijkt dat de meeste golven al gebroken zijn alvorens ze de dam bereiken. De waarde van H_{sig} wordt namelijk in alle gevallen bepaald door de waterdiepte via $H_{sig} = \Gamma * h$.

De buitenste stenenlaag van de dam in ondieper water dient door te lopen tot:

- $1,5 * 3,2 + 0,14 = C.D. -4,94 \text{ m.}$
- $1,5 * 3,66 - 1,04 = C.D. -4,45 \text{ m.}$
- $1,5 * 3,5 - 1,04 + 0,30 = C.D. -4,52 \text{ m.}$

Hierbij zijn dezelfde situaties aangehouden als voor het andere deel van de dam. De grootste waarde hier is C.D.-4,94 m., hetgeen niet veel verschilt van de waterdiepte van 6,00 meter, zodat ook hier de buitenste stenenlaag door dient te lopen tot aan de voet van de dam.

5. Constructiekosten van de havendammen

Voor verschillende ontwerpgolfhoogten wordt een dwarsdoorsnede ontworpen voor de havendammen. Hierbij wordt een onderscheid gemaakt tussen het gedeelte van de havendammen dat op of net achter het rif ligt en het gedeelte dat meer beschut achter het rif of op ondieper water ligt. Het eerste gedeelte bestrijkt een lengte van ongeveer 1050 meter en het tweede een lengte van zo'n 1000 meter (zie figuur 5.1). Allereerst wordt de doorsnede bepaald van het eerste gedeelte van de havendammen.

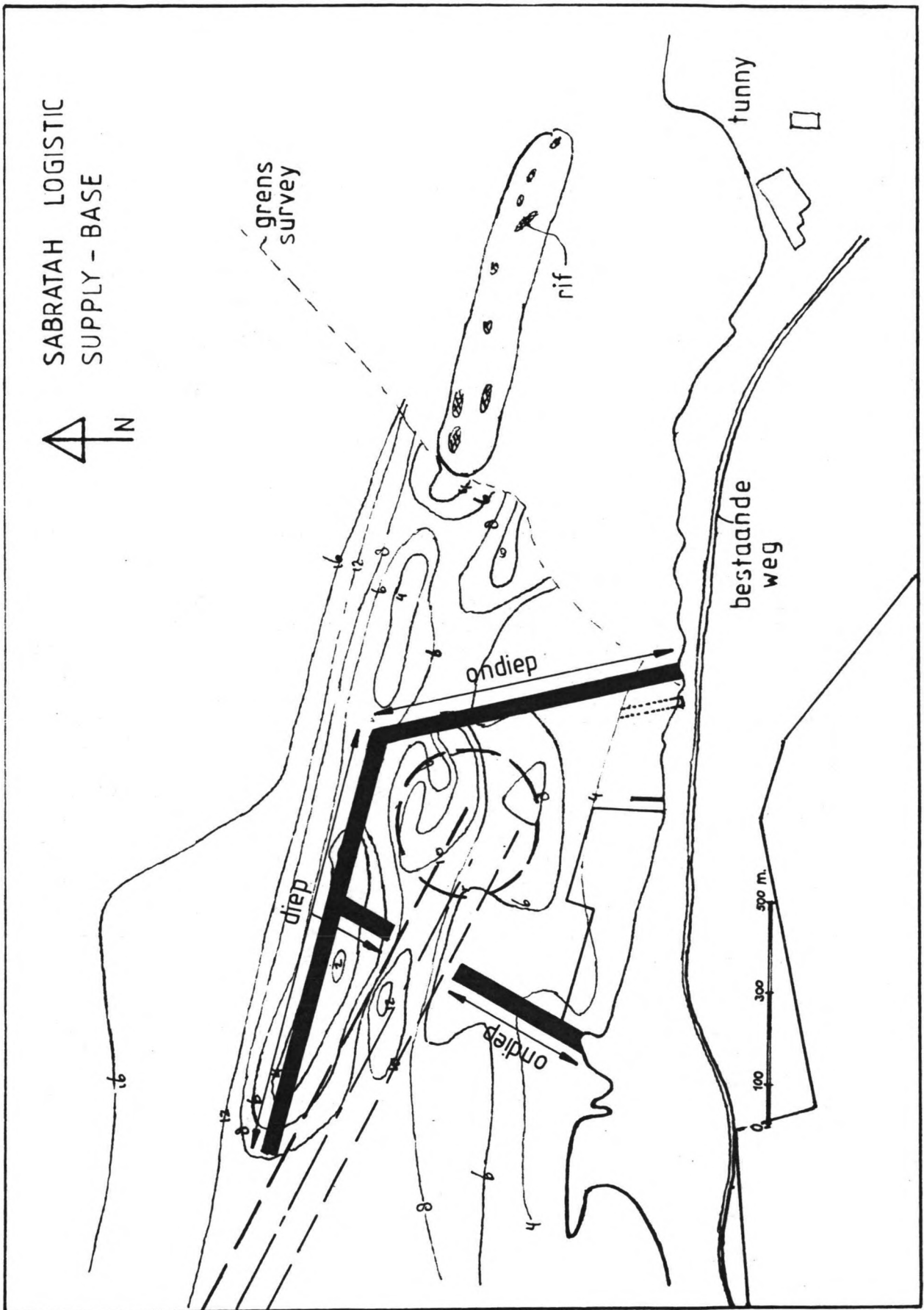
schade %	K_D
0	3,5
1	7
2	8
5	14

Tabel 5.1 schadecoëfficiënten voor kubussen [9]

De dam zal opgebouwd worden uit twee lagen losse elementen. Deze lagen zullen bestaan uit betonnen kubussen of stortsteen. Gegeven een maximale schade van 2% tijdens een storm volgt voor de betonnen kubussen uit de buitenste laag een schadecoëfficiënt van 8 (zie tabel 5.1). Deze kan worden ingevuld in de formule van Hudson:

$$W = \frac{Q_a \cdot g \cdot H^3}{K_d \cdot \Delta^3 \cdot \cot(\theta)} \quad (5.1)$$

In eerste instantie wordt de dam ontworpen op een golfhoogte van 7,86 meter (eens per 100 jaar). We kiezen verder een hellingshoek van 1 : 2,5. Deze mag immers niet te groot zijn om de golfreflektie tegen de dammen te kunnen beperken, hetgeen een eis was, die volgde uit de evaluatie van de havenlay-out in deel 1. Een lagere golfreflektie vermindert immers weer de golfhoogte aan de kade, welke voor alle alternatieven nog wat hoog bleek.

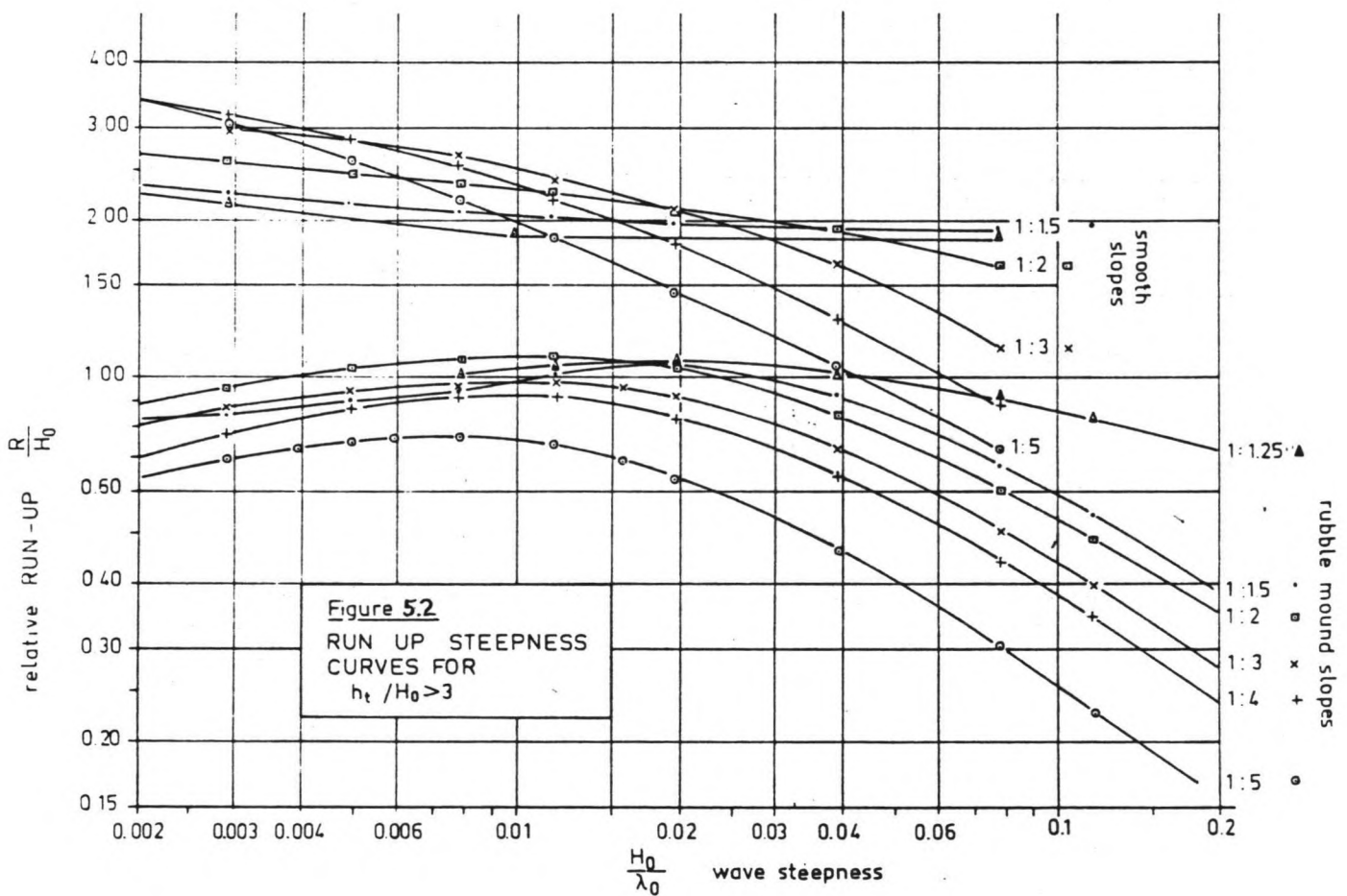


figuur 5.1 indeling havendammen

Voor de eenheden worden betonnen kubussen gekozen, zodat uit (5.2) volgt voor het gewicht van een kubus:

$$W = \frac{2500 \cdot 9,81 \cdot (7,86)^3}{8 \cdot \{(2500-1030)/1030\}^3 \cdot 2,5} = 205 \text{ kN} \quad (5.2)$$

De vereiste massa van de kubussen is dus 21 ton, wat inhoudt dat de afmetingen van de kubussen ongeveer $2 \times 2 \times 2 \text{ m}^3$ zijn.



figuur 5.2 golfploopcurven voor $h/H_0 > 3$ [8]

Zoals al eerder gezegd, dient de kruinhoogte van de dammen zodanig te zijn dat slechts een maal per 2 jaar

golfvoertopping plaats vindt. Dit om de nautische veiligheid binnen de haven niet in gevaar te brengen. Om de kruinhoogte te kunnen bepalen zal eerst de golfoploop voorspeld moeten worden. Dit gebeurt als volgt. Uit tabel 4.1 volgt bij een herhalingsinterval van 2 jaar:

$$\begin{aligned} H_{sig} &= 6,10 \text{ m.} \\ L_0 &= 172 \text{ m.} \\ h &= 15,28 \text{ m.} \end{aligned}$$

Ondanks het feit dat $h/H_0 = 2,5$ en dus niet groter dan 3 wordt toch gebruik gemaakt van figuur 5.2 voor een afschatting van de golfoploop. Er zijn namelijk geen betere gegevens beschikbaar. Het accepteren van een dergelijke fout in de berekening vergt een extra onderzoek met schaalmodellen van de dam. Daar kan dan gemeten worden of het ontwerp eventueel nog aangepast dient te worden om de foute aannamen uit figuur 5.2 te compenseren. Uit deze figuur blijkt dat met $H_0/L_0 = 0,035$ en een helling van 1 : 2,5 een relatieve golfoploop van 0,81 verwacht mag worden. De kruinhoogte kan dan bepaald worden volgens:

$$z_c = 0,81 * 6,10 + 0,58 = 5,52 \text{ m boven C. D.} \quad (5.3)$$

De waarde 0,58 is de vloedwaterstand bij een storm van eens per twee jaar. Voor de kruinhoogte wordt nu 5,60 m. gekozen.

De minimum breedte van de kruin volgt uit vergelijking (5.4):

$$B = m' \cdot K_p \cdot [W / (Q_a \cdot g)]^{1/3} \quad (5.4)$$

Voor het aantal kubussen op de kruin, m' , wordt 4 gekozen. De pakkingscoëfficiënt, K_p , voor kubussen is 1,1, zodat voor de kruinbreedte volgt:

$$B = 4 \cdot 1,1 \cdot [21000/2500]^{1/3} = 8,95 \text{ m.} \quad (5.5)$$

Dit wordt afgerond op 9,00 meter.

De dikte van de buitenste stenenlaag, t , volgt uit vergelijking (5.6):

$$t = m \cdot K_p \cdot [W / (Q_a \cdot g)]^{1/3} \quad (5.6)$$

waarin m het aantal eenheden per laag is. Hiervoor wordt m = 2 gekozen, als de meest gebruikelijke waarde voor havendammen. De laagdikte wordt dan:

$$t = 2.1,1. (21000/2500)^{1/3} = 4,5 \text{ m.} \quad (5.7)$$

De tweede stenenlaag kan nu gedimensioneerd worden. Deze laag moet ook redelijke stormen kunnen weerstaan, hetgeen vooral van belang is tijdens de constructiefase. Deze constructiefase zal een redelijke tijd in beslag nemen, zodat aangenomen kan worden dat een storm van eens per jaar moet kunnen worden weerstaan. De schade bij zo'n storm mag echter wel wat groter zijn dan 2%, daar zee gemakkelijk reparatie plaats kan vinden en het slechts om een klein damgedeelte gaat. Voor de schadecoëfficiënt voor ruwe stortsteen zal dan ook $K_D = 7$ aangehouden worden (schade = 15%). Zie hiervoor tabel 5.2. De golfhoogte eens per jaar is ongeveer 5,1 meter, zie tabel 4.1, zodat het benodigde gewicht van een blok wordt:

$$W = \frac{2750.9,81.(5,1)^3}{7,0. \{(2750-1030)/1030\}^3.2,5} = 44 \text{ kN} \quad (5.8)$$

Voor de eenheden van de tweede laag zijn stortstenen gekozen met een soortelijke massa van 2750 kg/m^3 . De massa per blok dient tussen de 4 en de 6 ton te liggen. De grootste afmeting van zulke blokken zal ongeveer 1,3 meter bedragen. De laagdikte van de tweede laag wordt nu:

$$t = 2.1,07. (4400/2750)^{1/3} = 2,5 \text{ m.} \quad (5.9)$$

waarbij voor de pakkingscoëfficiënt een waarde van 1,07 aangehouden is, als gemiddelde waarde.

schade %	K_D
0 - 5	4,0
5 - 10	4,9
10 - 15	6,6
15 - 20	8,0
20 - 30	10,0
30 - 40	12,2
40 - 50	15,0

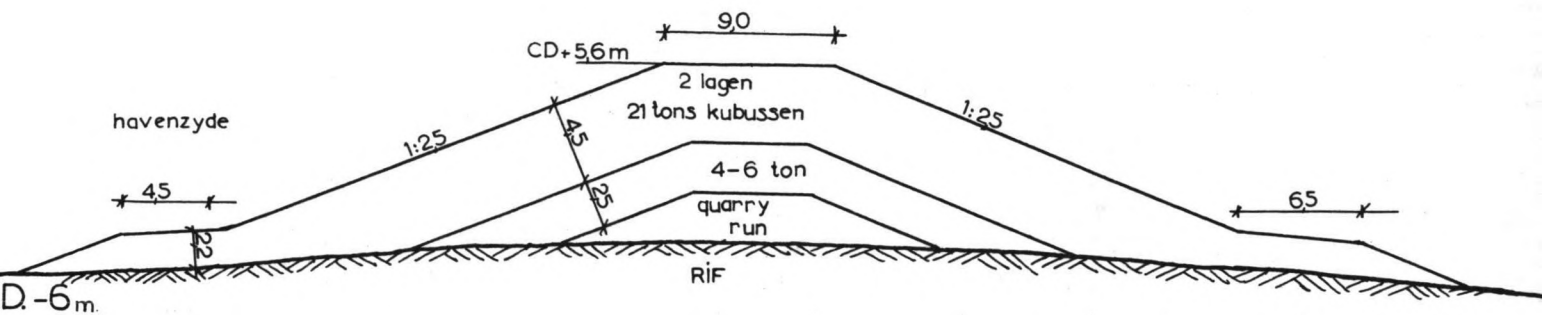
tabel 5.2 schadecoëfficiënten voor ruwe stortsteen [11]

Voor de teenconstructie, zowel voor het binnen- als het buitentalud, dienen dezelfde kubussen gebruikt te worden als voor de buitenste stenenlaag. Omdat de dam immers op het rif gebouwd wordt, zal de teenconstructie in relatief ondiep water gebouwd moeten worden en hierdoor nog blootgesteld worden aan relatief zware golfaanvallen. Om dan toch de zekerheid te hebben dat voldoende steun geboden wordt aan de kubussen op de helling van de dam wordt eenzelfde massa gekozen voor de blokken in de teenconstructie. Aan de zeezijde van de dam zal de teenconstructie over een lengte van 3 blokken doorlopen ofwel zo'n 6,5 meter. Aan de havenzijde kan deze lengte beperkt blijven tot twee blokken, ofwel 4,5 meter.

Onder het diepere gedeelte van de dam behoeft geen filterlaag aangebracht te worden, daar de dam op het rif gebouwd zal worden. Dit rif bestaat voornamelijk uit rotsachtige grond, zodat er geen gevaar bestaat voor erosie van de onder de dam aanwezige grond door horizontale stromingen. De stenenlagen kunnen direct op deze rotsbodem geplaatst worden. Het gedeelte van de dam achter het rif wordt op bioclastic sandstone geplaatst. Hoe dit materiaal zich gedraagt als er wateroverspanningen ontstaan is niet direct duidelijk. Het mag echter waarschijnlijk geacht worden dat de kans op wegspoelen zeer gering is. Ook nu wordt er immers nagenoeg geen sediment aangetroffen langs het betreffende kustgedeelte, hetgeen duidt op een vrij stabiele ondergrond. Daarom wordt ook voor het achter het rif liggende gedeelte van de dam een filterlaag overbodig geacht.

De ruimte onder de stenenlagen zal worden opgevuld met zogenaamde quarry-run. Hiervoor kan eventueel uit de haven gebaggerd materiaal gebruikt worden.

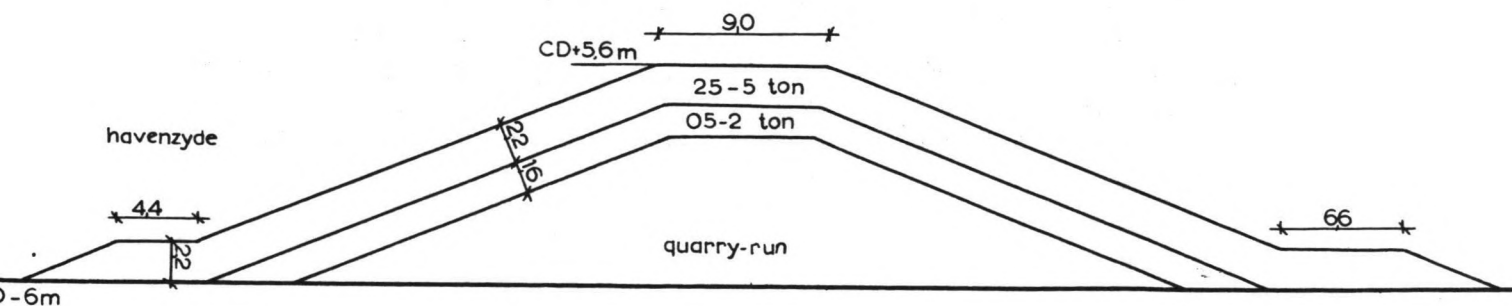
Dit alles leidt tot een doorsnede van de dam zoals gegeven in figuur 5.3.



figuur 5.3 doorsnede havendam dieper gedeelte

materiaal verbruik	diep gedeelte	ondiep gedeelte
eerste laag	270	160
tweede laag	95	90
quarry-run	95	225

tabel 5.3 materiaalverbruik per m' in m³



figuur 5.4 Doorsnede havendam ondieper gedeelte

Voor het gedeelte van de dammen dat op ondieper water ligt zal een aanzienlijk lichter ontwerp gemaakt kunnen worden, daar de ontwerpgolfhoogte veel kleiner is. Uit tabel 4.3 volgt en ontwerpgolfhoogte eens per 100 jaar van 3,66 meter. Vullen we deze in in de formule van Hudson, dan volgt voor het gewicht van de stenen in de buitenste laag van de dam:

$$W = \frac{2750 \cdot 9,81 \cdot (3,66)^3}{4 \cdot \{(2750-1030)/1030\}^3 \cdot 2,5} = 28,4 \text{ kN} \quad (5.10)$$

Er zijn dus blokken nodig van 2,5 - 5 ton. De kruinhoogte van dit gedeelte van de dam zal hetzelfde blijven als die van het dieper gelegen gedeelte, dus C.D.+5,6 meter. De breedte van de kruin wordt voor een goede aansluiting op het andere gedeelte van de dam eveneens op 9 meter gesteld.

De laagdikte bij twee stenenlagen wordt:

$$t = 2 \cdot 1,07 \cdot (2840/2750)^{1/3} = 2,2 \text{ m.} \quad (5.11)$$

Voor de tweede laag kunnen weer lichtere stenen gebruikt worden. Deze laag dient ontworpen te worden op een golfhoogte van eens per jaar, ofwel 3,2 meter. Het vereiste gewicht van de stenen wordt dan:

$$W = \frac{2750 \cdot 9,81 \cdot (3,2)^3}{7,0 \cdot \{(2750-1030)/1030\}^3 \cdot 2,5} = 10,9 \text{ kN} \quad (5.12)$$

Er wordt voor de tweede laag van een iets grotere schade-coëfficiënt uitgegaan, daar er wel wat meer schade geaccepteerd kan worden. Voor de tweede laag worden stenen gekozen met een massa van 0,5 - 2 ton. De laagdikte hiervan is:

$$t = 2 \cdot 1,07 \cdot (1090/2750)^{1/3} = 1,6 \text{ m.} \quad (5.13)$$

De teenconstructie kan bij deze doorsnede eveneens een lichtere uitvoering krijgen. Er wordt gekozen voor het doorzetten van de buitenste stenenlaag over een lengte van 5,5 meter (5 blokken) aan zeezijde en 4,4 meter (4 blokken) aan havenzijde. De dikte kan beperkt blijven tot

twee lagen, ofwel 2,2 meter.

Onder de dam hoeft, zoals al eerder opgemerkt, geen filterconstructie aangebracht te worden, zodat de uiteindelijke doorsnede de vorm krijgt als in figuur 5.4 aangegeven is. In tabel 5.3 zijn de bij de doorsnede behorende materiaalverbruiken weergegeven.

Uit de doorneden kunnen nu met tabel 3.2 de constructiekosten bepaald worden, hetgeen aangegeven is in tabel 5.4.

	doorsnede 1		doorsnede 2	
	aant. m ³ /m'	kosten/m'	aant. m ³ /m'	kosten/m'
eerste laag	270	82350	160	8800
tweede laag	95	6175	90	4500
quarry-run	95	1615	225	3825
		<hr/>		<hr/>
		90140		17125
materiaalverlies (5%)		4507		855
		<hr/>		<hr/>
		94647		17980
extra-kosten (50%)		47323		8990
		<hr/>		<hr/>
		141970		26970

tabel 5.4 constructiekosten (prijzen in Dfl)

De extra-kosten zijn als volgt opgebouwd [7]:

- 15% overheadkosten voor het hoofdkantoor
 - 12% overheadkosten voor de bouwplaats
 - 5% verzekeringen en overige Kosten
 - 18% risico en winst
-
- 50%

Ook voor andere ontwerp golfhoogten dient nu een ontwerp gemaakt te worden om tot een vergelijking te kunnen komen. Dit zal gebeuren voor de volgende ontwerp golfhoogten: 5,2 m., 6,4 m., 7,5 m. en 8,0 m. De berekening van de dimensies kan analoog gebeuren aan de voorafgaande berekening.

Voor de buitenste stenenlaag worden dezelfde betonblokken aangehouden, dus blokken van 21 ton. Door de formule van Hudson te herschrijven tot:

$$\cot (\theta) = \frac{\rho_a \cdot g \cdot H^3}{K_D \cdot \Delta^3 \cdot w} \quad (5.14)$$

Kan de nieuwe helling afgeleid worden bij de nieuwe ontwerp golfhoogte. De verandering van het volume van de buitenste stenenlaag volgt dan uit de verandering van de lengte van de helling. De massa van de tweede stenenlaag volgt uit vergelijking (5.8) met de nieuwe helling. De nieuwe laagdikte volgt met vergelijking (5.7). Hieruit kan het nieuwe volume afgeleid worden. Het core-volume kan dan bepaald worden door de verandering van de lengte van de basis door te berekenen.

Dit alles is gebeurd in tabel 5.5. Voor de prijzen van de materialen wordt weer verwezen naar tabel 3.2. Voor de eerste twee golfhoogten is uitgegaan van blokken met een massa van 10 ton, daar anders te steile hellingen ontstaan. In tabel 5.6 is hetzelfde gedaan voor het gedeelte van de dam dat in ondieper water ligt.

ontwerpgolfhoogte [m]	5,20	6,40	7,50	7,86	8,00
helling cot(θ)	1,5	2,8	2,2	2,5	2,7
1e stenenlaag					
massa [ton]	10	10	21	21	21
laagdikte [m]	3,5	3,5	4,5	4,5	4,5
volume [m ³ /m]	135	230	245	270	290
kosten [Dfl/m]	25650	43700	74725	82350	88450
2e stenenlaag					
massa [ton]	7,3	3,9	5,0	4,4	4,1
laagdikte [m]	3,0	2,4	2,6	2,5	2,4
volume [m ³ /m]	100	115	95	95	95
kosten [Dfl/m]	7500	7475	6175	6175	6175
core					
volume [m ³ /m]	100	165	85	95	110
kosten [Dfl/m]	1700	2805	1445	1615	1870
totale kosten /m	34850	53980	82345	90140	96495
+5% en +50%	54890	85020	129690	141970	151980

tabel 5.5 constructiekosten diep gedeelte havendam

ontwerpgolfhoogte [m]	3,20	3,35	3,48	3,66	3,81
helling cot(θ)	1,6	1,9	2,2	2,5	2,7
1e stenenlaag					
massa [ton]	2,9	2,9	2,9	2,9	2,9
laagdikte [m]	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2
volume [m ³ /m]	110	125	145	160	180
kosten [Dfl/m]	6050	6875	7975	8800	9900
2e stenenlaag					
massa [ton]	1,7	1,4	1,2	1,1	1,0
laagdikte [m]	1,8	1,7	1,7	1,6	1,5
volume [m ³ /m]	75	75	80	90	90
kosten [Dfl/m]	3700	3750	4000	4500	4500
core					
volume [m ³ /m]	170	185	210	225	230
kosten [Dfl/m]	2890	3145	3570	3825	3910
totale kosten /m	12690	13770	15545	17125	18310
+5% en +50%	19990	21690	24485	26970	28840

tabel 5.6 constructiekosten ondiep gedeelte havendam

6. Schade aan de havendammen

Het tweede gedeelte van de optimalisering is de bepaling van de kosten die statistisch nodig zouden zijn om de schade die verwacht kan worden gedurende de levensduur van de havendammen te financieren. Hiervoor is niet de overschrijdingsfrequentie van de golfhoogten van belang, maar de voorkomingsfrequentie van deze golfhoogten. Deze kunnen uit de overschrijdingsfrequenties worden afgeleid door allereerst de golfhoogten in intervallen te verdelen, die gekarakteriseerd worden door een gegeven waarde van H_{sig} . Vervolgens is de voorkomingsfrequentie te bepalen door de overschrijdingsfrequenties van de significante golfhoogten aan de randen van het interval van elkaar af te trekken. Dit is gebeurd in tabel 6.1.

In de eerste kolom van deze tabel zijn de intervalgrenzen weergegeven, met in de tweede kolom de bijbehorende overschrijdingsfrequenties. Deze volgen uit tabel 4.1. De karakteristieke significante golfhoogte en de voorkomingsfrequentie, δp , staan in de volgende kolommen, 3 resp. 4. Elke waarde van δp in de tabel is de kans dat een storm die gekarakteriseerd wordt door de H_{sig} uit kolom 3 ook werkelijk voorkomt gedurende een gegeven storminterval.

Om de kans op schade gedurende een jaar te bepalen moet eerst bekend zijn welke onderhoudsstrategie aangehouden wordt. De meest gebruikelijke is om eventuele schade aan de dam te repareren in een periode van kalm weer na de storm. Er kan dan rustiger gewerkt worden en het materieel loopt dan minder gevaar, hetgeen de reparatiekosten beperkt.

In zo'n geval wordt de dam bij een tweede storm aangevallen, nadat een eerste storm al of niet is weerstaan. Deze tweede vergelijkbare storm zal dan gemiddeld weinig of geen extra schade berokkenen, daar immers de eerste storm ook weerstaan is. Om de kans op schade gedurende een jaar te kunnen bepalen is dus de kans van belang dat de gegeven storm één of meerdere malen per jaar voorkomt. Het exacte aantal stormen is niet van belang. De kans op schade gedurende een jaar volgt dan met:

$$p(\text{schade}) = 1 - (1 - \delta p)^M \quad (6.1)$$

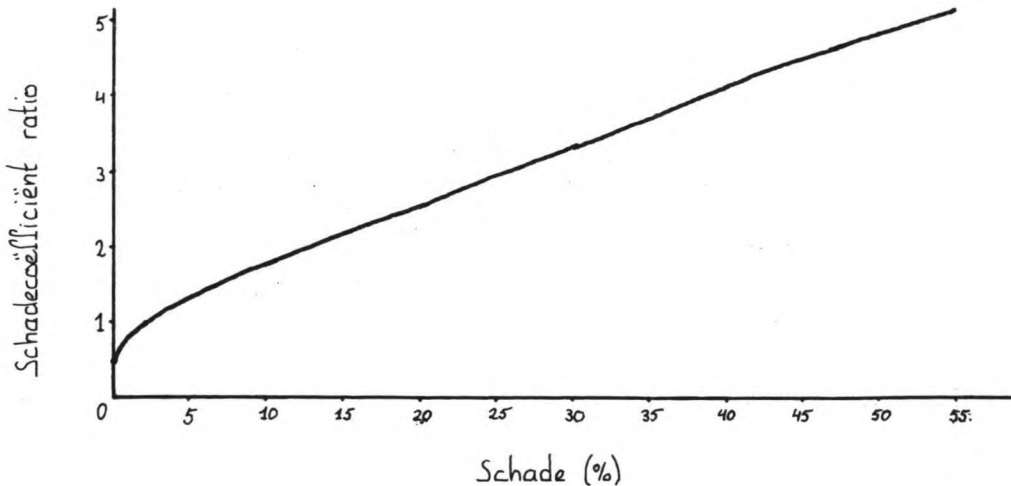
Hierin is M het aantal stormen per jaar. Voor deze waarde wordt $M = 1460$ aangehouden, bij een stormintervallengte van 6 uur. In tabel 6.1 kunnen dan de waarden voor $p(\text{schade})$ ingevuld worden door gebruik te maken van ver-

gelijking (6.1). Deze waarden staan in kolom 5.

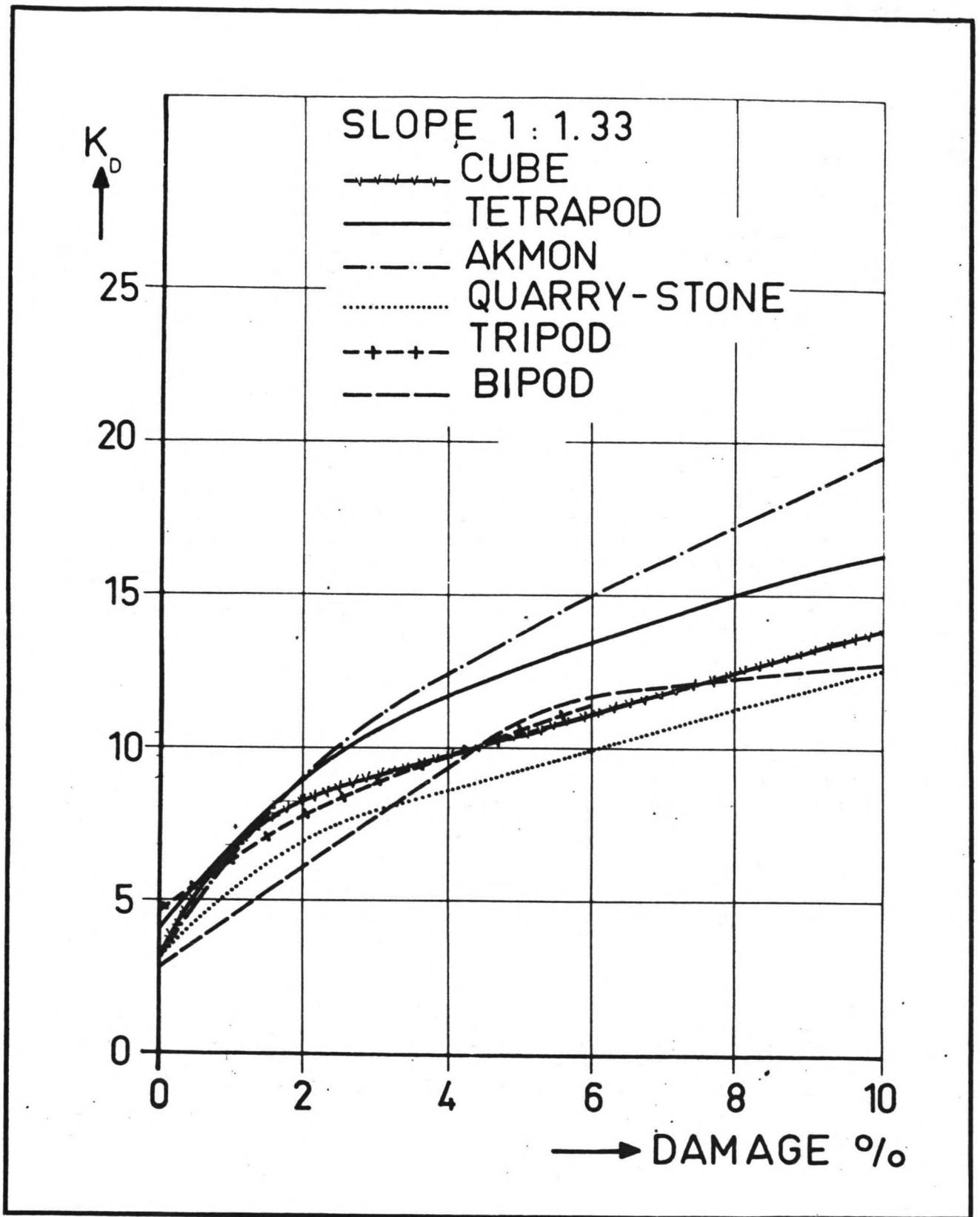
Vervolgens moeten we de golfhoogten relateren aan de schade aan de havendammen. Dit kan gebeuren met behulp van de schadecoëfficiënt, K_D . De verhouding tussen de schadecoëfficiënt voor een schadepercentage veroorzaakt door de golven met een hoogte als in kolom 3 weergegeven en de schadecoëfficiënt bij een schadepercentage veroorzaakt door de ontwerpgolfhoogte volgt uit de verhouding tussen deze golfhoogten via vergelijking (6.2).

$$K_D^* / K_D = (H^* / H)^3 \quad (6.2)$$

Hierin zijn de gegevens van de golfhoogten uit kolom 3 van tabel 6.1 met een ster aangegeven. De vergelijking (6.2) kan afgeleid worden uit de formule van Hudson. Voor de vijf verschillende ontwerpgolfhoogten is in tabellen 6.1a t/m 6.1e deze verhouding tussen de schadecoëfficiënten weergegeven in kolom 6. Dit dient ook te gebeuren als de ontwerpgolfhoogte groter is dan de optredende golfhoogte, hoewel dan geen schade verwacht zou worden. Bij de ontwerpgolfhoogte treedt namelijk nog een schade op van 2%, dus een iets kleinere golf kan nog wel schade veroorzaken, hoewel slechts zeer gering. Om de schade per optredende golfhoogte te bepalen kan figuur 6.1 gebruikt worden. In deze figuur is de verhouding tussen de schadecoëfficiënten uitgezet tegen de optredende schade. De figuur is afgeleid uit figuur 6.2 met behulp van extrapolatie. De relatie in figuur 6.2 werd in 1962 gevonden door Paape en Walther.



figuur 6.1 schadecoëfficiënt-ratio voor betonblokken



figuur 6.2 K_D -waarden voor diverse armour-eenheden [9]

Door de verhoudingen van de schadecoëfficiënten in figuur 6.1 in te vullen volgt de schade die verwacht kan worden bij de optredende golfhoogten uit kolom 3 van tabel 6.1. Deze schade in procenten is in kolom 7 van van de tabellen 6.1a t/m 6.1e weergegeven. De schadekosten worden gevonden door de schadepercentages te vermenigvuldigen met de herstellingskosten van dat gedeelte van de dam dat gerepareerd moet worden. Deze constructiekosten zijn afgeleid uit tabel 5.6. Voor kleine schadepercentages tot 20% worden de kosten gebaseerd op 1,75 maal de constructiekosten van de buitenste stenenlaag. Voor grotere schadepercentages wordt uitgegaan van 1,7 maal de constructiekosten van de eerste stenenlaag plus 1,5 maal de constructiekosten van de tweede stenenlaag. De vergrotingsfactoren zijn vrij arbitrair gelozen en dienen om enigszins een prijsverschil aan te geven tussen reparatie en de oorspronkelijke constructiekosten. Bij reparatie dient namelijk het materieel weer volledig gemobiliseerd te worden, wat relatief duurder is, daar slechts een gedeelte van de dam gerepareerd zal worden. De uiteindelijke schadekosten zijn weergegeven in tabel 6.2. Door dus de waarden uit deze tabel te vermenigvuldigen met de gevonden schadepercentages kan kolom 8 van tabel 6.1 gevonden worden. De jaarlijkse kosten tenslotte volgen uit vermenigvuldiging van de schadekosten met de kans op schade in een jaar (kolom 5). Door deze kosten bij elkaar op te tellen over de verschillende optredende golfhoogten volgen de totale jaarlijks te verwachten schadekosten per alternatief.

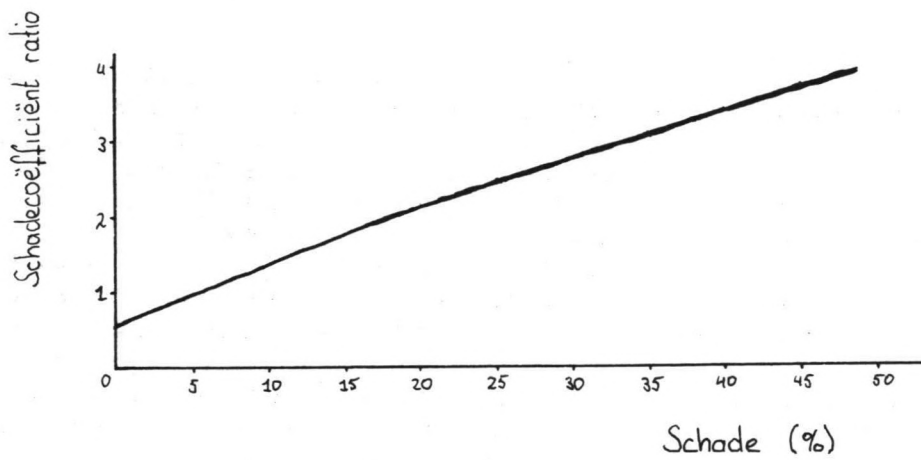
schade	$H_{sig}=5,2$	$H_{sig}=6,4$	$H_{sig}=7,5$	$H_{sig}=7,86$	$H_{sig}=8,0$
0 - 20%	44890	76475	130760	144110	154790
20 + %	54855	85500	136295	149260	159630

tabel 6.2 herstellingskosten diep gedeelte

Voor het gedeelte van de dam op ondieper water kan weer een zelfde berekening gedaan worden. De herstellingskosten zijn weergegeven in tabel 6.3 en de berekening van de totale jaarlijks te verwachten schadekosten is gebeurd in tabellen 6.4a t/m 6.4e. De schadepercentages zijn afgeleid uit figuur 6.3, welke weer afgeleid is van de K_D -waarden in tabel 5.2.

schade	$H_{sig}=3,2$	$H_{sig}=3,35$	$H_{sig}=3,48$	$H_{sig}=3,66$	$H_{sig}=3,81$
0 - 20%	10590	12030	13955	15400	17325
20 + %	15910	17315	19560	21710	23580

tabel 6.3 herstellingskosten ondiep gedeelte



figuur 6.3 schadecoëfficiënt-ratio voor natuursteen

Golfcondities					ontwerpgolf 5,2 meter			
1. H _{sig} [m]	2. overschr freq. [-]	3. kar. H _{sig} [m]	4. ∂p [-]	5. p(schade) [-]	6. K _D - ratio [-]	7. schade perc. [%]	8. schade kosten [Dfl]	9. jaarl. kosten [Dfl]
5,0	2,0 ' -3							
		5,4	1,6 ' -3	8,96 ' -1	1,12	3,0	1347	1207
5,75	4,5 ' -4							
		6,1	2,8 ' -4	3,36 ' -1	1,61	8,5	3816	1282
6,5	1,7 ' -4							
		6,8	7,2 ' -5	1,00 ' -1	2,23	16,0	7182	718
7,0	9,8 ' -5							
		7,2	4,3 ' -5	6,09 ' -2	2,65	21,1	11574	704
7,4	5,5 ' -5							
		7,6	3,7 ' -5	5,19 ' -2	3,12	27,0	14811	768
7,7	1,9 ' -5							
		7,9	1,7 ' -5	2,41 ' -2	3,51	31,9	17499	421
8,0	1,8 ' -6							
		8,2	1,8 ' -6	2,63 ' -3	3,92	37,3	20461	54
8,3	∞0							
								<u>5154</u>

tabel 6.1a berekening schadekosten bij ontwerpgolf H = 5,2 m.

Golfcondities					ontwerpgolf 6,4 meter			
1. H _{sig} [m]	2. overschr freq. [-]	3. kar. H _{sig} [m]	4. δp [-]	5. p(schade) [-]	6. K _D - ratio [-]	7. schade perc. [%]	8. schade kosten [Dfl]	9. jaarl. kosten [Dfl]
5,0	2,0 ' -3							
		5,4	1,6 ' -3	8,96 ' -1	0,60	0,5	382	343
5,75	4,5 ' -4							
		6,1	2,8 ' -4	3,36 ' -1	0,86	0,7	535	180
6,5	1,7 ' -4							
		6,8	7,2 ' -5	1,00 ' -1	1,20	2,9	2218	222
7,0	9,8 ' -5							
		7,2	4,3 ' -5	6,09 ' -2	1,42	6,3	4818	293
7,4	5,5 ' -5							
		7,6	3,7 ' -5	5,19 ' -2	1,67	9,2	7036	365
7,7	1,9 ' -5							
		7,9	1,7 ' -5	2,41 ' -2	1,88	11,7	8948	215
8,0	1,8 ' -6							
		8,2	1,8 ' -6	2,63 ' -3	2,10	14,4	11012	29
8,3	∞0							
								1647

tabel 6.1b berekening schadekosten bij ontwerpgolf H = 6,4 m.

Golfcondities					ontwerpgolf 7,5 meter			
1. H _{sig} [m]	2. overschr freq. [-]	3. kar. H _{sig} [m]	4. δp [-]	5. p(schade) [-]	6. K _D - ratio [-]	7. schade perc. [%]	8. schade kosten [Dfl]	9. jaarl. kosten [Dfl]
5,0	2,0 ' -3							
		5,4	1,6 ' -3	8,96 ' -1	0,37	0	0	0
5,75	4,5 ' -4							
		6,1	2,8 ' -4	3,36 ' -1	0,53	0,2	261	88
6,5	1,7 ' -4							
		6,8	7,2 ' -5	1,00 ' -1	0,74	0,8	1046	105
7,0	9,8 ' -5							
		7,2	4,3 ' -5	6,09 ' -2	0,88	1,0	1307	80
7,4	5,5 ' -5							
		7,6	3,7 ' -5	5,19 ' -2	1,04	2,3	3007	156
7,7	1,9 ' -5							
		7,9	1,7 ' -5	2,41 ' -2	1,17	3,5	4576	110
8,0	1,8 ' -6							
		8,2	1,8 ' -6	2,63 ' -3	1,31	5,0	6538	17
8,3	≈0							
								<hr/> 556

tabel 6.1c berekening schadekosten bij ontwerpgolf H = 7,5 m.

Golfcondities					ontwerpgolf 7,86 meter			
1. H _{sig} [m]	2. overschr freq. [-]	3. kar. H _{sig} [m]	4. δp [-]	5. p(schade) [-]	6. K _D - ratio [-]	7. schade perc. [%]	8. schade kosten [Dfl]	9. jaarl. kosten [Dfl]
5,0	2,0 ' -3							
		5,4	1,6 ' -3	8,96 ' -1	0,32	0	0	0
5,75	4,5 ' -4							
		6,1	2,8 ' -4	3,36 ' -1	0,46	0,1	144	48
6,5	1,7 ' -4							
		6,8	7,2 ' -5	1,00 ' -1	0,64	0,5	721	72
7,0	9,8 ' -5							
		7,2	4,3 ' -5	6,09 ' -2	0,77	0,8	1153	70
7,4	5,5 ' -5							
		7,6	3,7 ' -5	5,19 ' -2	0,90	1,2	1729	89
7,7	1,9 ' -5							
		7,9	1,7 ' -5	2,41 ' -2	1,02	2,2	3170	76
8,0	1,8 ' -6							
		8,2	1,8 ' -6	2,63 ' -3	1,14	3,2	4611	12
8,3	≈0							
								367

tabel 6.1d berekening schadekosten bij ontwerpgolf H = 7,86 m.

Golfcondities					ontwerpgolf 8,0 meter			
1. H _{sig} [m]	2. overschr freq. [-]	3. Kar. H _{sig} [m]	4. δp [-]	5. p(schade) [-]	6. K _D - ratio [-]	7. schade perc. [%]	8. schade kosten [Dfl]	9. jaarl. kosten [Dfl]
5,0	2,0 ' -3							
		5,4	1,6 ' -3	8,96 ' -1	0,31	0	0	0
5,75	4,5 ' -4							
		6,1	2,8 ' -4	3,36 ' -1	0,44	0	0	0
6,5	1,7 ' -4							
		6,8	7,2 ' -5	1,00 ' -1	0,61	0,5	774	77
7,0	9,8 ' -5							
		7,2	4,3 ' -5	6,09 ' -2	0,73	0,8	1238	75
7,4	5,5 ' -5							
		7,6	3,7 ' -5	5,19 ' -2	0,86	1,0	1548	80
7,7	1,9 ' -5							
		7,9	1,7 ' -5	2,41 ' -2	0,96	1,7	2631	63
8,0	1,8 ' -6							
		8,2	1,8 ' -6	2,63 ' -3	1,08	2,6	4025	11
8,3	∞0							
								<hr/> 306

tabel 6.1e berekening schadekosten bij ontwerpgolf H = 8,0 m.

Golfcondities					ontwerpgolf 3,2 meter			
1. H _{sig} [m]	2. overschr freq. [-]	3. kar. H _{sig} [m]	4. ∂p [-]	5. p(schade) [-]	6. K _D - ratio [-]	7. schade perc. [%]	8. schade kosten [Dfl]	9. jaarl. kosten [Dfl]
3,15	4,0 '-3							
		3,18	3,5 '-3	9,94 '-1	0,98	1,9	201	200
3,30	4,5 '-4							
		3,28	3,8 '-4	4,26 '-1	1,08	3,9	413	176
3,45	7,5 '-5							
		3,5	5,8 '-5	8,12 '-2	1,31	8,5	900	73
3,55	1,7 '-5							
		3,6	7,2 '-6	1,05 '-2	1,42	9,8	1038	11
3,65	9,8 '-6							
		3,7	6,3 '-6	9,16 '-3	1,55	11,3	1197	11
3,75	3,5 '-6							
		3,8	3,5 '-6	5,10 '-3	1,67	12,8	1355	7
3,85	∞0							
								478

tabel 6.4a berekening schadekosten bij ontwerpgolf H = 3,2 m.

Golfcondities					ontwerpgolf 3,35 meter			
1. H _{sig} [m]	2. overschr freq. [-]	3. kar. H _{sig} [m]	4. ∂p [-]	5. p(schade) [-]	6. K _D - ratio [-]	7. schade perc. [%]	8. schade kosten [Dfl]	9. jaarl. kosten [Dfl]
3,15	4,0 '-3							
		3,18	3,5 '-3	9,94 '-1	0,86	1,2	144	143
3,30	4,5 '-4							
		3,28	3,8 '-4	4,26 '-1	0,94	1,7	205	87
3,45	7,5 '-5							
		3,5	5,8 '-5	8,12 '-2	1,14	5,4	649	53
3,55	1,7 '-5							
		3,6	7,2 '-6	1,05 '-2	1,24	7,7	926	10
3,65	9,8 '-6							
		3,7	6,3 '-6	9,16 '-3	1,35	9,0	1083	10
3,75	3,5 '-6							
		3,8	3,5 '-6	5,10 '-3	1,46	10,3	1239	6
3,85	∞0							
								309

tabel 6.4b berekening schadekosten bij ontwerpgolf H = 3,35 m.

Golfcondities					ontwerpgolf 3,48 meter			
1. H _{sig} [m]	2. overschr freq. [-]	3. kar. H _{sig} [m]	4. δp [-]	5. p(schade) [-]	6. K _D - ratio [-]	7. schade perc. [%]	8. schade kosten [Dfl]	9. jaarl. kosten [Dfl]
3,15	4,0 ' -3							
		3,18	3,5 ' -3	9,94 ' -1	0,76	0,6	84	83
3,30	4,5 ' -4							
		3,28	3,8 ' -4	4,26 ' -1	0,84	1,1	154	65
3,45	7,5 ' -5							
		3,5	5,8 ' -5	8,12 ' -2	1,02	2,5	349	28
3,55	1,7 ' -5							
		3,6	7,2 ' -6	1,05 ' -2	1,11	4,7	656	7
3,65	9,8 ' -6							
		3,7	6,3 ' -6	9,16 ' -3	1,20	6,9	963	9
3,75	3,5 ' -6							
		3,8	3,5 ' -6	5,10 ' -3	1,30	8,4	1172	6
3,85	∞0							
								198

tabel 6.4c berekening schadekosten bij ontwerpgolf H = 3,48 m.

Golfcondities					ontwerpgolf 3,66 meter			
1. H _{sig} [m]	2. overschr freq. [-]	3. kar. H _{sig} [m]	4. δp [-]	5. p(schade) [-]	6. K _D - ratio [-]	7. schade perc. [%]	8. schade kosten [Dfl]	9. jaarl. kosten [Dfl]
3,15	4,0 ' -3							
		3,18	3,5 ' -3	9,94 ' -1	0,66	0,1	15	15
3,30	4,5 ' -4							
		3,28	3,8 ' -4	4,26 ' -1	0,72	0,4	62	26
3,45	7,5 ' -5							
		3,5	5,8 ' -5	8,12 ' -2	0,87	1,3	200	16
3,55	1,7 ' -5							
		3,6	7,2 ' -6	1,05 ' -2	0,95	1,7	262	3
3,65	9,8 ' -6							
		3,7	6,3 ' -6	9,16 ' -3	1,03	2,7	416	4
3,75	3,5 ' -6							
		3,8	3,5 ' -6	5,10 ' -3	1,12	4,9	755	4
3,85	∞0							
								68

tabel 6.4d berekening schadekosten bij ontwerpgolf H = 3,66 m.

Golfcondities					ontwerpgolf 3,81 meter			
1. H _{sig} [m]	2. overschr freq. [-]	3. kar. H _{sig} [m]	4. δp [-]	5. p(schade) [-]	6. K _D - ratio [-]	7. schade perc. [%]	8. schade kosten [Dfl]	9. jaarl. kosten [Dfl]
3,15	4,0 ' -3							
3,30	4,5 ' -4	3,18	3,5 ' -3	9,94 ' -1	0,58	0	0	0
3,45	7,5 ' -5	3,28	3,8 ' -4	4,26 ' -1	0,64	0	0	0
3,55	1,7 ' -5	3,5	5,8 ' -5	8,12 ' -2	0,76	0,6	126	10
3,65	9,8 ' -6	3,6	7,2 ' -6	1,05 ' -2	0,84	1,1	191	2
3,75	3,5 ' -6	3,7	6,3 ' -6	9,16 ' -3	0,92	1,5	260	2
3,85	∞0	3,8	3,5 ' -6	5,10 ' -3	0,99	1,9	329	2
								<hr/> 16

tabel 6.4e berekening schadekosten bij ontwerpgolf H = 3,81 m.

7. Optimalisering van het ontwerp

In hoofdstuk 5 zijn de constructiekosten van de verschillende ontwerpen voor de havendammen bepaald en in hoofdstuk 6 de jaarlijks te verwachten kosten gedurende de levensduur van de dammen ten gevolge van schade. Deze twee kostenposten kunnen niet zonder meer bij elkaar opgeteld of met elkaar vergeleken worden. Daarvoor moeten kosten die in de toekomst gemaakt zullen worden omgezet worden in kosten op dit moment. Dit gebeurt door de jaarlijkse kosten te vermenigvuldigen met een waardefactor, p.w.f., die als volgt uit de geldende interestvoet bepaald kan worden:

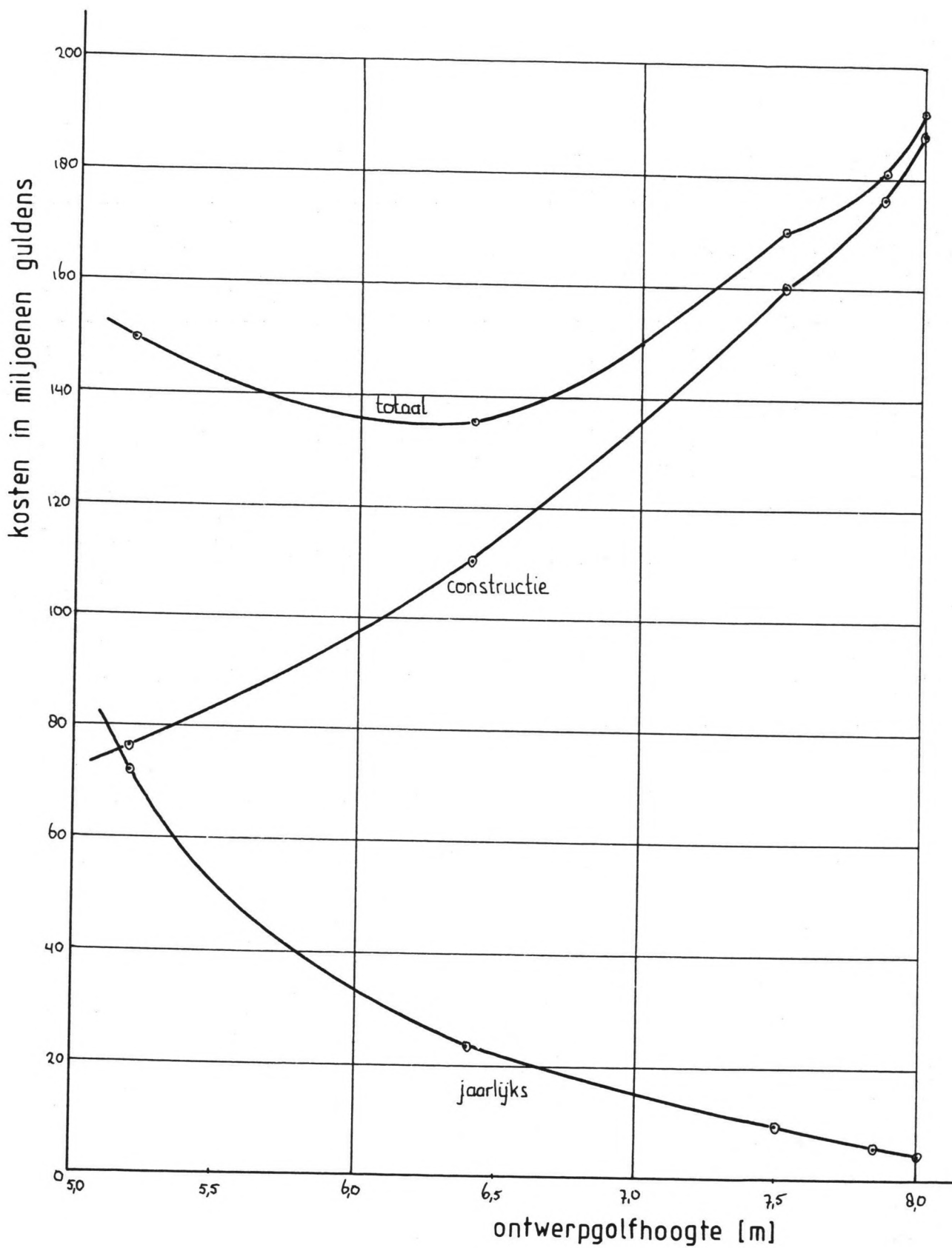
$$pwf = \frac{(1 + i)^n - 1}{i \cdot (1 + i)^n} \quad (7.1)$$

Hierin is i de interestvoet per jaar en n het aantal jaren. Als uitgegaan wordt van een interestvoet van 8% en een levensduur van 50 jaar dan wordt deze waardefactor:

$$pwf = \frac{(1 + 0,08)^{50} - 1}{0,08 \cdot (1 + 0,08)^{50}} \quad (7.2)$$

De jaarlijkse kosten dienen vermenigvuldigd te worden met deze waardefactor en kunnen dan bij de constructiekosten opgeteld worden. Zo worden de totale kosten van de verschillende alternatieven verkregen die wél met elkaar vergeleken kunnen worden. Dit is gebeurd in tabel 7.1 en is nog eens grafisch weergegeven in figuur 7.1.

Het minimumpunt van de totale kosten blijkt bij een ontwerp golfhoogte van ongeveer 6,4 meter te liggen. Dit is een golfhoogte die eens per 5 jaar voorkomt, wat vrij vaak lijkt. Daar de verschillen met de andere alternatieven vrij groot zijn, wordt toch het ontwerp gekozen dat op deze golfhoogte gebaseerd is. In tabel 7.2 zijn de karakteristieken van dit ontwerp nogmaals weergegeven. In de figuren 7.2 en 7.3 staan de doorsneden getekend voor het diepe respectievelijk ondiepe gedeelte.



figuur 7.1 kostencurven

ontwerp golfhoogte	5,2	6,4	7,5	7,86	8,0
diep gedeelte					
constructiekosten/m	54890	85020	129690	141970	151980
jaarlijkse kosten/m	63030	20140	6800	4490	3740
totale kosten/m	117920	105160	136490	146460	155720
voor 1050 meter	123,8 '6	110,4 '6	143,3 '6	153,8 '6	163,5 '6
ondiep gedeelte					
constructiekosten/m	19990	21690	24485	26970	28840
jaarlijkse kosten/m	5850	3780	2421	830	200
totale kosten/m	26840	25470	26906	27800	29040
voor 1000 meter	25,8 '6	25,5 '6	26,9 '6	27,8 '6	29,0 '6
totale kosten	149,6 '6	135,9 '6	170,2 '6	181,6 '6	192,5 '6

tabel 7.1 totale kosten per alternatief (kosten in Dfl)

Als laatste dient nog enige aandacht geschonken te worden aan de uiteinden van de dammen. Op deze plaatsen is de kans op schade groter dan elders op de dammen. Daarom zal voor de damhoofden een lagere schadecoëfficiënt aangehouden worden. Voor betonblokken dient dan voor K_D in plaats van 8 een waarde van $K_D = 6$ aangehouden te worden en voor stortstenen $K_D = 2,5$ in plaats van $K_D = 4$. Als dezelfde materialen aangehouden worden als bij het overige gedeelte van de dammen, dan dient de helling aangepast te worden. Voor de twee uiteinden aan de oostelijke havendam wordt deze aangepaste helling:

$$\cot \theta = 8/6 * 2,8 = 3,75 \quad (7.3)$$

Dit levert dus een erg flauwe helling op. Beter is het daarom om voor deze hoofden zwaardere blokken te gebruiken. Als de helling gelijk blijft aan die van het overige gedeelte van de dam dan volgt de massa van de blokken met:

$$W = 8/6 * 10 * 9,81 = 132 \text{ kN} \quad (7.4)$$

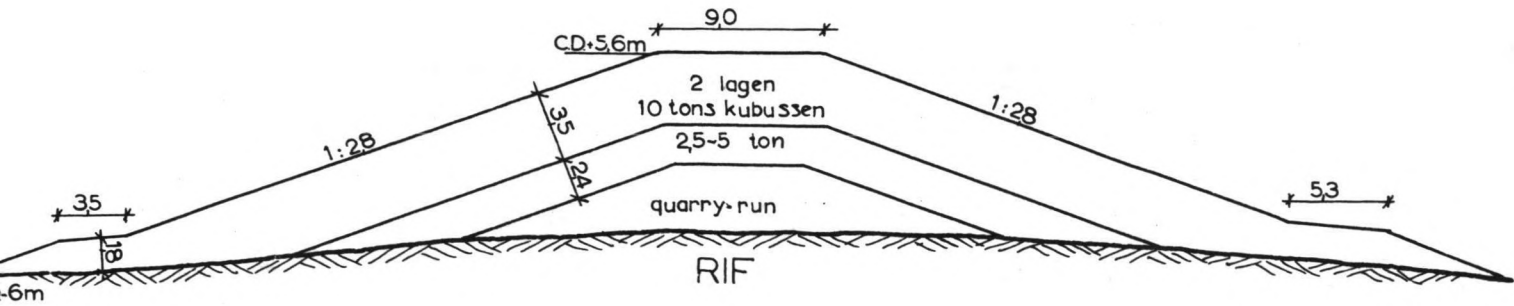
De massa dient dus 13,5 ton te zijn.

	diep gedeelte	ondiep gedeelte
helling cot θ	2,8	1,9
Kruinhoogte [m]	C. D. +5,6	C. D. +5,6
Kruinbreedte [m]	8,7	8,7
1 ^e stenenlaag		
massa [ton]	10	2,9
laagdikte [m]	3,5	2,2
2 ^e stenenlaag		
massa [ton]	3,9	1,4
laagdikte [m]	2,4	1,7
teen		
lengte aan binnentalud [m]	3,5	3,4
lengte aan buitentalud [m]	5,3	5,1
laagdikte [m]	1,75	2,2

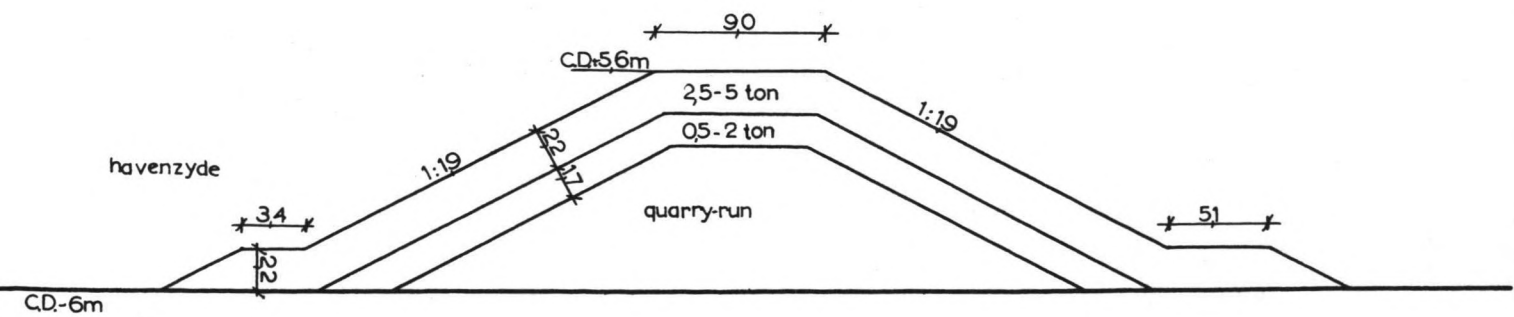
tabel 7.2 karakteristieken gekozen havendam

Voor het uiteinde van de westelijke havendam geldt een andere waarde, daar dit gedeelte in ondieper water ligt en dus met stortstenen gemaakt kan worden. Voor het hoofd kunnen stortstenen gebruikt worden met een massa van 2,5 - 5 ton, die ook al gebruikt worden in de tweede laag van het diepere gedeelte. De helling van het havenhoofd wordt dan:

$$\cot(\theta) = \frac{2750 \cdot 9,81 \cdot (3,35)^3}{2,5 \cdot \{(2750-1030)/1030\}^3 \cdot 9,81 \cdot 3,9 \cdot 10^3} = 2,3 \quad (7.5)$$



figuur 7.2 doorsnede diepgelegen gedeelte gekozen dam



figuur 7.3 doorsnede ondiep gelegen gedeelte gekozen dam

Deel 2b

Bepaling optimale geuldiepte

8. Inleiding ontwerp havengeul

Daar baggerwerkzaamheden een belangrijke kostenpost vormen in het totale kostenplaatje van de aanleg van de haven, verdient ook de bepaling van de geuldiepte speciale aandacht. Deze geuldiepte dient zodanig gekozen te worden dat de schepen veilig in en uit de haven kunnen varen, zonder enige beroering van de bodem. Echter, te diep baggeren brengt weer extra kosten met zich mee. Daarom dient een evenwicht gevonden te worden tussen deze twee factoren.

Voor het bepalen van de optimale geuldiepte zijn twee wezenlijk verschillende benaderingswijzen mogelijk:

- een deterministische benadering
- een probabelistische benadering

Bij de eerste, meer conventionele methode wordt de diepte bepaald door middel van optelling van de afzonderlijke bijdragen van alle relevante factoren. Echter al deze bijdragen worden van de veilige kant benaderd, zodat vaak een te grote diepte gevonden wordt. Tevens kan er geen verband afgeleid worden tussen de geuldiepte enerzijds en de veiligheid bij het in- en uitvaren en de toegankelijkheid van de haven anderzijds. Hier staat echter tegenover dat de berekeningen vrij eenvoudig uitgevoerd kunnen worden.

Bij de probabelistische methode worden de ontwerpfactoren zodanig geïntegreerd, dat alle mogelijke omstandigheden gedurende de levensduur van het project in gewogen vorm bijdragen tot het ontwerp. Op deze manier kunnen onzekerheden met betrekking tot de veiligheid van de geulpassages en de toegankelijkheid van de haven gequantificeerd worden. Deze methode is daarom duidelijk te prefereren boven de deterministische aanpak, ondanks het duidelijk complexere rekenwerk. Voor de bepaling van de geuldiepte is het college dictaat van kustwaterbouwkunde [10] gebruikt.

In het vervolg zal eerst bekeken worden welke factoren in het algemeen bepalend zijn voor de geuldiepte. Daarna worden de maatgevende situaties bepaald voor de haven in Sabratah en worden de verschillende bepalende factoren voor deze situaties uitgewerkt.

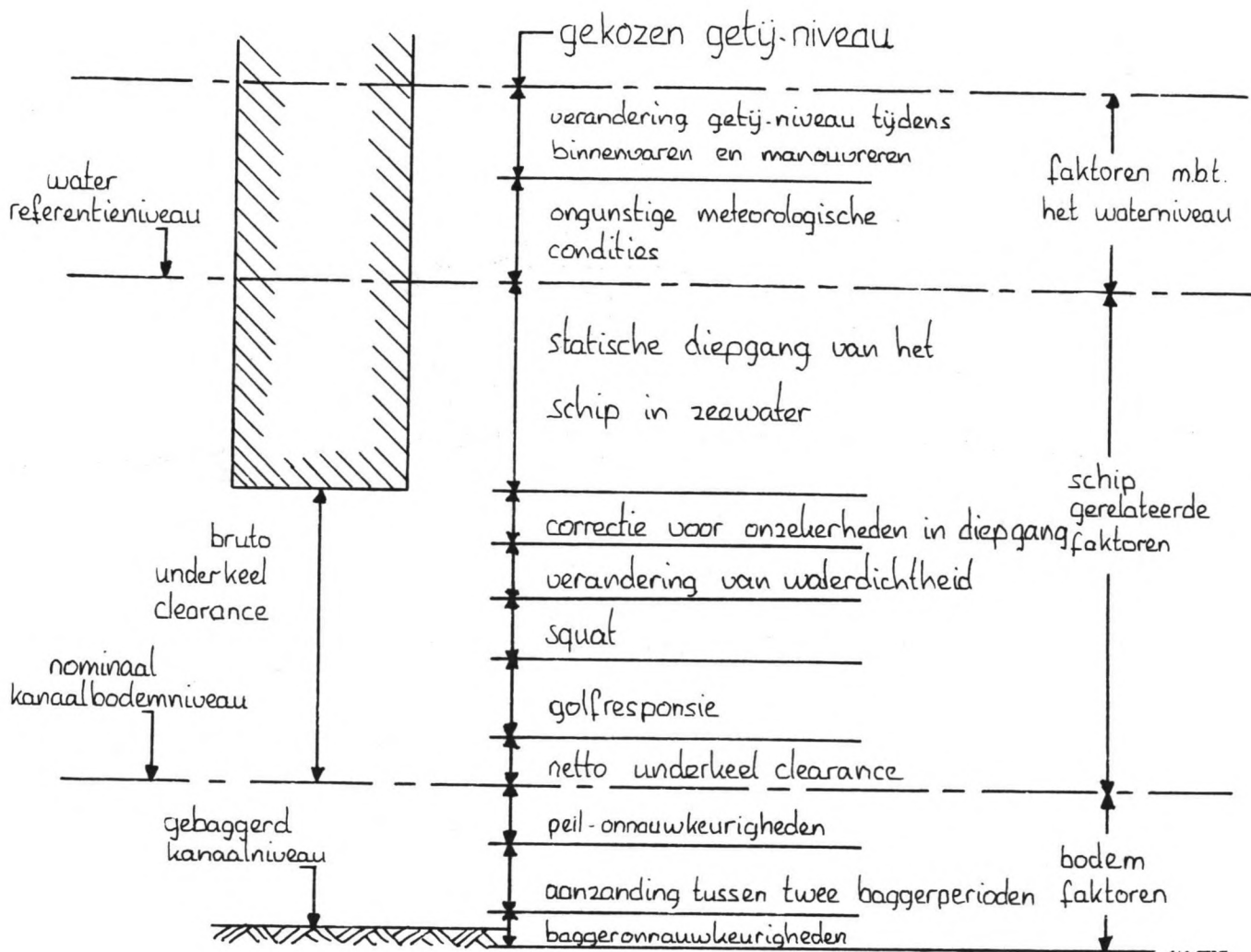
9. Bepalende factoren voor de geuldiepte

In figuur 9.1 staat schematisch weergegeven door welke factoren de diepte van de vaargeul bepaald wordt. Deze factoren zijn op te delen in drie groepen:

- aan het waterniveau gerelateerde factoren
- aan het schip gerelateerde factoren
- aan de bodem gerelateerde factoren

De eerste groep bestaat uit waterniveauvariaties ten gevolge van ongunstige meteorologische omstandigheden en getijbewegingen tijdens de duur van het binnenvaren. De aan het schip gerelateerde factoren bestaan uit de diepgang van het schip met de variaties daarop ten gevolge van de vaarsnelheid (squat en trim), de veranderingen van de waterdichtheid en de golfbewegingen. De laatste groep factoren wordt voornamelijk bepaald door bagger- en peilonnauwkeurigheden. De ruimte tussen het laagste punt van het schip en de bodem is de underkeel-clearance. Deze dient groter dan nul te blijven om bodemberoeringen te voorkomen. Echter door de gezamenlijke invloed van de genoemde factoren zal de underkeel-clearance voortdurend veranderen en soms zelfs nul worden. De ruimte dient nu zodanig gekozen te worden dat de kans op zo'n gebeurtenis beperkt blijft.

Een tweede belangrijke factor bij de bepaling van de geuldiepte is de manoeuvreerbaarheid. Bij een kleiner wordende underkeel-clearance neemt de manoeuvreerbaarheid van de schepen sterk af. De underkeel-clearance moet daarom gedurende het grootste gedeelte van de tijd groter zijn dan een bepaalde manoeuvreer-marge. Deze zal achteraf gecontroleerd moeten worden.



figuur 9.1 bepalende factoren voor geuldiepte [13]

10. Mogelijke situaties in Sabratah

In de haven van Sabratah kunnen verschillende schepen verwacht worden, die allen in zekere zin bepalend zijn voor de te kiezen geuldiepte. Allereerst moet ongeveer een keer per maand een RoRo- of general-cargo schip ontvangen kunnen worden. Dit schip kan bij het in- en uitvaren op goede weersomstandigheden wachten en op een gunstig getijde-niveau. De golfhoogte onder deze normale omstandigheden zal ongeveer 3,0 meter bedragen met een significante golfperiode van 7 seconden. Voor het water-niveau kan uitgegaan worden van de laagste hoogwaterstand (MHWN-niveau). Deze waterstand wordt elke dag bereikt of overschreden, zodat de wachttijden voor het zeeschip nooit sterk op zullen lopen. Het MHWN-niveau ligt op C.D.-0,29 meter.

De tweede groep schepen die ontvangen moeten kunnen worden zijn de supply-schepen, die het vervoer van goederen tussen de haven en de boorplatforms onderhouden. Deze moeten onder alle weersomstandigheden de haven kunnen bereiken of verlaten. Daarom wordt voor deze schepen uitgegaan van een golfhoogte van 5,0 meter en een golfperiode van 10 seconden. Deze situatie wordt slechts een maal per jaar overschreden. Voor het waterniveau wordt uitgegaan van het gemiddeld zeeniveau (MSL) op C.D.-0,36 meter.

11. Scheepsafhankelijke factoren

11.1 Diepgang van de schepen

De diepgang van de schepen kan vrij eenvoudig vastgesteld worden. De supply-schepen zullen een diepgang hebben van 5,5 meter, de RoRo-schepen een diepgang van 7,1 meter en de general-cargo schepen van 7,9 meter. Variaties hierop ten gevolge van veranderingen van de dichtheid van het water zijn in dit geval niet van belang, omdat tijdens een bezoek van een schip de dichtheid van het water niet zal veranderen. Er zijn namelijk geen factoren aanwezig die van invloed kunnen zijn op deze dichtheid, zoals de monding van een rivier. Voor de verdere bepaling van de geuldiepte kan dus uitgegaan worden van bovengenoemde statische diepgangen.

11.2 Squat en trim

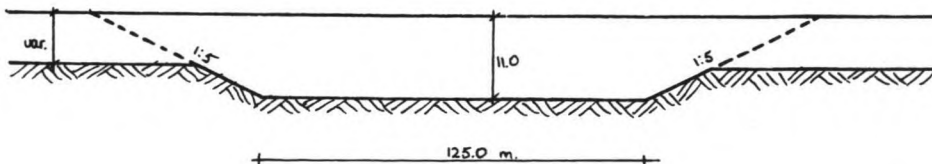
Squat is de uniforme toename van de diepgang van het schip ten gevolge van drukveranderingen in het water rond dit schip. Deze drukveranderingen ontstaan door de stroomsnelheden van het water, die opgewekt wordt door de voorwaartse vaarbeweging. Deze zorgt immers voor een achterwaartse waterverplaatsing om en onder het schip langs, hetgeen waterspiegeldalingen met zich mee brengt. Het schip zal hierdoor ook dalen.

Trim is de roterende beweging om de horizontale dwars-as, die op deze manier veroorzaakt wordt. Beide bewegingen zijn afhankelijk van de vaarsnelheid en van de waterdiepte. Bij grotere vaarsnelheden en kleinere diepten zal de daling ten gevolge van squat en trim toenemen.

Om de waterspiegeldaling af te kunnen schatten kan gebruik gemaakt worden van de eerste orde benadering voor schepen in trapeziumvormige kanalen. Dit is mogelijk daar de vaarsnelheden in de toegangsgedul beperkt zullen blijven. De spiegel daling is dan alleen nog maar afhankelijk van de verhouding tussen de doorsnede van het schip en van de vaarsnelheid. Dit wordt weergegeven door vergelijking (11.1) [15]:

$$Z = \frac{v_s^2}{g} \cdot \frac{(A_C/A_S - 0,5)}{(A_C/A_S - 1)^2} \quad (11.1)$$

De waarde van A_C , de doorsnede van het waterprofiel, kan gevonden worden door de hellingen van de geul door te trekken tot aan het wateroppervlak. De breedte van de geul is al eerder vastgesteld op 125 meter, de hellingen zijn 1 : 5 en voor de diepte wordt voorlopig 11 meter aangehouden. Dit geeft dan het volgende profiel:



figuur 11.1 Doorsnede waterprofiel in de geul

Hieruit volgt dat $A_C = 1980 \text{ m}^2$.

Voor de doorsnede van de schepen, A_S , kunnen de waarden van tabel 11.1 aangehouden worden. Dit zijn de doorsneden van standaardschepen van dat type met die lengte.

scheepstype	$A_S \text{ [m}^2\text{]}$
general-cargo	157,4
RoRo	138,2
supply-schip	69,6

tabel 11.1 oppervlakte scheepsdoorsneden

Bij een vaarsnelheid van 5 knopen ($=2,572 \text{ m/s}$) kan nu de spiegeldaling met behulp van (11.1) bepaald worden. De resultaten hiervan zijn weergegeven in tabel 11.2.

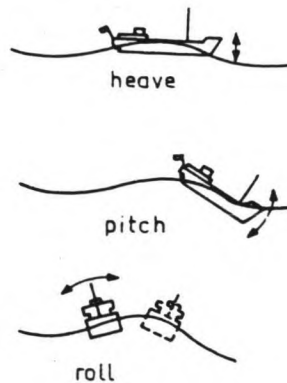
scheepstype	spiegeldaling [m]
general-cargo	0,06
RoRo	0,05
supplyschip	0,03

tabel 11.2 squat per scheepstype

Er worden dus zeer kleine spiegeldalingen gevonden. Voor de squat en trim samen zal een iets grotere waarde dan de spiegeldaling ten gevolge van squat alleen aangehouden worden. Squat en trim zullen elkaar immers versterken. Uitgaande van ongeveer een even grote invloed van squat en trim afzonderlijk, kan verder uitgegaan worden van een waarde van 0,1 meter voor de twee bewegingen samen.

11.3 Scheepsbewegingen ten gevolge van golven

Een schip dat aan golven blootgesteld is zal door deze golven verschillende bewegingen opgelegd krijgen. Wat de verticale bewegingen betreft zijn deze weergegeven in figuur 11.2.



figuur 11.2 verticale scheepsbewegingen

Van deze drie basisbewegingen zullen in het vervolg alleen de heave- en pitchbewegingen bekeken worden. Deze zijn namelijk het meest bepalend voor de geuldiepte. De extra diepgang ten gevolge van roll kan dan ook ten opzichte van deze andere twee bewegingen verwaarloosd worden, zeker voor het wat spitsere supply-schip.

Voor de bepaling van de door golven veroorzaakte scheepsbewegingen zal eerst bekend moeten zijn in wat voor golfveld de schepen terecht kunnen komen, als zij zich in de havengeul bevinden. Dit golfveld is te beschrijven met een golfspectrum, dat gekarakteriseerd wordt door de significante golfhoogte en de significante golfperiode. Dit is beschreven in [16].

Voor de golfbeweging op diep water voor de kust wordt verondersteld dat dit beschreven kan worden met het standaard spectrum, dat ontwikkeld is door het onderzoekproject JONSWAP. Dit JONSWAP-spectrum is zeer geschikt voor de weergave van nog niet volledig ontwikkelde golfvelden en kan dan ook in dit geval zeer goed gebruikt worden.

Het JONSWAP-spectrum kan afgeleid worden uit het Pierson-Moskowitz-spectrum, dat het frequentiespectrum van volgroeide zeeegang op diep water vrij goed benaderd, door dit laatste spectrum te vermenigvuldigen met een zogenaamde piekversterkingsfunctie. De vorm van het Pierson-Moskowitz-spectrum wordt gegeven door vergelijking (11.2)

$$E(f) = \alpha \cdot g^2 \cdot (2\pi)^{-4} \cdot f^{-5} \cdot \exp[-5/4 \cdot (f/f_m)^{-4}] \quad (11.2)$$

Als in plaats van de frequentie de hoekfrequentie, w , gebruikt wordt als horizontale schaal, dan verandert deze vergelijking in:

$$E(w) = \alpha \cdot g^2 \cdot w^{-5} \cdot \exp[-20 \cdot \pi^4 \cdot (w/f_m)^{-4}] \quad (11.3)$$

In deze vergelijking zijn α en f_m schaalparameters. Battjes [14] vond in 1982 de volgende relatie tussen f_m en T_{sig} :

$$f_m = 0,9 \text{ à } 0,95 T_{sig}^{-1} \quad (11.4)$$

Op grond van een aantal numerieke berekeningen is verder het volgende verband tussen het oppervlak van het spectrum, m_0 , en de vormparameters gevonden (Ewing, ISSC, 1976) [14]:

$$m_0 = 0,2 \cdot (2\pi)^{-4} \cdot \alpha \cdot g^2 \cdot f_m^{-4} \cdot (0,78 + 0,22 \cdot \Omega_0) \quad (11.5)$$

In deze vergelijking is $\Omega_0 = 3,3$. Verder moet er gelden:

$$H_{sig} = 4 * \sqrt{m_0} \quad (11.6)$$

waardoor de vormparameters uit H_{sig} en T_{sig} te bepalen zijn.

Voor de piekversterkingsfunctie $\Omega(w)$ is door JONSWAP de volgende vergelijking gevonden:

$$\Omega(w) = \Omega_0 \exp[-\frac{1}{2} \cdot \{(w/2\pi - f_m)/(\sigma \cdot f_m)\}^2] \quad (11.7)$$

waarin $\sigma = \sigma_a$ voor $w/2\pi < f_m$
 $\sigma = \sigma_b$ voor $w/2\pi \geq f_m$

De vormparameters van de piekversterkingsfunctie zijn door JONSWAP op de volgende waarden gesteld:

$$\Omega_0 = 3,3; \sigma_a = 0,07; \sigma_b = 0,09 \quad (11.8)$$

Vermenigvuldiging van (11.3) met (11.7) levert het uiteindelijke JONSWAP-spectrum.

Voor de toegangsheuvel van de haven geldt echter dat er betrekkelijk ondiep water is. Uit onderzoeken is gebleken dat het hoogfrequente deel van het spectrum dan evenredig is met w^{-3} in plaats van w^{-5} . Vergelijking (11.3) dient dan dus veranderd te worden in

$$E(w) = \alpha \cdot g^2 \cdot w^{-3} \cdot \exp[-20 \cdot \pi^4 \cdot (w/f_m)^{-4}] \quad (11.9)$$

Deze vergelijking dient dan weer met (11.7) vermenigvuldigd te worden voor het JONSWAP-spectrum.

Nu de vorm van het spectrum bekend is dienen nog de waarden van de schaalparameters α en f_m bepaald te worden. Voor de RoRo- en general-cargo schepen is een significante golfhoogte van $H_{sig} = 3,0$ meter en een significante golfperiode van $T_{sig} = 7,0$ seconden gevonden. Met behulp van (11.4) is dan f_m te bepalen.

$$f_m = 0,925 \cdot 7^{-1} = 0,132 \quad (11.10)$$

Voor de oppervlakte van het spectrum volgt met (11.6)

$$m_0 = 1/16 \cdot H_{sig}^2 = 1/16 \cdot 3,0^2 = 0,5625 \quad (11.11)$$

Met (11.5) volgt dan voor α :

$$\alpha = 0,5625 \cdot 5 \cdot (2\pi)^4 \cdot g^{-2} \cdot 0,132^4 \cdot 1 / (0,78 + 0,22 \cdot 3,3) = 0,00918 \quad (11.12)$$

Door deze waarden van α en f_m in het JONSWAP-spectrum in te vullen volgt het aan te houden golfspectrum. Dit is weergegeven in tabel 11.3, kolom 2 en figuur 11.3 als functie van w .

Voor de situatie bij de supply-schepen kan dezelfde redenering gevolgd worden. De significante golfhoogte is nu $H_{sig} = 5,0$ meter en de significante golfperiode $T_{sig} = 10$ seconden. Met (11.4) volgt dan:

$$f_m = 0,0925 * 10^{-1} = 0,0925 \quad (11.13)$$

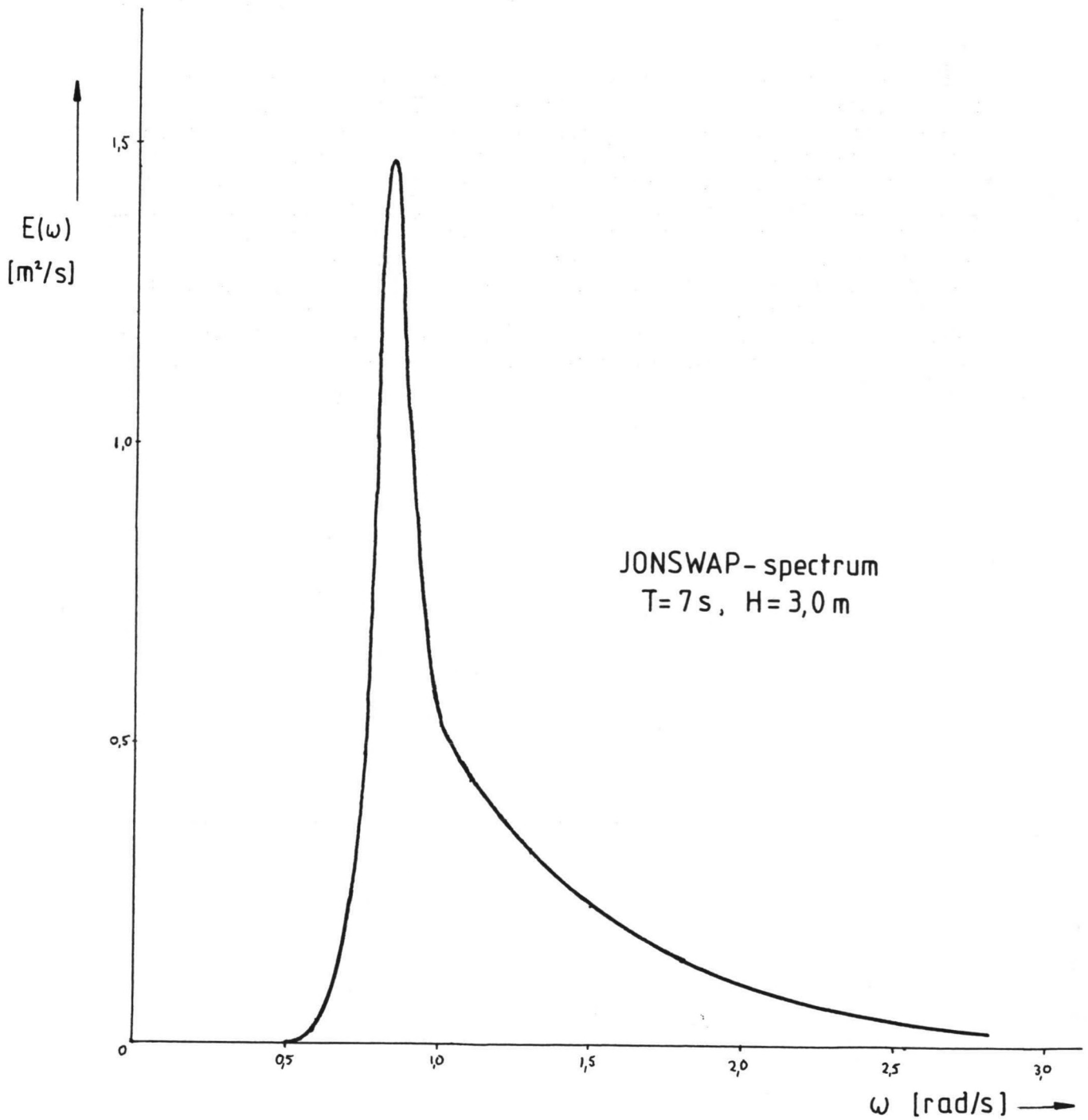
Voor m_0 volgt

$$m_0 = 1/16 * 5,0^2 = 1,5625 \quad (11.14)$$

en voor α

$$\alpha = 1,5625 * 5 * (2\pi)^4 * g^{-2} * 0,093^4 * 1 / (0,78 + 0,22 * 3.3) = 0,00615 \quad (11.15)$$

Dit spectrum is weergegeven in tabel 11.3, kolom 3.



figuur 11.7 JONSWAP-spectrum

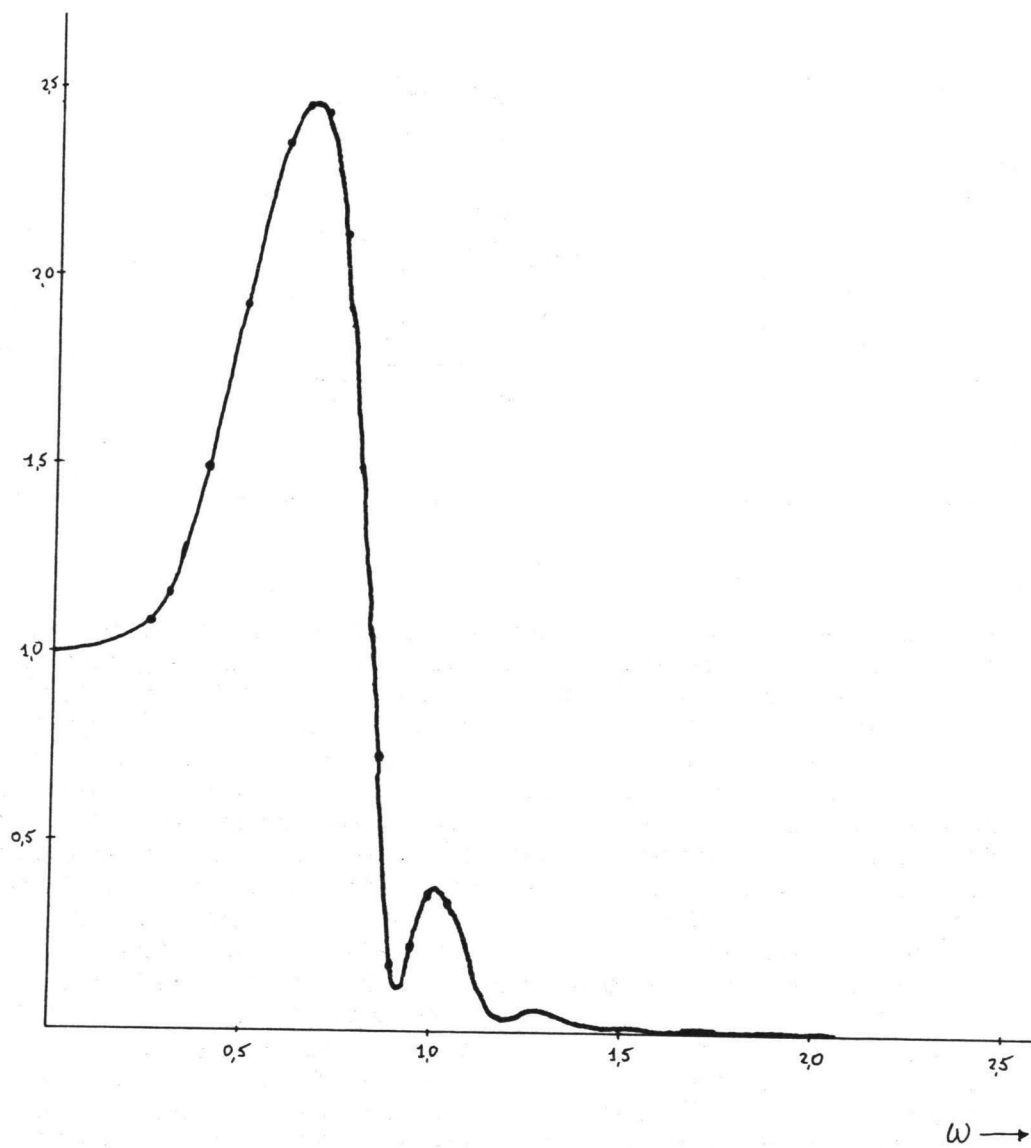
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
W	E (1)	E (2)	RF (RORO)	E (RORO)	RF (GENCAR)	E (GENCAR)	RF (SUPPLY)	E (SUPPLY)
+05	+000000	+000000	+1000000	+000000	+1000000	+000000	+1000000	+000000
+10	+000000	+000000	+1002500	+000000	+1001000	+000000	+1000500	+000000
+15	+000000	+000000	+1015000	+000000	+1010000	+000000	+1004000	+000000
+20	+000000	+000000	+1030000	+000000	+1030000	+000000	+1009000	+000000
+25	+000000	+000000	+1092100	+000000	+1075700	+000000	+1025400	+000000
+30	+000000	+000000	+1181600	+000000	+1149500	+000000	+1050300	+000001
+35	+000000	+001028	+1314600	+000000	+1259600	+000000	+1091200	+001224
+40	+000000	+035185	+1491600	+000000	+1407100	+000000	+1150900	+046605
+45	+000005	+201750	+1705000	+000015	+1587000	+000013	+1233500	+306968
+50	+000549	+568775	+1938900	+002063	+1783700	+001756	+1342100	+1024497
+55	+008279	+1822246	+2168300	+035923	+1997300	+033026	+1477500	+3977974
+60	+042649	+2791435	+2359100	+237353	+2192600	+205036	+1639300	+7501430
+65	+118254	+1602196	+2463500	+717663	+2343300	+649338	+1824900	+5335729
+70	+242277	+1042810	+2415100	+1413130	+2329300	+1314506	+2028500	+4290969
+75	+516128	+899620	+2121700	+2323408	+1822100	+1713570	+2240700	+4516753
+80	+1164023	+816128	+1506500	+2641800	+873100	+887339	+2436200	+4843776
+85	+1461928	+733255	+741600	+804017	+051100	+009615	+2567700	+4834411
+90	+1055256	+053185	+162500	+027865	+292500	+090284	+2515400	+4132853
+95	+688877	+579367	+235100	+033076	+336800	+078142	+2163500	+2711863
+100	+533738	+513135	+372000	+075861	+243300	+031595	+1655500	+1406339
+105	+476253	+454617	+344900	+056653	+120300	+006892	+1180100	+633117
+110	+443675	+403356	+234200	+024346	+014300	+000091	+778100	+244208
+115	+414236	+358645	+106800	+004725	+047600	+000939	+439300	+069213
+120	+384362	+319712	+031800	+000389	+064800	+001614	+185300	+010978
+125	+354939	+285807	+053000	+000997	+046200	+000758	+009800	+000027
+130	+326362	+256246	+057800	+001092	+016300	+000092	+113100	+003278
+135	+300484	+230422	+039600	+000471	+009000	+000024	+166900	+006419
+140	+276000	+207810	+017900	+000088	+017600	+000085	+176600	+006481
+145	+253481	+187957	+011700	+000035	+013400	+000046	+157900	+004686
+150	+232886	+170477	+014300	+000048	+004600	+000005	+122800	+002571
+155	+214121	+155042	+011700	+000029	+004900	+000005	+082100	+001045
+160	+197062	+141372	+007200	+000010	+005600	+000006	+043400	+000266
+165	+181572	+129231	+006900	+000009	+002900	+000002	+013700	+000024
+170	+167516	+118416	+007000	+000003	+002000	+000001	+015200	+000027
+175	+154759	+108757	+005900	+000005	+002200	+000001	+026500	+000076
+180	+143176	+100105	+005000	+000004	+001300	+000000	+028800	+000083
+185	+132652	+092336	+004900	+000003	+001000	+000000	+026100	+000063
+190	+123030	+085342	+004500	+000002	+000900	+000000	+020400	+000036
+195	+114364	+079029	+004300	+000002	+000600	+000000	+012400	+000012
+200	+106418	+073318	+004100	+000002	+000700	+000000	+006200	+000003

tabel 11.3

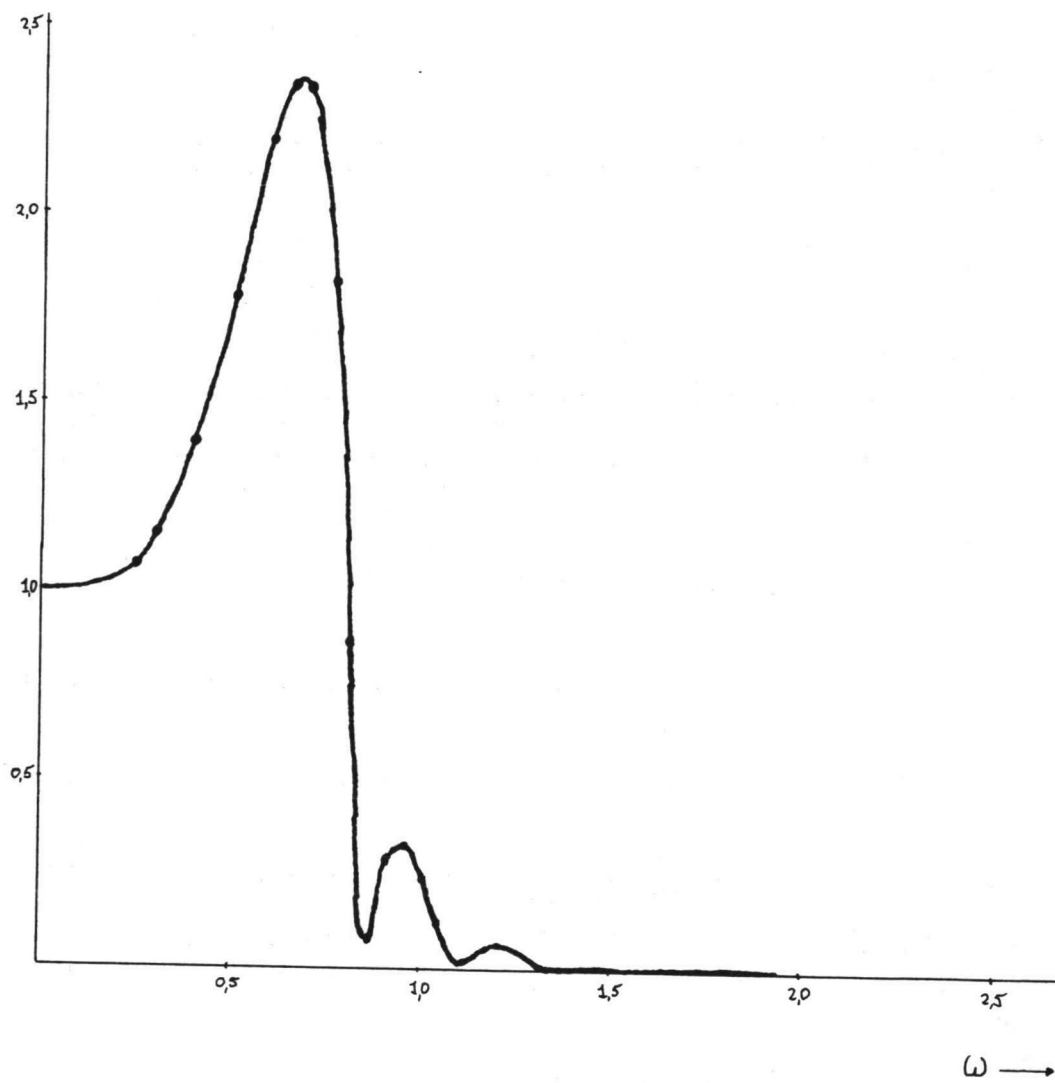
11.4 Overdrachtsfuncties

Om uit het golfspectrum het spectrum van de scheepsbewegingen te kunnen bepalen is een overdrachtsfunctie nodig. Deze overdrachtsfunctie is zowel voor de pitch als de heave te bepalen door per scheepstype te kijken wat de responsies zijn bij een bepaalde golfrequentie van het water. Door deze twee functies voor een bepaald maatgevend punt van het schip te combineren via simpele dynamica-regels kan de totale overdrachtsfunctie van dat punt van het schip bepaald worden. Voor de drie scheepstypen die in Sabratak te verwachten zijn is dit gebeurd met het programma SCORES van het Delft Ship Hydromechanics Laboratory [12]. Dit programma berekent voor een willekeurig, zelf in te voeren schip onder andere de overdrachtsfunctie voor de bewegingen van dit schip op golven op diep water. Hoewel er bij de haveningang geen sprake is van diep water is toch van dit programma gebruik gemaakt, omdat geen andere methode beschikbaar was om op zo'n korte termijn dezelfde resultaten te leveren. Verder zullen de fouten die gemaakt worden tot enkele procenten beperkt blijven. Een dergelijke foutmarge is gezien de onnauwkeurigheid van de overige gegevens zeker toegestaan.

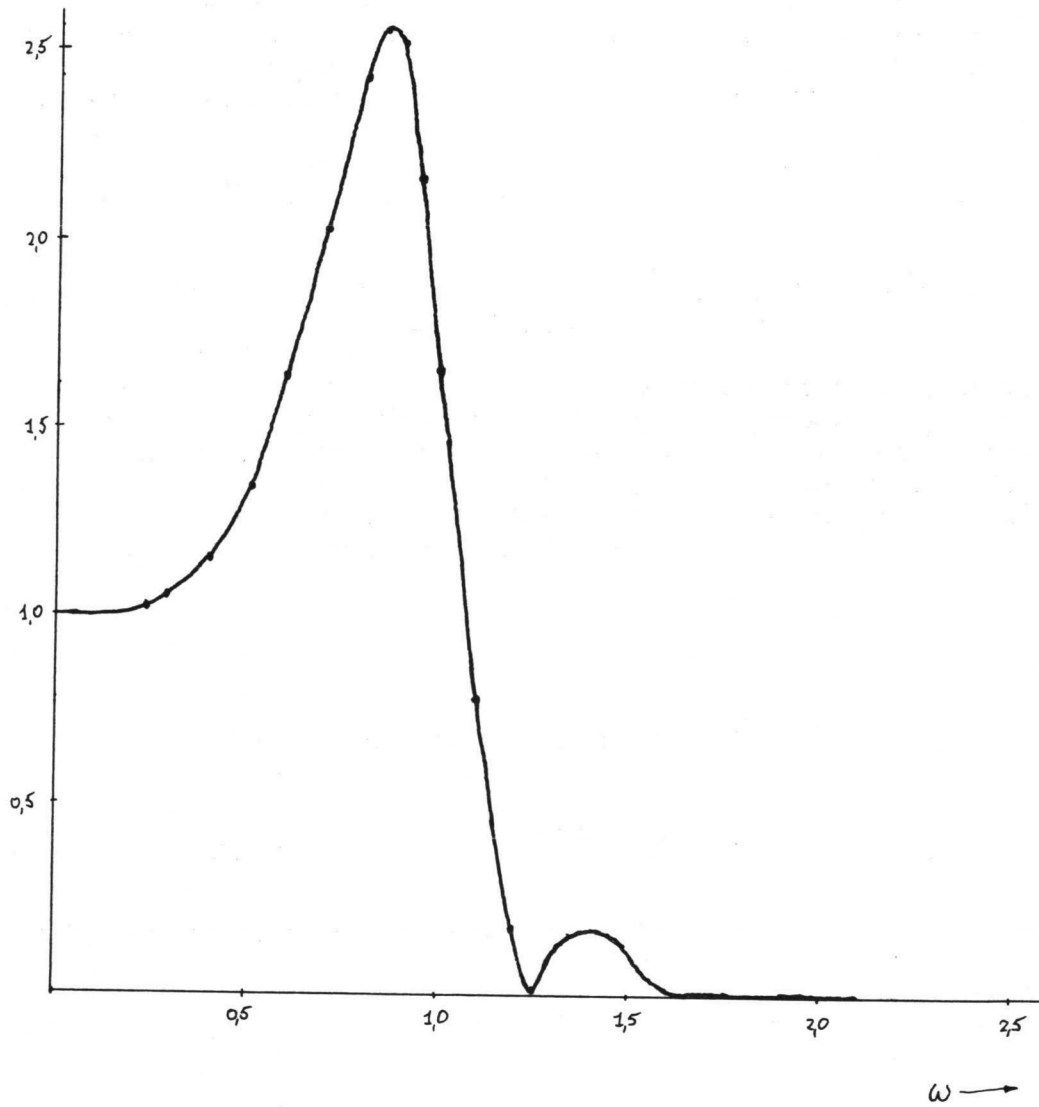
Als maatgevende punt voor de bewegingen van de drie scheepstypen is de voorloodlijn gekozen, omdat hier de grootste responsies te verwachten zijn. Verder is alleen gekeken naar golven die van voren het schip aanvallen. Deze golven komen uit het noord-westen en uit bijlage 1 blijkt dat deze de grootste hoogte hebben en het meest frequent voorkomen. Daarnaast veroorzaken kopgolven over het algemeen de grootste gecombineerde pitch- en heavebeweging. In bijlage 5 zijn de resultaten van de berekening met SCORES afgedrukt. Hieruit volgt de gecombineerde overdrachtsfunctie door de amplitudeverhoudingen te vermenigvuldigen met $(w/w_e)^2$, hetgeen uit het dimensieloos maken van de responsies in het programma volgt. De gecombineerde overdrachtsfuncties zijn weergegeven in figuren 11.4 tot en met 11.6 en in tabel 11.3, kolommen 4, 6 en 8 onder RF(....).



figuur 11.4 overdrachtsfunctie voor RoRo-schepen



figuur 11.5 overdrachtsfunctie voor general-cargo schepen



figuur 11.6 overdrachtsfunctie voor supply-schepen

11.5 Resultierend schip-spectrum

De uiteindelijke scheepsbewegingen, uitgedrukt met behulp van het sloopsspectrum, volgen uit het golfspectrum door dit laatste spectrum te vermenigvuldigen met het kwadraat van de overdrachtsfunctie. Dit is uitgevoerd in tabel 11.3 in kolommen 5,7 en 9 onder E(....).

12. Waterniveau-afhankelijke factoren

Alvorens de waterniveauvariatiën bepaald kunnen worden zal bekeken moeten worden ten opzichte van welk waterniveau dit dient te gebeuren. Dit ontwerp-waterniveau is sterk afhankelijk van de frequentie waarmee de schepen de haven aandoen. De supply-schepen zullen dagelijks in- en uitvaren en zullen dus onder alle weersomstandigheden en bij alle waterstanden de haven aan moeten kunnen doen. Daarom wordt, zoals in hoofdstuk 10 al is bepaald, voor de supply-schepen een ontwerpwaterstand van C.D.-0,36 m. (MSL) aangehouden. De RoRo- of general-cargo schepen zullen echter slechts een keer per maand een nieuwe vracht aanvoeren. Deze schepen kunnen daarom wachten op betere omstandigheden alvorens de haven binnen te varen. Voor deze zeeschepen wordt dan ook uitgegaan van de MHWN-waterstand (=C.D.-0,29 m.).

Nu het gemiddelde waterniveau gekozen is en ook de diepgang en de squat van de schepen bekend is, is de gemiddelde onderkeel-clearance alleen nog maar afhankelijk van het bodemniveau, ofwel de diepte van de geul.

Hier dienen nu de waterniveauvariatiën ten opzichte van het gekozen gemiddelde waterniveau bepaald te worden. De waterniveauvariatie σ_L^2 , kan, als de niveau-veranderingen geschematiseerd worden tot een sinusgolf met een amplitude A_L , afgeleid worden uit:

$$\sigma_L^2 = \frac{1}{2} \cdot A_L^2 \quad (12.1)$$

Deze waarde van σ_L^2 dient nu nog omgezet te worden tot een spectrum van de vorm $L(w)$, zodat een zelfde vorm als voor de scheepsresponsies verkregen wordt. Dit kan gebeuren door σ_L^2 om te zetten tot een rechthoekig spectrum met een breedte δw en een hoogte

$$L(w) = \sigma_L^2 / \delta w \quad (12.2)$$

Deze handelswijze dient nu nog toegepast te worden op de verschillende situaties waaronder de schepen de haven aandoen. De RoRo- en general-cargo schepen komen gemiddeld bij de MHWN-waterstand de haven binnenvaren. Op deze gemiddelde waterstand zijn variaties mogelijk ten gevolge van:

- seizoensinvloeden:	0,1 m.
- seiches:	0,1 m.
- wind set-up:	0,05 m.
	<hr/>
	0,25 m.

De amplitude van deze variaties is dan $A_L = 0,25$ meter.
Met behulp van (12.1) volgt dan:

$$\sigma_L^2 = \frac{1}{4} \cdot 0,25^2 = 0,031 \text{ m}^2 \quad (12.3)$$

Deze waarde van σ_L^2 dient omgezet te worden tot een spectrum. Wind-set-up en seizoensinvloeden zijn variaties met een zeer lage hoekfrequentie. Ook bij seiches is de hoekfrequentie laag echter groter dan bij de andere variaties. Uit metingen blijkt dat de grootste hoekfrequentie ongeveer $1,5 \cdot 10^{-2}$ is. Daarom wordt $\omega = 1,5 \cdot 10^{-2}$ gekozen. De hoogte van het rechthoekige spectrum wordt dan met behulp van (12.2):

$$L(\omega) = 0,031 \div 1,5 \cdot 10^{-2} = 2,08 \text{ m}^2\text{s} \quad (12.4)$$

De supply-schepen komen meer frequent binnen en voor de gemiddelde waterstand is dan ook MSL gekozen. De variaties daarop zijn:

- getij:	0,3 m.
- seizoensinvloeden:	0,1 m.
- seiches:	0,1 m.
- wind-set-up:	0,2 m.
	<hr/>
	0,7 m.

Hieruit volgt dat $A_L = 0,7$ meter, zodat

$$\sigma_L^2 = \frac{1}{4} \cdot 0,7^2 = 0,245 \text{ m}^2 \quad (12.5)$$

De hoogte van het golfspectrum wordt nu

$$L(\omega) = 0,245 \div 1,5 \cdot 10^{-2} = 16,33 \quad (12.6)$$

13. Bodemoneffenheden

De laatste groep factoren die van invloed zijn op de diepte van de vaargeul wordt gevormd door de bodemoneffenheden. Deze bodemoneffenheden kunnen op twee manieren van invloed zijn:

- door beïnvloeding van de scheepsbewegingen
- door beïnvloeding van de variaties in de underkeel-clearance

De eerste invloed wordt over het algemeen verwaarloosd. De tweede faktor is echter wel van belang. De variaties van de underkeel-clearance worden veroorzaakt door:

- baggeronnanauwkeurigheden
- ribbels met een karakteristieke lengte van enkele meters tot enkele tientallen meters
- zandgolven met een karakteristieke lengte van enkele tientallen meters tot enkele honderden meters

De baggeronnanauwkeurigheden en de kleinere ribbels hebben een lengte die ongeveer een orde kleiner is dan de lengte van de schepen. Daarom zullen variaties in de underkeel-clearance ten gevolge van deze bodemfluctuaties van weinig invloed zijn op de kans op bodemberoering. Bij aanraking zal immers alleen een top geraakt kunnen worden, daar een schip simpelweg niet tussen twee toppen in past. Daarom wordt een nieuw bodemniveau gekozen, het nautische niveau, dat over de toppen van deze oneffenheden loopt. De lengte van de onregelmatigheden in het nieuwe afgevlakte bodemniveau zal nu ongeveer gelijk zijn aan die van de langere ribbels en zandgolven. Door de langere lengte van deze fluctuaties zijn ze wel van invloed op de kans op bodemberoeringen. De lengte varieert ongeveer tussen de 20 en de 200 meter. De frequentie waarmee een schip deze oneffenheden ontmoet is afhankelijk van de vaarsnelheid van het schip en de lengte van de oneffenheden. Deze frequentie is te bepalen met:

$$w = 2\pi \cdot v_s / L \quad (13.1)$$

Hierin is v_s de vaarsnelheid, welke op 2,572 m/s (= 5 kn) gesteld wordt. De frequentie waarmee een schip de bodemtoppen ontmoet varieert dus tussen 0,1 en 0,8 rad/s. Over de hoogte van de te verwachten bodemoneffenheden

bestaan geen direkte gegevens, maar erg groot zullen de variaties niet zijn. De ribbels hebben normaliter een hoogte van 0,3 - 0,6 meter, terwijl de hoogte van de zandgolven over het algemeen veel groter kan worden. Aan de kust van Sabratah wordt echter tot op grotere diepten geen zand gevonden, dat in de vorm van los sediment aanwezig is. De bodem bestaat namelijk uit gecementeerd zand, het zogenaamde bioclastic sandstone. In deze grondsoort komen wel bodemvariaties voor met een grotere lengte, maar de hoogte hiervan blijft beperkt tot 0,5 à 2 meter. De ribbels lopen dan weer over deze golven heen. Van invloed op de te baggeren geuldiepte zullen de golven met zo'n langere lengte in het geval van Sabratah echter niet zijn. Daar is immers een erg korte toegangseul, zodat in dit gebied niet op grote bodemvariaties door langere golfbewegingen hoeft worden gerekend. Hun invloed wordt dan ook verwaarloosd.

Ook de variaties in het nautische niveau zullen beperkt blijven. De hoogte hiervan is maximaal ongeveer 0,5 meter. Hierdoor zal de totale te verwachten amplitude in het bodemniveau gelijk zijn aan:

$$A_B = \frac{1}{2} \cdot (0,45 + 0,5) = 0,48 \text{ meter} \quad (13.2)$$

Weer uitgaande van sinusvormige golven wordt dan een variantie verkregen van:

$$\sigma_B^2 = \frac{1}{2} \cdot 0,48^2 = 0,12 \text{ m}^2 \quad (13.3)$$

Als het spectrum, evenals bij de waterniveauvariaties geschematiseerd wordt tot een rechthoekig spectrum krijgt dit de volgende vorm:

$$r(w) = \sigma_B^2 / \delta w = 0,12 \div 0,7 = 0,171 \text{ m}^2 \text{ s} \quad (13.4)$$

Opgemerkt dient te worden dat de schematisatie van dit spectrum een vrij grote invloed heeft op de verdere berekeningen. Vooral de spectrale momenten van een grotere orde worden in belangrijke mate bepaald door de bodemoneffenheden, daar deze oneffenheden voorkomen bij grotere frequenties. Bij de spectrale momenten van een orde ≥ 2 worden deze waarden extra versterkt, hetgeen tot grote variaties kan leiden bij de bepaling van deze momenten. Daarom dient hier nog nadere studie naar verricht te worden. Voor het afstudeerwerk wordt echter voorlopig van de gegeven schematisering uitgegaan.

14. Variatie van de underkeel-clearance

Uit de in de vorige hoofdstukken afgeleide spectra kan nu het gecombineerde spectrum voor de underkeel-clearance afgeleid worden. Dit kan door simpel optellen van de drie spectra, hetgeen geoorloofd is omdat het onafhankelijke gebeurtenissen betreft. Het underkeel-clearance spectrum $e(w)$ volgt dus uit:

$$e(w) = R(w) + L(w) + r(w) \quad (14.1)$$

Dit spectrum is ook weer een functie van w en beschrijft de verandering van de underkeel-clearance rond zijn gemiddelde waarde. Van dit spectrum kunnen de spectrale momenten berekend worden, die nodig zijn voor een verdere analyse. Het j -de moment volgt uit:

$$m_j = \int_0^{\infty} w^j \cdot e(w) \cdot dw \quad (14.2)$$

Voor de statistische berekeningen is verder de standaardafwijking nodig, die volgt uit:

$$\sigma_e^2 = m_0 \quad (14.3)$$

en de gemiddelde ontmoetingsperiode T_m , die volgt met:

$$T_m = 2\pi \cdot \sqrt{m_2/m_4} \quad (14.4)$$

Uit deze gemiddelde ontmoetingsperiode is het aantal extremen in de underkeel-clearance, N , te bepalen door de tijd die een schip in het kanaal vaart te delen door deze ontmoetingsperiode.

Ook voor een beschrijving van het gedrag van de underkeel-clearance zijn de spectrale momenten nodig. Dit gedrag volgt uit de spectrumbreedte, ϵ_{ps} , die te bepalen is met vergelijking (14.5)

$$\text{eps}^2 = 1 - m_2^2 / (m_0 \cdot m_4) \quad (14.5)$$

Als $\text{eps} \approx 0$ kan een Rayleigh-verdeling aangehouden worden en als $\text{eps} \approx 1$ worden de extremen van de underkeel-clearance het beste beschreven met een normale verdeling.

Voor de verschillende scheepstypen en weersomstandigheden zijn de spectra $e(w)$ bepaald en de momenten uitgerekend. Deze momenten zijn weergegeven in tabel 14.1.

	m_0	m_2	m_4	σ_e	T_m	eps
RoRo-schip	0,5714	0,2745	0,1604	0,756	8,22	0,42
general-cargo	0,4022	0,1656	0,0883	0,634	8,60	0,48
supply-schip	2,6607	1,3328	0,8628	1,631	7,81	0,47

tabel 14.1 statistische gegevens

Met behulp van (14.3),(14.4) en (14.5) zijn de standaardafwijking, de gemiddelde ontmoetingsperiode, respectievelijk de spectrumbreedte bepaald. Deze zijn eveneens weergegeven in tabel 14.1. Ondanks de grote waarde van eps zal toch van een Rayleigh-verdeling voor de underkeel-clearance uitgegaan worden. De componenten die het underkeel-clearance-spectrum bepalen via (14.1) zijn zelf namelijk functies waarvan de extremen redelijk benaderd kunnen worden met behulp van een Rayleigh-verdeling. Daarom wordt ook voor de sommatie van deze componenten een Rayleigh-verdeling aangehouden. De kansverdeling volgens Rayleigh is weer te geven met:

$$P(x) = \exp[-\frac{1}{2}x^2] \quad (14.6)$$

Dit zal ook in de volgende paragrafen gebruikt worden.

15. Kans op een bodemberoering

Nu de statistische eigenschappen van de underkeel-clearance bekend zijn, kan bepaald worden wanneer het schip de bodem zal raken. Dit gebeurt als de variatie van de underkeel-clearance de gemiddelde underkeel-clearance overschrijdt, zodat de underkeel-clearance nul wordt. De gemiddelde underkeel-clearance is te beschrijven met:

$$c_{gem} = h + h' - D - Z \quad (15.1)$$

en de actuele underkeel-clearance op een willekeurig moment als:

$$c(t) = c_{gem} - e(t) \quad (15.2)$$

Als $c(t)$ gelijk wordt aan nul, raakt het schip de bodem. In bovenstaande vergelijkingen zijn:

c_{gem} = gemiddelde underkeel-clearance
 h = waterdiepte ten opzichte van C. D.
 h' = waterniveau ten opzichte van C. D.
 D = diepgang van het schip
 Z = squat + trim
 $e(t)$ = variatie van de underkeel-clearance

De gemiddelde underkeel-clearance voor de verschillende scheepstypen is weergegeven in tabel 15.1. Hierin zijn ook de andere factoren uit vergelijking (15.1) weergegeven, alsmede de standaardafwijking van de underkeel-clearance, die in het vorige hoofdstuk bepaald is.

	h	h'	D	Z	c_{gem}	σ_e
RoRo-schip	11,00	-0,29	7,1	0,1	3,51	0,756
general-cargo	11,00	-0,29	7,9	0,1	2,71	0,634
supply-schip	11,00	-0,36	5,5	0,1	5,04	1,631

tabel 15.1 bepalende factoren underkeel-clearance

Voor de waterdiepte wordt in eerste instantie een waarde aangehouden van C.D.-11,00 meter. Later zal voor andere diepten de berekening herhaald worden, zodat een vergelijking gemaakt kan worden, waaruit de meest economische diepte volgt.

Door de gemiddelde underkeel-clearance dimensieloos te maken door deling door de standaardafwijking via

$$x = c_{gem} / \sigma_e \quad (15.3)$$

kan vergelijking (14.6) gebruikt worden. De kans dat een enkel extreem van de underkeel-clearance groter of gelijk wordt aan de gemiddelde underkeel-clearance is dan gelijk aan:

$$P(c_{gem}) = \exp[-\frac{1}{2}x^2] \quad (15.4)$$

De kans dat c_{gem} niet overschreden wordt bij N extremen is dan

$$E_1 = 1 - [1 - P(c_{gem})]^N \quad (15.5)$$

E_1 is dus de kans dat een schip minstens een maal de bodem raakt gedurende haar passage. Deze kansen zijn per scheepstype berekend in tabel 15.2. Het aantal extremen, N , is bepaald door:

$$N = t / T_m \quad (15.6)$$

waarin T_m de gemiddelde ontmoetingsperiode is, die in het vorige hoofdstuk bepaald is en t de tijdsduur die een schip in de vaargeul doorbrengt. Deze volgt met

$$t = L_{geul} / v_s \quad (15.7)$$

waarin L_{geul} de lengte van de vaargeul is en v de vaarsnelheid (=2,572 m/s). De lengte van de geul voor de haven in Sabratah is ongeveer 1200 meter, waardoor voor t volgt

$$t = 1200 / 2,572 = 466,6 \text{ s.}$$

(15.8)

	T_m	N	x	$P(c_{gem})$	E_1
RoRo-schip	8,22	56,7	4,64	2,09 '-5	1,18 '-3
general-cargo	8,60	54,2	4,27	1,08 '-4	5,82 '-3
supply-schip	7,81	59,7	3,09	8,44 '-3	3,97 '-1

tabel 15.2 kans op een bodemberoering per geulpassage in
gegeven storm

Ook voor andere diepten kan de kans, E_1 , op minstens één bodemberoering tijdens het binnenvaren berekend worden. Dit gebeurt op precies dezelfde wijze als boven beschreven. De resultaten hiervan zijn weergegeven in tabel 15.3.

h	\bar{c}	$p(\bar{c})$	E_1	E_2
+9.00	+1.51	+ .136'+00	+ .100'+01	+ .225'+00
+9.25	+1.76	+ .665'-01	+ .980'+00	+ .220'+00
+9.50	+2.01	+ .292'-01	+ .813'+00	+ .183'+00
+9.75	+2.26	+ .115'-01	+ .430'+00	+ .108'+00
+10.00	+2.51	+ .404'-02	+ .205'+00	+ .461'-01
+10.25	+2.76	+ .128'-02	+ .693'-01	+ .157'-01
+10.50	+3.01	+ .361'-03	+ .203'-01	+ .456'-02
+10.75	+3.26	+ .917'-04	+ .513'-02	+ .117'-02
+11.00	+3.51	+ .209'-04	+ .113'-02	+ .266'-03
+11.25	+3.76	+ .425'-05	+ .241'-03	+ .542'-04
+11.50	+4.01	+ .777'-06	+ .441'-04	+ .992'-05
+11.75	+4.26	+ .127'-06	+ .722'-05	+ .162'-05
+12.00	+4.51	+ .187'-07	+ .106'-05	+ .239'-06
+12.25	+4.76	+ .246'-08	+ .140'-06	+ .314'-07
+12.50	+5.01	+ .291'-09	+ .165'-07	+ .371'-08
+12.75	+5.26	+ .303'-10	+ .174'-08	+ .393'-09
+13.00	+5.51	+ .292'-11	+ .165'-09	+ .372'-10
+13.25	+5.76	+ .248'-12	+ .141'-10	+ .317'-11
+13.50	+6.01	+ .189'-13	+ .107'-11	+ .241'-12
+13.75	+6.26	+ .129'-14	+ .732'-13	+ .165'-13
+14.00	+6.51	+ .791'-16	+ .394'-14	+ .387'-15
+14.25	+6.76	+ .434'-17	+ .000'+00	+ .000'+00
+14.50	+7.01	+ .214'-18	+ .000'+00	+ .000'+00
+14.75	+7.26	+ .943'-20	+ .000'+00	+ .000'+00
+15.00	+7.51	+ .373'-21	+ .000'+00	+ .000'+00

tabel 15.3a kans op een bodemberoering per gulddiepte voor RoRo-schip

h	\bar{c}	$\rho(\bar{c})$	E_c	E_{c_0}
+9.00	+0.71	+0.534'+00	+0.100'+01	+0.225'+00
+9.25	+0.90	+0.318'+00	+0.100'+01	+0.225'+00
+9.50	+1.21	+0.102'+00	+0.100'+01	+0.225'+00
+9.75	+1.40	+0.705' -01	+0.931'+00	+0.221'+00
+10.00	+1.71	+0.263' -01	+0.764'+00	+0.172'+00
+10.25	+1.90	+0.341' -02	+0.367'+00	+0.826' -01
+10.50	+2.21	+0.230' -02	+0.117'+00	+0.264' -01
+10.75	+2.46	+0.533' -03	+0.287' -01	+0.647' -02
+11.00	+2.71	+0.108' -03	+0.582' -02	+0.131' -02
+11.25	+2.90	+0.185' -04	+0.100' -02	+0.225' -03
+11.50	+3.21	+0.271' -05	+0.147' -03	+0.331' -04
+11.75	+3.46	+0.341' -06	+0.135' -04	+0.416' -05
+12.00	+3.71	+0.367' -07	+0.199' -05	+0.447' -06
+12.25	+3.90	+0.333' -03	+0.183' -06	+0.412' -07
+12.50	+4.21	+0.260' -09	+0.144' -07	+0.324' -08
+12.75	+4.46	+0.179' -10	+0.973' -09	+0.219' -09
+13.00	+4.71	+0.104' -11	+0.562' -10	+0.126' -10
+13.25	+4.90	+0.512' -13	+0.273' -11	+0.625' -12
+13.50	+5.21	+0.217' -14	+0.117' -12	+0.264' -13
+13.75	+5.46	+0.785' -16	+0.376' -14	+0.846' -15
+14.00	+5.71	+0.243' -17	+0.000'+00	+0.000'+00
+14.25	+5.90	+0.646' -19	+0.000'+00	+0.000'+00
+14.50	+6.21	+0.147' -20	+0.000'+00	+0.000'+00
+14.75	+6.46	+0.285' -22	+0.000'+00	+0.000'+00
+15.00	+6.71	+0.475' -24	+0.000'+00	+0.000'+00

tabel 15.3b kans op een bodemberoering per geuldiepte
voor general-cargo schip

h	\bar{c}	$p(\bar{c})$	E_1	E_2
+9.00	+3.04	+ .175'+00	+ .100'+01	+ .225'+01
+9.25	+3.29	+ .131'+00	+ .100'+01	+ .225'+01
+9.50	+3.54	+ .949' -01	+ .997'+00	+ .224'+01
+9.75	+3.79	+ .672' -01	+ .984'+00	+ .221'+01
+10.00	+4.04	+ .465' -01	+ .742'+00	+ .212'+01
+10.25	+4.29	+ .315' -01	+ .352'+00	+ .192'+01
+10.50	+4.54	+ .208' -01	+ .714'+00	+ .161'+01
+10.75	+4.79	+ .134' -01	+ .553'+00	+ .124'+01
+11.00	+5.04	+ .844' -02	+ .397'+00	+ .894'+00
+11.25	+5.29	+ .520' -02	+ .267'+00	+ .601'+00
+11.50	+5.54	+ .312' -02	+ .170'+00	+ .383'+00
+11.75	+5.79	+ .183' -02	+ .104'+00	+ .234'+00
+12.00	+6.04	+ .105' -02	+ .609' -01	+ .137'+00
+12.25	+6.29	+ .589' -03	+ .346' -01	+ .773' -01
+12.50	+6.54	+ .323' -03	+ .191' -01	+ .429' -01
+12.75	+6.79	+ .172' -03	+ .102' -01	+ .230' -01
+13.00	+7.04	+ .900' -04	+ .536' -02	+ .121' -01
+13.25	+7.29	+ .459' -04	+ .274' -02	+ .616' -02
+13.50	+7.54	+ .229' -04	+ .136' -02	+ .307' -02
+13.75	+7.79	+ .111' -04	+ .664' -03	+ .149' -02
+14.00	+8.04	+ .529' -05	+ .316' -03	+ .710' -03
+14.25	+8.29	+ .246' -05	+ .147' -03	+ .330' -03
+14.50	+8.54	+ .111' -05	+ .665' -04	+ .150' -03
+14.75	+8.79	+ .493' -06	+ .294' -04	+ .662' -04
+15.00	+9.04	+ .213' -06	+ .127' -04	+ .237' -04

tabel 15.3c Kans op een bodemberoering per gulddiepte voor supply-schip

16. Uiteindelijke keuze bodemniveau.

Met de bepaling van de kans op minstens één bodemberoering tijdens een scheepspassage is het werk nog niet afgerond. Er zijn immers nog meer factoren van invloed op de optimalisering. Allereerst dient rekening gehouden te worden met de verkeersdichtheid. Als er meerdere schepen tegelijk in de geul varen zal de kans op een individuele bodemberoering toenemen. Als er m schepen in de geul aanwezig zijn, blijkt de kans op schade ook m keer zo groot te worden, ofwel

$$m \cdot E_1 \quad (16.1)$$

Echter er moet ook rekening gehouden worden met de kans dat deze hoeveelheid schepen ook daadwerkelijk in de haven aanwezig is. Per kort tijdsinterval, met een lengte gelijk aan de tijd dat een schip in de geul aanwezig is, zal bekeken moeten worden wat de kans is dat er een of meerdere schepen in de geul aanwezig zijn. Deze kans, $p(m)$, zal afnemen als het aantal schepen, m , toeneemt. In de meeste gevallen geldt $m = 0$; er zijn dan dus geen schepen in de geul aanwezig. Deze situatie komt relatief zo vaak voor dat de kans $p(m = 0)$ ongeveer 1 is. In tabel 16.1 zijn de waarden van m met de bijbehorende voorkomenskansen per scheepstype gegeven. De RoRo- of general-cargo schepen komen ongeveer eens per 1 à 3 maanden naar Sabratah. Bij het in- en uitvaren zullen ze met een gemiddelde snelheid van 5 knopen ongeveer 7 à 8 minuten in de havengeul varen, zie (15.8). De kans dat een RoRo- of general-cargo schip zich in de geul bevindt is dus ongeveer

$$\frac{7 \text{ à } 8 * 2}{1 \text{ à } 3 * 30 * 24 * 60} \approx 0,02 \% \quad (16.2)$$

De kans dat er meer dan één schip zich in de havengeul bevindt is gelijk aan nul. Aangenomen wordt verder dat evenveel RoRo- als general-cargo schepen de haven aan zullen doen, zodat de kans dat er een RoRo-schip aanwezig is 0,01% is, hetgeen ook geldt voor het general-cargo schip.

m	RoRo	General-cargo	Supply-schip
0	99,99%	99,99%	99%
1	0,01%	0,01%	1%
≥2	0%	0%	0%

tabel 16.1 waarden van p(m)

De supply-schepen varen meer frequent af en aan. Elke dag zal er wel een schip aan- of afvaren, zodat de kans dat er een schip in de geul aanwezig is wordt:

$$\frac{7 \text{ à } 8 * 2}{24 * 60} \approx 1\% \quad (16.3)$$

De kans dat er twee of meer schepen aanwezig zijn wordt ook hier verwaarloosbaar klein geacht.

De informatie uit tabel 16.1 dient nu gecombineerd te worden met de eerder verkregen kans E_1 . Dit gebeurt volgens vergelijking (16.4):

$$E_2 = E_1 \cdot \sum_{m=0}^2 m \cdot p(m) \quad (16.4)$$

Als tweede faktor, die van belang is bij de optimalisering van de geuldiepte, dient de variërende stormconditie genomen te worden. In het voorgaande is immers bepaald wat de kans is dat een gegeven schip de bodem raakt bij één bepaalde stormconditie. Er komen echter verschillende stormcondities voor, die allen een bepaalde kans op bodemberoeringen opleveren. Daarom dient de kans dat een schip de bodem raakt bij een bepaalde stormconditie, vermenigvuldigd te worden met de kans dat die storm ook daadwerkelijk voorkomt. Dit dient te gebeuren voor alle mogelijke stormcondities. Deze afzonderlijke kansen dienen dan voor alle stormcondities gesommeerd te worden tot een uiteindelijke kans E_3 . Bij de reeds gekozen stormconditie is voor de scheepstypen de kans op bodemberoering het grootst. Bij zwaardere stormen zullen de schepen

immers betere weersomstandigheden afwachten, alvorens in of uit te varen. De lichtere stormen veroorzaken een veel kleinere kans op bodemberoeringen, maar komen daarentegen wat vaker voor. Hun invloed in de sommatie zal echter beperkt blijven door de afgenomen kans. Aangenomen wordt dat de uiteindelijke kans E_3 na sommatie 3 keer groter is dan de kans E_2 bij de tot nu toe aangehouden stormconditie maal de kans op die stormconditie, dus:

$$E_3 = 3 * E_2 * p(\text{ontwerpstorm}) \quad (16.5)$$

De kans E_2 wordt dus niet voor alle stormcondities bepaald. De kans dat een ontwerpstorm voorkomt is voor de verschillende scheepstypes weergegeven in tabel 16.2.

	Kans op ontwerpstorm
RoRo-schip	0,01
general-cargo	0,01
supply-schip	0,001

tabel 16.2 kans op een ontwerpstorm [1]

Met de waarde van E_3 is de kans op een bodemberoering bekend, echter wel per geulpassage. Voor de verdere beschouwingen is echter de kans op jaarbasis nodig. Hiervoor wordt E_3 vermenigvuldigd met het aantal passages, M , dat per jaar mogelijk is. Bij een passeertijd van ongeveer 7 minuten geldt dat $M = 75000$. De kans op schade op jaarbasis wordt nu:

$$E_4 = M * E_3 \quad (16.6)$$

Deze kans kan groter dan 1 worden, hetgeen onmogelijk lijkt. De waarde van E_4 wordt later echter geassocieerd met de kosten per individueel scheepsongeluk, zodat een waarde van 1 of groter impliceert dat per jaar meerdere schepen de grond zullen raken. De uiteindelijke kansen E_4 , zijn voor de verschillende scheepstypen per geuldiepte weergegeven in tabel 15.3.

Nu de totale jaarlijkse kans op schade per scheepstype bekend is, dient deze vermenigvuldigd te worden met de individuele kosten van een ongeluk om de jaarlijkse schadekosten te bepalen. Optellen van de jaarlijkse schadekosten per scheepstype levert tenslotte de totale te verwachten jaarlijkse schadekosten per geuldiepte.

In tabel 16.3 zijn de te verwachten kosten bij een ongeval per scheepstype gegeven. De spreiding in deze kosten is erg groot, daar de aard van de bodemberoering sterk kan verschillen. Om toch een richtlijn te hebben is een schatting gemaakt van de gemiddeld te verwachten kosten per ongeval, welke in tabel 16.3 zijn weergegeven.

	Kosten in Dfl
RoRo-schip	500.000
general-cargo	500.000
supply-schip	75.000

tabel 16.3 schadekosten per individuele bodemberoering

Voor de totale jaarlijkse schadekosten volgt dan de waarde die in tabel 16.4 per geuldiepte weergegeven is. Het blijkt dat de supply-schepen het meeste bijdragen aan de te verwachten schadekosten, ondanks de geringere diepgang. Dit kan verklaard worden door het feit dat deze schepen onder alle omstandigheden de haven binnen moeten kunnen lopen, dus ook onder de meest ongunstige situaties. Tevens zijn er veel meer geulpassages per jaar, hetgeen de jaarlijkse kans op schade sterk vergroot en dus ook de jaarlijks te verwachten schadekosten.

De jaarlijkse kosten dienen natuurlijk omgezet te worden in huidige waarden met behulp van de waardefactor

$$pwf = \frac{(1 + i)^n - 1}{i \cdot (1 + i)^n} \quad (16.7)$$

Bij een levensduur, n , van 50 jaar en een interestvoet, i , van 8% wordt deze waarde

$$pwf = \frac{(1 + 0,08)^{50} - 1}{0,08 \cdot (1 + 0,08)^{50}} = 12,23 \quad (16.8)$$

h	RoRo	gen. cargo	supply	totaal	cont. waarde
9,0	112.500	112.500	168.750	393.750	4.815.560
9,5	91.500	112.500	168.000	372.000	4.549.560
10,0	23.050	86.000	159.000	268.050	3.278.250
10,5	2.280	13.200	120.750	136.230	1.660.090
11,0	113	655	67.050	67.818	829.410
11,25	27	113	45.075	45.215	552.980
11,5	5	17	28.725	28.747	351.570
12,0	0	0	10.275	10.275	125.660
12,5	0	0	3.218	3.218	39.360
13,0	0	0	908	908	11.100
13,5	0	0	230	230	2.810
14,0	0	0	53	53	650
14,5	0	0	11	11	135
15,0	0	0	2	2	25

tabel 16.4 jaarlijkse schadekosten in Dfl

Door de jaarlijkse kosten te vermenigvuldigen met deze waardefactor worden de gekapitaliseerde schadekosten gevonden, welke weergegeven zijn in de laatste kolom van tabel 16.4.

Ook de onderhoudskosten dienen op deze wijze gekapitaliseerd te worden. Aangenomen wordt echter dat, gezien de zeer geringe te verwachten aanzandingen, deze onderhoudskosten voor alle geuldieptes ongeveer hetzelfde zullen zijn. Deze kosten kunnen dan buiten beschouwing blijven.

Als laatste dienen de baggerkosten bekeken te worden. Deze zullen toenemen naarmate de diepte van de te baggeren geul zal toenemen. Uitgaande van een prijsopgave van Zanen Verstoep N.V. voor een overeenkomend werk in Tunisië, kan voor het baggerwerk op f 8,50 per m³ gerekend worden. De hoeveelheid te baggeren materiaal per geuldiepte is weergegeven in tabel 16.5. In deze tabel is tevens weergegeven welke kosten dit baggeren met zich mee zal brengen. Mobilisatiekosten e.d. zijn hierbij niet inbegrepen, daar deze voor alle geuldieptes gelijk verondersteld worden. Er is verder ook alleen naar de geul

gekeken, dus niet naar het te baggeren gedeelte achter de havendammen.

h	aantal m ³	baggerkosten
9,0	51.000	433.000
9,5	94.000	799.000
10,0	140.000	1.190.000
10,5	192.000	1.632.000
11,0	248.000	2.108.000
11,25	278.000	2.363.000
11,5	309.000	2.626.000
12,0	377.000	3.204.500
12,5	448.000	3.808.000
13,0	523.000	4.445.500
13,5	603.000	5.125.500
14,0	686.000	5.831.000
14,5	772.000	6.562.000
15,0	863.000	7.335.500

tabel 16.5 baggerkosten in Dfl

In tabel 16.6 tenslotte zijn de te verwachten schadekosten en baggerkosten gesommeerd, zodat de totale kosten verkregen worden. In figuur 16.1 is dit ook nog grafisch weergegeven. Het blijkt dat een optimale oplossing verkregen wordt op een diepte van C.D.-11,25 meter, daar dan de gesommeerde kosten minimaal zijn.

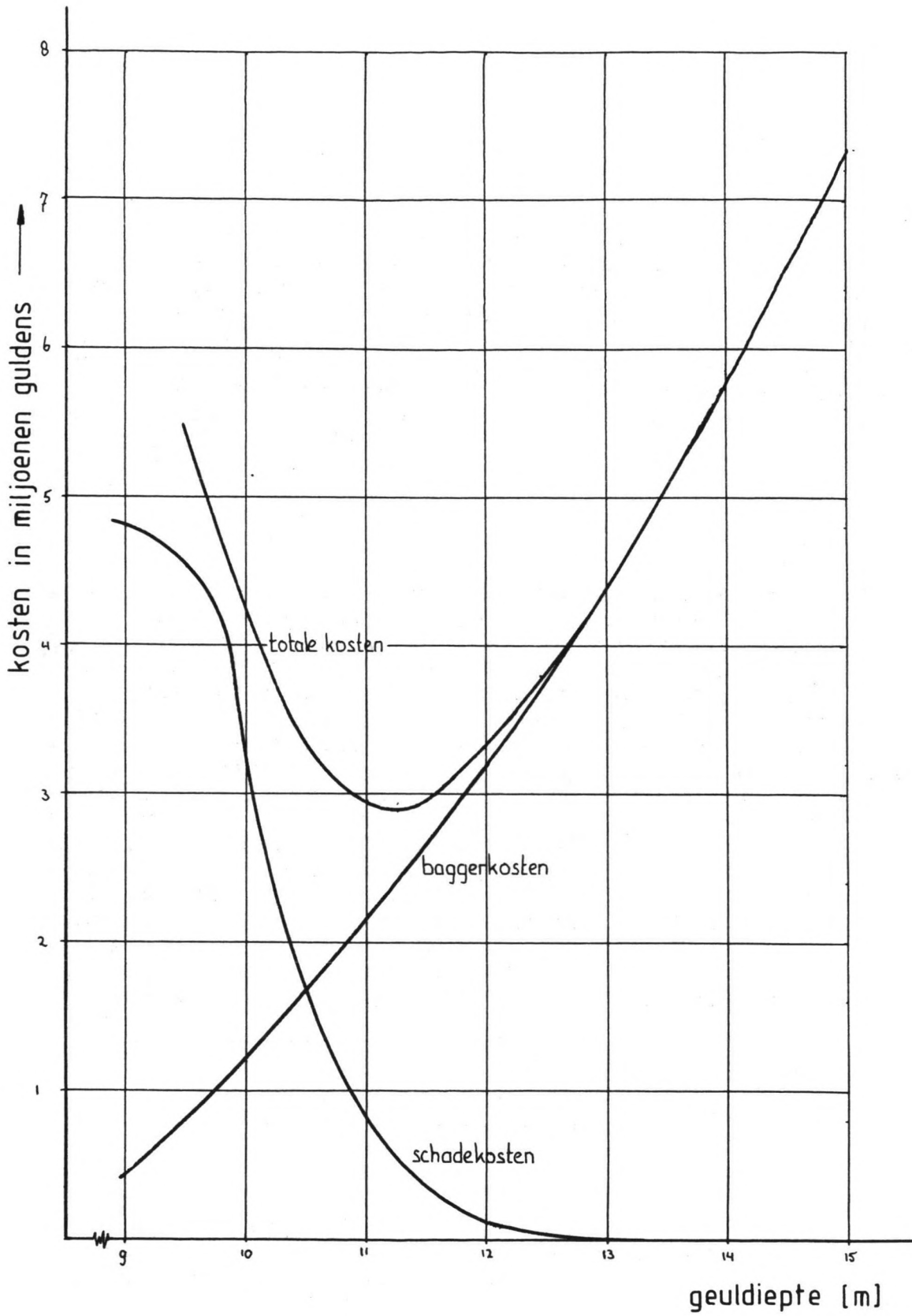
Bij een diepte van 11,25 meter wordt ook aan de eis voldaan, dat voldoende onderkeel-clearance aanwezig is voor veilig manoeuvreren. De gemiddelde onderkeel-clearance moet hiervoor ongeveer 1 à 1,5 meter zijn [13] en daaraan wordt voor alle scheepstypen ruim voldaan.

Tevens voldoet de geuldiepte aardig aan de vuistregel dat de diepte ongeveer gelijk moet zijn aan de diepgang van het grootste schip plus 20% speling. Dit zou op een diepte van iets meer dan 10 meter uitkomen.

De oplossing van C.D.-11,25 meter lijkt dus alleszins reëel, zodat de uiteindelijke geuldiepte op C.D.-11,25 meter gesteld wordt.

h	schadekosten	baggerkosten	totale kosten
9,0	4.815.560	433.000	5.248.560
9,5	4.549.560	799.000	5.348.560
10,0	3.278.250	1.190.000	4.468.250
10,5	1.660.090	1.632.000	3.292.090
11,0	829.410	2.108.000	2.937.410
11,25	552.980	2.363.000	2.915.980
11,5	351.570	2.626.000	2.977.570
12,0	125.660	3.204.500	3.330.160
12,5	39.360	3.808.000	3.847.360
13,0	11.100	4.445.500	4.456.600
13,5	2.810	5.125.500	5.128.310
14,0	650	5.831.000	5.831.650
14,5	135	6.562.000	6.562.135
15,0	25	7.335.500	7.335.525

tabel 16.6 totale kosten per geuldiepte in Dfl



figuur 16.1 kostencurven

Nabeschooving

Tot slot wordt nog even kort terug gekeken op het afstudeerwerk. Als eerste blijkt dan dat ten gevolge van de beperkte hoeveelheid gegevens en contacten met de opdrachtgever, A.G.I.P., verschillende aannames gedaan moesten worden, die toch wel van invloed zijn op het uiteindelijke ontwerp. Een voorbeeld hiervan voor de indeling van de haven is de gewichtentoekenning aan de verschillende wegingsfactoren in de multi-criteria analyse. Deze toekenning kon niet, zoals over het algemeen gebruikelijk, in samenspraak met alle betrokken partijen plaatsvinden, zodat een verdeling gekozen moest worden die puur gebaseerd is op aannames. Een nadere analyse op dit punt zal dan ook zeker gewenst zijn.

Ook bij het ontwerp van de havendammen en de bepaling van de geuldiepte zijn verschillende aannames met betrekking tot de ontwerpregels en de invoergegevens gedaan. Er is immers gebruik gemaakt van tabellen en rekenmethoden, die niet direkt in die situatie toepasbaar waren. Daarom zullen ter controle van deze veronderstellingen enige modelproeven op schaal uitgevoerd moeten worden, aan de hand waarvan het ontwerp eventueel aangepast kan worden. Eventueel dient eerst nog nader onderzoek gedaan te worden naar de invoergegevens om uiteindelijk tot het optimale ontwerp te komen.

Een tweede opmerking dient geplaatst te worden bij de tijdsduur die beschikbaar is voor het gehele ontwerp. Deze is vrij beperkt, zodat niet uitgebreid ingegaan kan worden op het genereren en nader uitwerken van verschillende alternatieven. Verschillende oplossingsmogelijkheden die eventueel tot een betere oplossing zouden kunnen leiden, worden zelfs bij voorbaat al niet bekeken. Het blijft dan de vraag of uiteindelijk wel de meest optimale oplossing gekozen is. Een voorbeeld hiervan is het beperken van het havendamontwerp tot een havendam opgebouwd uit losse elementen. De mogelijkheid van een monolietconstructie door middel van caissons of een gecombineerde oplossing wordt dus in het geheel niet bekeken, hetgeen een ernstige beperking is voor het uiteindelijke ontwerp.

Als laatste volgt nog een korte analyse van de gevolgdere berekeningsmethoden bij het ontwerp van de havendammen en de bepaling van de geuldiepte. Voor beide ontwerpen is gebruik gemaakt van de probabelistische berekeningsmethode. Een nadeel van deze methode is dat erg veel en nauwkeurige gegevens vereist zijn, daar anders geen betrouwbare berekening gemaakt kan worden. Voor het ontwerp van

de havendam waren deze gegevens over het algemeen wel beschikbaar, zodat slechts enkele veronderstellingen gedaan behoeften te worden. De probabelistische methode is in dit geval dus goed bruikbaar en leidt tot een betrouwbare oplossing.

Voor de bepaling van de geuldiepte is dit in mindere mate het geval. Bij de vaststelling van de verschillende spectra worden immers vrij gemakkelijk fouten gemaakt, die doorwerken in de uiteindelijke oplossing. Ook bij de bepaling van de schadekosten bestaan grote onzekerheden door de grote spreiding in de beschikbare getallen, zodat een vertekend beeld ontstaat. Verder zullen ook andere factoren een rol spelen bij het ontwerp. Door het geringe aantal schepen dat jaarlijks de haven aandoet, zullen namelijk de te verwachten schadekosten beperkt blijven. Dit leidt dan tot een hogere acceptabele kans op een bodemberoering, hetgeen echter psychologische bezwaren op kan roepen bij de Kapiteins van de schepen. Dit zal dan van doorslaggevende betekenis worden. Het gebruik van de probabelistische methode voor de bepaling van de optimale diepte van de havengeul lijkt in het geval van de supplyhaven in Sabratah dus niet zo'n goede keus.

Literatuurlijst

Referenties

- [1] - Nedeco, F.C. de Weger
Sabratak logistic supply base
Final feasibility report
Volume IV: hydraulic studies and model tests
July 1985
- [2] - OSIRIS-CESCO B.V.
Bouri field development NC41B
Report of surveys and site investigations
for supply-base
Volume I (a, b, c): Area Sabratak
Januari 1985
- [3] - OSIRIS-CESCO B.V.
Bouri field development NC41B
Report of surveys and site investigations
for supply-base
Volume III: Harbour design criteria
Januari 1985
- [4] - Royal Meteorological Institute of the Netherlands
Observations of waves in the period 1961 - 1980
in the area 33°-35°N/11°30'-13°30'E
- [5] - Royal Meteorological Institute of the Netherlands
Observations of winds in the period 1961 - 1980
in the area 33°-34,9°N/11°-13,9°E
- [6] - Velsink, prof. ir. H.
Havens en scheepvaartwegen, collegedictaat
Vakgroep waterbouwkunde
Afdeling der Civiele Techniek
Technische Hogeschool Delft, mei 1985
- [7] - Shell internationale petroleum maatschappij en
Netherlands Engineering Consultants, Nedeco
Qatar Gas Company Limited, port facilities at
Ras Laffan, Qatar
Feasibility report, october 1976
- [8] - Bijker, E.W., Massie, W.W.
Coastal Engineering, Volume III: Breakwater-design
Coastal Engineering Group,
Department of Civil Engineering
Delft University of Technology, 1976

- [9] - Paape, A., Walther, A.W.
 Akmon armour units for cover layers of rubble
 mound breakwaters
 Delft Hydraulics Laboratory
 Publication number 27, october 1962
- [10] - Bijker, E.W., Massie, W.W.
 Coastal Engineering, Volume II: Harbour and beach
 problems
 Coastal Engineering Group,
 Department of Civil Engineering
 Delft University of Technology, 1978
- [11] - Shore Protection Manual
 U. S. Army Coastal Engineering Research Center
 U. S. Government Printing Office,
 Washington D. C., 1973
- [12] - Journée, J.M.J., Versluis, A.
 SCORES- Delft, Theory and user's manual
 Ship Hydromechanics Laboratory
 Delft University of Technology
 Report no 543-M, February 1982
- [13] - Permanent international association of navigation
 congresses (PIANC)
 Underkeel clearance for large ships in maritime
 fairways with hard bottom
 Report of a working group of the permanent
 technical committee II
 Supplement to bulletin no 51, Brussels, 1985
- [14] - Boer, H. de,
 Golven voor de Kust van Suriname R/1984/D/19
 Vakgroep vloeistofmechanica
 Afdeling der civiele techniek
 Technische Hogeschool Delft, december 1984
- [15] - Bouwmeester, ir. J.
 Binnenscheepvaart en scheepvaartwegen
 Vakgroep havens en scheepvaartwegen
 Afdeling der civiele techniek
 Technische hogeschool Delft, 1985
- [16] - Battjes, prof. dr. ir. J.A.
 Windgolven
 Vakgroep vloeistofmechanica
 Afdeling der civiele techniek
 Technische Hogeschool Delft, september 1982

- [17] - DIFHA, computerprogram for wave diffraktion in harbours
 User's guide for the programme DIFHA
 Department of civil engineering
 Delft University of Technology, January 1986
- [18] - Battjes, prof. dr. ir. J.A.
 Korte golven
 Vakgroep vloeistofmechanica
 Afdeling der civiele techniek
 Technische Hogeschool Delft, januari 1984

Algemene Informatie

- Bijker, E.W., Massie, W.W.
 Coastal Engineering, Volume III: Brekwater-design
 Coastal Engineering Group,
 Department of Civil Engineering
 Delft University of Technology, 1978
- Permanent international association of navigation congresses (PIANC)
 The stability of rubble mound breakwaters in deeper water
 Report of a working group of the permanent technical committee II
 Supplement to bulletin no 48, Brussels, 1985
- Netherlands Engineering Consultants, Nedeco
 Industrial engineering survey Kidney Island
 Final report
 The Hague, November 1982
- Strating, J., Schilperoort, T., Blaauw, H.G.,
 Optimization of depths of channels
 Delft hydraulics laboratory
 publication number 278, september 1982

