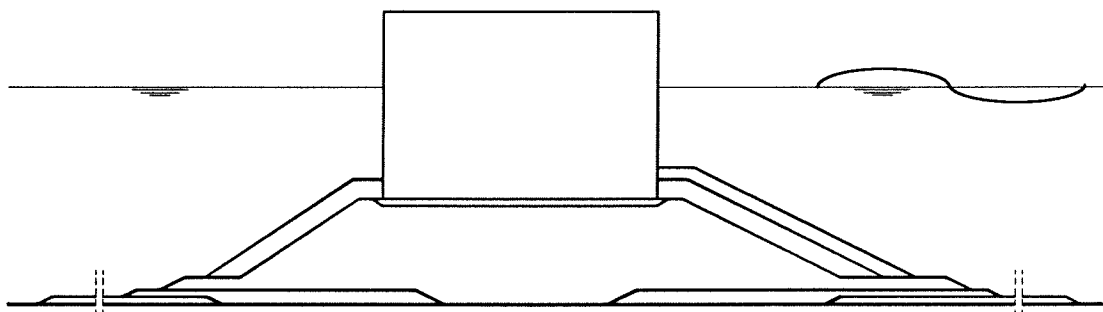


Beschouwing van constructiekosten van monoliet golfbrekers

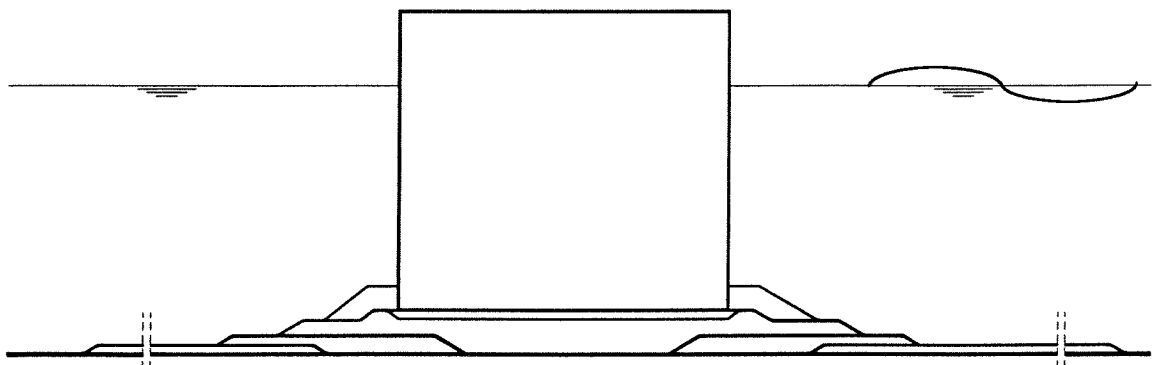
Afstudeerverslag

April 1997

N.N.E. Schols



samengestelde golfbreker



caissongolfbreker

afstudeerverslag

Beschouwing van constructiekosten van monoliet golfbrekers

door:

N.N.E. Schols

afstudeercommissie:

Prof. ir K. d'Angremond
ir W.H. Tutuarima
ir T. van der Meulen
ir P. Visser

Voorwoord

Als afsluiting van mijn studie Civiele Techniek aan de Technische Universiteit Delft heb ik als afstudeerproject een beschouwing gemaakt van constructiekosten van monoliet golfbrekers. Door deze constructiekosten te vergelijken met constructiekosten van conventionele stortstenen golfbrekers komt een vergelijking tot stand tussen verschillende typen non-overtopped golfbrekers.

Deze vergelijking is juist nu interessant, omdat in het kader van MAST (MARine Science and Technology, een onderzoeksprogramma dat gefinancierd wordt door de Europese Unie), onderzoek wordt gedaan naar mogelijke bezwijkmechanismen van monoliet golfbrekers, die nog niet volledig worden doorgrond. Wanneer deze beter worden doorgrond, zal de monoliet golfbreker in de toekomst vaker worden opgenomen in een afweging van mogelijke golfbrekeralternatieven.

Wanneer uit deze studie blijkt dat ook in relatief kleine waterdieptes monoliet golfbrekers goedkoper zijn dan stortstenen golfbrekers, dan wordt de betekenis van het MAST-onderzoek onderstreept.

Aan het begin van dit verslag wil ik graag mensen bedanken, die mij hielpen bij mijn onderzoek. Die dank gaat in de eerste plaats uit naar de heer Tutuarima en de heer Van der Meulen, die met veel geduld mijn onderzoek hebben begeleid en telkens mijn concept-versies kritisch hebben gelezen. Natuurlijk wil ik ook professor d'Angremond en de heer Visser bedanken voor het plaatsnemen in mijn afstudeercommissie.

Niels Schols

Samenvatting

Doordat de waterdiepte voor de Nederlandse kust slechts geleidelijk toeneemt met de afstand uit de kust, zijn in Nederland zelden golfbrekers gebouwd in waterdieptes groter dan 10 à 15 meter. In het algemeen wordt gesteld dat de bouw van een caissongolfbreker in dergelijke waterdieptes duurder is, dan de bouw van een conventionele stortstenen golfbreker. Mogelijke funderingsproblemen op de relatief fijne zandbodem voor de Nederlandse kust en onvoldoende inzicht in enkele bezwijkmechanismen hebben er verder toe bijgedragen dat caissongolfbrekers in het verleden zelden de voorkeur hebben gekregen boven conventionele stortstenen golfbrekers.

Door goede ervaringen met monoliet golfbrekers in Japan en Italië is de belangstelling voor dit type golfbreker in West-Europa toegenomen. Verder is deze groeiende belangstelling een gevolg van de huidige milieu-beperkingen voor het gebruik van steengroeves, overlast bij het zware weg- of spoorwegtransport van de stortsteen en de toenemende vraag naar golfbrekers in grote waterdieptes als gevolg van de grotere diepgang van schepen.

In deze studie zijn voor een fictieve golfbreker lay-out in relatief ondiep water de totale projectkosten tijdens de geplande levensduur van een conventionele stortstenen golfbreker, een caissongolfbreker en een samengestelde golfbreker vergeleken. De totale golfbrekerlengte van deze lay-out is circa 4000 m en strekt zich uit tot in een waterdiepte van 15 m. Hiervan ligt 1400 m in waterdieptes kleiner dan 7m. Om te voorkomen dat de constructie bezwijkt, als gevolg van het frequent breken van golven tegen de monoliet elementen, zijn alle ontwerpen in dit relatief ondiepe gedeelte uitgevoerd als conventionele stortstenen golfbrekers. Verschillen in constructiekosten tussen de alternatieven zijn dus volledig het gevolg van het golfbrekerdeel in waterdieptes van 7-15 m (lengte 2600 m).

De gehanteerde eenheidsprijzen voor het materiaal zijn indicatief voor het prijsniveau op de Nederlandse markt. Bij het ramen van de transportkosten van de stortsteen is uitgegaan van landtransport over 75 km, dan wel transport over water over 375 km. Het gehanteerde golflimaat is ongeveer vergelijkbaar met dat op de Noordzee. In het onderzoek zijn geen grondmechanische berekeningen gemaakt om de stabiliteit van het ontwerp te controleren. Kosten voor eventueel noodzakelijke grondverbeteringen zijn in de kostenraming niet meegenomen.

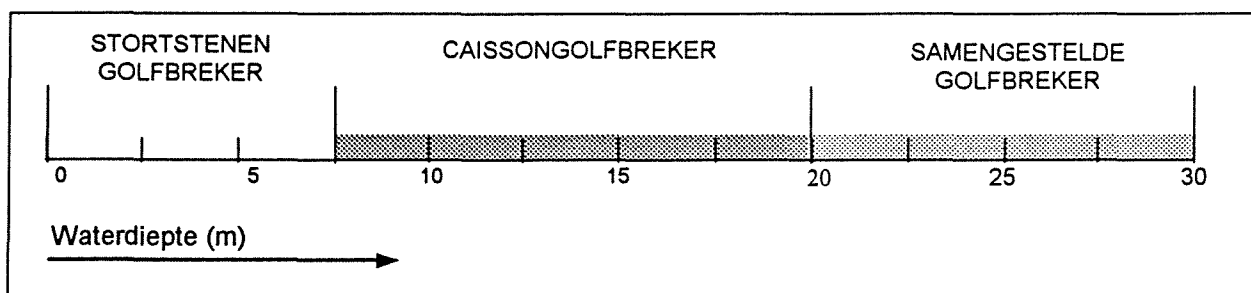
De raming van de constructiekosten van de caissongolfbreker (circa f205 miljoen) is voor gegeven golfbreker lay-out lager dan de raming van de samengestelde golfbreker (circa f215 miljoen) en aanmerkelijk lager dan de conventionele stortstenen golfbreker (circa f550 miljoen). Bovendien is de bijbehorende jaarlijkse kans op bezwijken van beide types monoliet golfbreker kleiner. De beide typen monoliet golfbreker zijn gedimensioneerd op een ontwerp golfhoogte, die begrensd wordt door de lokale waterdiepte. Dit leidt tot de laagste totale projectkosten voor de geplande levensduur van de constructie.

De kosten voor de sleepboot-inzet zijn slechts een gering percentage van de totale constructiekosten van monoliet golfbrekers (circa 3%), daarom spelen eventuele verschillen in uitvoeringsmethoden geen doorslaggevende rol bij de keuze tussen een caissongolfbreker en een samengestelde golfbreker.

Daarnaast is in een apart deel-onderzoek geconcludeerd dat in waterdieptes groter dan 20 m een samengestelde golfbreker lagere materiaalkosten heeft dan een caissongolfbreker. De drempelhoogte dient in het samengestelde ontwerp zo gekozen te worden, dat de afstand van de bodem van het monoliet element tot de gemiddelde waterspiegel circa 18.0 m bedraagt. Voor deze configuratie van het monoliet element vallen de bezwijkmechanismen afschuiven en overschrijden van de maximale korrelspanning onder het kantelpunt samen, en heeft constructie de laagste materiaalkosten.

Door de conclusies (van beide deel-onderzoeken) te combineren, is een indicatief overzicht afgeleid, waaruit per waterdiepte volgt welk type golfbreker de laagste constructiekosten heeft.

Dit overzicht moet worden beschouwd als een voorlopige aanwijzing bij het kiezen van een geschikt type golfbreker. Voordat een definitieve keuze voor een type golfbreker wordt gemaakt, moeten lokale omstandigheden goed geanalyseerd worden. De belangrijkste lokale omstandigheden zijn de vorm van de fragmentatie curve van steengroeve, de eenheidsprijs van constructie-beton, transportkosten voor stortsteen en bodemgesteldheid.



Meest geschikte type golfbreker per waterdiepte

De conclusie dat vanaf waterdieptes groter dan 7.0 m een caissongolfbreker goedkoper is dan een conventionele stortstenen golfbreker zal er niet toe leiden, dat alle in de nabije toekomst te construeren golfbrekers in deze waterdieptes uit monoliet elementen worden opgebouwd. De reden hiervoor is dat nog niet alle bezwijkmechanismen van monoliet golfbreker volledig worden doorgrond. De belangrijkste aspecten van monoliet golfbrekers, die meer inzicht behoeven zijn:

- het verband tussen golfkarakteristieken en golfbelasting; met name belasting onder brekende golven
- de interactie tussen de golfbelastingen, de constructie en de fundering
- bezwijkgedrag van de stenen in de berm, de toplaag en de teen van de drempel
- ontgroning van de zeebodem voor de constructie

In het kader van het MAST-onderzoek werken verschillende Europese instituten samen om inzicht in deze aspecten te verbeteren. De conclusies uit deze studie, met betrekking tot het toepassen van monoliet golfbrekers in relatief ondiep water, onderstrepen de betekenis van dit MAST-onderzoek.

Lijst met symbolen

symbool	omschrijving	eenheid	hoofdstuk
A	afstand van steengroeven tot de golfbrekerlokatie	km	7
B_c	breedte caisson	m	4
c	voortplantingssnelheid van de golven	m/s	2
c_g	groepssnelheid van de golven	m/s	2
CK	constructiekosten	f	7
Δ	relatieve steenmassa = $\rho_s - \rho_w / \rho_w$	-	4
d	afstand toplaag van de drempel tot de gemiddelde waterspiegel	m	1
D_b	korreldiameter van bodemmateriaal	m	3
D_{n50}	steendiameter die door 50% van de stenen wordt overschreden	m	4
DSK	directe schade kosten	f	6
E	golfenergie per meter breedte van de golfkam	Nm ² /m	2
E_1	kans dat H_d tijdens ontwerpstorm wordt overschreden	-	2
E_2	kans per jaar dat H_d tijdens ontwerpstorm wordt overschreden	-	2
E_3	kans per jaar dat H_d wordt overschreden	-	2
$F(H_{s,0})$	frequentie waarmee $H_{s,0}$ wordt overschreden	jr ⁻¹	2
g	zwaartekrachtsversnelling	m/s ²	2
h	afstand zeebodem tot gemiddelde waterspiegel; waterdiepte	m	2
Δh_{zee}	waterstandsverhoging als gevolg van opwaaiing	m	1
h'	afstand van caissonbodem tot gemiddelde waterspiegel	m	1
h_b	waterdiepte op een afstand van 5 maal golflengte zeewaarts van de golfbreker	m	3
h_c	caissonhoogte	m	4
h_{cr}	vrijboord ten opzichte van gemiddelde waterspiegel	m	1
h_d	ontwerpwaterstand ten opzichte van gemiddelde waterspiegel	m	1
h_{dr}	drempelhoogte	m	1
H_{br}	golfhoogte waarbij de golf breekt als gevolg van beperkte waterdiepte	m	2
H_d	ontwerpgolfhoogte voor monoliet element	m	2
H_{max}	door de waterdiepte begrensde maximale golfhoogte	m	3
$H_{s,0}$	significante golfhoogte op diep water	m	1
$H_{s,d}$	significante ontwerpgolfhoogte voor toplaag in de drempel	m	2
$H_{s,max}$	door de waterdiepte begrensde maximale significante golfhoogte	m	2
H_{szb}	significante golfhoogte, die aanvaardbare schade aan de drempel veroorzaakt	m	4

symbool	omschrijving	eenheid	hoofdstuk
H_{smb}	significante golfhoogte, die onaanvaardbare schade aan de drempel veroorzaakt	m	4
ISK	indirecte schadekosten	f	7
k	golfgetal	-	2
k_d	laagdiktecoëfficiënt	-	4
K_{hd}	herstelkosten drempel bij aanvaardbare schade	f	7
K_{maal}	materiaalkosten	f	7
K_{meel}	materieelkosten	f	7
K_{sh}	shoalingfactor	-	2
KSK	gekapitaliseerde schadekosten	f	7
K_r	reflectiecoëfficiënt	-	3
K_t	transmissiecoëfficiënt	-	3
l_c	caissonlengte	m	4
L	golflengte	m	4
N	aantal golven	-	2
N_0	schadegetal	-	4
$O_{98} =$	maat van de karakteristieke gatgrootte in een geotextiel	m	4
P_{gs}	kans per jaar dat geen schade aan de drempel ontstaat	-	7
$P(H_{s,o})$	kans op overschrijden van golfhoogte $H_{s,o}$	-	1
$P(\Delta h_{zee})$	kans op overschrijden waterstandsverhoging Δh_{zee}	-	1
PR	produktierendement van de steengroeve	%	7
P_{smb}	kans per jaar op onaanvaardbare schade aan de stortstenen drempel	-	7
P_{szb}	kans per jaar op aanvaardbare schade aan de stortstenen drempel	-	7
pwf	netto contante waarde (present worth factor)	-	7
s	golfsteilheid	%	2
SR	schaderisico in een jaar	f	7
TPK	totale gekapitaliseerde projectkosten voor de geplande levensduur van de constructie	f	7
TSK	totale schadekosten na bezwijken (van een deel) van de constructie	f	7
T_r	terugkeerperiode	jr	2
T_z	nuldoorgangsperiode	s	2
U	energieflux per meter breedte van de golfkam	Nm^3s^{-1}/m	2
W	steenmassa	kg	4
x	afstand van brekerlijn tot de kust	m	2
β	hoek van golfinval	°	4
λ_0	golflengte op diep water	m	2
ρ_s	dichtheid stortsteen	kg/m^3	4
ρ_w	dichtheid zeewater	kg/m^3	2

INHOUDSOPGAVE

Voorwoord.....	I
Samenvatting.....	II
Lijst met symbolen.....	IV
1. INLEIDING	1
1.1 Algemeen	1
1.2 De meest voorkomende typen golfbreker	2
1.2.1 Beschrijving van de meest voorkomende typen golfbreker	2
1.2.2 Voor- en nadelen van de verschillende typen golfbreker	4
1.3 Probleembeschrijving	5
1.3.1 Beschrijving van ervaringen met monoliet golfbrekers	5
1.3.2 Probleem- en doelstelling	6
1.4 Plan van aanpak	6
1.5 Randvoorwaarden	7
1.5.1 Algemeen	7
1.5.2 Golfbrekerlay-out	7
1.5.3 Meteorologische randvoorwaarden	7
1.5.4 Oceanografische randvoorwaarden	8
1.5.5 Grondmechanische randvoorwaarden	9
1.5.6 Opbrengstcurve van de groeve	9
1.6 Uitgangspunten	10
1.6.1 Doel van de constructie	10
1.6.2 Kosten	10
1.6.3 Levensduur van de constructie	10
1.6.4 Afbakening van de twee typen monoliet golfbreker	10
1.6.5 Afbakening van het onderzoek	11
1.7 Opbouw van het rapport	12
2. GOLFPARAMETERS OP DE GOLFBREKERLOKATIE.....	13
2.1 Inleiding	13
2.2 Verwerking van de diep water golfgegevens	13
2.2.1 Golfsteilheid	13
2.2.2 Golfhoogte	14
2.2.3 Hoek van golfinval	19
2.2.4 Golfperiode	19
2.3 Overschrijdingskansen voor ontwerp golfhoogtes	19
2.3.1 Inleiding	19
2.3.2 Overschrijdingskansen van significante golfhoogtes	19
2.3.3 Overschrijdingskansen van extreme golfhoogtes	20
3. FUNCTIONALITEIT VAN DE GOLFBREKER.....	23
3.1 Inleiding	23
3.2 Aanvaardbare golfslag in de haven	23
3.2.1 Algemeen	23
3.2.2 Golftransmissie	24
3.2.3 Golfreflectie in het havenbekken	27

4. STABILITEIT VAN DE MONOLIET GOLFBREKERS	29
4.1 Inleiding	29
4.2 Opbouw van de constructie	29
4.3 Overzicht van mogelijke faalmechanismen	30
4.4 Stabiliteit van de afzonderlijke constructie delen	36
4.4.1 Stabiliteit van het monoliet element	36
4.4.2 Stabiliteit van de toplaag	39
4.4.3 Bed onder de caisson	44
4.4.4 Stabiliteit van de teen	45
4.4.5 Stabiliteit van kernmateriaal	48
4.4.6 Filter	48
4.4.7 Stabiliteit bodembescherming	49
4.5 Ontwerp-aanpassingen aan de kop van de golfbrekertracés	50
4.6 Ontwerp-aanpassingen in de brekerzone	51
4.6.1 Redenen voor keuze voor conventionele stortstenen golfbreker	51
4.6.2 Toplaag	51
4.6.3 Teen	51
4.6.4 Kruin	51
5. UITVOERINGSMETHODEN	53
5.1 Inleiding	53
5.2 Bouwactiviteiten	53
5.2.1 Bouwvolgorde	53
5.2.2 Toelichting bij de bouwvolgorde	55
5.3 Voorbereidende werkzaamheden	55
5.4 Steenstorten in de brekerzone	55
5.5 Steenstorten buiten de brekerzone	55
5.6 Consolidatie van de ondergrond	57
5.7 Storten bed onder de caisson	57
5.8 Plaatsen van de caissons	57
5.8.1 Inleiding	57
5.8.2 Drijvend transport	58
5.8.3 Invloed van uitvoeringsaspecten op de caissonlengte	62
5.8.4 Transport over de kruin	62
5.9 Plaatsen van stenen in de berm van de toplaag	64
5.10 Afwerken van het dek	64
6. ONTWIKKELDE ALTERNATIEVEN	65
6.1 Inleiding	65
6.2 Deling van de tracés in secties	65
6.3 Monoliet elementen	67
6.3.1 Inleiding	67
6.3.2 Maatgevende belastingcombinatie	67
6.3.3 Invoerparameters bij stabiliteitsberekeningen	68
6.3.4 Benodigde caissonbreedtes	69
6.3.5 Benodigde hoeveelheden beton en ballastzand	70
6.4 Drempel	71
6.4.1 Steenstabiliteit in toplaag	71
6.4.2 Steenstabiliteit in de teen van de drempel	72
6.5 Ontwerp van bodembescherming	73
6.6 Golfbreker-ontwerp in de brekerzone	73

6.7 Benodigde hoeveelheid stortsteen.....	74
6.7.1 Algemeen.....	74
6.7.2 Indeling van fragmentatie curve.....	74
6.7.3 Theoretisch benodigde hoeveelheid stortsteen.....	75
6.7.4 Benodigde steenproductie.....	76
6.8 Dwarsdoorsneden van de ontwikkelde golfbrekeralternatieven.....	77
7. TOTALE PROJECTKOSTEN.....	79
7.1 Inleiding.....	79
7.2 Overzicht van de kostenopbouw.....	79
7.3 Constructiekosten.....	80
7.3.1 Materiaalkosten.....	81
7.3.2 Materieelkosten.....	82
7.4 Gekapitaliseerde schadekosten.....	82
7.4.1 Algemeen.....	82
7.4.2 Kans op schade aan de drempel.....	82
7.4.3 Kans op schade aan monoliet element.....	83
7.4.4 Geïntegreerde kans op schade aan de constructie.....	83
7.4.5 Onderhoudskosten.....	85
7.4.6 Kosten voor aanvaardbare schade.....	85
7.4.7 Kosten voor onaanvaardbare schade.....	85
7.4.8 Herstelfilosofie.....	87
7.4.9 Schaderisico.....	87
7.4.10 Contante waarde factor.....	87
7.5 Totale projectkosten.....	88
8. KOSTENRAMING VAN DE ONTWIKKELDE ALTERNATIEVEN.....	89
8.1 Inleiding.....	89
8.2 Eerste kostenraming van de ontwikkelde alternatieven.....	89
8.3 Bepaling van de optimale ontwerp golfhoogte.....	90
8.3.1 Inleiding.....	90
8.3.2 Algemene ontwerp-techniek.....	91
8.3.3 Constructiekosten als functie van ontwerp golfhoogte.....	92
8.4 Bepaling van het meest geschikte vrijboord.....	94
8.4.1 Algemeen.....	94
8.4.2 Benodigd materiaal voor verschillende vrijboorden.....	95
8.4.3 Ontwerp van de drempel.....	96
8.5 Tweede kostenraming van de ontwikkelde alternatieven.....	98
8.6 Invloedsanalyse van materiaalprijzen en transportkosten.....	98
8.7 Conclusies.....	100
9. VERGELIJKING MONOLIET VS STORTSTENEN ONTWERPEN.....	101
9.1 Inleiding.....	101
9.2 Ontwerp van de conventionele stortstenen golfbreker.....	101
9.3 Ontwerp van de dynamisch stabiele golfbreker.....	102
9.4 Vergelijking monoliet vs stortstenen golfbrekerontwerpen.....	102
9.5 Invloedsanalyse van de randvoorwaarden op de constructiekosten.....	103
9.6 Conclusies.....	103

10. MONOLIET GOLFBREKERS IN GROTE WATERDIEPTES	105
10.1 Inleiding.....	105
10.2 Aanpak.....	105
10.2.1 Theoretische achtergrond.....	105
10.2.2 Berekeningsopzet.....	105
10.3 Eerste raming materiaalkosten per waterdiepte	107
10.4 Tweede raming van de materiaalkosten.....	112
10.5 Conclusies.....	114
 11. CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN	117
11.1 Conclusies.....	117
11.2 Aanbevelingen	118

Literatuurlijst

BIJLAGEN (aparte band)

Bijlagen bij Hoofdstuk 2:

- 2.1. Shoaling factoren voor interim gebied
- 2.2. Overschrijdingskansen van extreme golfhoogte

Bijlagen bij Hoofdstuk 4:

- 4.1. Schema om gevaar van brekende golven in te schatten
- 4.2. Formule van Goda
- 4.3. Golfbelastingen op monoliet element onder golfdal

Bijlagen bij Hoofdstuk 5:

- 5.1. Statische stabiliteit
- 5.2. Inventarisatie van duur van plaatsingsoperatie

Bijlagen bij Hoofdstuk 6:

- 6.1 Schematische beschouwing van golfbelasting
- 6.2 Benodigde hoeveelheden materiaal
- 6.3 Steenstabiliteit in de brekerzone
- 6.4 Indeling van de fragmentatiecurves
- 6.5 Benodigde hoeveelheid stortsteen

Bijlagen bij Hoofdstuk 8:

- 8.1 Geïntegreerde bezwijkkans
- 8.2 Eerste raming van de project- en constructiekosten
- 8.3 Breedte en materiaalvolumes voor sectie III
- 8.4 Benodigde hoeveelheden stortsteen
- 8.5 Benodigde stortsteen produktie
- 8.6 Tweede raming van de projectkosten

Bijlagen bij Hoofdstuk 10:

- 10.1 Overzicht van materiaalkosten voor verschillende configuraties

1. Inleiding

1.1 Algemeen

Meer nog dan op het land zijn activiteiten op zee onderhevig aan wisselende omstandigheden. Golven, wind en neerslag kunnen de activiteiten bemoeilijken.

Op die plekken waar activiteiten veelvuldig gehinderd worden door golven worden golfbrekers gebouwd. Golfbrekers zijn constructies die golven breken en daardoor de golfhoogte aan lizijde van de constructie verminderen.

Mogelijke functies van de golfbreker zijn:

- reduceren van windgolven en deining
- geleiden van stromingen
- beveiligen van havenactiviteiten
- geleiden van sediment transport om dichtslibben van vaargeulen te voorkomen

Voor de Nederlandse kust worden voornamelijk conventionele golfbrekers gebouwd. Dit zijn constructies van meerdere lagen natuursteen soms afgedekt met één of twee lagen betonblokken. In landen als Japan en Italië worden voornamelijk monoliet golfbrekers gebouwd. Dit type golfbreker wordt gekenmerkt door de bovenbouw, die uit één geheel bestaat.

Door de goede ervaringen met monoliet golfbrekers in deze landen, is in Nederland de discussie geopend of ook in de Noordzee monoliet golfbrekers een goedkopere oplossing kunnen zijn. Deze studie draagt bij aan deze discussie.

Voor een fictieve golfbreker lay-out en voor fictieve randvoorwaarden, die representatief zijn voor de Noordzee en Nederland, worden in deze studie de gekapitaliseerde projectkosten voor de geplande levensduur bepaald van twee typen monoliet golfbrekers. Te weten:

- caissongolfbreker
- samengestelde golfbreker

Voor dezelfde situatie is eerder door Op den Velde (1993) onderzoek gedaan naar de gekapitaliseerde kosten van twee typen stortstenen golfbrekers. Te weten:

- conventionele stortstenen golfbreker
- dynamisch stabiele golfbreker

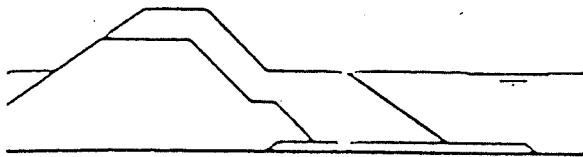
Op basis van deze kosten wordt een vergelijking tot stand gebracht tussen de vier meest voorkomende non-overtopped golfbrekers voor Noordzee omstandigheden.

1.2 De meest voorkomende typen golfbreker

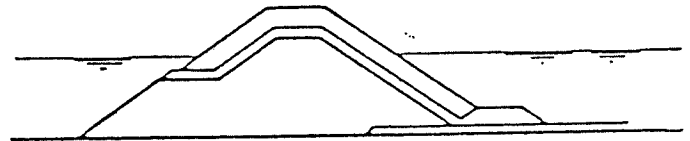
1.2.1 Beschrijving van de meest voorkomende typen golfbreker

In paragraaf 1.3 wordt de probleemstelling beschreven. Omwille van een goed begrip van de probleemstelling, worden eerst een korte beschrijving gegeven van de meest voorkomende typen golfbreker.

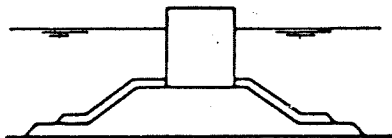
Figuur 1.1 geeft de karakteristieke doorsneden van de verschillende typen weer.



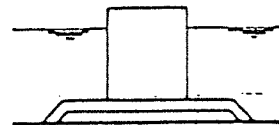
dynamisch stabiele golfbreker



conventionele stortstenen golfbreker



samengestelde golfbreker



caisson golfbreker

Figuur 1. 1 De meest voorkomende typen non-overtopped golfbreker

- **Conventionele stortstenen golfbreker**

De conventionele stortstenen golfbreker is opgebouwd uit meerdere lagen natuursteen soms afgedekt met een of twee lagen betonblokken. De losse elementen hebben weinig onderlinge samenhang en de diameter van de elementen in de toplaag dient zo gekozen te worden dat zij individueel stabiel zijn onder de golfbelasting.

De betonblokken, die eventueel in de toplaag worden toegepast, kunnen voorkomen in allerlei (stabiliteitsverhogende) vormen, zoals tetrapoden, hexagonen, dolosses etc.

- **Dynamisch stabiele stortstenen golfbreker**

Dit type wordt ook bermgolfbreker genoemd. Dynamisch stabiel geeft aan dat toegestaan wordt dat de stenen, die de kern afdekken bewegen onder de golfbelasting. Het profiel stelt zich volgens een natuurlijk evenwicht in.

Behalve transport loodrecht op de as van de constructie, kan ook materiaaltransport evenwijdig aan de as van constructie voorkomen.

- **Caissongolfbreker**

Een caisson golfbreker is de meest voorkomende monoliet golfbreker. De constructie is opgebouwd uit een caisson, die wordt geplaatst op een drempel van stortsteen. Deze stortsteen moet een gelijkmatige krachtsafdracht van het monoliet element naar de ondergrond realiseren.

- **Samengestelde golfbreker**

Een samengestelde golfbreker is, zoals de naam zegt, samengesteld uit verschillende typen. Vaak is dit een samenstelling van een monoliet topelement en een stortstenen drempel.

De stortsteen kan vóór het monoliet element worden geplaatst om de golfbelastingen te reduceren. Dit wordt een horizontaal samengestelde golfbreker genoemd en wordt meestal toegepast om caissongolfbrekers na schade te herstellen.

De stortsteen kan ook onder de caisson worden geplaatst om de belasting op de ondergrond over een groter oppervlakte te spreiden. Wanneer in dit onderzoek wordt gesproken van een samengestelde golfbreker wordt dit type samengestelde golfbreker bedoeld.

Het monoliet element bij een samengestelde golfbreker is vaak een caisson. Om verwarring te voorkomen wordt in deze studie voornamelijk gesproken van monoliet element. De term 'caisson' wordt in deze studie gebruikt, wanneer drijvend transport van het monoliet element wordt besproken.

1.2.2 Voor- en nadelen van de verschillende typen golfbreker

- **Conventionele stortstenen golfbreker**

Voordelen: duurzaam
 blijft ook na zware schade nog functioneel
 volgt zettingen in ondergrond
 te construeren uit (veel voorkomend) natuurlijk materiaal
 te construeren met eenvoudig geschoolde arbeiders
 te construeren met veel voorkomend materieel
 veel ervaring met de constructie

Nadelen: gebruikt veel materiaal, vooral bij grote waterdieptes
 zware stenen in de toplaag nodig

- **Dynamisch stabiele golfbreker**

Voordelen: economischer gebruik van stortsteenproductie
 weinig herstel nodig na schade
 volgt zettingen in ondergrond
 te construeren uit (veel voorkomend) natuurlijk materiaal
 te construeren met eenvoudig geschoolde arbeiders
 te construeren met veel voorkomend materieel
 te construeren met goedkope materialen

Nadelen: hoge onderhoudskosten in verband met eventueel langtransport
 veel materiaal nodig, vooral bij grote waterdieptes
 weinig ervaring met deze constructie

- **Caissongolfbreker**

Voordelen: relatief korte bouwtijd op de golfbrekerlocatie
 mogelijkheden voor aanlegplaatsen voor schepen aan lijzijde
 vergt minder ruimte dan stortstenen constructies
 gebruikt minder materiaal dan stortstenen types
 mogelijkheden voor werkweg en/ of recreatie ivm groot vrijboord

Nadelen: afmetingen caisson gelimiteerd door bouwdok en transportroute
 schade leidt snel tot bezwijken
 funderingsproblemen op fijne zandbodem
 filter onder de caisson moet vlak afgewerkt worden
 niet geschikt op bodem met geringe draagkracht
 vereist specialistisch materieel

- **Samengestelde golfbreker**

Alle in de vorige paragraaf genoemde voor- en nadelen van de caissongolfbreker ten opzichte van de stortstenen golfbreker gelden ook voor de samengestelde golfbreker. Ten opzichte van de caissongolfbreker geldt voor de samengestelde golfbreker bovendien:

- Voordelen: kleinere caissonafmetingen (dit kan voordelen opleveren tijdens het transport en het plaatsen)
 afwerken van vlak bed onder de caisson op kleinere waterdiepte
 gunstigere krachtsafdracht als gevolg van bredere drempel
- Nadelen: meer materiaal nodig dan bij caissongolfbreker
 hoge drempel kan leiden tot het breken van golven tegen de caisson

1.3 Probleembeschrijving

1.3.1 Beschrijving van ervaringen met monoliet golfbrekers

In Japan worden al jaren monoliet golfbrekers gebouwd. De reden hiervoor is dat in dit gebied van de Stille Oceaan verschuivingen van aardschollen ten opzichte van elkaar hebben geleid tot een breekbare rotsbodem. Dit leidt bij de produktie van rots tot een ongunstige opbrengstcurve, met een relatief groot percentage kleine steen (Goda, 1985). Ook het droge klimaat draagt bij aan de ongunstige steenproduktie. Daarom heeft men in Japan gezocht naar constructiemethodes waarin zo weinig mogelijk rots gebruikt wordt.

Ook in Italië heeft men veel ervaring met monoliet golfbrekers. De Italiaanse voorkeur voor dit type golfbreker hangt samen met de gunstige geotechnische omstandigheden, die zorgen voor een draagkrachtige fundering. Ook de grote waterdiepte begunstigt de keuze. Bovendien kent de Middellandse Zee langs de Italiaanse kust een klein getijverschil en een golfklimaat met relatief lage, hoogfrequente windgolven (Franco, 1992).

Mogelijke funderingsproblemen op de relatief fijne zandbodem voor de Nederlandse kust hebben ertoe geleid dat in het verleden de conventionele stortstenen golfbreker meestal de voorkeur heeft gekregen boven de andere typen golfbreker. Daarnaast neemt de waterdiepte voor de Nederlandse kust slechts langzaam toe, waardoor zelden in grote waterdieptes hoeft te worden gebouwd. Hierdoor is in Nederland vrijwel altijd besloten tot de bouw van stortstenen golfbrekers.

De goede ervaringen in landen als Japan en Italië hebben geleid tot een toenemende belangstelling voor monoliet golfbrekers in West-Europa. De groeiende belangstelling is verder een gevolg van de huidige milieu-beperkingen voor het gebruik van steengroeves, de lucht- en watervervuiling, de overlast bij het zware weg- of spoorwegtransport van de stenen en de toenemende vraag naar golfbrekers in grote waterdiepte als gevolg van toenemende diepgang van de schepen.

Op dit moment wordt in het kader van MAST (Marine Science and Technology, een internationaal onderzoeksproject opgezet door de Europese Commissie) en PIANC (Permanent International Association of Navigational Congresses) veel onderzoek verricht naar het gedrag van monoliet golfbrekers onder golfbelastingen en de belastingafdracht naar de ondergrond.

1.3.2 Probleem- en doelstelling

In het algemeen wordt verondersteld dat de bouw van een caissongolfbreker in waterdieptes kleiner dan 10 à 15 meter duurder is, dan de bouw van een conventionele stortstenen golfbreker. In deze studie wordt deze veronderstelling getoetst.

De keuze voor een type golfbreker dient te worden bepaald op basis van de gekapitaliseerde kosten tijdens de levensduur van de constructie. Daarom worden deze kosten voor stortstenen en caissongolfbreker-ontwerpen vergeleken.

De gekapitaliseerde kosten tijdens de levensduur van de constructie kosten zijn opgebouwd uit constructiekosten en schadekosten. De constructiekosten zijn sterk afhankelijk van lokale omstandigheden, zoals de afstand van de steengroeven naar de golfbrekerlocatie en de eenheidsprijzen voor beton en ballastzand.

In grotere waterdieptes kan naast een caissongolfbreker, een samengestelde golfbreker, een goed alternatief zijn. Naast verschil in materiaalkosten kunnen verschillen in materieelinzet, als gevolg van verschillende bouwmethoden, bij de bouw van de samengestelde en de caissongolfbreker leiden tot relevante verschillen in de constructiekosten.

Deze studie moet leiden tot een indicatief overzicht, waaruit voor soortgelijke condities, bij iedere waterdiepte wordt afgeleid welk type golfbreker de laagste constructiekosten heeft.

1.4 Plan van aanpak

Voor een fictieve golfbreker lay-out op een fictieve locatie worden de totale minimale projectkosten tijdens de geplande levensduur van een samengestelde en een caissongolfbreker geraamd. De gekozen randvoorwaarden worden verondersteld representatief te zijn voor de Nederlandse kust; en de golfbreker strekt zich uit van de kustlijn tot een waterdiepte van 15 meter.

In Op den Velde (1993) zijn, voor dezelfde situatie, stortstenen golfbrekerontwerpen gemaakt. Op deze manier wordt een vergelijking tot stand gebracht tussen de constructiekosten van de meest voorkomende typen golfbreker, voor relatief kleine waterdiepte aan de Nederlandse kust.

Aanvullend zijn constructiekosten geraamd voor de twee typen monoliet golfbreker in grotere waterdieptes. Op deze manier komt een overzicht tot stand waaruit voor iedere waterdiepte valt af te leiden, welk type golfbreker leidt tot de laagste constructiekosten. Dit schema moet met de nodige voorzichtigheid worden bekeken, omdat het sterk beïnvloedt wordt door lokale omstandigheden, zoals materiaalkosten en bodemgesteldheid.

De kosten voor het huren van sleepboten voor het plaatsen van de monoliet elementen kunnen een doorslaggevende rol spelen bij de keuze van het toe te passen type golfbreker, als dit een groot percentage van de constructiekosten is. De sleepbootkosten worden bepaald uit een raming van het benodigde aantal sleepboten voor het afzinken van één monoliet element en de duur van het afzinken van alle monoliet elementen.

In deze studie wordt niet ingegaan op grondmechanische aspecten, zodat kosten voor eventueel noodzakelijke grondverbetering en/of -verdichting niet in de

constructiekosten zijn opgenomen. Andere afbakeningen van het onderzoek zijn in paragraaf 1.6.5 beschreven.

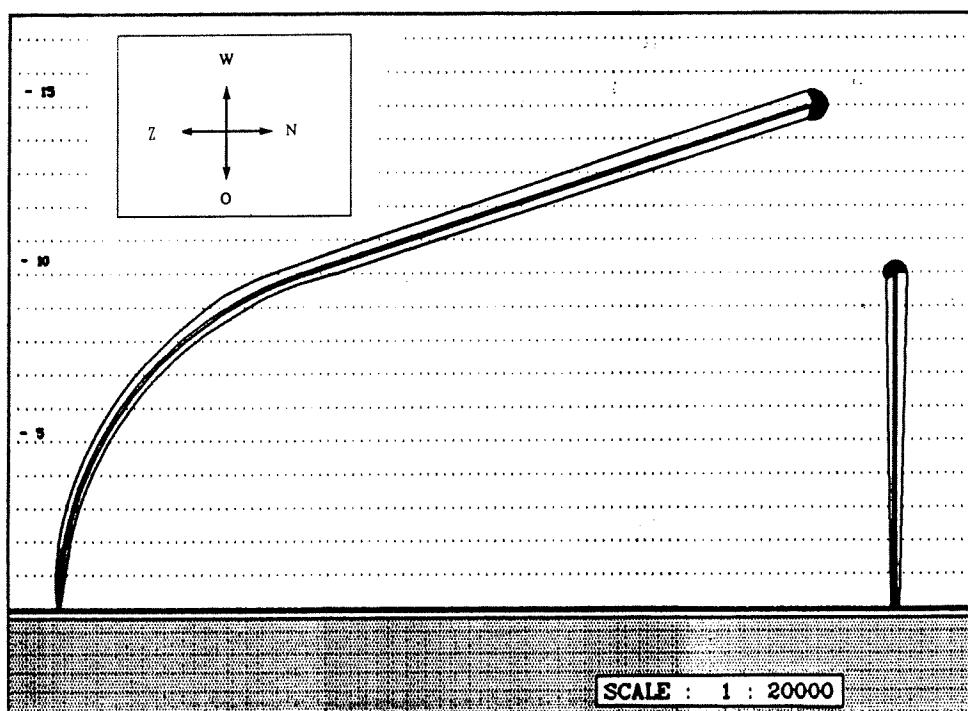
1.5 Randvoorwaarden

1.5.1 Algemeen

De in Op den Velde (1993) en d'Angremond e.a. (1995) ontwikkelde stortstenen golfbrekerontwerpen en de bijbehorende gekapitaliseerde kosten worden in de huidige studie gebruikt, als vergelijkingsbasis. Om tot een goede vergelijking te komen, wordt bij het ontwerpen van de monoliet golfbrekers gebruik gemaakt van dezelfde randvoorwaarden.

1.5.2 Golfbrekerlay-out

De golfbrekerlay-out is afgebeeld in figuur 1.2. en bestaat uit een noordelijk en een zuidelijk golfbrekertracé, met lengtes van respectievelijk 1000 en 3000 meter. De dieptelijnen lopen evenwijdig aan de kust. De bodem heeft een helling van 1:100.



Figuur 1. 2 Lay-out van de golfbreker

1.5.3 Meteorologische randvoorwaarden

Lokale meteorologische omstandigheden spelen geen rol in de ontwerp-fase. Aangenomen wordt dat vorst, regen, ijzel, sneeuw en mist ook geen invloed hebben op het venster van werkbaarheid tijdens de uitvoering.

Getijdestroming vermindert de nauwkeurigheid bij het plaatsen van de caissons. Daarom worden de caissons alleen bij getijdekentering geplaatst. De werkbaarheid wordt verder bepaald door de responsie van de caisson op de zeegang en de vereiste plaatsingsnauwkeurigheid.

Met belastingen die op de Noordzee zelden voorkomen, zoals aardbevingen of ijsvorming, wordt geen rekening gehouden.

1.5.4 Oceanografische randvoorwaarden

Onderstaande exponentiële kansverdelingen zijn overgenomen uit Op den Velde (1993) en zijn ongeveer vergelijkbaar met het golfklimaat op de Noordzee. Hierbij wordt verondersteld dat elke zes uur een onafhankelijke stormconditie voorkomt.

- **Golfhoogte op diep water**

De significante golfhoogte op diep water ($H_{s,0}$) wordt met de volgende kansverdeling beschreven:

$$P(H_{s,0}) = e^{-\left(\frac{H_{s,0}}{0.434}\right)} \quad (1.1)$$

Dit geeft voor elke onafhankelijk stormconditie de kans weer dat de stochast $H_{s,0}$ wordt overschreden.

- **Waterstandsverhoging als gevolg van opwaaing**

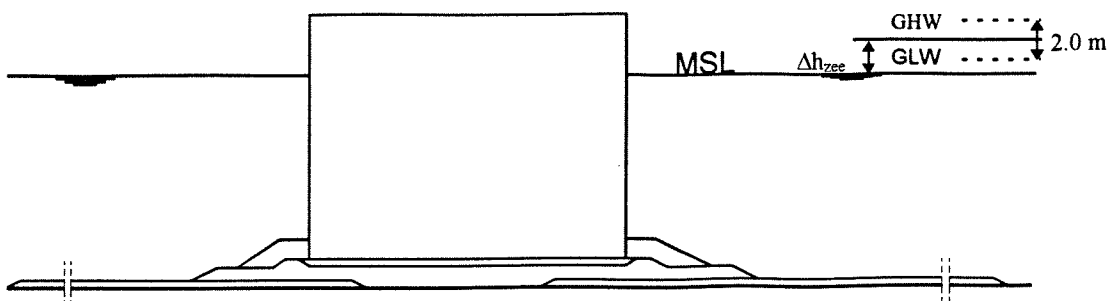
De waterstandsverhoging als gevolg van opwaaing (Δh_{zee}) wordt met de volgende kansverdeling beschreven:

$$P(\Delta h_{zee}) = e^{-\left(\frac{\Delta h_{zee} - 0.5}{0.109}\right)} \quad (1.2)$$

Dit geeft voor elke onafhankelijk stormconditie de kans weer dat de stochast Δh_{zee} wordt overschreden.

Daarnaast wordt verondersteld dat het getijde met een amplitude van 2.0 m rond deze waterstandsverhoging slingert. Binnen één stormconditie komt éénmaal hoogtij (GHW) en éénmaal laagtij (GLW) voor.

Dit is schematisch weergegeven in figuur 1.3.



Figuur 1. 3 Schematisering waterstanden

- **Hoek van golfinval**

De golven naderen de kust onder een hoek loodrecht op de dieptelijnen.

- **Golfsteilheid**

In navolging van Op den Velde wordt een (kleine) golfsteilheid aangenomen: $s = 2\%$.

1.5.5 Grondmechanische randvoorwaarden

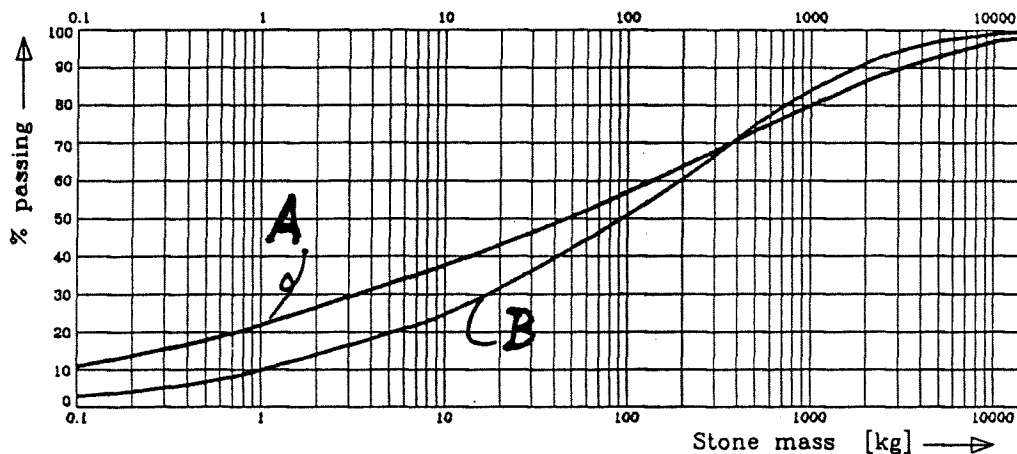
- De bodem bestaat uit zand met een gemiddelde korreldiameter van $200 \mu\text{m}$.
- De maximaal opneembare korrelspanning is 600 kN/m^2 .

1.5.6 Opbrengstcurve van de groeve

Voorspellen van de opbrengstcurve is moeilijk. De vorm van de curve is afhankelijk van de lokale geologie en de toepassing van springstof. In navolging van Op den Velde, 1993 worden twee opbrengstcurven aangenomen (zie figuur 1.3). Deze curven zijn vergelijkbaar met wereldwijd veel voorkomende opbrengstcurven.

Bij het bepalen van de benodigde produktie wordt uitgegaan van de flauwste curve. Deze curve levert een groter percentage zware stortsteen, dan de steile curve.

Bij het uitwerken van de constructiekosten zal kort worden ingegaan op de gevolgen voor de kosten, wanneer de produktie volgens curve B is.



Figuur 1. 4 Fragmentatiecurve van de steengroeve

1.6 Uitgangspunten

1.6.1 Doel van de constructie

Het doel van de constructie is om een rustiger wateroppervlakte in de haven te verkrijgen ten behoeve van een efficiënte afhandeling van de schepen.

Als uitgangspunt voor het ontwerp is gesteld dat de significante golfhoogte in de haven niet vaker dan tien maal per jaar hoger mag zijn dan 0.50 m. Dit is overgenomen uit Op den Velde, 1993.

1.6.2 Kosten

Omdat de keuze voor een type golfbreker wordt bepaald op basis van de gekapitaliseerde kosten voor de geplande levensduur van de constructie, moeten naast kosten voor materiaal en materieelinzet, ook schadekosten en schadekansen bekend zijn.

Kosten voor materiaal, materieelinzet en schade worden voor zover mogelijk overgenomen uit Op den Velde (1993). Kosten, die in die studie niet voorkomen, zijn in overleg vastgesteld op een niveau dat indicatief is voor de Nederlandse markt.

1.6.3 Levensduur van de constructie

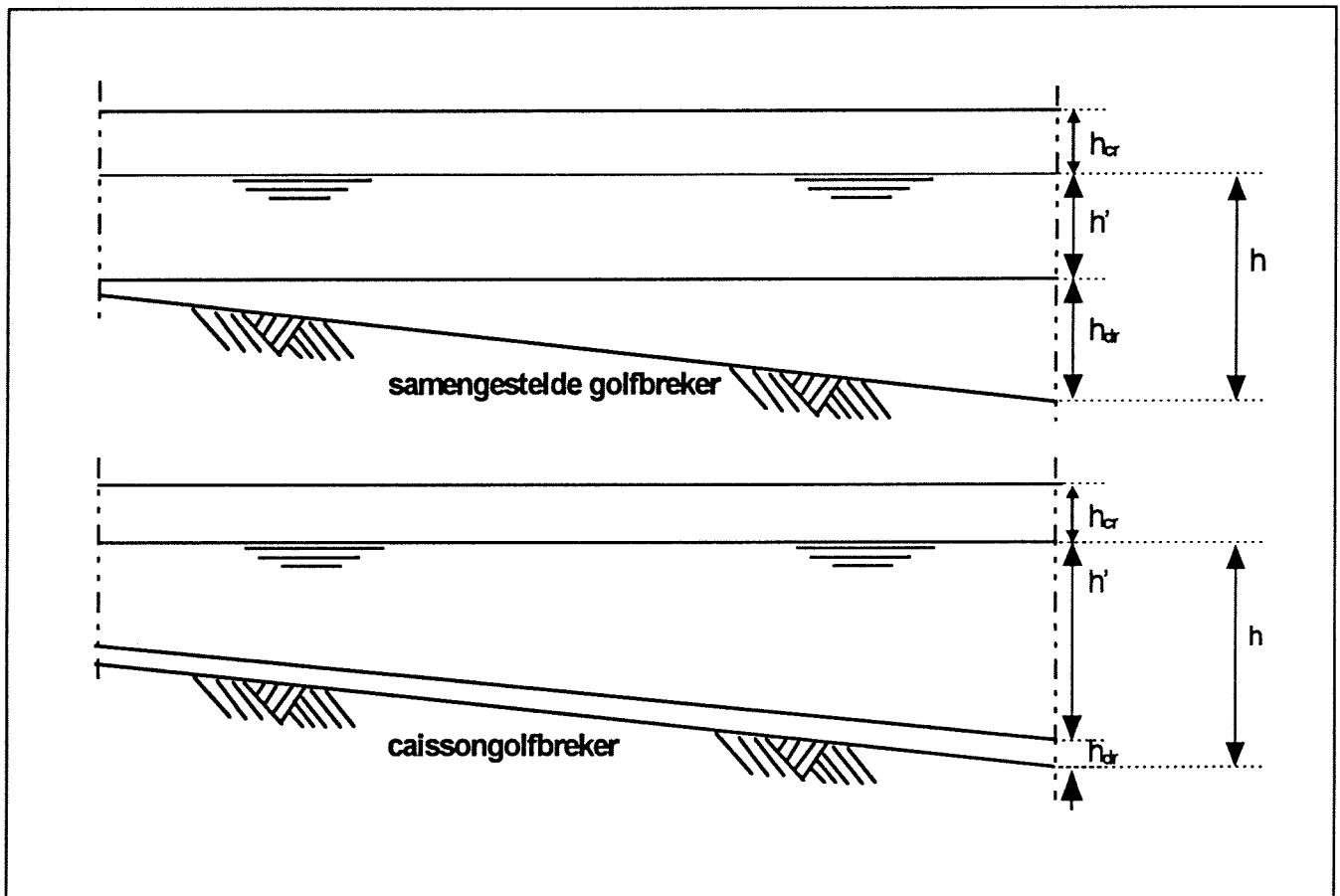
De constructie wordt ontworpen voor een levensduur van 50 jaar.

1.6.4 Afbakening van de twee typen monoliet golfbreker

In deze studie wordt het verschil tussen de caisson- en de samengestelde golfbreker als volgt aangegeven (zie figuur 1.4):

Het monoliet element bij de samengestelde golfbreker heeft over het hele golfbrekertracé dezelfde hoogte. Hierbij varieert de hoogte van de fundering om de gewenste kruinhoogte te realiseren.

Bij het ontwerp van caissongolfbreker heeft de drempel over het hele tracé dezelfde hoogte; de caissonhoogte neemt toe met de waterdiepte.



Figuur 1. 5 Aanpassing van golfbrekerdoorsnede met waterdiepte

- h' = afstand bodem caisson tot de gemiddelde waterspiegel (m)
- h_{dr} = hoogte van de drempel (m)
- h_{cr} = vrijboord (m)
- h = afstand zeebodem tot gemiddelde waterspiegel; waterdiepte (m)

1.6.5 Afbakening van het onderzoek

- Het ontwikkelen van de monoliet elementen wordt beperkt tot 'kale' ontwerpen, met vlakke wanden en rechte hoeken. Onderzoek naar eventuele voordelen van geperforeerde en ronde wanden valt buiten het kader van deze studie.
- De caissons worden alleen gedimensioneerd met betrekking tot de uitwendige stabiliteit. Er worden geen berekeningen gemaakt om beton- en wapeningsspanningen te controleren. Voor de wanden worden diktes aangenomen, die overeenkomen met in het verleden gebouwde vergelijkbare caissonontwerpen
- De golfbelastingen worden bepaald met de formule van Goda (1984).
- In deze studie wordt slechts beperkt ingegaan op de eigenschappen van de ondergrond. De eventuele noodzaak van verdichting en/ of grondverbetering wordt niet onderzocht, en niet in de kostenbeschouwing opgenomen.

1.7 Opbouw van het rapport

In de randvoorwaarden zijn golfgegevens voor diep water opgenomen. Om de belastingen op de constructie te berekenen zijn de golfkarakteristieken op de golfbrekerlocatie nodig. Daarom wordt in hoofdstuk 2 de invloed van shoaling, breking en diffractie op de golfhoogte bepaald.

De constructie moet voldoen aan eisen met betrekking tot:

- functionaliteit
- stabiliteit
- uitvoerbaarheid

Deze eisen worden achtereenvolgens in hoofdstuk 3, 4 en 5 behandeld.

In hoofdstuk 6 worden samengestelde en caissongolfbreker-alternatieven ontwikkeld voor drie ontwerp golfhoogtes. Voor alle alternatieven worden benodigde hoeveelheden materiaal geraamd.

Hoofdstuk 7 geeft een overzicht van de gehanteerde eenheidsprijzen voor het materiaal, materieelkosten en schadekosten.

Met deze eenheidsprijzen worden in hoofdstuk 8 constructiekosten en gekapitaliseerde projectkosten geraamd van de hoofdstuk 6 ontwikkelde alternatieven. Bovendien wordt de optimale ontwerp golfhoogte bepaald.

In hoofdstuk 9 worden de constructiekosten van de stortstenen ontwerpen uit Op den Velde (1993) in de vergelijking meegenomen. Hoofdstuk 10 geeft ramingen van constructiekosten van monoliet golfbrekers in waterdieptes groter dan 15 m.

Hoofdstuk 11 geeft een overzicht van de conclusies en aanbevelingen, die uit dit onderzoek volgen.

2. Golfparameters op de golfbrekerlokatie

2.1 Inleiding

De oceanografische randvoorwaarden uit paragraaf 1.5.4. zijn representatief voor de Noordzee in diep water. Om de belastingen op de constructie te berekenen, dienen de golfparameters op de golfbrekerlokatie bekend te zijn. Daarom wordt in dit hoofdstuk de invloed van shoaling, refractie, diffractie en interferentie bepaald, wanneer de golven de kust naderen.

Daarnaast worden in paragraaf 2.3 overschrijdingskansen berekend van ontwerp-golfhoogtes, voor monoliet elementen, en van significante ontwerp-golfhoogtes, voor stenen in de toplaag van de drempel.

2.2 Verwerking van de diep water golfgegevens

2.2.1 Golfsteilheid

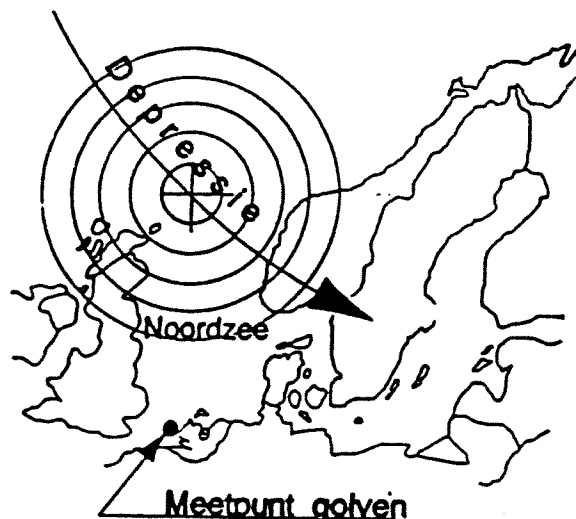
De golfsteilheid (s) wordt gedefinieerd als:

$$s = \frac{H}{\lambda} * 100\% \quad (2.1)$$

H = golfhoogte (m)
 λ = golflengte (m)

Op de Noordzee komen golfsteilheden voor variërend tussen 2% en 5%, waarbij onderscheid wordt gemaakt tussen jonge zeegang en deining.

Jonge zeegang is lokaal opgewekt en bestaat uit golven met een relatief grote steilheid van maximaal 5%. Golfvelden met een kleinere golfsteilheid zijn in een verder gelegen windveld opgewekt. Dit wordt deining genoemd.



Figuur 2.1 Deining op de Noordzee

Bij het passeren van een diepe depressie als aangegeven in figuur 2.1, wordt de deining die van de Atlantische Oceaan de Noordzee binnenkomt, gebroken op de Doggersbank. Op de Noordzee worden nieuwe golven opgewekt. Bij storm op de Noordzee ligt de golfsteilheid bij het aangegeven meetpunt in de orde van 3.5%.

In deze studie wordt echter in navolging van op den Velde (1993) een golfsteilheid van 2% aangehouden.

2.2.2 Golfhoogte

Wanneer golven de kust naderen zal als gevolg van het kleiner worden van de waterdiepte (h) de golfhoogte veranderen. Dit effect wordt shoaling genoemd. Bovendien zullen de golven breken als gevolg van de ondiepte van het water.

Breken van golven heeft twee mogelijke oorzaken:

- het overschrijden van een kritische golfsteilheid
- het overschrijden van een kritische verhouding tussen de golfhoogte (H) en de waterdiepte (h).

Onder invloed van wind zal de golfhoogte toenemen. Doordat de golfperiode en de golflengte langzamer toenemen, wordt de golf steeds steiler. Golven breken bij een golfsteilheid van 10-14%. Dit verschijnsel, dat slechts voorkomt bij zware stormen, bepaalt het breken van golven in diep water.

De tweede oorzaak van breken treedt op in ondiep water. De voortplantingssnelheid (c) in ondiep water is een functie van de waterdiepte. Het afnemen van de waterdiepte veroorzaakt kleinere voortplantingssnelheden. Met behulp van het begrip 'energieflux' (U), wordt een relatie gelegd tussen de lokale golfhoogte (H) en de lokale waterdiepte (h).

$$U = E \cdot c_g = E \cdot n \cdot c \quad (2.2)$$

$$E = \frac{1}{8} \cdot \rho \cdot g \cdot H^2 \quad (2.3)$$

U	= energieflux per meter breedte van de golfkam ($\text{Nm}^2\text{s}^{-1}/\text{m}^2$)
E	= golfenergie per meter breedte van de golfkam (Nm/m^2)
c_g	= groepsnelheid van de golven (m/s)
c	= voortplantingssnelheid van de golven (m/s)
ρ_w	= dichtheid van zeewater (kg/m^3)
g	= zwaartekrachtsversnelling (m/s^2)
H	= golfhoogte (m)
n	= verhouding tussen c_g en c (-)
	$= \frac{1}{2} + \frac{kh}{\sinh(2kh)}$
	= 0.5 voor diep water
	= 1.0 voor ondiep water
k	= golfgetal = $2\pi/\lambda$ (-)
λ	= golflengte (m)

Aangenomen dat de hoeveelheid energieflex constant blijft, als de golven zich voortplanten door ondieper wordend water, geldt voor de verhouding tussen de lokale golfhoogte (H_1) en de diepwater golfhoogte (H_0) :

$$\frac{H_1}{H_0} = \sqrt{\frac{c_0}{c_1} \cdot \frac{1}{2n_1}} = K_{sh} \quad (2.4)$$

H_0 = golfhoogte in diep water (m)
 H_1 = golfhoogte in ondiep water (m)
 K_{sh} = shoalingfactor (-)

Daar n een functie is van de waterdiepte en de golflengte, kan K_{sh} verder uitgewerkt worden. Omdat dit voor het interim gebied tussen diep en ondiep water een iteratief en bewerkelijk proces is, zijn hier tabellen voor gemaakt, zie bijlage 2.1 (Wiegel, 1960).

Voor ondiep water ($n = 1.0$) kan de shoalingfactor worden omschreven naar:

$$K_{sh} = \sqrt[4]{\frac{\lambda_0}{8 \cdot \pi \cdot h}} = \frac{H_1}{H_0} \quad (2.5)$$

H_0 = golfhoogte in diep water (m)
 H_1 = golfhoogte in ondiep water (m)

Gesproken wordt van diep water voor: $h \geq \frac{\lambda_0}{2}$

Gesproken wordt van ondiep water voor: $h \leq \frac{\lambda_0}{25}$

h = afstand van zeebodem tot MSL; waterdiepte (m)
 λ_0 = golflengte op diep water (m)

Uit formule 2.5 volgt voor afnemende waterdiepte een toenemende golfhoogte. Theoretisch kan de individuele golfhoogte toenemen tot een kritische waarde voor de brekingsindex van $H/h = 0.78$.

Voor de maximale significante golfhoogte wordt $H_s/h = 0.55$ aangehouden.

$$H_{max} = 0.78 \cdot h \quad (2.6)$$

$$H_{s,max} = 0.55 \cdot h \quad (2.7)$$

Voor de golfhoogte in ondiep water (H_1) wordt met (2.5) gevonden:

$$H_1 = H_0 \cdot K_{sh} = H_0 \cdot \sqrt[4]{\frac{\lambda_0}{8 \cdot \pi \cdot h}} = 0.4466 \cdot H_0 \lambda_0^{0.25} \cdot h^{-0.25} \quad (2.8)$$

Nu is het mogelijk de waterdiepte (h) te bepalen waar de golven breken. Voor een golf met hoogte $H_{s,0}$ volgt met (2.7) en (2.8) :

$$\frac{H_1}{h} = 0.55 = \frac{H_{s,0} \cdot \lambda_0^{0.25} \cdot h^{-0.25} \cdot 0.4466}{h}$$

$$h^{1.25} = \frac{H_{s,0} \cdot \lambda_0^{0.25} \cdot 0.4466}{0.55}$$

$$h = \sqrt[1.25]{\frac{H_{s,0} \cdot \lambda_0^{0.25} \cdot 0.4466}{0.55}}$$

Met een hellingsprofiel van de kust van 1:100 volgt hieruit de afstand van de brekerlijn tot de kust (x) :

$$x = \{h - \Delta h_{zee}\} \cdot 100 \quad (2.9)$$

Voor verschillende significante diepwater golfhoogtes is dit uitgezet in tabel 2.1. De waterstandsverhoging als gevolg van opwaaing (Δh_{zee}) wordt bepaald met formule 1.2 en wordt gecorreleerd verondersteld met de golfhoogte.

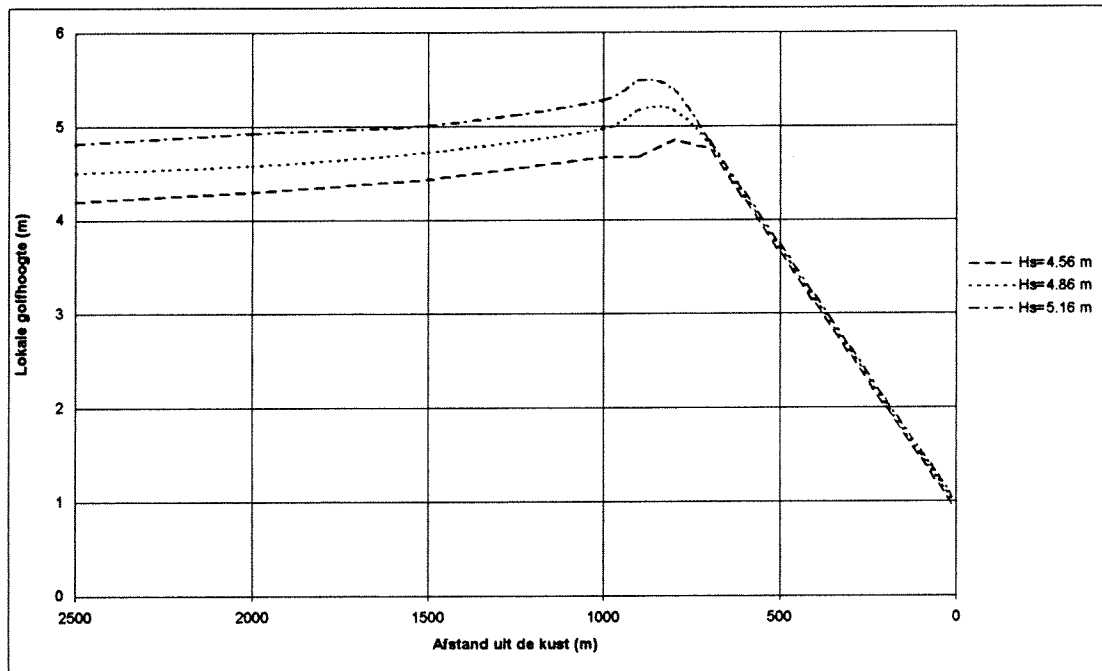
$H_{s,0}$ (m)	λ_0 (m)	Δh_{zee} (m)	h (m)	x (m)	H_{br} (m)	K_{sh} (-)
0.50	25.00	0.63	0.93	30.00	0.51	1.02
1.00	50.00	0.75	1.85	110.00	1.02	1.02
1.50	75.00	0.88	2.78	190.00	1.53	1.02
2.00	100.00	1.00	3.70	270.00	2.04	1.02
2.50	125.00	1.13	4.63	350.00	2.55	1.02
3.00	150.00	1.25	5.55	430.00	3.05	1.02
3.50	175.00	1.38	6.48	510.00	3.56	1.02
3.86	193.00	1.47	7.15	567.59	3.93	1.02
4.00	200.00	1.50	7.40	589.99	4.07	1.02
4.50	225.00	1.63	8.33	669.99	4.58	1.02
4.56	227.96	1.65	8.44	679.47	4.64	1.02
4.86	243.00	1.72	9.00	727.59	4.95	1.02
5.00	250.00	1.76	9.26	749.99	5.09	1.02
5.16	258.04	1.80	9.55	775.73	5.25	1.02
5.50	275.00	1.88	10.18	829.99	5.60	1.02
6.00	300.00	2.01	11.11	909.99	6.11	1.02
6.50	325.00	2.13	12.03	989.99	6.62	1.02
7.00	350.00	2.26	12.96	1069.99	7.13	1.02

Tabel 2. 1 Afstand brekerlijn tot de kust

- $H_{s,0}$ = golfhoogte op diep water (m)
- λ_0 = golflengte op diep water (m)
- Δh_{zee} = waterstandsverhoging als gevolg van opwaaing (m)
- h = afstand van zeebodem tot MSL; waterdiepte (m)
- x = afstand van brekerlijn tot de kust (m)
- H_{br} = golfhoogte waarbij de golf breekt als gevolg van de beperkte waterdiepte (m)
- K_{sh} = brekingsindex (-)

Met behulp van de tabel in bijlage 2.1 is het verloop van de golfhoogte in ondieper wordend water bepaald.

Dit is voor verschillende significante diepwater golfhoogtes uitgezet in figuur 2.2.



Figuur 2.2 Verloop significante golfhoogte(H_s) bij het naderen van de kust

Op een afstand van 2500 m uit de kust zijn de golven lager dan op diep water. De golfbreker strekt zich uit tot circa 1500 m uit de kust en ligt dus volledig in het interim en ondiep gebied.

Oneffenheden in de bodem en invloed van stromingen en windvlagen beïnvloedt de brekerlijn. Bovendien verschuift de brekerlijn door de invloed van het getij (verhoging of verlaging van de waterstand met 1 meter) circa 100 meter land- of zeewaarts.

Voor het golfbrekertracé in de brekerzone dient een aangepast ontwerp gemaakt te worden. Voor deze zone wordt een lengte van 700 meter aangehouden.

2.2.3 Hoek van golfval

De golfrichting wordt sterk beïnvloed door de windrichting, maar ook door de bodemtopografie, stromingen en de aanwezige oudere golfenergie. Bij hogere frequenties ligt de gemiddelde golfrichting in de buurt van de windrichting. Op de Noordzee is bij lage frequenties de golfrichting altijd noordelijk. Deze laag-frequente golven zorgen voor de grootste belastingen.

Hoewel een groot deel van de randvoorwaarden karakteristiek zijn voor de Noordzee wordt om tot een goede vergelijking met Op den Velde, 1993 te komen een golfrichting loodrecht op de kust aangehouden.

Omdat de golfkammen evenwijdig aan de dieptelijnen lopen, zal er geen refractie optreden. Refractie als gevolg van het onder een hoek naderen van de drempel onder de caisson is verwaarloosbaar. Bij het ontwerpen van de kop van de golfbreker zal met de combinatie van stroming en refractie rekening gehouden moeten worden.

2.2.4 Golfperiode

Om de kans op bezwijken van de constructie als gevolg van het overschrijden van de ontwerp golfhoogte te bepalen, moet de golfperiode bekend zijn.

Voor de nuldoorgangperiode (T_z) geldt:

$$T_z = \sqrt{\frac{2 \cdot \pi \cdot \lambda_0}{g}} = \sqrt{\frac{\lambda_0}{1.56}} \quad (2.10)$$

g = zwaartekrachtsversnelling (m/s^2)
 T_z = nuldoorgangperiode (s)

2.3 Overschrijdingskansen voor ontwerp golfhoogtes

2.3.1 Inleiding

Bij een stortstenen golfbreker worden, als gevolg van één extreme golf, slechts enkele van de elementen uit de toplaag verplaatst. Dit leidt niet tot bezwijken van de constructie. Daarom wordt een stortstenen golfbreker gedimensioneerd op een golfveld, gekarakteriseerd door een significante golfhoogte.

Een monoliet golfbreker daarentegen wordt niet gedimensioneerd op een significante ontwerp golfhoogte, maar op een extreme golfhoogte. De achterliggende gedachte is dat één extreme golf tot bezwijken van de gehele constructie kan leiden.

In de komende twee paragrafen worden overschrijdingskansen van significante golfhoogtes en extreme golfhoogtes berekend.

2.3.2 Overschrijdingskansen van significante golfhoogtes

In de randvoorwaarden wordt de volgende kansverdeling voor de significante golfhoogte op diep water ($H_{s,0}$) gegeven:

$$P(H_{s,0}) = e^{-\left(\frac{H_{s,0}}{0.434}\right)} \quad (1. 1)$$

Deze kansverdeling geeft voor elke onafhankelijk zeeconditie de kans weer dat de stochast $H_{s,0}$ wordt overschreden.

De kans dat in één jaar een storm voorkomt met een significante golfhoogte groter dan $H_{s,0}$, volgt uit:

$$P_j(H_{s,0}) = 1 - (1 - P(H_{s,0}))^{\frac{365 \cdot 24}{6}} \quad (2. 11)$$

Hierin wordt verondersteld dat om de zes uur een onafhankelijke stormconditie voorkomt.

Voor grote significante golfhoogtes, is deze kans gelijk aan de frequentie per jaar $F(H_{s,0})$. De frequentie waarmee een storm met een significante golfhoogte groter dan $H_{s,0}$ in een jaar voorkomt, wordt gegeven door:

$$F(H_{s,0}) = \frac{365 \cdot 24}{6} \cdot P(H_{s,0}) \quad (2. 12)$$

De verwachting voor de tijdsduur tussen twee stormen met dezelfde significante golfhoogte is:

$$T_r = F(H_{s,0})^{-1} \quad (2. 13)$$

T_r = terugkeer periode (jr)

In deze studie is verondersteld dat de overschrijdingskansen voor significante golfhoogtes en waterstandsverhogingen als gevolg van opwaaiing gecorreleerd zijn, zie paragraaf 1.5.4.

Tabel 2.2 geeft voor enkele significante golfhoogtes en waterstandsverhogingen de bijbehorende terugkeerperiodes en overschrijdingskansen.

T_r (jr)	$H_{s,0}$ (m)	$P(H_{s,0})$	$P_i(H_{s,0})$	λ_0 (m)	T_z (s)	N (-)	Δh_{zee} (m)
2.18	3.50	3.15E-04	4.59E-01	175.00	10.59	2039	1.38
6.89	4.00	9.94E-05	1.45E-01	200.00	11.32	1908	1.50
21.81	4.50	3.14E-05	4.58E-02	225.00	12.01	1799	1.63
25.00	4.56	2.74E-05	4.00E-02	227.96	12.09	1787	1.65
50.00	4.86	1.37E-05	2.00E-02	243.00	12.48	1731	1.72
69.03	5.00	9.92E-06	1.45E-02	250.00	12.66	1706	1.76
100.00	5.16	6.85E-06	1.00E-02	258.04	12.86	1679	1.80
218.46	5.50	3.14E-06	4.58E-03	275.00	13.28	1627	1.88
691.38	6.00	9.91E-07	1.45E-03	300.00	13.87	1558	2.01
2188.05	6.50	3.13E-07	4.57E-04	325.00	14.43	1496	2.13
6924.63	7.00	9.89E-08	1.44E-04	350.00	14.98	1442	2.26

Tabel 2. 2 Overschrijdingskansen voor significante golfhoogtes en waterstandsverhogingen

2.3.3 Overschrijdingskansen van extreme golfhoogtes

In deze paragraaf wordt beschreven hoe de overschrijdingskans van een extreme golfhoogte bepaald wordt. Dit gebeurt langs de volgende stappen:

- definitie van de ontwerpgolfhoogte (H_d)
- kans dat H_d wordt overschreden in een ontwerp-storm
- kans dat H_d wordt overschreden tijdens een zes uur durende ontwerp-storm (E_1)
- kans per jaar dat H_d tijdens een ontwerp-storm wordt overschreden (E_2)
- kans per jaar dat H_d tijdens een willekeurige storm wordt overschreden (E_3)
- definitie van de ontwerpgolfhoogte (H_d)

Als ontwerpgolfhoogte (H_d) adviseert Goda (1985):

$$H_d = 1.8 \cdot H_{s,d} \quad (2.14)$$

H_d = ontwerpgolfhoogte (m)
 $H_{s,d}$ = significante ontwerpgolfhoogte (m)
 = deze zeetoestand wordt aangeduid met 'ontwerp-storm'

- kans dat H_d wordt overschreden in een ontwerp-storm

De korte termijn verdeling van de golven, oftewel de verdeling van de golven binnen één zeetoestand (of stormconditie) met een duur van zes uur, wordt Rayleigh-verdeeld verondersteld.

Rayleigh- verdeling:

$$P(H \geq H_s) = e^{-2\left(\frac{H}{H_s}\right)^2} \quad (2.15)$$

Met $H=H_d = H_{s,d} \cdot 1.8$ geldt voor de kans dat de ontwerpgolfhoogte (H_d) in een zeetoestand met een significante golfhoogte ($H_{s,d}$) wordt overschreden:

$$P(\underline{H} \geq H_d | H_{s,d}) = e^{-2\left(\frac{H_d}{H_{s,d}}\right)^2} = e^{-2(1.8)^2} = 1.5 \cdot 10^{-3} \quad (2. 16)$$

- kans dat H_d wordt overschreden tijdens een zes uur durende ontwerp-storm

Om de kans op overschrijding van de ontwerpgolfhoogte in een storm met een duur van zes uur te berekenen, moet het aantal golven in de storm bekend zijn.

Met behulp van formule 2.10 wordt de nuldoorgangperiode (T_z) bepaald. Hiermee kan het aantal golven (N) in een stormduur van 6 uur worden berekend.

Het aantal golven (N) in een storm met een duur van 6 uur ($= 6 \cdot 60 \cdot 60$ seconden) is:

$$N = 6 \cdot 60 \cdot 60 / T_z \quad (2. 17)$$

De kans dat H_d tijdens een ontwerp-storm wordt overschreden wordt E_1 genoemd:

$$E_1 = P(\underline{H} \geq H_d | H_{s,d}) = 1 - (1 - 1.5 \cdot 10^{-3})^N \quad (2. 18)$$

- kans per jaar dat H_d tijdens een ontwerp-storm wordt overschreden

De kans dat de ontwerpgolfhoogte in een jaar wordt overschreden, tijdens een ontwerp-storm wordt gevonden door de kans per jaar, dat deze storm voorkomt in de berekening te betrekken.

De kans dat een bepaalde storm voorkomt is niet bekend. Wel kan de kans dat deze storm wordt overschreden $P(H_{s,d})$, zie formule 2. 11, worden berekend.

Door de overschrijdingsfunctie van de significante golfhoogte te discretiseren, kan de kans op voorkomen worden berekend; in deze studie is gekozen voor stappen van 0.5 m.

De kans op voorkomen wordt nu berekend door de kans te bepalen dat deze stormconditie met 0.25 m wordt overschreden, minus de kans dat deze stormconditie met 0.25 m wordt onderschreden. Dit wordt de gediscretiseerde kans genoemd: $P_d(H_{s,d})$

De kans per jaar dat de ontwerpgolfhoogte in deze stormconditie wordt overschreden, wordt E_2 genoemd:

$$E_2 = E_1 \cdot P_d(H_{s,d}) = P(\underline{H} \geq H_d | H_{s,d}) \cdot P_d(H_{s,d}) \quad (2. 19)$$

De ontwerpgolfhoogte kan echter ook in stormcondities met een andere significante golfhoogte (groter of kleiner) worden overschreden. Daarom moeten de kansen per

jaar dat de ontwerpgolfhoogte wordt overschreden, voor alle stormcondities worden opgeteld; deze totale kans per jaar op overschrijden van H_d wordt E_3 genoemd:

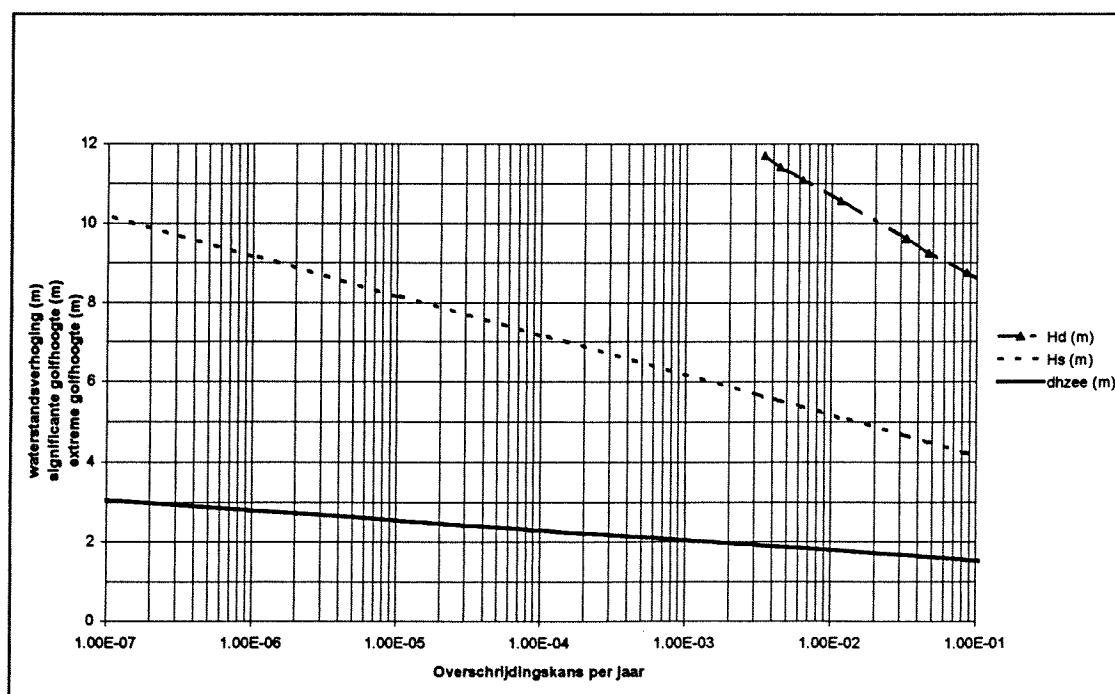
$$E_3 = \sum_{i=0}^{\infty} E_{2,i} = \sum_{i=0}^{\infty} P(H \geq H_d | H_{s,i}) \cdot P_d(H_{s,i}) \quad (2.20)$$

In bijlage 2.2 zijn overschrijdingskansen van enkele extreme golfhoogtes berekend. Deze kansen zijn uitgezet in tabel 2. 3.

$H_{s,d}$ (m)	H_d (m)	E_3 (-)
4.56	8.21	$1.57 \cdot 10^{-1}$
4.86	8.75	$8.57 \cdot 10^{-2}$
5.12	9.23	$4.70 \cdot 10^{-2}$
5.33	9.60	$3.28 \cdot 10^{-2}$
5.86	10.55	$1.16 \cdot 10^{-2}$
6.16	11.09	$6.37 \cdot 10^{-3}$
6.38	11.41	$4.43 \cdot 10^{-3}$
6.50	11.70	$3.47 \cdot 10^{-3}$

Tabel 2. 3 Overschrijdingskansen per jaar van extreme golfhoogtes

Figuur 2.3 geeft grafisch de overschrijdingskansen per jaar van de waterstandsverhoging als gevolg van opwaaiing (Δh_{zee}), de significante ontwerpgolfhoogte ($H_{s,d}$) en de extreme ontwerpgolfhoogte (H_d) weer.



Figuur 2. 3 Overschrijdingskansen per jaar van waterstandsverhoging, significante golfhoogte en extreme golfhoogte

De extreme golfhoogte is niet uitgewerkt voor waarden groter dan circa 12 m, omdat deze gezien de lokale waterdiepte op de golfbrekerlokatie ($h=15$ m) niet voorkomen, zie formule 2.6.

3. Functionaliteit van de golfbreker

3.1 Inleiding

In paragraaf 1.1 zijn de mogelijke functies van golfbrekers weergegeven. De hoofdfunctie van de golfbreker in deze studie is het verzekeren van een efficiënte afhandeling van de scheepsladingen.

Daarom worden eisen gesteld met betrekking tot de rust van het oppervlakte-water in de haven; de bruikbaarheidsgrenstoestand. Als uitgangspunt voor het ontwerp is gesteld dat de significante golfhoogte in de haven, niet vaker dan tien maal per jaar, hoger mag zijn dan 0.50 m. Dit wordt in paragraaf 3.2.2 uitgewerkt.

Daarnaast kan bezwijken van de golfbreker leiden tot schade aan de havenfaciliteiten en derving van haveninkomsten gedurende de herstelperiode. Uit een afweging tussen het schaderisico en de constructiekosten, wordt de ontwerp golfhoogte bepaald. De constructie als geheel en de individuele constructiedelen moeten stabiel zijn onder ontwerp-omstandigheden; de uiterste grenstoestand. Stabiliteit van de constructiedelen wordt in hoofdstuk 4 besproken.

3.2 Aanvaardbare golfslag in de haven

3.2.1 Algemeen

Voor verschillende scheepstypen gelden verschillende eisen met betrekking tot werkbare golfslag. Zo kan een schip dat cargo vervoert nog geladen en gelost worden bij een scheepsbeweging van circa 1.0 meter. Een containerschip daarentegen, waar de lading met kranen diep uit het ruim van het schip gehesen moet worden, kan niet meer afgehandeld worden bij een scheepsbeweging van meer dan 0.5 m.

Het maximaal aantal dagen dat genoemde golfhoogtes overschreden mogen worden, moet volgen uit een economische beschouwing van het havenontwerp. De hoge kosten voor grote constructies rond de haven moeten opwegen tegen de grotere produktiviteit in de haven. Als uitgangspunt voor het ontwerp is voor de significante golfhoogte in de haven gesteld dat deze gedurende maximaal tien maal per jaar hoger mag zijn dan 0.50 m. Dit is overgenomen uit Op den Velde, 1993.

In het havenbekken ontstaan voldoende geschikte aanlegplaatsen door het ontwerpen van een geschikte golfbrekerlay-out en een golfbreker die weinig golftransmissie toelaat en weinig reflectie in het havenbekken veroorzaakt. Daar de lay-out in deze studie een uitgangspunt is, wordt deze niet uitgewerkt. Met de golftransmissie en golfreflectie moet bij het ontwerpen van de constructie wel rekening worden gehouden.

In Op den Velde (1993) is met behulp van het diffractie model 'DIFHA' de significante golfhoogte op enkele strategische punten in het havenbekken bepaald. DIFHA is een numeriek programma, ontwikkeld door de vakgroep vloeistofmechanica van de TU Delft. Als invoer, zijn naast de parameters van de invallende golven en de golfbreker lay-out, de golftransmissie-coëfficiënt (K_t) en reflectie-coëfficiënt (K_r) nodig.

Voor gegeven golfbreker lay-out heeft Op den Velde bepaald dat met de volgende waarden voor de golftransmissie-coëfficiënt en reflectie-coëfficiënt aan de eisen met betrekking tot voldoende rust van het oppervlakte water in het havenbekken wordt voldaan:

- golftransmissie-coëfficiënt: $K_t < 0.05$
- reflectie-coëfficiënt: $K_r < 0.4$

Hierbij is gerekend met een significante golfhoogte op diep water $H_{s,0} = 2.16$ m; dit is de golfhoogte die tien maal per jaar wordt overschreden.

3.2.2 Golftransmissie

Golftransmissie wordt uitgedrukt als het quotiënt van de invallende golfhoogte en de golfhoogte achter de constructie:

$$K_t = \frac{H_i}{H_h} \leq 0.05 \quad (3.1)$$

H_i = hoogte van de invallende golf (m)
 H_h = golfhoogte achter de constructie als gevolg van transmissie (m)

Golftransmissie is het gevolg van:

- golfoverslag
- golftransmissie door de golfbreker als gevolg van permeabiliteit van de constructie.

De monoliet elementen kunnen als impermeabel worden beschouwd. Transmissie van golfenergie door de drempel is verwaarloosbaar. Alle golftransmissie is het gevolg van golfoverslag. Golfoverslag wordt voornamelijk bepaald door de verhouding tussen vrijboord (h_{cr}) en invallende golfhoogte (H_i).

Goda (1969) geeft voor de golftransmissie bij verticale wandconstructies, de volgende uitdrukking :

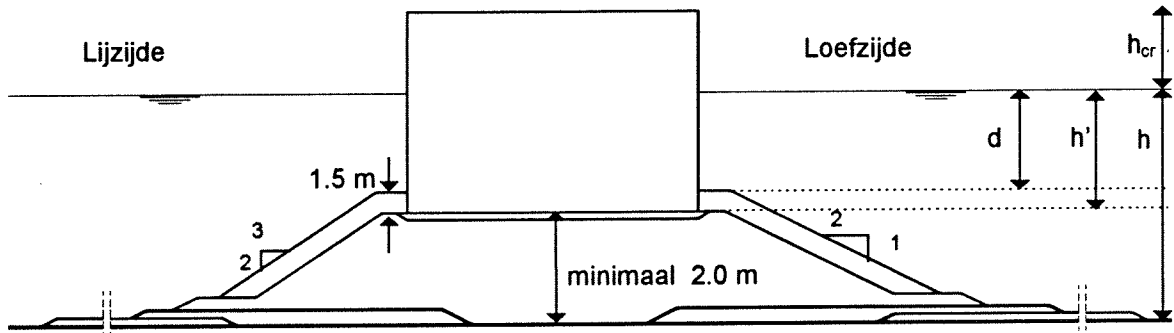
(3.2)

$$K_T = \left[0.25 \cdot \left\langle 1 - \sin \frac{\pi}{2\alpha} \left(\frac{h_{cr}}{H_i} + \beta \right) \right\rangle^2 + 0.01 \left(1 - \frac{h'}{h} \right)^2 \right]^{0.5} \quad \text{voor } \beta - \alpha < h_{cr} / H_i < \alpha - \beta$$

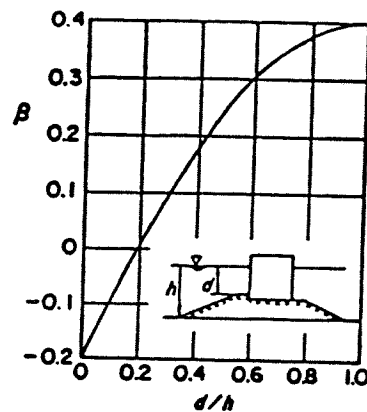
$$K_T = 0.1 \cdot \left(1 - \frac{h'}{h} \right) \quad \text{voor } \alpha - \beta \leq h_{cr} / H_i$$

K_T = transmissie-coëfficiënt (-)
 α = 2.2 = constante, deterministisch door Goda bepaald (-)
 β = dimensieloze coëfficiënt, die volgt uit figuur 3.2
 d = afstand toplaag tot waterspiegel (m)
 h = waterdiepte (m)
 h' = afstand van bodem caisson tot waterspiegel (m)
 h_{cr} = vrijboord (m)
 H_i = invallende golfhoogte (m)

De constructie parameters zijn weergegeven in figuur 3.1.



Figuur 3. 1 Karakteristieke doorsnede



Figuur 3. 2 Functie voor parameter β (Goda, 1969)

Bij het bepalen van het benodigd vrijboord is de doorsnede met de kleinste waarde voor de verhouding afstand onderkant caisson tot gemiddelde waterspiegel en gemiddelde waterdiepte (h'/h) maatgevend.

Hieruit volgt voor de samengestelde golfbreker dat de dwarsdoorsnede in de grootste waterdiepte maatgevend is; voor de caissongolfbreker is de doorsnede in de kleinste waterdiepte maatgevend. In de brekerzone zullen kleinere golfhoogtes voorkomen dan buiten de brekerzone, daarom is de kleinste waterdiepte gesteld op 7 m. Dit is de waterdiepte in de brekerlijn (zie paragraaf 2.2.2).

De hoogte van de drempel heeft een minimale waarde van 2.0 m en de dikte van de toplaag heeft een waarde van 1.5 m (zie figuur 3.2); deze waarden volgen uit de definitieve ontwerpen van de constructies.

- Het vereiste vrijboord voor de **samengestelde golfbreker** wordt bepaald met de volgende constructieafmetingen:

$$\begin{aligned}h' &= 8.0 \text{ m} \\h &= 15.0 \text{ m} \\d &= 6.5 \text{ m} \\\beta &= 0.18 \text{ (zie figuur 3.2)}\end{aligned}$$

Met formule 3.2 wordt iteratief het benodigd vrijboord (h_{cr}) gevonden:

$$h_{cr} = 2 * H_s = 2 * 2.16 \text{ m} = 4.32 \text{ m} + \text{MSL}$$

- Het vereiste vrijboord voor de **caissongolfbreker** wordt bepaald met de volgende constructieafmetingen:

$$\begin{aligned}h' &= 5.0 \text{ m} \\h &= 7.0 \text{ m} \\d &= 3.5 \text{ m} \\\beta &= 0.25 \text{ (zie figuur 3.2)}\end{aligned}$$

Iteratief wordt voor het benodigd vrijboord (h_{cr}) gevonden:

$$h_{cr} = 1.5 * H_s = 1.5 * 2.16 \text{ m} = 3.24 \text{ m} + \text{MSL}$$

Bij een storm met significante golfhoogte van 2.16 m moet rekening gehouden worden met een waterstandsverhoging als gevolg van opwaaing van $\Delta h_{zee} = 1.04 \text{ m}$. Dit resulteert in een vereist vrijboord ten opzichte van MSL van:

- samengestelde golfbreker: $h_{cr} \text{ (m)} = 4.32 + 1.04 = 5.36 \text{ m} + \text{MSL}$
- caisson golfbreker: $h_{cr} \text{ (m)} = 3.24 + 1.04 = 4.28 \text{ m} + \text{MSL}$

Noot: Het vereiste vrijboord voor de caissongolfbreker is kleiner dan dat van de samengestelde golfbreker. Goda, 1992 geeft hiervoor als verklaring, dat als gevolg van de hogere drempel onder de samengestelde golfbreker een onrustiger golfpatroon ontstaat, wat meer overtopping tot gevolg heeft.

Overigens heeft Goda bij de experimenten gebruik gemaakt van regelmatige golven, waardoor voor de verticale wand van de caissongolfbreker, een patroon van staande golven ontstond.

3.2.3 Golfreflectie in het havenbekken

In het havenbekken zal altijd golfslag aanwezig zijn. Te denken valt aan golven die door de haveningang binnen komen en/ of scheepsgolven. Reflectie tegen de verticale wand van de monoliet golfbrekers kan deze golfslag versterken.

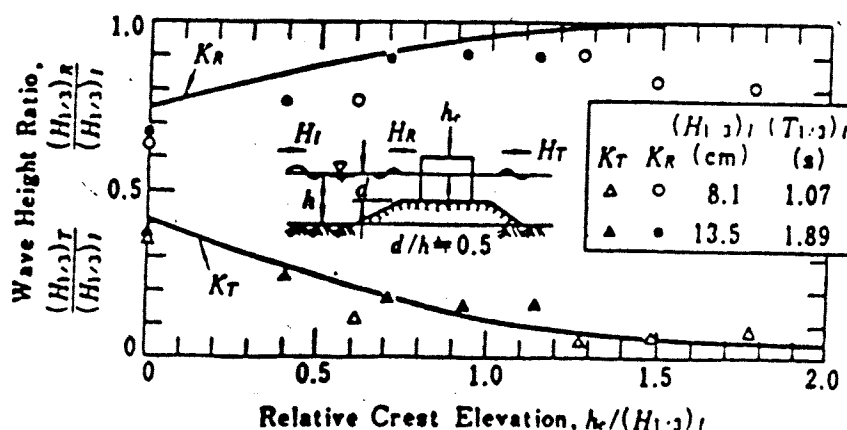
Een verticale betonnen wand heeft in het algemeen een reflectie-coëfficiënt van circa 0.8 à 1.0. Om de reflectie van golven in het havenbekken tegen de verticale wand te reduceren moet het ontwerp aangepast worden.

Mogelijke aanpassingen zijn:

1. Monoliet element met geperforeerde wand
2. Reduceren van de kruinhoogte aan de lijzijde
3. Monoliet element met schuine wand aan de lijzijde

ad 1. Door in de verticale wand van het monoliet element gaten aan te brengen kan de reflectie-coëfficiënt worden gehalveerd (Franco, 1992).

ad 2. Bij verticale golfbrekers zijn K_t en K_r beide afhankelijk van de verhouding vrijboord en golfhoogte (h_{cr}/H). Bij een grote verhouding h_{cr}/H is er veel reflectie en weinig overslag; omgekeerd geldt hetzelfde (zie ook figuur 3.3 (Goda, 1984)). Het reduceren van het vrijboord aan de lijzijde leidt dus alleen tot minder golfslag in het havenbekken als wordt afgeweken van de rechthoekige vorm van het caisson.



Figuur 3. 3 Invloed van de kruinhoogte op golfreflectie en transmissie

ad 3. De reflectie-coëfficiënt kan ook worden gereduceerd door het monoliet element aan de lijzijde met een schuine wand te ontwerpen, of door aan de lijzijde van de constructie een stortstenen talud aan te brengen.

De beschreven aanpassingen worden in deze studie niet verder uitgewerkt.

4. Stabiliteit van de monoliet golfbrekers

4.1 Inleiding

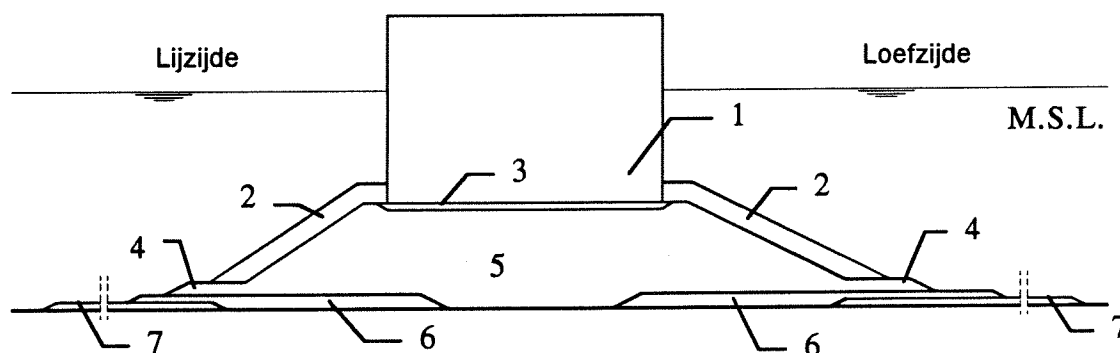
In het vorige hoofdstuk is de functie van de golfbreker behandeld; dit hoofdstuk behandelt de stabiliteit van de constructie.

Paragraaf 4.2 geeft eerst karakteristieke doorsneden van de samengestelde en de caissongolfbreker en een opsomming van de afzonderlijke constructiedelen.

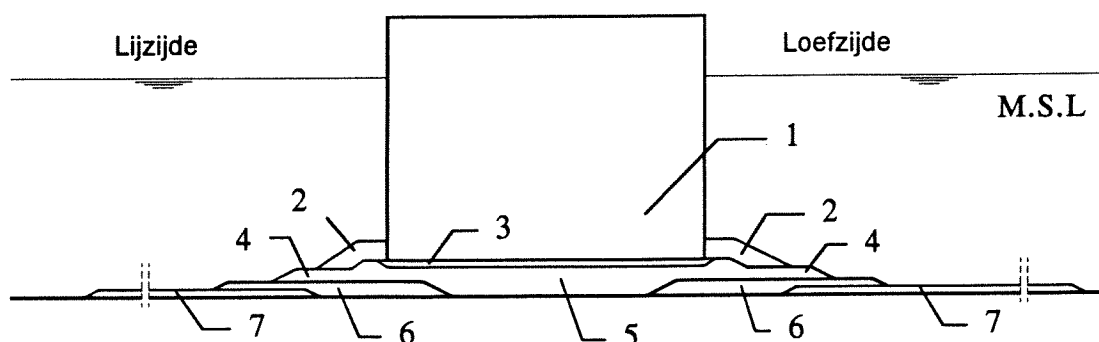
De stabiliteit van de constructie wordt ondermijnd door veel verschillende bezwijkmechanismen. Paragraaf 4.3 geeft een overzicht van alle mogelijke faalmechanismen, met daarin ook de bezwijkmechanismen. Vervolgens wordt in paragraaf 4.4 voor alle afzonderlijke constructiedelen bepaald tegen welke mechanismen weerstand moet worden geboden, en worden de daaruit voortvloeiende ontwerp-eisen beschreven.

4.2 Opbouw van de constructie

Figuur 4.1 en 4.2 geeft karakteristieke doorsneden van een samengestelde golfbreker en een caissongolfbreker weer.



Figuur 4. 1 Karakteristieke doorsnede samengestelde golfbreker



Figuur 4. 2 Karakteristieke doorsnede caissongolfbreker

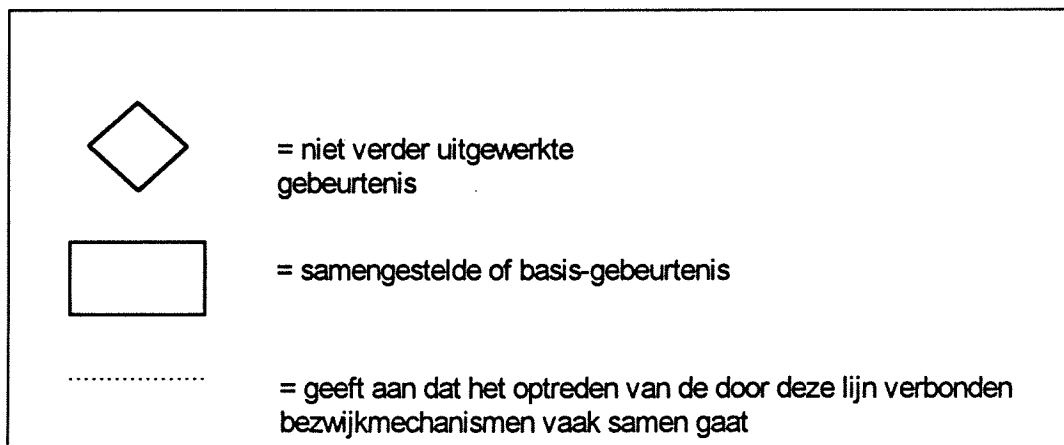
De cijfers in figuur 4.1 en 4.2 geven de verschillende constructiedelen aan:

1. Monoliet element
2. Toplaag
3. Bed onder monoliet element
4. Teen
5. Kern
6. Filter
7. Bodembescherming

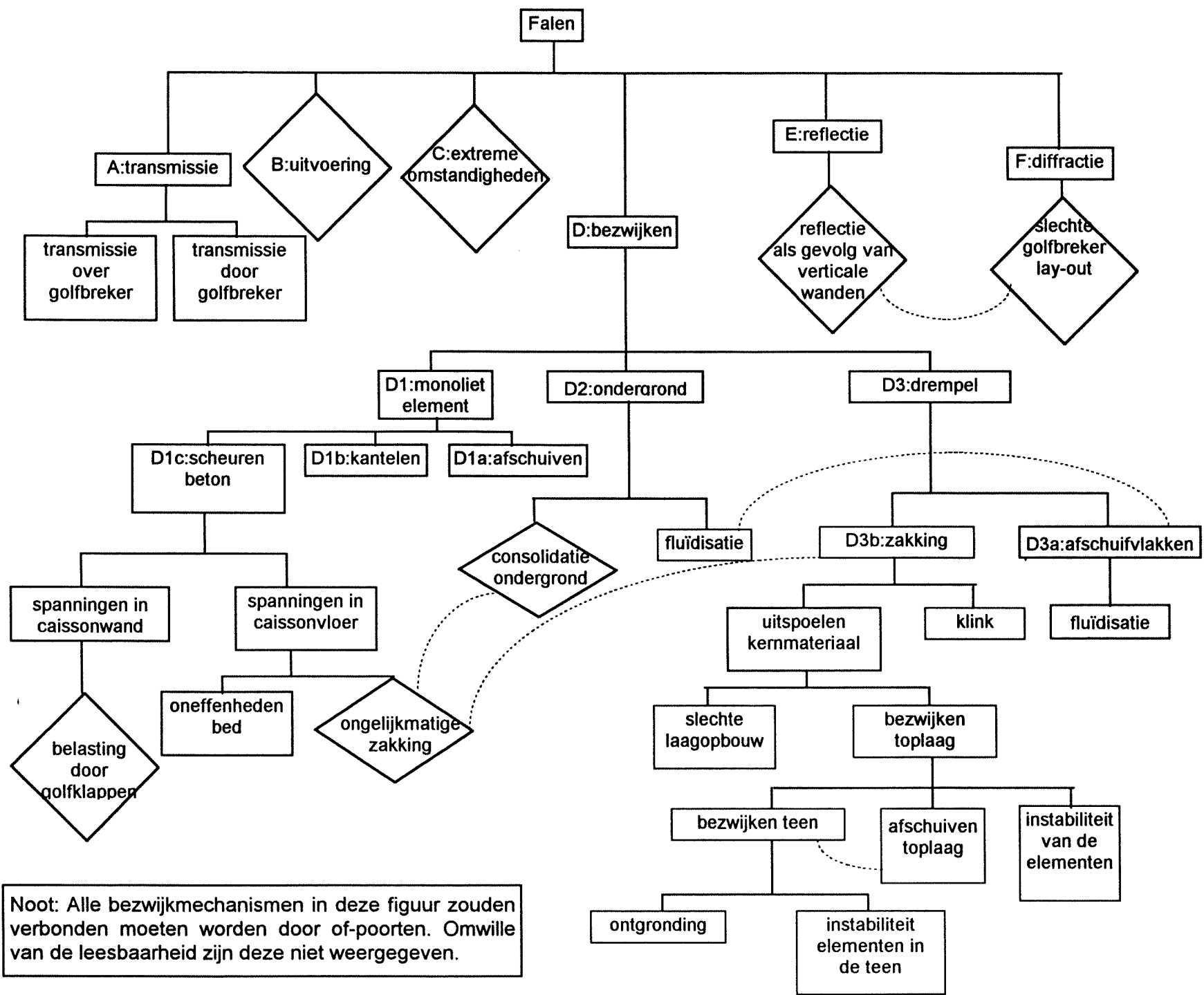
4.3 Overzicht van mogelijke faalmechanismen

Alle mogelijke faalmechanismen zijn uitgewerkt in een faalboom. Deze is weergegeven in figuur 4.4. Deze boom geeft ook faalmechanismen weer, die niet veroorzaakt worden door een gebrek aan stabiliteit. Deze faalmechanismen zijn in hoofdstuk 3 al behandeld, of worden niet verder uitgewerkt.

De betekenis van de in de faalboom toegepaste tekens staat in figuur 3.4.



Figuur 4. 3 Verklaring van de tekens in de faalboom



Noot: Alle bezwijkmechanismen in deze figuur zouden verbonden moeten worden door of-poorten. Omwille van de leesbaarheid zijn deze niet weergegeven.

Figuur 4.4 Faalboom

Beschrijving van de faalboom:

Falen:

Onder falen wordt verstaan: het overschrijden van het gestelde criterium met betrekking tot werkbaarheid in de haven.

Falen is het gevolg van één of meer van de volgende faalmechanismen:

A. Transmissie:

Transmissie kent twee vormen:

- transmissie over de golfbreker
- transmissie door de golfbreker

A1: Transmissie over de golfbreker: Watermassa's , die over de constructie heen slaan veroorzaken golven in het havenbekken. Het vrijboord en de vorm van de wand zijn bepalend voor de hoeveelheid golfoverslag. Dit is uitgewerkt in hoofdstuk 3: functionaliteit van de golfbreker.

A2: Transmissie door de golfbreker wordt voornamelijk bepaald door de mate van waterdoorlatendheid van de constructie. Deze is bij monoliet golfbrekers gering.

B. Uitvoering

Wanneer de constructie niet gebouwd wordt volgens de ontwerptekeningen kan dit leiden tot falen. Dit mechanisme wordt in deze studie niet verder uitgewerkt.

C. Extreme omstandigheden

Hiermee worden omstandigheden als aardbevingen, aanvaringen of explosies bedoeld. Dit faalmechanisme wordt in deze studie niet meegenomen.

D. Bezwijken

Bezwijken van de constructie kan het gevolg zijn van:

- bezwijken van het monoliet element
- bezwijken van de ondergrond
- bezwijken van de drempel

D.1 Bezijken monoliet element

Deze gebeurtenis kan optreden als gevolg van:

a. Afschuiven van het monoliet element: Dit treedt op wanneer de horizontale golfbelasting groter is dan de wrijvingskracht tussen de bodem van het monoliet element en de drempel.

b. Kantelen van het monoliet element: het monoliet element kantelt wanneer het moment als gevolg van opwaartse en horizontale waterdruk, groter is dan het weerstandsmoment ten gevolgen van het eigengewicht van het monoliet element.

c. Scheuren beton: Als gevolg van lokaal hoge piekspanningen kunnen scheuren in het beton ontstaan. Scheurvorming kan leiden tot corrosie van de wapening en breken van het monoliet element. Piekspanningen in de wanden en vloeren kunnen door verschillende oorzaken ontstaan:

Wanden: brekende golven veroorzaken extreem hoge impulsspanningen in de verticale wand. Daarom moet worden voorkomen dat invallende golven frequent tegen de wand van het monoliet element breken. In bijlage B4.1 is een schema weergegeven om het gevaar voor brekende golven te taxeren (Goda, 1984).

Vloer: Wanneer het monoliet element niet gelijkmatig wordt ondersteund ontstaan piekspanningen in het beton. Om dit te voorkomen wordt onder het monoliet element een bed aangelegd, dat zeer vlak afgewerkt dient te worden. Ongelijkmatige zakking van drempel of consolidatie van de ondergrond kan leiden tot oneffenheden.

D.2 Bezijken van de ondergrond:

Fluïdisatie: Wanneer de ondergrond is opgebouwd uit fijn, los gepakt zand kan fluïdisatie een oorzaak zijn van het bezijken van de golfbreker. Door de cyclische belastingen op de golfbreker kan door herschikking van het kernmateriaal en het zand in de ondergrond de poriën ruimte snel afnemen. Wanneer het water niet snel genoeg kan ontsnappen, zal de pakking van het zand verminderen. Dit kan ertoe leiden dat de korrelspanningen in de ondergrond onvoldoende zijn om de belasting te kunnen dragen, waardoor afschuifvlakken door de kern en/ of de ondergrond kunnen ontstaan.

Consolidatie: Consolidatie treedt op als gevolg van de verhoogde bovenbelasting. Dit proces is tijdafhankelijk en wordt sterk beïnvloed door de waterdoorlatendheid van de ondergrond. Voordat de monoliet elementen geplaatst kunnen worden, dient het consolidatie-proces ver gevorderd te zijn. Grondverbetering, verdichting en drainage kunnen de duur van dit proces verkorten.

D.3 Bezwijken van drempel

Bezwijken van de drempel uit zich in de vorm van zakking of het ontstaan van afschuifvlakken.

D3a: Afschuifvlakken ontstaan wanneer de draagkracht van de drempel onvoldoende is. In dit geval zijn er binnen de drempel instabiele glijvlakken waarlangs de weerstand tegen het afschuiven onvoldoende is. Glijvlakken kunnen ook in de ondergrond, of in combinatie voorkomen. Een mogelijke oorzaak van dit mechanisme is het ontstaan van fluïdisatie.

D3b: Zakking wordt veroorzaakt door klink van het materiaal in de drempel of door uitspoelen van kernmateriaal. Zakking kan leiden tot een ongewenste verhoging van de betonspanningen en een verlaging van de kruin. (Noot: Eigenlijk moet in figuur 4.4 dus een stippellijn getrokken worden naar A: transmissie.)

Klink: klink duidt erop dat de stortsteen in de kern en de toplaag-elementen een kleiner volume aannemen als gevolg van de cyclische golfbelastingen. Klink is onvermijdelijk en treedt vooral in de eerste jaren na het gereedkomen van de golfbreker op. Dit wordt niet verder uitgewerkt.

Uitspoelen van kernmateriaal: Dit is het verschijnsel dat materiaal uit de kern door de toplaag dringt als gevolg van een slechte laagopbouw, of als gevolg van bezwijken van de toplaag. Het kernmateriaal is dan niet beschermd tegen golfbelasting en stroming en spoelt weg.

Slechte laagopbouw: Een goede laagopbouw, waarbij de afmetingen van de materialen in de verschillende lagen op elkaar zijn afgestemd, voorkomt dat kleinere stenen uit een onderliggende laag, door een bovenliggende laag kunnen uitspoelen.

Bezwijken van de toplaag: De toplaag is opgebouwd uit stortsteen die het kernmateriaal beschermt tegen golfbelasting en stroming. Het bezwijken van de toplaag kan het gevolg zijn van onvoldoende stabiliteit van de individuele stenen of van onvoldoende ondersteuning van de teen.

Instabiliteit van de elementen in de toplaag: Wanneer meerdere stenen onder invloed van de wisselende golfbelasting en/ of stroming uit de toplaag worden gelicht en verplaatst kan dit leiden tot uitspoelen van kernmateriaal.

Afschuiven van de toplaag: Wanneer de wrijving tussen de toplaag en de kern onvoldoende is, of de teen de toplaag onvoldoende ondersteunt kan de hele toplaag afschuiven.

Bezwijken van de teen: Dit treedt op als gevolg van ontgronding voor de constructie of door instabiliteit van de individuele elementen. Bezwijken van de teen kan het ontstaan van afschuifvlakken inleiden.

Ontgronding: de stabiliteit van de teen als geheel wordt gewaarborgd door een stabiele ondergrond. Om te voorkomen dat deze uitschuurt door stroming dient een bodembescherming aangelegd te worden.

Instabiliteit van de elementen in de teen: Onder invloed van wisselende golfbelastingen en/of stroming kunnen stenen uit de teen worden gelicht en verplaatst. De stenen in de teen dienen, net als de stenen in de toplaag, voldoende stabiel te zijn.

E. Reflectie

De grote mate van reflectie van de golven in het havenbekken tegen de verticale, wand kan leiden tot falen. Paragraaf 3.2.5 geeft mogelijke aanpassingen om reflectie tegen de wand te verminderen.

F. Diffractie

Een ongunstige oriëntering van de haveningang ten opzichte van de overheersende golfrichting kan leiden tot een onrustig wateroppervlakte gedurende een groot deel van het jaar. Dit hangt nauw samen met het ontwerp van de golfbrekerlay-out.

Bovendien dient bij het ontwerpen van de golfbrekertracés rekening gehouden te worden met interferentie van invallende en reflecterende golven. In Op den Velde, 1993 is dit verder uitgewerkt, zie paragraaf 3.2.2.

4.4 Stabiliteit van de afzonderlijke constructie delen

4.4.1 Stabiliteit van het monoliet element

4.4.1.1 Afmetingen

In paragraaf 1.6.5 is gesteld dat bij het ontwerpen van de golfbreker uitgegaan wordt van monoliet elementen met vlakke wanden en rechte hoeken. De volgende afmetingen van de elementen moeten worden bepaald (fig. 4.5):

- hoogte (h_c)
- lengte (l_c)
- breedte (B_c)
- wanddiktes

Noot: de 'c' in bovenstaande parameters staat voor caisson. Het zou consequenter zijn als gesproken werd over monoliet element. Omdat een caisson het meest toegepaste monoliet element is, wordt een 'c' gebruikt.

- **Hoogte (h_c)**

De toelaatbare golftransmissie is bepalend voor het minimale vrijboord. Deze is bepaald in paragraaf 3.2.4. In eerste instantie wordt dit vrijboord aangehouden. De caissonhoogte volgt uit het vrijboord en de plaats in het golfbrekertracé.

- **Lengte (l_c)**

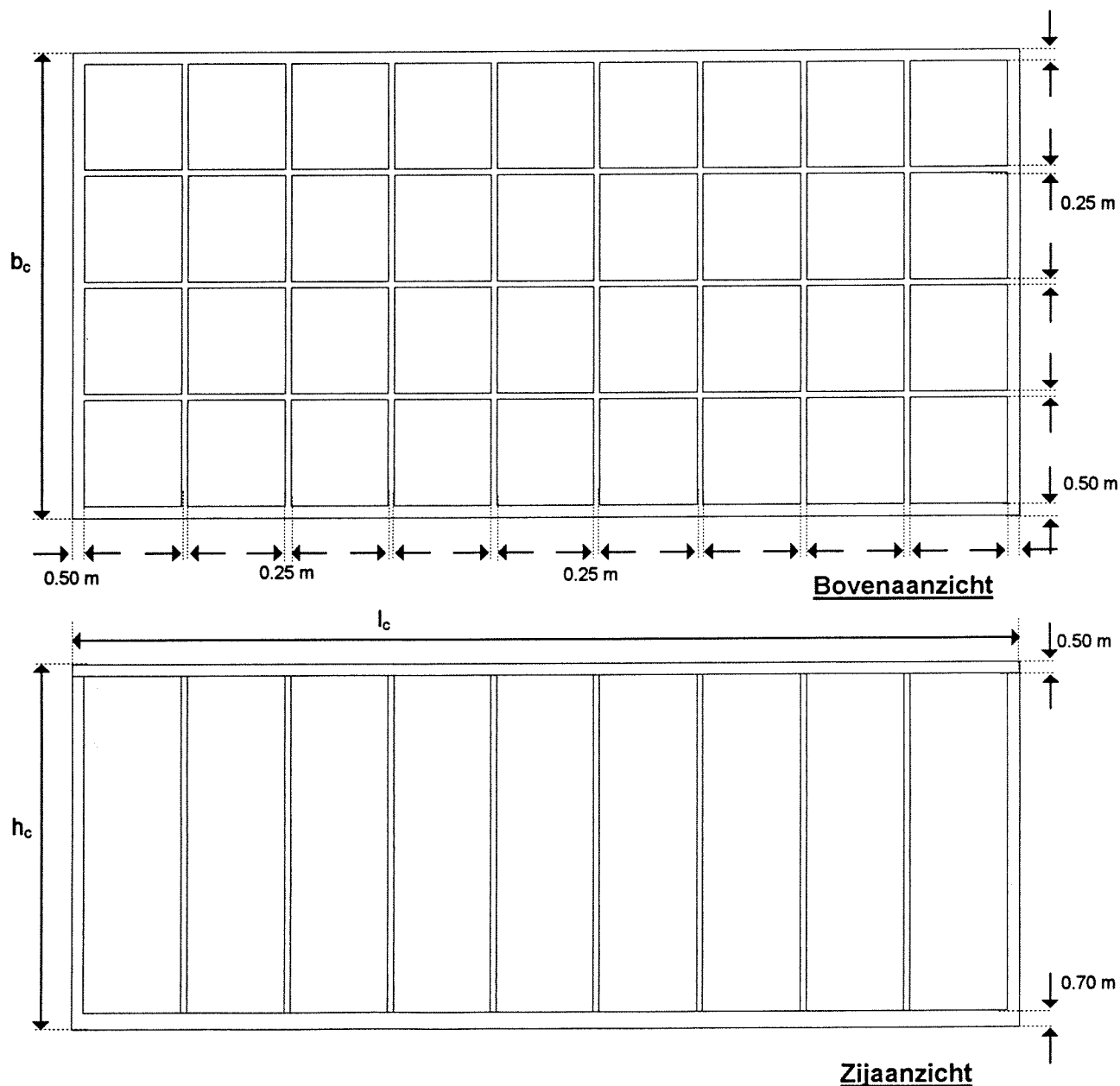
De lengte van de monoliet elementen heeft geen invloed op de stabiliteit in de gebruikstoestand, maar wordt bepaald door andere factoren, zoals vaarbaarheid, zettingen en de afmetingen van het bouwdok. Veelal zijn dit uitvoeringsaspecten.

- **Wanddiktes**

In de caisson worden tussenwanden gebouwd om de dwarskrachten en momenten in de zijwanden en bodem van de caisson tijdens transport en afzinken te reduceren.

Uit ervaring met vergelijkbare caissons blijkt dat tussenwanden met een dikte van 0.25 m en een hart op hart afstand van ca. 5.0 m zorgen voor een gunstig materiaal verbruik (Goda, 1985). Deze afmetingen worden in deze studie aangehouden.

Voor de dikte van de buiten- en kopwanden wordt 0.50 m aangehouden, en voor de bodem een dikte van 0.70 m. De grotere dikte voor de bodem hangt samen met te verwachten stootbelastingen op het moment van plaatsen.



Figuur 4. 5 Doorsnede karakteristieke caisson

Na afzinken en ballasten wordt de caisson afgewerkt met een betonnen rijdek, met een dikte van 0.5m.

Omdat de constructie wordt toegepast in een agressief milieu, worden hoge eisen gesteld aan de betonkwaliteit. Dit vereist een dekking op de wapening van 5.0 á 7.0 cm. Met beton- en staalberekningen moeten de maximaal optredende spanningen in het beton en staal worden gecontroleerd. Deze berekeningen vallen buiten het kader van dit onderzoek.

- **Ballast**

Het afzinken van de caissons gebeurt door water in de kamers te laten lopen. Daarna worden deze gevuld met ballastzand. Het zand wordt tot onder het aan te brengen dek aangevuld.

- **Breedte**

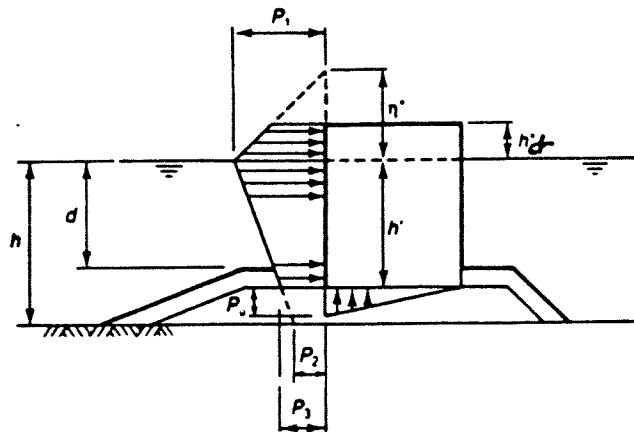
De constructie werkt als een gewichtsmuur; het gewicht bepaalt de weerstand tegen afschuiven en kantelen. De caissonbreedte dient zo gekozen te worden dat voldoende weerstand bestaat tegen deze bezwijkmechanismen.

4.4.1.2 Golfbelastingen op monoliet element

Omdat wordt verondersteld dat de waterstand in de haven zich door de grote haventoeegang snel aanpast, worden de hydrostatische waterdrukken aan beide zijden van de constructie gelijk verondersteld. De monoliet element worden daarom alleen gedimensioneerd op golfbelastingen.

De golfbelastingen worden berekend met de formule van Goda (Goda, 1985). Deze formule maakt geen onderscheid tussen brekende en niet-brekende golven.

Figuur 3.6 toont een schematisering van de golfbelastingen volgens Goda.



Figuur 4. 6 Schematisering van golfbelasting

- h = waterdiepte (m)
- d = afstand van toplaag tot de waterspiegel (m)
- h' = afstand bodem caisson tot de waterspiegel (m)
- h_{cr} = vrijboord (m)

De formule is weergegeven in bijlage B4.2 en maakt gebruik van de volgende golfkarakteristieken:

- β = hoek van golfinval ($^\circ$)
- L = golflengte (m)
- H_d = ontwerpgolfhoogte (m) (zie paragraaf 1.3.3)

4.4.1.3 Belastingen onder een golfdal

In Goda, 1985 zijn figuren gegeven om de belasting onder een golfdal te bepalen. De figuren zijn bijlage in B4.3 weergegeven. In het verleden zijn een aantal verticale golfbrekers bezweken door zeewaartse verplaatsing. De oorzaak was meestal afschuiving van de drempel en niet afschuiven van het monoliet element.

4.4.2 Stabiliteit van de toplaag

4.4.2.1 Functie van de toplaag

De functie van de toplaag is het voorkomen dat kernmateriaal uitspoelt. De toplaag functioneert niet, wanneer één van de volgende faalmechanismen optreedt:

1. instabiliteit van de elementen in de toplaag
2. slechte laagopbouw
3. afschuiven toplaag
4. bezwijken van de teen

4.4.2.2 Instabiliteit van de elementen in de toplaag

Wanneer de stenen in de toplaag zo ver zijn verplaatst dat ze hun functie niet meer vervullen, kan het kernmateriaal uitspoelen. Daarom moet de stabiliteit van de elementen gewaarborgd zijn. Stabiliteit van de toplaag-elementen wordt aangegeven met het stabiliteitsgetal: $H_s/\Delta D_{n50}$.

met: H_s = significante golfhoogte (m)
 Δ = $\rho_s - \rho_w / \rho_w$ (-)
 ρ_s = soortelijk gewicht steen (kg/m^3)
 ρ_w = soortelijk gewicht water (kg/m^3)
 D_{n50} = steendiameter die door 50% van de stenen wordt overschreden (m)

Omdat de stenen in de toplaag door hun ligging ten opzichte van de waterspiegel anders worden belast door de golven dan bij een conventionele stortstenen golfbreker, kan voor het bepalen van de vereiste steengewichten, geen gebruik worden gemaakt, van bekende stabiliteitsformules als Hudson (1953) en Van de Meer (1987).

In het kader van MAST II/ MCS (Monolithic Coastal Structures) is door Madrigal en Valdés (1995) een formule ontwikkeld, waarmee de stabiliteit van de stenen in de berm bepaald kan worden, formule 3.7. De berm is het deel van de toplaag, juist voor het monoliet element.

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left[5.8 \left(\frac{h'}{h} \right) - 0.60 \right] N_0^{0.19} \quad (4.1)$$

- H_s = significante golfhoogte (m)
 D_{n50} = steendiameter, die door 50% van de stenen wordt overschreden (m)
 Δ = $\rho_s - \rho_w / \rho_w$ (-)
 h' = afstand bodem caisson tot waterspiegel (m) (figuur 3.2)
 h = waterdiepte(m) (figuur 3.2)
 N_0 = schade getal (-) = aantal stenen dat verplaatst is uit een strook evenwijdig aan de lengteas met een breedte van D_{n50} .

De formule is geldig voor: $0.5 < h'/h < 0.8$
 $7.5 < h'/D_{n50} < 17.5$

Door Madrigal en Valdés zijn de volgende schade niveaus gedefinieerd:

- $N_0 = 0.5$ Begin van schade
 $N_0 = 2.0$ Aanvaardbare schade. Schade zonder dat dit leidt tot het uitspoelen van kernmateriaal.
 $N_0 = 5.0$ Onaanvaardbare schade. De toplaag heeft gefaald; de kern is blootgesteld aan de golfbelasting en stroming.

In deze studie wordt deze definitie voor de schade niveaus overgenomen. $N_0 = 5.0$ wordt als ontwerp-criterium voor het dimensioneren van de toplaag aangenomen.

4.4.2.3 Beschrijving van de schadeniveaus

Wanneer gedurende een heel jaar geen storm is voorgekomen die een schade niveau $N_0 > 2.0$ veroorzaakt, zijn herstelwerkzaamheden aan de toplaag niet noodzakelijk.

Wanneer een significante golfhoogte (H_s) is voorgekomen die schade met $N_0 > 5.0$ heeft veroorzaakt, wordt verondersteld dat zoveel kernmateriaal is uitgespoeld dat dusdanig veel zakking van de caisson is opgetreden dat dit zal leiden tot het bezwijken van de constructie. Dit wordt onaanvaardbare schade genoemd.

Wanneer het schadeniveau $N_0 = 2.0$ wel, maar $N_0 = 5.0$ niet is overschreden, is er sprake van aanvaardbare schade. Dit is schade die niet leidt tot het bezwijken van de constructie. Herstelwerkzaamheden aan de toplaag zijn echter wel noodzakelijk. De significante golfhoogte, die aanvaardbare schade veroorzaakt, wordt berekend door in formule 4.1 het gekozen steengewicht in de toplaag en schadegetal $N_0 = 2.0$ in te vullen.

Dit is in onderstaande tabel op een rij gezet.

- H_{szb} (m) = significante golfhoogte, die aanvaardbare schade aan de drempel veroorzaakt.
- H_{smb} (m) = significante golfhoogte, die onaanvaardbare schade aan de drempel veroorzaakt.

Significante golfhoogte (m)	Schadeniveau	Werkzaamheden
$H_s < H_{szb}$	$N < 2.0$	regulier onderhoud en inspectie; geen herstel
$H_{szb} < H_s < H_{smb}$	$2.0 < N < 5.0$	herstel van toplaag noodzakelijk
$H_{smb} < H_s$	$N > 5.0$	bezwijken toplaag; herstel van toplaag en caisson noodzakelijk

Tabel 4. 1 Beschrijving van schadeniveaus en herstelwerkzaamheden

4.4.2.4 Slechte laagopbouw

Een slechte laagopbouw kan leiden tot het uitspoelen van kernmateriaal. Stenen uit de kern ontsnappen door de poriën in de toplaag. Dit heeft zakkingen tot gevolg. Daarom dienen de afmetingen van het materiaal in de toplaag en de onderliggende laag op elkaar afgestemd te worden.

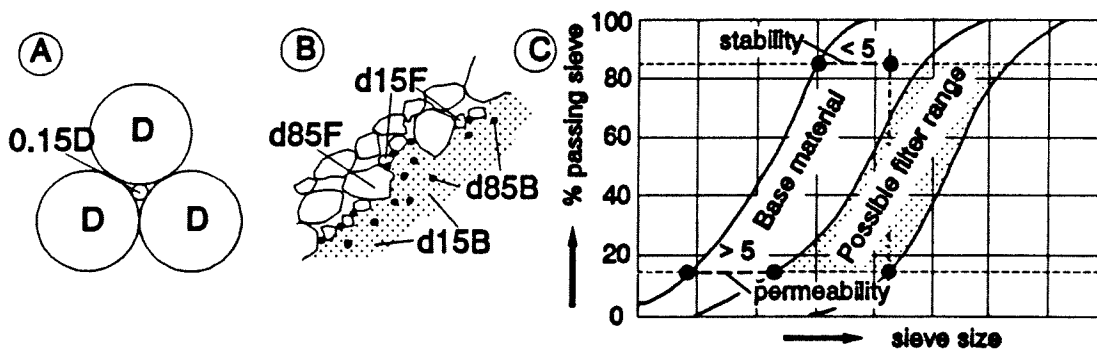
Daarnaast kan als gevolg van een slechte laagopbouw de waterdruk in de drempel toenemen. De afmetingen van het materiaal dat in de kern en toplaag wordt toegepast, wordt met behulp van filterregels op elkaar afgestemd. Hierbij kan onderscheid gemaakt worden tussen filterregels met betrekking tot geometrisch open filters en geometrisch gesloten filters.

- **Geometrisch open filters:** Bij het ontwerpen van de geometrisch open filters wordt rekening gehouden met kritieke verhangen. Wanneer de ter plaatse optredende verhangen kleiner zijn dan het kritieke verhang, zal geen uitspoeling optreden. Het kritieke verhang hangt af van:

- de korreldiameter en gradaties
- evenwijdige stroming/ loodrecht stroming
- cyclisch/ stationaire stroming

De stroming onder de kern is als gevolg van de orbitaalbeweging van de golven cyclisch. Er zijn weinig methoden beschikbaar om de verhangen als gevolg van cyclische stroming te bepalen. Daarom wordt gebruik gemaakt van filterregels met betrekking tot geometrisch gesloten filters.

- **Geometrisch gesloten- filterregels:** In een geometrisch gesloten filter zijn de verhoudingen tussen de steenfracties van de bovenliggende en de onderliggende lagen zo op elkaar afgestemd te worden dat, als gevolg van de diameter, de stenen van de onderlaag niet door de poriën van de bovenliggende laag heen kunnen. Hierbij wordt niet gekeken naar het al dan niet optreden van gradiënten in de waterdruk over de verschillende constructie delen. Dit principe wordt in figuur 4.7 duidelijk gemaakt.



Figuur 4. 7 Principe van geometrisch gesloten filterregels

Deze methode maakt onderscheid tussen stabiliteits-, permeabiliteits- en interne stabiliteitseisen.

Stabiliteit : Als uitgangspunt geldt dat het materiaal uit de onderliggende laag niet door de bovenliggende laag kan. Voor de diameters in de kern en toplaag geldt:

$$D_{15,2} \leq 5 \cdot D_{85,5} \quad (4.1)$$

constructie-deel 2: toplaag

constructie-deel 5: kern (zie figuur 4.1)

Waterdoorlatendheid: Om opbouw van waterspanning in de kern te voorkomen, moet de waterdoorlatendheid in de toplaag groter zijn dan in de kern:

$$D_{15,2} > 5 \cdot D_{15,5} \quad (4.2)$$

Interne stabiliteit: Om te voorkomen dat de relatief kleine stenen uit de kern door de grotere poriën vallen, worden beperkingen aan de breedte van de steenfractie gesteld. Dit wordt aangeduid met interne stabiliteit:

$$D_{60,5} < 10 \cdot D_{10,5} \quad (4.3)$$

constructie-deel 5: kern

4.4.2.5 Afschuiven van de toplaag

De volgende factoren bepalen de weerstand tegen afschuiven van de toplaag:

- wrijving tussen de toplaag en de onderliggende laag
- stabiliteit van de teen
- talud van de toplaag

CERC, 1984 geeft de volgende ontwerp-regels om afschuiven van de toplaag te voorkomen:

- **Wrijving** tussen de lagen wordt bepaald door de verhouding van de steengewichten in de toplaag en de onderliggende laag.

$$W_2 / W_5 < 10 \quad (4.4)$$

- **Stabiliteit van de teen**

De teen ondersteunt de toplaag. Bezwijken van de teen kan dus leiden tot afschuiven van de toplaag. In paragraaf 4.4.4 wordt de stabiliteit van de teen behandeld.

- **Talud**

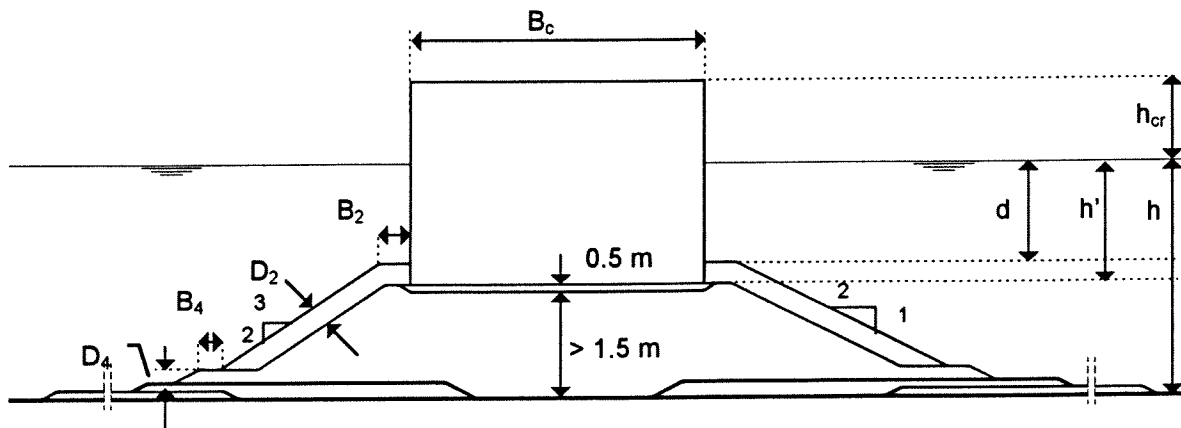
Het talud aan de loefzijde wordt gesteld op 1:2. Voor de lijzijde wordt een steiler talud aangenomen: 2:3.

Voor de laagdikte en bermbreedte geeft CERC, 1984 de volgende afmetingen (zie figuur 4.8):

$$B_2 = 3 \cdot k_d \cdot D_{n50,2} \quad (4.5)$$

$$D_2 = 2 \cdot k_d \cdot D_{n50,2} \quad (4.6)$$

K_d = laagdikte coëfficiënt
= 1.1 (CUR/CIRIA, 1991)



Figuur 4. 8 Afmetingen van de constructie

4.4.2.6 Bezijken van de teen

Dit faalmechanisme wordt apart behandeld in paragraaf 4.4.4.

4.4.3 Bed onder de caisson

De functie van het bed onder de caisson is drieledig:

1. realiseren van voldoende waterdoorlatendheid
2. gelijkmatige afdracht van de belasting van het monoliet element
3. verzorgen van voldoende wrijving tegen afschuiven

ad 1) Realiseren van voldoende waterdoorlatendheid

Een grote mate van waterdoorlatendheid draagt bij aan de weerstand tegen afglijvlakken. Daarnaast is een grote doorlatendheid om uitvoeringstechnische redenen gewenst.

Tijdens het afzinken van de caisson wordt het moment net voordat de caisson op de drempel komt doorgaans als zeer kritisch verondersteld. De caisson heeft dan sterk de neiging zijwaarts te bewegen (Engels: saucer effect). Een goede waterdoorlatendheid is één van de maatregelen om deze neiging te beperken. Hier wordt in paragraaf 4.8 van het hoofdstuk 'uitvoeringsaspecten' verder op ingegaan.

Het toepassen van een steenfractie met een kleine gradering vergroot de doorlatendheid. In overleg is de vereiste gradering (D_{n15}/D_{n85}) gesteld op:

$$D_{n15}/D_{n85} = 1.2 \quad (4.7)$$

ad 2) Gelijkmatige afdracht van de belasting van het monoliet element

Door het bed vlak af te werken worden lokale piekspanningen in de bodem van het monoliet element voorkomen. In overleg is de maximale aanvaardbare afwijking in het bed gesteld op 5 cm.

Wanneer aangenomen wordt dat de stenen maximaal een halve diameter uit het bed steken, wordt voor de gemiddelde diameter van het materiaal in het bed gevonden:

$$d_{n50,3} = 10.0 \text{ cm}$$

constructie deel 3: bed onder de caisson

Wanneer het bed onder de caisson niet volledig vlak is afgewerkt, wordt de caisson ondersteund door de drie hoogste plaatsen in het bed. Dit kan leiden tot een ongunstige spanningsverdeling en zelfs scheurvorming in de betonnen bodem.

Daarom kan de caissonbodem zo worden ontworpen dat de belasting door drie speciaal versterkte en verdikte punten (Engels: buttocks) gedragen wordt. De holtes onder de caisson worden na plaatsen opgevuld met grout.

ad 3) Verzorgen van voldoende wrijving tegen afschuiven

Omdat een vlak afgewerkt bed een groot contactoppervlakte bewerkstelligt, wordt de weerstand tegen afschuiven groter. Door ribbels in de bodem van de caisson aan te brengen kan de weerstand verder worden vergroot.

Voor het wrijvingsgetal (μ) wordt een waarde aangenomen van 0.6 (Goda, 1984).

De toe te passen gemiddelde diameter en gradering van de fractie volgen uit de eisen met betrekking tot wrijving en waterdoorlatendheid:

Hieruit volgt:	$D_{n15,3} = 9.1 \text{ cm}$	$W_{15,3} = 2.0 \text{ kg}$
	$D_{n50,3} = 10.0 \text{ cm}$	$W_{50,3} = 2.7 \text{ kg}$
	$D_{n85,3} = 10.9 \text{ cm}$	$W_{85,3} = 3.4 \text{ kg}$

4.4.4 Stabiliteit van de teen

De teen dient stabiel te zijn onder stroming- en golfbelasting en ondersteunt de toplaag. Daarnaast biedt zij weerstand tegen afschuifvlakken. De teen functioneert niet, wanneer één van de volgende faalmechanismen optreedt:

- afschuiven van de toplaag
- instabiliteit van de elementen in de teen
- het ontstaan van afschuifvlakken
- ontgronding voor de teen

4.4.4.1 Ondersteunen van de toplaag

Om de toplaag te ondersteunen geeft CERC, 1984 een maximale verhouding tussen het gewicht van de stenen in de teen en de stenen in de toplaag:

$$W_2 / W_4 < 30 \quad (4.8)$$

constructie-deel 2: toplaag
constructie-deel 4: teen (zie figuur 4.1)

Dit ontwerp-criterium is zelden maatgevend.

4.4.4.2 Stabiliteit van de stenen in de teen

Het samenspel van cyclische verhangen, stromingen en reflectie van golven tegen de verticale wand is een complex proces.

Madrigal en Valdés (1995) geven geen functievoorschrift voor de stabiliteit van de stenen in de teen. De stabiliteit van de teen van een conventionele stortstenen golfbreker kan bepaald worden met 'Breakwat'.

'Breakwat' is een door het Waterloopkundig Laboratorium ontwikkeld programma als een nuttig en gebruikersvriendelijk ontwerp-middel voor allerlei stortstenen constructies. Het programma is gebaseerd op de formules van Van der Meer en bevat een toepassing voor het berekenen van steenstabiliteit in de teen.

Met dit programma worden de vereiste steengewichten in de teen van de monoliet golfbreker bepaald. De invloed van reflectie tegen de verticale wand, wordt op deze manier niet meegenomen en het gevonden steengewicht mag te optimistisch worden verondersteld.

Ook met de formule van Madrigal en Valdés (1995) kan het vereiste steengewicht worden bepaald. Hierbij wordt in plaats van h' (afstand bodem caisson tot waterspiegel, zie figuur 3.2) de afstand van de teen tot de waterspiegel ingevuld. Op deze wijze wordt een grotere mate van reflectie aangenomen, dan in werkelijkheid optreedt. Daarom mogen de gevonden steengewichten te pessimistisch worden verondersteld.

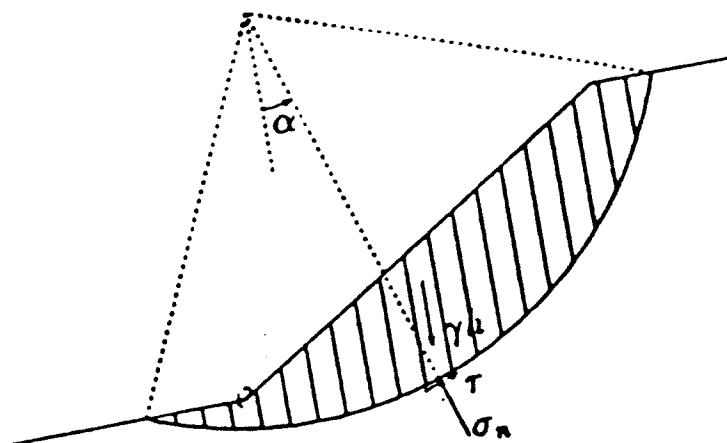
Het vereiste steengewicht ligt tussen de hierboven beschreven steengewichten. Bij de uiteindelijke keuze van de toe te passen steengewichten speelt bovendien de indeling van de fragmentatiecurve een grote rol.

4.4.4.3 Het ontstaan van afschuifvlakken

De teen draagt bij aan de weerstand tegen afschuifvlakken. Deze weerstand moet na afronding van het ontwerp gecontroleerd worden met een glijcirkelberekening. Een veel gebruikte en eenvoudige methode voor het controleren van de weerstand tegen afschuifvlakken wordt gegeven door Bishop (Verruyt, 1990).

Hierbij wordt uitgegaan van een cirkelvormig glijvlak, zie figuur 4.9. De moot grond boven dit vlak wordt opgedeeld in een aantal lamellen begrensd door verticale vlakken. Langs het glijvlak werkt een schuifspanning τ , die de weerstand tegen het afschuiven levert. De overige weerstand tegen afschuiving wordt geleverd door het gewicht van de grondmoten links van het middelpunt van de cirkel; onder andere de teen.

De actie kracht is de massa van het gedeelte rechts van het middelpunt.



Figuur 4. 9 Cirkelvormig glijvlak

In deze studie worden de glijcirkelberekeningen niet gemaakt. -

4.4.4.4 Ontgronding

Naast de teen levert het gewicht van de ondergrond voor de constructie weerstand tegen afschuiven. Door een bodembescherming aan te leggen wordt geprobeerd ontgronding ver van de constructie te houden. Dit wordt uitgewerkt in paragraaf 4.4.7.

CERC, 1984 geeft de volgende ontwerp-regels voor het dimensioneren van de dikte van de teen (D_4) en de berm van de teen (B_4) (zie figuur 4.8):

$$B_4 = 3 \cdot k_d \cdot d_{50,4} \quad (4.9)$$

$$D_4 = 2 \cdot k_d \cdot d_{50,4} \quad (4.10)$$

constructie-deel 4: teen

4.4.5 Stabiliteit van kernmateriaal

De kern wordt meestal opgebouwd uit de kleinere fracties, die ontstaan bij de productie van stortsteen en niet geschikt zijn voor toepassing in teen en toplaag.

Wanneer dit materiaal in de kern wordt toegepast moet met een aantal factoren rekening gehouden worden:

1. afmetingen van het materiaal in de toplaag
2. afmetingen van het materiaal in het bed onder de caisson
3. uitvoeringsfase

ad 1) Afmetingen van het materiaal in de toplaag

De paragrafen 4.4.2.4 en 4.4.2.5 geven ontwerp-regels gegeven met betrekking tot permeabiliteit, stabiliteit en wrijving. Hiermee dient rekening gehouden te worden bij het kiezen van de steenfracties in de kern.

ad 2) Afmetingen van het materiaal in het bed onder de caisson

Om te voorkomen dat de stenen uit het bed door de poriën van de kern vallen, geldt voor de verhouding tussen de gemiddelde diameter van het kernmateriaal en het bed onder de caisson:

$$D_{50,5} < 4 \cdot D_{50,3} \quad (4.11)$$

constructie deel 5: kern

constructie deel 3: bed onder de caisson

ad 3) Uitvoeringsfase

Tussen het storten van de kern en het plaatsen van de toplaag is de kern blootgesteld aan golfaanvallen. De grootte van de schade die in deze periode ontstaat, wordt bepaald door:

- golfhoogte
- waterdiepte
- hoogte van de terp
- steengewicht
- duur van blootstelling

Aan de hand van een afweging van de kosten van het herstel van de kern en de kosten voor het toepassen van zwaarder materiaal, dient het steengewicht van het kernmateriaal gekozen te worden. Deze afweging wordt in deze studie niet gemaakt.

4.4.6 Filter

De overgang van bodemmateriaal naar kern en teen moet zorgvuldig worden geconstrueerd. Wanneer de korreldiameters van de verschillende lagen niet voldoen aan de in formule 4.1 en 4.2 geformuleerde filterregels moet een filterlaag worden aangelegd.

In plaats van een stortstenen filterconstructie kan, geheel of gedeeltelijk, worden gekozen voor een kunststof filterdoek. Dit kan een snellere overgang tussen de verschillende lagen opleveren. Deze kunststof doeken moeten enerzijds waterdoorlatend en anderzijds korreldicht zijn.

Voor de zanddichtheid moet gelden dat de kleinste korrels van het bodemmateriaal niet door de grootste openingen van het filterdoek kunnen.

$$O_{98} < d_{15,b} \quad (4.12)$$

O_{98} (m)	= maat voor karakteristieke gatgrootte in geo-textiel
$d_{15,b}$ (m)	= korreldiameter van bodemmateriaal

De gradiënt van de cyclische verhangen hangt nauw samen met de plaats van het filter in de constructie. Bij de teen is de stroming het hevigst. Onder de constructie is de stroming minder hevig en neemt de noodzaak van een filter af.

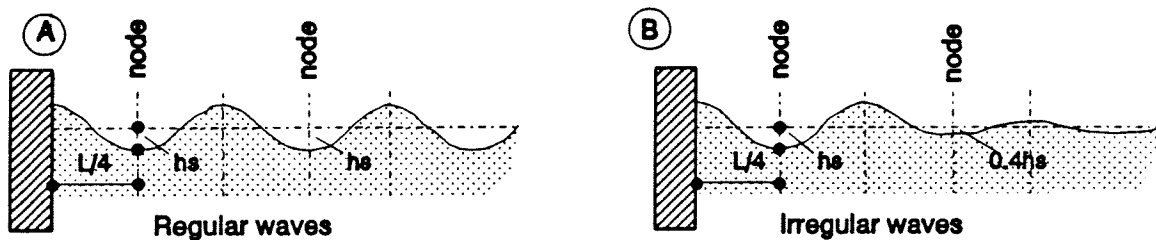
Om te voorkomen dat het filterdoek bij het storten van teen en kern beschadigd wordt, wordt het filterdoek tijdens het afzinken bedekt met een laag fijn stortsteen met een dikte van 0.5 m. Om schade aan het filterdoek te voorkomen wordt in de praktijk een gekozen voor een maximaal steengewicht van 10 kg.

In het ontwerp wordt het doek aan lij- en loefzijde respectievelijk 3 en 5 m onder het monoliet element door getrokken.

4.4.7 Stabiliteit bodembescherming

Ontgraving van de bodem kan instabiliteit van de teen tot gevolg hebben en vermindert de weerstand tegen afschuifvlakken. Daarom moet een bodembescherming aangelegd worden.

Ontgraving ontstaat voornamelijk voor constructies met een grote mate van reflectie, zoals verticale golfbrekers. Ook een ondergrond, opgebouwd uit fijn materiaal, leidt tot een grote mate van ontgraving. Figuur 4.10 geeft schematisch het kuilenpatroon weer dat ontstaat voor verticale wandconstructies.



Figuur 4. 10 Bodem erosie voor een verticale wand

Hieruit blijkt dat de grootste ontgrondingskuilen ontstaan onder de knopen van de staande golven. Voor onregelmatige golven neemt de diepte van de kuilen snel af met de afstand tot de constructie.

In de ontwerpen wordt de bodembescherming gelegd tot $3/8$ maal de golflengte op diep water, zodat het ontstaan van de eerste kuil voorkomen wordt. Om de werkelijk benodigde lengte van de bodembescherming te bepalen, zijn modelproeven noodzakelijk. Deze proeven moeten meer inzicht geven in de optredende patronen van de ontgrondingskuilen. Met een glijcirkel berekening dient achteraf de weerstand tegen het afschuiven berekend te worden.

Als bodembescherming wordt, met het oog op de fijnheid van de bodemdeeltjes en de grote mate van reflectie, gekozen voor een bodembescherming waarbij de korrel dichtheidsfunctie wordt vervuld door een geo-textiel. Eigenlijk is dit een verlenging van het filter onder de kern. Dit levert een snelle overgang tussen de bodem en het kernmateriaal.

4.5 Ontwerp-aanpassingen aan de kop van de golfbrekertracés

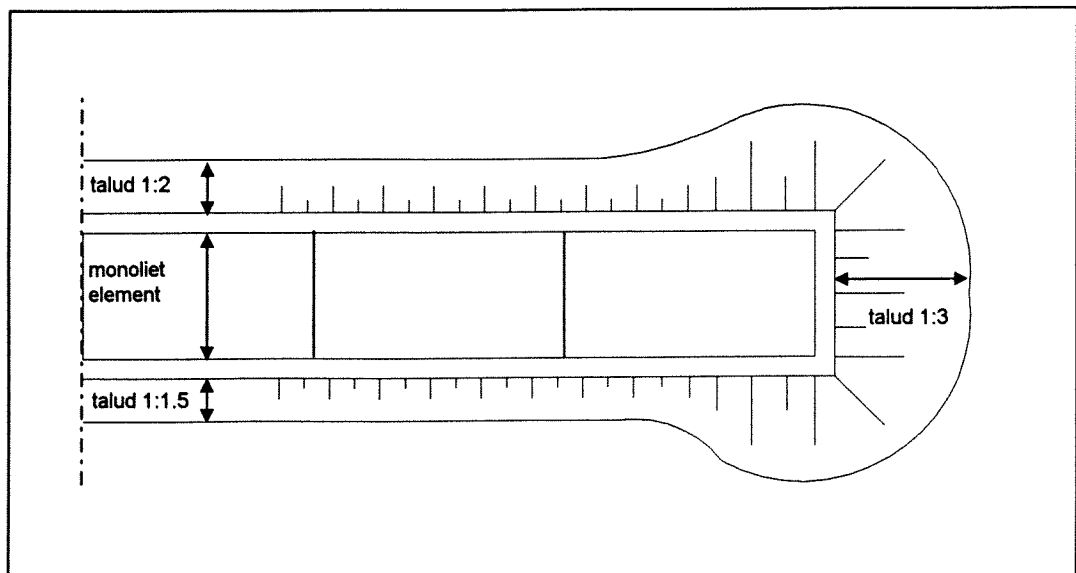
De kop van de golfbreker wordt om verschillende redenen zwaarder gedimensioneerd.

- De monoliet elementen aan de kop van de golfbrekertracés ondervinden geen steun van een zeewaarts geplaatst monoliet element.
- Door koeffecten zal de stroming rond het laatste monoliet element groter zijn.
- Rond de kop van de tracés zal refractie optreden als gevolg van de taluds van de drempel. Hierdoor zullen de golfstralen elkaar naderen, wat leidt tot grotere golfhoogtes. De mate van refractie is afhankelijk van de drempelhoogte. Voor de caissongolfbreker zal toename van de golfhoogte als gevolg van refractie, minder zijn, dan bij de samengestelde golfbreker.

De volgende aanpassingen worden doorgevoerd in het ontwerp aan de kop van de golfbrekertracés:

- De veiligheidsfactor tegen afschuiven en kantelen van de monoliet elementen is gesteld op 1.4 (in plaats van 1.2).
- Het talud van de drempel van de samengestelde golfbreker wordt aangelegd met een met een helling van 1:3 (in plaats van 1:2).

Deze aanpassingen worden doorgevoerd over een lengte van één caisson, zie figuur 4.11.



Figuur 4. 11 Golfbrekerontwerp aan de kop van de tracés

4.6 Ontwerp-aanpassingen in de brekerzone

4.6.1 Redenen voor keuze voor conventionele stortstenen golfbreker

Het bouwen van een verticale golfbreker in de brekerzone geeft problemen, omdat het drijvend plaatsen van de caissons door het breken van golven vrijwel onmogelijk is.

Ook het storten van de steen in de drempel geeft problemen. Storten met watermaterieel geeft in verband met het breken van golven problemen en steenstorten over de kruin met landmaterieel is onmogelijk, omdat de kruin van de terp onder laagwater blijft. Daarom wordt binnen de brekerzone een conventionele stortstenen golfbreker wordt ontworpen.

Daarnaast leidt deze oplossing gezien de geringe waterdiepte (0-7 m) waarschijnlijk tot lagere materiaalkosten.

4.6.2 Toplaag

De vereiste steengewichten in de toplaag worden berekend met 'Breakwat'. Paragraaf 4.4.4.2 geeft een korte beschrijving van dit programma.

4.6.3 Teen

De teen van de stortstenen golfbreker kan in ondiep water belast worden door directe golfaanvallen.

Door de teen in een gebaggerde geul te leggen, wordt de afstand van de teen tot de waterspiegel groter en kan de teen uit lichter materiaal worden opgebouwd. Baggeren in kleine hoeveelheden is echter relatief duur. Daarom wordt niet voor deze oplossing gekozen, maar wordt de teen zwaarder gedimensioneerd.

4.6.4 Kruin

Om inspectie en herstel mogelijk te maken moet de overgang naar de monoliet golfbreker gelijkmatig plaatsvinden. Daarom wordt het vrijboord gelijkmatig verhoogd tot de in paragraaf 2.3.3. gevonden vrijboorden:

- samengestelde golfbreker: $h_{cr} = 4.32\text{m} + \text{MSL}$
- caisson golfbreker: $h_{cr} = 3.24\text{m} + \text{MSL}$

5. Uitvoeringsmethoden

5.1 Inleiding

Naast functionaliteit (Hoofdstuk 3) en stabiliteit van de constructie (Hoofdstuk 4) speelt de uitvoering een grote rol bij het ontwerpen van grootschalige waterbouwkundige constructies. Bij de bouw van golfbrekers zijn bovendien omgevingscondities vaak een beperkende factor. Dit is niet verwonderlijk, omdat een golfbreker meestal daar gebouwd wordt, waar zonder deze constructie scheepsactiviteiten gehinderd worden door de omgevingscondities.

Dit betekent dat na een eerste ontwerp een uitvoeringsplan gemaakt moet worden. Wanneer bij de uitvoering problemen worden verwacht, kan in een vroeg stadium het ontwerp worden aangepast. Bovendien kan het ontwerp aangepast worden aan het meest geschikte materieel.

Er zal echter niet altijd gebruik gemaakt worden van het meest geschikte materieel. Redenen hiervoor kunnen hoge mobilisatiekosten zijn of het materieel is niet beschikbaar.

Om de invloed van de uitvoering op het ontwerp te bepalen wordt in paragraaf 5.2 eerst een opsomming gegeven van de bouwactiviteiten. Iedere activiteit wordt per paragraaf uitgewerkt.

5.2 Bouwactiviteiten

5.2.1 Bouwvolgorde

In tabel 5.1 is de meest voor de hand liggende bouwvolgorde weergegeven:

Toelichting bij de kolommen:

1. Nummer van de activiteit
2. Nummer van de sub-activiteit
3. Omschrijving van de activiteit
4. Omschrijving van de sub-activiteit
5. Werkvolgorde: In deze kolom wordt aangegeven of het starten van de (sub-) activiteit afhankelijk is van het afronden van een andere activiteit.

Aangezien de golfbreker over een traject wordt gebouwd, is het mogelijk dat verschillende bouwactiviteiten elkaar in tijd overlappen. Dit heeft geen invloed op het ontwerp. Wel kan dit van invloed zijn op de bouwplanning en de benodigde productiecapaciteit.

I	II	III	VI	V
no.		activiteit	subactiviteit	na
A	1	voorbereidende werkzaamheden	inrichten werkterrein	
	2		mobiliseren materieel	
	3		mobiliseren personeel	
	4		aanleggen infrastructuur	
	5		openen groeve	
	6		bouwen/ inrichten dok	
B	1	storten van tracé-gedeelte in de brekerzone	leggen bodembescherming	B1 B2 B3
	2		storten kern	
	3		storten teen	
	4		plaatsen toplaag	
C	1	storten van tracé-gedeelte buiten de brekerzone	leggen bodembescherming	C1 C2 C3
	2		storten kern	
	3		storten teen	
	4		plaatsen stenen in toplaag	
D	1	consolidatie van ondergrond		C
E	1	storten bed onder de caisson	storten bedmateriaal	D1 E1 E2
	2		afwerken bed	
	3		inspectie met duikers/ camera's	
F	1	plaatsen caisson	bouwen caisson	A6 F1 F2 F2, E3 F4
	2		transporteren caisson	
	3		parkeren caisson	
	4		afzinken caisson	
	5		ballasten caisson	
G	1	plaatsen van stenen in berm	berm van de toplaag	F5,
H	1	afwerken van dek		F5

Tabel 5.1 Bouwvolgorde

5.2.2 Toelichting bij de bouwvolgorde

Bij het plannen van de bouwvolgorde zijn de volgende overwegingen meegenomen:

- **Consolidatie:** Tussen het storten van de drempel en het plaatsen van de monoliet elementen wordt zo nodig een periode gereserveerd voor consolidatie van de ondergrond en klink van het materiaal in de drempel. Omdat de werkbaarheid voor het steenstorten en afzinken van de caissons in de zomer het grootst is, is het voor de hand liggend om deze periode in de winterperiode te plannen.
- **Plaatsingsvolgorde monoliet elementen:** Omdat de monoliet elementen steun ondervinden van aangrenzende, eerder geplaatste monoliet element zal het golfbrekertracé in het algemeen vanaf de landzijde worden uitgebouwd.
- **Hoek van golfinval:** Opdat het noordelijke tracé in de luwte van het zuidelijke tracé gebouwd kan worden, wordt begonnen met het zuidelijke tracé. Hierbij wordt verondersteld, dat de golven loodrecht op de kust invallen, zie paragraaf 1.5.4.

- **Volgorde steenstorten:** Opdat de ondergrond overal even lang kan zetten, wordt voor het steenstorten dezelfde volgorde aangehouden als voor het plaatsen van de caissons; namelijk van land- naar zeezijde en eerst het zuidelijk en het dan noordelijk tracé.

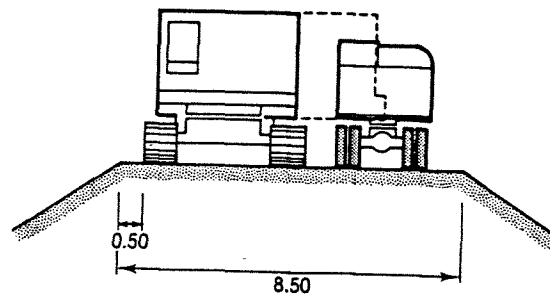
5.3 Voorbereidende werkzaamheden

Voordat daadwerkelijk met bouwen kan worden begonnen, moeten enkele voorbereidende werkzaamheden uitgevoerd worden. Tabel 5.1 geeft een beknopte opsomming van deze activiteiten.

5.4 Steenstorten in de brekerzone

De secties in de brekerzone worden gebouwd als een conventionele stortstenen golfbreker, zie paragraaf 4.6. Storten met drijvend materieel in de branding kan problemen opleveren, vanwege de geringe diepte en door het breken van de golven. Hierdoor kan vaak met onvoldoende nauwkeurigheid gestort worden. Daarom wordt gekozen voor een constructiemethode, waarbij steenstorten over de kruin plaatsvindt.

Wanneer verondersteld wordt dat het storten gebeurt met een dumper en een kraan, is een minimale kruinbreedte van 8.5 m vereist (CUR/CIRIA, 1991).

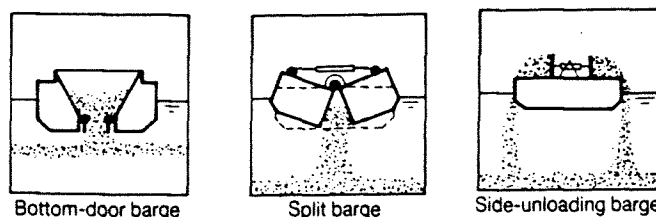


Figuur 5. 1 Minimaal vereiste kruinbreedte voor passeren van dumper en kraan (CUR/CIRIA, 1991)

5.5 Steenstorten buiten de brekerzone

Het storten van kern, teen en bodembescherming buiten de brekerzone gebeurt met drijvend materieel. Ruwweg zijn er drie typen drijvend stortmaterieel beschikbaar:

1. Splijtbak (split barge)
2. Bodemlosser (bottom-door barge)
3. Zijlosser (side-unloading barge)



Figuur 5. 2 Drijvend stortmaterieel

Andere mogelijkheden zijn:

4. Ponton met shovel, die de stortsteen afschuift
5. Drijvende kraan: een ponton waar een kraan opstaat

Materieel 1,2 en 4 werken niet erg nauwkeurig, maar voldoen om de kern en teen te storten. Het storten van de bodembescherming vereist grotere precisie. Hiervoor is de zijlosser het meest geschikt. Zij kan lagen storten met een dikte van minimaal 0.5 m. Wanneer op grote diepte wordt gestort is het aan te bevelen in dunne lagen te storten om ontmenging te reduceren.

Het storten met drijvend materieel vereist een minimale waterdiepte. Deze wordt bepaald door de diepgang van de steenstorter, plus een veiligheidsmarge in verband met deining, stortonauwkeurigheid e.d. In de praktijk ligt deze grens meestal op circa 3 m onder de waterspiegel. Door de bovenste lagen bij hoogwater te storten, kan eventueel gekozen worden voor een hogere drempel.

Vanwege de hoge drempel net buiten de brekerzone kan niet met een splijtbak gestort worden. De kern en teen van de drempel worden gestort met ponton en shovel.

De toplaag kan naast ponton en shovel ook met een zijlosser gestort worden. De maximale steengrootte, die met een zijlosser gestort kan worden, is afhankelijk van de zeeconditie. Voor het plaatsen van stenen zwaarder dan circa 1 ton is doorgaans een kraan nodig.

Om de kern zo kort mogelijk onbeschermd te laten, is het verstandig met het plaatsen van de toplaag niet te wachten tot de caissons geplaatst zijn. De stenen in het talud van de toplaag worden vanaf een ponton met kraan geplaatst. Om het afzinken van de caisson niet te veel te bemoeilijken, worden de stenen in de berm pas na het afzinken geplaatst.

In Op den Velde, 1993 is aangenomen dat de stortsteen over land wordt aangevoerd, daarom lijkt het voordelig, de stenen in de toplaag groter dan 1 ton, vanaf de caisson te plaatsen. Dit scheelt een extra overslag van vrachtwagen naar zijlosser. Hieruit volgt dat de kruinbreedte minimaal 8.5 m moet zijn, zie figuur 5.1.

Dit leidt tot de volgende materieelinzet:

constructiedeel	materieelinzet
bodembescherming	zijlosser
kern	ponton en shovel
teen	ponton en shovel
toplaag (talud-deel) lichter dan 1 ton	zijlosser
toplaag (talud-deel) zwaarder dan 1 ton	kraan vanaf ponton
toplaag in de berm	kraan vanaf caisson

Tabel 5. 2 Mogelijke materieelinzet

5.6 Consolidatie van de ondergrond

Consolidatie van de ondergrond is het gevolg van de verhoogde bovenbelasting door het gewicht van de golfbreker. Consolidatie is een tijdafhankelijk proces.

Het ligt voor de hand de drempel en ondergrond gedurende de (herfst-) en wintermaanden te laten zetten. Of deze periode (3 tot 6 maanden) lang genoeg is, hangt af van de volgende factoren:

- toegepaste grondverbetering / verdichting
- de geplande datum waarop het storten van de drempel is afgerond
- tijdafhankelijk verloop van de zetting
- bovenbelasting
- benodigde tijd voor het plaatsen van alle caissons
- consolidatie die getolereerd kan worden nadat de caissons afgezonken zijn
- bovenbelasting als gevolg van caisson en ballastzand

5.7 Storten bed onder de caisson

Het materiaal in het bed onder de caisson is relatief licht, zie paragraaf 4.4.3. Om uitspoelen als gevolg van golven en stroming te voorkomen wordt het bed gestort na de winterperiode en juist voor het plaatsen van de caisson.

Voor het storten van deze laag gelden slechts kleine toleranties. In het kader van de Deltawerken is voor het storten van vergelijkbare filterlagen onder en rondom pijlers gebruik gemaakt van speciaal ontwikkeld of aangepast materieel. Ook voor het verdichten van de ondergrond is destijds een speciaal schip gebouwd, 'de Mytilus'.

Het is niet denkbeeldig dat ook voor de bouw van deze constructie speciaal materieel ontwikkeld of bestaand materieel aangepast moet worden. Vooral voor het storten en afvlakken van het bed onder de caisson kan dat nodig zijn.

Hierbij moet worden opgemerkt dat de activiteiten in het kader van de Deltawerken in betrekkelijk rustig water zijn uitgevoerd. Het aanleggen van een bed dat aan alle in paragraaf 4.4.3 geformuleerde eisen voldoet, behoeft verder onderzoek. Dit valt buiten het kader van deze studie.

5.8 Plaatsen van de caissons

5.8.1 Inleiding

Afzinken van de caissons wordt voorafgegaan door transport van de caisson. Dit kan op twee fundamenteel verschillende methoden gebeuren:

1. Drijvend transport
2. Transport over de kruin

De wijze van transporteren heeft invloed op de overige stappen in het plaatsingsproces. In de volgende paragraaf wordt drijvend transport behandeld. Dit is de meest toegepaste methode. In paragraaf 5.8.4 wordt kort ingegaan op de voor- en nadelen van het transport over de kruin.

5.8.2 Drijvend transport

Het plaatsingsproces van de caisson gebeurt langs de volgende stappen:

1. Bouwen caisson
2. Transporteren
3. Parkeren
4. Afzinken
5. Ballasten

ad 1) Bouwen van de caisson

De bouwlocatie van een caisson moet in ieder geval zo worden gekozen dat het caisson eenvoudig te water kan worden gelaten.

Bij caissonmassa's van meer dan 2000 ton is te water laten met behulp van een kraan geen aantrekkelijke optie (Bron: PAO-cursus, febr.1997). In de meeste gevallen worden de caissons dan geproduceerd in een dok; dit kan een gegraven dok of een droogdok zijn.

Een geheel andere aanpak is om caissons op een afzinkbaar ponton te bouwen. Daarbij wordt de ponton geballast, waarna het caisson kan worden weggevaan. Bij deze oplossing moet de stabiliteit van de combinatie ponton met caisson en van de ponton zonder caisson worden verzekerd. Deze stabiliteit kan worden verkregen door de ponton de bodem te laten raken, of door het van stabiliteitstorens te voorzien.

ad 2) Transporteren

Wanneer getransporteerd wordt over scheepvaartwegen, moet in de ontwerp-fase rekening gehouden worden met minimale afmetingen van doorstroomprofielen, zoals waterdiepte, doorvaarthoogte onder bruggen, sluisafmetingen en dergelijke.

Daarnaast moet de statische stabiliteit gecontroleerd worden. Er moet zekerheid bestaan dat het element niet kantelt onder externe belastingen. Het element moet dusdanig ontworpen worden, of er moeten dusdanige voorzieningen worden getroffen dat, bij een door externe oorzaken opgelegde hoekverdraaiing een corrigerend, tegenwerkend koppel ontstaat dat het element weer naar zijn ruststand terugbrengt. Dit wordt statische stabiliteit genoemd en uitgewerkt in bijlage B5.1.

Naast statische stabiliteit dient ook de dynamische stabiliteit tijdens transporteren gecontroleerd te worden. Wanneer een drijvend element in golven of deining wordt vervoerd of gepositioneerd kan het gaan opslingeren. Om dit te voorkomen dient de eigenperiode van het element aanzienlijk groter te zijn dan die van de golven en deining. Indien dit niet het geval is en extra voorzieningen geen uitkomst brengen dan dient transport en positionering onder gunstige omstandigheden te gebeuren. Dit kan leiden tot vertragingen en wachtkosten. Er dient dus een kostenoptimalisatie gemaakt te worden gemaakt met enerzijds de kosten van ontwerp-aanpassingen en/of extra voorzieningen en anderzijds de wachtkosten. Bij afzinken op volle zee, is de stabiliteit tijdens het afzinken maatgevend, omdat in deze fase veel kleinere uitwijkingen zijn toegestaan dan tijdens het transport.

Het aantal sleepboten dat ingezet wordt voor het transport van de caissons is onder andere afhankelijk van het de afmetingen van de caisson, het vermogen van de sleepboten en de gewenste transporttijd. De sleepsnelheid ligt in de orde van grootte van 4 knopen (2 m/s); hogere snelheden zijn praktisch niet haalbaar.

De sleepconfiguratie dient zo te worden uitgelegd dat het transport onder alle omstandigheden kan worden afgestopt; de afstand waarbinnen dat moet kunnen hangt af van de beschikbare ruimte. Voor transport over zee kan in het algemeen worden volstaan met twee sleepboten.

De diepgang van caissons dient beperkt te blijven, om ervoor te zorgen dat de caisson drijvend boven de drempel kan worden gesleept. Hierbij dient rekening gehouden te worden met het getij (+/- 1 m), en met uitwijkingen als gevolg van dompen, slingeren en stampen. Wanneer de caisson te veel diepgang heeft, moet gebruik gemaakt worden van hulpmiddelen, zoals drijfbakken.

Wanneer de caisson weinig diepgang heeft, kan de caisson voor het afzinken al geballast worden, om de afzinktijd te verkorten.

ad 3) parkeren

Vanwege de relatief rustige zeegang in de zomermaanden is het gunstig alle caissons in deze periode af te zinken. Omdat getijdestroming de plaatsingsnauwkeurigheid nadelig beïnvloedt, kan alleen tijdens getijdekentering afgezonken worden. Bovendien moet de zeegang dan voldoende rustig zijn.

Om optimaal gebruik te kunnen van getijdekenteringen met voldoende rustige zeegang, dient het transporteren uit het 'kritieke pad' gehaald te worden. Daarom worden de caissons in de nabijheid van de golfbrekerlokatie 'geparkeerd', en van daaruit in korte tijd naar de golfbrekerlokatie gesleept.

Dit parkeren kan drijvend gebeuren op een beschutte plek, of afgezonken. In het laatste geval liggen de caissons stil en wordt de kans op schade gereduceerd. Dit voordeel moet worden afgewogen tegen de kosten die het afzinken en leegpompen van de caissons met zich mee brengt.

ad 4) Afzinken

Het nauwkeurig positioneren van de caissons vereist een grotere sleepbootinzet dan het transporteren. Een mogelijke sleepbootinzet is weergegeven in figuur 5.3. Doorgaans wordt besloten tegen de (geringe) getijdestroming in te plaatsen; zou tijdens het afvieren met stroom mee één van de draden breken, of zou een sleepboot uitvallen, dan zou de caisson tegen de reeds geplaatste caissons kunnen botsen.

Bovendien is het, bij het tegen de stroom in plaatsen, beter mogelijk de draden constant onder spanning te houden. Zodat de caisson beter gestuurd kan worden.

Nadat de caisson boven de juiste plaats is gesleept kan het afzinken beginnen. Afzinken gebeurt meestal door water in de caisson te laten lopen. Hiervoor worden schuiven in de zijwanden of bodem gemaakt. Het is belangrijk dat het afzinken volledig rechtstandig gebeurt.

Bij het afzinken kan naast sleepboten eventueel gebruik gemaakt worden van lieren. Deze lieren worden dan op het reeds geplaatste caisson opgesteld. Hierdoor kan het aantal sleepboten worden beperkt.

Een bezwaar dat tegen de lieren ingebracht kan worden is dat de samenwerking tussen lieren en sleepboten nooit zo soepel verloopt als tussen sleepboten onderling. Een ander voordeel van het gebruik van alleen boten is dat de caisson veel minder gaat gieren dan bij het gebruik van een vast verankerde draad en dat dus met veel kleinere krachten volstaan kan worden. Tenslotte trekt een lier gedurende de gehele operatie in één richting, terwijl sleepboten voortdurend kunnen mee bewegen. Dit geeft sleepboten een groot voordeel bij het in positie houden van de caisson (Drie Maandelijks Bericht Deltawerken, 1969).

Het moment net voordat de caisson op de drempel komt wordt doorgaans als zeer kritisch verondersteld. De caisson heeft dan sterk de neiging zijwaarts te bewegen (saucer effect).

Volledig rechtstandig afzinken, goede waterdoorlatendheid van de drempel en een niet te grote afzinksnelheid hebben een gunstig effect. Verder kunnen, om dit saucer effect tegen te gaan, deuvels worden toegepast, die de caisson in de drempel vastpinnen. Is de caisson buiten de maattoleranties geplaatst, dan moeten de kamers leeggepompt worden en opnieuw worden afgezonden.

Om onnauwkeurig plaatsen en beschadiging door botsen te voorkomen, kan alleen geplaatst worden tijdens voldoende rustige zeegang. Deze zeegang en de veronderstelling dat alleen bij getijdekentering kan worden geplaatst, beperken het aantal plaatsingsmomenten.

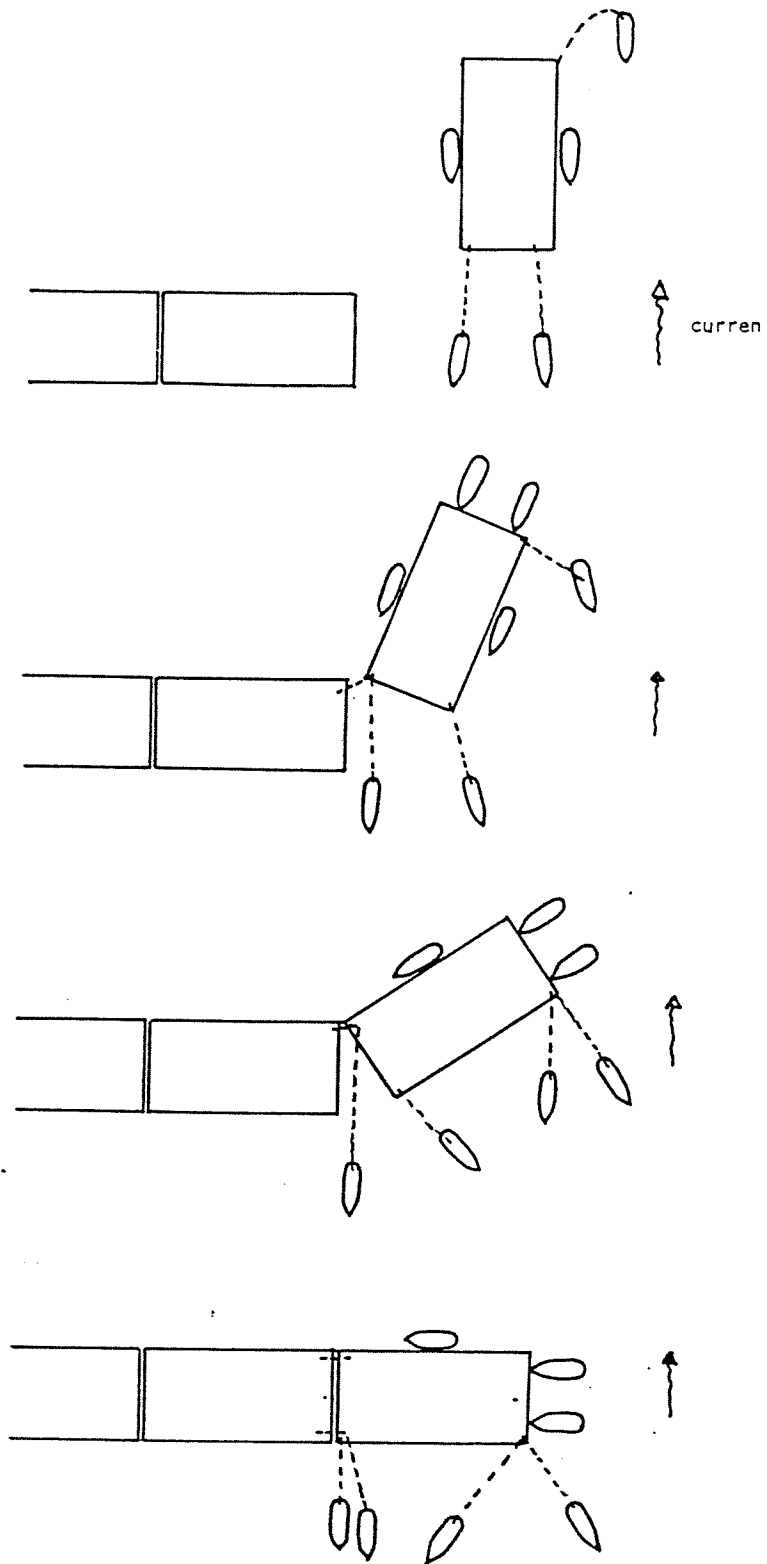
Tijdens het plaatsingsproces liggen de sleepboten stand-by te wachten op een geschikt plaatsingsmoment. Om de duur van de sleepboot inzet beperkt te houden, zal er naar gestreefd worden alle caissons in één zomerperiode te plaatsen.

Zoals aangegeven onder de kop 'transporteren' (pagina 64) kan door aanpassing van het ontwerp de dynamische stabiliteit en daarmee het gedrag van de caisson tijdens het transporteren en afzinken verbeterd worden. Bijlage 5.2 gaat in op mogelijke aanpassingen aan het ontwerp en zet uiteen hoe berekend kan worden of alle caissons in één zomerperiode geplaatst kunnen worden.

Op basis van deze bijlage wordt bij het berekenen van de constructiekosten uitgegaan van een sleepbootinzet van zeven sleepboten plus één boot reserve voor een duur van drie maanden.

ad 5) Ballasten

Vaak wordt zand gebruikt als ballastmateriaal; eventueel kunnen zwaardere materialen, zoals loodslakken worden toegepast. Zwaardere materialen hebben een gunstige invloed op de stabiliteit in de gebruiksfase.



Figuur 5.3 Mogelijke sleepbootinzet bij het positioneren van de caissons

5.8.3 Invloed van uitvoeringsaspecten op de caissonlengte

In paragraaf 4.4.4.1 is aangegeven dat de caissonlengte voornamelijk door uitvoeringsaspecten wordt bepaald. De volgende overwegingen spelen een rol bij het kiezen van de caissonlengte:

- **Afmetingen van het bouwdok**

De caissonlengte moet worden afgestemd op de afmetingen van het bouwdok.

- **Golflengte**

Wanneer de golflengte dezelfde orde van grootte heeft als de caissonlengte kan de caisson op twee golftoppen komen te rusten. Dit veroorzaakt grote momenten in het midden van de overspanning.

- **Werkbaarheid**

Lange caissons beperken het aantal transport- en afzinkoperaties. Dit kan de sleepbootkosten reduceren.

- **Vaarbaarheid**

Met de lengte nemen krachten op het caisson door wind, stroming en golven toe. Dit stelt zwaardere eisen aan het vermogen van de sleepboten en de sterkte van beton en wapening van de caisson. Een verhouding lengte: breedte van 2:1 á 3:1 is gunstig voor de vaarbaarheid (Goda, 1984).

- **Ongelijke zettingen in gebruikersfase**

De kans op zettingsverschillen onder één caisson neemt toe met de caissonlengte. Een relatief kort caisson verdient in dit geval dus de voorkeur.

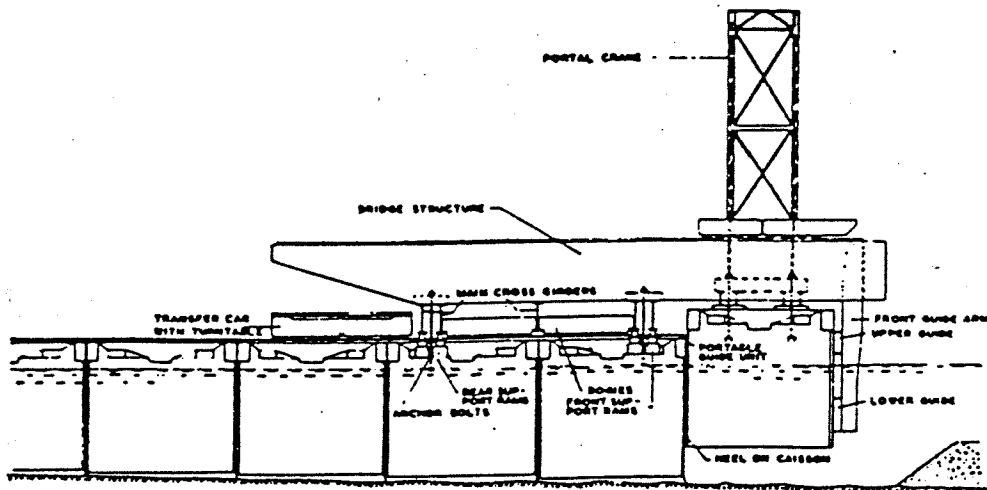
In deze studie wordt arbitrair een lengte (Goda, 1984) van 40 m gekozen.

5.8.4 Transport over de kruin

Voor monoliet elementen met relatief kleine afmetingen en relatief licht gewicht kan worden overwogen om deze over de reeds geplaatste elementen te transporteren. Deze methode is toegepast bij het bouwen van de golfbreker in Hanstholm, Denemarken (1965-1967). In figuur 5.4 is een zijaanzicht van de caisson en de kraan weergegeven.

De reden dat destijds voor deze ongewone constructiemethode is gekozen, is dat men beoordeelde dat het, gezien de forse lokale golfslag niet mogelijk was een vlak bed te creëren, dat niet verstoord was, voordat de caisson geplaatst en geballast was.

De caissons (maximaal gewicht 600 ton) hadden geen bodem en werden in de bodem verankerd met tremie beton en vervolgens met zand gevuld. Voor dit project is een speciaal ontwikkelde kraan gebruikt om de caissons over de kruin te transporteren en te plaatsen. Dezelfde kraan is later gebruikt voor de bouw van de golfbreker bij de jachthaven in Brighton (UK).



Figuur 5.4 Zijaanzicht van bouw van Hanstholmgolfbreker

Mogelijke voordelen van deze constructiemethode zijn:

- Geen bouwdoek nodig: de monoliet elementen worden op een werkterrein in de nabijheid van de golfbreker gebouwd.
- De monoliet elementen kunnen bodemloos gebouwd worden, omdat ze geen drijvend vermogen behoeven. Nadat de caisson tijdens voldoende kalme zee zijn geplaatst, wordt in situ een bodem van onderwaterbeton gestort. Daarna wordt ballastzand aangebracht.

Het ontbreken van een bodem heeft verschillende voordelen:

- ⇒ Het bed hoeft niet vlak afgewerkt te worden.
- ⇒ Het monoliet element beweegt tijdens het plaatsen minder. Dit leidt tot een grotere plaatsingsnauwkeurigheid en een grotere werkbaarheid. Vooral bij zware deining zijn de bewegingen van drijvende elementen moeilijk in de hand te houden. Dit zou aanleiding kunnen geven een constructie-methode over de kruin te overwegen.

Nadelen van deze constructie methode zijn:

- Grote bovenbelasting op reeds geplaatste caisson bij transport. Bij het ontwerp van de elementen moet hier rekening mee worden gehouden. Dit kan beperkingen opleggen aan de afmetingen van de elementen.
- Het project moet de beschikking hebben over een speciaal ontwikkelde kraan.
- In de nabijheid van de haven dient een groot terrein beschikbaar te zijn, om de elementen te prefabriceren.

In Europa zijn buiten genoemde gevallen (Hanstholm, Brighton) geen monoliet golfbrekers over de kruin gebouwd. In Algiers (Marokko) is in 1927 een verticale golfbreker over de kruin gebouwd. Hierbij is echter gebruik gemaakt van massieve blokken, die ter plekke aan elkaar werden bevestigd.

Mogelijke voordelen van een bouwmethode over de kruin hangen sterk van de lokale omstandigheden af, zoals de beschikbaarheid van een bouwdoek. In deze studie wordt deze bouwmethode bij het berekenen van de constructiekosten niet meegenomen.

5.9 Plaatsen van stenen in de berm van de toplaag

De stenen in de berm van de toplaag kunnen pas na het afzinken van de caissons geplaatst worden. Omdat de afstand tussen de caisson en de uiterste steen in de berm klein is, kan met een relatief lichte kraan gewerkt worden. De stenen aan de loefzijde worden het eerst geplaatst, omdat van die kant de grootste golfaanvallen zijn te verwachten.

5.10 Afwerken van het dek

Tenslotte wordt het dek gestort. Om het werktempo te versnellen kan gebruik worden gemaakt van prefab liggers. Door deze op het aangebrachte ballastzand te aan te brengen, kunnen ze dienen als werkweg voor materieel ten behoeve van het plaatsen van steen in de berm van de toplaag en materieel ten behoeve van het positioneren, afzinken en ballasten van de volgende caisson.

6. Ontwikkelde alternatieven

6.1 Inleiding

In de hoofdstukken 3, 4 en 5 zijn ontwerp-regels en aandachtspunten opgesteld met betrekking tot functionaliteit, stabiliteit en de uitvoering bij het ontwerpen van monoliet golfbrekers. In dit hoofdstuk worden aan de hand van deze ontwerp-regels alternatieven ontwikkeld voor de samengestelde en de caissongolfbreker.

Opdat niet voor elke doorsnede in de golfbrekerlay-out een ontwerp gemaakt hoeft te worden, worden de golfbrekertracés in secties opgedeeld (paragraaf 6.2). De tracés worden zó opgedeeld, dat voor een gehele sectie met dezelfde golfhoogte en hoek van golfinval kan worden gerekend.

De stenen in de toplaag van de drempel worden gedimensioneerd (paragraaf 6.4) op significante ontwerp golfhoogtes ($H_{s,d}$) met terugkeerperiodes $T_r = 25, 50$ en 100 jaar. De bijbehorende significante golfhoogtes zijn respectievelijk:

$$H_{s,d} = 4.56 \text{ m}, 4.86 \text{ m en } 5.16 \text{ m}$$

De monoliet elementen worden in paragraaf 6.3 gedimensioneerd op extreme ontwerp golfhoogtes. De ontwerp golfhoogte is in deze studie gedefinieerd als: $H_d = 1.8 * H_{s,d}$ (2.13). Dit leidt tot de volgende ontwerp golfhoogtes:

$$H_d = 8.21 \text{ m}, 8.75 \text{ m en } 9.29 \text{ m}$$

In paragraaf 6.5 en 6.6 worden voor de golfbrekerontwerpen de benodigde hoeveelheden beton, ballastzand, filterdoek en steenproductie berekend.

6.2 Deling van de tracés in secties

De tracés worden aan de hand van de volgende criteria in secties opgedeeld:

- Binnen/ buiten de brekerzone; in paragraaf 2.2.2 is voor de brekerzone een lengte van 700 m gevonden.
- Hoek van inval van golven groter/ kleiner dan 20°

Daarnaast wordt de kop van iedere tracé als een aparte sectie beschouwd.

De resulteert in de volgende sectie indeling, zie tabel 6.1 en figuur 6.1.

	Diepte (m)	Lengte (m)	Afstand uit kust (m)	Hoek van inval (°)
Zuidelijk tracé				
Sectie I	15	40	1500	20
Sectie II	10-15	1500	1000-1500	20
Sectie III	7-10	800	700-1000	55
Sectie IV	0-7	700	0-700	90
Noordelijk tracé				
Sectie V	10	40	1000	90
Sectie VI	7-10	300	700-1000	90
Sectie VII	0-7	700	0-700	90

Tabel 6. 1 Indeling van de secties

Figuur 6. 1 Indeling van de secties

6.3 Monoliet elementen

6.3.1 Inleiding

In paragraaf 4.4.1 zijn, op de breedte na, alle afmetingen van de monoliet elementen vastgelegd. De breedtes van de monoliet elementen moeten volgen uit stabiliteitsberekeningen.

De stabiliteitsberekeningen van de samengestelde en de caissongolfbreker worden gemaakt met de volgende ontwerpgolfhoogtes:

$$H_d = 8.21 \text{ m}, 8.75 \text{ m en } 9.29 \text{ m}.$$

De golfbelastingen worden berekend met de formule van Goda (zie hoofdstuk 4.4.1 en bijlage 4.1).

De minimale caissonbreedte is gesteld op 8.5 m. Deze waarde volgt uit minimaal benodigde breedte, die een dumper en een kraan nodig hebben om elkaar te passeren, zie paragraaf 5.4.

6.3.2 Maatgevende belastingcombinatie

In het uiteindelijk ontwerp wordt per sectie één caissonbreedte toegepast. Namelijk de minimaal vereiste breedte in de lokaal maatgevende dwarsdoorsnede en voor de maatgevende belastingcombinatie.

De maatgevende belastingcombinatie, is die combinatie van waterdiepte en ontwerp-waterstand, die leidt tot de grootste vereiste breedte van het monoliet element. De ontwerp-waterstand (h_d) ten opzichte van MSL volgt uit de waterstandsverhoging als gevolg van opwaaiing (Δh_{zee}), die samenhangt met de significante ontwerp-golfhoogte. Omdat is aangenomen dat deze stormconditie zes uur duurt, komt zowel gemiddeld hoogtij als gemiddeld laagtij voor tijdens iedere stormconditie. Als ontwerp-waterstand is die waterstand gekozen, die leidt tot de ongunstigste belastingcombinatie.

Omdat de formule van Goda bewerkelijk is, zijn in bijlage B6.1 de golfbelastingen geschematiseerd. Met behulp van deze schematisatie zijn de maatgevende belastingcombinaties bepaald.

- **Maatgevende tracé doorsnede**

In bijlage 6.1.3 is met betrekking tot de samengestelde golfbreker geconcludeerd dat de stabiliteit voor alle dwarsdoorsneden van een sectie gelijk is.

Met betrekking tot de caissongolfbreker volgt dat de weerstand tegen afschuiven berekend moet worden in een doorsnede met de kleinste waterdiepte van de sectie. De weerstand tegen kantelen moet gecontroleerd worden in een doorsnede met een grote waterdiepte.

- **invloed ontwerp-waterstand**

Uit de schematisering van belastingen in bijlage 6.1.4 volgt dat gemiddeld hoogwater leidt tot grotere belasting op het monoliet element dan gemiddeld laagwater. De ontwerp-waterstand ten opzichte van MSL wordt dan ook als volgt gedefinieerd:

$$h_d = \Delta h_{zee} + 1.0 \quad (6.1)$$

h_d = ontwerp-waterstand ten opzichte van MSL (m)

Δh_{zee} = waterstandsverhoging als gevolg van opwaaiing (m)

6.3.3 Invoerparameters bij stabiliteitsberekeningen

Bij de stabiliteitsberekeningen zijn de volgende dichtheden aangehouden:

- dichtheid zeewater $\rho_w = 1030 \text{ kg/m}^3$
- dichtheid beton $\rho_b = 2400 \text{ kg/m}^3$
- dichtheid volledig verzadigd ballastzand $\rho_z = 2000 \text{ kg/m}^3$

In de berekening zijn de volgende constructie-afmetingen gebruikt:

- caissonlengte $l_c = 40 \text{ m}$
- vrijboord samengestelde golfbreker $h_{cr} = 5.36 \text{ m} + \text{MSL}$
- vrijboord caisson golfbreker $h_{cr} = 4.28 \text{ m} + \text{MSL}$
- wanddiktes
 - kopwand= 0.5 m
 - zijwand= 0.5 m
 - vloer= 0.7 m
 - tussenwanden= 0.25 m
 - dek= 0.5 m
- wrijvingsfactor $\mu = 0.6$

In de berekeningen zijn de volgende ontwerp-criteria toegepast (zie bijlage 4.1):

- Veiligheidsfactor tegen kantelen $S.F._{\text{kantelen}} = 1.2$
- Veiligheidsfactor tegen afschuiven $S.F._{\text{afschuiven}} = 1.2$
- Maximale korrelspanning onder het kantelpunt $P_e = 600 \text{ kN/m}^2$
- Minimale metacentrumhoogte $h_m = 0.5 \text{ m}$

De minimale drempelhoogte volgt uit de toe te passen steendiameters in de teen en de toplaag van de definitieve ontwerpen. Hieruit volgt een minimale drempelhoogte van 2.0 m. In het caissongolfbreker-ontwerp wordt deze hoogte over de hele lengte van het tracé constant gehouden. Voor de samengestelde golfbreker neemt de drempelhoogte toe van 2.0 m, in de doorsneden net buiten de brekerzone ($h=7 \text{ m}$), tot 10 m voor de doorsnede met de grootste waterdiepte ($h= 15 \text{ m}$).

De berekeningen zijn gemaakt met de volgende parameters voor hoek van golfval en ontwerp-waterstand:

- Hoek van golfval (β): In de randvoorwaarden is aangenomen dat de golven de kust onder een loodrechte hoek naderen. De hoek waaronder de golven de constructie naderen kan worden afgeleid uit de overzichtstekening van de golfbreker lay-out (figuur 6.1). De caissonbreedtes zijn berekend met een hoekverdraaiing van 15° in ongunstige richting.
- De ontwerp-waterstand (h_d) is via de waterstandsverhoging als gevolg van opwaaiing gecorreleerd met de ontwerp-golfhoogte.

T_r (jr.)	$H_{s,d}$ (m)	H_d (m)	Δh_{zee} (m)	h_d (m)
25	4.56	8.21	1.65	2.65 +MSL
50	4.86	8.75	1.72	2.72 + MSL
100	5.16	9.29	1.80	2.80 + MSL

6.3.4 Benodigde caissonbreedtes

Bijlage 6.2 geeft voor verschillende secties en verschillende ontwerp-golfhoogtes de vereiste breedtes voor de maatgevende belasting en dwarsdoorsnede.

In dezelfde tabellen zijn de benodigde hoeveelheden beton en ballastzand voor deze ontwerpen weergegeven. Tabel 6.2 geeft een overzicht van de breedtes voor de monoliet elementen .

	samengestelde golfbreker			caissongolfbreker		
	$H_d =$ 8.21 m	$H_d =$ 8.75 m	$H_d =$ 9.29 m	$H_d =$ 8.21 m	$H_d =$ 8.75 m	$H_d =$ 9.29 m
sectie I	22.0	25.1	28.5	20.6	23.2	25.9
sectie II	19.5	22.0	24.7	22.4	25.5	28.7
sectie III	18.7	-	-	22.5	-	-
sectie V	11.6	11.0	12.2	18.0	14.0	15.1
sectie VI	9.8	-	-	12.9	-	-

Tabel 6. 2 Vereiste breedtes (m) voor de verschillende ontwerpen

Toelichtingen bij de caissonbreedtes

De volgende aspecten, die hebben geleid tot de caissonbreedtes, behoeven een korte toelichting:

- Maximale golfhoogte sectie III en VI
- Uitgangspunten voor samengestelde golfbreker in sectie II
- Maatgevende bezwijkmechanisme

- **Maximale golfhoogte sectie III en VI**

De maximale golfhoogte wordt begrensd door de waterdiepte:

$$H_{\max} = 0.78 \cdot h \quad (2.6)$$

- De gemiddelde waterdiepte over sectie III en VI is 8.5 m
- Een ontwerpgolfhoogte van $H_d = 8.75$ m geeft een waterstandsverhoging als gevolg van opwaaiing: $\Delta h_{\text{zee}} = 1.72$ m
- Dit leidt tot een maximale golfhoogte van:
 $H_{\max} = 0.78 \cdot h = 0.78 \cdot (8.5 + 1.72) = 8.0$ m.

Daarom zijn voor de secties III en VI geen berekeningen gemaakt met een ontwerpgolfhoogte (H_d) groter dan 8.21 m.

- **Uitgangspunten voor samengestelde golfbreker in sectie II**

De caissonbreedte in sectie II, voor de samengestelde golfbreker, is tot stand gekomen met uitgangspunten, die afwijken van de uitgangspunten uit hoofdstuk 1.

In de ondiepste doorsnede van sectie II is de drempelhoogte gesteld op 2 m. Deze loopt op tot 5 m. Volgens de oorspronkelijke uitgangspunten moet de drempelhoogte van 5 tot 8 m oplopen. Verlaging van de drempelhoogte leidt echter tot reductie van de vereiste caissonbreedte. Hierdoor is niet alleen minder stortsteen nodig, maar ook minder beton en ballastzand.

In bijlage 6.2 zijn de benodigde hoeveelheden materiaal voor sectie II weergegeven volgens de oorspronkelijke uitgangspunten (tabel B6.2) en volgens de aangepaste uitgangspunten (tabel B6.3).

- **maatgevende bezwijkmechanisme**

Voor alle doorsneden is afschuiven het maatgevende bezwijkmechanisme. De reden is dat de stabiliteitsberekeningen zijn gemaakt met een minimaal vrijboord. Verhoging van het vrijboord leidt misschien tot een kleiner caissonbreedte.

Een optimalisatie van de breedte en hoogte van het monoliet element moet leiden tot de laagste constructiekosten. Dit wordt in hoofdstuk 8 uitgewerkt.

6.3.5 Benodigde hoeveelheden beton en ballastzand

Nu de breedtes van de monoliet elementen bekend zijn, zijn alle afmetingen bekend. Tabel 6.3 geeft een overzicht van de benodigde hoeveelheden materiaal voor de verschillende alternatieven.

	Samengestelde golfbreker			Caissongolfbreker		
	Tr= 25 jr	Tr= 50 jr	Tr=100 jr	Tr= 25 jr	Tr= 50 jr	Tr=100 jr
Volb (m ³)	1.46*10 ⁵	1.52*10 ⁵	1.62*10 ⁵	1.86*10 ⁵	1.94*10 ⁵	2.04*10 ⁵
Volz (m ³)	4.25*10 ⁵	4.67*10 ⁵	5.12*10 ⁵	5.32*10 ⁵	5.82*10 ⁵	6.34*10 ⁵

Tabel 6. 3 Totaal benodigde hoeveelheden beton en ballastzand

6.4 Drempel

6.4.1 Steenstabiliteit in toplaag

De vereiste steendiameters in de toplaag van de drempel zijn bepaald met de formule van Madrigal en Valdés:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left[5.8 \left(\frac{h'}{h} \right) - 0.60 \right] N_0^{0.19} \quad (4.1)$$

- H_s = significante golfhoogte (m)
- Δ = $\rho_s - \rho_w / \rho_w$ = relatieve dichtheid (-)
- D_{n50} = steendiameter die door 50% van de stenen wordt overschreden (m)
- h' = afstand bodem caisson tot waterspiegel (m), zie figuur 3.2
- h = waterdiepte (m), zie figuur 3.2
- N_0 = schade getal = aantal stenen dat verplaatst is uit een strook evenwijdig aan de lengteas met een breedte van D_{n50} . (-)

De formule is geldig voor: $0.5 < h'/h < 0.8$
 $7.5 < h'/D_{n50} < 17.5$

Door Madrigal en Valdés zijn de volgende schade niveaus gedefinieerd:

- $N_0 = 0.5$ Begin van schade
- $N_0 = 2.0$ Aanvaardbare schade.
- $N_0 = 5.0$ Onaanvaardbare schade. De toplaag heeft gefaald; de kern is blootgesteld aan de golven.

$N_0 = 2.0$ wordt als ontwerp criterium aangenomen.

Madrigal en Valdés schrijven het stabiliteitsgetal ($H_s / \Delta D_{n50}$) als een functie van h'/h . Uit hun formule volgt dat voor toenemende waterdiepte (h) en constante afstand van de terp tot de waterspiegel (h') de stabiliteit afneemt. Voor het samengestelde ontwerp betekent dit dat voor diepere doorsneden de vereiste steendiameter in de toplaag afneemt.

Alleen in water, waar de waterdiepte maatgevend is voor de maximale golfhoogte, lijkt dit logisch. Voor grotere waterdieptes niet. Toch geven Madrigal en Valdes, in hun studie geen restricties voor de waterdiepte.

Voor het bepalen van de vereiste steendiameters in de toplaag is daarom uitgegaan van de ondiepste dwarsdoorsnede. Voor beide golfbrekerontwerpen is deze steendiameter over de gehele tracélengte toegepast. De maatgevende waterstand is gemiddeld laagwater, deze is dan ook in de berekeningen aangehouden. De vereiste steengewichten voor de verschillende significante golfhoogtes zijn in tabel 6.4 weergegeven.

	$H_s = 4.56 \text{ m}$	$H_s = 4.86 \text{ m}$	$H_s = 5.16 \text{ m}$
$\Delta h_{\text{zee}} \text{ (m)}$	1.65	1.72	1.80
$h' \text{ (m)}$	5.65	5.72	5.80
$h \text{ (m)}$	7.65	7.72	7.80
$N_0 \text{ (-)}$	5.0	5.0	5.0
$\Delta \text{ (-)}$	1.57	1.57	1.57
$H_s / \Delta D_{n50} \text{ (-)}$	4.20	4.22	4.23
$D_{n50} \text{ (m)}$	0.69	0.74	0.78
$W_2 \text{ (kg)}$	875	1047	1243

Tabel 6. 4 Vereiste steenmassa's in de toplaag (kg)

6.4.2 Steenstabiliteit in de teen van de drempel

Zoals beschreven in paragraaf 4.4.4 wordt, in deze studie, de stabiliteit van de teen berekend met zowel de formule van Van der Meer, als de formule van Madrigal en Valdés. De steendiameter, die in het ontwerp wordt toegepast, ligt tussen de met bovenstaande formules gevonden waarden.

	$H_{s,d} = 4.56 \text{ m}$	$H_{s,d} = 4.86 \text{ m}$	$H_{s,d} = 5.16 \text{ m}$
$\Delta h_{\text{zee}} \text{ (m)}$	1.65	1.72	1.80
$h' \text{ (m)}$	6.65	6.72	6.80
$h \text{ (m)}$	7.65	7.72	7.80
$N_0 \text{ (-)}$	5.0	5.0	5.0
$\Delta \text{ (-)}$	1.57	1.57	1.57
Madr. & Valdes			
$H_s / \Delta D_{n50} \text{ (-)}$	5.0	5.0	5.0
$D_{n50} \text{ (m)}$	0.58	0.62	0.65
$W_4 \text{ (kg)}$	519	630	716
van der Meer			
$W_4 \text{ (kg)}$	167	190	-

Tabel 6. 5 Vereiste steengewichten in teen

Opmerkingen bij bovenstaande tabel:

- De stabiliteit van de stenen in de teen kan voor een significante ontwerpgolfhoogte ($H_{s,d}$) van 5.16 m niet met de formule van Van der Meer berekend worden. Deze situatie valt buiten het geldigheidsgebied van de formule.

6.5 Ontwerp van bodembescherming

Om ontgronding voor de constructie te voorkomen wordt een bodembescherming aangelegd.

In de ontwerpen heeft de caissongolfbreker een bodembescherming met een lengte van 3/8 maal de golflengte van de ontwerp-golf (zie paragraaf 4.4.7). Hierbij wordt een golfsteilheid van 2% aangenomen. Voor de samengestelde golfbreker wordt een kortere bodembescherming aangelegd. Deze reductie is toegepast in verband met de geringere reflectie van deze constructie. Daarnaast wordt de belasting beter gespreid naar de ondergrond, waardoor minder gevaar bestaat voor het ontstaan van afglijcirkels.

Aan de havenzijde van de constructie wordt over een lengte van 30 m filterdoek gelegd. De bodembescherming wordt langs de lengteas van de hele constructie gelegd; in totaal circa 4000 m.

Het totale benodigde oppervlakte aan geo-textiel is in tabel 6.6 weergegeven.

	Ontwerp golfhoogte (m)	Golflengte (m)	lengte bodembescherming loefzijde (m)	lengte bodembescherming lijzijde (m)	totaal benodigd oppervlakte (m ²)
Samen gestelde	4.56	228	80	30	4.26*10 ⁵
	4.86	243	85	30	4.38*10 ⁵
	5.16	258	91	30	4.62*10 ⁵
Caisson	4.56	228	86	30	4.72*10 ⁵
	4.86	243	91	30	5.00*10 ⁵
	5.16	258	97	30	5.12*10 ⁵

Tabel 6. 6 Oppervlakte bodembescherming(m²)

Het geo-textiel wordt tijdens het afzinken geballast met een laag stortsteen met een dikte van 0.5 m.

6.6 Golfbreker-ontwerp in de brekerzone

In paragraaf 4.6 is gesteld dat het tracé in de brekerzone het beste kan worden gebouwd als een conventionele stortstenen golfbreker. De stenen in de toplaag worden gedimensioneerd op een significante golfhoogte. In ondiep water is de significante golfhoogte ($H_{s,max}$) begrensd door de waterdiepte (h).

$$H_{s,max} = 0.55 \cdot h \quad (2.7)$$

De maximale significante ontwerp golfhoogte voor de secties IV en VII is circa:

$$H_{s,max} = h + \Delta h_{zee} = (7 + 1.6) \cdot 0.55 = 4.73 \text{ m.}$$

Daarom worden de stenen in de toplaag gedimensioneerd op deze golfhoogte.

Met behulp van het programma 'breakwat' zijn de minimale massa's van de stenen in de toplaag en de teen van de constructie bepaald.

Diepte(m)	7	5
W50 Toplaag(kg)	4773	2238
W50 Teen(kg)	148	73

Tabel 6. 7 Vereiste steenmassa's in brekerzone (kg)

De in- en uitvoer van 'Breakwat' voor het berekenen van de waarden uit tabel 6.7 is weergegeven in bijlage B6.3

6.7 Benodigde hoeveelheid stortsteen

6.7.1 Algemeen

Vrijwel alle producerende steengroeven hebben zich uitsluitend toegelegd op de productie van toeslagmaterialen voor wegen en beton. Slechts weinig groeven zijn gespecialiseerd in de productie van rots voor waterbouwkundige werken.

In het algemeen wordt dit onderscheid aangegeven als:

- commercial quarry (commerciële groeve)
- dedicated quarry (specifieke project-groeve)

Dedicated quarrys zijn 'in opdracht' geopend voor een specifiek werk. Wanneer stortsteen uit een dergelijke groeve wordt betrokken, moet bij de projectplanning rekening gehouden worden met een aanlooperperiode van enkele maanden nadat de vergunningen zijn afgegeven.

Het is aannemelijk dat voor een groot waterbouwkundig werk, zoals in deze studie, geen commerciële groeve is te vinden met voldoende productiecapaciteit om alle stortsteen te leveren. Daarom wordt aangenomen dat een groeve geopend moet worden. De fragmentatiecurve wordt in zodanige fracties gedeeld wordt, dat een optimaal rendement uit de productie gehaald wordt.

6.7.2 Indeling van fragmentatie curve

Het verdelen van de fragmentatiecurve (curve A uit figuur 1.3) in geschikte fracties gebeurt aan de hand van de vereiste steengewichten, die volgen uit:

- stabiliteit van de stenen in de toplaag van de drempel (par 4.4.2)
- stabiliteit van de stenen in de teen van de drempel (par 4.4.4)
- verhoudingen tussen steengewichten van de toplaag en de kern (par 4.4.2)
- verhoudingen tussen steengewichten van de toplaag en de teen (par 4.4.4)
- verhoudingen tussen de steengewichten in de kern en het bed onder de caisson (par 4.4.5)
- benodigde steengewichten in de toplaag en teen van de stortstenen golfbreker in de brekerzone (par 4.6).

Aan de hand van de vereiste steenmassa's is de volgende indeling van steenfracties gekozen. Deze indeling verschilt per terugkeerperiode:

W₁₀-W₇₀ Verdeling steenfracties per terugkeerperiode						
T_r (jr)	kg	kg	kg	ton	ton	ton
25	<10	2.0-3.4	10-300	0.3-1.0	1.0-3.0	3.0-6.0
50	<10	2.0-3.4	10-500	0.5-1.2	1.2-3.0	3.0-6.0
100	<10	2.0-3.4	10-600	0.6-1.5	1.5-3.0	3.0-6.0

Tabel 6. 8 Indeling van fragmentatiecurve

Deze verdelingen zijn grafisch weergegeven in bijlage 6.4.

Voor de steenfracties geldt:

	LCL	UCL	D_{n10}	D_{n85}	D_{n85} / D_{n15}
RM	3000	6000	1.04	1.31	1.26
RM (H _{s,d} =4.56 m)	1000	3000	0.72	1.04	1.44
RM (H _{s,d} =4.86 m)	1200	3000	0.77	1.04	1.36
RM (H _{s,d} =5.16 m)	1500	3000	0.83	1.04	1.26
W ₂ (H _{s,d} =4.56 m)	300	1000	0.48	0.72	1.49
W ₂ (H _{s,d} =4.86 m)	500	1200	0.57	0.77	1.34
W ₂ (H _{s,d} =5.16 m)	600	1500	0.61	0.83	1.36
W ₃	2.0	3.4	0.09	0.11	1.19
w ₅ (H _{s,d} =4.56 m)	10	300	0.16	0.48	3.11
w ₅ (H _{s,d} =4.86 m)	10	500	0.16	0.57	3.68
w ₅ (H _{s,d} =5.16 m)	10	600	0.16	0.61	3.91
w ₆	1	10	0.07	0.16	2.15

Tabel 6. 9 Steenfracties in kg

- LCL = lower class limit = massa die door 10% van de stenen in deze fractie wordt onderschreden (kg)
- UCL = upper class limit = massa die door 70% van de stenen in deze fractie wordt onderschreden (kg)
- D_{n10} = steendiameter, die door 10% van de stenen wordt onderschreden (m)
- D_{n70} = steendiameter, die door 70% van de stenen wordt onderschreden (m)
- RM = fractie voor toplaag sectie IV en VII
- 2 = toplaag (zie ook figuur 4.1 en 4.2)
- 5 = kernmateriaal (zie ook figuur 4.1 en 4.2)
- 3 = materiaal voor bed onder de caisson (zie ook figuur 4.1 en 4.2)
- 6 = materiaal op het filterdoek (zie ook figuur 4.1 en 4.2)

6.7.3 Theoretisch benodigde hoeveelheid stortsteen

Nu de ontwerpen voor de monoliet golfbrekers buiten de brekerzone en de conventionele golfbrekerontwerpen in de brekerzone bekend zijn, kunnen de theoretisch benodigde hoeveelheden stortsteen berekend worden.

Een gedetailleerde opbouw van de theoretisch benodigde hoeveelheden is weergegeven in de bijlage 6.5.1 in tabel B6.9 tot en met B6.14.

Met de berekende theoretische hoeveelheden breuksteen, wordt de benodigde produktie bepaald. Hierbij wordt rekening gehouden met:

- verliezen tijdens transport en verladen
- onzekerheid in de exacte bodemligging
- optreden van zetting van de ondergrond
- klink van het materiaal
- buiten profiel storten

De verliezen worden uitgedrukt in percentages van het totaal benodigde volume per fractie. In deze studie wordt een verlies van 7.5% aangenomen.

6.7.4 Benodigde steenproduktie

Omdat de percentages van de verschillende fracties, die bij de productie vrijkomen, niet volledig overeenkomen met de benodigde percentages moet meer geproduceerd worden dan in het ontwerp nodig is.

Omdat het opbrengstpercentage van de zwaardere fracties groter is dan benodigd, kan het teveel geproduceerde door degradatie (verbrijzelen) worden verkleind. Bij het berekenen van de gewichten na verbrijzeling, wordt aangenomen dat de rots uiteenvalt in dezelfde percentages als na de explosie. Dit lijkt een reële aanname omdat de fragmentatiecurve voor een belangrijk deel bepaald wordt door potentiële breukvlakken. De achtergrond van deze vlakken ligt in de onstaanswijze van het rotsmassief.

In bijlage 6.5.2 zijn voor de verschillende golfbrekerontwerpen de benodigde produkties bepaald. Dit is weergegeven in tabellen op pagina B6.15 tot en B6.20 van de bijlagen. Hieruit volgt dat bij de bouw van de caissongolfbreker een lager rendement wordt gehaald.

Omdat bij steenopbrengst volgens fragmentatiecurve A de teveel geproduceerde stortsteen van grotere fracties moet worden verbrijzeld, mag worden verondersteld dat de invloed van een steilere curve (curve B) op de benodigde produktie zeer gering is. Eventuele opbrengst volgens curve B, wordt in het vervolg van deze studie dan ook niet meegenomen.

In tabel 6.10 zijn voor de verschillende ontwerpen de hoeveelheden stortsteen in de papieren ontwerpen weergegeven. De hoeveelheden stortsteenproduktie in m^3 is omgerekend in tonnen. Bij het omrekenen van m^3 naar tonnen is uitgegaan van een porositeit van de steen $n = 0.4$ en een dichtheid van 2650 kg/m^3 .

Bij deze berekening zijn de vereiste steenvolumes voor de fracties 3 en 5 opgeteld, in de veronderstelling dat er voldoende materiaal van de fractie 2.0-3.4 kg in de fractie 1-10 kg zit. Het scheiden van deze fracties vereist een extra zeefgang.

	$H_{s,d}$ (m)	benodigde stortsteen (miljoen m ³)	benodigde produktie (miljoen m ³)	benodigde produktie (miljoen ton)
samengestelde golfbreker	4.56	1.14	1.61	2.48
	4.86	1.17	1.62	2.49
	5.16	1.21	1.64	2.52
caisson- golfbreker	4.56	0.85	1.32	2.03
	4.86	0.87	1.45	2.23
	5.16	0.89	1.52	2.34

Tabel 6. 10 Benodigde stortsteen produktie in miljoenen m³ en ton

6.8 Dwarsdoorsneden van de ontwikkelde golfbrekeralternatieven

In bijlage 6.6 zijn enkele dwarsdoorsneden van de ontwikkelde alternatieven getekend, namelijk:

1. Samengestelde golfbreker	sectie II	h = 15 m	Tr= 25 jr
2. Samengestelde golfbreker	sectie II	h = 15 m	Tr=50 jr
3. Samengestelde golfbreker	sectie II	h = 15 m	Tr= 100 jr
4. Caissongolfbreker	sectie II	h = 15 m	Tr= 25 jr
5. Caissongolfbreker	sectie II	h = 15 m	Tr= 50 jr
6. Caissongolfbreker	sectie II	h = 15 m	Tr= 100 jr
7. Rubble mound golfbreker	sectie IV	h = 7 m	

7. Totale projectkosten

7.1 Inleiding

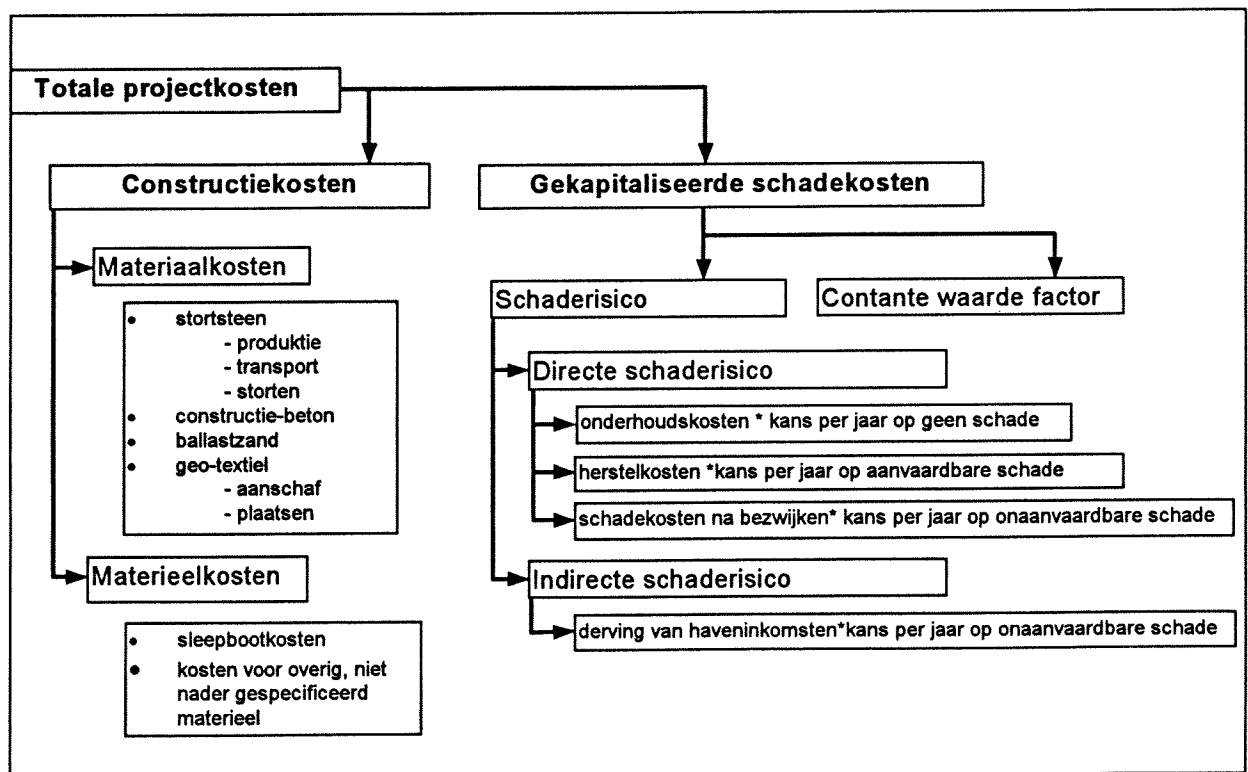
Dit hoofdstuk geeft een raming van de totale projectkosten, die samenhangen met de bouw van de golfbreker en het gebruik gedurende de geplande levensduur. De totale projectkosten (TPK) zijn gedefinieerd als de som van de constructiekosten (CK) en de totale gekapitaliseerde schadekosten (KSK).

De constructiekosten zijn opgebouwd uit de materiaal- en materieelkosten. De totale gekapitaliseerde schadekosten zijn opgebouwd uit directe schadekosten (herstel van de constructie) en indirecte schadekosten (derving van haven inkomsten, gevolgschade).

Om tot een goede vergelijking te komen tussen de monoliet golfbreker-ontwerpen uit de huidige studie en de stortstenen golfbreker-ontwerpen uit Op den Velde (1993), zijn waar mogelijk de eenheidsprijzen voor het materiaal uit deze studie overgenomen. Voor materiaal, dat in de stortstenen golfbreker niet wordt gebruikt, zoals beton en ballastzand, zijn eenheidsprijzen genomen die indicatief zijn voor de Nederlandse markt. Alle kosten zijn gegeven in Nederlandse guldens (f).

7.2 Overzicht van de kostenopbouw

Figuur 7.1 geeft schematisch de opbouw van de totale projectkosten weer:



Figuur 7. 1 Schematisering kostenopbouw

7.3 Constructiekosten

De constructiekosten (CK) zijn samengesteld uit:

1. materiaalkosten (K_{maal})
2. materieelkosten (K_{meel})

7.3.1 Materiaalkosten

De volgende materialen zijn gebruikt in het ontwerp:

- A- Stortsteen
- B- Constructie-beton
- C- Ballastzand
- D- Filterdoek

A) Stortsteen: Het traject van het winnen van de steen in de groeve tot het storten, kan worden verdeeld in de volgende fasen, nl.

1. productie
2. transport, overslag en opslag
3. storten

ad 1) De produktiekosten voor stortsteen zijn in deze studie onafhankelijk van het steengewicht gesteld op:

Produktiekosten: f 15,- per ton

Deze eenheidsprijs is inclusief kosten voor openen van de groeve, aanschaf van materieel, springstof, selecteren en verbrijzelen van de stortsteen en overhead kosten (licenties, kantoor e.d.).

ad 2) De kosten, die gemaakt moeten worden voor transport, overslag en opslag -kortweg **transportkosten**-, hangen af van de afstand van de groeve tot de golfbrekerlokatie. Daarnaast kan een indeling worden gemaakt naar steengewicht, waarbij onderscheid wordt gemaakt tussen stenen zwaarder dan 700 kg en stenen lichter dan 700 kg. Dit onderscheid is gemaakt, omdat voor overslag van zware stenen vaak een poliepgrijper nodig is die de stenen individueel behandelt, waardoor de productiviteit afneemt.

Het criterium van 700 kg is overgenomen uit Op den Velde (1993). CUR/CIRIA (1991) adviseert een grens van 300 kg.

De in deze studie gehanteerde eenheidsprijs is gebaseerd op landtransport. Deze kosten zijn geraamd met inbegrip van huur van transportmiddelen, overslag, opslag en brandstof.

Transportkosten: stenen lichter dan 700 kg f 0,25 per ton per km
stenen zwaarder dan 700 kg f 0,40 per ton per km

Aanvoer over water kan de prijs met 80% reduceren tot circa f 0.05 en f 0.08 per ton per km (CUR/CIRIA, 1991).

ad 3) De stortkosten zijn afhankelijk van het in te zetten stortmaterieel. Een mogelijke materieelinzet is in paragraaf 5.5 beschreven. Bij raming van de constructiekosten is van deze materieelinzet uitgegaan. Tabel 7.1 geeft de gehanteerde prijzen per ton stortsteen.

constructie onderdeel	materieelinzet	stortkosten (per ton)
bodembescherming	zijlosser	f 15,-
kern/ onderlaag	ponton en shovel	f 6,-
teen	ponton en shovel	f 6,-
toplaag (talud-deel) lichter dan 1 ton	zijlosser	f 15,-
toplaag (talud-deel) zwaarder dan 1 ton	kraan vanaf ponton	f 15,-
berm	kraan vanaf caisson	f 10,-
bed onder caisson	speciaal ontwikkeld materieel	f 15,-

Tabel 7. 1 Eenheidsprijzen (per ton) voor steenstorten

De prijs voor het storten van het materiaal in het bed onder de caisson is met inbegrip van kosten voor inspectie met duikers en/of camera's en het eventueel ontwikkelen of aanpassen van speciaal materieel, zie paragraaf 5.7.

B) Geo-textiel: Kosten voor de aanschaf en de levering van geo-textiel op het werkterrein zijn geraamd op f10,- per m². Kosten voor het plaatsen zijn eveneens geraamd op f10,- per m². Dit bedrag is met inbegrip van kosten voor de huur van schepen, brandstof, bemanning en pontons:

Kosten voor filterdoek:	aanschaf:	f 10,- per m²
	plaatsen:	f 10,- per m²

C) Constructie-beton: De prijs van constructie-beton voor de monoliet elementen is geraamd op:

Eenheidsprijs constructie-beton: f 500,- per m³

Deze prijs is met inbegrip van wapening, bekistingskosten, arbeidskosten, huur van bouwdok en transport van het bouwdok naar de golfbrekerlokatie. Omdat deze raming sterk lokatie-afhankelijk is, wordt in het verloop van dit onderzoek de invloed van andere ramingen van de eenheidsprijs van constructie-beton op de ontwerp-keuze beschouwd.

D) Ballastzand: Omdat relatief weinig ballastzand nodig is, zijn de kosten voor baggeren en storten in het monoliet element relatief hoog geraamd, nl.:

Eenheidsprijs ballastzand in het werk: f 10,- per m³

7.3.2 Materieelkosten

Huur sleepboten: De dagprijs (bron: Smit Engineering B.V. ; prijspeil 1-1-'97) is gebaseerd op 24 uur werken per dag. Brandstofkosten zijn geschat en in deze prijs meegenomen. Deze prijs is inclusief:

- Bemanning
- Brandstof
- Afschrijvingen
- Mobilisatie

Kosten sleepboot: f 6.600,- per dag per sleepboot

De caissons worden geplaatst met behulp van zeven sleepboten, zie paragraaf 5.8.2. Daarnaast is één reserve sleepboot in de buurt in verband met mogelijke calamiteiten. De duur van de gehele operatie wordt geschat op drie maanden, zie paragraaf 5.8.2. Omdat de boten gedurende deze hele periode beschikbaar moeten zijn, worden over de hele periode huurkosten in rekening gebracht.

De totale sleepbootkosten worden geraamd op: $8 \times 3 \times 30 \times f$ 6600,- = f 4.750.000,-

Overige materieelkosten: het inrichten van het werkterrein en de huur en mobilisatie van overig niet-gespecificeerd materieel zijn in navolging van Op den Velde (1993) geraamd op:

Mobilisatiekosten: f 2.0 miljoen

7.4 Gekapitaliseerde schadekosten

7.4.1 Algemeen

De gekapitaliseerde schadekosten volgen uit het jaarlijks schaderisico en de contante waarde factor. Met de contante waarde factor worden de inkomsten in rekening wordt gebracht uit rente over ,voor schadekosten, te reserveren kapitaal.

Het schaderisico is gelijk aan de schadekosten maal de bijbehorende kans per jaar, dat schade aan de constructie ontstaat. In deze studie wordt onderscheid gemaakt tussen schade aan de stenen drempel en schade aan de monoliet elementen.

7.4.2 Kans op schade aan de drempel

We onderscheiden drie schadeniveaus aan de drempel, zie paragraaf 4.4.2:

- geen schade aan de drempel ($N_0 < 2.0$)
- aanvaardbare schade aan de drempel ($2.0 < N_0 < 5.0$)
- onaanvaardbare schade aan de drempel ($5.0 < N_0$)

$N_0 (-)$ = schadegetal

- **Kans op geen schade aan de drempel (P_{gs})**

Wanneer de significante golfhoogte, waarbij schade aan de drempel ontstaat (H_{szb}), niet wordt overschreden, worden slechts onderhoudskosten in rekening gebracht.

$$\begin{aligned} P_{gs} (-) &= \text{kans per jaar dat geen schade aan de drempel ontstaat} \\ &= 1 - P(H_s > H_{szb}) \\ H_{szb} (m) &= \text{significante golfhoogte, die aanvaardbare schade aan de drempel veroorzaakt.} \end{aligned} \quad (7.1)$$

- **Kans op aanvaardbare schade aan de drempel (P_{szb})**

Wanneer aanvaardbare schade aan de stortstenen drempel ontstaat (schadeniveau: $2.0 < N_0 < 5.0$), zal dit niet leiden tot het bezwijken van de hele constructie. Herstel van de toplaag van de drempel is echter noodzakelijk.

$$\begin{aligned} P_{szb} &= \text{kans per jaar op aanvaardbare schade aan de drempel} \\ &= 2.0 < N_0 < 5.0 \\ &= P(H_s > H_{szb}) - P(H_s > H_{smb}) \\ H_{smb} &= \text{significante golfhoogte die onaanvaardbare schade aan de drempel veroorzaakt.} \end{aligned} \quad (7.2)$$

- **Kans op onaanvaardbare schade aan de drempel (P_{smb})**

Wanneer de significante golfhoogte, die onaanvaardbare schade aan de drempel veroorzaakt, is overschreden, zijn zoveel stenen uit de toplaag opgelicht en verplaatst, dat de constructie bezwijkt, doordat kernmateriaal uitspoelt.

$$\begin{aligned} P_{smb} &= \text{kans per jaar op onaanvaardbare schade aan de drempel} \\ &= N_0 < 5.0 \\ &= P(H_s > H_{smb}) \end{aligned} \quad (7.3)$$

7.4.3 Kans op schade aan monoliet element

Wanneer de ontwerp golfhoogte van het monoliet element (H_d) wordt overschreden, leidt dit tot bezwijken van de constructie. De kans per jaar dat de ontwerp golfhoogte wordt overschreden (E_3) is in paragraaf 2.3.3, tabel 2.3, uitgewerkt.

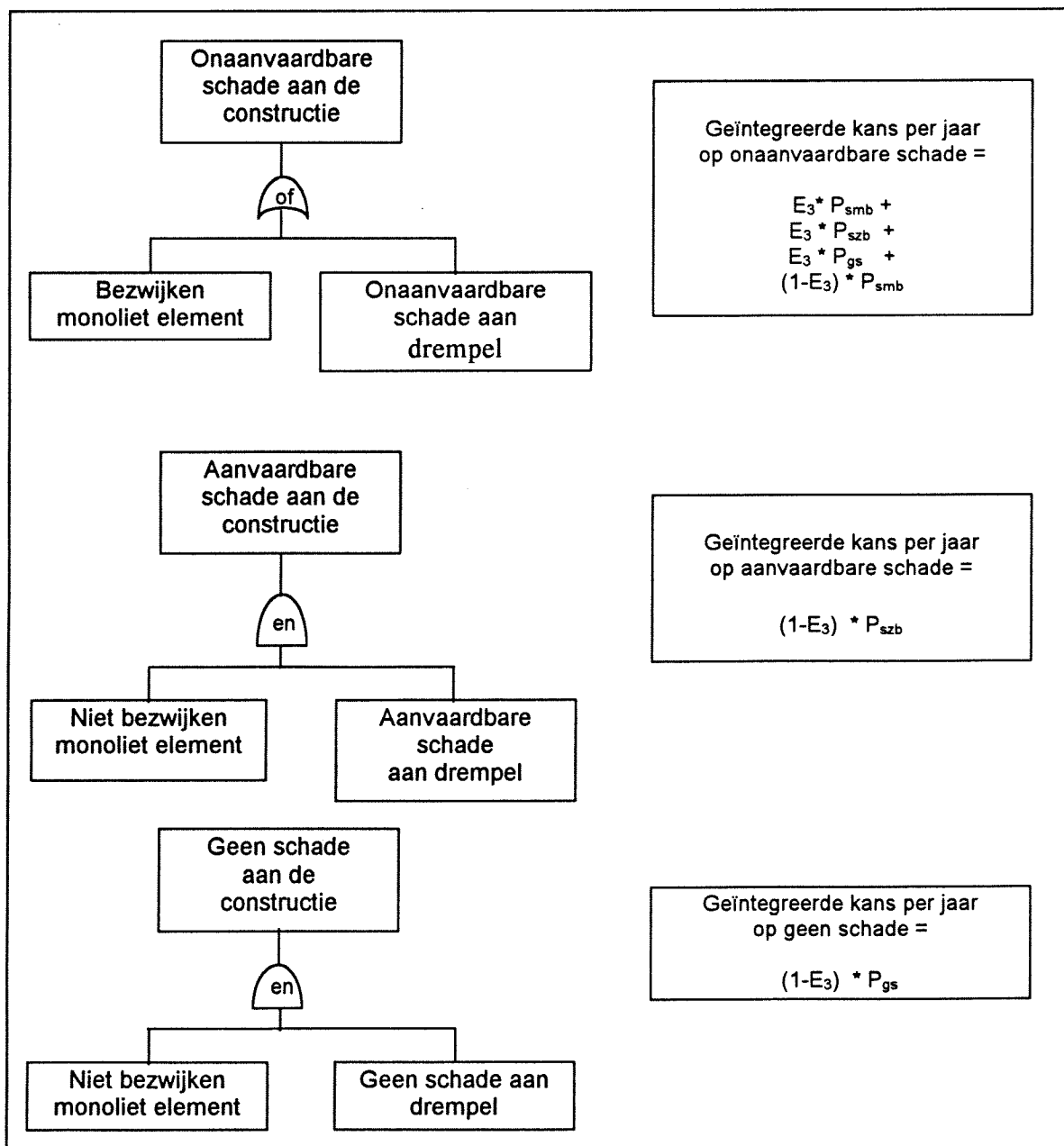
7.4.4 Geïntegreerde kans op schade aan de constructie

Als de constructie wordt gebouwd volgens een ontwerp, dat voldoet aan alle in hoofdstuk 4 beschreven ontwerp-regels, kan alleen schade ontstaan doordat de significante ontwerp golfhoogte voor de toplaag ($H_{s,d}$) wordt overschreden of doordat de ontwerp golfhoogte voor de monoliet elementen (H_d) wordt overschreden.

Door schadekansen van de drempel en het monoliet element te integreren kan de kans op de verschillende schadeniveaus worden bepaald. In tabel 7.2 en 7.3 is weergegeven hoe deze geïntegreerde kans kan worden bepaald.

Schade aan drempel	Schade aan monoliet element	Schade aan de constructie	Geïntegreerde schadekans
geen schade	niet bezwijken $\Rightarrow$	geen schade	$P_{gs} * (1-E_3)$
geen schade	bezwijken $\Rightarrow$	bezwijken	$P_{gs} * E_3$
aanvaardbare schade	niet bezwijken $\Rightarrow$	aanvaardbare schade	$P_{szb} * (1-E_3)$
aanvaardbare schade	bezwijken $\Rightarrow$	bezwijken	$P_{szb} * E_3$
onaanvaardbare schade	niet bezwijken $\Rightarrow$	bezwijken	$P_{smb} * (1-E_3)$
onaanvaardbare schade	bezwijken $\Rightarrow$	bezwijken	$P_{smb} * E_3$

Tabel 7. 2 Overzicht van schadeniveaus



Tabel 7. 3 Schematisering van geïntegreerde kans op schade aan de constructie

7.4.5 Onderhoudskosten

De onderhoudskosten worden, in navolging van Op den Velde (1993) verwaarloosbaar verondersteld op het geheel van gekapitaliseerde schadekosten voor de geplande levensduur van de constructie.

7.4.6 Kosten voor aanvaardbare schade

Met $2.0 < N_o < 5.0$ zijn, over een strook evenwijdig aan de lengteas met een breedte van D_{n50} , tussen de twee en vijf stenen uit de toplaag verplaatst. Met een gemiddeld steengewicht in de toplaag van 0.8 ton ($D_{n50} = 0.67$ m) en een totale constructielengte buiten de brekerzone van circa 2800 m, moet in de toplaag circa $3.5 * (0.8 * 2800 / 0.67) = 11700$ ton stortsteen vervangen worden.

De kosten voor het herstel van de toplaag worden geraamd op 1.5 maal de oorspronkelijke kosten. Dit komt neer op: $1.5 * (f15,- / (PR) + A * f0.40 + f15,-)$.

PR = productierendement (%), zie paragraaf 6.6.4.
A = afstand steengroef tot de golfbrekerlokatie (km)

Met een produktierendement van de steengroef $PR = 70\%$ en een landtransport over afstand van de steengroef tot de golfbrekerlokatie $A = 75$ km zijn de kosten voor herstel van de drempel (K_{hd}):

$$K_{hd} = f \text{ 1.16 miljoen}$$

Wanneer transport over water mogelijk is, zijn deze kosten vergelijkbaar met transportkosten over een afstand van $5 * 75$ km = 375 km.

7.4.7 Kosten voor onaanvaardbare schade

Wanneer onaanvaardbare schade aan (een deel van) de golfbreker ontstaat, wordt onderscheid gemaakt tussen directe schadekosten en indirecte schadekosten.

- Directe schadekosten zijn herstelkosten van de golfbreker.
- Indirecte schade bestaat uit derving van haveninkomsten tijdens de herstelperiode
- Directe schadekosten

De constructie zal waarschijnlijk niet in zijn geheel bezwijken, maar over een lengte, die vergelijkbaar is met het golffront. Bij een golffront met een lengte van 200 m en een golfhoogte groter dan de ontwerp golfhoogte, zal de constructie bezwijken over een lengte van circa vijf caissons (caissonlengte = 40 m). Als bovendien verondersteld wordt, dat aan beide zijde van het bezwijken tracé-deel twee caissons dusdanig zijn beschadigd of verplaatst, dat zij vervangen moeten worden, wordt de totale lengte waarover herstelwerkzaamheden uitgevoerd moeten worden, geschat op circa 350 m.

De herstelkosten per strekkende meter golfbreker worden geraamd op twee maal de oorspronkelijke constructiekosten. De achterliggende gedachte is dat herstelwerkzaamheden langer zullen duren dan de oorspronkelijke bouwactiviteiten, omdat de bezwijken constructie eerst moet worden opgeruimd en omdat geen gebruik gemaakt kan worden van het meest geschikte materieel.

Hieruit volgt voor de directe schadekosten (DSK):

$$DSK = 2 \cdot CK \cdot L_z / L_t = 0.25 \cdot CK \quad (7.4)$$

CK= constructiekosten

L_z = lengte van het bezwijken tracé-deel = circa 350 m

L_t = totale tracé-lengte buiten de brekerzone = circa 2800 m

- **Indirecte schadekosten**

Wanneer een groot deel van de golfbreker bezwijkt, wordt niet meer voldaan aan de gestelde eisen met betrekking tot de werkbaarheid in het havenbekken. Daardoor zal de productiviteit in de haven beperkt zijn, totdat de constructie provisorisch hersteld is.

De provisorische herstelwerkzaamheden, het verwijderen van bezwijken constructiedelen, het opnieuw toegankelijk maken van de haven en de opstarttijd voor de definitieve herstelwerkzaamheden zullen enige tijd in beslag nemen. Bovendien zullen ook tijdens de definitieve herstelwerkzaamheden de havenactiviteiten (gedeeltelijk) gestremd zijn. De totale duur van de stremming van de haven is geschat op 9 maanden.

Uit Op den Velde (1993) zijn de volgende aannamen overgenomen met betrekking tot de haveninkomsten:

De investeringen aan haven faciliteiten zijn gesteld op: **f 6.98 miljard**

Jaarlijkse haveninkomsten zijn 10% van de investeringen: **f 0.70 miljard**

De derving van haveninkomsten gedurende 9 maanden is dan: **f 0.53 miljard**

In deze studie wordt aangenomen dat bezwijken van de golfbreker niet leidt tot verlies van mensenlevens. Verder wordt eventuele schade aan havenfaciliteiten niet in de berekening meegenomen, omdat deze ofwel zelfstandig verzekerd zijn (fabrieken, kantoren e.d.) ofwel omdat de schade ontstaat als gevolg van windbelastingen (kranen, loodsen e.d.). Windschade kan niet door de golfbreker worden voorkomen en wordt dus niet in de raming van schadekosten opgenomen.

De som van directe en indirecte schadekosten leidt tot de totale schadekosten aan de constructie (TSK) :

$$\begin{aligned} TSK &= DSK + ISK \\ &= 0.25 \cdot CK + f \text{ 0.53 miljard} \end{aligned} \quad (7.5)$$

ISK = indirecte schadekosten (f)

DSK= directe schadekosten (f)

7.4.8 Herstelfilosofie

Er kan onderscheid worden gemaakt tussen drie herstellafilosofieën:

- direct repareren
- jaarlijks repareren
- nooit repareren

Direct repareren houdt in dat reparatie werkzaamheden vaak moeten worden verricht onder ongunstige omstandigheden; in de praktijk blijkt dit oneconomisch te zijn. Niet repareren leidt in het algemeen tot falen van de constructie binnen de geplande levensduur. Daarom wordt in dit onderzoek uitgegaan van jaarlijks herstel van schade.

7.4.9 Schaderisico

Risico is gelijk aan kans maal gevolg. Sommatie van het aanvaardbare en onaanvaardbare schaderisico geeft het totale schaderisico (SR):

$$SR = K_{hd} * ((1-E_3) * P_{szb}) + TSK * (E_3 * P_{smb} + E_3 * P_{szb} + E_3 * P_{gs} + (1-E_3) * P_{smb})$$

P_{gs} = kans per jaar op geen schade aan de drempel

P_{szb} = kans per jaar op aanvaardbare schade aan de drempel

P_{smb} = kans per jaar op onaanvaardbare schade aan de drempel

E_3 = kans per jaar dat de ontwerpgolfhoogte wordt overschreden

K_{hd} = herstelkosten voor aanvaardbare schade aan de drempel (f)

TSK = totale schadekosten na bezwijken van (een deel) van de constructie (f)

SR = schaderisico per jaar (f)

7.4.10 Contante waarde factor

Omdat de verwachte schadekosten tijdens de levensduur van de constructie niet direct betaald hoeven te worden, kunnen rente en inflatie over het te reserveren kapitaal in rekening worden gebracht.

Dit wordt uitgedrukt in de zogenaamde contante waarde factor (pwf):

$$pwf = \frac{(1+r')^n - 1}{i \cdot (1+r')^n} = 21.5 \quad (7.6)$$

pwf = contante waarde factor (Engels: present worth factor)

n = geplande levensduur van de constructie = 50 jaar

r' = rente minus inflatie, deze waarde is overgenomen uit

Op den Velde (1992)

= $0.08 - 0.04 = 0.04$ (4%)

7.5 Totale projectkosten

De totale projectkosten tijdens de geplande levensduur van de constructie kunnen worden geschreven als:

$$\text{TPK} = \text{CK} + \text{pwf} * \text{SR} \quad (7.7)$$

TPK = totale projectkosten voor de geplande levensduur van de constructie
CK = constructiekosten (*f*)
pwf = contante waarde factor (Engels: present worth factor)
SR = schaderisico per jaar (*f*)

8. Kostenraming van de ontwikkelde alternatieven

8.1 Inleiding

Met de in hoofdstuk 7 gekwantificeerde eenheidsprijzen en materieelkosten worden in paragraaf 8.2 de constructie- en de totale projectkosten gedurende de geplande levensduur van de in hoofdstuk 6 ontwikkelde alternatieven geraamd. Deze kosten zijn geraamd voor arbitrair gekozen ontwerp golfhoogtes.

In paragraaf 8.3 wordt de optimale ontwerp golfhoogte bepaald. Dit is de ontwerp golfhoogte, die leidt tot het ontwerp met de laagste raming voor de totale projectkosten gedurende de geplande levensduur van de constructie.

De vrijboorden van de ontwerpen uit hoofdstuk 6 voldoen aan de eisen met betrekking tot golftransmissie. In paragraaf 8.4 wordt bepaald of een groter vrijboord leidt tot een reductie van de materiaalkosten.

In paragraaf 8.5 worden constructiekosten geraamd voor aangepaste ontwerpen van de samengestelde en de caisson golfbreker, gedimensioneerd op de optimale ontwerp golfhoogte en met het meest geschikte vrijboord.

Deze constructiekosten dienen als uitgangspunt voor de vergelijking met de stortstenen golfbrekerontwerpen uit Op den Velde (1993), in hoofdstuk 9.

8.2 Eerste kostenraming van de ontwikkelde alternatieven

In bijlage B8.1 worden de constructiekosten en de totale projectkosten van de in hoofdstuk 6 ontwikkelde golfbrekeralternatieven geraamd. Tabel 8.1 geeft deze raming in het kort weer.

Bij het bereken van de materiaalkosten is uitgegaan van landtransport van de stortsteen over een afstand van de groeve tot de golfbrekerlokatie van 75 km.

	Samengestelde golfbrekers			Caisson golfbreker		
	H _d =8.21 m	H _d =8.75 m	H _d =9.29 m	H _d =8.21 m	H _d =8.75 m	H _d =9.29 m
K _{maal}	173.76	180.96	189.09	177.99	186.72	196.38
K _{meel}	6.75	6.75	6.75	6.75	6.75	6.75
CK	180.51	187.71	195.84	184.74	193.47	203.14
KSK	1979.17	1090.71	597.7	1982.80	1093.43	599.58
TPK	2159.68	1278.42	793.54	2167.54	1286.89	802.72

Tabel 8. 1 Projectkosten (in miljoenen guldens)

- K_{maal} = Materiaalkosten (f)
- K_{meel} = Materieelkosten (f)
- CK = Constructiekosten (f)
- KSK = Gekapitaliseerd schadekosten voor de geplande levensduur van de constructie (f)
- TPK = Totale projectkosten voor de geplande levensduur van de constructie (f)

Conclusies na eerste kostenraming

- De totale projectkosten gedurende de geplande levensduur van de constructie nemen af met toenemende ontwerpgolfhoogte. Het economisch meest rendabele ontwerp dient daarom gedimensioneerd worden op een grotere ontwerpgolfhoogte dan $H_d = 9.29$ m.
- Uit de eerste kostenraming volgt dat de samengestelde golfbreker goedkoper is dan de caissongolfbreker. Het verschil tussen de geraamde constructiekosten van de caissongolfbreker en de samengestelde golfbreker is gering, circa 4% van de constructiekosten. Dit verschil is gering omdat bij het ontwerpen van de samengestelde golfbreker in sectie II is afgeweken van de uitgangspunten, zie paragraaf 6.3.4. Door de drempelhoogte van de samengestelde golfbreker in deze sectie te verlagen, verschillen de benodigde materiaalhoeveelheden en daarmee de constructiekosten weinig.
- Het grotere vrijboord in het ontwerp van de samengestelde golfbreker draagt bij aan de weerstand tegen afschuiven en daarmee aan de relatief geringe benodigde caissonbreedte. Dit is mogelijk een reden voor de lagere materiaalkosten van de samengestelde golfbreker.
- De sleepbootkosten vormen een relatief klein deel van de constructiekosten (circa 3%). Daarom, en gezien de vele in hoofdstuk vijf beschreven varianten in de uitvoeringsfase, is geconcludeerd dat uitwerking van de sleepbootinzet pas in een later stadium van de ontwerp-cyclus aan de orde is.
- Het risico van aanvaardbare schade aan de constructie, is verwaarloosbaar klein op het gehele schaderisico (< 1%), zie bijlage B8.1. Dit risico wordt in het vervolg van dit onderzoek buiten beschouwing gelaten.

In paragraaf 8.3 wordt de optimale ontwerpgolfhoogte bepaald. Voor deze ontwerpgolfhoogte wordt in paragraaf 8.4 het meest geschikte vrijboord bepaald. Dit is het vrijboord waarvoor de materiaalkosten minimaal zijn.

Voor de golfbrekerontwerpen met de optimale ontwerpgolfhoogte en het meeste geschikte vrijboord, worden in paragraaf 8.5 de totale projectkosten gedurende de geplande levensduur van de constructie geraamd.

8.3 Bepaling van de optimale ontwerpgolfhoogte

8.3.1 Inleiding

De constructie dient gedimensioneerd te worden op een ontwerpgolfhoogte, die leidt tot de laagste totale projectkosten gedurende de geplande levensduur van de constructie; de 'optimale ontwerpgolfhoogte'. Met behulp van de constructiekosten en de gekapitaliseerde schadekosten uit de vorige paragraaf, wordt op twee verschillende manieren deze ontwerpgolfhoogte geschat.

8.3.2 Algemene ontwerp-techniek

ROM (1990) geeft een ontwerp-techniek om de maximaal aanvaardbare faalkans tijdens de geplande levensduur van de constructie te bepalen. Deze ontwerp-techniek is weergegeven in tabel 8.2.

Bij het bepalen van de maximaal aanvaardbare faalkans tijdens de geplande levensduur van de constructie is in deze studie uitgegaan van 'volledig bezwijken', 'lage economische gevolgen' en 'geringe' kans op verlies van mensenlevens, zie tabel 8.2.

Hieruit volgt voor de maximaal aanvaardbare faalkans een waarde van 0.2.

Begin van schade		Kans op verlies van mensenlevens	
Economische gevolgen		Gering	Groot
Laag		0.50	0.30
Gemiddeld		0.30	0.20
Hoog		0.25	0.15

Volledig bezwijken		Kans op verlies van mensenlevens	
Economische gevolgen		Gering	Groot
Laag		0.20	0.15
Gemiddeld		0.15	0.10
Hoog		0.10	0.05

Verklaring van de termen:

Of 'begin van schade' dan wel 'volledig bezwijken' als criterium wordt gehanteerd hangt af van de bezwijkmechanismen van de constructie en de verwachte problemen voor herstel van schade.

Begin van schade wordt aangeraden voor flexibele werken met weinig of geen samenhang tussen de verschillende constructie-delen.

Volledig bezwijken wordt aangeraden voor broze, kwetsbare werken, die snel een hoog schadeniveau bereiken.

Kans op verlies van mensenlevens:

Gering: wanneer geen verlies van mensenlevens is te verwachten als gevolg van bezwijken van de constructie

Groot: wanneer wel verlies van mensenlevens is te voorzien als gevolg van bezwijken van de constructie.

Economische gevolgen:

Laag: $r < 5$

Gemiddeld: $5 \leq r \leq 20$

Groot: $20 < r$

$$r = \frac{\text{Som van directe en indirecte schadekosten}}{\text{Constructiekosten}}$$

Tabel 8. 2 Aanvaardbare faalkans tijdens levensduur constructie (ROM, 1990)

Hieruit volgt een maximaal aanvaardbare kans per jaar op overschrijden van de ontwerpgolfhoogte (E_3):

$$E_3 = 1 - (1 - 0.2)^{1/50} = 4.45 \cdot 10^{-3}$$

Uit tabel 2.3 volgt voor de optimale ontwerpgolfhoogte: $H_d = 11.4$ m.

8.3.3 Constructiekosten als functie van ontwerpgolfhoogte

Door de materiaalkosten van de in hoofdstuk 6 ontwikkelde alternatieven te schrijven als functie van de ontwerpgolfhoogte, kan een grove raming van de materiaal-, constructie- en totale projectkosten als functie van de ontwerpgolfhoogte worden bepaald. Dit is een tweede manier om de optimale ontwerpgolfhoogte te bepalen.

Om de volgende reden worden de materiaalkosten als een kwadratische functie van de ontwerpgolfhoogte geschreven:

Voor de in hoofdstuk 6 ontwikkelde ontwerpen is afschuiven het maatgevende bezwijkmechanisme. Omdat de horizontale golfbelasting ($F_{h,1}$) kwadratisch toeneemt met de ontwerpgolfhoogte -zie bijlage 6.1.2- en de weerstand tegen afschuiven ($F_{h,3}$) lineair toeneemt met de breedte, wordt geconcludeerd dat de vereiste caissonbreedte, en daarmee de materiaalkosten, kwadratisch toenemen met de ontwerpgolfhoogte.

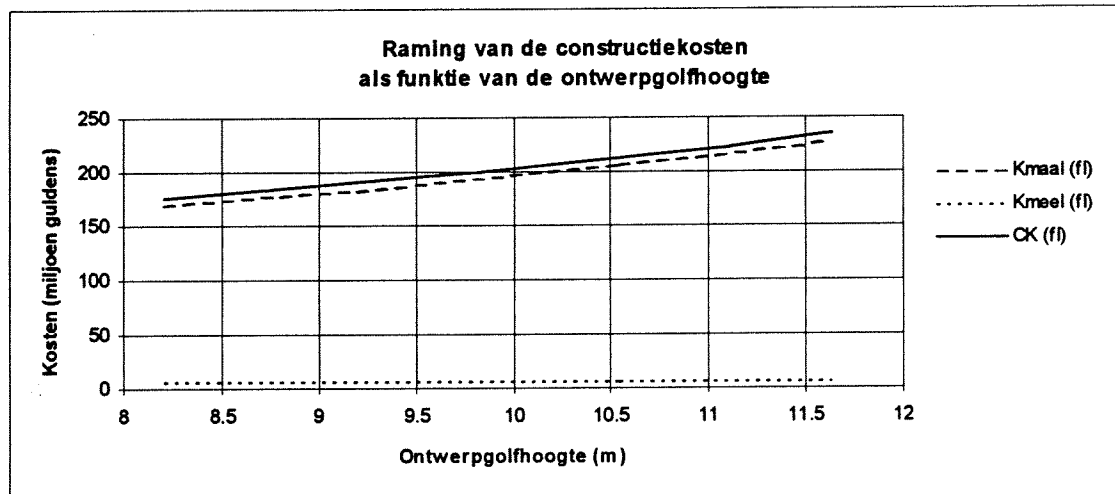
De monoliet elementen in sectie III, IV, VI en VII zijn gedimensioneerd op de maximale golfhoogte voor de lokale waterdiepte. Daarom worden de monoliet elementen in deze secties niet aangepast aan een grotere golfhoogte. Dit leidt tot de verwachting dat de materiaalkosten relatief gering stijgen met toenemende ontwerpgolfhoogte.

Omdat de materiaalkosten voor de ontwikkelde samengestelde golfbreker en de caissongolfbreker relatief weinig verschillen, is de meest geschikte ontwerpgolfhoogte (H_d) alleen bepaald met de materiaalkosten van de samengestelde golfbreker.

$$K_{\text{maal}}(H_d) = 1.35 \cdot H_d^2 - 9.71 \cdot H_d + 158.31 \quad (8.1)$$

K_{maal} = materiaalkosten (in miljoenen guldens)

Deze raming van de materiaalkosten is met de materieel- en constructiekosten grafisch weergegeven in figuur 8.1.

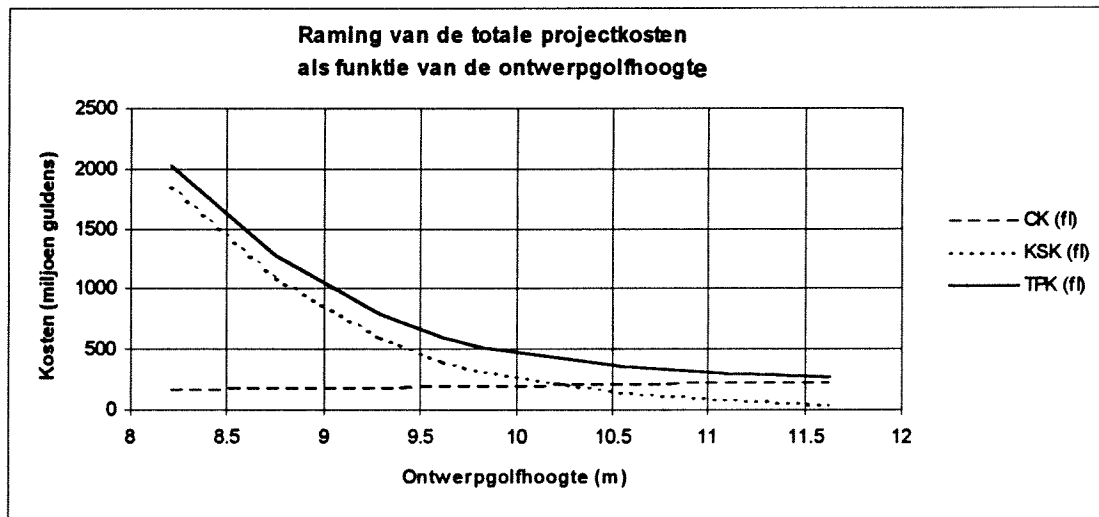


Figuur 8. 1 Raming van de kosten als functie van de ontwerpgolfhoogte

Hieruit volgt voor de totale projectkosten (TPK) als functie van de ontwerpgolfhoogte:

$$\begin{aligned}
 \text{TPK} (H_d) &= \text{CK}(H_d) + \text{KSK}(H_d) & (7.7) \\
 &= \text{CK}(H_d) + E_3 \cdot \text{pwf} \cdot \text{TSK}(H_d) \\
 &= \text{CK}(H_d) + E_3 \cdot \text{pwf} \cdot (\text{DSK}(H_d) + \text{ISK}) \\
 &= K_{\text{maal}}(H_d) + K_{\text{meel}} + E_3 \cdot \text{pwf} \cdot (0.25 \cdot \text{CK}(H_d) + \text{ISK}) \\
 &= K_{\text{maal}}(H_d) + K_{\text{meel}} + E_3 \cdot \text{pwf} \cdot (0.25 \cdot (K_{\text{maal}}(H_d) + K_{\text{meel}}) + 530)
 \end{aligned}$$

TPK	= totale projectkosten tijdens de geplande levensduur van de constructie (in miljoenen guldens)
CK	= constructiekosten (in miljoenen guldens)
KSK	= gekapitaliseerde schadekosten tijdens de geplande levensduur van de constructie (in miljoenen guldens)
E_3	= kans per jaar op overschrijding van de ontwerpgolfhoogte
pwf	= contante waarde factor = 21.5
TSK	= totale schadekosten na bezwijken van (een deel van) de constructie (in miljoenen guldens)
K_{meel}	= materieelkosten (in miljoenen guldens)
K_{maal}	= materiaalkosten (in miljoenen guldens)
ISK	= indirecte schadekosten (gevolgschade) = f 530 miljoen



Figuur 8. 2 Projectkosten als functie van de ontwerpgolfhoogte

Gezien de gemiddelde waterdiepte van sectie II, $h=12.5$ m, is de maximale extreme golfhoogte waarop de constructie gedimensioneerd wordt: $H_d= 11.7$ m. Bij deze golfhoogte hoort een waterstandsverhoging als gevolg van opwaaiing: $\Delta h_{\text{zee}}=2.13$ m.

De getijde-amplitude bedraagt 1.0 m, zodat voor de ontwerp-waterstand volgt:

$$h_d = 2.13 + 1.0 = 3.13 \text{ m} + \text{MSL}.$$

Omdat de projectkosten voor deze golfhoogte nog (juist) afnemen, wordt geconcludeerd dat dit de optimale ontwerpgolfhoogte is. Deze ontwerpgolfhoogte komt goed overeen met de in de vorige paragraaf gevonden optimale ontwerpgolfhoogte.

De ontwerpgolfhoogte wordt in de rest van dit hoofdstuk gesteld op: $H_d= 11.7$ m. Met behulp van formule 8.1 volgt voor de eerste raming van de materiaal-, constructie- en totale projectkosten van de samengestelde golfbreker:

$$\begin{aligned} K_{\text{maal}} &= f \text{ 229.5 miljoen} \\ \text{CK} &= f \text{ 236.3 miljoen} \\ \text{TPK} &= f \text{ 287.1 miljoen} \end{aligned}$$

8.4 Bepaling van het meest geschikte vrijboord

8.4.1 Algemeen

In hoofdstuk 6 zijn stabiliteitsberekeningen gemaakt met een minimaal vrijboord. Het toepassen van een groter vrijboord draagt bij aan de stabiliteit tegen afschuiven en kan zo leiden tot een reductie van de vereiste breedte van het monoliet element. Dit leidt eventueel tot een reductie van de materiaalkosten.

De achterliggende gedachte is dat materiaal boven water, als gevolg van het grotere effectieve gewicht, een grotere bijdrage levert aan de stabiliteit van het monoliet element dan materiaal onder water. Zo wordt een ontwerp gemaakt, waarbij minder materiaal leidt tot dezelfde weerstand tegen afschuiven.

Daarentegen neemt de weerstand tegen kantelen af en neemt de korrelspanning onder het kantelpunt toe. Bovendien neemt de horizontale golfbelasting tegen het monoliet element toe als gevolg van het grotere vrijboord.

In de komende paragrafen wordt onderzocht of een groter vrijboord, kan leiden tot materiaalbesparingen.

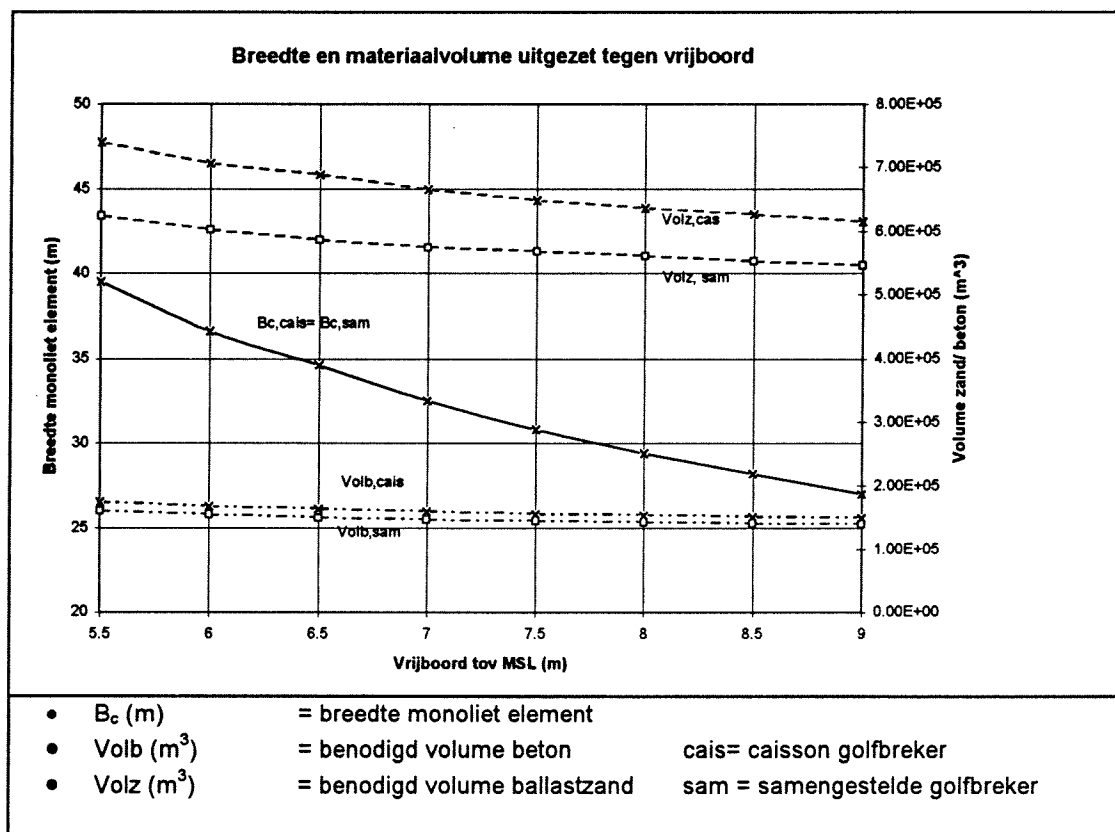
8.4.2 Benodigd materiaal voor verschillende vrijboorden

Figuur 8.3 toont de vereiste breedtes en volumes beton en ballastzand voor verschillende vrijboorden voor sectie II, ontwerp golfhoogte $H_d = 11.7$ m en ontwerp waterstand $h_d = 3.13$ m + MSL.

Uit de figuur volgt dat een groter vrijboord leidt tot een reductie van de benodigde hoeveelheden beton en ballastzand. Daarnaast neemt de vereiste caissonbreedte af, waardoor ook minder stortsteen in de drempel nodig is. De doorsnede in de kleinste waterdiepte van deze sectie is maatgevend voor de toe te passen breedte van het monoliet element. Omdat in deze doorsnede de drempelhoogtes van de caissongolfbreker en de samengestelde golfbreker hetzelfde zijn, is ook voor elk vrijboord dezelfde breedte vereist.

Opdat voldoende zicht is gewaarborgd bij het navigeren van de schepen in de haven, is het maximale vrijboord arbitrair gesteld op:

$$h_{cr} = 9.0 \text{ m} + \text{MSL}$$



Figuur 8. 3 Caissonbreedte en materiaalvolumes in sectie II voor verschillende vrijboorden

In bijlage B8.2 is voor sectie III eveneens het meest geschikte vrijboord bepaald. Voor beide ontwerpen is de statische stabiliteit tijdens drijvend transport maatgevend.

8.4.3 Ontwerp van de drempel

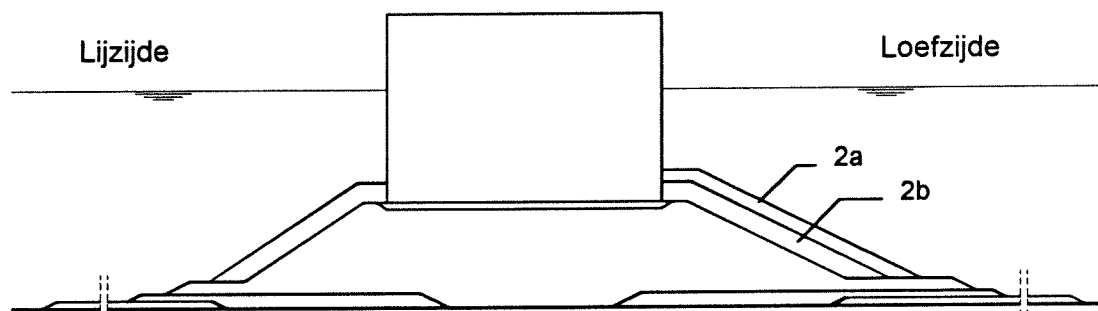
De stenen in de toplaag dienen gedimensioneerd te worden op een significante ontwerpgolfhoogte met dezelfde overschrijdingskans per jaar als de overschrijdingskans per jaar van de ontwerpgolfhoogte voor de monoliet elementen. Hieruit volgt een significante ontwerpgolfhoogte $H_{s,d} = 5.62$ m, en een overschrijdingskans per jaar van $3.47 \cdot 10^{-3}$, zie tabel 2.3.

Met behulp van formule Madrigal en Valdés (4.1) is het vereiste steengewicht in de toplaag van drempel aan de loefzijde gevonden:

$$W_{50} = 1570 \text{ kg}$$

* Noot: Het gelijkstellen van de kans op overschrijden van de ontwerp-golven voor de stenen in de toplaag van de drempel en het monoliet element, is niet noodzakelijk. Een optimalisatie van de constructiekosten en het schaderisico moet leiden tot het goedkoopste ontwerp. In deze optimalisatie, die in deze studie niet is uitgevoerd, dient ook het gebruik van betonnen elementen in de toplaag overwogen te worden.

Om een goede overgang van het materiaal in de toplaag naar het kernmateriaal te realiseren, is gekozen voor een ontwerp met een eerste en een tweede toplaag, zie figuur 8.4. De eerste toplaag wordt aangebracht in een laag van twee stenen.



Figuur 8. 4 Ontwerp van drempel in tweede ontwerp-loupe

2a. eerste toplaag
2b. tweede toplaag

De opbrengstcurve van de steengroeve wordt in fracties gedeeld, die overeen komen met de indeling die wordt gebruikt bij de in hoofdstuk 6 ontwikkelde alternatieven met een terugkeerperiode van $T_r = 25$ jaar (zie bijlage 6.4).

bodembescherming:	$W_{10} - W_{70}$	= 1.0 - 10.0 kg
bed onder monoliet element	$W_{15} - W_{85}$	= 2.0 - 3.4 kg
kern:	$W_{10} - W_{70}$	= 10.0 - 300 kg
eerste toplaag:	$W_{10} - W_{70}$	= 300 - 1000 kg
tweede toplaag:	$W_{10} - W_{70}$	= 1000 - 3000 kg

De lengte van de bodembescherming aan de loefzijde van de constructie is gesteld op 97 m voor de caissongolfbreker en 91 m voor de samengestelde golfbreker. Bodembeschermingen met grotere lengtes worden in de praktijk niet gelegd, omdat ontgrondingskuilen op een dergelijke afstand van de constructie zelden leiden tot het ontstaan van afglijcirkels. Voor een definitief ontwerp van de bodembescherming zijn meer grondmechanische randvoorwaarden nodig.

Tabel 8.3 geeft een overzicht van de benodigde theoretisch benodigde hoeveelheid stortsteen, praktisch benodigde hoeveelheid stortsteen en de benodigde stortsteenproductie, zie bijlage B8.3. De achtergrond bij het bepalen van deze hoeveelheden is beschreven in paragraaf 6.7.

Voor de samengestelde golfbreker is een groot percentage stortsteen uit de fractie 300 - 1000 kg nodig, zie bijlage 8.3. Hierdoor neemt het produktierendement af tot onder de 70%.

	samengestelde golfbreker		caisson golfbreker	
	m ³	ton	m ³	ton
Theoretische hoeveelheid stortsteen	$1.16 \cdot 10^6$	-	$8.28 \cdot 10^5$	-
Praktisch hoeveelheid stortsteen	$1.21 \cdot 10^6$	$1.86 \cdot 10^6$	$8.75 \cdot 10^5$	$1.32 \cdot 10^6$
Rendement (%)	68	-	64	-
Steenproductie	$1.77 \cdot 10^6$	$2.73 \cdot 10^6$	$1.36 \cdot 10^6$	$2.09 \cdot 10^6$

Tabel 8. 3 Benodigde hoeveelheden stortsteen

8.5 Tweede kostenraming van de ontwikkelde alternatieven

Met de benodigde hoeveelheden beton en ballastzand voor de monoliet elementen en de benodigde hoeveelheden stortsteen in de drempel zijn de constructiekosten voor de aangepaste golfbrekerontwerpen geraamd.

Deze raming is gemaakt voor een afstand van de groeve tot de golfbrekerlokatie van 75 km, en transport over land en weergegeven in figuur 8.4.

	Samengestelde golfbreker	Caisson golfbreker
K _{maal}	208.84	196.23
K _{meel}	6.75	6.75
CK	215.60	202.99
KSK	43.56	43.33
TPK	259.16	246.31

Tabel 8. 4 Tweede raming van de projectkosten (in miljoenen guldens)

Conclusies na tweede kostenraming

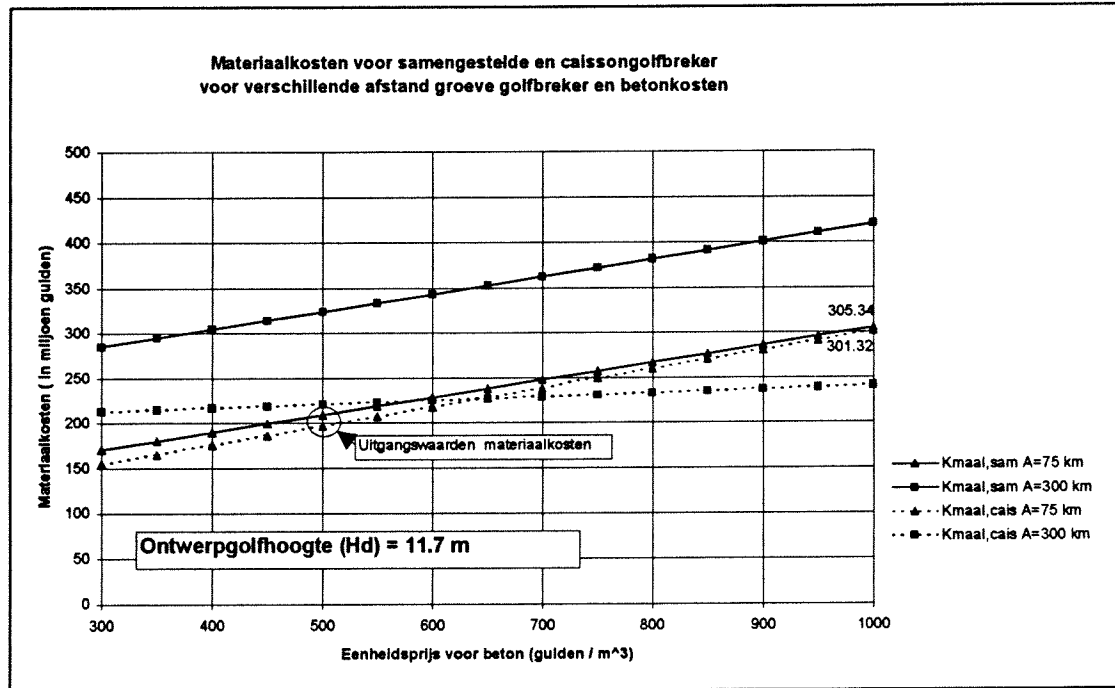
- Voor de in hoofdstuk 1 gegeven fictieve golfbrekerlay-out in relatief ondiep water, leidt het ontwerp van een caissongolfbreker tot lagere materiaalkosten dan het ontwerp van een samengestelde golfbreker. Het verschil in materiaalkosten is echter relatief klein (circa 5% van de constructiekosten).
- De materiaalkosten van beide alternatieven (f208.84 en f196.23 miljoen) zijn lager dan volgt uit de raming van materiaalkosten als functie van de ontwerp golfhoogte (8.1) (raming f229.5 miljoen). De lagere materiaalkosten geven geen aanleiding tot het aanpassen van de ontwerp golfhoogte.
- Eventuele voordelen van het samengestelde ontwerp met betrekking tot de betere stabiliteit van de lagere en bredere caissons tijdens drijvend transport, hebben geen invloed op de besluitvorming, omdat de kosten voor de sleepbootinzet (circa f5 miljoen) kleiner is dan het verschil in constructiekosten (circa f7 miljoen) tussen de samengestelde en de caissongolfbreker.
Verder uitwerken van het plaatsingsproces van de monoliet elementen draagt daarom niet bij aan het beantwoorden van de probleemstelling.

8.6 Invloedsanalyse van materiaalprijzen en transportkosten

Wanneer lokale omstandigheden een andere afstand van de steengroeve tot de golfbrekerlokatie voorschrijven, of wanneer transport over water in plaats van over land mogelijk is, kan dit de ontwerp-keuze beïnvloeden. Ook de raming van de eenheidsprijzen van constructie-beton kan invloed hebben op deze keuze.

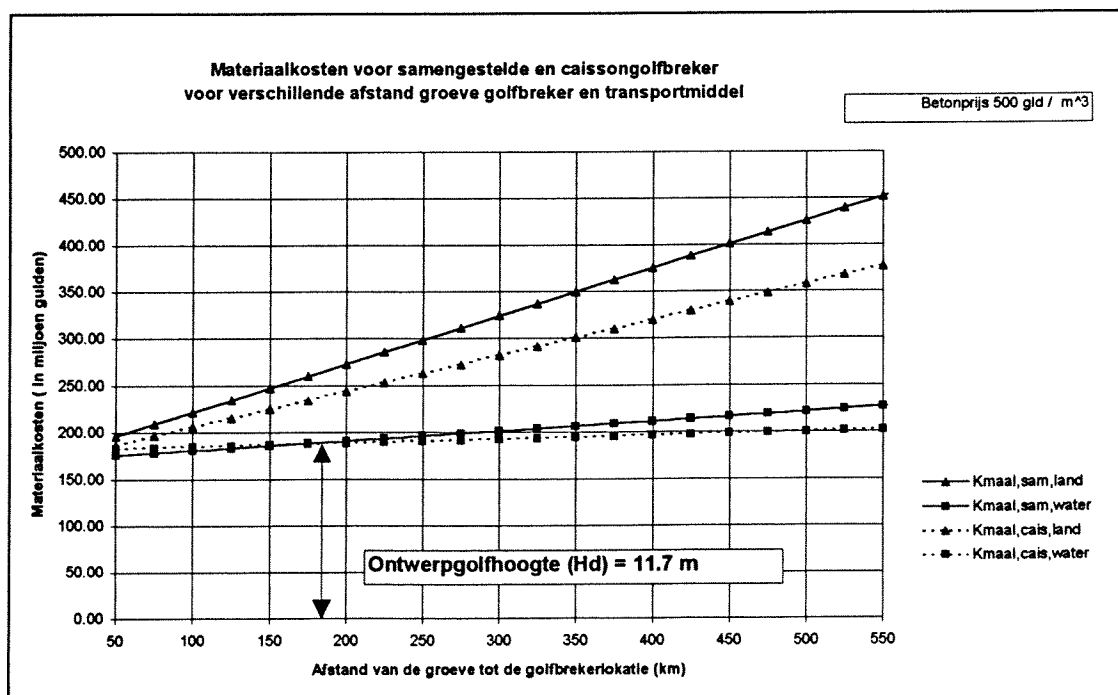
In figuur 8.5 zijn de materiaalkosten voor de ontwikkelde alternatieven uitgezet met verschillende eenheidsprijzen voor constructie-beton. Daarnaast zijn de transportkosten over land geraamd voor twee afstanden van steengroeve tot golfbrekerlokatie A =75 km en A =300 km.

Uit de figuur blijkt dat zelfs voor een relatief korte afstand van de groeve naar de golfbrekerlokatie (A= 75 km) en een hoge raming van de eenheidsprijs van beton (f1000 per m³), de samengestelde golfbreker geen economisch interessant alternatief is. Het verschil in materiaalkosten is dan f4 miljoen.



Figuur 8. 5 Materiaalkosten als functie van betonprijs

Wanneer transport van stortsteen over water mogelijk is, levert dat voor de samengestelde golfbreker een relatief grote kostenreductie op. Figuur 8.6 toont dat voor transport over water over afstanden kleiner dan circa 175 km, de samengestelde golfbreker een goedkoper alternatief is dan de caissongolfbreker. Voor de prijs van constructie-beton is in deze berekening uitgegaan van f 500,- per m^3 .



Figuur 8. 6 Materiaalkosten voor verschillende afstanden en transportmiddelen

Omdat het percentage aan kosten voor ballastzand relatief klein is op de totale materiaalkosten (circa 3%, zie bijlage tabel B8.12 en B8.13), leidt een andere reële raming van de eenheidsprijs voor ballastzand niet tot een andere ontwerp-keuze.

8.7 Conclusies

Onderstaande conclusies gelden voor de in paragraaf 1.5 gegeven golfbrekerlay-out. In de kostenraming zijn eenheidsprijzen voor materiaal gebruikt die indicatief zijn voor de Nederlandse markt; transport van stortsteen vindt plaats over land over een afstand van de steengroeve tot de golfbrekerlocatie van 75 km of over een afstand van 375 km over water.

- De ontwerpgolfhoogte, die leidt tot de laagste totale projectkosten is $H_d = 11.7$ m. Deze ontwerpgolfhoogte is begrensd door de waterdiepte in sectie I en II. Omdat de secties III, V en VI en de secties in de brekerzone (sectie IV en VII) in hoofdstuk 6 zijn gedimensioneerd op de lokaal maximale golfhoogte, worden deze secties niet aangepast aan de optimale golfhoogte. Daarom nemen de constructiekosten voor de hele constructie slechts geleidelijk toe met de ontwerpgolfhoogte, wat leidt tot deze grote ontwerpgolfhoogte.
- Door niet het minimale vrijboord, dat gedicteerd is door eisen met betrekking tot golftransmissie, maar een groter vrijboord toe te passen, kan in het ontwerp worden volstaan met een kleinere breedte van de monoliet elementen. De achterliggende gedachte is dat materiaal boven water, als gevolg van het grotere effectieve gewicht, een grotere bijdrage levert aan de stabiliteit tegen afschuiven van het monoliet element dan materiaal onder water. Het maximale vrijboord is begrensd door een arbitrair gestelde eis met betrekking tot voldoende zicht bij het navigeren van schepen.
- De constructiekosten van de samengestelde en de caissongolfbreker behorend bij de laagste totale projectkosten, verschillen relatief weinig (samengestelde golfbreker f216 miljoen en caissongolfbreker f203 miljoen).
Dit verschil is gering doordat de drempelhoogte van de samengestelde golfbreker in de ondiepste doorsnede van sectie II is gesteld op 2.0 m in plaats van 5.0m. Daardoor zijn de doorsneden van de samengestelde golfbreker en de caissongolfbreker in de kleinste waterdieptes van iedere sectie identiek. Hierdoor verschillen de benodigde materiaalhoeveelheden en daarmee de constructiekosten van de twee typen golfbreker relatief weinig.
- Omdat de benodigde hoeveelheden materiaal weinig verschillen, is de invloed van de raming van de eenheidsprijs van constructie-beton gering.
- Verschil in sleepboot-inzet tussen de caisson en de samengestelde golfbreker zal het verschil in totale constructiekosten tussen de twee typen monoliet golfbreker niet volledig kunnen overbruggen. Eventuele kleinere sleepboot-inzet bij het plaatsen van de lagere caissons voor de samengestelde golfbreker, is niet doorslaggevend bij de keuze van het goedkoopste golfbrekeralternatief.

9. Vergelijking monoliet versus stortstenen ontwerpen

9.1 Inleiding

Op den Velde (1993) heeft, voor dezelfde randvoorwaarden en golfbrekerlay-out, de constructiekosten van een dynamisch stabiele en een conventionele stortstenen golfbreker bepaald. In zijn onderzoek wordt geconcludeerd dat ondanks de grotere benodigde hoeveelheid stortsteen, de dynamisch stabiele golfbreker lagere constructiekosten heeft. Dit komt doordat een groter percentage van de geproduceerde stortsteen in het ontwerp gebruikt kan worden.

Naar aanleiding van dit afstudeerwerk is een congresbijdrage geschreven door d'Angremond e.a. (1995).

In dit hoofdstuk worden de constructiekosten van de in de huidige studie ontwikkelde monoliet golfbrekerontwerpen vergeleken met de constructiekosten van de in Op den Velde (1993) ontwikkelde stortstenen golfbrekerontwerpen.

9.2 Ontwerp van de conventionele stortstenen golfbreker

In het onderzoek van Op den Velde (1993) zijn de golfbrekertracés opgedeeld in secties, die vergelijkbaar zijn met de secties in het huidige onderzoek, zie figuur 6.1. Om de significante ontwerpgolfhoogte van de conventionele golfbreker te bepalen is per sectie een kostenoptimalisatie gemaakt.

De ontwerpgolfhoogte is in de secties III, IV, V, VI en VII begrensd door de lokale waterdiepte, waarbij het overigens verwonderlijk is dat voor sectie I en II verschillende bezwijkfrequenties zijn geaccepteerd.

De ontwerpgolfhoogtes zijn weergegeven in tabel 9.1.

sectie nummer	h_{gem}	$H_{s,d}$ (m)	T_r (jr)
I	15	4.9	55
II	13	5.1	90
III	9	3.9	6*
IV	3	2.6	1*
V	10	4.2	12*
VI	8	3.8	5*
VII	3	2.6	1*

Tabel 9. 1 Ontwerpgolfhoogte en terugkeerperiode per sectie

* geeft aan dat de lokale waterdiepte maatgevend is voor de ontwerpgolfhoogte

h_{gem} = gemiddelde waterdiepte voor deze sectie (m)
 $H_{s,d}$ = significante ontwerpgolfhoogte (m)
 T_r = terugkeerperiode (jr)

9.3 Ontwerp van de dynamisch stabiele golfbreker

Vanwege onvoldoende inzicht in het gedrag van bermgolfbrekers onder bezwijkomstandigheden heeft Op den Velde (1993) niet gezocht naar de meest geschikte ontwerp golfhoogte. De bermgolfbreker is ontworpen met een conservatieve ontwerp-methode, waarbij de stenen in de berm zijn gedimensioneerd op een arbitrair gekozen ontwerp golfhoogte, met een terugkeerperiode van 500 jaar.

In genoemd onderzoek is geen rekening gehouden met de onderhoudskosten als gevolg van langstransport van de relatief lichte stenen in de toplaag.

9.4 Vergelijking monoliet vs stortstenen golfbrekerontwerpen

Omdat voor de dynamisch stabiele golfbreker geen optimale ontwerp golfhoogte is bepaald en omdat voor de conventionele golfbreker geen eenduidige bezwijkkans is gedefinieerd, is het niet mogelijk tot een kwantitatieve afweging van het meest geschikte type golfbreker te komen op basis van de totale projectkosten gedurende de geplande levensduur van de constructie.

Daarom worden de ontwikkelde alternatieven vergeleken op basis van de constructiekosten. De constructiekosten zijn weergegeven in tabel 9.5 met de bijbehorende bezwijkkansen van de stortstenen golfbrekerontwerpen.

	Constructiekosten in miljoenen (*10 ⁶ guldens)	Kans per jaar op bezwijken (-)
Caisson golfbreker	203	$3.5 \cdot 10^{-3}$
Samengestelde golfbreker	216	$3.5 \cdot 10^{-3}$
Conventionele golfbreker	558	$1.1 \cdot 10^{-2}$
Dynamisch stabiele golfbreker	278	$0.2 \cdot 10^{-2}$

Tabel 9. 2 Constructiekosten en bezwijkkansen voor de golfbrekerontwerpen

De tabel geldt voor landtransport over een afstand van de steengroeve tot de golfbrekerlokatie van 75 km en een opbrengst uit de steengroeve volgens fragmentatie curve A. (De kosten voor 75 km landtransport zijn ongeveer gelijk aan de kosten voor 375 km transport over water, zie paragraaf 7.3.1)

Uit de tabel volgt dat de monoliet golfbrekerontwerpen, voor de fictieve golfbreker lay-out goedkoper zijn dan het conventionele stortstenen ontwerp. De conventionele stortstenen golfbreker heeft bovendien een grotere bezwijkkans, dan de monoliet golfbrekers.

Het ontwerp van de dynamisch stabiele golfbreker is ook duurder dan de monoliet golfbreker ontwerpen. Bovendien zijn in deze beschouwing geen onderhoudskosten meegenomen, terwijl dit type golfbreker onderhoudsgevoelig is. Tenslotte moet met betrekking tot de dynamisch stabiele golfbreker worden opgemerkt dat vanwege onvoldoende inzicht in het gedrag onder bezwijkomstandigheden, dit type golfbreker zelden wordt toegepast om havens te verdedigen tegen golfaanvallen.

9.5 Invloedsanalyse van de randvoorwaarden op de constructiekosten

De randvoorwaarden in deze studie zijn arbitrair gekozen. Om conclusies te kunnen trekken, die meer algemeen bruikbaar zijn, moet de invloed van deze randvoorwaarden op de constructiekosten worden bepaald.

De invloed van de volgende randvoorwaarden wordt nader beschouwd:

1. Fragmentatiecurve steengroeve
2. Eenheidsprijs materialen

• Fragmentatiecurve steengroeve

Wanneer de opbrengst van de steengroeve is volgens fragmentatie curve B (figuur 1.4) nemen de constructiekosten voor de conventionele golfbreker fors toe met circa 115% (Op den Velde, 1993). In paragraaf 6.7.4 van de huidige studie is geconcludeerd dat opbrengst volgens curve B nauwelijks invloed heeft op de constructiekosten van monoliet golfbrekers.

Een grotere afstand van de steengroeve tot de golfbrekerlokatie is eveneens negatief voor de keuze voor een conventionele stortstenen golfbreker. Een kleinere afstand tot de steengroeve, waardoor de conventionele stortstenen golfbreker goedkoper is, is (voor Nederlandse omstandigheden) niet reëel.

• Eenheidsprijs materialen

Wanneer uitgegaan wordt van een eenheidsprijs voor constructie-beton van f1000,- per m³ (in plaats van f500,- per m³) volgt voor de raming van de constructiekosten van de caissongolfbreker: f301 miljoen, zie figuur 8.5. Dit is nog steeds aanmerkelijk goedkoper dan de conventionele stortstenen golfbreker.

Omdat de kosten voor ballastzand in het hele golfbrekerontwerp procentueel gering is (circa 3%), leidt een andere reële raming van deze eenheidsprijs niet tot andere conclusies, zie ook paragraaf 8.6.

9.6 Conclusies

1. De constructiekosten van de conventionele stortstenen golfbreker zijn voor gegeven golfbrekerlay-out ruim 2.5 maal zo groot als de constructiekosten voor de caissongolfbreker (respectievelijk f558 miljoen en f216 miljoen). Het verschil in constructiekosten is ruim f300 miljoen.

Dit verschil in constructiekosten ontstaat slechts als gevolg van ontwerpverschillen in waterdieptes groter dan 7.0 m. Het tracé in waterdieptes kleiner dan 7.0 m is in beide gevallen ontworpen als een conventionele stortstenen golfbreker. Het tracégedeelte in waterdieptes groter dan 7.0 m heeft een totale lengte van 2600m en een gemiddelde waterdiepte van 11.5 m. Dit betekent dat in deze waterdiepte de caissongolfbreker gemiddeld circa f100.000,- per m' goedkoper is dan de conventionele stortstenen golfbreker.

Vanwege het grote verschil is grofweg geconcludeerd dat in alle waterdieptes groter dan 7.0 m de bouw van een caissongolfbreker goedkoper is dan de bouw van een conventionele stortstenen golfbreker.

Het tracégedeelte in waterdieptes kleiner dan 7.0 m is ontworpen als een conventionele stortstenen golfbreker, om te voorkomen dat de golven frequent breken tegen de verticale wand van het monoliet element. Lokale piekspanningen in het beton kunnen dan leiden tot scheurvorming in het beton en uiteindelijk leiden tot bezwijken van de constructie.

2. Het verschil in constructiekosten is dermate groot dat een hogere raming van de eenheidsprijs van constructie-beton, binnen reële marges geen invloed heeft op het goedkoopste type golfbreker.

Aanbevelingen

1. Onderhoudskosten

In zowel de huidige studie, als in de studie van Op den Velde (1993) zijn onderhoudskosten verwaarloosbaar verondersteld. Omdat in West-Europa meer ervaring is opgedaan met onderhoud van conventionele stortstenen golfbrekers dan met onderhoud van monoliet golfbrekers, is deze veronderstelling voor de conventionele stortstenen golfbreker betrouwbaarder, dan voor de monoliet golfbreker.

Naar onderhoudskosten van monoliet elementen, en met name monoliet element die frequent worden belast door brekende golven, dient onderzoek gedaan te worden.

2. Kosten voor grondverbetering

In het huidige onderzoek zijn geen grondmechanische berekeningen gemaakt die de stabiliteit van het ontwerp controleren. Kosten voor eventuele grondverbetering zijn dan ook niet in de raming opgenomen.

Wanneer monoliet golfbrekers op een fijne zandbodem met geringe draagkracht wordt gebouwd, kunnen funderingsproblemen ontstaan. Door in een eventueel vervolgonderzoek, in vergelijkbare waterdieptes, kosten voor grondverbeteringen op fijne zandbodems met minder draagkracht mee te nemen, kan worden bepaald of ook op lokaties met minder gunstige grondmechanische randvoorwaarden het monoliet golfbreker-ontwerp goedkoper is.

10. Monoliet golfbrekers in grote waterdieptes

10.1 Inleiding

In hoofdstuk 8 is met betrekking tot de gegeven golfbrekerlay-out geconcludeerd dat de caissongolfbreker leidt tot lagere constructiekosten dan de samengestelde golfbreker. In hoofdstuk 9 is uit de vergelijking met het werk van Op den Velde (1993) bovendien geconcludeerd dat de caissongolfbreker leidt tot lagere constructiekosten dan de conventionele stortstenen golfbreker.

Voor de secties in waterdieptes van 0 tot 7 m is in alle drie de varianten uitgegaan van een conventionele stortstenen golfbreker. Dit leidt dus niet tot verschillen in constructiekosten. Voor de secties die zich uitstrekken in waterdieptes van 7 tot 15m volgt uit hoofdstuk 8 en 9 dat het ontwerp van de caissongolfbreker in deze waterdieptes tot de laagste constructiekosten per strekkende meter leidt.

De redenen om tot in waterdieptes kleiner dan 7 m te kiezen voor een conventionele stortstenen golfbreker, zijn in het vorige hoofdstuk gegeven. In dit hoofdstuk wordt onderzocht, welk type golfbreker in waterdieptes groter dan 15 m leidt tot de laagste constructiekosten.

10.2 Aanpak

10.2.1 Theoretische achtergrond

In de praktijk blijkt dat in het ontwerp van een caissongolfbreker in grote waterdieptes, een dermate grote caissonbreedte nodig is, dat dit leidt tot hogere constructiekosten dan wanneer een samengestelde golfbreker wordt ontworpen. Deze grote breedte is noodzakelijk om de korrelspanning onder het kantelpunt onder ontwerp-omstandigheden te reduceren.

In het ontwerp van een samengestelde golfbreker is de drempelhoogte een ontwerp-variabele. Deze dient zó gekozen te worden, dat de constructiekosten minimaal zijn. Een te hoge drempel in het ontwerp, leidt tot een kleine caissonhoogte, en daarmee tot een lage weerstand tegen afschuiven. Een te hoge drempel leidt zodoende tot een grote vereiste breedte van het monoliet element. Bovendien leidt een te hoge drempel tot frequent breken van de golven tegen de verticale betonnen wand, wat kan leiden tot scheurvorming in het beton. Scheurvorming kan leiden tot corrosie van de wapening en daarmee tot bezwijken van de monoliet elementen.

Met een te kleine drempelhoogte ontstaan hoge korrelspanningen onder het kantelpunt, waardoor eveneens een grote caissonbreedte nodig is (vergelijk caissongolfbreker).

10.2.2 Berekeningsopzet

In dit hoofdstuk wordt voor waterdieptes $h = 15, 20, 25$ en 30 m de meest geschikte ontwerp-configuratie bepaald. Hiermee wordt de combinatie van drempelhoogte, vrijboord en caissonbreedte aangegeven, die leidt tot de laagste materiaalkosten.

Daartoe zijn voor de genoemde waterdieptes ontwerpen gemaakt met verschillende drempelhoogte. De drempelhoogte is gevarieerd in stappen van 5.0 m. De minimale drempelhoogte is $h_{dr} = 2.0$ m. De maximale drempelhoogte is zo gekozen dat de afstand van de bodem van de caisson tot de gemiddelde waterstand (h') minimaal 8.0 m is.

Per waterdiepte en drempelhoogte is het vrijboord (h_{cr}) gevarieerd in stappen van 1.0 m. Eisen met betrekking tot golftransmissie, zijn maatgevend voor het minimale vrijboord; dit is gesteld op 5.0 m + MSL.

Voldoende zicht op de schepen bij het navigeren, is maatgevend voor het maximale vrijboord; dit is gesteld op 9.0 m + MSL, zie paragraaf 8.4.2.

De ontwerp golfhoogte en waterstandsverhoging als gevolg van opwaaiing zijn respectievelijk gesteld op: $H_d = 11.5$ m en $\Delta h_{zee} = 2.13$ m. De getijde-amplitude bedraagt 1.0 m, zodat voor de ontwerp-waterstand geldt: $h_d = 3.13$ m + MSL.

Bijlage B10.1 geeft een overzicht van de overige parameters, die in de stabiliteitsberekeningen van de monoliet elementen zijn gebruikt.

In het ontwerp van de stortstenen drempel, is onafhankelijk van de afstand van de drempel tot de waterspiegel, uitgegaan van een tweede toplaag, zie par 8.4.3. Voor iedere configuratie is aangenomen dat het rendement van de stortsteenproductie gelijk is aan 70%. Dit percentage is iets groter aangenomen dan de in paragraaf 8.4.3 gevonden produktierendementen ($PR = 65\%$), omdat met de drempelhoogte de benodigde hoeveelheid kernmateriaal toeneemt, en daarmee het produktierendement.

Omdat in hoofdstuk 8 is geconcludeerd dat de kosten voor de sleepbootinzet bij het plaatsen van de monoliet elementen geen doorslaggevende rol spelen bij de keuze van het type golfbreker, zijn deze in de kostenraming niet meegenomen. Het is daarom beter te spreken van materiaalkosten dan van constructiekosten.

In de raming van de materiaalkosten is verder gesteld dat de stortsteen over land wordt getransporteerd over een afstand van de groeve tot de golfbrekerlokatie van 75 km; deze transportkosten komen overeen met transport over water over een afstand van 375 km. De gehanteerde eenheidsprijzen voor het materiaal in de ontwerpen zijn beschreven in hoofdstuk 7.

10.3 Eerste raming materiaalkosten per waterdiepte

In de figuren 10.1 tot en met 10.4, zijn voor verschillende waterdieptes ($h = 15, 20, 25$ en 30 m) de materiaalkosten per strekkende meter golfbreker uitgezet tegen het vrijboord. Deze kosten zijn berekend voor ontwerpen met verschillende drempelhoogtes. De tabellen B10.1 t/m B10.5 in de bijlage geven een overzicht van de caissonbreedtes en van de betonkosten.

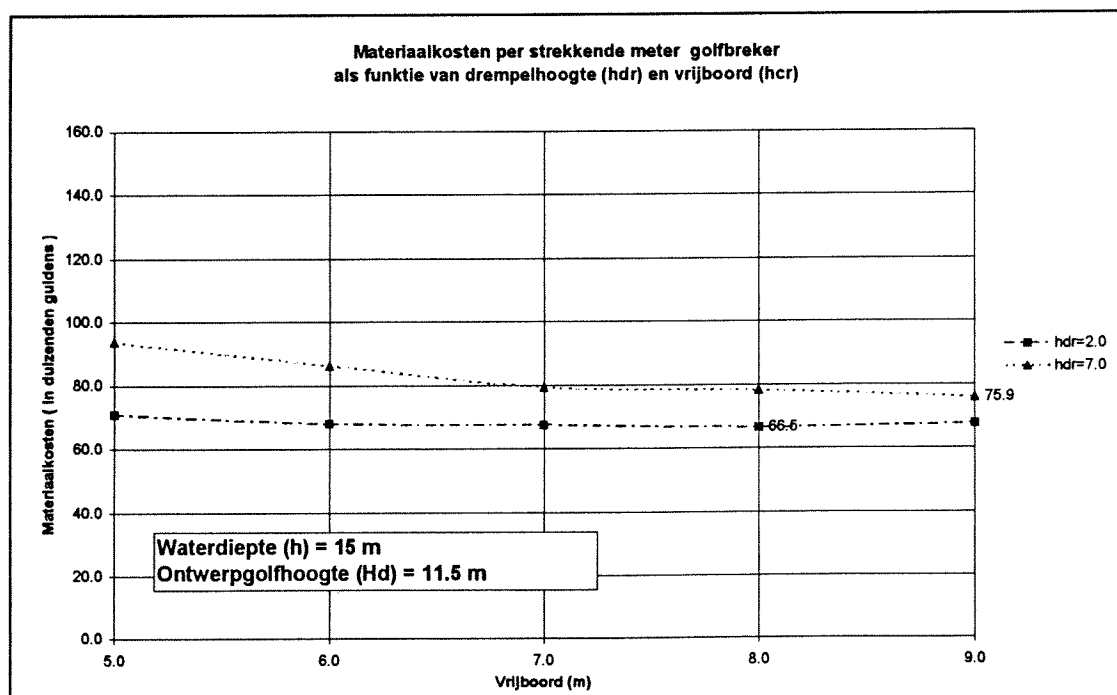
Op de komende pagina's worden deze figuren besproken.

- Waterdiepte $h = 15$ m

Figuur 10.1 toont dat, in een waterdiepte $h = 15.0$ m, de configuratie met een drempelhoogte $h_{dr} = 2.0$ m en een vrijboord $h_{cr} = 8.0$ m + MSL leidt tot de laagste materiaalkosten per strekkende meter golfbreker. Voor deze configuratie is afschuiven het maatgevende bezwijkcriterium. De bijbehorende materiaalkosten zijn geraamd op f66.500,- per meter.

Met een vrijboord $h_{cr} = 9.0$ m + MSL reduceert de vereiste breedte van $B_c = 25.0$ m tot $B_c = 24.6$ m, zie tabel B10.2. De toename van betonkosten voor de extra caissonhoogte overstijgen echter de afname als gevolg van de kleinere breedte. De maximale korrelspanning onder het kantelpunt is bij dit vrijboord maatgevend voor de caissonbreedte.

Een drempelhoogte $h_{dr} = 7.0$ m leidt tot een dusdanig laag caisson dat een relatief grote caissonbreedte ($B_c = 27.8$ m) vereist is, om voldoende weerstand tegen afschuiven te realiseren.



Figuur 10. 1 Materiaalkosten per strekkende meter golfbreker ($h = 15.0$ m)

Tabel 10.1 geeft de caissonbreedte en het vrijboord van de configuratie met de laagste materiaalkosten in deze waterdiepte.

Gemiddelde waterdiepte $h = 15.0$ m				
	h' (m)	B_c (m)	h_{cr} (m)	K_{maal} (f / m')
$h_{dr} = 2.0$ m	13.0	25.0	8.0 + MSL	f66.500,-
$h_{dr} = 7.0$ m	8.0	27.8	9.0 + MSL	f75.900,-

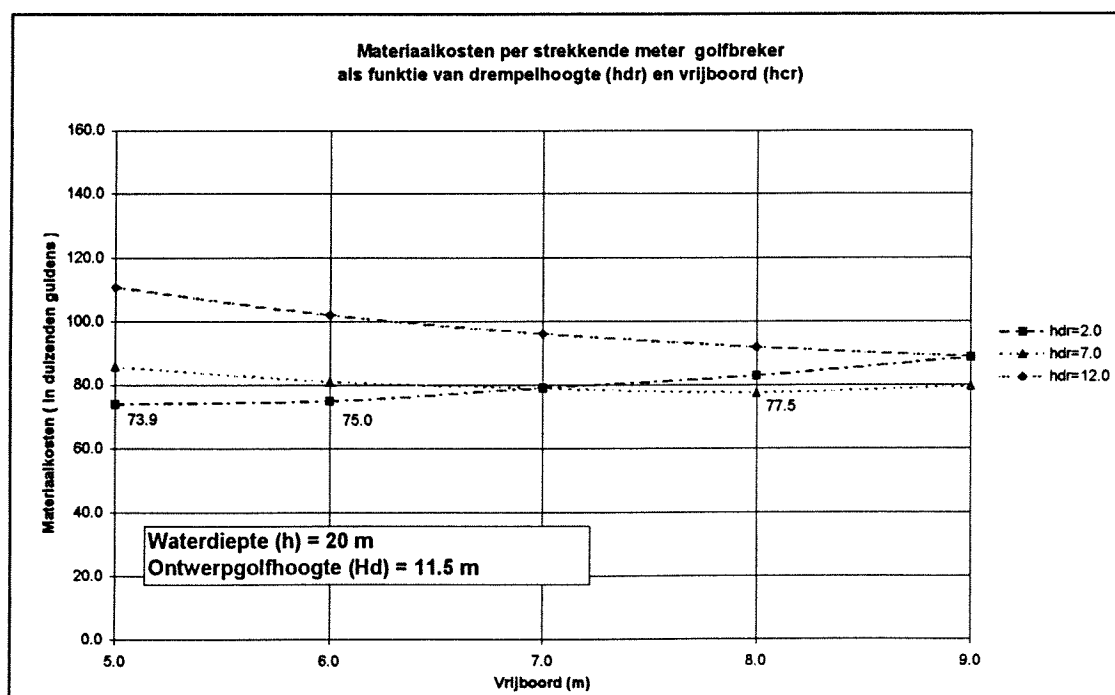
Tabel 10. 1 Karakteristieken van goedkoopste configuratie per drempelhoogte ($h=15.0$ m)

h_{dr} = drempelhoogte (m)
 h' = afstand van de caissonbodem tot de gemiddelde waterspiegel (m)
 B_c = breedte monoliet element (m)
 h_{cr} = vrijboord ten opzichte van gemiddelde waterspiegel (m)
 K_{maal} = materiaalkosten (f/m)

• **Waterdiepte $h = 20$ m (figuur 10.2)**

In waterdiepte $h = 20$ m worden drie drempelhoogtes ($h_{dr} = 2.0, 7.0, 12.0$ m) beschouwd. Een drempelhoogte $h_{dr} = 12.0$ m maakt een grote breedte ($B_c = 27.8$ m) noodzakelijk om afschuiven te voorkomen. Dit resulteert in relatief hoge materiaalkosten (f88.900,- per m'), zie tabel 10.2.

De materiaalkosten van de caissongolfbreker ($h_{dr} = 2.0$ m) met vrijboord $h_{cr} = 5.0$ m + MSL worden geraamd op een f73.900,- per m'. Dit is het ontwerp met de laagste materiaalkosten in deze waterdiepte. Het maatgevend bezwijkmechanisme is afschuiven en de vereiste caissonbreedte $B_c = 27.0$ m.



Figuur 10. 2 Materiaalkosten per strekkende meter golfbreker ($h = 20$ m)

Een ontwerp met een vrijboord $h_{cr} = 6.0 \text{ m} + \text{MSL}$ leidt tot een kleinere caissonbreedte ($B_c = 26.5 \text{ m}$ i.p.v. $B_c = 27.0 \text{ m}$). In dit ontwerp is de korrelspanning onder het kantelpunt maatgevend. De toename van betonkosten voor de extra caissonhoogte overstijgen echter de afname als gevolg van de kleinere breedte.

Een drempelhoogte $h_{dr} = 7.0 \text{ m}$ geeft een afstand van de caissonbodem tot de gemiddelde waterspiegel MSL (h') van 13.0 m . De minimale materiaalkosten voor deze drempelhoogte zijn $f 77.500,-$ per m'.

Gemiddelde waterdiepte		h = 20.0 m		
	$h' \text{ (m)}$	$B_c \text{ (m)}$	$h_{cr} \text{ (m)}$	$K_{maal} \text{ (f / m')}$
$h_{dr} = 2.0 \text{ m}$	18.0	27.0	5.0 + MSL	f73.900,-
$h_{dr} = 7.0 \text{ m}$	13.0	24.5	8.0 + MSL	f77.500,-
$h_{dr} = 12.0 \text{ m}$	8.0	27.7	9.0 + MSL	f88.900,-

Tabel 10. 2 Karakteristieken van goedkoopste configuratie per drempelhoogte ($h=20.0 \text{ m}$)

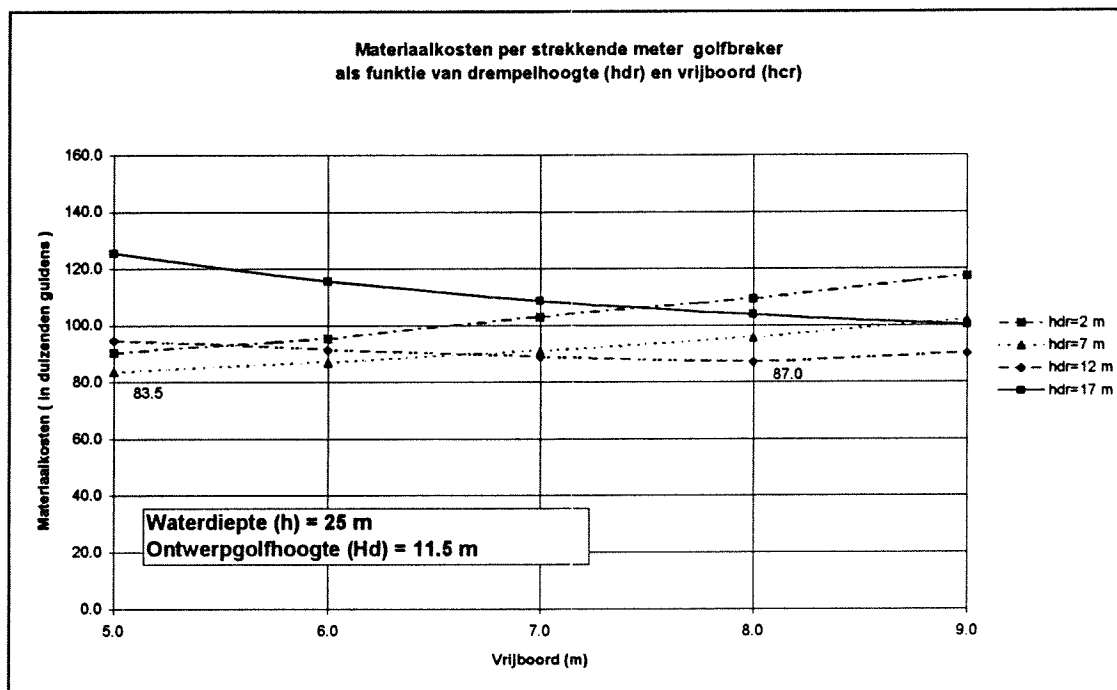
- waterdiepte $h = 25 \text{ m}$ (figuur 10.3)

In een waterdiepte $h = 25.0 \text{ m}$, leidt een drempelhoogte $h_{dr} = 17.0 \text{ m}$ tot een afstand van de caissonbodem tot MSL $h' = 8.0 \text{ m}$. Deze afstand is -zie ook tabel 10.1 en 10.2- te klein om veel weerstand tegen afschuiven te mobiliseren en leidt derhalve tot een duur ontwerp.

Bij het ontwerp van een caissongolfbreker ($h_{dr} = 2.0 \text{ m}$) in een waterdiepte $h = 25 \text{ m}$ is de korrelspanning onder het kantelpunt maatgevend. Voor deze drempelhoogte geldt dat met het vrijboord de korrelspanning toeneemt. Daarom verdient een klein vrijboord ($h_{cr} = 5.0 \text{ m} + \text{MSL}$) de voorkeur. De benodigde caissonbreedte voor dit ontwerp is $B_c = 30.1 \text{ m}$ en de materiaalkosten zijn $f 90.300,-$ per m' , zie tabel 10.3.

Drempelhoogtes van $h_{dr} = 7.0 \text{ m}$ en $h_{dr} = 12.0 \text{ m}$ leiden tot ontwerpen met de laagste materiaalkosten. Voor het ontwerp met $h_{dr} = 7.0 \text{ m}$ ($h' = 18.0 \text{ m}$) geeft een minimaal vrijboord de laagste materiaalkosten ($f 83.500,-$ per m'). Een groter vrijboord leidt tot een ander maatgevend bezwijkmechanisme, namelijk de korrelspanning onder het kantelpunt.

Een drempelhoogte $h_{dr} = 12.0 \text{ m}$ en een vrijboord $h_{cr} = 8.0 + \text{MSL}$ is duurder ($f 87.000,-$ per m'). Wederom leidt vergroten van het vrijboord tot een kleinere benodigde caissonbreedte, maar tot hogere materiaalkosten.



Figuur 10. 3 Materiaalkosten per strekkende meter golfbreker ($h = 25$ m)

Gemiddelde waterdiepte $h = 25.0$ m				
	h' (m)	B_c (m)	h_{cr} (m)	K_{maal} (f / m')
$h_{dr} = 2.0$ m	23.0	30.1	5.0 + MSL	f90.300,-
$h_{dr} = 7.0$ m	18.0	25.5	5.0 + MSL	f83.500,-
$h_{dr} = 12.0$ m	13.0	23.5	8.0 + MSL	f87.000,-
$h_{dr} = 17.0$ m	8.0	27.0	9.0 + MSL	f100.200,-

Tabel 10. 3 Karakteristieken van goedkoopste configuratie per drempelhoogte ($h = 25.0$ m)

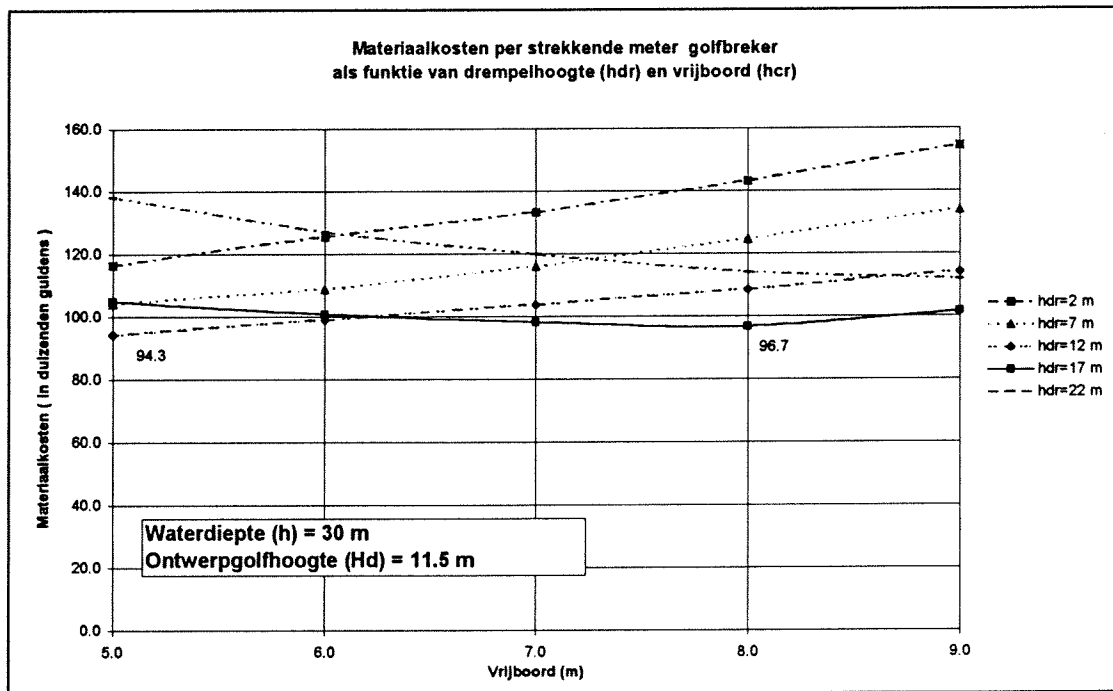
- Waterdiepte $h = 30$ m (figuur 10.4)

In deze waterdiepte zijn stabiliteitsberekeningen gemaakt met vijf verschillende drempelhoogtes. Voor relatief kleine drempelhoogtes ($h_{dr} = 2.0$ m en $h_{dr} = 7.0$ m) is de korrelspanning onder het kantelpunt maatgevend; deze drempelhoogtes leiden tot grote vereiste caissonbreedtes en relatief hoge materiaalkosten.

De configuratie met een drempelhoogte $h_{dr} = 22.0$ m ($h' = 8.0$ m) vereist een grote caissonbreedte om voldoende weerstand tegen afschuiven te realiseren.

Een configuratie met een drempelhoogte $h_{dr} = 17.0$ m ($h' = 13.0$ m) en een vrijboord $h_{cr} = 8.0$ m + MSL leidt tot een relatief lage raming van de materiaalkosten (f96.700,- per m').

Een drempelhoogte $h_{dr} = 12.0$ m ($h' = 18.0$ m) in combinatie met een vrijboord $h_{cr} = 5.0$ m + MSL, leidt voor deze waterdiepte tot de laagste materiaalkosten. Onder ontwerp-omstandigheden is afschuiven voor deze configuratie het meest kritieke bezwijkmechanisme. De minimaal toe te passen caissonbreedte wordt echter begrensd door het criterium van statische stabiliteit in de transportfase, zie bijlage B5.1.



Figuur 10. 4 Materiaalkosten per strekkende meter golfbreker ($h = 30$ m)

Gemiddelde waterdiepte $h = 30.0$ m				
	h' (m)	B_c (m)	h_{cr} (m)	K_{maal} (f / m')
$h_{dr} = 2.0$ m	28.0	36.9	5.0 + MSL	f116.400,-
$h_{dr} = 7.0$ m	23.0	30.0	5.0 + MSL	f104.100,-
$h_{dr} = 12.0$ m	18.0	24.9	5.0 + MSL	f94.300,-
$h_{dr} = 17.0$ m	13.0	22.8	8.0 + MSL	f96.700,-
$h_{dr} = 22.0$ m	8.0	27.0	9.0 + MSL	f111.600,-

Tabel 10. 4 Karakteristieken van goedkoopste configuratie per drempelhoogte ($h = 30.0$ m)

Voorlopige conclusies met betrekking tot meest geschikte configuraties:

1. In waterdieptes groter dan 20.0 m leidt een samengestelde golfbreker tot lagere materiaalkosten per strekkende meter dan een caissongolfbreker. Om de materiaalkosten te minimaliseren dient de drempelhoogte, in het samengestelde ontwerp, zo gekozen te worden dat de afstand van de caissonbodem tot de gemiddelde waterspiegel is: $h' = 18.0$ m.
2. Voor waterdiepte $h = 20$ m is het verschil in materiaalkosten tussen de caissongolfbreker en de samengestelde golfbreker ($h_{dr} = 2.0$ m en $h_{dr} = 7.0$ m) relatief gering, zie tabel 10.2.
Hieruit volgt dat voor deze waterdiepte de raming van de materiaalprijzen de grootste invloed heeft op de keuze van het type golfbreker. Dit wordt in de volgende paragraaf verder uitgewerkt.

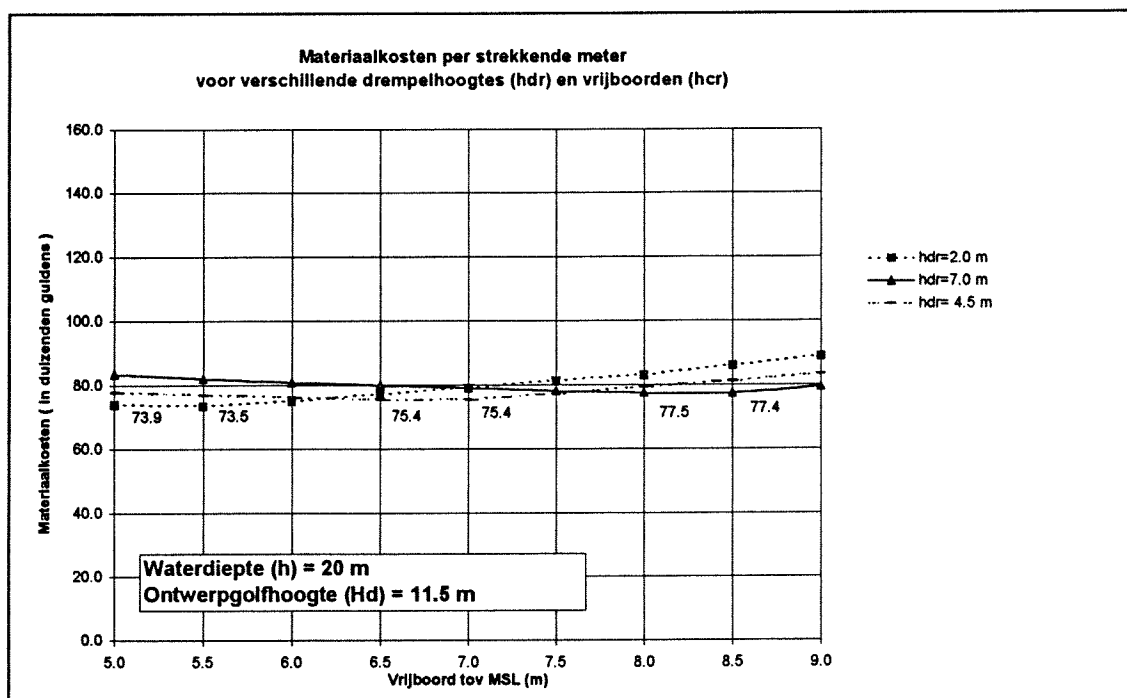
3. Afschuiven van het monoliet element is het maatgevende bezwijkmechanisme van de configuratie met de laagste materiaalkosten. Wanneer het vrijboord in kleinere stappen wordt gevarieerd kan de meest geschikte configuratie nauwkeuriger worden bepaald. Misschien leidt dit ertoe dat de korrelspanning onder het kantelpunt maatgevend wordt voor de meest geschikte configuratie. Dit wordt in de volgende paragraaf onderzocht.

10.4 Tweede raming van de materiaalkosten

Omdat in de vorige paragraaf is geconcludeerd dat in waterdiepte $h = 20$ m het verschil in materiaalkosten tussen de caissongolfbreker en de samengestelde golfbreker relatief gering, worden voor deze waterdiepte berekeningen gemaakt met kleinere stapgroottes voor drempelhoogte en vrijboord.

Daarnaast wordt voor deze waterdiepte de invloed van de eenheidsprijzen van constructie-beton en de afstand van de steengroeve tot de golfbrekerlokatie geanalyseerd.

In figuur 10.5 zijn de geraamde materiaalkosten in een waterdiepte $h = 20$ m uitgezet voor drie drempelhoogtes ($h_{dr} = 2.0$, $h_{dr} = 4.5$ m en $h_{dr} = 7.0$ m).



Figuur 10. 5 Materiaalkosten per strekkende meter golfbreker, met kleinere stappen in uitwerking van vrijboord

Met behulp van deze figuur zijn de volgende conclusies getrokken:

- **Conclusie met betrekking tot de meest geschikte afstand van de caissonbodem tot gemiddelde waterspiegel (h'):** Uit figuur 10.5 blijkt dat een ontwerp met een drempelhoogte $h_{dr} = 4.5$ m ($h' = 15.5$ m) leidt tot hogere materiaalkosten dan een ontwerp met $h_{dr} = 2.0$ m ($h' = 18.0$ m).

Hieruit volgt dat de meest geschikte afstand van de caissonbodem tot gemiddelde waterspiegel niet ligt tussen 18.0 m en 13.0 m, maar groter is dan 18.0 m. Gezien de enorme stijging in materiaalkosten in ontwerpen met $h' = 23.0$ m, zie tabel 10.4 en 10.5, wordt geconcludeerd dat een h' groter dan 18.0 m niet leidt tot lagere materiaalkosten.

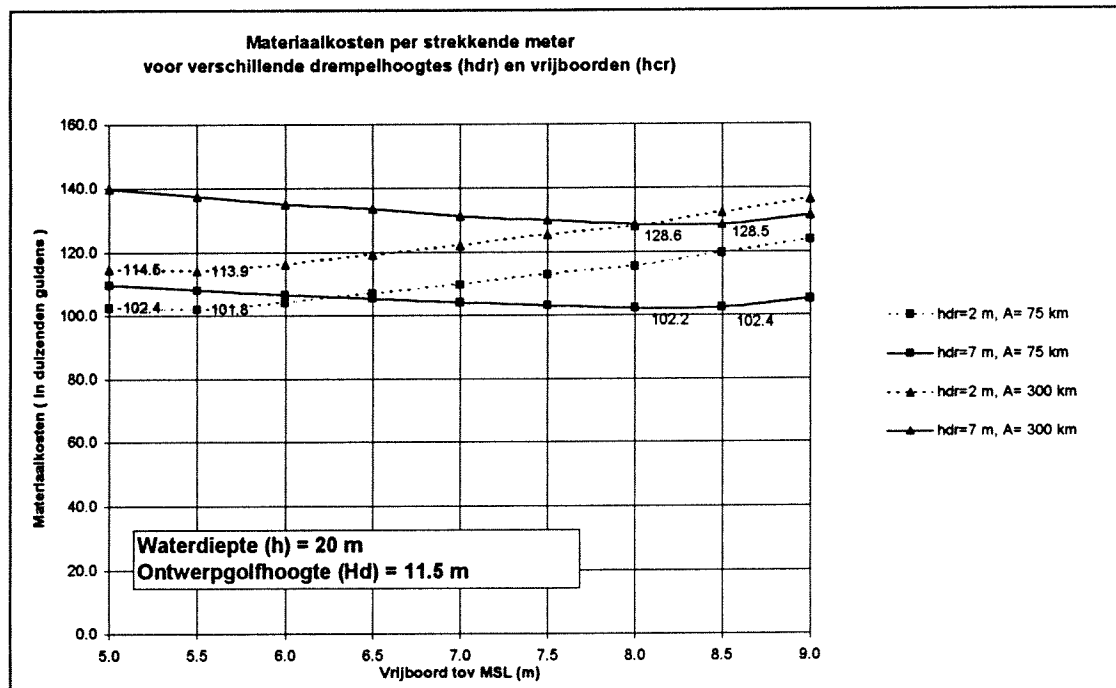
- **Conclusies met betrekking tot maatgevend bezwijkmechanisme:** Door figuur 10.5 en figuur 10.2 te vergelijken, volgt (voor $h_{dr} = 2.0$ m en $h_{dr} = 5.0$ m) dat de kleinere stapgrootte heeft geleid tot lagere materiaalkosten voor de meest geschikte configuraties. Deze configuraties hebben een vrijboord van $h_{cr} = 5.5$ m + MSL en $h_{cr} = 8.5$ m + MSL.

Bovendien is nu de korrelspanning onder het kantelpunt van het monoliet element maatgevend voor de toe te passen breedte. Hieruit volgt dat een combinatie van caissonbreedte en vrijboord, waarbij de bezwijkmechanismen 'afschuiven van de caisson' en 'overschrijden van de maximale korrelspanning onder het kantelpunt' samenvallen, in het algemeen leidt tot de meest geschikte configuratie.

- **Conclusies met betrekking transportkosten:** In figuur 10.6 zijn de geraamde materiaalkosten per strekkende meter golfbreker weergegeven in een waterdiepte $h = 20$ m. De materiaalkosten zijn berekend met transport van stortsteen over afstanden van 75 km en 300 km. De eenheidsprijs van beton is geraamd op f750,- per m^3 in plaats van f500,- per m^3 .

Uit de figuur volgt dat voor een afstand van de steengroeve tot de golfbrekerlocatie van 75 km, de geraamde materiaalkosten per strekkende meter golfbreker voor de caisson en de samengestelde golfbreker vrijwel gelijk zijn.

Voor een afstand van de steengroeve tot de golfbrekerlocatie van 300 km, is de samengestelde golfbreker aanmerkelijk duurder dan de caissongolfbreker. Voor deze afstand is de caissongolfbreker dus ook in waterdieptes $h > 20$ m de goedkoopste oplossing.



**Figuur 10. 6 Materiaalkosten met verschillende afstanden
groeve- golfbrekerlokatie (Betonprijs f750,- per m³)**

10.5 Conclusies

Onderstaande conclusies gelden voor een ontwerpgolfhoogte en ontwerp-waterstand van respectievelijk $H_d = 11.5$ m en $h_d = 3.13$ m + MSL en eenheidsprijzen van benodigd materiaal, zoals gedefinieerd in hoofdstuk 7. De transportkosten voor stortsteen zijn geraamd voor een afstand van de groeve tot de golfbrekerlokatie van 75 km. Deze kosten komen overeen met transport over water over een afstand van 375 km.

- In waterdieptes groter dan 20.0 m leidt een samengestelde golfbreker tot lagere materiaalkosten per strekkende meter golfbreker dan een caissongolfbreker. Om de materiaalkosten te minimaliseren dient de drempelhoogte, in het samengestelde ontwerp, zo gekozen te worden dat de afstand van de caissonbodem tot de gemiddelde waterspiegel is: $h' = 18.0$ m.
- Een combinatie van caissonbreedte en vrijboord, waarbij de bezwijkmechanismen 'afschuiven van de caisson' en 'overschrijden van de maximale korrelspanning onder het kantelpunt' samenvallen, leidt in het algemeen tot de combinatie van drempelhoogte, vrijboord en caissonbreedte met de laagste materiaalkosten.

Kantttekeningen bij de conclusie

- De meest geschikte afstand van de caissonbodem tot de gemiddelde waterstand wordt sterk beïnvloed door de gehanteerde eenheidsprijs van constructie-beton en de kosten voor het transport van stortsteen. Deze invloed is het grootst in waterdieptes van circa 20 m.

Wanneer de betonkosten hoger worden ingeschat, zal de meest geschikte afstand (h') afnemen, en is de samengestelde golfbreker ook in kleinere waterdieptes goedkoper dan de caissongolfbreker. Voor hogere kosten voor stortsteen verdient ook in waterdieptes groter dan 20 m een caissongolfbreker de voorkeur.

- Bovenstaande conclusies zijn enkel gebaseerd op basis van materiaalkosten. Materieelkosten, zoals kosten voor sleepbootinzet zijn hierin niet meegenomen. Voor de hoge monoliet elementen van een caissongolfbreker, is de stabiliteit tijdens transport, positioneren en afzinken relatief klein. Dit betekent dat een grotere sleepbootinzet is vereist, dan wel dat de uitvoeringsfase langer moet worden ingeschat.

Gezien het geringe aandeel van de sleepbootkosten op de totale constructiekosten (circa 3%, zie paragraaf 8.2) wordt gesteld dat hier in de eerste fases van het ontwerp geen rekening mee hoeft te worden gehouden.

- Bij de stabiliteitsberekeningen is uitgegaan van een wrijvingsfactor tussen de caissonbodem en de stortstenen drempel: $\mu = 0.6$. In paragraaf 4.4.3 is gesteld dat deze wrijvingsfactor kan worden vergroot door ribbels in de caissonbodem aan te brengen.

Een hogere wrijvingsfactor maakt dat een kleinere caissonbreedte kan worden toegepast. Hieruit volgt dat in waterdieptes $h < 20$ m een samengestelde golfbreker goedkoper kan zijn dan een caissongolfbreker.

- De maximale korrelspanning onder de hiel van de caisson is in deze studie gesteld op 600 kN/m^2 . In recente ontwerp-berekeningen wordt ook wel van een maximale korrelspanning van 700 kN/m^2 uitgegaan. Dit leidt ertoe dat de korrelspanning onder de caisson minder snel maatgevend is, waardoor ook in waterdieptes groter dan 20 m een caissongolfbreker financieel aantrekkelijker kan zijn dan een samengestelde golfbreker.

11. Conclusies en Aanbevelingen

11.1 Conclusies

In deze studie is de algemeen aanvaarde opvatting getoetst dat in relatief kleine waterdieptes (kleiner dan 10 à 15 m) de bouw van een caisson golfbreker duurder is dan de bouw van een stortstenen golfbreker.

Hierbij is gebruik gemaakt van een fictieve golfbrekerlay-out (zie paragraaf 1.5), die bestaat uit twee tracés met een gezamenlijke lengte van 4000 m; de waterdiepte verloopt van 0-15 m. 1400 m van deze lay-out ligt in waterdieptes kleiner dan 7m. In alle ontwikkelde ontwerpen is dit gedeelte uitgevoerd als een conventionele stortstenen golfbreker, om te voorkomen dat de golven frequent tegen de monoliet elementen breken. De verschillen in constructiekosten tussen de ontwikkelde alternatieven ontstaan dus volledig in de secties in waterdieptes van 7-15 m (lengte 2600 m).

De gehanteerde eenheidsprijzen voor het materiaal zijn indicatief voor het prijsniveau op de Nederlandse markt. Bij het ramen van de transportkosten van de stortsteen is uitgegaan van landtransport over 75 km, dan wel transport over water over 375 km. De eenheidsprijs voor constructie-beton is gesteld op f500,- per m³

Conclusies met betrekking tot de fictieve golfbreker lay-out

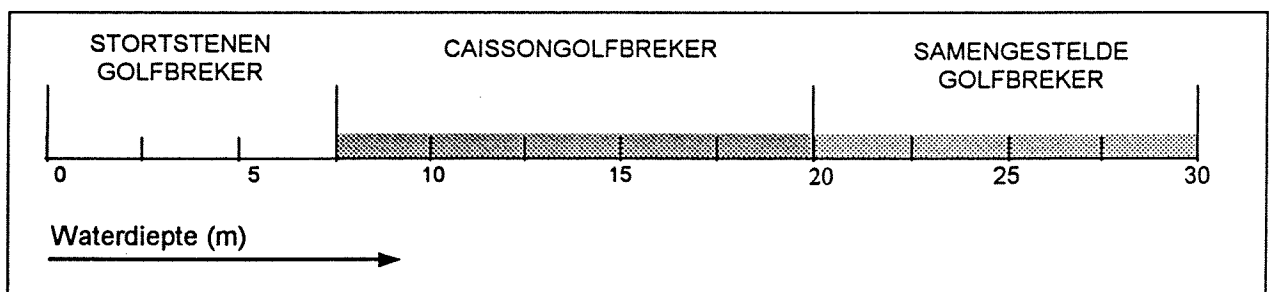
- De constructiekosten van de conventionele stortstenen golfbreker zijn ruim twee keer groter dan de constructiekosten van de caissongolfbreker en de samengestelde golfbreker (respectievelijk f558 miljoen, f203 miljoen en f215 miljoen). Ook de totale projectkosten voor de geplande levensduur van de conventionele stortstenen golfbreker zijn aanmerkelijk groter dan van beide andere ontwerpen.
- Een ongunstige vorm van de fragmentatie curve kan de constructiekosten voor de conventionele stortstenen golfbreker verdubbelen, terwijl dit nauwelijks invloed heeft op de constructiekosten van de monoliet golfbrekers.
- Wanneer de eenheidsprijs voor constructie-beton wordt geraamd op f1000,- per m³ dan worden de constructiekosten van de caissongolfbreker f300 miljoen. Dit is nog steeds aanmerkelijk minder dan de constructiekosten van de conventionele stortstenen golfbreker.
- Omdat de opbouw van de constructiekosten van de samengestelde golfbreker en de caissongolfbreker relatief weinig verschillen, heeft de gehanteerde kostprijs voor constructie-beton en de afstand van tot de steengroeve slechts een geringe invloed op de keuze tussen de twee typen monoliet golfbreker:
Een samengestelde golfbreker leidt slechts tot lagere constructiekosten
 1. wanneer de afstand van de steengroeve tot de golfbrekerlocatie kleiner is dan 175 km en transport over water mogelijk is, of
 2. wanneer de raming van de eenheidsprijs voor constructie-beton groter is dan circa f1000,- per m³.
- Omdat de kosten voor de sleepboot-inzet slechts een gering deel van de totale constructiekosten van monoliet golfbrekers bedragen (circa 3%) spelen deze geen doorslaggevende rol bij de keuze van het type monoliet golfbreker.

Onafhankelijk van de fictieve golfbrekerlay-out is onderzocht of in waterdieptes groter dan 15 m een samengestelde golfbreker lagere constructiekosten heeft dan een caissongolfbreker. Hierbij zijn dezelfde eenheidsprijzen voor materiaal en transportkosten van stortsteen gehanteerd.

Conclusies voor monoliet golfbrekers in grotere waterdieptes

- Vanaf waterdieptes groter dan circa 20 m heeft een samengestelde golfbreker lagere materiaalkosten dan een caissongolfbreker.
- In waterdieptes groter dan 20 m dient de drempelhoogte van de samengestelde golfbreker zo geconstrueerd te worden, dat de afstand van de bodem van het monoliet element tot de gemiddelde waterspiegel circa 18.0 m is. Ontwerpen, die hieraan voldoen hebben de laagste materiaalkosten per strekkende meter golfbreker, omdat dan de bezwijkmechanismen van afschuiven en overschrijden van de korrelspanning onder het kantelpunt samenvallen. Deze conclusie is geverifieerd tot in waterdieptes van 30 m.

Samenvoegen van bovenstaande conclusies leidt tot de in figuur 11.1 weergegeven schematisatie voor het meest geschikte type golfbreker per waterdiepte.



Figuur 11. 1 Meest geschikte type golfbreker per waterdiepte

Bovenstaand schematisering is niet meer dan een indicatieve leidraad in de allereerste ontwerp-fase. Voordat een definitieve keuze voor een type golfbreker wordt gemaakt, moeten de lokale omstandigheden goed geanalyseerd worden.

11.2 Aanbevelingen

De conclusies uit de vorige paragraaf zullen er niet direct toe leiden, dat alle in waterdieptes groter dan 7.0 m te bouwen golfbrekers uit monoliet elementen worden geconstrueerd. De reden hiervoor is dat niet alle bezwijkmechanismen van monoliet golfbrekers voldoende worden doorgrond. De belangrijkste aspecten van de bezwijkmechanismen, die meer inzicht behoeven zijn:

- het verband tussen golfkarakteristieken en golfbelasting; met name belasting als gevolg van brekende golven
- de interactie tussen de golfbelastingen, de constructie en de fundering
- bezwijkgedrag van de stenen in de berm, toplaag en de teen van de drempel
- ontgroning van de zeebodem voor de constructie

In het kader van het MAST-onderzoek werken verschillende Europese instituten samen om het inzicht in deze aspecten te verbeteren. De conclusies uit deze studie, met betrekking tot het toepassingsgebied voor monoliet golfbrekers, onderstrepen de betekenis van dit MAST-onderzoek.

Literatuurlijst

1. d'Angremond, K., J.K. Vrijling, M. Hauer, W. op den Velde, *Comparison of Construction costs-conventional rubblemound breakwaters versus berm breakwaters*. Third Seminar on Portlands and Waterways, Goa-India, 1995
2. Burchart, H.F., 'The design of breakwaters' In: Abbott, M.B., en W.A. Price (eds), *coastal, estuarial and harbour engineering's reference book*, Spon, London, 1994
3. CERC, Coastal Engineering Research Center, *Shore Protection Manual*, USGPO, Washington, 1984
4. CUR/CIRIA, Civieltechnisch Centrum Uitvoering en Regelgeving/ Construction Industry Research and Information Association, *Manual on the Use of Rock in Coastal and shoreline Engineering*, Ciria Special Publication 83/ CUR rapport 154, Balkema, Rotterdam, 1991
5. Franco, L. 'Design and reliability of coastal structures' In: *Proceedings of the short course on design and reliability of coastal structures*. Venice, 23rd International Conference on Coastal Structures., Tecnoprint, Bologna, 1992.
6. Goda Y., *Random seas and design of maritime structures.*, University of Tokio press, Tokyo, 1985.
7. Goda, Y., 'The Design of Upright Breakwaters', In: *Proceedings of the Short Course on Design and Reliability of Coastal Structures*, Venice, 23rd International Conference on Coastal Structures., Tecnoprint, Bologna, 1992.
8. Huis in 't Veld J.C., J. Stuij, A.W. Walter en J.M. Westen, *The closure of tidal basins*, Delft, Delft University Press, 1987
9. Madrigal G. en J.M. Valdés, *Study of rubble mound foundation stability*, Madrid, MAST II, 1995
10. PAO-cursus Golfbrekers & Zeeweringen, februari 1997, docent: J. Linnekamp (Sintech)
11. ROM 0.2-90, Ministerio de Obras Publicas y Transportes, Direccion General de Puertos y Costas (1990), Maritime works recommendation, *Actions in the design of maritime and Harbor Works*, Madrid, April 1990
12. Velde, W. op den, *Comparative breakwater design*, Delft, Faculteit der Civiele Techniek, 1993
13. Wiegel, R.L. *A Presentation of Cnoidal Wave Theory for Practical Application*, Journal of Fluid Mechanics, Vol. 7, Pt.2, 1960, pp.27-44

Literatuurlijst

1. d'Angremond, K., J.K. Vrijling, M. Hauer, W. op den Velde, *Comparison of Construction costs-conventional rubblemound breakwaters versus berm breakwaters*. Third Seminar on Portlands and Waterways, Goa-India, 1995
2. Burchart, H.F., 'The design of breakwaters' In: Abbott, M.B., en W.A. Price (eds), *coastal, estuarial and harbour engineering's reference book*, Spon, London, 1994
3. CERC, Coastal Engineering Research Center, *Shore Protection Manual*, USGPO, Washington, 1984
4. CUR/CIRIA, Civieltechnisch Centrum Uitvoering en Regelgeving/ Construction Industry Research and Information Association, *Manual on the Use of Rock in Coastal and shoreline Engineering*, Ciria Special Publication 83/ CUR rapport 154, Balkema, Rotterdam, 1991
5. Franco, L. 'Design and reliability of coastal structures' In: *Proceedings of the short course on design and reliability of coastal structures*. Venice, 23rd International Conference on Coastal Structures., Tecnoprint, Bologna, 1992.
6. Goda Y., *Random seas and design of maritime structures.*, University of Tokio press, Tokyo, 1985.
7. Goda, Y., 'The Design of Upright Breakwaters', In: *Proceedings of the Short Course on Design and Reliability of Coastal Structures*, Venice, 23rd International Conference on Coastal Structures., Tecnoprint, Bologna, 1992.
8. Huis in 't Veld J.C., J. Stuij, A.W. Walter en J.M. Westen, *The closure of tidal basins*, Delft, Delft University Press, 1987
9. Madrigal G. en J.M. Valdés, *Study of rubble mound foundation stability*, Madrid, MAST II, 1995
10. PAO-cursus Golfbrekers & Zeeweringen, februari 1997, docent: J. Linnekamp (Sintech)
11. ROM 0.2-90, Ministerio de Obras Publicas y Transportes, Direccion General de Puertos y Costas (1990), Maritime works recommendation, *Actions in the design of maritime and Harbor Works*, Madrid, April 1990
12. Velde, W. op den, *Comparative breakwater design*, Delft, Faculteit der Civiele Techniek, 1993
13. Wiegel, R.L. *A Presentation of Cnoidal Wave Theory for Practical Application*, Journal of Fluid Mechanics, Vol. 7, Pt.2, 1960, pp.27-44

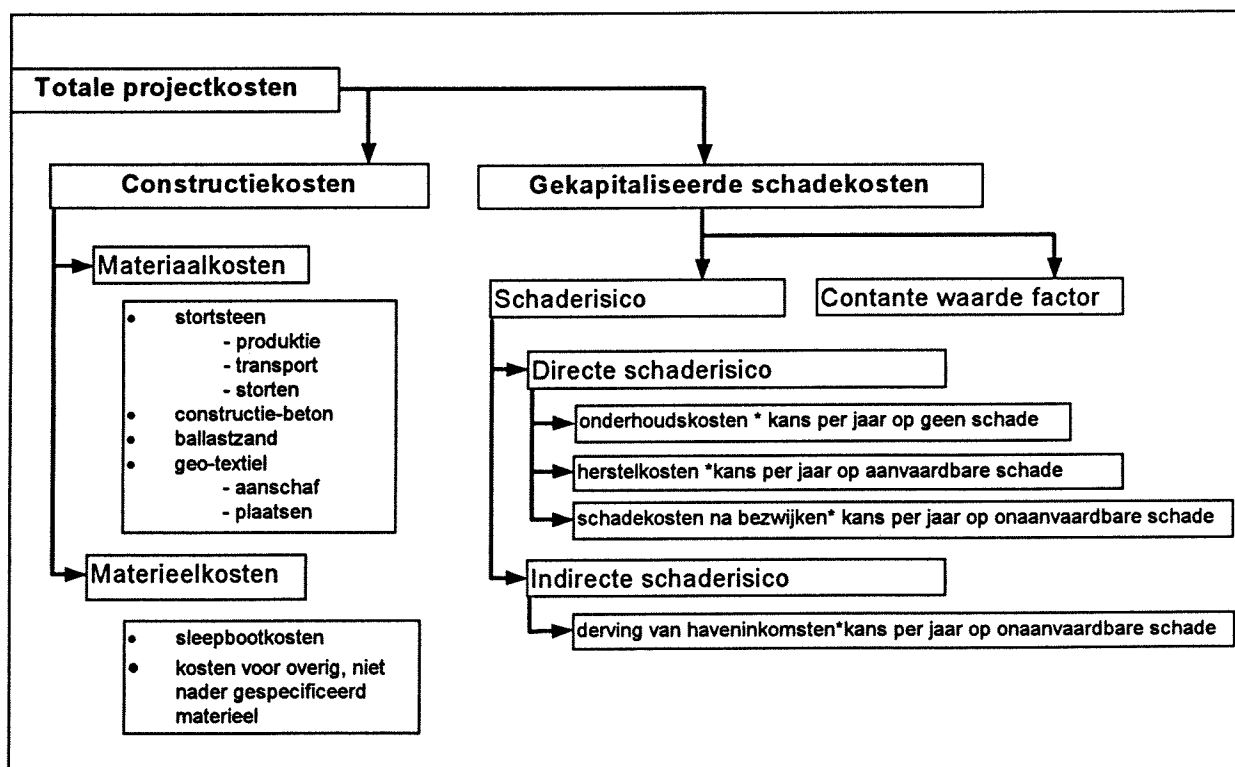
Beschouwing van constructiekosten van monoliet golfbrekers

Afstudeerverslag

April 1997

N.N.E. Schols

BIJLAGEN



afstudeerverslag

Beschouwing van constructiekosten van monoliet golfbrekers

Bijlagen

door:

N.N.E. Schols

afstudeercommissie:

Prof. ir K. d'Angremond
ir W.H. Tutuarima
ir T. van der Meulen
ir P. Visser

INHOUDSOPGAVE

Bijlagen bij Hoofdstuk 2:

- 2.1. Shoaling factoren voor interim gebied
- 2.2. Overschrijdingskansen van extreme golfhoogte

Bijlagen bij Hoofdstuk 4:

- 4.1. Schema om gevaar van brekende golven in te schatten
- 4.2. Formule van Goda
- 4.3. Golfbelastingen op monoliet element onder golfdal

Bijlagen bij Hoofdstuk 5:

- 5.1. Statische stabiliteit
- 5.2. Inventarisatie van duur van plaatsingsoperatie

Bijlagen bij Hoofdstuk 6:

- 6.1 Schematische beschouwing van golfbelasting
- 6.2 Benodigde hoeveelheden materiaal
- 6.3 Steenstabiliteit in de brekerzone
- 6.4 Indeling van de fragmentatiecurves
- 6.5 Benodigde hoeveelheid stortsteen

Bijlagen bij Hoofdstuk 8:

- 8.1 Geïntegreerde bezwijkkans
- 8.2 Eerste raming van de project- en constructiekosten
- 8.3 Breedte en materiaalvolumes voor sectie III
- 8.4 Benodigde hoeveelheden stortsteen
- 8.5 Benodigde stortsteen produktie
- 8.6 Tweede raming van de projectkosten

Bijlagen bij Hoofdstuk 10:

- 10.1 Overzicht van materiaalkosten voor verschillende configuraties
-

Bijlagen bij hoofdstuk 2

Golfparameters op de golfbrekerlokatie

2.1. Shoaling factoren voor interim gebied

Onderstaande tabel dient als hulpmiddel bij het berekenen van golfhoogtes in het interimgebied tussen diep- en ondiepwater (Wiegel, 1960).

h/L_0	h/L	kh	$\tanh kh$	$\sinh kh$	$\cosh kh$	K_s	n
0	0	0	0	0	1	∞	1
.005	.02836	.1782	.1764	.1791	1.0159	1.692	.9896
.010	.04032	.2533	.2480	.2560	1.0322	1.435	.9792
.015	.04964	.3119	.3022	.3170	1.0490	1.307	.9690
.020	.05763	.3621	.3470	.3701	1.0663	1.226	.9588
.025	.06478	.4070	.3860	.4184	1.0840	1.168	.9488
.030	.07135	.4483	.4205	.4634	1.1021	1.125	.9388
.035	.07748	.4868	.4517	.5064	1.1209	1.092	.9289
.040	.08329	.5233	.4802	.5475	1.1401	1.064	.9192
.045	.08883	.5581	.5066	.5876	1.1599	1.042	.9095
.050	.09416	.5916	.5310	.6267	1.1802	1.023	.8999
.055	.09930	.6239	.5538	.6652	1.2011	1.007	.8905
.060	.1043	.6553	.5753	.7033	1.2225	.9932	.8811
.065	.1092	.6860	.5954	.7411	1.2447	.9815	.8719
.070	.1139	.7157	.6144	.7783	1.2672	.9713	.8627
.075	.1186	.7453	.6324	.8162	1.2908	.9624	.8537
.080	.1232	.7741	.6493	.8538	1.3149	.9548	.8448
.085	.1277	.8026	.6655	.8915	1.3397	.9481	.8360
.090	.1322	.8306	.6808	.9295	1.3653	.9422	.8273
.095	.1366	.8583	.6953	.9677	1.3917	.9371	.8187
.100	.1410	.8858	.7093	1.006	1.4187	.9327	.8103
.110	.1496	.9400	.7352	1.085	1.4752	.9257	.7937
.120	.1581	.9936	.7589	1.165	1.5356	.9204	.7776
.130	.1665	1.046	.7804	1.248	1.5990	.9169	.7621
.140	.1749	1.099	.8002	1.334	1.667	.9146	.7471
.150	.1833	1.152	.8183	1.424	1.740	.9133	.7325
.160	.1917	1.204	.8349	1.517	1.817	.9130	.7184
.170	.2000	1.257	.8501	1.614	1.899	.9134	.7050
.180	.2083	1.309	.8640	1.716	1.986	.9145	.6920
.190	.2167	1.362	.8767	1.823	2.079	.9161	.6796
.200	.2251	1.414	.8884	1.935	2.178	.9181	.6677
.210	.2336	1.468	.8991	2.055	2.285	.9205	.6563
.220	.2421	1.521	.9088	2.178	2.397	.9231	.6456
.230	.2506	1.575	.9178	2.311	2.518	.9261	.6353
.240	.2592	1.629	.9259	2.450	2.647	.9291	.6256
.250	.2679	1.683	.9332	2.599	2.784	.9323	.6164
.260	.2766	1.738	.9400	2.755	2.931	.9356	.6076
.270	.2854	1.793	.9461	2.921	3.088	.9390	.5994
.280	.2942	1.849	.9516	3.097	3.254	.9423	.5917
.290	.3031	1.905	.9567	3.284	3.433	.9456	.5845
.300	.3121	1.961	.9611	3.483	3.624	.9490	.5777
.320	.3302	2.075	.9690	3.910	4.045	.9553	.5655
.340	.3468	2.190	.9753	4.413	4.525	.9613	.5548
.360	.3672	2.307	.9804	4.974	5.072	.9667	.5457
.380	.3860	2.425	.9845	5.609	5.697	.9717	.5380
.400	.4050	2.544	.9877	6.329	6.407	.9761	.5314
.420	.4241	2.665	.9904	7.146	7.215	.9798	.5258
.440	.4434	2.786	.9924	8.075	8.136	.9832	.5212
.460	.4628	2.908	.9941	9.132	9.186	.9860	.5173
.480	.4822	3.030	.9953	10.32	10.37	.9885	.5142
.500	.5018	3.153	.9964	11.68	11.72	.9905	.5115

2.2. Overschrijdingskansen van extreme golfhoogte

Met behulp van de formules 2.14 t/m 2.19 uit het hoofdrapport, kan de kans op overschrijden van een extreme golfhoogte worden bepaald.

In onderstaande tabel is dit uitgewerkt voor een golfhoogte van $H_d = 8.21$ m

$T_r = 25$ jaar		$H_d = 1.8 \cdot 4.56 = 8.21$ m					
H_s (m)	$F(H_s)$	H_s (m)	$P_d(H_s)$	$N(-)$	$P(H > H_d)$	E_1	E_2
0.50	4.61E+02	0.75	3.16E+02	4605	9.29E-105	0.00E+00	0.00E+00
1.00	1.46E+02	1.25	9.97E+01	3465	3.54E-38	0.00E+00	0.00E+00
1.50	4.61E+01	1.75	3.15E+01	2907	7.80E-20	0.00E+00	0.00E+00
2.00	1.46E+01	2.25	9.96E+00	2555	2.76E-12	7.05E-09	7.02E-08
2.50	4.60E+00	2.75	3.15E+00	2308	1.83E-08	4.22E-05	1.33E-04
3.00	1.45E+00	3.25	9.94E-01	2121	2.88E-06	6.10E-03	6.06E-03
3.50	4.59E-01	3.75	3.14E-01	1974	6.90E-05	1.27E-01	4.00E-02
4.00	1.45E-01	4.25	9.92E-02	1853	5.76E-04	6.56E-01	6.51E-02
4.50	4.58E-02	4.75	3.14E-02	1752	2.55E-03	9.89E-01	3.10E-02
5.00	1.45E-02	5.25	9.91E-03	1667	7.53E-03	1.00E+00	9.91E-03
5.50	4.58E-03	5.75	3.13E-03	1592	1.70E-02	1.00E+00	3.13E-03
6.00	1.45E-03	6.25	9.89E-04	1527	3.18E-02	1.00E+00	9.89E-04
6.50	4.57E-04	6.75	3.13E-04	1469	5.20E-02	1.00E+00	3.13E-04
7.00	1.44E-04					$E_3 =$	1.57E-01

Tabel B2. 1 Kans per jaar op overschrijden van $H_d = 8.21$ m

- H_s (m) = significante golfhoogte
- $F(H_s)$ = overschrijdingsfrequentie van zeetoestand met significante golfhoogte H_s
- $P_d(H_s)$ = gediscretiseerde kans op voorkomen van storm met significante golfhoogte H_s
- $N(-)$ = aantal golven per storm
- $P(H > H_d)$ = kans dat ontwerp golfhoogte wordt overschreden
- $E_1(-)$ = kans dat H_d tijdens ontwerpstorm wordt overschreden
- $E_2(-)$ = kans per jaar dat H_d tijdens ontwerpstorm wordt overschreden
- $E_3(-)$ = kans per jaar dat H_d wordt overschreden

Bijlage 2: Golfparameters op de golfbrekerlokatie

T _r = 50 jaar		H _d =1.8*4.86=8.75m					
H _s (m)	F(H _s)	H _s (m)	P _d (H _s)	N (-)	P(H>H _d)	E ₁	E ₂
0.50	4.61E+02	0.75	3.16E+02	4605	6.75E-119	0.00E+00	0.00E+00
1.00	1.46E+02	1.25	9.97E+01	3465	2.87E-43	0.00E+00	0.00E+00
1.50	4.61E+01	1.75	3.15E+01	2907	1.97E-22	0.00E+00	0.00E+00
2.00	1.46E+01	2.25	9.96E+00	2555	7.41E-14	1.90E-10	1.89E-09
2.50	4.60E+00	2.75	3.15E+00	2308	1.62E-09	3.75E-06	1.18E-05
3.00	1.45E+00	3.25	9.94E-01	2121	5.09E-07	1.08E-03	1.07E-03
3.50	4.59E-01	3.75	3.14E-01	1974	1.88E-05	3.63E-02	1.14E-02
4.00	1.45E-01	4.25	9.92E-02	1853	2.09E-04	3.21E-01	3.19E-02
4.50	4.58E-02	4.75	3.14E-02	1752	1.13E-03	8.63E-01	2.71E-02
5.00	1.45E-02	5.25	9.91E-03	1667	3.88E-03	9.98E-01	9.89E-03
5.50	4.58E-03	5.75	3.13E-03	1592	9.76E-03	1.00E+00	3.13E-03
6.00	1.45E-03	6.25	9.89E-04	1527	1.99E-02	1.00E+00	9.89E-04
6.50	4.57E-04	6.75	3.13E-04	1469	3.48E-02	1.00E+00	3.13E-04
7.00	1.44E-04					E ₃ =	8.57E-02

Tabel B2. 2 Kans per jaar op overschrijden van H_d = 8.75 m

T _r = 100 jaar		H _d =1.8*5.16=9.226m					
H _s (m)	F(H _s)	H _s (m)	P _d (H _s)	N(-)	P(H>H _d)	E ₁	E ₂
0.50	4.61E+02	0.75	3.16E+02	4605	6.17E-134	0.00E+00	0.00E+00
1.00	1.46E+02	1.25	9.97E+01	3465	1.11E-48	0.00E+00	0.00E+00
1.50	4.61E+01	1.75	3.15E+01	2907	3.41E-25	0.00E+00	0.00E+00
2.00	1.46E+01	2.25	9.96E+00	2555	1.58E-15	3.97E-12	3.95E-11
2.50	4.60E+00	2.75	3.15E+00	2308	1.24E-10	2.85E-07	8.97E-07
3.00	1.45E+00	3.25	9.94E-01	2121	8.05E-08	1.71E-04	1.70E-04
3.50	4.59E-01	3.75	3.14E-01	1974	4.69E-06	9.22E-03	2.90E-03
4.00	1.45E-01	4.25	9.92E-02	1853	7.11E-05	1.23E-01	1.22E-02
4.50	4.58E-02	4.75	3.14E-02	1752	4.78E-04	5.67E-01	1.78E-02
5.00	1.45E-02	5.25	9.91E-03	1667	1.91E-03	9.59E-01	9.50E-03
5.50	4.58E-03	5.75	3.13E-03	1592	5.42E-03	1.00E+00	3.13E-03
6.00	1.45E-03	6.25	9.89E-04	1527	1.21E-02	1.00E+00	9.89E-04
6.50	4.57E-04	6.75	3.13E-04	1469	2.27E-02	1.00E+00	3.13E-04
7.00	1.44E-04					E ₃ =	4.70E-02

Tabel B2. 3 Kans per jaar op overschrijden van H_d = 9.29 m

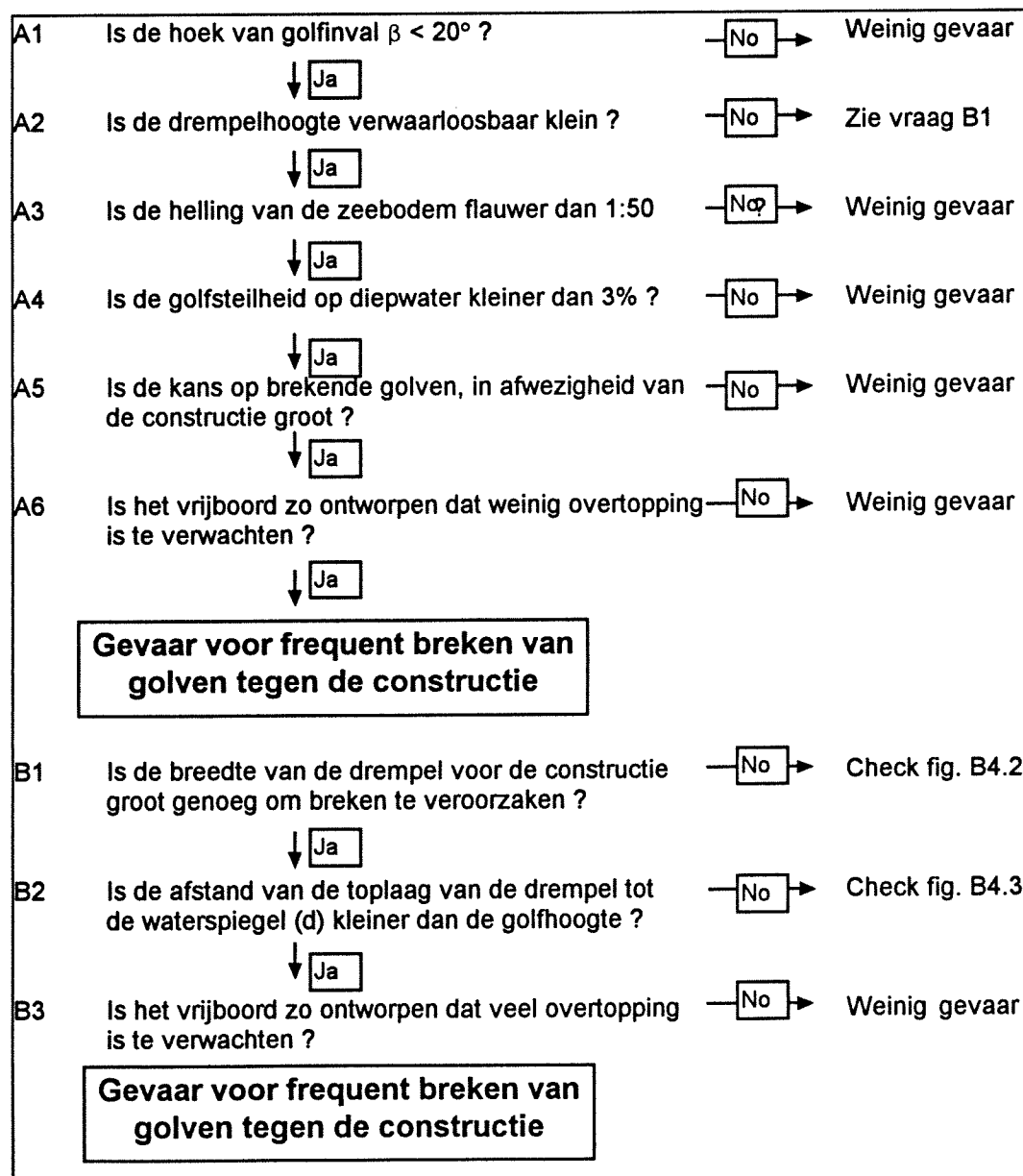
Bijlagen bij hoofdstuk 4

Stabiliteit van monoliet golfbrekers

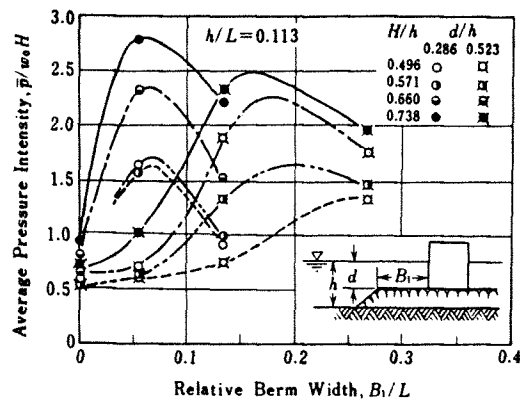
4.1. Schema om gevaar van brekende golven in te schatten

Brekende golven veroorzaken lokale impulsspanningen in het beton van de verticale wand van de constructie. Dit kan leiden tot scheurvorming, met eventuele corrosie van de wapening tot gevolg. Frequent breken van de golven kan op deze manier leiden tot het bezwijken van de constructie.

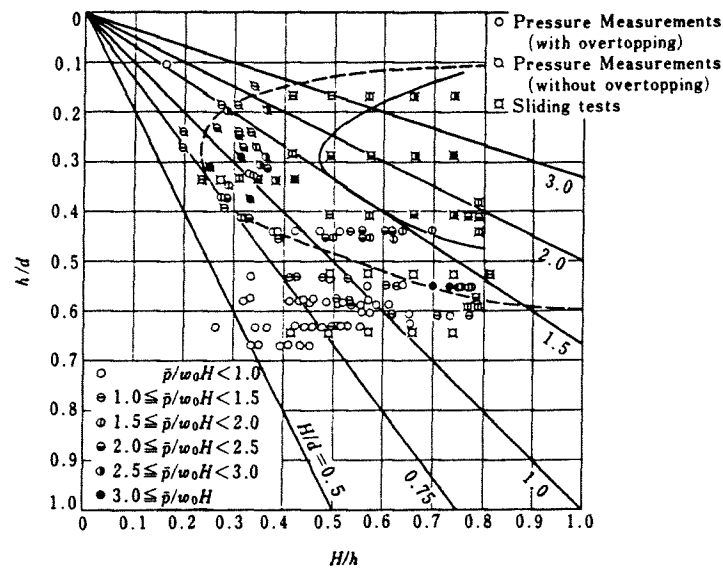
Goda (1984) heeft onderstaand vragenschema opgesteld om het gevaar van brekende golven in te schatten.



Figuur B4. 1 Schema om het gevaar voor frequent breken van golven tegen de constructie te beoordelen



Figuur B4. 2 Invloed van de relatieve bermbreedte op de grootte van impulsspanning als gevolg van brekende golven

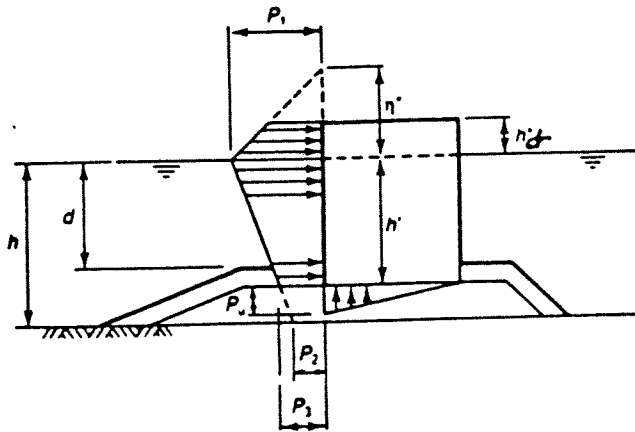


Figuur B4. 3 Invloed van relatieve drempelhoogte (h/d) op de grootte van impulsspanning als gevolg van brekende golven

4.2. Formule van Goda

• Golfbelasting

Goda (1984) heeft de volgende formules afgeleid voor de stabiliteit van caisson constructies.



Figuur B4. 4 Schematisatie van golfbelasting

$$\eta^* = 0.75 \cdot (1 + \cos\beta) \cdot H_d$$

$$p_1 = \frac{1}{2} \cdot (1 + \cos\beta) (\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2\beta) \cdot \rho_w \cdot H_d$$

$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh(2\pi h / L_0)}$$

$$p_3 = \alpha_3 \cdot p_1$$

$$p_4 = p_1 (1 - h_c / h') \quad , \text{voor: } \eta^* > h_{cr}$$

$$p_4 = 0, \text{voor: } \eta^* \leq h_{cr}$$

$$p_u = \frac{1}{2} \cdot (1 + \cos\beta) \alpha_1 \alpha_3 \rho_w H_d$$

$$\text{met: } \alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{4\pi h / L_0}{\sinh(4\pi h / L_0)} \right)^2$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \cdot \left(\frac{H_d}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_d} \right\}$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h / L_0)} \right]$$

$$P = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_3) h' + \frac{1}{2} (p_1 + p_4) h_{cr}^*$$

$$M_p = \frac{1}{6} \cdot (2p_1 + p_3) h'^2 + \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_4) h' h_{cr}^* + \frac{1}{6} \cdot (p_1 + 2p_4) h_{cr}^{*2}$$

met: $h_{cr}^* = \min(\eta^*, h_{cr})$

$$U = \frac{1}{2} p_u B_c$$

$$M_u = \frac{2}{3} U B_c$$

U	= opwaartse kracht per strekkende meter als gevolg van golfbelasting (kN/m)
M _u	= moment per strekkende meter veroorzaakt door opwaartse kracht als gevolg van golfbelasting (kNm/m)
β	= hoek van golfval (°)
H _d	= ontwerp golfhoogte (m)
ρ _w	= dichtheid zeewater (kg/ m ³)
L ₀	= diepwater golflengte (m)
h	= lokale waterdiepte (m)
h _{cr}	= vrijboord (m)
h'	= afstand bodem caisson tot MSL (m)
d	= afstand toplaag tot MSL (m)
h _b	= waterdiepte op een afstand van 5 maal golflengte zeewaarts van de golfbreker (m)
H _d	= ontwerp golfhoogte (m)
B _c	= caissonbreedte (m)

In verband met variatie van de hoek van golfval, wordt door Goda bij de berekening een verdraaiing van 15° in ongunstige richting aangeraden. Deze verdraaiing wordt in deze studie aangehouden.

• Veiligheidscriteria

Goda (1985) geeft de volgende criteria tegen kantelen en afschuiven:

$$S.F._{afschuiven} = \frac{\mu(W - U)}{p} \geq 1.2$$

$$S.F._{kantelen} = \frac{Wt - M_u}{M_p} \geq 1.2$$

S.F. _{afschuiven}	= vereiste veiligheid tegen afschuiven (-)
S.F. _{kantelen}	= vereiste veiligheid tegen kantelen (-)
μ	= wrijvingsgetal (-)
W	= onderwatergewicht van de caisson per vierkante meter (kg/m ²)
t	= horizontale afstand van het zwaartepunt tot de hiel (m)

Voor de maximale korrelspanning onder de hiel van het caisson wordt gesteld:

- $P_e \leq 600 \text{ kN}$ (zie paragraaf 1.5.5)

Voor P_e geldt:

$$p_e = \frac{2 \cdot W_e}{3 \cdot t_e} \quad \text{voor: } t_e \leq \frac{1}{3} \cdot B$$

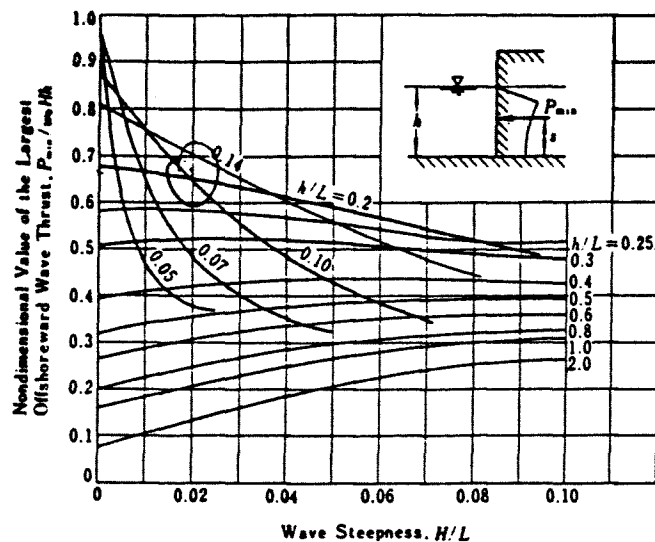
$$= \frac{2 \cdot W_e}{B} \cdot \left(2 - 3 \frac{t_e}{B}\right) \quad \text{voor: } t_e > \frac{1}{3} \cdot B$$

$$t_e = \frac{M_e}{W_e}$$

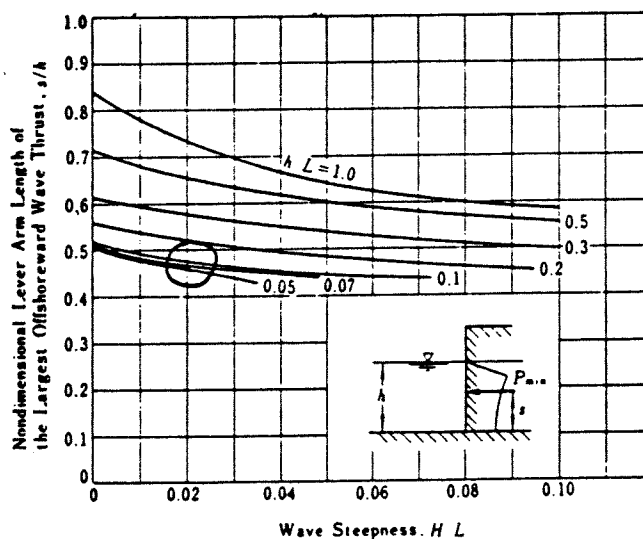
$$M_e = W \cdot t - M_u - M_p$$

$$W_e = W - U$$

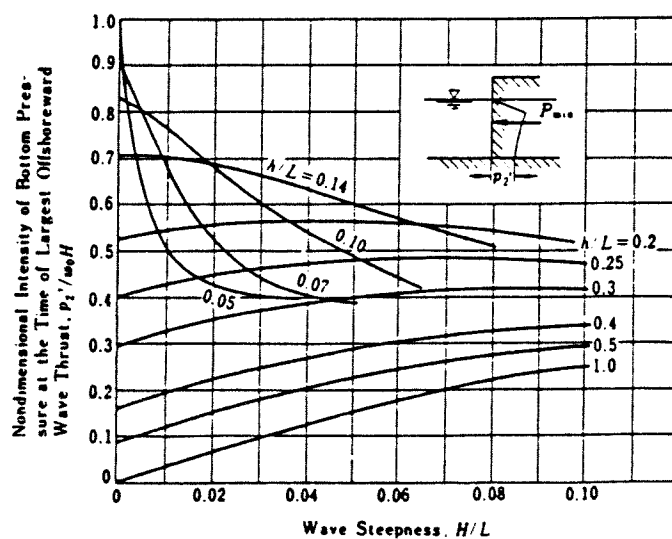
4.3. Golfbelastingen op monoliet element onder golfdal



Figuur B4. 5 Rekendiagram voor belasting van staande golven onder een golfdal



Figuur B4. 6 Rekendiagram voor de bepaling van het aangrijppunt van de belasting onder een golfdal



Figuur B4. 7 Rekendiagram voor de opwaartse waterdruk onder een golfdal

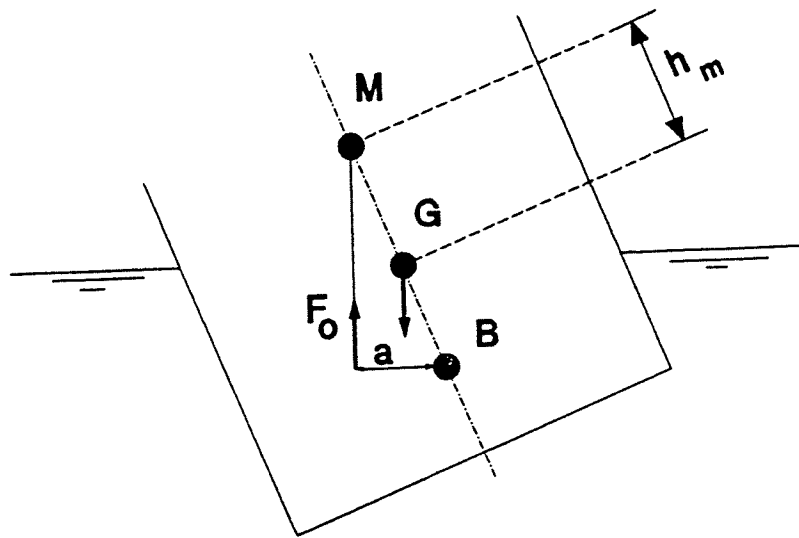
Bijlagen bij hoofdstuk 5

Uitvoeringsfase

5.1. Statische stabiliteit

In het algemeen wordt gesteld dat een monoliet element voldoende stabiel is om drijvend getransporteerd te worden, wanneer het de metacentrumhoogte h_m groter is dan 0.5 m.

Met behulp van figuur B5.1 en bijbehorende formules kan de metacentrumhoogte van een caisson worden berekend.



Figuur B5. 1 Metacentrumhoogte

- B = drukingspunt, het aangrijpingspunt van de opdrijvende kracht in rusttoestand
- G = gewichtspunt, het massazwaartepunt van de caisson
- M = metacentrum
- h_m = GM = metacentrumhoogte (m)
- F_0 = opdrijvende kracht (N)
- a = verschuiving van de werklijn van F_0 a.g.v. hoekverdraaiing φ (m)

De metacentrumhoogte (h_m) is gelijk aan de afstand van het gewichtspunt (G), tot het metacentrum (M). De plaats van het metacentrum kan gevonden worden door de afstand van het metacentrum tot het drukingspunt (B) te bepalen. Deze afstand volgt uit:

$$\overline{BM} = \frac{I}{V}$$

Hieruit kan de metacentrumhoogte ($\overline{GM}$) bepaald worden.

5.2. Inventarisatie van duur van plaatsingsoperatie

5.2.1 Inleiding

Bij het ramen van de constructiekosten van de monoliet golfbrekers moet ingeschat worden, hoelang het plaatsingsproces van alle caissons duurt. In paragraaf 5.8.2 is gesteld dat ernaar gestreefd wordt alle caissons in één zomerperiode te plaatsen.

Getijdestroming en golven bemoeilijken echter het plaatsingsproces. Het is daarom niet vanzelfsprekend dat dit proces in één zomerperiode (juni, juli, augustus) kan worden afgerond. In deze bijlage is beschreven of het mogelijk is alle caissons in één zomer te plaatsen.

Uit de kostenraming, in hoofdstuk 8, moet vervolgens blijken of de kosten voor de inzet van de sleepboten gedurende drie maanden een substantieel deel van de constructiekosten vormen. Indien dit het geval is, kan verschil in sleepbootinzet tussen de caissongolfbreker en de samengestelde golfbreker invloed hebben op de keuze voor het type golfbreker. Pas dan dient de benodigde sleepbootinzet voor de verschillende ontwerpen gedetailleerd te worden bepaald.

5.2.2 Vereiste werkbaarheid

De vereiste werkbaarheid (VW) is gedefinieerd als:

$$VW = \frac{ABK}{AK} \cdot 100\%$$

VW	= vereiste werkbaarheid (%)
ABK=	= totaal aantal benodigde getijdekenteringen (-)
AK=	= totaal aantal getijdekenteringen in drie maanden (-)

Het aantal benodigde getijdekenteringen voor het afzinken van alle caissons (ABK) is gelijk aan het aantal te plaatsen caissons. Met een caissonlengte van 40 m, is de golfbreker opgebouwd uit 68 caissons.

Na het afzinken moeten de caissons geballast worden en zijn groutwerkzaamheden noodzakelijk (zie paragraaf 4.4.3 van het hoofdrapport). Deze werkzaamheden moeten om, voldoende steun te geven, afgerond zijn voordat de volgende caisson geplaatst wordt.

De duur van deze activiteiten is geschat op circa 24 uur (4 getijdekenteringen). Dit betekent dat $68 \cdot 4 = 272$ getijdekenteringen nodig zijn voor het plaatsen van alle caissons.

Per jaar telt de Noordzee 705 getijden en 1410 getijdekenteringen. Als verondersteld wordt dat de caissons zowel overdag als 's nachts kunnen worden geplaatst, en dat bovendien zowel hoog- als laagwater kenteringen geschikt zijn, telt één zomerperiode van 3 maanden circa 352 mogelijke getijdekenteringen.

Voor de vereiste werkbaarheid geldt: $VW = \frac{272}{352} \cdot 100\% = 77\%$

5.2.3 Werkbaarheid

De werkbaarheid (W) is gedefinieerd als:

$$W = \frac{GK}{AK} \cdot 100\%$$

- W = werkbaarheid (%)
GK = aantal geschikte getijdekenteringen (-)
AK = aantal aanwezige getijdekenteringen in drie maanden (-)

Wanneer de werkbaarheid (W) groter is dan de vereiste werkbaarheid (VW) mag verwacht worden, dat de hele plaatsingsoperatie in één zomerperiode kan worden afgerond. Omdat in het geval van de samengestelde golfbreker alle caissons verschillend zijn, moet in plaats van 'werkbaarheid' eigenlijk gesproken worden van 'gemiddelde werkbaarheid'.

Aan de Nederlandse kust geldt dat in zo'n 40% van de tijd altijd kan worden geplaatst, en 15% van de tijd nooit. Of het tussenliggende percentage werkbaar is hangt af van allerlei zaken, zoals de grootte van de caisson, de te gebruiken hulpconstructies en dergelijke (PAD, 1997).

De werkbaarheid kan langs de volgende stappen worden bepaald:

- a) Bepaling van de plaatsingstoleranties
- b) Bepaling van de aanvaardbare kans op overschrijden van plaatsingstoleranties
- c) Bepaling van significante uitwijkingen voor verschillende zeecondities
- d) Bepaling van aanvaardbare zeecondities
- e) Bepaling van werkbaarheid

ad a) Bepaling van de plaatsingstoleranties

De plaatsingstoleranties van de caisson volgen uit het ontwerp van de aansluitconstructie tussen de caissons. De voeg tussen twee caissons wordt in het algemeen opgevuld met grout en/ of grind om stroming door waterstandsverschillen binnen en buiten de haven tegen te gaan. Hierdoor kan het bed onder de caisson uitschuren.

Vaak worden de caissons met een zogenaamde 'tandconstructie' uitgerust om het grout en/of grind op zijn plaats te houden. Ook kan de tandconstructie horizontale belastingen overbrengen, waardoor de golfbelastingen over een breder constructie-deel wordt afgedragen. Dit leidt tot een grotere stabiliteit van de constructie.

Het vaststellen van de plaatsingstoleranties moet er in ieder geval toe leiden, dat de tanden elkaar in de gebruiksfase overlappen. Bovendien moeten de caissons in een rechte lijn staan. Deze tolerantie ligt in het algemeen in de orde van 10 a 20 cm (PAD-cusus 1997).

Daarnaast moeten toleranties gesteld worden met betrekking tot verticale uitwijkingen, snelheden en versnellingen tijdens het afzinken. Dit om te voorkomen dat de caisson bij het afzinken hard op de drempel terecht komt. De toelaatbare verticale versnellingen volgen uit een beschouwing van de opneembare piekspanningen in de caissonbodem.

ad b) Bepaling aanvaardbare overschrijdingskans van de toleranties

De aanvaardbare kans op overschrijden van de plaatsingstoleranties volgt uit een afweging tussen enerzijds wachtkosten en anderzijds de kosten voor leegpompen, opnieuw afzinken en mogelijke schade.

Bij projecten op zee, zoals zeetransport van tunnelelementen of het plaatsen van offshore platforms, wordt de maximaal aanvaardbare faalkans vaak gesteld op $1 \cdot 10^{-5}$. Deze faalkans is vaak opgelegd door verzekeringsmaatschappijen. Falen tijdens dit soort operaties leidt meestal tot aanzienlijke schade.

Wanneer de caisson buiten de gestelde toleranties worden geplaatst, veroorzaakt dit geen of nauwelijks schade aan de caisson en/of drempel. Daarom zou een grotere faalkans kunnen worden geaccepteerd, bijvoorbeeld: $1 \cdot 10^{-4}$

ad c) Bepaling van significante uitwijkingen

Significante uitwijkingen van de caisson, tijdens het afzinken, kunnen bijvoorbeeld berekend worden met het dynamisch rekenprogramma 'Seaway' van de faculteit der Maritieme Techniek (TU Delft). Dit programma is ontwikkeld voor het berekenen van significante uitwijkingen, snelheden en versnellingen van schepen. Maar is ook geschikt voor het berekenen van uitwijkingen van bijvoorbeeld caissons.

Op de specifieke werking van het programma zal hier niet worden ingegaan, maar wordt verwezen naar de gebruikershandleiding van Seaway (Journée, 1992). Hier worden wel enkele relevante in- en uitvoerparameters behandeld.

Benodigde invoerparameters:

- **diepgang, massatraagheidsstraal en de afstand van de caissonbodem tot het massazwaartepunt:** Enkele van deze karakteristieken veranderen tijdens het afzinken. Door waardes voor de niet-geballaste situatie te gebruiken, worden in feite de uitwijkingen tijdens het positioneren berekend. Zodra de caisson zinkt nemen de uitwijkingen af.
- **coördinaten van hoekpunt:** De hoekpunten van de caissonbodem hebben tijdens het plaatsen de grootste uitwijkingen. Deze punten dienen dan ook gebruikt te worden in de berekeningen.
- **snelheid caisson ten opzichte van het water:** Tijdens het afzinken heeft de caisson geen (nauwelijks) horizontale snelheid ten opzichte van de zeebodem. Ofschoon het plaatsen tijdens getijdekenteringen plaats heeft, moet rekening gehouden worden met getijdestromingen. De reden hiervoor is dat het proces van positioneren en afzinken over een tijdsduur plaatsvindt.
- **Energiedichtheidsspectrum:** De gebruikte oceanografische randvoorwaarden in deze studie worden representatief verondersteld voor de Noordzee. Omdat het Jonswap-spectrum (JONSWAP= Joint North Sea Wave Project) is ontwikkeld aan de hand van metingen van het Noordzee-golfklimaat, is dit spectrum het meest geschikte energiedichtheidsspectrum voor het berekenen van de caissonuitwijkingen tijdens het afzinken.

Uitvoerparameters:

De uitvoer van 'Seaway' bestaat uit significante caissonuitwijkingen, caissonsnelheden en caissonversnellingen in de drie hoofdrichtingen, met bijbehorende gemiddelde periodes. Deze parameters worden gegeven voor verschillende zeecondities, die gekarakteriseerd worden door significante golfhoogtes en gemiddelde golfperiodes.

Omdat verondersteld wordt dat de korte termijn verdeling van golfhoogtes binnen één storm Rayleigh-verdeeld is (paragraaf 2.3.3), worden de caissonuitwijkingen ook Rayleigh-verdeeld verondersteld.

Het verband tussen de Rayleigh-verdeling voor de uitwijking en de Rayleigh-verdeling voor de significante golfhoogte is in Figuur B5. 2 beschreven.

$$P(\underline{H} > H) = e^{-2\left(\frac{H}{H_s}\right)^2} = e^{-\left(\frac{H^2}{2m_0}\right)} \quad (2.14)$$

$$m_0 = \frac{1}{4} \cdot H_s^2 = \text{eerste-orde-moment van de golfhoogte}$$

H_s (m) = significante golfhoogte
= 2 maal significante golfuitwijking

$$P(\underline{a} > a) = e^{-8\left(\frac{a}{a_s}\right)^2} = e^{-\left(\frac{a^2}{2m_0}\right)}$$

$$m_0 = \frac{1}{16} \cdot a_s^2 = \text{eerste-orde-moment van de uitwijking}$$

a_s (m) = significante uitwijking

Figuur B5. 2 Verband tussen de Rayleigh-verdeling voor significante uitwijkingen en significante golfhoogte

ad d) Aanvaardbare zeeconditie

Wanneer de significante uitwijkingen en bijbehorende gemiddelde periodes voor een zeeconditie bekend zijn, kan de bijbehorende kans op overschrijding van de plaatsingstolerantie berekend worden.

Voor deze berekening moet het aantal uitwijkingen tijdens het afzinken bekend zijn. Het aantal uitwijkingen volgt uit de gemiddelde periode van de uitwijkingen en de duur van de gehele afzinkoperatie.

De duur van de gehele afzinkoperatie hangt onder andere af van de diepgang van de caisson zonder ballast, de afstand van de waterspiegel tot de kruin van de drempel, de afzinksnelheid en het instroomdebiet.

De kans dat een uitwijking tijdens een afzinkoperatie de maximaal aanvaardbare uitwijking ($a_{\max}$) overschrijdt, wordt gegeven door:

$$P(\underline{a} > a_{\max}) = e^{-8\left(\frac{a_{\max}^2}{a_s^2}\right)} \quad (\text{B4.1})$$

$a_{\max}(\text{m})$ = maximaal aanvaardbare uitwijking van hoekpunt
 $a_s(\text{m})$ = significante uitwijking

Wanneer het aantal uitwijkingen (N) tijdens het afzinken bekend is, kan de kans berekend worden dat de aanvaardbare uitwijking ($a_{\max}$) wordt overschreden tijdens de gehele operatie:

$$P(\underline{a} > a_{\max} | H_s) = 1 - \left(1 - e^{-8\left(\frac{a_{\max}^2}{a_s^2}\right)}\right)^N$$

Wanneer deze kans groter is dan $1 \cdot 10^{-4}$, moet een zeeconditie gekozen worden met een kleinere significante golfhoogte, resulterend in een kleinere significante uitwijking van de caisson.

ad e) Bepalen van werkbaarheid

Met de lange termijn verdeling voor het overschrijden van de significante golfhoogte (formule 1.1), wordt de kans berekend dat de zeeconditie niet wordt overschreden:

$$P(H_s < H_{s,\max}) = 1 - e^{-\frac{H_s}{0.434}}$$

Dit is de werkbaarheid voor een individueel caisson. Door deze berekening uit te voeren voor alle caissons, wordt de gemiddelde werkbaarheid berekend.

Noot: De beschreven werkbaarheidsberekening voor het plaatsen van de caissons kan in deze fase van het ontwerp onvoldoende nauwkeurig gemaakt worden, omdat veel factoren in het ontwerp en de afzinkoperatie onvoldoende bekend zijn.

Zo moet eigenlijk gebruik worden gemaakt van overschrijdingsfunctie voor het zomerseizoen in plaats van voor een heel jaar. Daarnaast moet een afweging gemaakt worden van de toelaatbare piekspanningen in de caissonbodem op het moment dat deze de drempel raakt; hieruit kunnen de toelaatbare versnellingen worden afgeleid. Ook de afzinktijd is van belang in de berekening. Deze is niet alleen afhankelijk van het instroomdebiet, maar ook van de heersende waterstand.

5.2.4 Mogelijkheden om werkbaarheid te vergroten

Naast de in de vorige paragraaf genoemde beperkingen aan de berekeningsopzet zijn er vele maatregelen mogelijk om de gemiddelde werkbaarheid te vergroten, waardoor in een vroege ontwerp-fase niet veel waarde mag worden gehecht aan de werkbaarheidsberekening.

Bovendien kunnen maatregelen worden genomen om de vereiste werkbaarheid te reduceren, zoals:

- het toepassen van langere caissons, waardoor minder caissons hoeven te worden afgezonken (De overwegingen bij het bepalen van de caissonlengte zijn gegeven in par 5.8.3 van het hoofdrapport).
- het koppelen van twee caissons. Dit is met name een optie wanneer, als gevolg van beperkte dokafmetingen, geen grotere caissonlengte kan worden toegepast. Koppelen van caissons is gebeurd bij de indijking van de Lauwerszee in 1963.
- het gelijktijdig bouwen van twee tracés. Deze oplossing brengt echter nadelen met zich mee, namelijk dat het Noordelijk tracé niet in de luwte van het zuidelijk tracé kan worden gebouwd en dat bij de bouw twee keer zoveel materieel met bekwame bemanning nodig is. Omdat materieel en bemanning schaars is, kan dit tot hogere huur- en/of mobilisatiekosten leiden.

Een kostenanalyse is nodig om te beoordelen welke van de mogelijke maatregelen kan leiden tot een reductie van de constructiekosten.

5.2.5 Conclusies

In de vorige paragrafen is duidelijk gemaakt hoe complex de gehele plaatsingsoperatie is. Het uitzoeken van de optimale strategie voor het afzinken en het afwegen van ontwerp-aanpassingen enerzijds en wacht- en schadekosten anderzijds valt buiten het kader van deze studie.

Omdat mag worden verondersteld dat aan de Nederlandse kust in het algemeen in zo'n 40% van de tijd altijd kan worden geplaatst en in 15% van de tijd nooit (PAD, 1997) en gezien de vereiste werkbaarheid van 77% en de vele mogelijkheden om het plaatsingsproces te beïnvloeden, word geconcludeerd dat het plaatsingsproces in één zomerperiode kan worden afgerond.

Wanneer uit een raming van de constructiekosten, hoofdstuk 8, blijkt sleepbootkosten een substantieel deel van de constructiekosten vormen, moet het plaatsingsproces gedetailleerder worden uitgewerkt.

Bij het berekenen van de kosten voor sleepbootinzet wordt in eerste instantie uitgegaan van een inzet van 7 sleepboten gedurende 3 maanden.

Bijlagen bij hoofdstuk 6

Ontwikkelde alternatieven

Bijlagen bij Hoofdstuk 6: Ontwikkelde alternatieven

6.1 Schematische beschouwing van golfbelasting

6.1.1 Inleiding

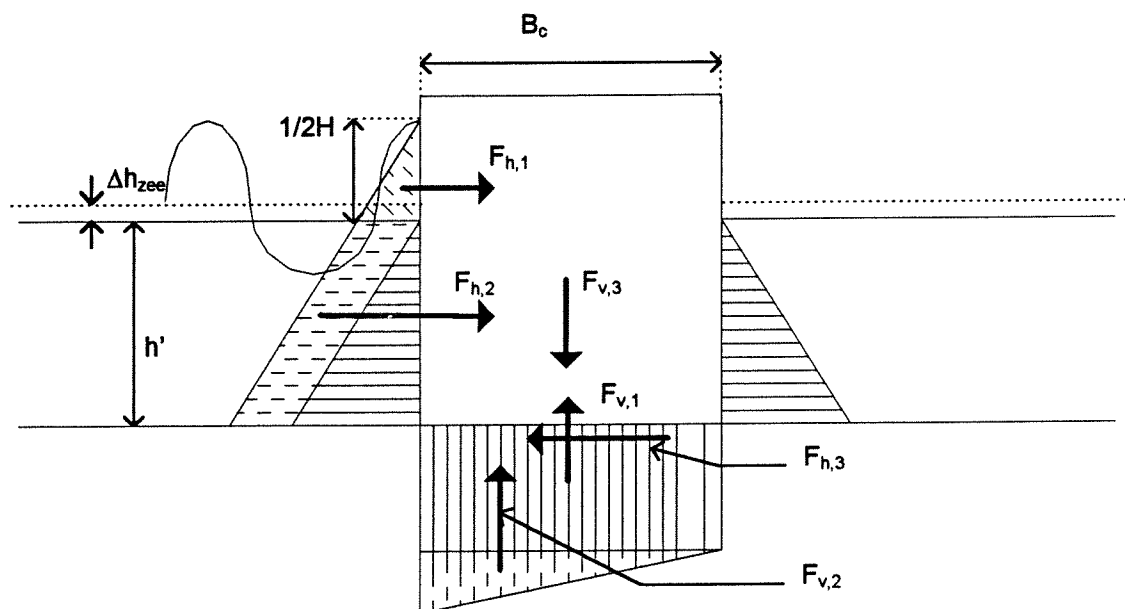
Deze bijlage hoort bij paragraaf 6.3 van het hoofdrapport, waarin voor iedere sectie de vereiste caissonbreedte wordt berekend in de maatgevende dwarsdoorsnede voor de maatgevende belastingcombinatie.

Omdat de formule van Goda bewerkelijk is, is een schematisatie van de golfbelasting gemaakt, waarmee kwalitatief de maatgevende doorsnede en belastingcombinatie wordt bepaald. In deze schematisatie wordt uitgegaan van quasi-statische golfbelastingen. De drukverdeling tegen de wand wordt dan geschematiseerd volgens een rechte lijn.

6.1.2 Schematisatie van de golfbelasting

Omdat verondersteld is, dat in het havenbekken geen golfslag is en de waterstand aan loef- en lijzijde van de constructie gelijk is, wordt alleen rekening gehouden met de golfbelasting aan de loefzijde.

De belasting voor niet-brekende golven is geschematiseerd weergegeven in figuur B6.1.



Figuur B6. 1 Schematisatie golfbelasting

Hieronder zijn de krachten, zoals aangegeven in figuur B6.1 uitgeschreven.

$$F_{v,1} = \rho_w \cdot g \cdot h' \cdot B_c$$

$$F_{v,2} = \frac{1}{2} \cdot (\rho_w \cdot g \cdot \frac{1}{2} H) \cdot B_c = \frac{1}{4} \cdot \rho_w \cdot g \cdot H \cdot B_c$$

$$F_{v,3} = \rho_c \cdot g \cdot h_c \cdot B_c$$

$$F_{h,1} = \frac{1}{2} \cdot (\frac{1}{2} H \cdot \rho_w \cdot g) \cdot \frac{1}{2} H = \frac{1}{8} \cdot \rho_w \cdot g \cdot H^2$$

$$F_{h,2} = \frac{1}{2} H \cdot \rho_w \cdot g \cdot h' = \frac{1}{2} \cdot \rho_w \cdot g \cdot H \cdot h'$$

$$F_{h,3} = \mu \cdot (F_{v,3} - F_{v,1} - F_{v,2}) = \mu \cdot (\rho_c \cdot g \cdot h_c \cdot B_c - \rho_w \cdot g \cdot h' \cdot B_c - \frac{1}{4} \cdot \rho_w \cdot g \cdot H \cdot B_c)$$

- H = golfhoogte tegen de wand (m)
 ρ_w = dichtheid van zeewater (kg /m³)
h' = afstand bodem caisson tot waterspiegel (m)
B_c = caissonbreedte (m)
h_c = caissonhoogte (m)
 ρ_c = gemiddelde soortelijk gewicht van de caisson (kg/m³)
 μ = wrijvingsgetal (-)
g = zwaartekrachtsversnelling (m/s²)

6.1.3 Invloed van de plaats van de dwarsdoorsnede

In deze paragraaf wordt bekeken welke dwarsdoorsnede maatgevend is (diepwater/ ondiepwater doorsnede van de sectie).

- **Samengestelde golfbreker**
 - **Weerstand tegen afschuiven en tegen kantelen**

Omdat de caissonafmetingen bij de samengestelde golfbreker voor verschillende dwarsdoorsnedes hetzelfde zijn, maakt het geen verschil of in het tracé aan een diepwater, dan wel een ondiepwater dwarsdoorsnede wordt gerekend.
- **Caissongolfbreker**
 - **Weerstand tegen afschuiven en kantelen**

Voor toenemende waterdiepte (h) neemt in het caissongolfbreker-ontwerp de caissonhoogte (h_c) toe; dit heeft tot gevolg dat:

 - F_{h,2} toeneemt
 - F_{v,3} toeneemt
 - F_{v,1} toeneemt
 - De resultante verticale kracht neemt toe, omdat ρ_c groter is dan ρ_w
 - De wrijvingskracht F_{h,3} neemt toe

Verder neemt zowel het kantelmoment, als het weerstandsmoment toe.

conclusie: het is niet mogelijk op voorhand te zeggen welke doorsnede maatgevend is; dit is situatie-afhankelijk

6.1.4 Invloed van de ontwerp-waterstand

In deze paragraaf wordt bekeken welke ontwerp-waterstand maatgevend is (laagwater/ hoogwater).

- **Samengestelde golfbreker**

- **Weerstand tegen afschuiven en kantelen**

Voor hoogwater geldt ten opzichte van laagwater dat:

- $F_{h,2}$ is groot
- maximale wrijvingskracht $F_{h,3}$ is klein
- afstand van het aangrijpingspunt tot het kantelpunt is groot

conclusie: hoogwater is maatgevend

- **Caissongolfbreker**

- **Weerstand tegen afschuiven en kantelen**

Voor hoogwater geldt ten opzichte van laagwater dat:

- $F_{h,2}$ is groot
- maximale wrijvingskracht $F_{h,3}$ is klein
- afstand van het aangrijpingspunt tot het kantelpunt is groot

conclusie: hoogwater is maatgevend

6.2 Benodigde hoeveelheden materiaal

6.2.1 Beton en ballastzand

In tabel 5.2 t/m 5.7 zijn overzichten gegeven van vereiste breedte en de hoeveelheden beton en ballastzand per terugkeerperiode voor de verschillende secties.

	Sectie I					
	Samengestelde golfbreker			Caissongolfbreker		
	Tr= 25 jr.	Tr= 50 jr.	Tr=100 jr	Tr= 25 jr.	Tr= 50 jr.	Tr=100 jr
H_s (m)	4.56	4.86	5.16	4.56	4.86	5.16
H_d (m)	8.21	8.75	9.29	8.21	8.75	9.29
h (m)	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0
h_{cr} (m)	4.32	4.32	4.32	3.24	3.24	3.24
h' (m)	8.0	8.0	8.0	13.0	13.0	13.0
d (m)	6.5	6.5	6.5	11.5	11.5	11.5
β (°)	5	5	5	5	5	5
B (m)	22.0	25.1	28.5	20.6	23.2	25.9
Volb (m ³)	$2.74 \cdot 10^3$	$2.98 \cdot 10^3$	$3.27 \cdot 10^3$	$3.09 \cdot 10^3$	$3.34 \cdot 10^3$	$3.61 \cdot 10^3$
Volz (m ³)	$8.71 \cdot 10^3$	$1.01 \cdot 10^4$	$1.15 \cdot 10^4$	$1.09 \cdot 10^4$	$1.24 \cdot 10^4$	$1.40 \cdot 10^4$

Tabel B6. 1 Benodigde hoeveelheden beton en ballastzand sectie I

Beschouwing van constructiekosten van monoliet golfbrekers

- H_s = significante golfhoogte (m)
 H_d = ontwerp golfhoogte (m)
 h = waterdiepte van de maatgevende dwarsdoorsnede (m)
 h_{cr} = vrijboord ten opzichte van MSL (m)
 h' = afstand bodem caisson tot MSL (m)
 d = afstand toplaag tot waterspiegel (m)
 β = hoek van golfval ($^\circ$)
 B = caissonbreedte (m)
 $Volb$ = benodigde hoeveelheid beton (m^3)
 $Volz$ = benodigde hoeveelheid ballastzand (m^3)

	Sectie II					
	Samengestelde golfbreker			Caissongolfbreker		
	Tr= 25 jr	Tr= 50 jr	Tr=100 jr	Tr= 25 jr	Tr= 50 jr	Tr=100 jr
H_s (m)	4.56	4.86	5.16	4.56	4.86	5.16
H_d (m)	8.21	8.75	9.29	8.21	8.75	9.29
h diep(m)	15	15	15	10	10	10
h_{cr} (m)	4.32	4.32	4.32	3.24	3.24	3.24
h' (m)	5.0	5.0	5.0	13.0	13.0	13.0
d (m)	3.5	3.5	3.5	11.5	11.5	11.5
β ($^\circ$)	5	5	5	5	5	5
B (m)	26.2	32.8	38.2	22.4	25.5	28.7
$Volb$ (m^3)	$9.78 \cdot 10^4$	$1.17 \cdot 10^5$	$1.32 \cdot 10^5$	$1.17 \cdot 10^5$	$1.25 \cdot 10^5$	$1.34 \cdot 10^5$
$Volz$ (m^3)	$2.90 \cdot 10^5$	$3.68 \cdot 10^5$	$4.33 \cdot 10^5$	$3.57 \cdot 10^5$	$4.06 \cdot 10^5$	$4.56 \cdot 10^5$

Tabel B6. 2 Benodigde hoeveelheden beton en ballastzand sectie II, met oorspronkelijke uitgangspunten

	Sectie II					
	Samengestelde golfbreker			Caissongolfbreker		
	Tr= 25 jr	Tr= 50 jr	Tr=100 jr	Tr= 25 jr	Tr= 50 jr	Tr=100 jr
H_s (m)	4.56	4.86	5.16	4.56	4.86	5.16
H_d (m)	8.21	8.75	9.29	8.21	8.75	9.29
h diep(m)	15.0	15.0	15.0	10.0	10.0	10.0
h_{cr} (m)	4.32	4.32	4.32	3.24	3.24	3.24
h' (m)	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0
d (m)	6.5	6.5	6.5	11.5	11.5	11.5
β ($^\circ$)	5	5	5	5	5	5
B (m)	19.5	22.0	24.7	22.4	25.5	28.7
$Volb$ (m^3)	$0.90 \cdot 10^5$	$0.96 \cdot 10^5$	$1.05 \cdot 10^5$	$1.17 \cdot 10^5$	$1.25 \cdot 10^5$	$1.34 \cdot 10^5$
$Volz$ (m^3)	$2.86 \cdot 10^5$	$3.27 \cdot 10^5$	$3.70 \cdot 10^5$	$3.57 \cdot 10^5$	$4.06 \cdot 10^5$	$4.56 \cdot 10^5$

Tabel B6. 3 Benodigde hoeveelheden beton en ballastzand sectie II, met aangepaste uitgangspunten

	Sectie III					
	Samengestelde golfbreker			Caissongolfbreker		
	Tr= 25 jr	Tr= 50 jr	Tr=100 jr	Tr= 25 jr	Tr= 50 jr	Tr=100 jr
H _s (m)	4.56	-	-	4.56	-	-
H _d (m)	8.21	-	-	8.21	-	-
h diep(m)	10	-	-	10	-	-
h _{cr} (m)	4.32	-	-	3.24	-	-
h' (m)	5.0	-	-	8.0	-	-
d (m)	3.5	-	-	6.5	-	-
β(°)	40	-	-	40	-	-
B (m)	18.7	18.7	18.7	22.5	22.5	22.5
Volb (m ³)	4.19*10 ⁴	4.19*10 ⁴	4.19*10 ⁴	5.20*10 ⁴	5.20*10 ⁴	5.20*10 ⁴
Volz (m ³)	1.08*10 ⁵	1.08*10 ⁵	1.08*10 ⁵	1.35*10 ⁵	1.35*10 ⁵	1.35*10 ⁵

Tabel B6. 4 Benodigde hoeveelheden beton en ballastzand sectie III

	Sectie V					
	Samengestelde golfbreker			Caissongolfbreker		
	Tr= 25 jr	Tr= 50 jr	Tr=100 jr	Tr= 25 jr	Tr= 50 jr	Tr=100 jr
H _s (m)	4.56	-	-	4.56	-	-
H _d (m)	8.21	-	-	8.21	-	-
h diep(m)	10.0	-	-	10.0	-	-
h _{cr} (m)	4.32	-	-	3.24	-	-
h' (m)	5.0	-	-	8.0	-	-
d (m)	3.5	-	-	6.5	-	-
β(°)	75	-	-	75	-	-
B (m)	11.6	11.6	11.6	18.0	18.0	18.0
Volb (m ³)	1.54*10 ³	1.54*10 ³	1.54*10 ³	1.81*10 ³	1.81*10 ³	1.81*10 ³
Volz (m ³)	3.14*10 ³	3.14*10 ³	3.14*10 ³	4.33*10 ³	4.33*10 ³	4.33*10 ³

Tabel B6. 5 Benodigde hoeveelheden beton en ballastzand sectie V

	Sectie VI					
	Samengestelde golfbreker			Caissongolfbreker		
	Tr= 25 jr	Tr= 50 jr	Tr=100 jr	Tr= 25 jr	Tr= 50 jr	Tr=100 jr
H _s (m)	4.56	-	-	4.56	-	-
H _d (m)	8.21	-	-	8.21	-	-
h diep(m)	10.0	-	-	7.0	-	-
h _{cr} (m)	4.32	-	-	3.24	-	-
h' (m)	5.0	-	-	8.0	-	-
d (m)	3.5	-	-	6.5	-	-
β(°)	75	-	-	75	-	-
B (m)	9.8	9.8	9.8	12.9	12.9	12.9
Volb (m ³)	1.00*10 ⁴	1.00*10 ⁴	1.00*10 ⁴	1.24*10 ⁴	1.24*10 ⁴	1.24*10 ⁴
Volz (m ³)	1.89*10 ⁴	1.89*10 ⁴	1.89*10 ⁴	2.47*10 ⁴	2.47*10 ⁴	2.47*10 ⁴

Tabel B6. 6 Benodigde hoeveelheden beton en ballastzand sectie VI

Tabel B6.7 geeft de totale benodigde hoeveelheden beton en ballastzand per ontwerp:

	Samengestelde golfbreker			Caissongolfbreker		
	Tr= 25 jr	Tr= 50 jr	Tr=100 jr	Tr= 25 jr	Tr= 50 jr	Tr=100 jr
Volb (m ³)	1.46*10 ⁵	1.52*10 ⁵	1.62*10 ⁵	1.86*10 ⁵	1.94*10 ⁵	2.04*10 ⁵
Volz (m ³)	4.25*10 ⁵	4.67*10 ⁵	5.12*10 ⁵	5.32*10 ⁵	5.82*10 ⁵	6.34*10 ⁵

Tabel B6. 7 Totaal benodigde hoeveelheden beton en ballastzand

6.3 Steenstabiliteit in de brekerzone

Met behulp van het programma 'Breakwat' zijn de benodigde gewichten voor de stenen in de toplaag en de teen van de conventionele golfbreker bepaald. Omdat de golfhoogte in ondiepwater sterk begrensd wordt door de waterdiepte, is de berekening slechts voor één ontwerfgolfhoogte gemaakt.

Stability formula rock : average mass of rock M50

Input :

significant wave height	: Hs	=	4.200 (m)
damage level	: S	=	5.00 (-)
mean wave period	: Tm	=	9.00 (s)
number of waves	: N	=	1000 (-)
mass density of rock	: rho-a	=	2650 (kg/m ³)
mass density of water	: rho-w	=	1030 (kg/m ³)
slope angle	: cotÁ	=	2.00 (-)
permeability factor	: P	=	.40 (-)
wave height ratio	: H2/Hs	=	1.40 (-)

Output :

average mass of rock	: M50	=	4772.979 (kg)
stability factor	: Hs/ŠDn50	=	2.19 (-)
wave steepness	: sm	=	.033 (-)
surf similarity parameter	: Ksim	=	2.74 (-)
buoyant mass density	: Delta Š	=	1.57 (-)
nominal diameter	: Dn50	=	1.217 (m)
storm duration	: Duration	=	2.50 (hours)

Toe-berm stability

Input :

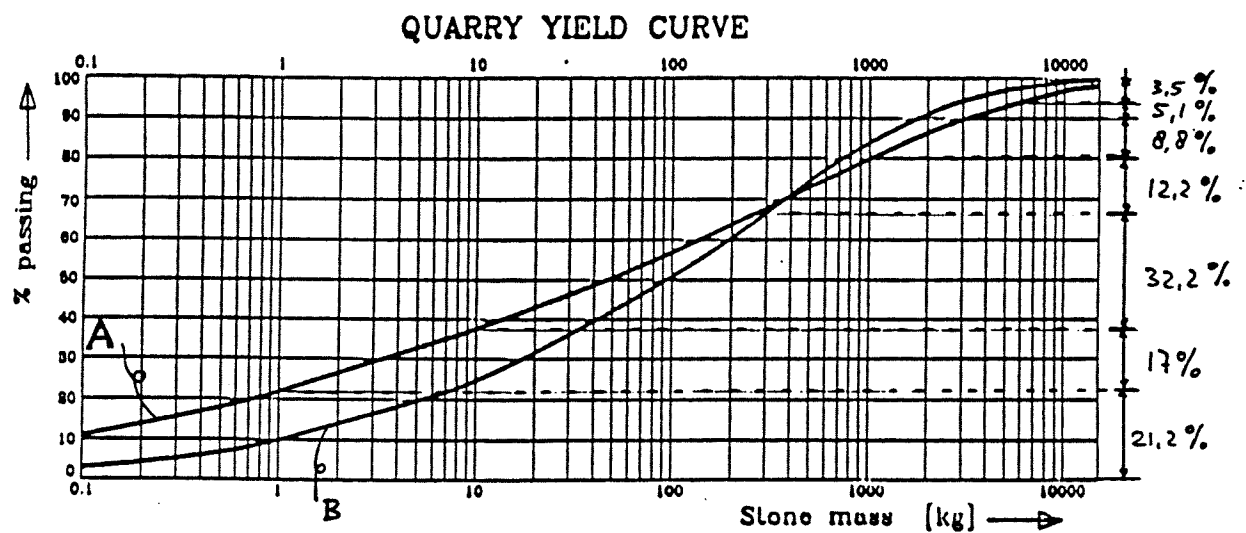
significant wave height	: Hs	=	4.200 (m)
mass density of rock	: rho-a	=	2650 (kg/m ³)
mass density of water	: rho-w	=	1030 (kg/m ³)
water depth at toe of structure	: h	=	7.000 (m)
depth of toe below swl	: ht	=	6.000 (m)

Output :

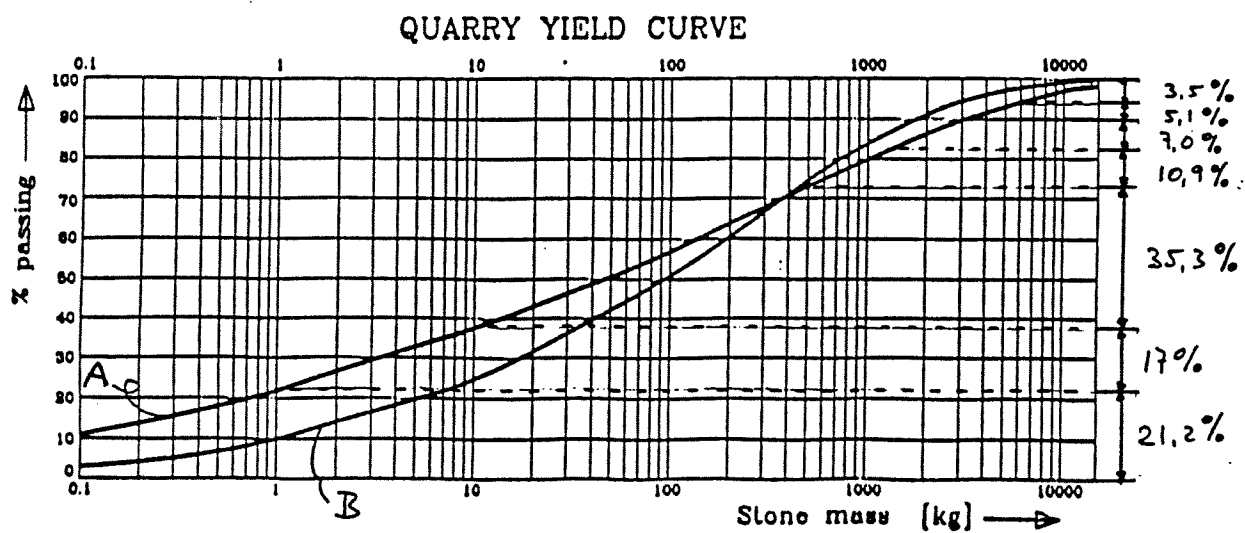
mass of stone	: M50	=	148.486 (kg)
90% upper confidence level	:	=	270.284 (kg)
90% lower confidence level	:	=	92.504 (kg)
nominal diameter	: Dn50	=	.383 (m)
90% upper confidence level	:	=	.467 (m)
90% lower confidence level	:	=	.327 (m)
stability factor	: Hs/ŠDn50	=	6.98 (-)
relative toe depth	: ht/h	=	.86 (m)

Tabel B6. 8 Breakwat: stabiliteit van de stortsteen in brekerzone

6.4 Indeling van de fragmentatiecurves



Indeling fragmentatiecurve $T_r = 25$ jr.



Indeling fragmentatiecurve $T_r = 50$ jr.

Figuur B6. 2 Indeling fragmentatiecurve voor verschillende terugkeerperiodes

6.5 Benodigde hoeveelheid stortsteen

6.5.1 Theoretisch benodigde steenvolumes

	1-10kg	2.5kg	10-300kg	0,3-1ton	1-3ton	3-6 ton	totaal
sectie 1	1,08E+04	3,90E+02	1,05E+04	1,83E+03			2,35E+04
sectie 2	8,63E+04	1,46E+04	3,20E+05	4,75E+04			4,68E+05
sectie 3	4,60E+04	7,48E+03	8,50E+04	1,98E+04			1,58E+05
sectie 4 en 7	3,60E+04		1,62E+05	2,67E+04	6,18E+04	5,46E+04	3,41E+05
sectie 5	1,12E+04	1,96E+02	4,91E+03	1,28E+03			1,76E+04
sectie 6	1,73E+04	1,47E+03	2,38E+04	7,42E+03			5,00E+04
totaal	2,08E+05	2,42E+04	6,06E+05	1,05E+05	6,18E+04	5,46E+04	1,06E+06

Tabel B6. 9 Theoretisch benodigde steenvolumes voor samengestelde golfbreker met $T_r = 25$ jaar

	1-10kg	2.5kg	10-500kg	0,5-1,2ton	1,2-3ton	3-6 ton	totaal
sectie 1	1,38E+04	4,40E+02	1,48E+04	2,34E+03			3,14E+04
sectie 2	8,93E+04	1,65E+04	3,20E+05	6,16E+04			4,88E+05
sectie 3	4,60E+04	7,16E+03	8,30E+04	2,22E+04			1,58E+05
sectie 4 en 7	3,60E+04		1,62E+05	2,67E+04	6,18E+04	5,46E+04	3,41E+05
sectie 5	1,12E+04	1,96E+02	5,13E+03	1,48E+03			1,80E+04
sectie 6	1,73E+04	1,47E+03	2,27E+04	7,28E+03			4,87E+04
totaal	2,14E+05	2,58E+04	6,08E+05	1,22E+05	6,18E+04	5,46E+04	1,09E+06

Tabel B6. 10 Theoretisch benodigde steenvolumes voor samengestelde golfbreker met $T_r = 50$ jaar

	1-10kg	2.5kg	10-600kg	0,6-1,5ton	1,5-3ton	3-6 ton	totaal
sectie 1	2,00E+04	4,94E+02	1,57E+04	2,12E+03			3,84E+04
sectie 2	9,23E+04	1,85E+04	3,42E+05	5,51E+04			5,08E+05
sectie 3	4,92E+04	7,16E+03	8,30E+04	2,42E+04			1,64E+05
sectie 4 en 7	3,60E+04		1,62E+05	2,67E+04	6,18E+04	5,46E+04	3,41E+05
sectie 5	1,63E+04	1,96E+02	5,29E+03	1,60E+03			2,34E+04
sectie 6	1,85E+04	1,47E+03	2,27E+04	9,09E+03			5,17E+04
totaal	2,32E+05	2,78E+04	6,31E+05	1,19E+05	6,18E+04	5,46E+04	1,13E+06

Tabel B6. 11 Theoretisch benodigde steenvolumes voor samengestelde golfbreker met $T_r = 100$ jaar

	1-10kg	2.5kg	10-300kg	0,3-1ton	1-3ton	3-6 ton	totaal
sectie 1	1,50E+04	4,60E+02	2,52E+03	6,76E+02			1,87E+04
sectie 2	8,63E+04	1,73E+04	9,64E+04	2,54E+04			2,25E+05
sectie 3	4,60E+04	9,00E+03	5,51E+04	2,58E+04			1,36E+05
sectie 4 en 7	3,60E+04		1,62E+05	2,67E+04	6,18E+04	5,46E+04	3,41E+05
sectie 5	1,62E+04	2,58E+02	2,18E+03	1,29E+03			1,99E+04
sectie 6	1,73E+04	1,94E+03	1,63E+04	9,66E+03			4,52E+04
totaal	2,17E+05	2,89E+04	3,35E+05	8,95E+04	6,18E+04	5,46E+04	7,86E+05

**Tabel B6. 12 Theoretisch benodigde steenvolumes voor
caisson golfbreker met $T_r = 25$ jaar**

	1-10kg	2.5kg	10-500kg	0,5-1,2ton	1,2-3,0ton	3-6 ton	totaal
sectie 1	1,95E+04	5,10E+02	2,67E+03	6,76E+02			2,34E+04
sectie 2	9,23E+04	1,91E+04	1,00E+05	2,54E+04			2,37E+05
sectie 3	4,92E+04	8,60E+03	5,39E+04	2,58E+04			1,37E+05
sectie 4 en 7	3,60E+04		1,62E+05	2,67E+04	6,18E+04	5,46E+04	3,41E+05
sectie 5	1,89E+04	2,58E+02	2,18E+03	1,29E+03			2,26E+04
sectie 6	1,85E+04	1,31E+03	1,45E+04	9,66E+03			4,39E+04
totaal	2,34E+05	2,98E+04	3,35E+05	8,95E+04	6,18E+04	5,46E+04	8,05E+05

**Tabel B6. 13 Theoretisch benodigde steenvolumes voor
caisson golfbreker met $T_r = 50$ jaar**

	<10kg	2.5kg	10-600kg	0,6-1,5ton	1,5-3,0ton	3-6 ton	totaal
sectie 1	2,49E+04	5,94E+02	2,92E+03	6,76E+02			2,91E+04
sectie 2	9,30E+04	2,23E+04	1,09E+05	2,54E+04			2,50E+05
sectie 3	4,96E+04	8,60E+03	5,39E+04	2,58E+04			1,38E+05
sectie 4 en 7	3,60E+04		1,62E+05	2,67E+04	6,18E+04	5,46E+04	3,41E+05
sectie 5	1,93E+04	2,58E+02	2,18E+03	1,29E+03			2,30E+04
sectie 6	1,86E+04	1,31E+03	1,45E+04	9,66E+03			4,41E+04
totaal	2,41E+05	3,30E+04	3,45E+05	8,95E+04	6,18E+04	5,46E+04	8,25E+05

**Tabel B6. 14 Theoretisch benodigde steenvolumes voor
caisson golfbreker met $T_r = 100$ jaar**

6.5.2 Benodigde stortsteenproductie

De volgende tabellen geven de benodigde steenproducties voor de verschillende ontwerpen.

De producties van de fracties waarvan teveel gesprongen wordt, worden verbrijzeld tot kleinere stenen. Bij het berekenen van de percentages van de fracties na verbrijzeling, wordt aangenomen dat de rots uit een valt in dezelfde percentages als na de explosie.

fractie (kg)	benodigd (m ³)	perc (%)	produktie (m ³)	opbrengst (%)	na verbrijzelen 1 (m ³)	over (m ³)	na verbrijzelen 2 (m ³)	over (m ³)	na verbrijzelen 3 (m ³)	over (m ³)	na verbrijzelen 4 (m ³)	over (m ³)
<1.0			3.40E+05	21.20	3.53E+05	3.53E+05	3.59E+05	3.59E+05	3.80E+05	3.80E+05	4.12E+05	4.12E+05
1.0-10	2.49E+05	22.41	2.73E+05	17.00	2.83E+05	3.37E+04	2.88E+05	3.86E+04	3.05E+05	5.55E+04	3.30E+05	8.12E+04
10-300	6.25E+05	56.21	5.17E+05	32.20	5.36E+05	-8.90E+04	5.45E+05	-7.98E+04	5.77E+05	-4.77E+04	6.26E+05	9.31E+02
300-1000	1.12E+05	10.11	1.96E+05	12.20	2.03E+05	9.06E+04	2.06E+05	9.40E+04	2.19E+05	1.06E+05	1.12E+05	0.00E+00
1000-3000	6.64E+04	5.97	1.41E+05	8.80	1.46E+05	8.00E+04	1.49E+05	8.25E+04	6.64E+04	0.00E+00	6.64E+04	0.00E+00
3000-6000	5.87E+04	5.28	8.19E+04	5.10	8.48E+04	2.61E+04	5.87E+04	0.00E+00	5.87E+04	0.00E+00	5.87E+04	0.00E+00
>6000			5.62E+04	3.50								
totaal	1.11E+06	100.00	1.61E+06	1.00E+02	1.61E+06		1.61E+06		1.61E+06		1.61E+06	

Tabel B6.15 Benodigde steenproductie
Samengestelde golfbreker met terugkeerperiode= 25 jaar

$$\text{Rendement} = 1.11 \cdot 10^6 / 1.61 \cdot 10^6 = 0.69$$

$$\text{Brutoproductie (in tonnen)} = 2.48 \cdot 10^6 \text{ ton}$$

fractie (kg)	benodigd (m ³)	perc (%)	produktie (m ³)	opbrengst (%)	na verbrijzelen 1 (m ³)	over (m ³)	na verbrijzelen 2 (m ³)	over (m ³)	na verbrijzelen 3 (m ³)	over (m ³)	na verbrijzelen 4 (m ³)	over (m ³)
<1.0			3.43E+05	21.20	3.55E+05	3.55E+05	3.62E+05	3.62E+05	3.75E+05	3.75E+05	3.93E+05	3.93E+05
1.0-10	2.57E+05	22.05	2.75E+05	17.00	2.85E+05	2.78E+04	2.90E+05	3.28E+04	3.01E+05	4.35E+04	3.15E+05	5.78E+04
10-500	6.54E+05	56.03	5.71E+05	35.30	5.92E+05	-6.20E+04	6.02E+05	-5.16E+04	6.24E+05	-2.94E+04	6.54E+05	3.75E+02
500-1200	1.31E+05	11.21	1.76E+05	10.90	1.83E+05	5.20E+04	1.86E+05	5.52E+04	1.93E+05	6.20E+04	1.31E+05	0.00E+00
1200-3000	6.64E+04	5.69	1.13E+05	7.00	1.17E+05	5.10E+04	1.19E+05	5.30E+04	6.64E+04	0.00E+00	6.64E+04	0.00E+00
3000-6000	5.87E+04	5.03	8.25E+04	5.10	8.55E+04	2.68E+04	5.87E+04	0.00E+00	5.87E+04	0.00E+00	5.87E+04	0.00E+00
>6000			5.66E+04	3.50								
totaal	1.17E+06	100.00	1.62E+06	1.00E+02	1.62E+06		1.62E+06		1.62E+06		1.62E+06	

Tabel B6.16 Benodigde steenproductie
Samengestelde golfbreker met terugkeerperiode= 50 jaar

$$\text{Rendement} = 1.17 \cdot 10^6 / 1.62 \cdot 10^6 = 0.72$$

$$\text{Bruto productie (in tonnen)} = 2.49 \cdot 10^6 \text{ ton}$$

fractie (kg)	benodigd (m^3)	perc (%)	produktie (m^3)	opbrengst (%)	na verbrijzelen 1 (m^3)	over (m^3)	na verbrijzelen 2 (m^3)	over (m^3)	na verbrijzelen 3 (m^3)	over (m^3)	na verbrijzelen 4 (m^3)	over (m^3)
<1.0			3.48E+05	21.20	3.60E+05	3.60E+05	3.67E+05	3.67E+05	3.65E+05	3.65E+05	3.94E+05	3.94E+05
1.0-10	2.80E+05	23.10	2.79E+05	17.00	2.89E+05	9.22E+03	2.94E+05	1.44E+04	2.93E+05	1.33E+04	3.16E+05	3.60E+04
10-600	6.78E+05	56.02	5.99E+05	36.50	6.20E+05	-5.81E+04	6.31E+05	-4.69E+04	6.29E+05	-4.93E+04	6.78E+05	-6.00E+02
600-1500	1.28E+05	10.55	2.16E+05	13.20	2.24E+05	9.65E+04	2.28E+05	1.01E+05	2.27E+05	9.97E+04	1.28E+05	0.00E+00
1500-3000	6.64E+04	5.48	5.74E+04	3.50	5.95E+04	-6.90E+03	6.06E+04	-5.83E+03	6.64E+04	0.00E+00	6.64E+04	0.00E+00
3000-6000	5.87E+04	4.85	8.36E+04	5.10	8.67E+04	2.80E+04	5.87E+04	0.00E+00	5.87E+04	0.00E+00	5.87E+04	0.00E+00
>6000			5.74E+04	3.50								
totaal	1.21E+06	100.00	1.64E+06	1.00E+02	1.64E+06		1.64E+06		1.64E+06		1.64E+06	

Tabel B6.17 Benodigde steenproductie

Samengestelde golfbreker met terugkeerperiode= 100 jaar

$$\text{Rendement} = 1.21 \cdot 10^6 / 1.64 \cdot 10^6 = 0.74$$

$$\text{Bruto produktie (in tonnen)} = 2.52 \cdot 10^6 \text{ ton}$$

fractie (kg)	benodigd (m^3)	perc (%)	produktie (m^3)	opbrengst (%)	na verbrijzelen 1 (m^3)	over (m^3)	na verbrijzelen 2 (m^3)	over (m^3)	na verbrijzelen 3 (m^3)	over (m^3)	na verbrijzelen 4 (m^3)	over (m^3)
<1.0			2.80E+05	2.12E+01	2.90E+05	2.90E+05	2.93E+05	2.93E+05	3.07E+05	3.07E+05	3.31E+05	3.31E+05
1.0-10	2.64E+05	3.12E+01	2.24E+05	1.70E+01	2.33E+05	-3.15E+04	2.35E+05	-2.94E+04	2.46E+05	-1.81E+04	2.65E+05	1.30E+03
10-300	3.60E+05	4.26E+01	4.25E+05	3.22E+01	4.40E+05	8.07E+04	4.44E+05	8.46E+04	4.66E+05	1.06E+05	5.03E+05	1.43E+05
300-1000	9.62E+04	1.14E+01	1.61E+05	1.22E+01	1.67E+05	7.07E+04	1.68E+05	7.22E+04	1.76E+05	8.03E+04	9.62E+04	0.00E+00
1000-3000	6.64E+04	7.86E+00	1.16E+05	8.80E+00	1.20E+05	5.40E+04	1.21E+05	5.51E+04	6.64E+04	0.00E+00	6.64E+04	0.00E+00
3000-6000	5.87E+04	6.95E+00	6.73E+04	5.10E+00	6.98E+04	1.11E+04	5.87E+04	0.00E+00	5.87E+04	0.00E+00	5.87E+04	0.00E+00
>6000			4.62E+04	3.50E+00								
totaal	8.45E+05	1.00E+02	1.32E+06	1.00E+02	1.32E+06		1.32E+06		1.32E+06		1.32E+06	

Tabel B6.18 Benodigde steenproductie

Caisson golfbreker met terugkeerperiode= 25 jaar

$$\text{Rendement} = 8.45 \cdot 10^5 / 1.32 \cdot 10^6 = 0.64$$

$$\text{Bruto produktie (in tonnen)} = 2.03 \cdot 10^6 \text{ ton}$$

fractie (kg)	benodigd (m ³)	perc (%)	produktie (m ³)	opbrengst (%)	na verbrijzelen 1 (m ³)	over (m ³)	na verbrijzelen 2 (m ³)	over (m ³)	na verbrijzelen 3 (m ³)	over (m ³)	na verbrijzelen 4 (m ³)	over (m ³)
<1.0			3.07E+05	21.20	3.19E+05	3.19E+05	3.23E+05	3.23E+05	3.33E+05	3.33E+05	3.54E+05	3.54E+05
1.0-10	2.84E+05	32.80	2.46E+05	17.00	2.55E+05	-2.85E+04	2.59E+05	-2.52E+04	2.67E+05	-1.71E+04	2.84E+05	2.34E+02
10-500	3.61E+05	41.65	5.12E+05	35.30	5.30E+05	1.70E+05	5.37E+05	1.77E+05	5.54E+05	1.94E+05	5.90E+05	2.30E+05
500-1200	9.62E+04	11.11	1.58E+05	10.90	1.64E+05	6.76E+04	1.66E+05	6.97E+04	1.71E+05	7.49E+04	9.62E+04	0.00E+00
1200-3000	6.64E+04	7.67	1.01E+05	7.00	1.05E+05	3.88E+04	1.07E+05	4.02E+04	6.64E+04	0.00E+00	6.64E+04	0.00E+00
3000-6000	5.87E+04	6.78	7.39E+04	5.10	7.66E+04	1.79E+04	5.87E+04	0.00E+00	5.87E+04	0.00E+00	5.87E+04	0.00E+00
>6000			5.07E+04	3.50								
totaal	8.66E+05	100.00	1.45E+06	1.00E+02	1.45E+06		1.45E+06		1.45E+06		1.45E+06	

Tabel B6.19 Benodigde steenproductie
Caisson golfbreker met terugkeerperiode= 50 jaar

$$\text{Rendement} = 8.66 \cdot 10^5 / 1.45 \cdot 10^6 = 0.60$$

$$\text{Bruto produktie (in tonnen)} = 2.23 \cdot 10^6 \text{ ton}$$

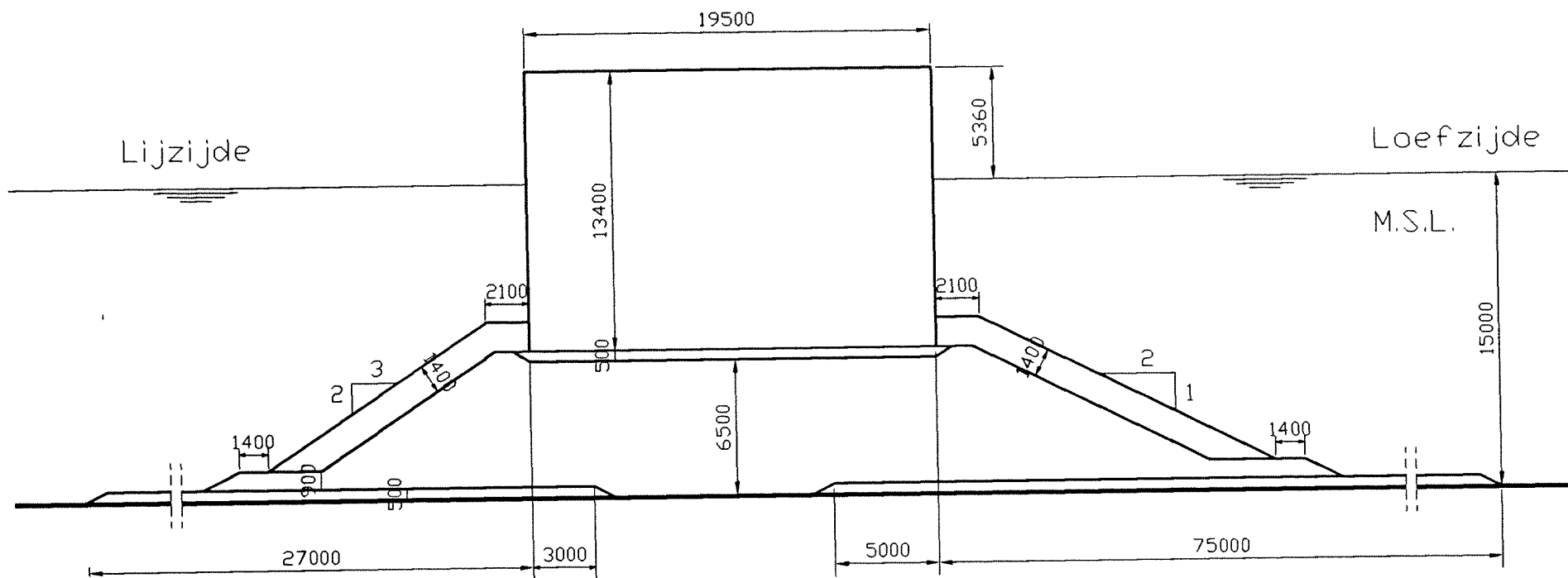
fractie (kg)	benodigd (m ³)	perc (%)	produktie (m ³)	opbrengst (%)	na verbrijzelen 1 (m ³)	over (m ³)	na verbrijzelen 2 (m ³)	over (m ³)	na verbrijzelen 3 (m ³)	over (m ³)	na verbrijzelen 4 (m ³)	over (m ³)
<1.0			3.22E+05	21.20	3.34E+05	3.34E+05	3.39E+05	3.39E+05	3.36E+05	3.36E+05	3.69E+05	3.69E+05
1.0-10	2.95E+05	33.25	2.58E+05	17.00	2.68E+05	-2.72E+04	2.72E+05	-2.32E+04	2.70E+05	-2.52E+04	2.96E+05	5.68E+02
10-600	3.71E+05	41.81	5.55E+05	36.50	5.75E+05	2.04E+05	5.84E+05	2.13E+05	5.79E+05	2.08E+05	6.35E+05	2.64E+05
600-1500	9.62E+04	10.84	2.01E+05	13.20	2.08E+05	1.12E+05	2.11E+05	1.15E+05	2.09E+05	1.13E+05	9.62E+04	0.00E+00
1500-3000	6.64E+04	7.48	5.32E+04	3.50	5.51E+04	-1.13E+04	5.60E+04	-1.04E+04	6.64E+04	0.00E+00	6.64E+04	0.00E+00
3000-6000	5.87E+04	6.62	7.75E+04	5.10	8.03E+04	2.16E+04	5.87E+04	0.00E+00	5.87E+04	0.00E+00	5.87E+04	0.00E+00
>6000			5.32E+04	3.50								
totaal	8.87E+05	100.00	1.52E+06	1.00E+02	1.52E+06		1.52E+06		1.52E+06		1.52E+06	

Tabel B6.20 Benodigde steenproductie
Caisson golfbreker met terugkeerperiode= 100 jaar

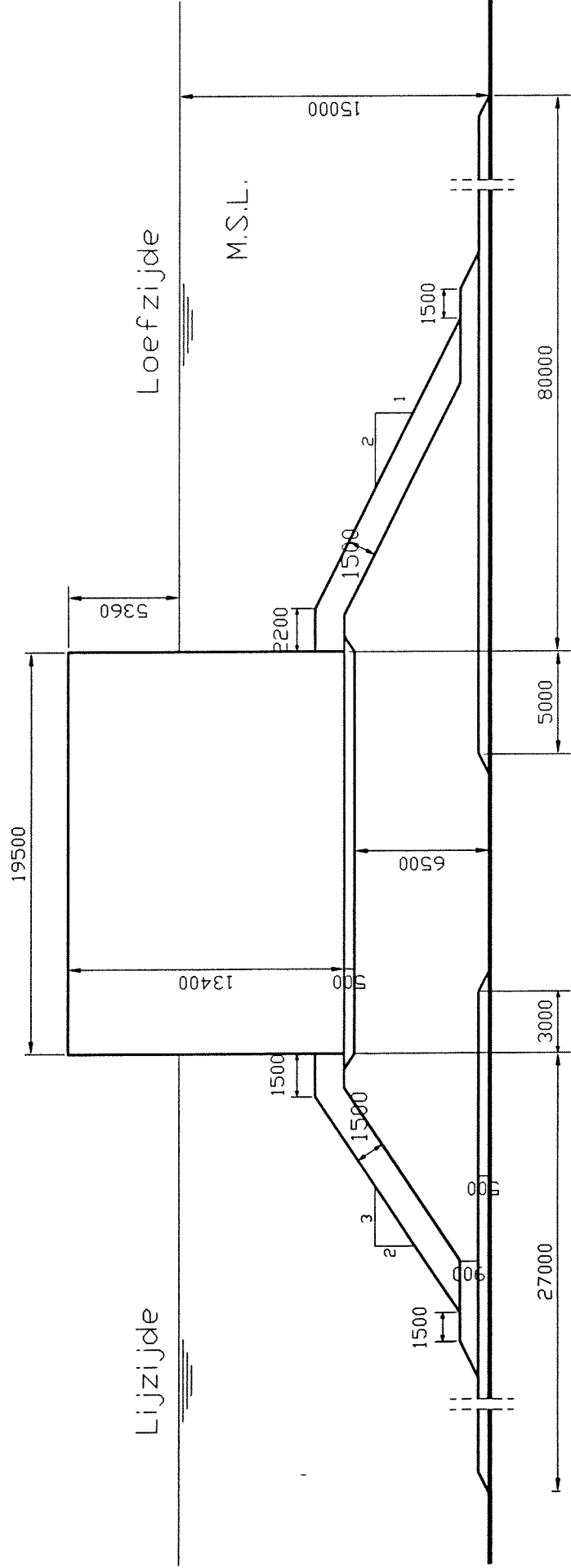
$$\text{Rendement} = 8.87 \cdot 10^5 / 1.52 \cdot 10^6 = 0.58$$

$$\text{Bruto produktie (in tonnen)} = 2.34 \cdot 10^6 \text{ ton}$$

Samengestelde Golfbreker
Sectie II, diepte 15 m
 $T_r = 25$ jaar
 $H_{s,d} = 4.56$ m
 $H_d = 8.21$ m

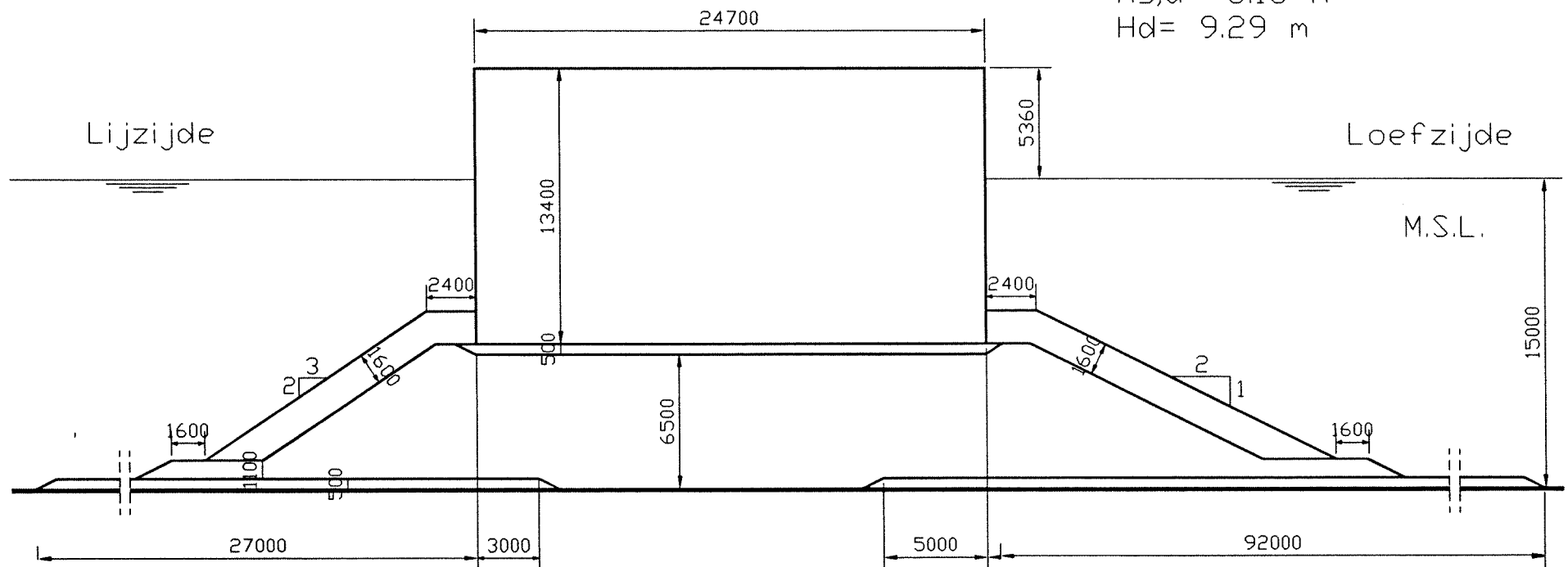


Samengestelde Golfbreker
 Sectie II, diepte 15 m
 $T_r = 50$ jaar
 $H_{s,d} = 4.86$ m
 $H_d = 8.75$ m



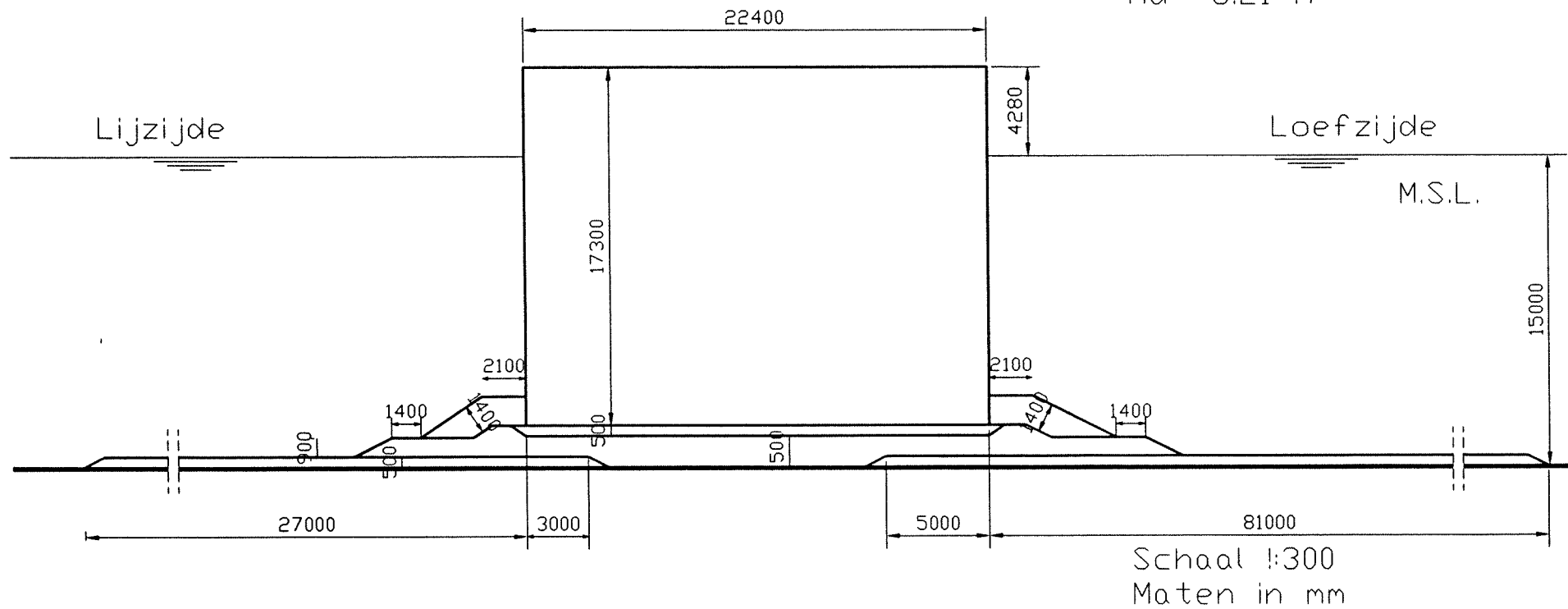
Schaal 1:300
 Maten in mm

Samengestelde Golfbreker
Sectie II, diepte 15 m
 $T_r = 100$ jaar
 $H_{s,d} = 5.16$ m
 $H_d = 9.29$ m

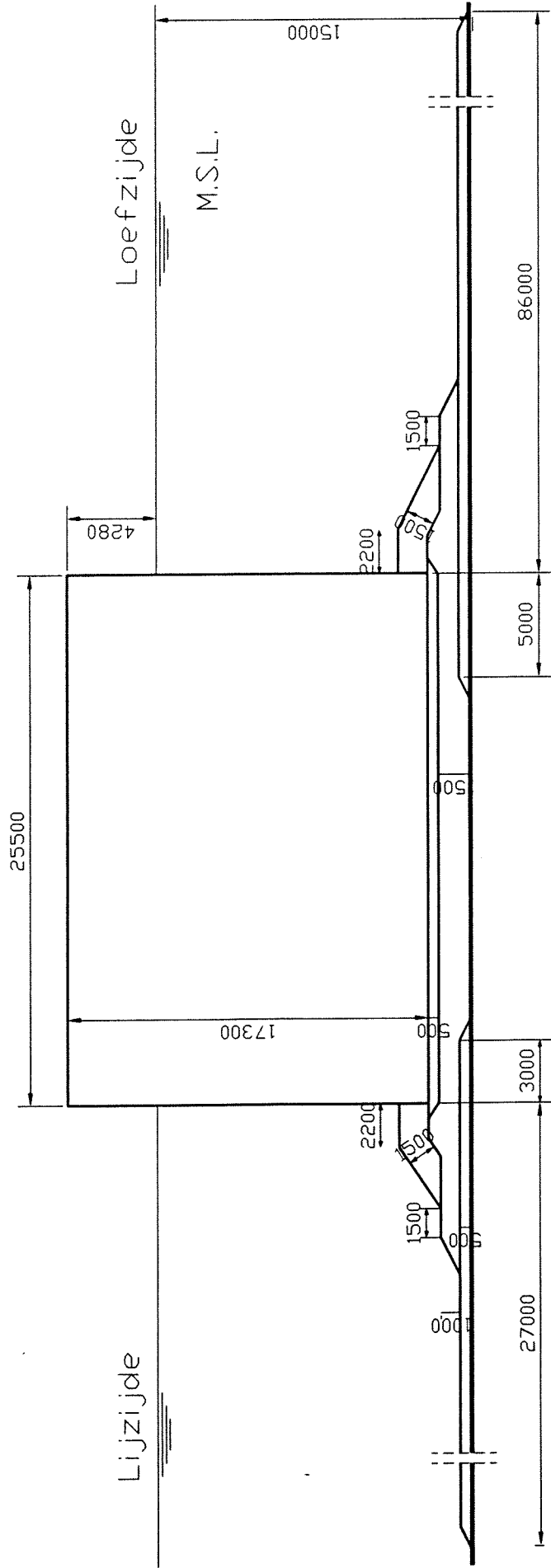


Schaal 1:300
Maten in mm

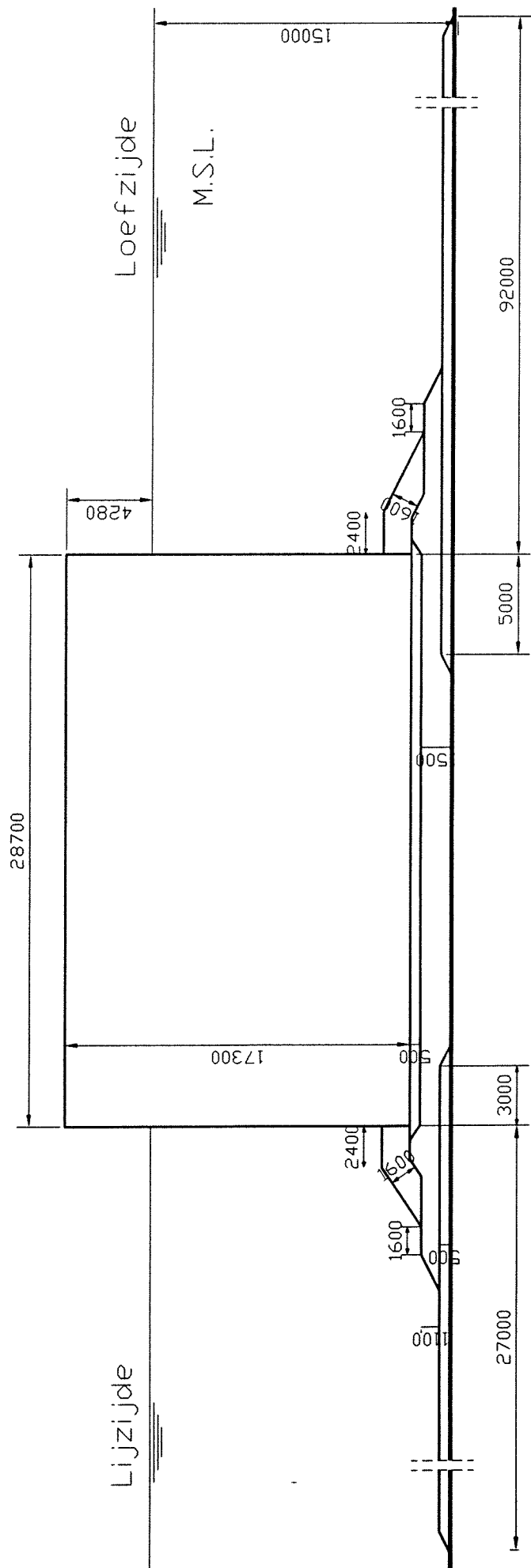
Caissongolfbreker
Sectie II, diepte 15 m
 $T_r = 25$ jaar
 $H_{s,d} = 4.56$ m
 $H_d = 8.21$ m



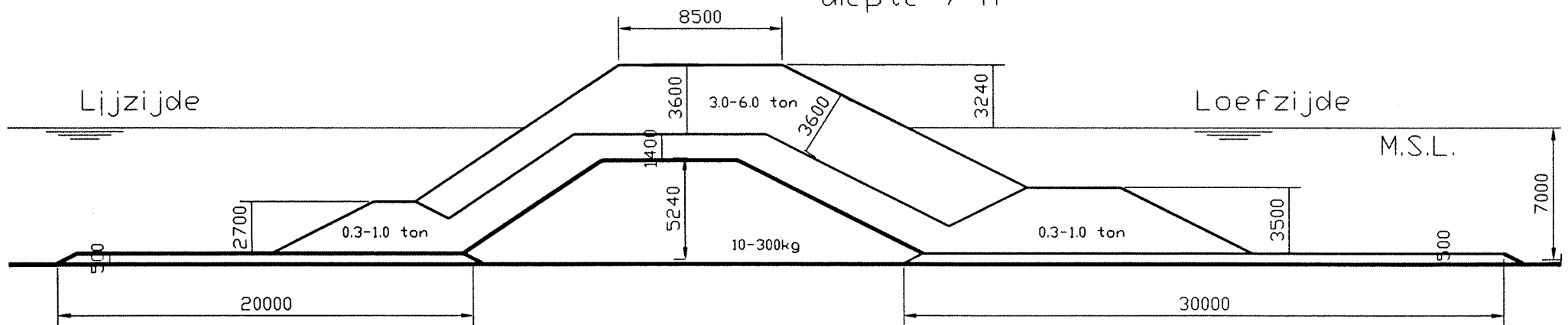
Caisson golfbreker
 Sectie II, $T_r=50$ jaar
 $H_{s,d}=4.86$ m
 $H_d=8.75$ m



Caisson golfbreker
Sectie II, Tr=100 jaar
 $H_{s,d} = 5.16 \text{ m}$
 $H_d = 9.29 \text{ m}$



Conventionele stortstenen golfbreker
 Sectie IV en VII
 $H_{s,d} = 4.56 \text{ m}$
 diepte 7 m



Schaal 1:300
 Maten in mm

Bijlagen bij hoofdstuk 8

Kostenraming van de ontwikkelde alternatieven

8.1 Geïntegreerde bezwijkans

In tabel B8.1 is de geïntegreerde schadekans per jaar op bezwijken van de constructie uitgewerkt voor $T_r = 25$ jr. De achtergrond van deze geïntegreerde schadekans is beschreven in paragraaf 7.4.4 van het hoofdrapport.

De kansen per jaar op schade aan de drempel en de kansen per jaar op bezwijken van de monoliet elementen zijn gegeven in tabel 2.2 en tabel 2.3 van het hoofdrapport.

Schade aan drempel	Schade aan monoliet element	Schade aan de constructie	Geïntegreerde schadekans
geen schade	niet bezwijken	geen schade	$0.96 * 0.84 = 8.10 * 10^{-1}$
geen schade	bezwijken	bezwijken	$0.96 * 1.57 * 10^{-1} = 1.50 * 10^{-1}$
aanvaardbare schade	niet bezwijken	aanvaardbare schade	$4.00 * 10^{-2} * 0.84 = 2.91 * 10^{-2}$
aanvaardbare schade	bezwijken	bezwijken	$4.00 * 10^{-2} * 1.57 * 10^{-1} = 0.55 * 10^{-2}$
onaanvaardbare schade	niet bezwijken	bezwijken	$5.38 * 10^{-3} * 0.84 = 0.45 * 10^{-2}$
onaanvaardbare schade	bezwijken	bezwijken	$5.38 * 10^{-3} * 1.57 * 10^{-1} = 0.09 * 10^{-3}$

Tabel B8. 1 Geïntegreerde kans per jaar op schade ($H_d = 8.21$ m)

Op identieke wijze zijn deze kansen berekend voor de andere ontwerp golfhoogtes.

H_d (m)	P_{gs} (-)	P_{szb} (-)	P_{smb} (-)
8.21	$82.0 * 10^{-2}$	$2.92 * 10^{-2}$	$0.16 * 10^{-2}$
8.75	$89.2 * 10^{-2}$	$1.60 * 10^{-2}$	$8.79 * 10^{-2}$
9.29	$94.3 * 10^{-2}$	$0.85 * 10^{-2}$	$4.80 * 10^{-2}$

Tabel B8. 2 Geïntegreerde kans per jaar op schade aan de constructie

8.2 Eerste raming van de project- en constructiekosten

Deze bijlage geeft een overzicht van de project- en constructiekosten van de in hoofdstuk 6 ontwikkelde golfbreker alternatieven. Hierbij is uitgegaan van een afstand van de steengroeve tot de golfbrekerlokatie van 75 km en een productie volgens fragmentatiecurve A.

De tabellen B8.3 tot en met B8.8 geven een gedetailleerde uitwerking van deze kosten voor samengestelde en de caissongolfbreker voor ontwerp golfhoogtes van $H_d = 8.21$ m, 8.75 m en 9.29 m.

		Prijs (f/ton)	Hoeveelheid (m3)	Hoeveelheid (ton)		Kosten (f miljoen)	Kosten (f miljoen)
Stortsteen		15	1.61E+06	2.48E+06	3.72E+07	37.19	
Productie		18.75	9.38E+05	1.44E+06	2.71E+07	27.08	
Transport (75 km)	Lichter 700kg	30	1.73E+05	2.66E+05	7.99E+06	7.99	
	Zwaarder 700kg	15	2.13E+05	3.28E+05	4.92E+06	4.92	
Storten	Bodembescherming	6	6.35E+05	9.78E+05	5.87E+06	5.87	
	Kern en teen	10	3.15E+04	4.85E+04	4.85E+05	0.49	
	Bem	15	8.05E+04	1.24E+05	1.86E+06	1.86	
	Toplaag	10	1.25E+05	1.93E+05	1.93E+06	1.93	
	Sectie IV en VII	15	2.57E+04	3.96E+04	5.94E+05	0.59	
	Bed onder de caisson	Prijs(f/m2)		Hoeveelheid(m2)			
Filterdoek	Aanschaf	10		4.16E+05	4.16E+06	4.16	
	Leggen	10		4.16E+05	4.16E+06	4.16	
Beton		Prijs(f/m3)					
Ballastzand		500		1.46E+05	7.30E+07	73.00	
		10		4.52E+05	4.52E+06	4.52	
Totaal materiaalkosten					1.74E+08		173.76
Mobilisatiekosten		2.00E+06			2.00E+06	2.00	
		Prijs(f/deg)	Aantal dagen	Aantal boten			
Sleepbootkosten		6.60E+03	90	8	4.75E+06	4.75	
Inspectie door duikers							
Afvlakken van het bed							
Totaal materieelkosten					6.75E+06		6.75
Totale constructiekosten							180.51
Schaderisico		kans (-)		kosten (f miljoen)	kosten per jaar (f miljoen)	risico (f miljoen)	
geen schade		8.20E-01		0.00	0.00E+00	0.00	
aanvaardbare schade		2.92E-02		1.16	3.39E-02	0.03	
onaanvaardbare schade	directe schade kosten	1.60E-01		45.13	7.22E+00	7.22	
	indirecte schadekosten	1.60E-01		530.00	8.48E+01	84.80	
Jaarlijkse schaderisico					9.21E+01		92.05
Gekapitaliseerde schadekosten				pwf= 21.5			1979.17
Totale projectkosten							2159.68

Tabel B8. 3 Kosten voor samengestelde golfbreker $H_d = 8.21$ m

Bijlage 8: Kostenraming van de ontwikkelde alternatieven

		Prijs (f/ton)	Hoeveelheid (m3)	Hoeveelheid (ton)	Kosten (f miljoen)	Kosten (f miljoen)
Stortsteen		15	1.62E+06	2.49E+06	37.42	
Productie		18.75	9.48E+05	1.46E+06	27.39	
Transport (75 km)		30	2.19E+05	3.37E+05	10.10	
Stortkosten	Lichter 700kg	15	2.28E+05	3.51E+05	5.27	
	Zwaarder 700kg	6	6.54E+05	1.01E+06	6.04	
	Bodembescherming	10	3.54E+04	5.45E+04	0.54	
	Kern en teen	15	9.56E+04	1.47E+05	2.21	
	Berm	10	1.25E+05	1.93E+05	1.93	
	Toplaag	15	2.90E+04	4.47E+04	0.67	
	Sectie IV en VII					
	Bed onder de caisson					
Filterdoek	Aanschaf	Prijs(f/m2)		Hoeveelheid(m2)		
	Leggen	10		4.36E+05	4.36	
		10		4.36E+05	4.36	
Beton		Prijs(f/m3)				
Ballastzand		500		1.52E+05	76.00	
		10		4.67E+05	4.67	
Totaal materiaalkosten						180.96
Mobilisatiekosten		2.00E+06			2.00	
Sleepbootkosten		Prijs(f/dag)	Aantal dagen	Aantal boten		
Inspectie door duikers		6.60E+03	90	8	4.75	
Afvlakken van het bed						
Totaal materieelkosten						6.75
Totale constructiekosten						187.71
Schaderisico		kans		kosten	risico	
geen schade		(-)		(f miljoen)		
aanvaardbare schade		8.92E-01		0.00	0.00	
onaanvaardbare schade		1.60E-02		1.16	0.02	
	directe schade kosten	8.79E-02		46.93	4.12	
	indirecte schadekosten	8.79E-02		530.00	46.59	
Jaarlijks schaderisico						50.73
Gekapitaliseerde schadekosten				pwf= 21.5		1090.71
Totale projectkosten						1278.42

Tabel B8. 4 Kosten voor samengestelde golfbreker $H_d = 8.75$ m

		Prijs (f/ton)	Hoeveelheid (m3)	Hoeveelheid (ton)	Kosten (f miljoen)	Kosten (f miljoen)
Stortsteen		15	1.64E+06	2.53E+06	37.88	
Productie		18.75	9.76E+05	1.50E+06	28.19	
Transport (75 km)		30	2.35E+05	3.62E+05	10.85	
Stortkosten	Lichter 700kg	15	2.31E+05	3.56E+05	5.35	
	Zwaarder 700kg	6	6.78E+05	1.04E+06	6.26	
	Bodembescherming	10	4.12E+04	6.34E+04	0.63	
	Kern en teen	15	8.68E+04	1.34E+05	2.01	
	Berm	10	1.25E+05	1.93E+05	1.93	
	Toplaag	15	3.26E+04	5.02E+04	0.75	
	Sectie IV en VII					
	Bed onder de caisson					
Filterdoek	Aanschaf	Prijs(f/m2)		Hoeveelheid(m2)		
	Leggen	10		4.56E+05	4.56	
		10		4.56E+05	4.56	
Beton		Prijs(f/m3)				
Ballastzand		500		1.62E+05	81.00	
		10		5.12E+05	5.12	
Totaal materiaalkosten						189.09
Mobilisatiekosten		2.00E+06			2.00	
Sleepbootkosten		Prijs(f/dag)	Aantal dagen	Aantal boten		
Inspectie door duikers		6.60E+03	90	8	4.75	
Afvlakken van het bed						
Totaal materieelkosten						6.75
Totale constructiekosten						195.84
Schaderisico		kans		kosten per jaar	risico	
geen schade		(-)		(f miljoen)		
aanvaardbare schade		9.43E-01		0.00	0.00	
onaanvaardbare schade		8.50E-03		1.16	0.01	
	directe schade kosten	4.80E-02		48.96	2.35	
	indirecte schadekosten	4.80E-02		530.00	25.44	
Jaarlijks schaderisico						27.80
Gekapitaliseerde schadekosten				pwf= 21.5		597.70
Totale projectkosten						793.54

Tabel B8. 5 Kosten voor samengestelde golfbreker $H_d = 9.29$ m

Beschouwing van constructiekosten van monoliet golfbrekers

		Prijs (f/ton)	Hoeveelheid (m3)	Hoeveelheid (ton)	Kosten (f miljoen)	Kosten (f miljoen)
Stortsteen		15	1.32E+06	2.03E+06	30.49	
Productie		18.75	6.79E+05	1.05E+06	19.61	
Transport (75 km)		30	1.63E+05	2.51E+05	7.53	
Stortkosten	Lichter 700kg	15	2.36E+05	3.63E+05	5.44	
	Zwaarder 700kg	6	3.60E+05	5.54E+05	3.33	
	Bodembescherming	10	3.15E+04	4.85E+04	0.49	
	Kern en teen	15	6.47E+04	9.96E+04	1.49	
	Berm	10	1.25E+05	1.93E+05	1.93	
	Toplaag	15	2.96E+04	4.55E+04	0.68	
	Sectie IV en VII					
	Bed onder de caisson					
Filterdoek	Aanschaf	Prijs(f/m2)		Hoeveelheid(m2)		
	Leggen	10		4.34E+05	4.34	
		10		4.34E+05	4.34	
Beton		Prijs(f/m3)				
Ballastzand		500		1.86E+05	93.00	
		10		5.32E+05	5.32	
Totaal materiaalkosten						177.99
Mobilisatiekosten		2.00E+06			2.00	
Sleepbootkosten		Prijs(f/dag)	Aantal dagen	Aantal boten		
Inspectie door duikers		6.60E+03	90	8	4.75	
Afvalken van het bed						
Totaal materieelkosten						6.75
Totale constructiekosten						184.74
Schaderisico		kans		kosten per jaar	risico	
geen schade		(-)		(f miljoen)		
aanvaardbare schade		8.20E-01		0.00	0.00	
onaanvaardbare schade		2.92E-02		1.16	0.03	
	directe schade kosten	1.60E-01		46.18	7.39	
	indirecte schadekosten	1.60E-01		530.00	84.80	
Jaarlijkse schaderisico						92.22
Gekapitaliseerde schadekosten						1962.80
Totale projectkosten						2167.54

Tabel B8. 6 Kosten voor caissongolfbreker $H_d = 8.21$ m

		Prijs (f/ton)	Hoeveelheid (m3)	Hoeveelheid (ton)	Kosten (f miljoen)	Kosten (f miljoen)
Stortsteen		15	1.41E+06	2.17E+06	32.57	
Productie		18.75	6.72E+05	1.03E+06	19.40	
Transport (75 km)		30	1.94E+05	2.99E+05	8.98	
Stortkosten	Lichter 700kg	15	2.50E+05	3.85E+05	5.77	
	Zwaarder 700kg	6	3.60E+05	5.54E+05	3.33	
	Bodembescherming	10	3.54E+04	5.45E+04	0.54	
	Kern en teen	15	6.17E+04	9.51E+04	1.43	
	Berm	10	1.25E+05	1.93E+05	1.93	
	Toplaag	15	3.43E+04	5.29E+04	0.79	
	Sectie IV en VII					
	Bed onder de caisson					
Filterdoek	Aanschaf	Prijs(f/m2)		Hoeveelheid(m2)		
	Leggen	10		4.58E+05	4.58	
		10		4.58E+05	4.58	
Beton		Prijs(f/m3)				
Ballastzand		500		1.94E+05	97.00	
		10		5.82E+05	5.82	
Totaal materiaalkosten						186.72
Mobilisatiekosten		2.00E+06			2.00	
Sleepbootkosten		Prijs(f/dag)	Aantal dagen	Aantal boten		
Inspectie door duikers		6.60E+03	90	8	4.75	
Afvalken van het bed						
Totaal materieelkosten						6.75
Totale constructiekosten						193.47
Schaderisico		kans		kosten per jaar	risico	
geen schade		(-)		(f miljoen)		
aanvaardbare schade		8.92E-01		0.00	0.00	
onaanvaardbare schade		1.60E-02		1.16	0.02	
	directe schade kosten	8.79E-02		48.37	4.25	
	indirecte schadekosten	8.79E-02		530.00	46.59	
Jaarlijkse schaderisico						50.86
Gekapitaliseerde schadekosten						1083.43
Totale projectkosten						1286.89

Tabel B8. 7 Kosten voor caissongolfbreker $H_d = 8.75$ m

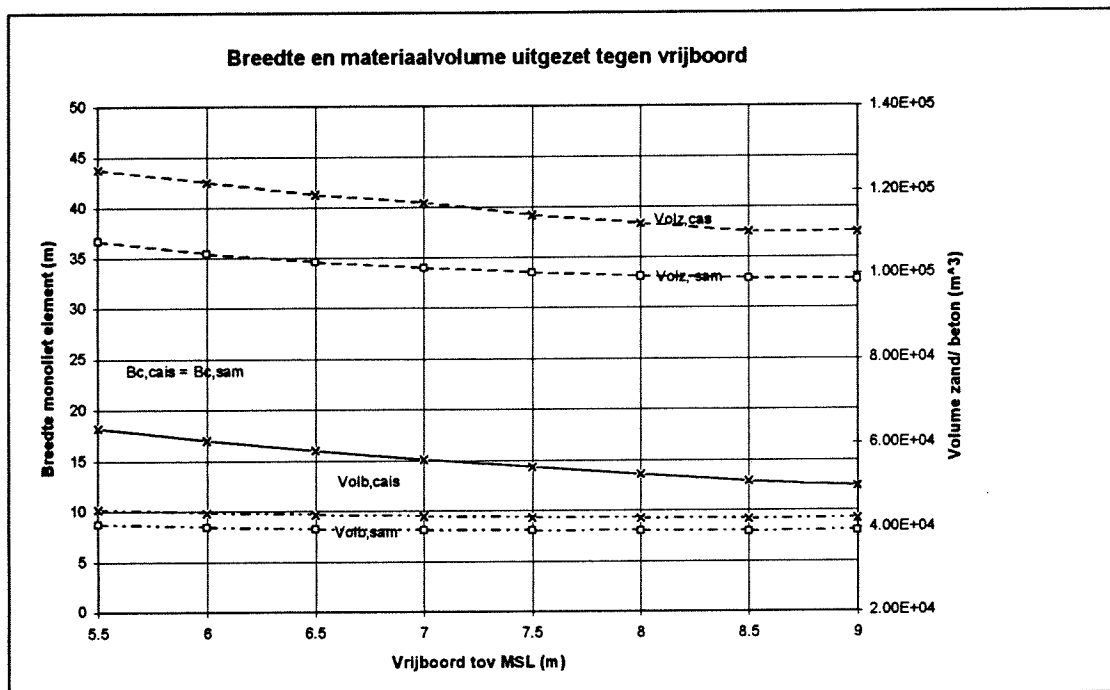
Bijlage 8: Kostenraming van de ontwikkelde alternatieven

		Prijs (f/ton)	Hoeveelheid (m3)	Hoeveelheid (ton)	Kosten (f miljoen)	Kosten (f miljoen)
Stortsteen		15	1.52E+06	2.34E+06	35.11	
Productie		18.75	6.80E+05	1.05E+06	19.63	
Transport (75 km)		30	2.08E+05	3.20E+05	9.59	
Stortkosten	Lichter 700kg	15	2.56E+05	3.94E+05	5.92	
	Zwaardier 700kg	6	3.71E+05	5.71E+05	3.43	
	Bodembescherming	10	4.12E+04	6.34E+04	0.63	
	Kern en teen	15	5.60E+04	8.63E+04	1.29	
	Bem	10	1.25E+05	1.93E+05	1.93	
	Toplaag	15	3.79E+04	5.83E+04	0.88	
	Sectie IV en VII					
Filterdoek	Bed onder de caisson	Prijs(f/m2)		Hoeveelheid(m2)		
	Aanschaf	10		4.82E+05	4.82	
	Leggen	10		4.82E+05	4.82	
Beton		Prijs(f/m3)				
	Ballastzand	500		2.04E+05	102.00	
		10		6.34E+05	6.34	
Totaal materiaalkosten						198.38
Mobilisatiekosten		2.00E+06			2.00	
Sleepbootkosten		Prijs(f/kg)	Aantal dagen	Aantal boten		
Inspectie door duikers		6.60E+03	90	8	4.75	
Afvlakken van het bed						
Totaal materieelkosten						6.75
Totale constructiekosten						203.14
Schaderisico		kans		kosten per jaar	riscio	
geen schade		(-)		(f miljoen)		
aanvaardbare schade		9.43E-01		0.00	0.00	
onaanvaardbare schade		8.50E-03		1.16	0.01	
	directe schade kosten	4.80E-02		50.78	2.44	
	indirecte schadekosten	4.80E-02		530.00	25.44	
Jaarlijks schaderisico						27.89
Gekapitaliseerde schadekosten				pwf= 21.5		599.58
Totale projectkosten						802.72

Tabel B8. 8 Kosten voor caissongolfbreker $H_d = 9.29$ m

8.3 Breedtes en materiaalvolumes voor sectie III

Evenals voor sectie II is voor sectie III het meest geschikte vrijboord bepaald. Hiervoor is uitgegaan van een ontwerpgolfhoogte waterstandsverhoging van respectievelijk $H_d = 8.21$ m en $\Delta h_{zeo} = 1.65$ m. De ontwerp-waterstand is gevonden als: $h_d = 2.65$ m +MSL.



Tabel B8. 9 Caissonbreedte en materiaalvolumes in sectie III voor verschillende vrijboorden

De ondiep waterdoorsnede in deze sectie is maatgevend voor het ontwerp. In het ontwerp voor deze waterdiepte ($h = 7.0$ m) zijn de drempels van de samengestelde golfbreker en de caissongolfbreker even hoog. Daarom is ook de benodigde caissonbreedte voor beide varianten gelijk.

De minimaal benodigde metacentrumhoogte tijdens drijvend transport is maatgevend voor de ontwerp-breedte. Het meest geschikte vrijboord voor de caissongolfbreker en de samengestelde golfbreker is respectievelijk:

$h_{cr} = 7.5$ m + MSL en $h_{cr} = 8.0$ m + MSL.

8.4 Benodigde hoeveelheden stortsteen

Voor de golfbrekerontwerpen met het meest geschikte vrijboord voor sectie II en III en ontwerp golfhoogte $H_d = 11.7$ m, is de vereiste hoeveelheid stortsteen geraamd. Deze zijn weergegeven in onderstaande tabellen.

	1-10kg	2.5kg	10-300kg	0,3-1 ton	1-3 ton	3-6 ton	totaal
sectie 1	1.08E+04	3.90E+02	1.05E+04	1.83E+03	1.06E+03		2.46E+04
sectie 2	8.63E+04	2.08E+04	3.70E+05	4.75E+04	1.28E+04		5.37E+05
sectie 3	4.60E+04	9.76E+03	1.01E+05	1.98E+04	5.32E+03		1.82E+05
sectie 4 en 7	3.60E+04		1.62E+05	2.67E+04	6.18E+04	5.46E+04	3.41E+05
sectie 5	1.12E+04	1.96E+02	4.91E+03	1.28E+03	1.06E+03		1.86E+04
sectie 6	1.73E+04	1.47E+03	2.38E+04	7.42E+03	2.00E+03		5.20E+04
totaal	2.08E+05	3.26E+04	6.72E+05	1.05E+05	8.40E+04	5.46E+04	1.16E+06

Tabel B8. 10 Totale benodigde steenvolumes voor samengestelde golfbreker

	1-10kg	2.5kg	10-300kg	0,3-1ton	1-3ton	3-6 ton	totaal
sectie 1	1.50E+04	4.60E+02	2.52E+03	6.76E+02	4.08E+02		1.91E+04
sectie 2	8.63E+04	2.13E+04	1.09E+05	2.54E+04	7.65E+03		2.49E+05
sectie 3	4.60E+04	1.16E+04	6.40E+04	2.58E+04	4.08E+03		1.51E+05
sectie 4 en 7	3.60E+04		1.62E+05	2.67E+04	6.18E+04	5.46E+04	3.41E+05
sectie 5	1.62E+04	2.58E+02	2.18E+03	1.29E+03	4.08E+02		2.03E+04
sectie 6	1.73E+04	1.94E+03	1.63E+04	9.66E+03	1.53E+03		4.67E+04
totaal	2.17E+05	3.56E+04	3.56E+05	8.95E+04	7.58E+04	5.46E+04	8.28E+05

Tabel B8. 11 Totale benodigde steenvolumes voor caisson golfbreker

8.5 Benodigde stortsteen produktie

De tabellen B8.12 en B8.13 geven de benodigde steenproduktie, wanneer de groeve opbrengst, is volgens fragmentatiecurve A.

fractie (kg)	benodigd (m ³)	perc (%)	produktie (m ³)	opbrengst (%)	na verbrijzelen 1 (m ³)	over (m ³)	na verbrijzelen 2 (m ³)	over (m ³)	na verbrijzelen 3 (m ³)	over (m ³)	na verbrijzelen 4 (m ³)	over (m ³)
<1.0			3.76E+05	21.20	3.90E+05	3.90E+05	3.98E+05	3.98E+05	4.17E+05	4.17E+05	4.55E+05	4.55E+05
1.0-10	2.59E+05	21.33	3.02E+05	17.00	3.13E+05	5.39E+04	3.19E+05	6.04E+04	3.34E+05	7.58E+04	3.65E+05	1.06E+05
10-300	6.92E+05	57.08	5.71E+05	32.20	5.92E+05	-1.00E+05	6.04E+05	-8.79E+04	6.33E+05	-5.87E+04	6.92E+05	-5.37E+02
300-1000	1.13E+05	9.31	2.16E+05	12.20	2.24E+05	1.11E+05	2.29E+05	1.16E+05	2.40E+05	1.27E+05	1.13E+05	0.00E+00
1000-3000	9.03E+04	7.45	1.56E+05	8.80	1.62E+05	7.15E+04	1.65E+05	7.48E+04	9.03E+04	0.00E+00	9.03E+04	0.00E+00
3000-6000	5.87E+04	4.84	9.05E+04	5.10	9.38E+04	3.50E+04	5.87E+04	0.00E+00	5.87E+04	0.00E+00	5.87E+04	0.00E+00
>6000			6.21E+04	3.50								
totaal	1.21E+06	100.00	1.77E+06	1.00E+02	1.77E+06		1.77E+06		1.77E+06		1.77E+06	

**Tabel B8.12 Benodigde steenproductie
Aangepaste samengestelde golfbreker**

$$\text{Rendement} = 1.21 \cdot 10^6 / 1.77 \cdot 10^6 = 0.68$$

$$\text{Bruto produktie (in tonnen)} = 2.73 \cdot 10^6 \text{ ton}$$

fractie (kg)	benodigd (m ³)	perc (%)	produktie (m ³)	opbrengst (%)	na verbrijzelen 1 (m ³)	over (m ³)	na verbrijzelen 2 (m ³)	over (m ³)	na verbrijzelen 3 (m ³)	over (m ³)	na verbrijzelen 4 (m ³)	over (m ³)
<1.0			2.88E+05	21.20	2.99E+05	2.99E+05	3.02E+05	3.02E+05	3.13E+05	3.13E+05	3.38E+05	3.38E+05
1.0-10	2.72E+05	31.05	2.31E+05	17.00	2.40E+05	-3.20E+04	2.42E+05	-2.95E+04	2.51E+05	-2.05E+04	2.71E+05	-2.19E+02
10-300	3.67E+05	41.92	4.38E+05	32.20	4.54E+05	8.71E+04	4.58E+05	9.18E+04	4.76E+05	1.09E+05	5.14E+05	1.47E+05
300-1000	9.62E+04	11.00	1.66E+05	12.20	1.72E+05	7.57E+04	1.74E+05	7.75E+04	1.80E+05	8.40E+04	9.62E+04	0.00E+00
1000-3000	8.15E+04	9.32	1.20E+05	8.80	1.24E+05	4.25E+04	1.25E+05	4.38E+04	8.15E+04	0.00E+00	8.15E+04	0.00E+00
3000-6000	5.87E+04	6.71	6.94E+04	5.10	7.19E+04	1.32E+04	5.87E+04	0.00E+00	5.87E+04	0.00E+00	5.87E+04	0.00E+00
>6000			4.76E+04	3.50								
totaal	8.75E+05	100.00	1.36E+06	1.00E+02	1.36E+06		1.36E+06		1.36E+06		1.36E+06	

**Tabel B8.13 Benodigde steenproductie
Aangepaste caisson golfbreker**

$$\text{Rendement} = 8.75 \cdot 10^5 / 1.36 \cdot 10^6 = 0.64$$

$$\text{Bruto produktie (in tonnen)} = 2.09 \cdot 10^6 \text{ ton}$$

8.6 Tweede raming van de projectkosten

Onderstaande tabellen geven een overzicht van de constructie- en projectkosten voor de golfbreker-ontwerpen, voor de optimale ontwerp golfhoopte $H_d = 11.7$ m en het meest geschikte vrijboord $h_{cr} = 9.0 + \text{MSL}$.

		Prijs (f/ton)	Hoeveelheid (m3)	Hoeveelheid (ton)	Kosten (f miljoen)	Kosten (f miljoen)
Stortsteen		15	1.77E+06	2.73E+06	40.89	
Productie						
Transport (75 km)	Lichter 700kg	18.75	1.01E+06	1.56E+06	29.16	
	Zwaarder 700kg	30	1.97E+05	3.03E+05	9.10	
Storten	Bodembescherming	15	1.55E+05	2.39E+05	3.58	
	Kern en teen	6	6.92E+05	1.07E+06	6.39	
	Toplaag 1	10	2.39E+04	3.68E+04	0.37	
	Toplaag 2	15	1.13E+05	1.74E+05	2.61	
	Sectie IV en VII	10	1.25E+05	1.93E+05	1.93	
	Bed onder de caisson	15	1.04E+05	1.60E+05	2.40	
		Prijs(f/m2)		Hoeveelheid(m2)		
Filterdoek	Aanschaf	10		4.56E+05	4.56	
	Leggen	10		4.56E+05	4.56	
		Prijs(f/m3)				
Beton		500		1.93E+05	96.50	
Ballastzand		10		6.79E+05	6.79	
Totaal materiaalkosten						208.84
Mobilisatiekosten		2.00E+06			2.00	
		Prijs(f/dag)	Aantal dagen	Aantal boten		
Sleepbootkosten		6.80E+03	90	8	4.75	
Inspectie door duikers						
Afvlakken van het bed						
Totaal materielekosten						6.75
Totale constructiekosten						215.60
Schaderisico		kans		kosten per jaar	risico	
		(-)		(f miljoen)	(f miljoen)	
geen schade		9.97E-01		0.00	0.00	
aanvaardbare schade				1.16	0.00	
onaanvaardbare schade	directe schade kosten	3.47E-03		53.90	0.19	
	indirecte schadekosten	3.47E-03		530.00	1.84	
Jaarlijks schaderisico						2.03
Gekapitaliseerde schadekosten						43.56
Totale projectkosten						259.16

Tabel B8. 14 Tweede kostenraming voor samengestelde golfbreker

Bijlage 8: Kostenraming van de ontwikkelde alternatieven

		Prijs (f/ton)	Hoeveelheid (m3)	Hoeveelheid (ton)	Kosten (f miljoen)	Kosten (f miljoen)
Stortsteen		15	1.38E+06	2.09E+06	31.42	
Productie		18.75	6.93E+05	1.07E+06	20.01	
Transport (75 km)	Lichter 700kg	30	1.81E+05	2.79E+05	8.36	
	Zwaarder 700kg	15	2.36E+05	3.64E+05	5.46	
Storten	Bodembescherming	6	3.67E+05	5.65E+05	3.39	
	Kern en teen	10	1.51E+04	2.33E+04	0.23	
	Toplaag 1	15	9.62E+04	1.48E+05	2.22	
	Toplaag 2	10	1.25E+05	1.93E+05	1.93	
	Sectie IV en VII	15	3.58E+04	5.49E+04	0.82	
	Bed onder de caisson	Prijs(f/m2)		Hoeveelheid(m2)		
Filterdoek	Aanschaf	10		4.82E+05	4.82	
	Leggen	10		4.82E+05	4.82	
		Prijs(f/m3)				
Beton		500		2.10E+05	105.00	
Ballastzand		10		7.75E+05	7.75	
Totaal materiaalkosten						196.23
Mobilisatiekosten		2.00E+06			2.00	
Sleepbootkosten		Prijs(f/dag)	Aantal dagen	Aantal boten		
Inspectie door duikers		6.60E+03	90	8	4.75	
Afvlakken van het bed						
Totaal materieelkosten						6.75
Totale constructiekosten						202.99
Schaderisico		kans		kosten per jaar	risico	
geen schade		(-)		(f miljoen)	(f miljoen)	
aanvaardbare schade		9.97E-01		0.00	0.00	
onaanvaardbare schade	directe schade kosten	3.47E-03		1.16	0.00	
	indirecte schadekosten	3.47E-03		50.75	0.18	
				530.00	1.84	
Jaarlijks schaderisico						2.02
Gekapitaliseerde schadekosten				pwf= 21.5		43.33
Totale projectkosten						246.31

Tabel B8. 15 Tweede kostenraming voor caisson golfbreker

Bijlagen bij hoofdstuk 10

Monoliet ontwerpen in grote waterdieptes

10.1 Overzicht van materiaalkosten voor verschillende configuraties

Voor waterdieptes $h = 15, 20, 25$ en 30 m is de meest geschikte ontwerpconfiguratie bepaald. Hiermee wordt de combinatie van vrijboord, drempelhoogte en caissonbreedte aangeduid, die leidt tot het ontwerp met de laagste materiaalkosten per strekkende meter golfbreker.

De tabellen B10.1 tot en met B10.5 geven de maatgevende bezwijkmechanismen, caissonbreedtes, hoeveelheden beton en ballastzand, kosten voor transport en plaatsen van de stortsteen en de totale materiaalkosten voor verschillende waterdieptes en verschillende vrijboorden.

Het minimale vrijboord (h_{cr}) is gesteld op 5.0 m + MSL. De minimale afstand (h') van de caissonbodem tot MSL is gesteld op 8.0 m. Een kleinere afstand leidt tot niet-economisch brede caissons.

De volgende invoerparameters zijn in de stabiliteitsberekeningen gebruikt:

Ontwerpgolfhoogte:	H_d	= 11.5 m
Waterstandsverhoging agv opwaaiing:	Δh_{zee}	= 2.13 m
Ontwerp-waterstand:	h_d	= 3.13 m + MSL
Hoek van golfinval:	β	= 5°
Golflengte op diep water:	L_0	= 325 m
Golfsteilheid:	s	= 2%
Dichtheid beton:	ρ_b	= 2400 kg/ m ³
Dichtheid ballastzand:	ρ_z	= 2000 kg/ m ³
Dichtheid zeewater:	ρ_w	= 1030 kg/ m ³

In tabel B10.2 zijn met de volgende verkortingen de maatgevende bezwijkmechanismen aangegeven:

afsch.	= afschuiven van het monoliet element
kant.	= kantelen van het monoliet element
Pe	= maximaal aanvaardbare korrelspanning onder het kantelpunt (600 kN/m ²)
hm	= metacentrumhoogte van de caisson tijdens drijvend transport

Tabel B10.1: Maatgevend bezwijkmechanisme

h =15 m	hcr (m)	hdr=2.0 m	hdr=7.0 m	hdr=12.0 m	hdr=17.0 m	hdr=22.0 m
	5.0	afsch.	afsch.	x	x	x
	6.0	afsch.	afsch.	x	x	x
	7.0	afsch.	afsch.	x	x	x
	8.0	afsch.	afsch.	x	x	x
	9.0	Pe	afsch.	x	x	x

h=20 m	hcr (m)	hdr=2.0 m	hdr=7.0 m	hdr=12.0 m	hdr=17.0 m	hdr=22.0 m
	5.0	afsch.	afsch.	afsch.	x	x
	6.0	Pe	afsch.	afsch.	x	x
	7.0	Pe	afsch.	afsch.	x	x
	8.0	Pe	afsch.	afsch.	x	x
	9.0	Pe	Pe	afsch.	x	x

h=25 m	hcr (m)	hdr=2.0 m	hdr=7.0 m	hdr=12.0 m	hdr=17.0 m	hdr=22.0 m
	5.0	Pe	afsch.	afsch.	afsch.	x
	6.0	Pe	Pe	afsch.	afsch.	x
	7.0	Pe	Pe	afsch.	afsch.	x
	8.0	Pe	Pe	afsch.	afsch.	x
	9.0	Pe	Pe	Pe	afsch.	x

h =30 m	hcr (m)	hdr=2.0 m	hdr=7.0 m	hdr=12.0 m	hdr=17.0 m	hdr=22.0 m
	5.0	Pe	hm	hm	afsch.	afsch.
	6.0	Pe	Pe	hm	afsch.	afsch.
	7.0	Pe	Pe	hm	afsch.	afsch.
	8.0	Pe	Pe	hm	hm	afsch.
	9.0	Pe	Pe	Pe	Pe	afsch.

Tabel B10.2: breedte monoliet element (m)

hdr=2.0 m	hdr=7.0 m	hdr=12.0 m	hdr=17.0 m	hdr=22.0 m
31.8	43.5	x	x	x
29.0	37.5	x	x	x
26.8	33.3	x	x	x
<u>25.0</u>	30.2	x	x	x
24.6	<u>27.8</u>	x	x	x

hdr=2.0 m	hdr=7.0 m	hdr=12.0 m	hdr=17.0 m	hdr=22.0 m
<u>27.0</u>	30.7	42.5	x	x
26.5	28.2	37.0	x	x
27.5	26.1	33.0	x	x
28.5	<u>24.5</u>	30.0	x	x
30.0	24.5	<u>27.7</u>	x	x

hdr=2.0 m	hdr=7.0 m	hdr=12.0 m	hdr=17.0 m	hdr=22.0 m
<u>30.1</u>	<u>25.5</u>	29.3	40.8	x
31.5	26.1	27.0	35.7	x
34.0	27.0	25.0	32.0	x
36.0	28.2	<u>23.5</u>	29.2	x
38.5	30.0	24.0	<u>27.0</u>	x

hdr=2.0 m	hdr=7.0 m	hdr=12.0 m	hdr=17.0 m	hdr=22.0 m
<u>36.9</u>	<u>30.0</u>	<u>24.9</u>	27.8	38.8
39.8	31.0	25.9	25.7	34.0
42.0	33.0	27.0	24.0	30.7
45.0	35.5	28.0	<u>22.8</u>	28.0
48.5	38.2	29.3	23.9	<u>27.0</u>

Tabel B10.3: Volumes beton en zand per 40 meter (in m³)

h =15 m	hcr (m)	hdr=2.0 m		hdr=7.0 m		hdr=12.0 m		hdr=17.0 m		hdr=22.0 m	
	5.0	4300	18100	4490	17500	x	x	x	x	x	x
	6.0	4170	14700	4160	16300	x	x	x	x	x	x
	7.0	4090	17000	3950	15500	x	x	x	x	x	x
	8.0	4040	16600	3830	15100	x	x	x	x	x	x
	9.0	4130	17200	3750	14700	x	x	x	x	x	x
h=20 m	hcr (m)	hdr=2.0 m		hdr=7.0 m		hdr=12.0 m		hdr=17.0 m		hdr=22.0 m	
	5.0	4550	19900	4360	17500	4400	17000	x	x	x	x
	6.0	4630	20400	4090	16900	4110	16000	x	x	x	x
	7.0	4900	22200	4010	16500	3930	15400	x	x	x	x
	8.0	5170	24100	3980	16200	3810	14900	x	x	x	x
	9.0	5570	26400	4120	17100	3740	14700				
h=25 m	hcr (m)	hdr=2.0 m		hdr=7.0 m		hdr=12.0 m		hdr=17.0 m		hdr=22.0 m	
	5.0	5680	27600	4370	18700	4050	16600	4260	16300	x	x
	6.0	6020	30100	4590	20100	3960	16200	4000	15500	x	x
	7.0	6520	33800	4840	21800	3900	15700	3830	14900	x	x
	8.0	6960	37100	5130	23800	3870	15500	3730	14500	x	x
	9.0	7490	41200	5510	26400	4060	16700	3670	14300	x	x
h =30 m	hcr (m)	hdr=2.0 m		hdr=7.0 m		hdr=12.0 m		hdr=17.0 m		hdr=22.0 m	
	5.0	7440	40700	5660	27500	4300	18200	3930	15700	4090	15500
	6.0	8040	45500	5950	29500	4560	19900	3830	15300	3850	14700
	7.0	8560	49600	6380	32700	4840	21800	3790	15100	3720	14200
	8.0	9210	54900	6890	36600	5110	23600	3800	15000	3620	13900
	9.0	9960	61100	7450	40900	5420	25800	4050	16600	3570	13700

Tabel B10.4: Steenkosten per strekkende meter
(in guldens)

h =15 m	hcr (m)	hdr=2.0 m	hdr=7.0 m	hdr=12.0 m	hdr=17.0 m	hdr=22.0 m
	5.0	F 12604	F 33136	x	x	x
	6.0	F 12283	F 30115	x	x	x
	7.0	F 12031	F 26068	x	x	x
	8.0	F 11825	F 26527	x	x	x
	9.0	F 11779	F 25335	x	x	x

h=20 m	hcr (m)	hdr=2.0 m	hdr=7.0 m	hdr=12.0 m	hdr=17.0 m	hdr=22.0 m
	5.0	F 12054	F 26776	F 51447	x	x
	6.0	F 11997	F 25533	F 46612	x	x
	7.0	F 12111	F 24490	F 43095	x	x
	8.0	F 12226	F 23695	F 40458	x	x
	9.0	F 12398	F 23695	F 38436	x	x

h=25 m	hcr (m)	hdr=2.0 m	hdr=7.0 m	hdr=12.0 m	hdr=17.0 m	hdr=22.0 m
	5.0	F 12409	F 24192	F 39842	F 68111	x
	6.0	F 12570	F 24490	F 37820	F 61677	x
	7.0	F 12857	F 24937	F 36062	F 57010	x
	8.0	F 13000	F 25533	F 34742	F 53478	x
	9.0	F 13373	F 26428	F 35183	F 50703	x

h =30 m	hcr (m)	hdr=2.0 m	hdr=7.0 m	hdr=12.0 m	hdr=17.0 m	hdr=22.0 m
	5.0	F 13189	F 26428	F 35974	F 51712	F 82981
	6.0	F 13522	F 26925	F 36853	F 49063	F 75092
	7.0	F 13774	F 27919	F 37820	F 46919	F 69668
	8.0	F 14118	F 29161	F 38699	F 45405	F 65230
	9.0	F 14519	F 30503	F 39842	F 46793	F 63586

Tabel B10.5: Materiaalkosten per meter
(in duizenden guldens)

hdr=2.0 m	hdr=7.0 m	hdr=12.0 m	hdr=17.0 m	hdr=22.0 m
70.9	93.6	x	x	x
68.1	86.2	x	x	x
67.4	79.3	x	x	x
<u>66.5</u>	78.2	x	x	x
67.7	<u>75.9</u>	x	x	x

hdr=2.0 m	hdr=7.0 m	hdr=12.0 m	hdr=17.0 m	hdr=22.0 m
<u>73.9</u>	85.7	110.7	x	x
75.0	80.9	102.0	x	x
78.9	78.7	96.1	x	x
82.9	<u>77.5</u>	91.8	x	x
88.6	79.5	<u>88.9</u>	x	x

hdr=2.0 m	hdr=7.0 m	hdr=12.0 m	hdr=17.0 m	hdr=22.0 m
<u>F 90.3</u>	<u>F 83.5</u>	F 94.6	F 125.4	x
F 95.3	F 86.9	F 91.4	F 115.6	x
F 102.8	F 90.9	F 88.7	F 108.6	x
F 109.3	F 95.6	<u>F 87.0</u>	F 103.7	x
F 117.3	F 101.9	F 90.1	<u>F 100.2</u>	x

hdr=2.0 m	hdr=7.0 m	hdr=12.0 m	hdr=17.0 m	hdr=22.0 m
<u>F 116.4</u>	<u>F 104.1</u>	<u>F 94.3</u>	F 104.8	F 138.0
F 125.4	F 108.7	F 98.8	F 100.8	F 126.9
F 133.2	F 115.8	F 103.8	F 98.1	F 119.7
F 143.0	F 124.4	F 108.5	<u>F 96.7</u>	F 114.0
F 154.3	F 133.9	F 114.0	F 101.6	<u>F 111.6</u>