

Trotseren door demobiliseren

Een onderzoek naar de technische en financiële haalbaarheid
van het gedeeltelijk demobiliseren van golfdempende
constructies teneinde extreme belastingsituaties te weerstaan

afstudeerverslag van:

M. Roelofs

november 1998

Trotseren door demobiliseren

Een onderzoek naar de technische en financiële haalbaarheid
van het gedeeltelijk demobiliseren van golfdempende
constructies teneinde extreme belastingsituaties te weerstaan

Eindrapportage van een afstudeeronderzoek
aan de technische Universiteit Delft
faculteit der Civiele Techniek
vakgroep Waterbouwkunde

Student:	M. Roelofs
Studienummer:	700423
Datum:	november 1998
Afstudeercommissie:	prof.drs.ir. J.K. Vrijling, Technische Universiteit Delft ir. W.H. Tutuarima, Technische Universiteit Delft ir. H.K.T. Kuijper, Technische Universiteit Delft ir. G. Burger, ARCADIS Bouw/Infra BV dr.ir. H.L. Fontijn, Technische Universiteit Delft

Voorwoord

Dit is de eindrapportage van het afstudeerwerk dat is verricht ter afsluiting van mijn studie Civiele Techniek aan de Technische Universiteit Delft.

Het onderwerp van mijn afstudeerwerk is het onderzoeken van de technische en financiële haalbaarheid van een golfdempende constructie die gedeeltelijk gedemobiliseerd kan worden om extreme belastingsituaties te weerstaan.

Het concept waarop dit afstudeerwerk is gebaseerd, overleven door het gedeeltelijk demobiliseren van de constructie, is afkomstig van de heer Tutuarima. Door het ter beschikking stellen van zijn idee is voor mij een interessant afstudeeronderwerp ontstaan. Hiervoor ben ik hem dankbaar.

Mijn dank bij het tot stand komen van dit rapport gaat verder uit naar mijn afstudeercommissie die bestaat uit professor Vrijling, de heren Kuijper, Burger en Fontijn en de heer Tutuarima voor begeleiding van de gehele afstudeerperiode.

Tot slot wil ik het bedrijf ARCADIS Bouw/Infra bedanken voor de inspirerende sfeer, het beschikbaar stellen van werkruimte en de gegevens waarop de case is gebaseerd.

Michiel Roelofs, november 1998

Leeswijzer

Voor de bestudering van het onderwerp “technische en financiële haalbaarheid van het gedeeltelijk demobiliseren van golfdempende constructies teneinde extreme belastingsituaties te weerstaan” is dit rapport gesplitst in twee delen.

Het eerste deel behandelt het fundamentele ontwerp van een gedeeltelijk demobiliseerbare golfdempende constructie. Hierin wordt de haalbaarheid van een gedeeltelijk te demobiliseren constructie bij verschillende extreme belastingsituaties beschreven. Vervolgens wordt voor de belastingsituatie cycloon bepaald welke typen conventionele constructies geschikt zijn om aangepast te worden, zodat de constructies gedeeltelijk demobiliseerbaar kunnen worden.

Het tweede deel bestaat uit de constructieve en financiële uitwerking van de geselecteerde constructies aan de hand van een case, de haven Philipsburg van Sint Maarten. Het eiland Sint Maarten wordt met jaarlijkse regelmaat geteisterd door cyclonen waardoor de toepassing van een gedeeltelijk demobiliseerbare golfdempende constructie wellicht rendabel is.

Samenvatting

Fundamenteel ontwerp

De rentabiliteit van een haven kan vergroot worden door de tijd dat een haven niet bruikbaar is (de downtime) te verkleinen. Een deel van de downtime wordt veroorzaakt doordat de schepen tengevolge van de te hoge golven niet in staat zijn lading af te handelen. Dit resulteert in kosten of het uitblijven van opbrengsten. Het verlagen van downtime is mogelijk door de optredende golfhoogte te reduceren met een golfdempende constructie. Tijdens zijn levensduur wordt de constructie geconfronteerd met extreme belastingen. Wanneer deze extreme belastingen met grote regelmaat voorkomen, heeft een conventioneel ontworpen constructie grote dimensies nodig om de extreme belastingen te weerstaan. Dit resulteert in hoge kosten voor de constructie waardoor het onrendabel is een golfdempende constructie toe te passen

De in dit rapport gepresenteerde onconventionele ontwerpfilosofie resulteert in een constructie die tijdens normale omstandigheden in staat is de golfhoogte in de haven te reduceren. Tijdens extreme omstandigheden moet de constructie gedeeltelijk gedemobiliseerd kunnen zijn. Dit wordt dusdanig verplaatst dat het zich tijdens de extreme omstandigheden buiten de invloed hiervan bevindt. Een voorwaarde hierbij is dat in de haven tijdens de extreme belastingssituatie geen schepen aanwezig zijn die beschermd moeten worden. De constructiedelen worden hierdoor aan minder grote belastingen blootgesteld waardoor de dimensies kleiner kunnen zijn. Dit resulteert in lagere kosten voor de constructie waardoor een golfdempende constructie wellicht wel rendabel toegepast kan worden.

Als gevolg hiervan ontstaan de twee volgende vragen. Is het op een onconventionele wijze ontwerpen van de golfdempende constructie wel rendabel? Is het op deze wijze ontwerpen van golfdempende constructies überhaupt wel mogelijk?

Om antwoord te krijgen op deze vragen zijn bestaande, conventioneel ontworpen, golfdempende constructies beoordeeld op functioneren en overleven.

Functioneren is voor een golfdempende constructie het bieden van bescherming aan een haven tegen golfindringing. Als beoordelingscriterium is de mate waarin de constructie golven doorlaat, de transmissie, gehanteerd. Voor een deel van de conventionele constructies is het niet mogelijk een voldoende lage transmissie te behalen indien de dimensies niet extreem groot mogen worden. Voor drijvende constructies is dit problematisch. Rubble mound constructies, caissons en overige verticale constructies zoals gordijn type constructies voldoen wel.

Overleven is het niet bezwijken van de constructie tengevolge van extreme belastingen. Er zijn verschillende oorzaken die resulteren in extreme belastingen op de constructie zoals ijsschotsen, cyclonen of scheepsaanvaringen. Volgens de in dit rapport gepresenteerde ontwerpfilosofie kan de constructie een extreme belastingssituatie overleven door gedeeltelijk gedemobiliseerd te worden of door gedeeltelijk te bezwijken. Dit laatste bezwijkmechanisme is met name interessant wanneer de kans dat de demobilisatie faalt groot is.

Het overleven van extreme golven veroorzaakt door cyclonen op een dergelijke manier is voor conventionele constructies zoals rubble mound golfbrekers te kostbaar. De mobilisatie komt neer op het herbouwen van de constructie. De gordijn type constructie en ook de caissons die uitgerust zijn met een verplaatsbare bovenbouw zijn wel in staat volgens de ontwerpfilosofie te overleven.

De conclusie is dat zowel het gordijn type constructie als de caissons die uitgerust zijn met een verplaatsbare bovenbouw technisch en financieel het meest haalbaar zijn om volgens de onconventionele ontwerpfilosofie ontworpen te worden om cyclonen te overleven.

Uit evaluatie blijkt dat de ontwerpfilosofie zeer geschikt is in de volgende situaties:

- Een groot verschil tussen de normale en de extreme belasting.
- Een hoge kans van optreden van de extreme belasting.

Case Sint Maarten

Onderzoek toont aan dat de downtime, de onbruikbare tijd, van de nieuw te bouwen cruise-steiger in de haven van Philipsburg te St. Maarten 6,8% bedraagt. De downtime wordt veroorzaakt doordat de cruiseschepen tengevolge van de te hoge golven niet kunnen aanleggen. Downtime van de steiger is ongewenst omdat de economie van St. Maarten volledig afhankelijk is van de cruisetouristen. De bruikbaarheid van de steiger kan vergroot worden door de optredende golfhoogte te reduceren met een golfdempende constructie. Om de extreme belastingen die gepaard gaan met de jaarlijks terugkerende cyclonen te weerstaan, heeft een conventioneel ontworpen constructie grote dimensies nodig. Dit resulteert in hoge kosten voor de constructie waardoor het onrendabel is een golfdempende constructie in de haven van St. Maarten toe te passen.

Aan de hand van het bovenstaande probleem is het opnieuw mogelijk beide vragen omtrent de gepresenteerde ontwerpfilosofie te formuleren. Is het op een onconventionele wijze ontwerpen van de golfdempende constructie voor de haven van St. Maarten wel rendabel? Is het op deze wijze ontwerpen voor St. Maarten überhaupt wel mogelijk?

Voldoende reductie van de downtime is te bewerkstelligen met een golfdempende constructie die de bestaande A.C. Wathey Pier, die zich ten zuiden van de steiger bevindt, met 150m verlengt. Dit volgt uit diffractieberekeningen. De steiger wordt door de constructie afgeschermd tegen golven die door de westelijk gerichte passaatwind opgewekt worden en rond een landhoofd diffracteren. Deze golven hebben een groot aandeel in het ontstaan van de downtime ter plaatse van de steiger.

Het aantal mogelijke alternatieve constructies waarmee de technische haalbaarheid onderzocht kan worden is volgens het fundamentele ontwerp beperkt. De reden hiervoor is dat de golfdempende constructie zowel functioneren als cyclonen overleven moet. De beschouwde alternatieven zijn:

- Een caisson constructie. Deze constructie fungeert als het nulalternatief en is daarom op conventionele wijze ontworpen.
- Een constructie met een speciale onderbouw. Deze onderbouw verleent tijdens normale omstandigheden stabiliteit aan een caisson constructie. Het caisson is speciaal ontworpen op demobilisatie. Tijdens extreme omstandigheden wordt het caisson elders veilig gesteld en blijft de onderbouw op de bodem achter.
- Een doorlaatcaisson. Een open caisson constructie die tijdens normale omstandigheden afgesloten is met schotten. Tijdens extreme omstandigheden zijn de schotten op de bodem van het caisson neergelaten en worden alleen de loodrecht op de golfrichting gepositioneerde wanden van het doorlaatcaisson aan de golven blootgesteld.
- Een gordijn constructie. De constructie bestaat uit een combinatie van in de bodem geheide buispalen en schotten die tussen de buispalen geplaatst zijn. De schotten sluiten de constructie tijdens normale omstandigheden af en worden op de bodem neergelaten tijdens extreme omstandigheden. De buispalen worden aan de extreme belastingen blootgesteld.

De technische haalbaarheid van de ontwerpfilosofie volgt uit een vergelijking tussen de totale kosten voor een conventioneel en onconventioneel ontworpen constructie. De totale kosten voor een golfdempende constructie in de vorm van een gordijn constructie zijn veel lager dan van een caisson constructie, het nulalternatief. De totale kosten van een gordijn constructie bedragen MFl 9,6 terwijl die voor een caisson constructie MFl 24,3 bedragen.

De financiële haalbaarheid van de onconventionele golfdempende constructie op St. Maarten hangt af van de mate waarin de constructie rendabel toe te passen is. De constructie is rendabel wanneer de baten groter zijn dan de kosten.

De kosten van de alternatieve constructies bestaan uit de eenmalige constructiekosten en de kosten die met het overleven van een cycloon gemoeid zijn. De constructiekosten zijn bepaald met behulp van eenheidsprijzen. Deze eenheidsprijzen zijn aan de hand van de dimensies en de bouwmethode opgesteld. De kosten van het overleven zijn afhankelijk van de methode waarop het overleven van de alternatieve constructie plaatsvindt en de frequentie van demobiliseren.

De baten van de golfdempende constructie bestaan uit de extra gegenereerde opbrengst van de steiger die tengevolge van de downtimereductie mogelijk wordt. De extra opbrengst wordt gevormd door belastingen die per passagier en per schip geheven worden.

De extra gegenereerde inkomsten van de steiger tengevolge van de golfdempende constructie zijn echter onvoldoende om de constructie voldoende rendabel toe te kunnen passen. De verhouding tussen de baten en kosten bedraagt 29% terwijl deze minimaal 100% moet zijn. Een uitgangspunt bij deze resultaten is een golfdempende constructie die ontworpen is volgens de gepresenteerde ontwerpfilosofie. Een conventioneel ontworpen caisson constructie resulteert in de veel lagere baten-kosten verhouding van 13%.

Geconcludeerd wordt dat voor St. Maarten vanwege de geringe opbrengst een golfdempende constructie niet rendabel toegepast kan worden. Echter, wanneer toch gekozen wordt voor een golfdempende constructie, dient deze ontworpen te worden volgens de in dit rapport gepresenteerde ontwerpfilosofie. Toepassing van deze ontwerpfilosofie leidt voor St. Maarten tot meer dan een halvering van de kosten ten opzichte van een conventioneel ontworpen constructie.

Trotseren door demobiliseren

Deel A Fundamenteel ontwerp

Inhoudsopgave

1. INLEIDING	1
1.1 AANZET TOT STUDIE	1
1.2 OPBOUW RAPPORT FUNDAMENTEEL ONTWERP	2
2. PROBLEEMANALYSE	3
2.1 PROBLEEMOMSCHRIJVING	3
2.2 ONTWERPFILOSOFIE	4
2.3 PROBLEEMSTELLING	5
2.4 DOELSTELLING	5
3. PROGRAMMA VAN EISEN	6
3.1 INLEIDING	6
3.2 ALGEMENE EISEN EN RANDVOORWAARDEN	6
3.2.1 Karakteristieken van schepen	6
3.2.2 Topografie en bathymetrie	7
3.2.3 Bodemeigenschappen	7
3.2.4 Levensduur constructie	7
3.3 FUNCTIONELE EISEN EN RANDVOORWAARDEN	7
3.3.1 Waterstanden	7
3.3.2 Belastinggevallen	7
3.3.3 Golfdoordringing achter de golfdempende constructie	8
3.3.4 Toegankelijkheid golfdempende constructie	8
3.4 OVERLEVINGSCONDITIES EN RANDVOORWAARDEN	8
3.4.1 Extreme belastinggevallen	8
3.4.2 Overlevingsmethode extreme belastinggevallen	10
4. BESCHRIJVING ALTERNATIEVE CONSTRUCTIETYPEN	12
4.1 INLEIDING	12
4.2 GOLFDEMPENDE CONSTRUCTIES MET TALUD	12
4.3 VERTICALE GOLFDEMPENDE GEWICHTCONSTRUCTIES	13
4.4 OVERIGE VERTICALE GOLFDEMPENDE CONSTRUCTIES	14
4.5 DRIJVENDE, STARRE GOLFDEMPENDE CONSTRUCTIES	15
4.6 DRIJVENDE, FLEXIBELE GOLFDEMPENDE CONSTRUCTIES	16
4.7 OVERIGE GOLFDEMPENDE CONSTRUCTIES	16
5. KEUZE TYPE GOLFDEMPENDE CONSTRUCTIE	18
5.1 INLEIDING	18
5.2 DEFINITIE BEOORDELINGSCRITERIA	18
5.2.1 Algemeen	18
5.2.2 Criterium met betrekking tot functioneren	18
5.2.3 Criteria met betrekking tot overleven cycloon	18
5.3 BEOORDELING VAN ALTERNATIEVEN	19
5.3.1 Eerste beoordeling: functioneren constructie	19
5.3.2 Tweede beoordeling: kosten en risico's bij overleven cycloon	22
6. EVALUATIE ONTWERPFILOSOFIE	27
7. CONCLUSIES	28
GERAADPLEEGDE LITERATUUR	29

Bijlagen

- A. Bepalen transmissiecoëfficiënt constructietypen
- B. Bepalen kosten overleven cycloon

Lijst met figuren

Figuur 2-1, Belastingniveau behorende bij overschrijdingskans.	4
Figuur 2-2, Schematische weergave verschil tussen conventionele en nieuwe ontwerpfilosofie.	5
Figuur 3-1, Efficiency ladingafhandeling als functie van de golfhoogte.	6
Figuur 4-1, Verschillende uitvoeringen rubble mound golfdempende constructies.	13
Figuur 4-2, Verschillende uitvoeringen verticale golfdempende constructies.	14
Figuur 4-3, Verschillende uitvoeringen overige verticale golfdempende constructies.	15
Figuur 4-4, Verschillende uitvoeringen drijvende, starre golfdempende constructies.	16
Figuur 4-5, Verschillende uitvoeringen drijvende, flexibele golfdempende constructies.	16
Figuur 4-6, Verschillende uitvoeringen overige golfdempende constructies.	17
Figuur 5-1, Definitie dimensies constructies.	19
Figuur 5-2, Invloed relatieve kruinhoogte op transmissiecoëfficiënt golfdempende constructie met talud.	20
Figuur 5-3, Invloed relatieve kruinhoogte op transmissiecoëfficiënt verticale golfdempende constructie.	20
Figuur 5-4, Invloed relatieve constructiebreedte op transmissiecoëfficiënt constructietypen.	21
Figuur 5-5, Schematische weergave overlevingsmethode per alternatief.	23
Figuur 5-6, Kostenindicatie overleving cycloon door alternatieven uitgesplitst naar methode.	24

Lijst met tabellen

Tabel 3-1, Relatieve beschikbare tijd per extreme belastingsituatie.	10
Tabel 3-2, Mogelijkheid tot gebruik overlevingsmethode voor extreme belastingsituatie.	11
Tabel 5-1, Beschrijving alternatieve constructies voor overleving cycloon.	23
Tabel 5-2, Geschikte alternatieven overleving cycloon uitgesplitst naar methode.	25

1. Inleiding

1.1 Aanzet tot studie

Golfdempende constructies maken veelal deel uit van de natte haveninfrastructuur omdat de constructie in de volgende functies kan voorzien:

- Beschermen van haven en toegangskanaal ten behoeve van de scheepvaart tegen golven.
- Verkleinen van de hoeveelheid te baggeren materiaal in de haventoeegang door afsnijding van het laterale zandtransport langs de kustlijn.
- Plaats bieden aan voorzieningen voor de ladingafhandeling.
- Beïnvloeden van de stromingsgradiënten ten behoeve van de veiligheid van scheepvaartbewegingen.

Het bieden van bescherming tegen golven is de belangrijkste functie van een golfdempende constructie en heeft in dit rapport alleen de aandacht. De bescherming resulteert in een vergroting van de veiligheid bij het afhandelen van lading tijdens de dagelijkse omstandigheden en in het bieden van bescherming tegen extreme golfhoogten tijdens extreme belastingsituaties.

In deze studie wordt ervan uitgegaan dat, wanneer zich extreme golfhoogten voordoen, de ladingafhandeling wordt gestaakt en de schepen veelal naar open zee om de storm “uit te rijden”.

De benodigde sterkte van de constructie wordt bepaald door belastingen die optreden tijdens extreme belastingsituaties. Wanneer de bij het dagelijkse klimaat en extreme klimaat optredende belastingen qua grootte ver uit elkaar liggen, resulteert dit in een groot verschil in benodigde sterkte. De constructie moet dus veel sterker worden dan voor functioneren stikt genomen noodzakelijk is.

Voor de kleinere havens zoals jachthavens en kleine vrachtterminals zou een constructie met een dergelijke sterkte economisch niet rendabel zijn. De financiële middelen van een dergelijk kleine haven zijn hiervoor doorgaans onvoldoende. De aanzet van deze studie is dan ook een goedkoop alternatief te ontwikkelen.

1.2 Opbouw rapport fundamenteel ontwerp

In hoofdstuk 2 wordt een analyse van het probleem gemaakt. Dit gebeurt door eerst een beschrijving te geven het probleem en de waarschijnlijke oplossing, de nieuwe ontwerpfilosofie. Aan de hand hiervan worden een probleemstelling en doelstelling geformuleerd.

Hoofdstuk 3 geeft een behandeling van de eisen en randvoorwaarden waaraan de constructie moet voldoen. Deze eisen worden onderverdeeld in algemene eisen en randvoorwaarden, functionele eisen en randvoorwaarden en overlevingscondities en randvoorwaarden.

Hoofdstuk 4 geeft een beschrijving van de alternatieve constructietypen voor de golfdempende constructie zoals die eventueel ontworpen kan worden met behulp van de nieuwe ontwerpfilosofie.

Hoofdstuk 5 behandelt de keuze tussen de alternatieven die als doel heeft een aantal constructietypen te selecteren die geschikt zijn voor toepassing van de nieuwe ontwerpfilosofie. De keuze gebeurt aan de hand van beoordeling op grond van functioneren tijdens normale condities en overleven van de constructies tijdens extreme omstandigheden.

In hoofdstuk 6 wordt een analyse gemaakt van de ontwerpfilosofie op basis van zowel rapportdeel A als B waaruit de algemene haalbaarheid van de filosofie volgt.

In hoofdstuk 7 wordt tenslotte de conclusie opgemaakt behorende bij het fundamentele ontwerp.

2. Probleemanalyse

2.1 Probleemomschrijving

Een voldoende grote beschikbaarheid van de haven voor schepen is voor de rentabiliteit van de haven noodzakelijk. Het niet beschikbaar zijn van de haven, ook wel downtime genoemd, resulteert in het ontstaan van kosten of het uitblijven van opbrengsten waardoor de winst daalt.

Downtime wordt voornamelijk veroorzaakt doordat de bewegingen van de schepen onder invloed van golven aan kades of steigers te groot zijn. De ladingafhandeling wordt hierdoor onmogelijk.

Deze downtime kan verminderd worden door de bouw van een golfdempende constructie. De in de haven optredende golfhoogte wordt hierdoor gereduceerd. Om de periode waarin de haven kan functioneren te vergroten, kan tot de bouw van een golfdempende constructie besloten worden.

Om de constructie te laten overleven moet de kans op bezwijken van de constructie tijdens de ontwerplevensduur voldoende klein zijn. Daartoe moet de constructiesterke voldoende groot zijn om de, met een voldoende kleine kans, maximaal optredende belasting te weerstaan.

De constructiesterke is afhankelijk van de dimensies en de materiaalsterkte. De kosten van de constructie zijn een functie van de sterke, toename van de sterkte geeft een toename van de kosten. Om een voldoende kleine kans op bezwijken te hebben moet de constructie de extreme belastingen overleven. Hiervoor is een grote constructiesterke nodig. Dit brengt hoge kosten met zich mee.

Functioneren en overleven van de constructie vindt bij verschillende omstandigheden plaats. Er werken tijdens deze omstandigheden andere belastingen op de constructie.

De belastingen op de constructie kunnen worden onderverdeeld in drie categorieën. Deze zijn:

- Permanent. De belasting duurt lang en de grootte ervan varieert nauwelijks in de tijd.
- Veranderlijk. Er is variatie van de grootte in de tijd. Het is ook mogelijk dat, gedurende een periode, de belasting afwezig is. Daarom wordt onderscheid gemaakt in momentane waarde van de belasting op een bepaald tijdstip en de extreme waarde van de belasting in een bepaalde periode.
- Bijzonder. De belasting zal met een zeer kleine waarschijnlijkheid binnen de levensduur van de constructie optreden.

Vervullen van de functie van de golfdempende constructie, het reduceren van downtime, gebeurt voornamelijk tijdens de normale dagelijkse omstandigheden waartoe de permanente en de momentaan veranderlijk aanwezige belastingen gerekend worden. De extreem veranderlijk aanwezige en de bijzondere belastingen vormen de omstandigheden waarbij de constructie overleven moet.

De constructiesterke wordt bepaald door de belastingen op de constructie in grenstoestand. Een grenstoestand is het moment dat de weerstand van de constructie tegen falen verdwijnt. Falen van de constructie kan optreden in de volgende twee situaties:

1. De golfdempende constructie is niet meer in staat de in de haven optredende golfhoogte te reduceren zodat downtime optreedt. De constructie faalt in functioneren. Het falen is van tijdelijke aard en wordt opgeheven wanneer de golfcondities veranderen.
2. De golfdempende constructie is niet meer in staat de belasting op de constructie te weerstaan zodat de constructie bezwijkt. De constructie faalt in overleven. Dit is van permanente aard.

De grenstoestand van functioneren wordt bruikbaarheids grenstoestand (b.g.t.) genoemd, die van overleven de uiterste grenstoestand (u.g.t.).

De belasting behorende bij de uiterste grenstoestand is groter dan die behorende bij de bruikbaarheids grenstoestand en is volgens de conventionele ontwerpfilosofie maatgevend voor de afmetingen van de totale constructie.

Aan het gebruiken van de golfbelasting behorende bij de uiterste grenstoestand als maatgevende belasting voor de hele constructie kleven twee nadelen.

Ten eerste is er sprake van een overdimensionering van de constructie ten opzicht van de benodigde sterkte in de bruikbaarheids grenstoestand wanneer het verschil tussen normale en extreme belasting groot is. Omdat de kosten van de constructie sterk toenemen met de benodigde sterkte resulteert deze situatie in een, met betrekking tot het functioneren, relatief kostbare constructie.

Ten tweede is de golfdempende constructie in de haven tijdens een extreme belastingssituatie overbodig. De extreme situatie maakt het afhandelen van lading onmogelijk. Indien mogelijk wijken de schepen uit naar een veiligere locatie zodat de haven verlaten is. De overige haveninfrastructuur is ook op de extreme belastingssituatie ontworpen.

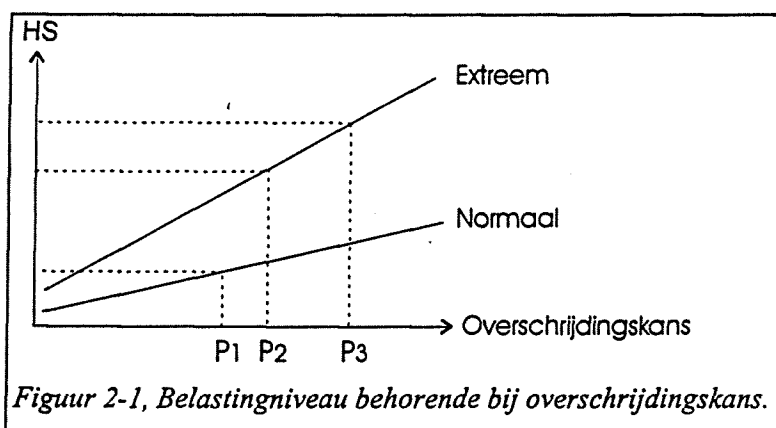
Dit alles in beschouwing nemend doet de vraag rijzen of door toepassing van een andere ontwerpfilosofie dan de hierboven beschouwde niet leidt tot een golfdempende constructie die rendabeler is.

2.2 Ontwerpfilosofie

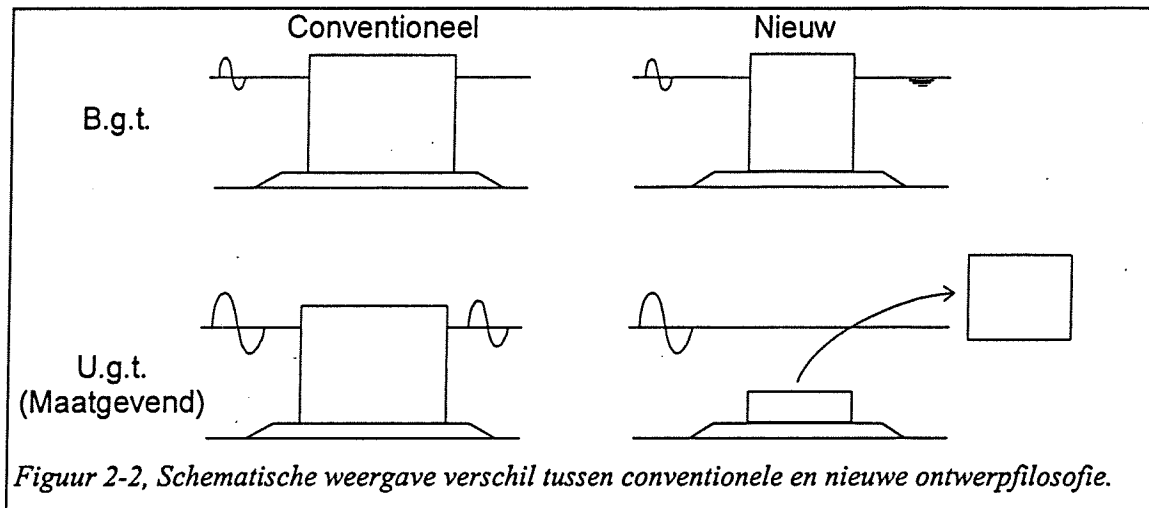
Volgens de conventionele ontwerpfilosofie worden de dimensies van de constructie bepaald door de golfbelasting behorende bij de uiterste grenstoestand.

De hier gepresenteerde nieuwe ontwerpfilosofie houdt rekening met het grote verschil in belasting tussen de grenstoestanden behorende bij het functioneren en overleven. Dit resulteert in twee afzonderlijke constructiedelen. Eén constructiedeel is specifiek ontworpen voor functioneren en één is specifiek ontworpen voor overleven. Een vereiste is dat tussen beide constructiedelen een scheiding is aan te brengen zodat het voor functioneren ontworpen deel elders veilig gesteld kan worden. Het voor functioneren ontworpen deel wordt het mobiele deel genoemd. Het deel dat achter blijft moet de extrem belastingssituatie overleven en wordt het immobiele deel genoemd.

Figuur 2-1 geeft een schematische weergave van de belastinghoogte behorende bij diverse overschrijdingskansen. Het mobiele deel is alleen geschikt voor functioneren in de bruikbaarheids grenstoestand (P_1), en bezit een sterkte behorende bij de belasting met een overschrijdingskans P_2 . Het immobiele deel is in staat de belastingen behorende bij een overschrijdingskans P_3 te overleven.



Tijdens normale omstandigheden functioneert de constructie en wordt de haven beschermd tegen de inkomende golven. De downtime wordt verminderd. Wanneer voorspeld wordt dat een extreme situatie zal gaan optreden, worden de activiteiten in de haven stilgelegd en wijken de schepen uit. De golfdempende constructie wordt opgedeeld. Het mobiele deel wordt gedemobiliseerd en elders veilig gesteld. Het immobiele deel is gedimensioneerd op het overleven van de extreme belastingssituatie en kan achterblijven. Na afloop van de extreme situatie wordt de constructie weer samengesteld en is opnieuw in staat te functioneren.



Figuur 2-2 geeft een schematische weergave van de verschillen tussen de conventionele en nieuwe ontwerpfilosofie weer.

2.3 Probleemstelling

Een golfdempende constructie moet onder normale omstandigheden functioneren en bij extreme omstandigheden overleven. Dit overleven is door toepassing van een nieuwe ontwerpfilosofie op een andere manier te benaderen. In de constructie wordt een fysieke scheiding aangebracht waardoor het mogelijk is voor het optreden van de extreme belastingsituatie een gedeelte van de constructie elders veilig te stellen. Dat deel van de constructie hoeft dan niet op de extreme belasting gedimensioneerd te worden.

Omdat deze nieuwe ontwerpfilosofie nooit eerder voor het ontwerpen van golfdempende constructies is toegepast, moeten er een aantal vragen beantwoord worden. Een van deze vragen is of het toepassen van deze ontwerpfilosofie technisch haalbaar is. Een andere vraag is of het toepassen inderdaad resulteert in een financieel voordeel ten opzichte van de conventionele ontwerpfilosofie.

2.4 Doelstelling

De technische en financiële haalbaarheid onderzoeken van een golfdempende constructie die onder normale omstandigheden de werkbare periode in de haven vergroot en tijdens extreme belastingsituaties gedeeltelijk veilig gesteld kan zijn.

3. Programma van eisen

3.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden de eisen waaraan de golfdempende constructie moet voldoen opgesteld. De eisen zijn vanwege de ontwerpfilosofie onderverdeeld in volgende drie categorieën:

- Algemene eisen.
- Functionele eisen.
- Overlevingscondities.

Normaliter bestaat een programma van eisen uit kwantitatieve eisen die uit de randvoorwaarden volgen. Omdat de randvoorwaarden in het fundamentele ontwerp niet concreet zijn, is het kwantitatief invullen niet mogelijk. Desalniettemin is een kwalitatieve benadering gebruikt om een afkadering van het probleem te maken.

3.2 Algemene eisen en randvoorwaarden

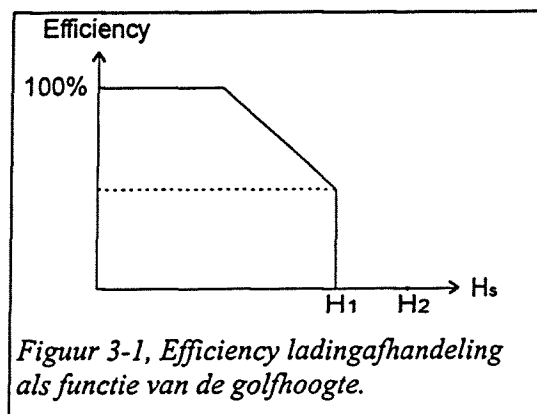
3.2.1 Karakteristieken van schepen

De volgende scheepskarakteristieken zijn van belang voor het ontwerp van de golfdempende constructie:

- Scheepsafmetingen. De minimaal benodigde diepte van het havenbekken wordt voornamelijk door diepgang van de schepen bepaald. De lengte en breedte bepalen de benodigde ruimte voor manoeuvreren in de haven.
- De golfhoogte waarbij de ladingafhandeling niet meer mogelijk is vanwege de golven. Deze limiterende golfhoogte bepaald de hoeveelheid downtime die in de haven optreedt. Dit heeft gevolgen voor het niveau waarop de golfdempende constructie moet functioneren. Tijdens de ladingafhandeling bewegen de, aan de kade afgemeerde, schepen onder invloed van golven. Wanneer de golfperiode in de buurt van de eigenfrequentie van de schepen ligt, vindt opslingering plaats.

De relatie tussen golven en scheepsbeweging verschilt per type schip en is afhankelijk van

vorm, massa en de oriëntatie van het schip ten opzichte van de golven. Figuur 3-1 geeft de efficiency van het ladingafhandelen als functie van de golfhoogte (H_s) weer. Naar mate de golfhoogte toeneemt, vermindert de efficiency. Bij golfhoogte H_1 is de efficiency nul, bij golfhoogte H_2 verlaten de schepen de haven.



Figuur 3-1, Efficiency ladingafhandeling als functie van de golfhoogte.

3.2.2 Topografie en bathymetrie

De topografische locatie van de constructie bepaald met wat voor belastingsituaties de constructie te maken krijgt. Uit de bathymetrie volgen de dieptegegevens en bodemprofiel in de buurt van de locatie waar de golfdempende constructie zich bevindt.

Afhankelijk van de periode van de golven en de waterdiepte is er sprake van diep of ondiep water. Essentieel verschil tussen de waterdiepten is de verspreiding van de golfenergie over de diepte. Bij ondiep water is de energie over de hele diepte verspreid, bij diep water bevindt de energie zich bovenin bij het zeeoppervlak. Relatieve waterdiepte:

- Diep water $h/L > 0,5$
- Ondiep water $h/L < 0,05$

3.2.3 Bodemeigenschappen

De bodemeigenschappen zijn van belang voor de stabiliteit van de constructie omdat de belastingen die op de constructie werken afgedragen worden aan de bodem onder de constructie. Vervorming van de ondergrond resulteert in vervorming van de constructie. De eigenschappen zijn korrelgrootte, hoek van inwendige wrijving en reeds aanwezige gronddruk. Door gelaagdheid van de bodem kunnen de eigenschappen van locatie tot locatie verschillen.

3.2.4 Levensduur constructie

Levensduur van de constructie is de periode waarin behoefte bestaat aan het functioneren van de constructie. In deze periode wordt de constructie bedreigd door extreme belastingsituaties. Gedurende een relatief lange levensduur is de kans op het overschrijden van een bepaald sterkteniveau van de constructie groter dan in een relatief korte periode. De levensduur beïnvloedt de mate van benodigde sterkte.

3.3 Functionele eisen en randvoorwaarden

3.3.1 Waterstanden

- Gemiddelde waterstand in een kustgebied. Deze waterstand is gerelateerd aan het gemiddelde zeeniveau op de oceaan. De gemiddelde waterstanden zijn aan verandering onderhevig door het broeikaseffect. Dit is een geleidelijke verwarming van de atmosfeer die resulteert in een geleidelijke verhoging van het gemiddeld zeeniveau. Verwacht wordt dat het gemiddeld zeeniveau de komende 100 jaar 0,10m tot 0,15m zal stijgen. [5]
- Verticaal getij. De drijvende krachten achter het verticale getij zijn de aantrekkingskrachten tussen de zon en de maan enerzijds en waterdeeltjes anderzijds alsmede de rotatie van de aarde. De krachten zijn deterministisch bepaald waardoor de hoogte van het getij voorspelbaar is. Het getij is een lange golfverschijnsel dat onder invloed staat van resonantie en shoaling, veroorzaakt door de bathymetrie. De beïnvloeding resulteert in een lokale opslinging van de waterstand.

3.3.2 Belastinggevallen

- Golfklimaat behorende bij de dagelijks terugkerende golfhoogten. Karakteristieken zijn golfhoogte, golfperiode en richting. De golflengte kan afgeleid worden de golfperiode. Shoaling, refractie en diffractie beïnvloeden deze golfkarakteristieken lokaal.
- Stroming. De drijvende krachten achter de stroming zijn het getij, dichtheidsverschillen, rivieraafvoeren en golven.
- Windsnelheden behorende bij de dagelijks terugkerende windsnelheden.

3.3.3 Golfdoordringing achter de golfdempende constructie

Het doordringen van golven achter de constructie kan op drie manieren plaatsvinden. Deze manieren zijn:

- Overslag. Dit vindt plaats wanneer de kruinhoogte van de constructie niet voldoende hoog is en de inkomende golven over de kruin heenslaan.
- Transmissie. Dit vindt plaats wanneer de constructie permeabel is en de golfenergie door de golfdempende constructie heen dringt. Het resultaat hiervan is de opwekking van golven achter de constructie.
- Refractie en defractie. Dit vindt plaats wanneer de constructie niet lang genoeg is en de golven in staat zijn om de constructie heen door te dringen tot de lijzijde van de constructie.

De grote van de toegestane golfindringing hangt af van de maximale golfhoogte die mag optreden in de haven. De maximaal toegestane golfhoogte in de haven wordt bepaald door de golfhoogte waarbij de schepen nog net in staat zijn tot een veilige afhandeling van de lading. Omdat de schepen niet tijdens extreme golfcondities in de haven aanwezig zijn hangt de optredende golfhoogte af van de dagelijks voorkomende golven.

3.3.4 Toegankelijkheid golfdempende constructie

De constructie moet toegankelijk zijn voor onderhoud aan de constructie zelf en aan de erop geïnstalleerde navigatiemiddelen voor de scheepvaart. Ook kan het nodig zijn dat tijdens het gedeeltelijk verwijderen voor het overleven van een extreme belastingsituatie en het opnieuw installeren na afloop daarvan materieel of personeel op de constructie aanwezig moeten zijn.

Daarom kan er op momenten dat er personen of materieel aanwezig moeten zijn op de constructie een limiet gesteld worden aan:

- De hoeveelheid water die over de constructie heenslaat.
- De constructiebewegingen.

3.4 Overlevingscondities en randvoorwaarden

3.4.1 Extreme belastinggevallen

Hydraulische belastingen.

De hydraulische belastingen worden gevormd door grote golfhoogten. Deze bedreigen de stabiliteit van de constructie. De belasting is cyclisch van aard. Naast golven horen golfklappen en hoge stroomsnelheden ook bij de hydraulische belastingen. Oorzaken kunnen zijn:

- Tsunami's. [2&5]. Dit zijn golven die veelal door seismische activiteiten worden veroorzaakt in water met een diepte van meer dan 1000m.

De golfperiode van tsunami's is in de orde van enkele minuten. De voortplantingssnelheid is groot, in de orde van 900km/u. De golfhoogte is in diep water nauwelijks waarneembaar. Wanneer een tsunami de kust nadert, neemt de golfhoogte toe onder invloed van shoaling. De golfhoogte kan oplopen tot 5 tot 10m, met uitschieters tot 40m. Een steile vooroever van een continent kan voor reflectie zorgen. In en rond de Stille Zuidzee komen veel tsunami veroorzakende aardbevingen voor en bestaat de meeste kans op voorkomen van tsunami's. Jaarlijks treden er 1 tot 2 zeer schadelijke tsunami's op.

Het voorspellen van tsunami's richt zich vooral op het identificeren van de aardbevingen die ze veroorzaken en het schatten van de tijd die nodig is om de locatie te bereiken. Vanwege de hoge snelheid en de soms kleine tussenliggende afstand is er weinig tijd het te treffen gebied te waarschuwen.

- Extreme golfhoogten ontstaan door de grote strijklengte van de wind over het zeeoppervlak, eventueel gecombineerd met deining [2,5&9]. De golfhoogte wordt beïnvloed door shoaling en refractie. Hoe groter de strijklengte en snelheid van de wind hoe groter de opstuwing. Een luchtstroming ontstaat onder invloed van tropische cyclonen. Cyclonen ontstaan door verwarming van het zeewater. De warme vochtige lucht stijgt op en veroorzaakt een lage drukgebied. Dit resulteert in toestroming van lucht uit de omgeving die ook verwarmt en opstijgt. Vanwege deze ontstaansvoorwaarde komen cyclonen alleen voor in gebieden waar het zeewater voldoende opgewarmd kan worden. En alleen maar gedurende de warmere periode. De voortplantingssnelheid van een cycloon is in de orde van 500km/dag. De levensduur van een cycloon kan weken bedragen waarin een afstand van duizenden km afgelegd wordt. Het verloop van een cycloon is met behulp van satellietwaarnemingen goed te volgen waardoor de grootte en de richting van een cycloon redelijk nauwkeurig te voorspellen zijn. Een paar dagen van te voren is met redelijke zekerheid te zeggen of een cycloon een gebied treffen gaat en met welke kracht.
- Extreme rivierafvoer. [9]. Ontstaat door een extreem aanbod van water doordat er zware regenval plaatsvindt, sneeuw of ijs smelt of een damdoorbraak bovenstrooms heeft plaatsgevonden. Het vergrote aanbod resulteert in een verhoogde waterstand en een vergroting van de stroomsnelheid. Grootte van de golf en de frequentie van voorkomen hangt af van het type rivier en de manier van ontstaan. Door het waterniveau op verschillende punten langs de rivier te meten is het mogelijk de golf te volgen en nauwkeurig te voorspellen met welke kracht en op welk moment de golf de locatie bereiken gaat.

Mechanische belastingen.

Mechanische belastingen worden veroorzaakt door het in aanraking komen van een object met de constructie. Een lokale kracht op de constructie is het gevolg. Bedreiging van de constructiestabiliteit of delen ervan het gevolg. Oorzaken kunnen zijn:

- Scheepsaanvaring. Het in aanraking komen van de constructie met een schip. De golfdempende constructie wordt ontworpen ten behoeve van de scheepvaart. Een aanvaring kan optreden doordat een schipper een stuurfout maakt. Het tijdstip en de locatie van aanvaring is niet goed voorspelbaar. Gewicht schip en snelheid zijn een maat voor de kracht. De frequentie van optreden van de aanvaringen is afhankelijk van het gebruik van de haven en daarom van de constructie. Het risico kan verminderd worden door op de schepen een loods te laten meevaren en geleidewerken voor de constructie te plaatsen. De tijd waarin de belasting uitgeoefend wordt is van korte duur.
- Ijsbelasting. [2&9]. Wordt gevormd door pakij's of ijsbergen. Pakij's ontstaat doordat ijsschotsen, bevroren zeewater, aan de kust opgestuwd worden. De hoogte van deze opstuwing kan oplopen tot 15m. De ijsschotsen worden voornamelijk gevormd in de Arctische Oceaan gedurende de winter. Belasting door opgestuwde ijsschotsen kan hele winter aanhouden. Ijsschotsen zijn zichtbaar op de radar. De stuwende krachten zoals stroming en wind zijn te bepalen. Het voorspellen van de te volgen route en de eindbestemming is goed mogelijk.

Geotechnische belasting

Belasting van de constructie vanuit de bodem. De belasting resulteert in krachten op de constructie in het geheel. Veroorzaakt door:

- Aardbeving. Ontstaat door het over elkaar heen schuiven van de tektonische platen in de aardkorst. Hierdoor ontstaan versnellingen aan het aardoppervlak. Deze versnellingen werken op constructies en resulteren in grote krachten. De locatie waar een aardbeving gaat optreden is bekend door metingen die in het verleden verricht zijn aan de trillingen. Over de hele aarde mogelijk waar maar begrenzingen zijn van de tektonische platen. Het moment wanneer het optreden gaat plaatsvinden is niet te voorspellen. De belasting vindt maar kort plaats. In navolging van de hoofdschok kunnen naschokken plaatsvinden die ook nog een bedreiging voor de constructie kunnen vormen.

3.4.2 Overlevingsmethode extreme belastinggevallen

Bij het bepalen van de overlevingsmethode voor een extreme belasting is het van belang hoe een extreme belastingsituatie het beste door een constructie overleeft kan worden. Een belangrijk aspect is hoeveel tijd er beschikbaar is om te handelen. Wanneer er voldoende tijd is kan de constructie gedeeltelijk verwijderd worden. Wanneer de tijd onvoldoende is moet een bepaalde hoeveelheid schade geaccepteerd worden.

De beschikbare tijd is vast te stellen door het quotiënt te bepalen van de afstand die afgelegd moet worden en de snelheid van verplaatsen. Criteria ter bepaling of er voldoende tijd is zijn:

- Afstand tussen de locatie waar de extreme situatie waargenomen wordt en het te treffen gebied. Het ontstaan wordt met behulp van registratie apparatuur op een locatie waargenomen. De afstand tussen die locatie en de locatie van de constructie is dan bekend.
- Verplaatsingssnelheid van de extreme situatie. De extreme situatie is de drijvende kracht achter de belasting. Waar de situatie is, bevindt zich ook de belasting.

Aan de hand van de beschrijvingen van de extreme situaties in de vorige paragraaf kan gesteld worden dat de tussenliggende afstand bij scheepsaanvaringen en tsunami's (in het slechtste geval) klein is, ijsschotsen en extreme golfhoogten door cyclonen een grote tussenliggende afstand hebben en extreme rivierafvoeren en aardbevingen daar tussenin liggen.

De snelheid van verplaatsen is bij tsunami's en aardbevingen erg groot en bij kruiend pakij's erg klein. Extreme golfhoogten en rivierafvoeren liggen daar qua snelheid tussen in. Een schip verplaatst zich sneller dan een extreme rivierafvoer maar minder snel dan een tsunami.

Samengevat resulteert dit in tabel 3-1 waarin 1 een kleine afstand of snelheid en 5 een grote afstand of snelheid representeert.

Extreme belastingsituatie	Tussenliggende afstand	Snelheid van verplaatsen	Relatieve beschikbare tijd
Tsunami	1	5	0,2
Extreme golfhoogten	5	3	1,7
Extreme rivierafvoer	4	3	1,3
Scheepsaanvaring	1	4	0,3
Ijsschotsen	5	1	5,0
Aardbeving	4	5	0,8

Tabel 3-1, Relatieve beschikbare tijd per extreme belastingsituatie.

De gemiddelde relatieve beschikbare tijd bedraagt 0,9 (zonder de belastingsituatie ijsschotsen te beschouwen). Hieruit volgt dat er geen beschikbare tijd bij tsunami's en scheepsaanvaringen is, gemiddelde hoeveelheid tijd beschikbaar is bij aardbevingen, veel tijd beschikbaar is bij extreme golfhoogten en rivierafvoeren en erg veel tijd beschikbaar is bij ijsschotsen

Veel beschikbare tijd maakt het mogelijk de constructie te demobiliseren en elders veilig te stellen. Wanneer geen tijd beschikbaar is moet gedeeltelijke beschadiging van de constructie geaccepteerd worden. Deze laatste overlevingsmethodiek is ook mogelijk wanneer er wel voldoende tijd beschikbaar is. Dit resulteert in de onderstaande tabel 3-2.

Extreme belastingsituatie	Gedeeltelijk verwijderen	Acceptatie gedeeltelijke beschadiging
Tsunami	-	+
Extreme golfhoogten	+	+
Extreme rivierafvoer	+	+
Scheepsaanvaring	-	+
Ijsschotsen	+	+
Aardbeving	-	+

Betekenis symbolen: - ongeschikt
+ geschikt

Tabel 3-2, Mogelijkheid tot gebruik overlevingsmethode voor extreme belastingsituatie.

Uit de tabel 3-2 blijkt dat gedeeltelijke verwijdering van de constructie een overlevingsmethode is die niet bij iedere extreme belastingsituatie geëist kan worden. Bij een tsunami, scheepsaanvaring of aardbeving is niet voldoende tijd om de constructie te verwijderen. In dat geval moet gedeeltelijke beschadiging van de constructie geaccepteerd worden. Hoeveel schade acceptabel is hangt af van de constructie.

Voor het vervolg van deze studie zal alleen overleven van een cycloon beschouwd worden. De overlevingsmethoden zijn volgens de tabel goed geschikt voor het overleven van een cycloon. Het beschouwen hiervan is geschikt voor het beoordelen van de haalbaarheid van de gepresteerde ontwerpfilosofie. Overleven van andere extreme belastingsituaties blijft verder buiten beschouwing.

4. Beschrijving alternatieve constructietypen

4.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt een beschrijving gegeven van de alternatieve typen golfdempende constructies [1,6,7&10]. Per type zijn verschillende uitvoeringen mogelijk. De indeling van de typen is naar constructievorm gemaakt. De constructievorm is bepalend voor de manier waarop de constructie demping bewerkstelligt in het gebied dat beschermd moet worden.

Mogelijke manieren waarop golven gedempt kunnen worden zijn:

- Reflectie. Terugkaatsing van de golfenergie door de constructie.
- Dissipatie. Door wrijving en golfbreking wordt golfenergie aan de golf onttrokken.
- Absorptie. Golfenergie wordt in de constructie opgenomen en omgezet in inwendige wrijving.
- Interferentie. Door wisselwerking tussen de golven en de constructie worden de inkomende golven verzwakt.

De volgende constructietypen komen aan de orde:

- Golfdempende constructies met talud.
- Verticale golfdempende gewichtconstructies.
- Overige verticale golfdempende constructies.
- Drijvende, starre golfdempende constructies.
- Drijvende, flexibele golfdempende constructies.
- Overige golfdempende constructies.

4.2 Golfdempende constructies met talud

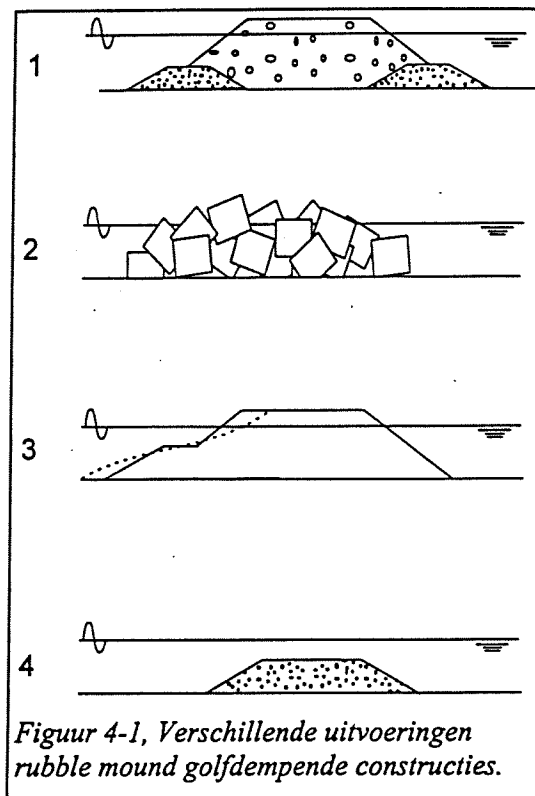
Golfdemping vindt bij dit type constructies plaats door dissipatie van golfenergie door golfbreking. Een deel van de inkomende energie reflecteert tegen de constructie terug de zee in en een deel komt door transmissie achter de constructie terecht.

De constructie is opgebouwd uit losse elementen die een talud vormen waarop de inkomende golven breken. Door de opbouw uit losse elementen is de constructie permeabel. De bouw vindt plaats vanaf het water of vanaf het land met materieel zoals hijskranen, vrachtauto's en dumpbakken. De stabiliteit van de elementen wordt bepaald door het evenwicht tussen het gewicht en onderlinge weerstand van de elementen enerzijds en belasting anderzijds. De stabiliteit van het talud wordt bedreigd door erosie aan de voet van het talud. Door de erosie kunnen glijcirkels optreden waardoor het talud onderuit zakt. Het toepassen van een teenconstructie, filterlagen of een berm biedt bescherming tegen erosie. Afhankelijk van de bodemkwaliteit wordt de constructie op de zeebodem of op een filter gebouwd. Wanneer het nodig is kan met behulp van baggerwerkzaamheden een verbetering van de bodem bereikt worden.

Een voordeel aan golfdempende constructies met talud is dat de constructie in staat is geleidelijk te bezwijken en niet ineens. De constructie is door de losse opbouw ongevoelig voor ongelijkmatige zetting in de bodem. Het gebruikte materiaal is, wanneer voldoende aanwezig, goedkoop. Bij grote diepte is er door de prismatische vorm veel materiaal nodig waardoor de constructie vanuit kostenoverweging ongeschikt is voor toepassing op grotere diepte. Dit is afhankelijk van de lokale beschikbaarheid van materialen.

Er zijn verschillende uitvoeringen van talud golfdempende constructies mogelijk:

- Rubble mound. Figuur 4-1 (1). Opgebouwd uit los gestorte rots of steenachtig materiaal. Het toepassen van filterlagen resulteert in effectief materiaalgebruik omdat de kern hierdoor uit klein materiaal opgebouwd kan worden zonder dat er gevaar voor microïnstabiliteit ontstaat. Versterking van de buitenlaag is mogelijk door de toepassing van armour units of bitumen. Het aanbrengen van een topconstructie resulteert in een beperking van de transmissie door overslag zonder dat de totale constructie verhoogt hoeft te worden.
- Blokken golfbreker. Figuur 4-1 (2). Wanneer geen steen of rotsachtig materiaal aanwezig is kan de golfbreker opgebouwd worden uit geprefabriceerde betonnen blokken. Omdat deze blokken allemaal uniform van afmeting zijn is de constructie erg permeabel hetgeen resulteert in golftransmissie door de constructie heen.
- Berm golfbreker. Figuur 4-1 (3). Opgebouwd uit grote hoeveelheden materiaal van dezelfde diameter dat aangebracht wordt in een berm voor het talud. Het gebruikte materiaal is dynamisch stabiel. Hierdoor treedt tijdens een extreme storm een herverdeling van het materiaal binnen de doorsnede op met als resultaat dat er een natuurlijk stabiel talud behorende bij de optredende golfbelasting ontstaat.
- Ondergedompelde golfbreker. Figuur 4-1 (4). De opbouw van deze constructie is gelijk aan een rubble mound of blokken golfbreker. Alleen is de kruin van de constructie lager dan het gemiddeld zeeniveau. Hierdoor treedt er veel golfoverslag op. Wanneer dat qua functioneren mogelijk is kan er met deze constructie veel materiaal bespaard worden.



Figuur 4-1, Verschillende uitvoeringen rubble mound golfdempende constructies.

4.3 Verticale golfdempende gewichtconstructies

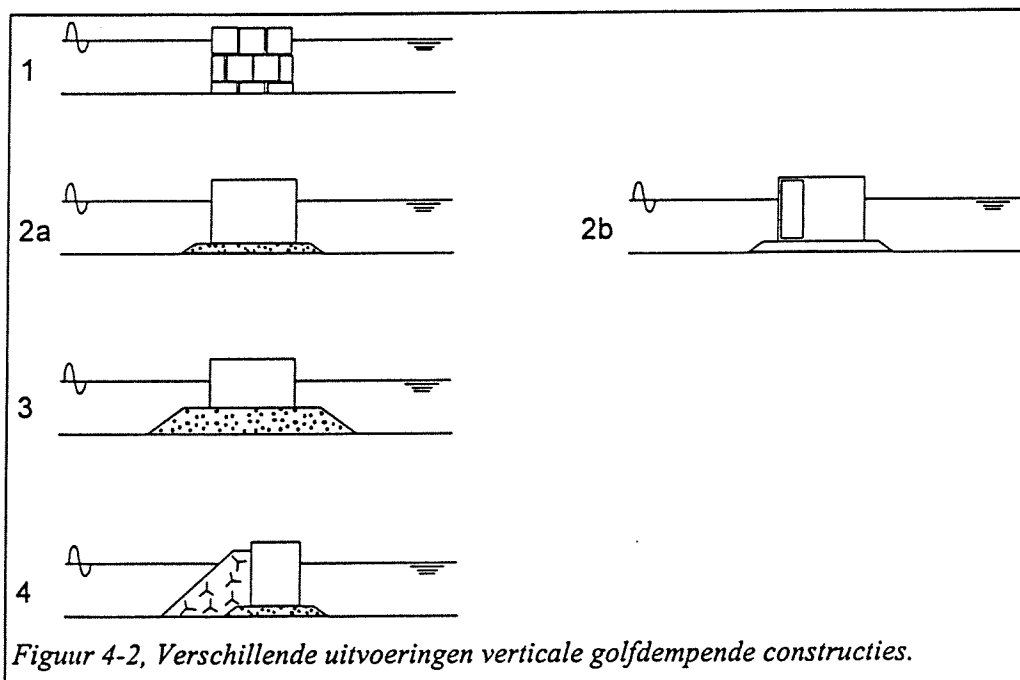
Golfdemping bij verticale golfdempende constructies vindt plaats door horizontale reflectie van inkomende golven. De reflectie is erg effectief wanneer de constructie voldoende star is.

Door interferentie van de gereflecteerde en de inkomende golven ontstaan staande golven voor de constructie. Deze staande golven hebben een grotere golfhoogte dan de individuele golven en resulteren in meer golfbelasting en bodemerosie voor de constructie. Transmissie bij verticale golfdempende constructies ontstaat voornamelijk door golfoverslag doordat de constructie niet voldoende hoog is en door stroming door de fundering heen. De constructie ontleent zijn stabiliteit aan het grote gewicht van de constructie. Wanneer de constructie bezwijkt kan dit gebeuren door afschuiving of het omslaan van een constructie element of door het bezwijken van de bodem.

Door het efficiënte materiaalgebruik is de constructie geschikt voor toepassing in diep water. Het ruimtebeslag van de constructie op de omgeving is door de verticale wanden gering. Het grote gewicht in combinatie met de stijfheid maakt de constructie ongeschikt voor zachte bodem. Dit is te ondervangen door gebruik te maken van filters of een stortstenen fundering om op deze manier de optredende gronddruk onder de constructie te verlagen.

Volgende uitvoeringen van verticale golfdempende constructies zijn te onderscheiden.

- **Blokkendam.** Figuur 4-2 (1). Opgebouwd uit zware monoliet blokken die op elkaar gestapeld zijn. De blokken ontlelen hun stabiliteit aan het gewicht, de onderlinge wrijving en eventueel ondersteuning door verankering. Wanneer er sprake is van grote golfbelasting resulteert dit in de toepassing van grote gewichten. De blokken worden dan onhandelbaar zwaar waardoor er problemen met het materieel ontstaan.
- **Caissons.** Figuur 4-2 (2). Dit zijn dunwandige, doosvormige betonnen constructies die samen in een droogdok gebouwd worden. Vervolgens worden de caissons drijvend naar locatie gebracht en afgezonken door het ballasten van de constructie met zand of rots. Een snelle realisatie van de constructie is met deze constructiemethode mogelijk. In Japan worden caissons op de wal en in serie gebouwd. Wanneer een caisson klaar is wordt dit met behulp bakken naar de locatie gebracht en met hijskranen geplaatst.
De verticale wand van een caisson wordt blootgesteld aan golfklappen die in grote belastingen resulteren. Ter reductie van deze belastingen kan de constructie uitgevoerd worden met een geperforeerd front. Dit geperforeerde front bevat kamers waar de golven inlopen. Hierbij vindt dissipatie van de golfenergie plaatsvind door de optredende turbulentie. Een geperforeerd front vermindert ook de reflectie. Om golfoverslag te verminderen kan de constructie verhoogt worden met een hellend kruinelement.
- **Verticaal composiet.** Figuur 4-2 (3). Een dergelijke composiet constructie ontstaat door het plaatsen van een caisson op een fundering van gestorte steen. Hierdoor wordt het mogelijk het verticaal type golfdempende constructies in nog grotere waterdiepte op een economische manier toe te passen.
- **Horizontaal composiet.** Figuur 4-2 (4). Om reflectie en golfbelasting te verminderen is het mogelijk geprefabriceerde betonnen blokken voor de constructie aan te brengen. Op deze manier ontstaat er een constructie die aan de zee kant gelijkenis vertoont met een talud type golfdempende constructie. Vaak wordt een beschadigde golfbrekers gerepareerd door er een horizontaal composiet constructie van te maken. De blokken voor de constructie beïnvloeden ook de transmissie en overslag.



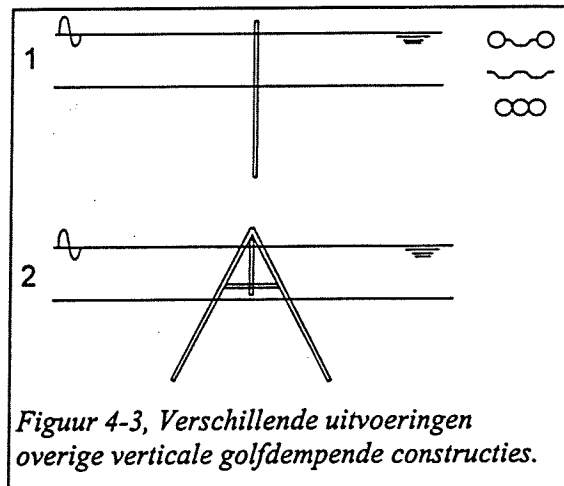
Figuur 4-2, Verschillende uitvoeringen verticale golfdempende constructies.

4.4 Overige verticale golfdempende constructies

Net als bij de gewicht gestabiliseerde constructies vindt de golfdamping plaats door reflectie van golfenergie. Echter de constructies zijn niet net zo star als de gewicht gestabiliseerde constructies waardoor de reflectie minder effectief is. Transmissie vindt plaats door overslag, bewegen van de constructie en door stroming onder de constructie door.

De volgende uitvoeringen van niet-gewicht gestabiliseerde verticale constructies zijn te onderscheiden.

- Constructies opgebouwd uit losse elementen zoals damwandplanken en buizen. Figuur 4-3 (1). De elementen zijn veelal uitgevoerd in staal en worden de grond in geheid met een drijvende heistelling. De constructie is goedkoop omdat bouwtijd en materiaalkosten laag zijn en geeft weinig ruimtebeslag. De constructie kan ook toegepast worden in bodem van slechte kwaliteit door het vergroten van de inheidiepte. Het staal is gevoelig voor corrosie door zeewater. Indien de constructie niet erg stijf is ontstaan door beweging aan de leikant golven. Ter vergroting van de constructiestijfheid kan een verstijving aan de bovenkant van de planken toegevoegd worden. Ook is het mogelijk de constructie uit te voeren als een kistdam. Dit zijn twee parallelle rijen damwanden gevuld met materiaal als rots of zand. De cyclische belasting op de constructie stelt hoge eisen aan de inheidiepte en de sterkte van de damwandplanksloten.
- Gordijn constructie. Figuur 4-3 (2). De constructie bestaat uit een frame van palen die met elkaar verbonden zijn. Tussen deze frames is een schot opgehangen die in het water hangt en golven reflecteert. Door de frame constructie is het mogelijk de schotten niet tot aan de bodem te laten doorlopen. Dit resulteert in een besparing van materiaal. Een grote golfsteilheid resulteert dan in grote stroomsnelheden onder de plaat door. Extra energieverlies treedt dan op wanneer loslating van de stroom bij rand van het schot optreedt.



Figuur 4-3, Verschillende uitvoeringen overige verticale golfdempende constructies.

4.5 Drijvende, starre golfdempende constructies

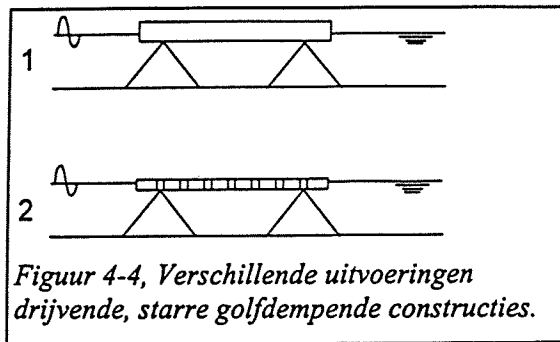
Golfdemping bij drijvende, starre golfdempende constructies vindt voornamelijk plaats door reflectie van de horizontale beweging op het front van de constructie. De diepgang van de constructie is belangrijk voor de grootte van de reflectie.

De constructie wordt op de wal gebouwd en vervolgens naar de locatie gesleept. Het is mogelijk de constructie onder te verdelen in enkele losse elementen die ter plaatse aan elkaar gekoppeld worden. Verankering van de constructie aan de bodem gebeurt via palen of via kabels. De volledige afdracht van krachten gebeurt via deze verankering waardoor er grote spanningen in op treden. Met name wanneer de frequentie van belastingen in de buurt van een van de eigenfrequenties van de constructie ligt treedt resonantie in de constructie op en nemen de spanningen in de verankering toe. Afgezien van de verankering is de constructie onafhankelijk van de bodem en overal toepasbaar. Vooral in diep water is een drijvende constructie voordelig omdat de constructie zich niet over de volledige diepte uitstrekt.

Transmissie treedt op doordat golf onder de constructie passeren kan. Met name golven met een lange periode zijn hiertoe goed in staat wanneer de constructielengte onvoldoende is.

De volgende uitvoeringen van drijvende, starre golfdempende constructies zijn te onderscheiden.

- Drijvende, starre plaat. Figuur 4-4 (1). Door middel van ankerkabels aan de bodem verbonden. Eenvoudig te vervoeren doordat de elementen drijven.
- Geperforeerde horizontale plaat. Figuur 4-4 (2). Dezelfde uitvoering als de drijvende, starre plaat behalve dat de plaat in verticale richting permeabel is en de golven in staat zijn hier doorheen te spoelen. In de turbulente stroming die hierdoor ontstaat door de constructie heen treedt dissipatie van de golfenergie op. Verplaatsen van de constructie is moeizaam doordat bij het vervoeren stroming door de perforaties plaatsvindt en daardoor dissipatie van de voortplantingsenergie optreedt.



Figuur 4-4, Verschillende uitvoeringen drijvende, starre golfdempende constructies.

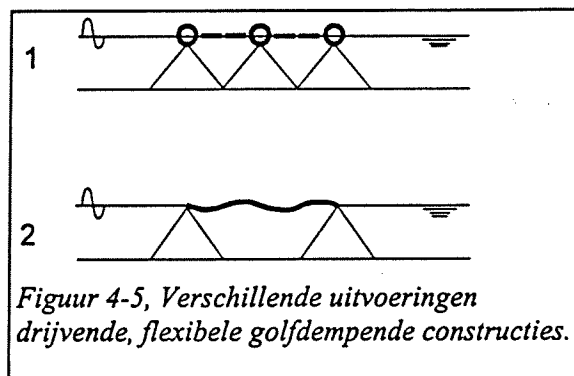
4.6 Drijvende, flexibele golfdempende constructies

Het grootste deel van de golfdamping bij drijvende flexibele constructies wordt veroorzaakt door absorptie van de golfenergie door het vervormen van de constructie en hysteresis in de ankerlijnen. Daarnaast vindt ook reflectie van de horizontale waterbeweging en dissipatie van golfenergie plaats. De absorptie van energie leidt tot lagere ankerkrachten in vergelijking met de een starre constructie, maar ook tot grotere spanningen in de constructieonderdelen. Deze interne spanningen hebben cyclisch verloop in de tijd en kunnen leiden tot bezwijken van de constructieonderdelen door vermoeiing.

De constructie opgedeeld in modules die flexibel aan elkaar verbonden worden. Hierdoor is de constructie eenvoudig te bouwen en goed te verplaatsen. Net als de starre constructie is de flexibele constructie niet afhankelijk van de bodemeigenschappen, behalve voor de verankering.

De volgende uitvoeringen van drijvende, flexibele golfdempende constructies zijn te onderscheiden.

- Aan elkaar gekoppelde autobanden. Figuur 4-4 (1). De constructie is opgebouwd uit modules van gekoppelde of aan palen geregen autobanden. Deze modules worden aan elkaar gekoppeld waardoor de belasting door hele systeem verspreid wordt. Wanneer er gevaar bestaat dat de constructie te zwaar wordt en niet meer in staat is te drijven is het mogelijk drijflichamen toe te voegen. De kosten voor onderdelen van een dergelijke constructie zijn laag omdat er gebruik gemaakt kan worden van de overvloedig aanwezige, reeds gebruikte autobanden.
- Drijvende mat. Figuur 4-4 (2). Dit is een permeabele deken die net onder het wateroppervlak drijft. De golf stroomt door de mat heen. Door de weerstand tussen de golf en de mat treedt energieverlies op. De deken wordt gemaakt van fiber matten. Drijvend transport is een probleem doordat stromend water door de constructie gedempt wordt.



Figuur 4-5, Verschillende uitvoeringen drijvende, flexibele golfdempende constructies.

4.7 Overige golfdempende constructies

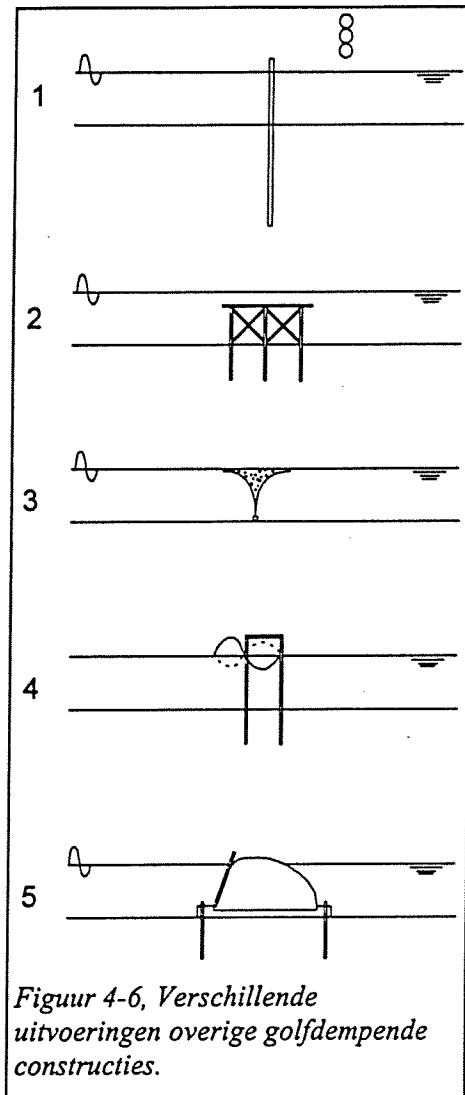
Typen golfdempende constructies die niet in de voorgaande classificatie passen.

- Palenrij. Figuur 4-6 (1). Golfdamping vindt plaats door dissipatie van de golfenergie. Doordat de palen in een rij staan met een bepaalde onderlinge tussenafstand kan het water zich er tussendoor bewegen. Hierbij ontstaan jets die via turbulente snelheidsuitwisseling energie dissiperen. Een dek of een frame over de bovenkant van de palenrij resulteert in een stijvere constructie. Het toepassen van de constructie in grote waterdiepten vraagt om grote paaldiameters en zwaar materieel. In

plaats van palen kunnen ook buizen gebruikt worden.

Door de stroming achter de constructie bestaat er gevaar voor erosie. De constructie is door het funderen op een diepe grondlaag onafhankelijk van de bodemomstandigheden.

- Horizontale plaat. Figuur 4-6 (2). Golfdemping gebeurt doordat de verticale, opwaartse waterbeweging onderbroken wordt. Er vindt verticale reflectie plaats. De constructie bestaat uit een starre vaste plaat die horizontaal georiënteerd is. De plaat is bevestigd op palen en bevindt zich vlak onder het wateroppervlak. Reflectie door een constructie vindt het effectiefst plaats wanneer de constructie star is.
- Pneumatische constructie zoals een luchtbellen scherm. Figuur 4-6 (3). De constructie bestaat uit een leiding op de bodem waaruit lucht stroomt en uit pompinstallaties aan land. De opstijgende luchtbellen veroorzaken aan het oppervlak een horizontale stroming die tegengesteld is aan de looprichting van de golven. De golven worden steiler. Wanneer de maximale golfsteilheid overschreden wordt breken de golven. De constructie is ongeschikt voor tijdelijk gebruik omdat de pijpleiding bedekt wordt door sediment wanneer er geen lucht uit ontsnapt. Iedere keer dat de constructie opnieuw opgestart wordt moet het sediment verwijderd worden.
- Interferentie constructie zoals een verspringende damwandenscherm. Figuur 4-6 (4). Door gedeeltelijke reflectie van inkomende golven komen deze in tegengestelde fase met de inkomende golven. Uitermate geschikt voor regelmatige golven. In de natuur wordt de constructie een filter omdat sommige golven overeenstemmen met de dimensies van de constructie en goed gedempt worden. Ook kan gebruik gemaakt worden van het verzwakken van de optredende krachten. Vanwege de dimensies en de onregelmatige vorm van de elementen is het een dure constructie.
- Balg. Figuur 4-6 (5). Vanuit een kelder in de bodem kan een kunststof of rubberen membraan gevuld worden met lucht en zeewater. Het membraan wordt volgepompt tot waterniveau zodat op deze manier een barrière ontstaat. De balg reflecteert en absorbeert de golfenergie. Transmissie vindt plaats doordat de constructie niet star is. Door resonantie van de constructie is het mogelijk dat aan de lijzijde hogere golfhoogten ontstaan. Zeer dure en onderhoud gevoelige oplossing.



Figuur 4-6, Verschillende uitvoeringen overige golfdempende constructies.

5. Keuze type golfdempende constructie

5.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt bepaald in hoe verre alternatieve constructietypen geschikt zijn om gebruikt te worden voor de toepassing van de ontwerpfilosofie. Dit gebeurt door de, in hoofdstuk vier gegenereerde, alternatieven te beoordelen en te reduceren met behulp van criteria. Voor de beoordeling worden eerst criteria opgesteld. Deze criteria zijn gebaseerd op het programma van eisen.

5.2 Definitie beoordelingscriteria

5.2.1 Algemeen

Door de ontwerpfilosofie komen de door functioneren en overleven gestelde eisen aan de constructie scherp naar voren. Dit moet terug te vinden zijn in de constructie. Daarom moeten de alternatieve constructie typen beoordeeld worden op functioneren en overleven. De eisen die hierop betrekking hebben zijn weergegeven in het programma van eisen. Niet alle onderdelen van het programma van eisen zijn voor een kwalitatieve vergelijking geschikt.

Voor beoordeling op grond van functioneren en overleven zijn eisen met betrekking tot respectievelijk transmissie en overlevingsmethode geschikt. Andere eisen worden bij nadere uitwerking van het alternatief in het ontwerp verdisconteerd.

5.2.2 Criterium met betrekking tot functioneren

Het criterium moet in staat stellen een beoordeling uit te voeren waaruit blijkt welke alternatieve constructietypen in staat zijn volgens ontwerpfilosofie te functioneren. Dit functioneren volgens nieuwe ontwerpfilosofie verschilt niet van functioneren volgens conservatieve ontwerpfilosofie. De kern van de vraag is daarom welke constructietypen het meest efficiënt functioneren. Dit houdt in functioneren tegen zo min mogelijk kosten, ofwel met een zo klein mogelijke constructie.

De functie van een golfdempende constructie is het beschermen van haven en toegangskanaal tegen golfindringing. Een maat voor de golfenergie die door de constructie heen dringt is de transmissiecoëfficiënt. Deze energie resulteert achter de constructie in de opwekking van golven waardoor de golfdempende constructie minder effectief functioneert.

Als criterium met betrekking tot functioneren wordt de transmissie die bij een constructietype optreedt gebruikt. Constructies die in staat zijn een lage transmissie te realiseren hebben de voorkeur.

5.2.3 Criteria met betrekking tot overleven cycloon

Deze criteria moeten in staat stellen een beoordeling uit te voeren waaruit blijkt welke alternatieve constructietypen in staat zijn volgens ontwerpfilosofie te overleven. Hierbij is aangenomen dat bij het optreden van een extreme belastingsituatie de constructie gedeeld kan worden.

Volgens het programma van eisen kan een constructie bij het optreden van een cycloon op twee manieren overleven:

1. Acceptatie van gedeeltelijke beschadiging van de constructie.
2. Gedeeltelijke verplaatsing van de constructie uit de belastingzone.

In geval van de eerste overlevingsmethode resulteert de extreme golfbelasting in het beschadigen van de constructie. Hierdoor treedt deling of versnippering van de constructie op. Bij de tweede overlevingsmethode gebeurt de deling door mensen in plaats van golfbelasting.

De constructietypen moeten in staat zijn tot verwijdering van een gedeelte van de constructie of tot het accepteren van een bepaald schadeniveau. Bij onderlinge vergelijking van de alternatieven moet gelet worden op de kosten voor het overleven en de daarbij optredende risico's.

5.3 Beoordeling van alternatieven

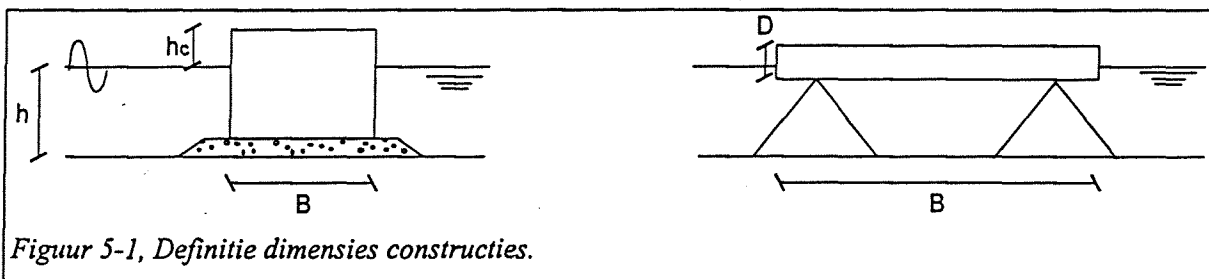
5.3.1 Eerste beoordeling: functioneren constructie

De alternatieve constructietypen worden eerst op functionaliteit beoordeeld. Op voorhand is van een aantal alternatieven duidelijk dat ze niet geschikt zijn. Dit volgt uit de beschrijving van de bewuste alternatieven zoals die in hoofdstuk 4 is gegeven. Uit deze beschrijving volgt dat ze niet goed in staat zijn te functioneren. De constructies zijn:

- Pneumatische constructies zoals luchtbellenschermen.
- Interferentie constructies.
- Balg constructies.

De optredende golfdemping door een luchtbellenscherm of een balg is gering. De transmissie is groot. Ook de interferentie constructie is niet geschikt omdat maar een deel van de golflengten uit het golfspectrum gedempt wordt.

Figuur 5-1 geeft de in deze paragraaf gehanteerde dimensies weer.



Figuur 5-1, Definitie dimensies constructies.

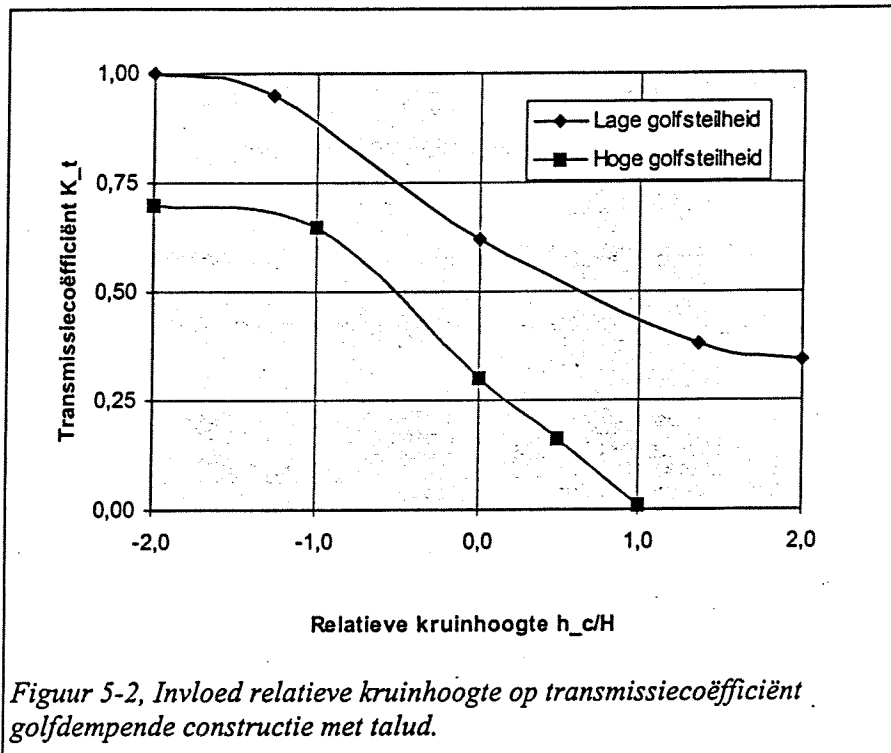
De transmissiecoëfficiënt is als volgt gedefinieerd:

$$K_t = \frac{H_t}{H_i}$$

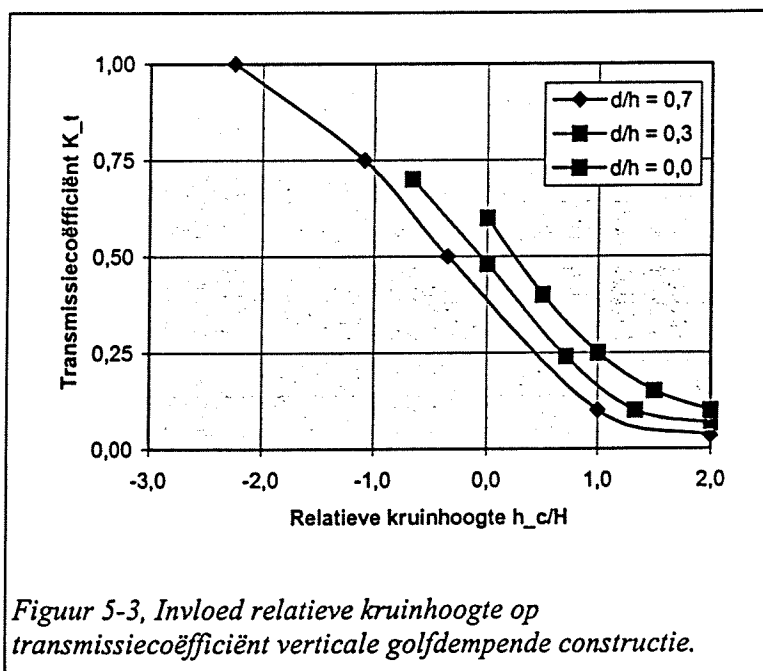
Hierin is H_i de golfhoogte voor de constructie en H_t de golfhoogte achter de constructie zoals die ontstaan is door transmissie.

In het onderstaande wordt het functioneren van de overgebleven alternatieve constructietypen besproken. [1,5,7&10].

- Golfdempende constructies met talud.
De optredende transmissie hangt af van de kruinhoogte. De golfsteilheid is van invloed op de transmissie. Steile golven resulteren in een lagere transmissie bij gelijke kruinhoogte. Een meer permeabele constructie zoals een blokkendam is gevoeliger voor golven met een grote periode dan een minder permeabele constructie zoals rubble mound. Figuur 5-2 geeft de invloed van de relatieve kruinhoogte van de constructie op de transmissiecoëfficiënt van de constructie weer voor golven met een lage en hoge golfsteilte.

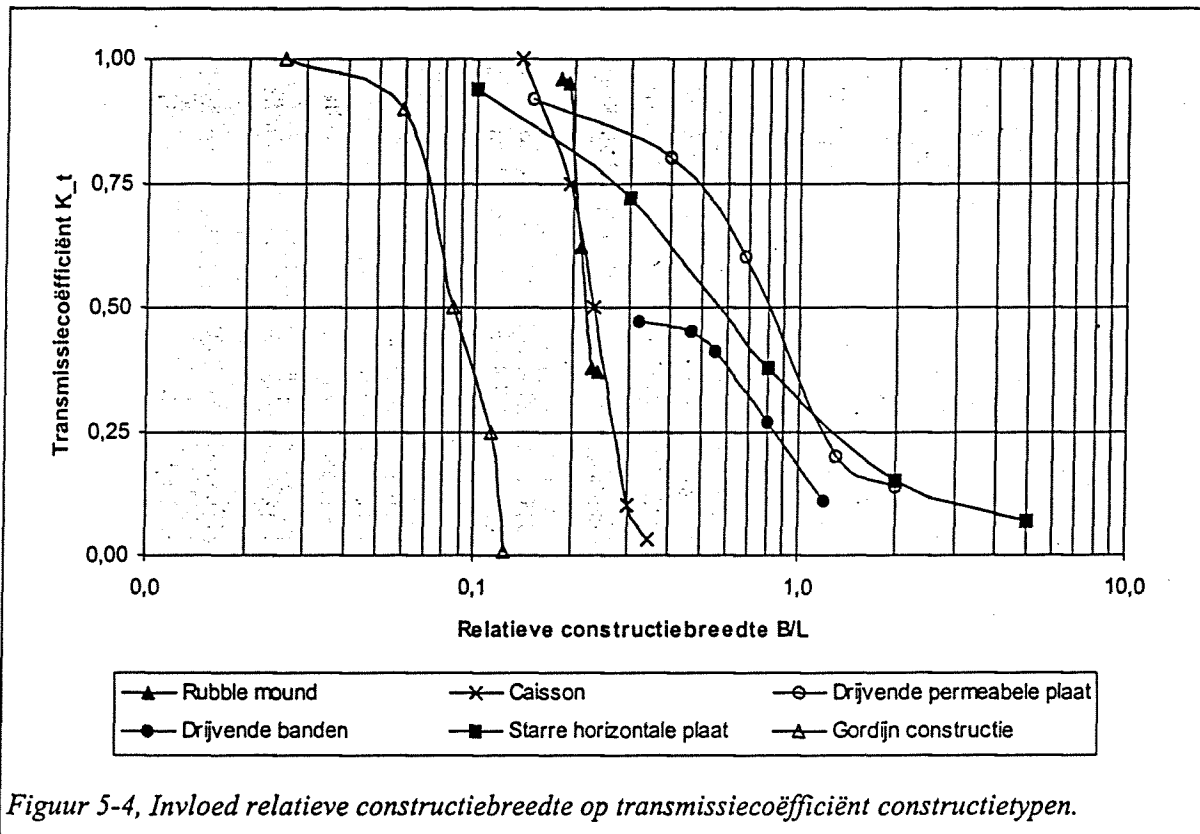


- Verticale golfdempende gewichtsconstructies.
Transmissie hangt af van de kruinhoogte. In geval van een verticaal composiet constructie heeft de dikte van de fundering invloed. Een lage kruinhoogte en een dikke funderingslaag vergroten beide de transmissiecoëfficiënt. De golfsteilheid is niet van invloed. Figuur 5-3 geeft de invloed van de relatieve kruinhoogte van de constructie op de transmissiecoëfficiënt van de constructie weer voor kleine en grote dikte van de fundering. Hierin is d de funderingsdikte en h de waterdiepte.



- Overige verticale golfdempende gewichtsconstructies.
Indien sprake is van een diepwatergolf kan de constructiediepgang verkleind worden. Het reduceren van de diepgang van de constructie is mogelijk bij een gordijn constructie maar niet bij damwandconstructies. Bij een kleine transmissiecoëfficiënt treedt veel reflectie op. De kruinhoogte moet dan voldoende groot zijn om golfoverslag te voorkomen.
- Drijvende constructies, star en flexibel.
De transmissie is in grote mate afhankelijk van de combinatie tussen het golfklimaat en de constructiedimensies. Een grote golflengte vereist een grote constructiebreedte wanneer de transmissiecoëfficiënt laag moet blijven. Golfhoogte niet van belang. De constructiebreedte is bij de starre constructies meer het geval dan bij de flexibele constructies. Ook de diepgang is van invloed. Naar mate de constructie dieper in het water ligt zal er meer reflectie en minder transmissie optreden.
Bij een lage transmissiecoëfficiënt hebben de flexibele constructies qua dimensies de voorkeur boven de starre constructies. Een voorbeeld van een flexibele constructie is de bandenconstructie. Een voorbeeld van een starre drijvende constructie is de geperforeerde plaat.
- Overige constructies.
Bij de vaste horizontale plaat is de transmissie afhankelijk van het golfklimaat in combinatie met de constructiedimensies. In geval van een lage transmissiecoëfficiënt en een grote golflengte is de benodigde constructiebreedte groot. De diepgang is niet van belang omdat het hier gaat om verticale onderbreking van de golfbeweging.

Figuur 5-4 geeft de invloed van de relatieve constructiebreedte op de transmissiecoëfficiënt van alle constructietypen.



Figuur 5-4, Invloed relatieve constructiebreedte op transmissiecoëfficiënt constructietypen.

Hieruit blijkt dat een lage transmissiecoëfficiënt vooral bij de drijvende en overige constructies alleen haalbaar is wanneer de constructiebreedte ten opzichte van de golflengte groot is. Wanneer dit gecombineerd wordt met een grote golflengte, waar schepen gevoelig voor zijn, dan is een grote constructiebreedte nodig. Afhankelijk van de materiaal kosten zal dit leiden tot hoge constructie kosten.

Constructies uit de categorie drijvend, zoals de bandenconstructie en de permeabele plaat, en de categorie overig, zoals de starre horizontale plaat, zijn niet geschikt zijn voor toepassing van de ontwerpfilosofie omdat goedkoop functioneren voor deze constructies niet mogelijk is.

5.3.2 Tweede beoordeling: kosten en risico's bij overleven cycloon

In de onderstaande opsomming wordt het overleven van een extreme belasting tengevolge van een cycloon door de overgebleven alternatieve constructietypen besproken. Deze bespreking richt zich op de sterke en zwakke aspecten van het alternatief. Tegelijkertijd worden extra alternatieven gegenereerd op basis van het beschouwde alternatief waarmee wellicht een verbetering van het alternatieve constructietype optreedt.

a Golfdempende constructies met talud.

Bij gedeeltelijke verwijdering worden de zwaarst belaste elementen verwijderd. Hierdoor komen de onderliggende lagen bloot te liggen met daarin lichtere elementen die nog minder geschikt voor de belasting zijn. Dit is niet het geval wanneer de constructie uniform van opbouw is. De constructies worden voor gedeeltelijke beschadiging ontworpen. Beschadiging bestaat uit het verplaatsen en het uit het talud verdwijnen van elementen. Herstellen van de constructie vindt plaats door het opnieuw plaatsen van de elementen. Een bepaald schadeniveau wordt geaccepteerd. Na de storm wordt de constructie gerepareerd. Een bezwaken constructie kan opnieuw versterkt worden door het toevoegen van extra elementen. Een dynamisch profiel golfbreker heeft een uniforme opbouw waardoor versterking eenvoudig is. Deze elementen zijn echter ook gevoelig voor langsstroming waardoor elementen uit het dwarsprofiel verdwijnen. Geen mogelijkheden voor verbetering van het overleven.

b Verticale gewichtsconstructies.

Gedeeltelijke verwijdering resulteert in het afbreken van een deel van de verticale muur. Alleen caisson en blokkenmuur komen daarvoor in aanmerking. Verwijdering is mogelijk door het caisson of de blokken op te hijsen of weg te drijven. Onderdelen kunnen eventueel op bodem in de directe omgeving van de constructie geplaatst worden. Na een storm kunnen de elementen opnieuw op de fundering gezet worden. Gedeeltelijke beschadiging resulteert in het bezwijken van de hele constructie. Dit is het verschuiven of omslaan van een caisson.

Door aanpassing van het alternatief is het wellicht mogelijk tot een eenvoudiger te verwijderen constructie te komen. Aangepast caisson met behulp van koppellementen op een onderbouw plaatsen die extreem bestendig is. Voor het optreden van een cycloon verwijderen omdat constructie zwak is. Een andere mogelijkheid is de topconstructie van de onderbouw af te laten drukken door de golfbelasting.

c Overige verticale constructies.

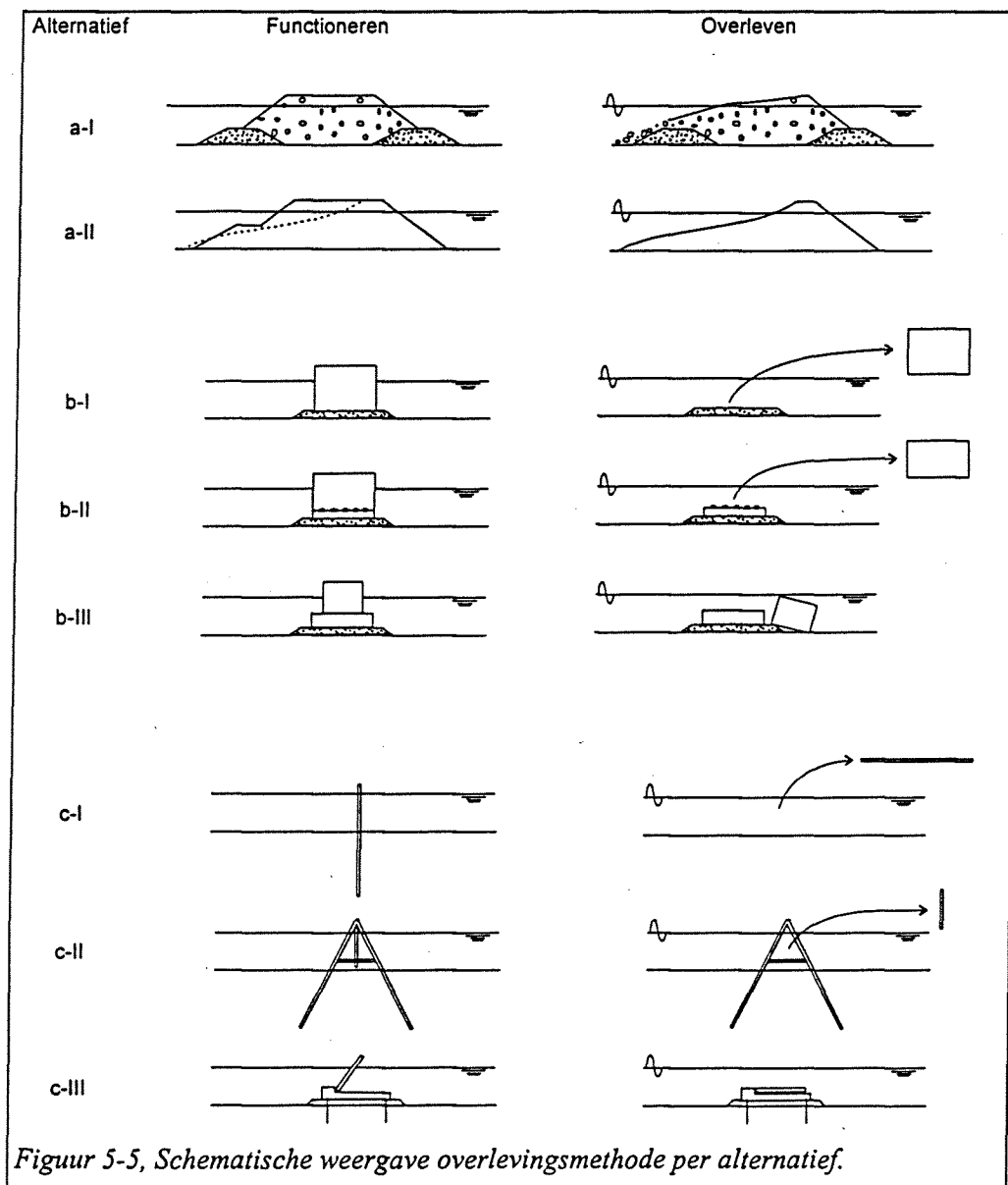
Het verwijderen komt neer op het trekken van damwanden en buizen. Dit is erg arbeidsintensief. Dat geldt ook voor het terugplaatsen. Bovendien wordt de bodem beschadigd, waardoor het terugplaatsen een probleem kan zijn. Kiezen andere locatie. Niet mogelijk gedeelte te verwijderen, alleen totaal. Gedeeltelijke beschadiging ook een probleem omdat constructie een geheel is. Totale beschadiging treedt op in de vorm van grote horizontale vervormingen en glijcirkels.

Een alternatief is de gordijn constructie. De schotten zijn te verwijderen en het A-frame blijft achter. Ook is het mogelijk de bevestigingen ervan dusdanig te dimensioneren dat ze bij een bepaald belastingniveau bezwijken. De schotten schieten uit de ophanging waardoor ze niet op de extreme golfbelasting gedimensioneerd hoeven te worden. Of op de bodem scharnierende schotten die met hydraulische vjzels bewogen kunnen worden. Wanneer nodig kunnen ze in een kelder opgeborgen worden.

Uit het voorgaande volgen de te beschouwen alternatieven. Tabel 3-1 geeft een beschrijving van de alternatieven. Figuur 5-5 geeft een schematische weergave van de overlevingsmethode van de te beschouwen alternatieven.

Type	Alternatief	Omschrijving
a	a-I	Golfdempende constructies met talud
	a-II	Rubble mound
		Dynamisch bermprofiel
b	b-I	Verticale gewichtsconstructies
	b-II	Caisson of blokkenmuur
	b-III	Onderbouw met opdrijfbaar caisson
		Onderbouw met afschuifbaar caisson
c	c-I	Overige verticale constructies
	c-II	Damwanden
	c-III	Gordijn
		Beweegbare schotten vanuit kelder

Tabel 5-1, Beschrijving alternatieve constructies voor overleving cycloon.

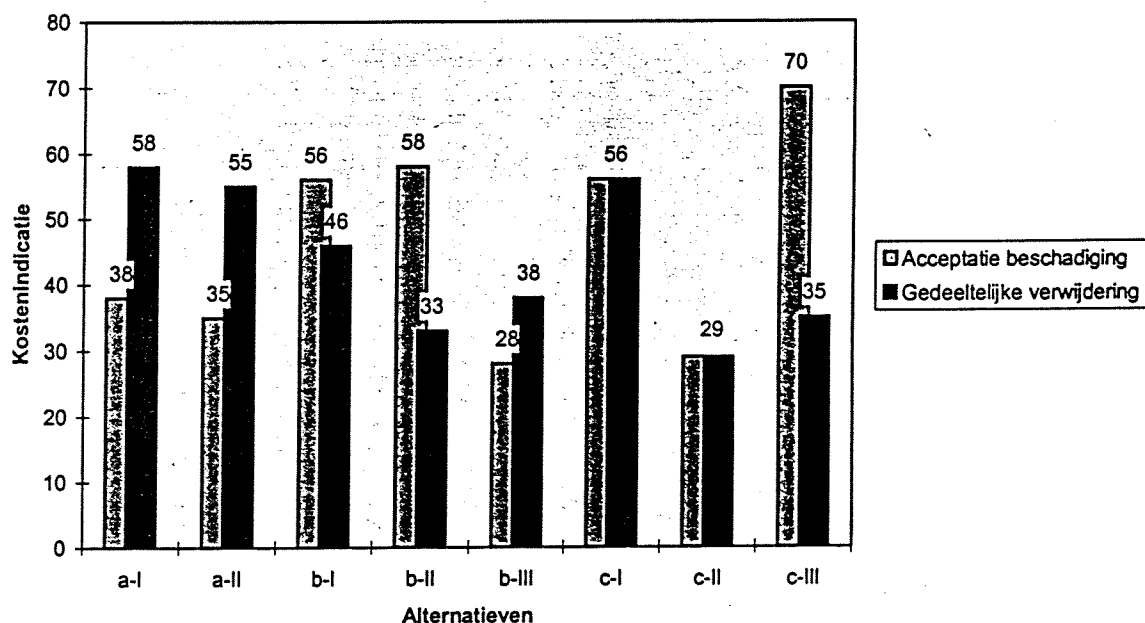


Figuur 5-5, Schematische weergave overlevingsmethode per alternatief.

De totale kosten voor het overleven van een cycloon zijn opgebouwd uit de onderstaande delen. Voor de vergelijking van de alternatieven is een verdere onderverdeling naar de aspecten waaruit de onderlinge verschillen blijken noodzakelijk.

- Constructie kosten. Kosten gemaakt voor de realisatie van de constructie. Afhankelijk van de hoeveelheid en de kosten voor de realisatie per element.
- Jaarlijkse kosten. Kosten die ontstaan door het laten overleven van de constructie. Overleven kan op twee manier gebeuren.
 - Gedeeltelijk veilig stellen van de constructie. Verschil tussen alternatieven blijkt uit de kosten die gemoeid zijn met het demobiliseren en mobiliseren van de constructie. Deze kosten zijn van dezelfde orde grootte. Kosten worden bepaald door de benodigde capaciteit van materieel en personeel.
 - Acceptatie gedeeltelijke beschadiging. De kosten die gemoeid zijn met het in oorspronkelijke staat herstellen van de constructie nadat de extreme belastingsituatie voorbij is.

De numerieke bepaling van de kosten van een constructie alternatief is weergegeven in bijlage B. Het betreft de sommatie van de constructie kosten en de jaarlijkse kosten over de levensduur van de constructie. Figuur 5-6 geeft de resultaten hiervan weer.



Figuur 5-6, Kostenindicatie overleving cycloon door alternatieven uitgesplitst naar methode.

Hieruit volgen de meest geschikte alternatieven voor de nieuwe ontwerpfilosofie voor het overleven van een cycloon. Tabel 5-2 geeft dit weer.

Alternatief	Gedeeltelijke verwijdering	Acceptatie beschadiging
a-I Rubble mound		
a-II Dynamisch bermprofiel		
b-I Caisson of blokkenmuur		
b-II Onderbouw met opdrijfbaar caisson	■	
b-III Onderbouw met afschuifbaar caisson	■	■
c-I Damwanden		
c-II Gordijn	■	■
c-III Beweegbare schotten vanuit kelder	■	

Tabel 5-2, Geschikte alternatieven overleving cycloon uitgesplitst naar methode.

Met name de alternatieven b-III, caisson met afschuifbare topconstructie, en c-II, gordijn constructie, zijn interessant omdat deze alternatieven in staat zijn om de cycloon op beide methoden te overleven.

Een verdere beoordeling van overgebleven alternatieven is mogelijk door de risico's van falen in overleven per alternatief te beschouwen. Risico is het produkt van de faalkans en het gevolg van het falen.

Falen in het overleven door de constructie van een cycloon uit zich in het bezwijken van de constructie. De oorzaak hiervan is het overschrijden van de maximaal toelaatbare belasting behorende bij de uiterste grenstoestand. Het gevolg is het gedeeltelijk of volledig bezwijken van de golfdempende constructie. Het gevolg is uit te drukken in de kosten die gepaard gaan met het afbreken en het opnieuw bouwen van de constructie. De kosten van afbreken zijn gelijk gesteld aan de kosten voor de bouw van een nieuwe constructie

Het falen van de overlevingsmethode is mogelijk doordat:

- Constructie faalt.
 - De constructie is niet deelbaar. Oorzaak is het falen van de koppeling of de hydraulica.
 - Het te verwijderen constructiedeel bezwijkt tijdens het transport.
 - Het achtergebleven constructiedeel bezwijkt.
- Organisatie faalt.
 - Het optreden van de cycloon is niet voorzien.
 - Materieel en personeel zijn niet beschikbaar.

Overleven door gedeeltelijke verwijdering is meer van een organisatie afhankelijk dan overleven door acceptatie van schade. Dit betekent dat wanneer de betrouwbaarheid van dat een organisatie laag is, de kans op falen groter zal zijn dan wanneer het delen onafhankelijk is van een organisatie. Herstel zal in beide gevallen door de organisatie moeten gebeuren. Tijdens delen door golfbelasting is het uitoefenen van invloed op het proces niet mogelijk. De kans op bezwijken van constructiedelen is dan ook groter dan wanneer de constructie door een organisatie gedeeld wordt.

Afhankelijk van waar het risico het beste beheersbaar is, kan het of bij de organisatie of bij de constructie neergelegd worden. De kans van falen en gevolgen kunnen zo gereduceerd worden.

Wanneer de betrouwbaarheid van de organisatie hoog is kan het risico het beste daar neergelegd worden. Overleven door gedeeltelijke verwijdering van de constructie is dan de beste oplossing. Alternatieven b-II, b-III, c-II en c-III komen daarvoor in aanmerking. Echter gezien de hoge constructiekosten van alternatief c-III, beweegbare schotten vanuit een kelder, is het risico onacceptabel hoog.

Als de betrouwbaarheid onvoldoende is kan het beste gekozen worden voor overleven door acceptatie van schade. Het risico moet dan beheerst worden door de constructie. Alternatieven b-III en c-II zijn hiervoor geschikt.

Indien niet duidelijk is of de organisatie betrouwbaar genoeg is kan in de constructie een combinatie gemaakt worden tussen beide methoden van overleven. De kans op bezwijken verkleint daardoor. Alternatieven b-III en c-II zijn in staat hieraan te voldoen.

6. Evaluatie ontwerpfilosofie

Door beide onderdelen van de studie, het fundamentele deel en de case, te evalueren is het mogelijk aan te geven welke aspecten van invloed zijn op de technische en de financiële haalbaarheid van de nieuwe ontwerpfilosofie. Hierdoor kan bepaald worden in welke mate toepassing van deze ontwerpfilosofie voor een goldempende constructie in een bepaalde situatie geschikt is.

Er wordt hierbij onderscheid gemaakt tussen de lokaal gebonden fysieke omstandigheden (omgevingsinvloeden) en de invloed op het ontwerp van de gekozen functionele levensduur en de multifunctionaliteit (diversiteit van functies) van de ontworpen constructie.

Omgevingsinvloeden

- Belasting. De invloed van de belasting is nader onderverdeeld in de drie volgende aspecten.
 - Het verschil tussen normale en extreme belasting.
Een groot verschil tussen normale en extreme belasting resulteert in een groot verschil tussen de benodigde sterkte van de constructie in beide situaties. Omdat de kosten een functie zijn van de constructiesterkte is er ook een groot verschil in de constructiekosten. Hierdoor wordt het financieel aantrekkelijk om de nieuwe ontwerpfilosofie toe te passen omdat een minder groot deel van de constructie op de extreme belasting gedimensioneerd hoeft te worden.
 - De kans van optreden van een extreme belasting.
Wanneer een extreme belasting regelmatig voorkomt en dus een grote kans van optreden heeft, is de kans op bezwijken tengevolge van deze belasting tijdens de levensduur groot. De constructie moet een bepaalde sterkte bezitten om voldoende weerstand tegen bezwijken te hebben. Bij een grote benodigde constructiesterkte is toepassing van de nieuwe ontwerpfilosofie financieel aantrekkelijk omdat de constructiekosten lager zijn.
 - Het type extreme belasting en het type constructie.
Afhankelijk van het type extreme belasting is er een bepaalde hoeveelheid tijd beschikbaar voor demobilisatie van de constructie. Bij belasting door ijsschotsen is relatief veel tijd beschikbaar. Bij tsunami's daarentegen is er amper tijd beschikbaar. Zelfs wanneer er voldoende tijd beschikbaar is, wil dat niet zeggen dat het technisch mogelijk is een bepaalde constructie te demobiliseren. Het is niet mogelijk een rubble mound constructie te demobiliseren.
- Bodemgesteldheid. Een rotsbodem is meer geschikt voor caissonconstructies dan voor gordijntype constructies omdat de buisprofielen van het immobiele deel van de gordijntype constructie moeilijk de bodem in te heien zijn. De gesteldheid van de bodem beïnvloedt de technische toepasbaarheid van de ontwerpfilosofie.

Ontwerpinvloeden

- Functionele levensduur. Een gekozen lange levensduur resulteert in een grotere kans op bezwijken dan een korte levensduur bij een gelijk blijvende ontwerpbelasting. Door een nadere analyse van de kosten kan een gunstige levensduur worden bepaald.
- Multifunctionaliteit. Naast het beschermen van een haven tegen golfindringing kan de constructie nog andere functies hebben. Te denken valt aan het plaats bieden aan ligplaatsen. Niet mogelijk is het beschermen van havenconstructies tegen extreme belastingen omdat de constructie dan gedemobiliseerd is.
Het vergroten van het aantal functies die de constructie vervult leidt tot een financieel aantrekkelijke situatie, die door de nieuwe ontwerpfilosofie kan worden bevorderd.

Uit de bovenstaande evaluatie kan worden geconcludeerd dat de nieuwe ontwerpfilosofie in de situatie van St. Maarten tot een aantrekkelijke reductie van kosten heeft geleid. In situaties met vergelijkbare of grotere verschillen tussen de normale ontwerpbelasting en de uitzonderlijke ofwel extreme ontwerpbelasting lijken daarom met deze ontwerpfilosofie goedkopere ontwerpen mogelijk te zijn. Er zal verder uitgezocht moeten worden in hoeverre veranderingen de omgevingscondities begrenzen zullen stellen aan de toepasbaarheid van deze methode.

7. Conclusies

Om inzicht te krijgen in de technische en financiële haalbaarheid van een golfdempende constructie die ontworpen is volgens de in het rapport gepresenteerde ontwerpfilosofie zijn conservatief ontworpen golfdempende constructies beoordeeld en aangepast. Dit is gebeurd op grond van functioneren en overleven van de constructie.

De bevindingen op het gebied van het functioneren zijn als volgt. Bij beoordeling dient gekeken te worden naar de optredende golfhoogte achter de constructie. Kenmerkend voor de golfhoogte achter de constructie is de transmissie die optreedt bij bepaalde afmetingen van de constructie typen. De constructie moet een voldoende lage transmissie kunnen hebben. Anders functioneert de constructie niet goed en wordt de downtime in de haven niet voldoende gereduceerd. Het blijkt dat dit alleen mogelijk is bij drie typen constructies. Dit zijn verticale gewicht constructies, overige verticale constructies en constructies met een talud. De andere constructie typen hebben grote dimensies nodig en worden hierdoor kostbaar. Deze andere constructietypen zijn starre en flexibele drijvende constructies.

Overleven van extreme belastingsituaties kan op twee manieren plaatsvinden. Een gedeelte van de constructie kan of verwijderd worden of bezwijken. Hierdoor reduceert de belasting op het immobiele deel. Met name extreme belastingsituaties veroorzaakt door cyclonen, rivierafvoeren en ijsschotsen zijn geschikt om overleeft te worden met behulp van de eerste methode omdat er voldoende tijd beschikbaar is. Tsunami's, scheepsaanvaringen zijn vanwege de geringe beschikbare tijd beter geschikt voor het overleven volgens de tweede methode. Wanneer de kans op het falen van de demobilisatie groot is omdat bijvoorbeeld de achterliggende organisatie niet betrouwbaar is, wordt overleven volgens methode twee aantrekkelijk. Wanneer gekeken wordt naar de kosten die tijdens de levensduur gemaakt moeten worden, blijken gordijn type constructies en caissons met een verplaatsbare bovenbouw het beste te zijn. Deze constructies kunnen dusdanig aangepast worden dat demobilisatie door gedeeltelijke beschadiging ook mogelijk is.

Uit het bovenstaande kan geconcludeerd worden dat de constructietypen die bij toepassing van de gepresenteerde onconventionele ontwerpfilosofie technisch en financieel de grootste haalbaarheid hebben, de speciale caisson constructies (alternatieven b-II & b-III) en de gordijn constructie (alternatief c-III) zijn.

Geraadpleegde literatuur

1. Bouwmeester, E.C., Floating Breakwaters, Literature Review, Delft University of Technology, Department of Civil Engineering, 1984
2. Bryant, E., Natural Hazards, Cambridge University Press, 1991
3. Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving, Kansen in de civiele techniek, deel 1: Probabilistisch ontwerpen in theorie, 1997
4. Coastal Engineering Research Center, Shore Protection Manual, Department of the US Army Corps of Engineers, Washington, 1984
5. CUR, Manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering, 1991
6. Ingenieursbureau Grabowsky&Poort, Inventarisatie constructies Maasvlakte 2, Eindrapport, 1996
7. Linden, M. van der, Golfdempende constructies, Delft Universitaire Pers, 1987
8. Massie, W.W. e.a., Coastal Engineering, Volume III, Breakwater Design, Delft University of Technology, Department of Civil Engineering, 1986
9. Murck, B.W., e.a., Environmental Geology, John Wiley & Sons, 1996
10. Takahashi, T., Reference Document no. 34, Design of Vertical Breakwaters, Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport, Japan, 1996

Trotseren door demobiliseren

Deel A
Fundamenteel ontwerp

Bijlagen

Bijlage A Bepalen transmissiecoëfficiënt constructietype

Inleiding

Deze bijlage worden de berekeningen gegeven die ten grondslag liggen aan de samenvatting van de in de literatuur gegeven relaties tussen karakteristieke dimensies, golfklimaat en transmissiecoëfficiënt.

Behandelde constructies zijn:

1. Golfdempende constructie met talud in de vorm van een rubble mound golfdemper.
2. Verticale golfdempende constructies in de vorm van een caisson.
3. Overige verticale golfdempende constructies in de vorm van een gordijn constructie.
4. Drijvende starre constructie in de vorm van een geperforeerde horizontale plaat.
5. Drijvende flexibele constructie in de vorm van een pipe-tire constructie.
6. Overige constructies in de vorm van een vaste horizontale plaat

De geraadpleegde literatuur omvat [1,5,7&10]

Golfklimaat:

s	H	L	
0,01		1	100
0,05		2	40

Constructie informatie:

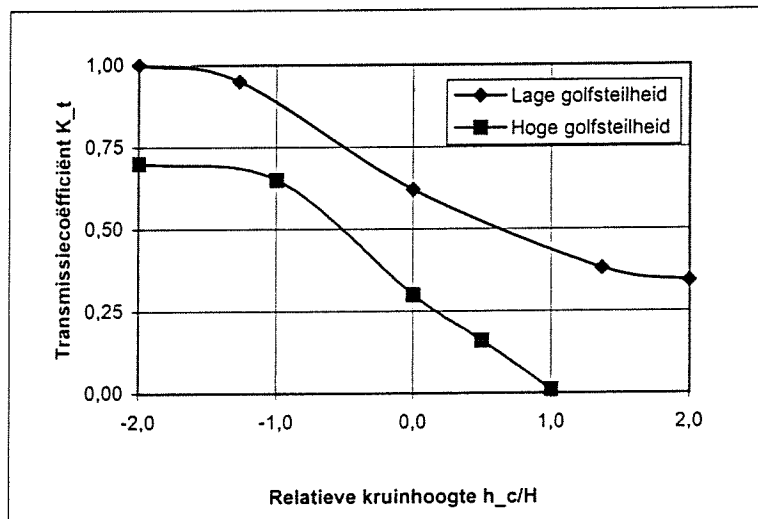
Rubble mound
Waterdiepte 10m, helling 1:3, kruinbreedte 15m

Waarneming voor $s=0,05$

Rubble mo	R_c/H	Berekenen R_c	hoogte	breedte	A_{kar}	B/L
1,00	-2,0	-2	8	18	144	0,18
0,95	-1,3	-1,27	8,73	19,095	166,6994	0,19095
0,62	0,0	0	10	21	210	0,21
0,38	1,4	1,37	11,37	23,055	262,1354	0,23055
0,34	2,0	2	12	24	288	0,24

Waarneming voor $s=0,01$

Rubble mo	R_c/H	Berekenen R_c	hoogte	breedte	A_{kar}	B/L
0,70	-2,0	-4	6	15	90	0,375
0,65	-1,0	-2	8	18	144	0,45
0,30	0,0	0	10	21	210	0,525
0,16	0,5	1	11	22,5	247,5	0,5625
0,01	1,0	2	12	24	288	0,6



Golfklimaat:

s H L
0,05 2 40

Constructie informatie:

Caisson
Waterdiepte 10m, breedte 10m.
Constructie $d/h = 0.7$

Waarneming voor $s=0,05$

$d/h = 0,7$ h_c/H

1,00 -2,25
0,75 -1,09
0,50 -0,35
0,10 1,00
0,03 2,00

Berekenen

R_c	hoogte	breedte	A_{kar}
-4,5	5,5	5,5	30,25
-2,18	7,82	7,82	61,1524
-0,7	9,3	9,3	86,49
2	12	12	144
4	14	14	196

B/L

0,1375
0,1955
0,2325
0,3
0,35

Constructie informatie:

Caisson
Waterdiepte 10m, breedte 10m.
Constructie $d/h = 0.3$

Waarneming voor $s=0,05$

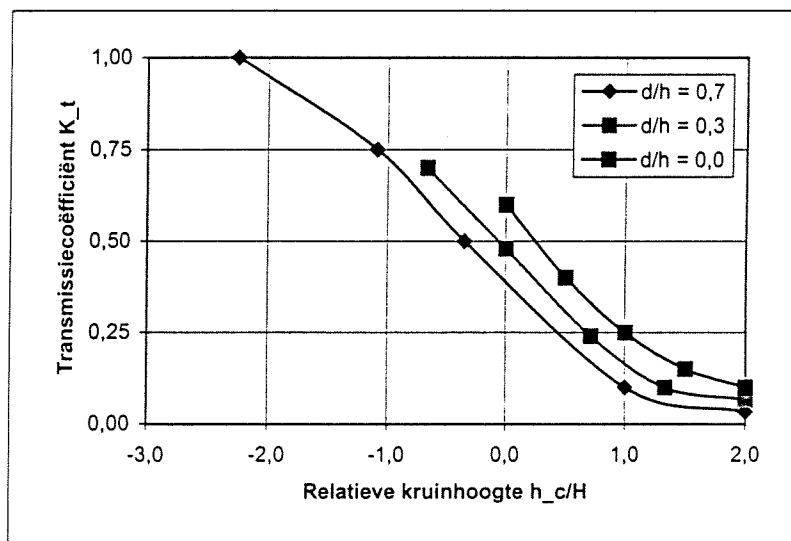
$d/h = 0,3$ h_c/H

0,70 -0,67
0,48 0,00
0,24 0,71
0,10 1,33
0,07 2,00

Waarneming voor $s=0,05$

$d/h = 0,0$ h_c/H

0,60 0,00
0,40 0,50
0,25 1,00
0,15 1,50
0,10 2,00



Golfklimaat:

s	H	L	k
0,01	1	100	0,06282
0,05	2	40	0,15705

Constructie informatie:

Gordijn
Waterdiepte 10m, $h/L=0,2$ overgangsdiepte

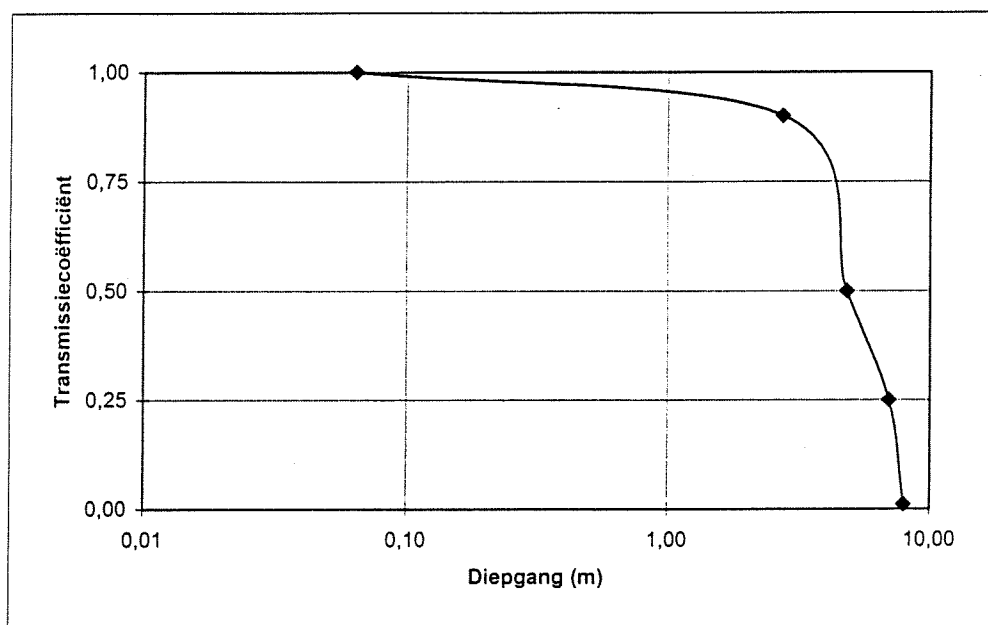
Waarneming voor $s=0,01$

kD	D	hoogte	breedte	A_kar	B/L	
1	0,01	0,16	1,16	1,00	1,16	0,01
0,75	0,43	6,84	7,84	1,00	7,84	0,01
0,5	0,76	10,00	11,00	1,00	11,00	0,01
0,25	1,1	10,00	11,00	1,00	11,00	0,01
0,01	1,25	10,00	11,00	1,00	11,00	0,01

Waarneming voor $s=0,05$

Gordijn	kD	Diepgang	hoogte	breedte	A_kar	B/L
1,00	0,01	0,06	2,06	1,03	2,13	0,025796
0,90	0,43	2,74	4,74	2,37	11,22	0,059225
0,50	0,76	4,84	6,84	3,42	23,39	0,08549
0,25	1,1	7,00	9,00	4,50	40,54	0,112552
0,01	1,25	7,96	9,96	4,98	49,59	0,124491

schatting ondersteuningsconstructie



Golfklimaat:

s	H	L
0,01	1	100
0,05	2	40

Constructie informatie:

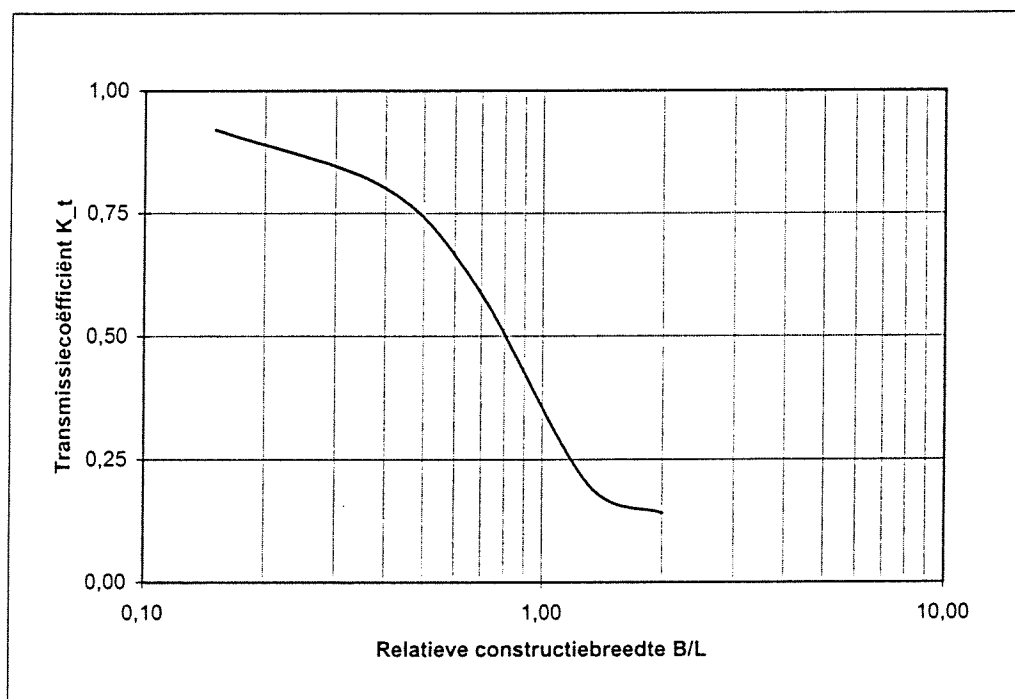
Waterdiepte 10m
Geperforeerde horizontale plaat $D/h=,3$

Waarneming voor $s=0,01$

Drijvende ρ	B/L	Berekenen B	hoogte	breedte	A_kar	B/L
0,92	0,15	15	3	15	45	0,15
0,80	0,40	40	3	40	120	0,4
0,60	0,68	68	3	68	204	0,68
0,20	1,30	130	3	130	390	1,3
0,14	2,00	200	3	200	600	2

Waarneming voor $s=0,05$

K_t	B/L	B	hoogte	breedte	A_kar	B/L
0,92	0,15	6	3	6	18	0,15
0,8	0,4	16	3	16	48	0,4
0,6	0,68	27,2	3	27,2	81,6	0,68
0,2	1,3	52	3	52	156	1,3
0,14	2	80	3	80	240	2



Golfklimaat:

s	H	L
0,01	1	100
0,05	2	40

Constructie informatie:

Waterdiepte 10m
pipe-tire constructie D/h=,51

Waarneming voor s=0,01

Drijvende t B/L

Berekenen

B

hoogte

breedte

A_kar

B/L

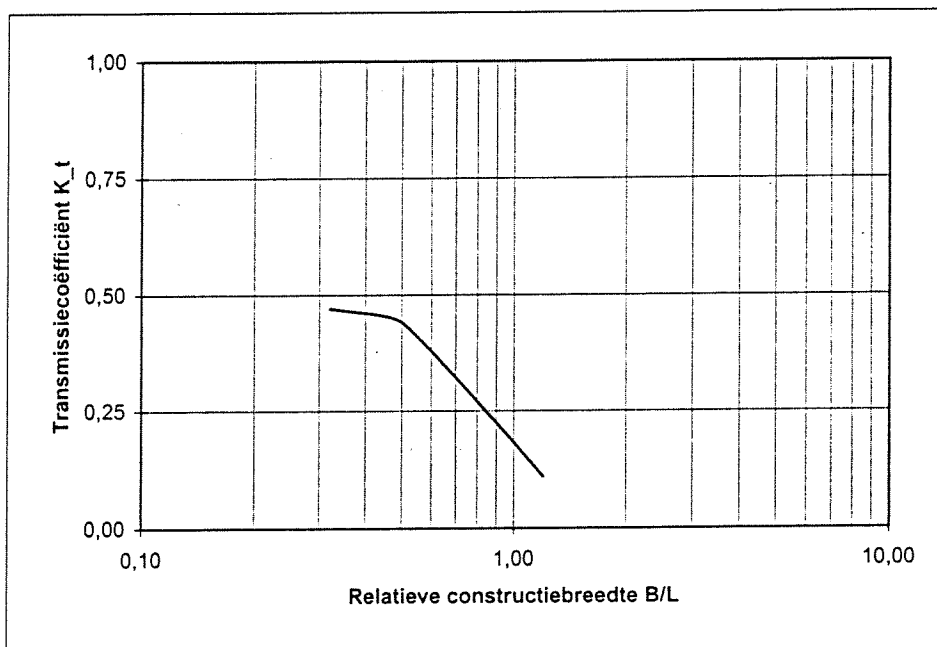
0,47	0,32	32	5,1	32	163,2	0,32
0,45	0,47	47	5,1	47	239,7	0,47
0,41	0,55	55	5,1	55	280,5	0,55
0,27	0,80	80	5,1	80	408	0,8
0,11	1,20	120	5,1	120	612	1,2

Waarneming voor s=0,05

K_t

B/L

0,47	0,32	12,8	5,1	12,8	65,28	0,32
0,45	0,47	18,8	5,1	18,8	95,88	0,47
0,41	0,55	22	5,1	22	112,2	0,55
0,27	0,8	32	5,1	32	163,2	0,8
0,11	1,2	48	5,1	48	244,8	1,2



Golfklimaat:

s	H	L
0,01	1	100
0,05	2	40

Constructie informatie:

Waterdiepte 10m
horizontale plaat $D/h=,3$

Waarneming voor $s=0,01$

Starre hori: B/L

0,94	0,10
0,72	0,30
0,38	0,80
0,15	2,00
0,07	5,00

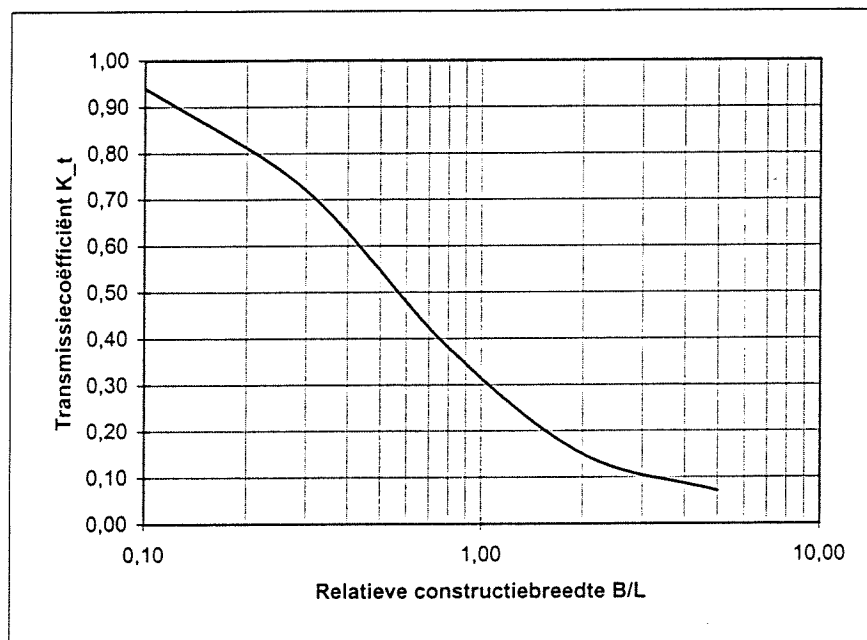
Berekenen

B	hoogte	breedte	A_kar	B/L
10	0,5	10	5	0,1
30	0,5	30	15	0,3
80	0,5	80	40	0,8
200	0,5	200	100	2
500	0,5	500	250	5

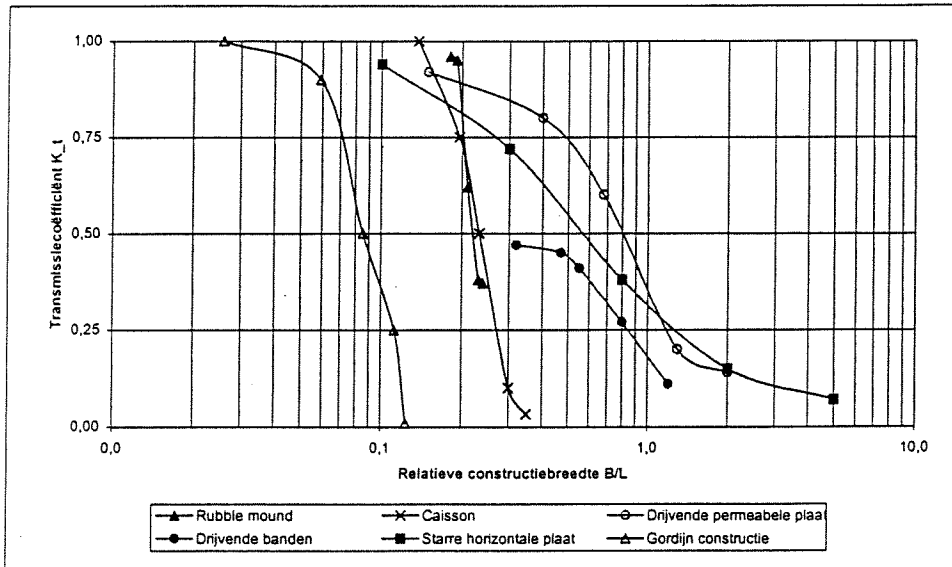
Waarneming voor $s=0,05$

K_t B/L

0,94	0,1	4	0,5	4	2	0,1
0,72	0,3	12	0,5	12	6	0,3
0,38	0,8	32	0,5	32	16	0,8
0,15	2	80	0,5	80	40	2
0,07	5	200	0,5	200	100	5



B/L	Rubble mo	Verticaal gewicht #VERW!	vert over d/h = 0,7	B/L	Gordijn	drijf star B/L	drijf flex Drijvende ρ B/L	overig Drijvende t B/L	Starre horizontale plaat		
0,18	0,96	0,1375	1	0,025796	1	0,15	0,92	0,32	0,47	0,1	0,94
0,19095	0,95	0,1955	0,75	0,059225	0,9	0,4	0,8	0,47	0,45	0,3	0,72
0,21	0,62	0,2325	0,5	0,08549	0,5	0,68	0,6	0,55	0,41	0,8	0,38
0,23055	0,38	0,3	0,1	0,112552	0,25	1,3	0,2	0,8	0,27	2	0,15
0,24	0,37	0,35	0,033	0,124491	0,01	2	0,14	1,2	0,11	5	0,07



Bijlage B Bepaling kosten overleven cycloon

B-1. Inleiding

Beschikbare alternatieven zijn:

Code	Alternatief	Omschrijving
a		Golfdempende constructies met talud
a-I		Rubble mound
a-II		Dynamisch bermprofiel
b		Verticale gewichtsconstructies
b-I		Caisson of blokkenmuur
b-II		Onderbouw met opdrijfbaar caisson
b-III		Onderbouw met afschuifbaar caisson
c		Overige verticale gewichtsconstructies
c-I		Damwanden
c-II		Gordijn
c-III		Beweegbare schotten vanuit kelder

Kosten worden gevormd door:

- Constructie kosten. Kosten gemaakt voor de realisatie van de constructie. Afhankelijk van de hoeveelheid en de kosten voor de realisatie per element.
- Jaarlijkse kosten. Kosten die ontstaan door het laten overleven van de constructie. Overleven kan op twee manier gebeuren.
 - Gedeeltelijk veilig stellen van de constructie. Verschil tussen alternatieven blijkt uit de kosten die gemoeid zijn met het verwijderen en de herinstallatie van de constructie. Orde grootte hetzelfde. Kosten worden bepaald door de benodigde capaciteit van materieel en personeel.
 - Acceptatie gedeeltelijke beschadiging. De kosten die gemoeid zijn met het in oorspronkelijke staat herstellen van de constructie nadat de extreme belastingsituatie voorbij is.

Beoordeling vindt plaats door toekennen van een waarde. 1 heeft betrekking op lage kosten of weinig materiaal. 5 heeft betrekking op hoge kosten of veel materiaal.

B-2. Constructiekosten

De constructiekosten worden bepaald door de hoeveelheid constructie-elementen en de kosten per element om de constructie te realiseren. Materiaalkosten en benodigde capaciteit materieel bepalen de kosten.

Voor de alternatieven a is veel materiaal nodig. De materiaalkosten zijn, wanneer materiaal voldoende aanwezig is, gering. Het plaatsen van de elementen is niet kostbaar. De alternatieven b bestaan uit grotere elementen waarvan er minder nodig zijn. Voor de plaatsing van caissons is speciaal materieel in de vorm van sleepboten of kraanschepen nodig. De constructie is kostbaarder dan van alternatieven a. De aangepaste alternatieven a-II en a-III zijn ingewikkelder van vorm waardoor de realisatiekosten stijgen. De elementen van alternatieven c-I en c-II worden geheid. Qua hoeveelheid elementen en de kosten per element tussen alternatieven a en b in. Alternatief c-III is door de toepassing van hydraulica kostbaarder per element terwijl er veel elementen nodig zijn.

Alternatief	Hoeveelheid elementen	Kosten realisatie element	Bouwkosten
a-I Rubble mound	4	2	8
a-II Dynamisch bermprofiel	5	1	5
b-I Caisson of blokkenmuur	2	3	6
b-II Onderbouw met opdrijfbaar caisson	2	4	8
b-III Onderbouw met afschuifbaar caisson	2	4	8
c-I Damwanden	3	2	6
c-II Gordijn	3	3	9
c-III Beweegbare schotten vanuit kelder	4	5	20

Met name alternatief c-III is een kostbare constructie om te bouwen. Rubble mound en caisson constructie verschillen bij deze waterdiepte (ongeveer 10m) niet veel in bouwkosten.

B-3. Jaarlijkse kosten

Reparatie van de constructie na beschadiging is een van de jaarlijkse kosten. Deling van de constructie vindt plaats door de golfbelasting. Er treedt een, min of meer, beheerste vorm van bezwijken op. De Alternatieven a zijn per definitie erg geschikt omdat beschadiging van de constructie in het ontwerp opgenomen is. Het opsporen van de elementen en herplaatsen is kostbaar omdat het erg veel elementen betreft. De alternatieven b zijn niet geschikt omdat bij beschadigen de hele constructie faalt. Reparatiekosten bestaan uit het verwijderen en opnieuw opbouwen van de constructie. Het verwijderen is even kostbaar als het opnieuw bouwen. Alleen alternatief b-III is daarvoor iets ongevoeliger omdat dit alternatief het van de fundering afdrukken overleven moet. Ook het beschadigen van alternatieven c leidt tot falen van de totale constructie. Behalve bij alternatief c-II omdat een gedeelte van de constructie, de schotten en het A-frame, niet beschadigt. De reparatie is minder kostbaar omdat het minder elementen betreft.

Ook verwijdering van het zwaarst belaste deel van de constructie is een jaarlijks terugkerende kostenpost bij overleven met behulp van deze methode. De kosten worden opgebouwd uit het verwijderen en het herplaatsen van het constructiedeel. Verwijderen gebeurt door menselijke inspanning met behulp van sleepboten, bakken of hijskranen. Alternatieven a zijn ongeschikt door de hoeveelheid en afmetingen van het materiaal. Dit geldt ook voor alternatief b-I. Alternatieven b-II en b-III zijn net weer iets eenvoudiger te verwijderen en herplaatsen dan een niet aangepast caisson. De damwanden van alternatief c-I moeten getrokken worden. Weghalen van het gordijn, alternatief c-II, gebeurt met hijsschepen en is net iets handelbaarder dan de speciale caissons. Alternatief c-III is door de hydraulica het geschiktste voor weghalen.

Alternatief	Totaal reparatie	Verwijderen	Herplaatsen	Totaal weghalen
a-I Rubble mound	3	5	5	5
a-II Dynamisch bermprofiel	3	5	5	5
b-I Caisson of blokkenmuur	5	4	4	4
b-II Onderbouw met opdrijfbaar caisson	5	2	3	2,5
b-III Onderbouw met afschuifbaar caisson	2	3	3	2
c-I Damwanden	5	5	5	5
c-II Gordijn	2	2	2	2
c-III Beweegbare schotten vanuit kelder	5	2	1	1,5
Gewicht		0,5	0,5	

B-4. Totale kosten

De totale kosten worden bekeken over de hele levensduur van de constructie en bestaan uit een sommatie van de jaarlijkse kosten en de kosten voor constructie.

De constructiekosten zijn in de orde van tientallen miljoenen geldeenheden en de gewenste kosten die gemoeid zijn met het overleven bedragen in de orde van honderden duizenden geldeenheden. Een levensduur van de constructie in de orde van de 100 jaar resulteert in een verhouding tussen de, over de totale levensduur gesommeerde, jaarlijkse kosten en de constructie kosten van 10:100. Dit komt overeen met een verhouding van 1:10.

Alternatief	Bouw-kosten	Jaarlijkse reparatie	Jaarlijks weghalen	Acceptatie beschadiging	Gedeeltelijke verwijdering
a-I Rubble mound	8	3	5	38	58
a-II Dynamisch bermprofiel	5	3	5	35	55
b-I Caisson of blokkenmuur	6	5	4	56	46
b-II Onderbouw met opdrijfbaar caisson	8	5	2,5	58	33
b-III Onderbouw met afschuifbaar caisson	8	2	3	28	38
c-I Damwanden	6	5	5	56	56
c-II Gordijn	9	2	2	29	29
c-III Beweegbare schotten vanuit kelder	20	5	1,5	70	35
Gewicht		10	10		

Alternatieven die interessant zijn voor toepassing van de overlevings ontwerp-filosofie van acceptatie beschadiging zijn b-III en c-II ofwel het afschuifbare caisson en het gordijn. Voor toepassing van de overlevings ontwerp-filosofie van gedeeltelijke verwijdering zijn de alternatieven b-II, b-III, c-II en c-III ofwel de speciale caissons en de speciale schottenconstructies geschikt.

Trotseren door demobiliseren

Deel B Case Sint Maarten

Inhoudsopgave

1. INLEIDING.....	1
1.1 AANZET TOT CASE STUDIE	1
1.2 OPBOUW RAPPORT	2
2. PROBLEEMANALYSE.....	3
2.1 SITUATIEBESCHRIJVING	3
2.1.1 Locatie.....	3
2.1.2 Huidige situatie haven Philipsburg.....	3
2.1.3 Geplande situatie haven Philipsburg.....	3
2.2 BESCHRIJVING ONTWERP STEIGER.....	4
2.3 PROBLEEMOMSCHRIJVING.....	5
2.4 ONTWERPFILOSOFIE.....	6
2.5 PROBLEEMSTELLING	7
2.6 DOELSTELLING.....	7
3. PROGRAMMA VAN EISEN	8
3.1 ALGEMENE EISEN.....	8
3.1.1 Karakteristieken van schepen	8
3.1.2 Bathymetrie.....	8
3.1.3 Bodemeigenschappen.....	9
3.1.4 Levensduur constructie	9
3.2 FUNCTIONELE EISEN.....	10
3.2.1 Toegestane downtime.....	10
3.2.2 Waterstanden	10
3.2.3 Normale belastinggevallen.....	10
3.2.4 Transmissie en overslag.....	13
3.3 OVERLEVINGSCONDITIES	14
3.3.1 Extreme belastinggevallen	14
3.3.2 Frequentie van demobiliseren.....	15
3.3.3 Overlevingsmethodiek cycloon.....	15
4. LOCATIE EN TYPE GOLFDEMPENDE CONSTRUCTIE	16
4.1 INLEIDING	16
4.2 ANALYSE OPTREDENDE DOWNTIME	17
4.2.1 Limiterende golfhoogte	17
4.2.2 Downtime door windgolven	18
4.2.3 Downtime door deining.....	20
4.2.4 Totale downtime.....	21
4.3 MODEL GOLFVOORTPLANTING.....	21
4.3.1 Bepaling golfvoortplanting beïnvloedende elementen.....	21
4.3.2 Inpassen haven lay-out in model.....	21
4.3.3 Toegepaste limiterende golfhoogte	22
4.3.4 Verificatie model.....	23
4.3.5 Bijstellen benodigde reductie downtime	23
4.4 TYPEN CONSTRUCTIES.....	23
4.5 RESULTATEN MODEL.....	24
4.6 RESUMÉ	26

5. CONSTRUCTIEHOOGTE EN BELASTINGEN.....	27
5.1 INLEIDING	27
5.2 GOLFCONDITIES	27
5.2.1 <i>Bruikbaarheids grenstoestand</i>	27
5.2.2 <i>Uiterste grenstoestand</i>	27
5.3 HOOGTE VAN DE CONSTRUCTIE.....	28
5.3.1 <i>Inleiding</i>	28
5.3.2 <i>Waterhoogte voor de constructie</i>	29
5.3.3 <i>Benodigde kruinhoogte volgens Goda</i>	29
5.3.4 <i>Hoogte stortstenen drempel</i>	30
5.3.5 <i>Totale hoogte constructie</i>	31
5.4 GOLFBELASTING OP DE CONSTRUCTIE.....	32
5.4.1 <i>Inleiding</i>	32
5.4.2 <i>Golfdrukken</i>	32
5.4.2.1 <i>Golfdrukken volgens de lineaire golftheorie</i>	32
5.4.2.2 <i>Golfdrukken volgens de formule van Goda</i>	32
5.4.3 <i>Ontwerpgolfhoogte</i>	33
5.4.3.1 <i>Maximaal optredende golfhoogte</i>	33
5.4.3.2 <i>Rayleigh en Modified Glukhovskiy verdeling golfwaarneming</i>	33
5.4.3.3 <i>Ontwerpgolfhoogten constructiedelen</i>	34
5.4.4 <i>Belasting op de constructie</i>	35
5.5 RESUMÉ	36
6. NULALTERNATIEF, CAISSON CONSTRUCTIE.....	37
6.1 INLEIDING	37
6.2 CONSTRUCTIEBREEDTE	37
6.2.1 <i>Bezwijkmechanismen caisson</i>	37
6.2.2 <i>Alternatieve caisson constructies</i>	40
6.2.3 <i>Resultaten</i>	41
6.3 OVERLEVEN	42
6.4 UITEINDELIJK ONTWERP.....	42
7. ALTERNATIEF I, SPECIALE ONDERBOUW.....	43
7.1 INLEIDING	43
7.2 CONSTRUCTIEBREEDTE BEPALENDE MECHANISMEN MOBIEL DEEL	43
7.2.1 <i>Inleiding</i>	43
7.2.2 <i>Keel clearance constructie</i>	43
7.2.3 <i>Stabiliteit tijdens drijven</i>	44
7.2.4 <i>Resultaten</i>	45
7.3 CONSTRUCTIEBREEDTE BEPALENDE MECHANISMEN IMMOBIEL DEEL	46
7.3.1 <i>Benodigde breedte voor 1 jaars golfcondities</i>	46
7.3.2 <i>Benodigde breedte voor 100 jaars golfcondities</i>	47
7.4 OVERLEVEN	49
7.5 KOPPELING TUSSEN MOBIEL EN IMMOBIEL DEEL.....	49
7.6 UITEINDELIJK ONTWERP.....	50
8. ALTERNATIEF II, DOORLAATCAISSON	51
8.1 INLEIDING	51
8.2 CONSTRUCTIEBREEDTE BEPALENDE MECHANISMEN MOBIEL DEEL	51
8.2.1 <i>Alternatieve uitvoeringen schuif</i>	51
8.2.2 <i>Betonnen schuif</i>	51
8.2.3 <i>Stalen schuif</i>	52
8.3 CONSTRUCTIEBREEDTE BEPALENDE MECHANISMEN IMMOBIEL DEEL	53
8.4 OPTIMALE CONSTRUCTIEBREEDTE	54
8.5 OVERLEVEN	58
8.6 KOPPELING TUSSEN MOBIEL EN IMMOBIEL DEEL.....	59
8.7 UITEINDELIJK ONTWERP.....	59

9. ALTERNATIEF III, GORDIJN CONSTRUCTIE.....	60
9.1 INLEIDING	60
9.2 CONSTRUCTIEBREEDTE BEPALENDE MECHANISMEN MOBIEL DEEL	60
9.3 CONSTRUCTIEHOOGTE BEPALENDE MECHANISME IMMOBIEL DEEL.....	60
9.4 OPTIMALE CONSTRUCTIEBREEDTE	62
9.5 OVERLEVEN	65
9.6 KOPPELING TUSSEN MOBIEL EN IMMOBIEL DEEL.....	65
9.7 UITEINDELIJK ONTWERP	66
10. UITVOERING EN KOSTEN ALTERNATIEVEN.....	67
10.1 INLEIDING	67
10.2 BOUWMETHODE ALTERNATIEVEN.....	67
10.2.1 Aanleg stortstenen drempel.....	67
10.2.2 Nulalternatief, caisson constructie.....	67
10.2.3 Alternatief I, speciale onderbouw	68
10.2.4 Alternatief II, doorlaatcaisson	69
10.2.5 Alternatief III, gordijn constructie	69
10.3 KOSTEN ALTERNATIEVEN.....	70
10.3.1 Methode van kostenbepaling.....	70
10.3.2 Uitgangspunten bij de kostenbepaling.....	71
10.3.3 Nulalternatief, caisson constructie.....	72
10.3.4 Alternatief I, speciale onderbouw	72
10.3.5 Alternatief II, doorlaatcaisson	73
10.3.6 Alternatief III, gordijn constructie.....	74
10.4 RESUMÉ	75
10.5 VERGELIJKING KOSTENINDICES.....	76
11. OPTIMALISATIE ONTWERPGOLFHOOGTE T.B.V. TOTALE PROJECT KOSTEN	77
12. KOSTEN-BATENANALYSE ALTERNATIEVEN.....	80
12.1 INLEIDING	80
12.2 AFLEIDING KOSTEN ALTERNATIEVEN.....	80
12.3 AFLEIDING BATEN ALTERNATIEVEN.....	80
12.4 SELECTIECRITERIA KOSTEN-BATENANALYSE.....	82
12.5 RESULTATEN KOSTEN-BATENANALYSE.....	83
13. CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN	84
13.1 CONCLUSIES.....	84
13.2 AANBEVELINGEN	85
GERAADPLEEGDE LITERATUUR.....	86

Bijlagen

- A. Situatiebeschrijving
- B. Bodemlaag profiel
- C. Diffractie
- D. Transmissie volgens Goda
- E. Gewicht bodembescherming volgens Takahashi
- F. Lineaire golftheorie
- G. Golfbelasting volgens Goda
- H. De Modified Glukhovskiy verdeling
- I. Gronddraagvermogen volgens Brinch Hansen
- J. Mathcad programma "De Vier Bezwijkmechanismen"
- K. Constructiekosten caisson
- L. Mathead programma "Drijvende constructie"
- M. Mathcad programma "Optimale constructiebreedte alternatief speciale onderbouw"
- N. Constructie- en overlevingskosten alternatief speciale onderbouw
- O. Mathcad programma "Optimale constructiebreedte alternatief doorlaatcaisson"
- P. Constructie- en overlevingskosten alternatief speciale doorlaatcaisson
- Q. Mathcad programma "Optimale constructiebreedte alternatief gordijn constructie"
- R. Constructie- en overlevingskosten alternatief gordijn constructie
- S. Kosten-baten berekeningen alternatieve constructies
- T. Optimalisatie ontwerp golfhoogte

Lijst van figuren

FIGUUR 2-1, BEÏNVLOEDING ONTWERP STEIGER DOOR WIND EN GOLVEN.	4
FIGUUR 2-2, BELASTINGNIVEAU BEHORENDE BIJ OVERSCHRIJDINGSKANS.	6
FIGUUR 2-3, SCHEMATISCHE WEERGAVE VERSCHIL TUSSEN CONVENTIONELE EN NIEUWE ONTWERPFILOSOFIE.	7
FIGUUR 3-1, LIMITERENDE GOLFHOOGTE MEGA CRUISESCHIP.	8
FIGUUR 4-1, SCHEMATISCHE WEERGAVE ONTSTAAN DOWNTIME.	16
FIGUUR 4-2, AANPAK MODELLERING INVLOED GOLFDEMPENDE CONSTRUCTIE OP GOLFKLIJMAAT.	17
FIGUUR 4-3, WEERGAVE LIMITERENDE GOLFHOOGTE CRUISESCHIPEN T.O.V. HET NOORDEN.	18
FIGUUR 4-4, VERDELING WINDGOLVEN GELIMITEERDE GOLFHOOGTE OVER DE RICHTINGSSECTOREN.	19
FIGUUR 4-5, VERDELING DEINING GELIMITEERDE GOLFHOOGTE OVER DE RICHTINGSSECTOREN.	20
FIGUUR 4-6, GRAFISCHE WEERGAVE SCHEMATISATIE TEN BEHOEVE VAN DIFFRACTIE MODEL.	22
FIGUUR 4-7, GESCHIKTE ALTERNATIEVE GOLFDEMPENDE CONSTRUCTIES.	24
FIGUUR 4-8, VERLENGING CONSTRUCTIE UITGEZET TEGEN OPTREDENDE DOWNTIME.	24
FIGUUR 4-9, OVERSCHRIJDINGSKANS GOLFHOOGTE TER PLAATSE VAN LIGPLAATS 1 EN 10M DIEPTECONTOUR.	25
FIGUUR 5-1, HOOGTE VAN DE CONSTRUCTIE.	29
FIGUUR 5-2, BENODIGDE KRUINHOGTE CONSTRUCTIE VOLGENS GODA BIJ $K_T = 0,2$	30
FIGUUR 5-3, BENODIGD STEENGEWICHT IN STORTSTENEN DREMPEL.	31
FIGUUR 5-4, OVERSCHRIJDINGSKANS GOLFHOOGTE VOLGENS RAYLEIGH EN GLUKOVSKIY VERDELING.	34
FIGUUR 5-5, GOLFKRACHT OP DE CONSTRUCTIE.	35
FIGUUR 6-1, BEZWIJKMECHANISMEN CAISSON.	37
FIGUUR 6-2, SCHEMATISCHE WEERGAVE EVENWICHT BIJ AFSCHUIVEN CAISSON.	38
FIGUUR 6-3, SCHEMATISCHE WEERGAVE EVENWICHT BIJ ROTATIE.	38
FIGUUR 6-4, SCHEMATISCHE WEERGAVE CONTACTSPANNING CAISSON EN DREMPEL.	39
FIGUUR 6-5, AFMETINGEN CAISSON.	41
FIGUUR 7-1, SCHEMATISCHE WEERGAVE DRIJVEND CAISSON.	44
FIGUUR 7-2, INVLOED BALLAST EN BREEDTE OP AFSTAND METACENTRUM EN GEWICHTSPUNT DRIJVEND CAISSON.	46
FIGUUR 7-3, INVLOED BALLAST EN BREEDTE OP DIEPGANG DRIJVEND CAISSON.	46
FIGUUR 7-4, SCHEMATISERING BELASTING ONDERGEDOMPENDE ONDERBOUW.	48
FIGUUR 7-5, INVLOED HOOGTE OP MINIMALE BREEDTE ONDERGEDOMPELD IMMOBIEL CONSTRUCTIEDEEL.	48
FIGUUR 8-6, INVLOED LENGTE OP BENODIGDE BREEDTE DOORLAATCAISSON.	55
FIGUUR 8-7, INVLOED LENGTE OP CONSTRUCTIEGEWICHT DOORLAATCAISSON.	55
FIGUUR 8-8, INVLOED LENGTE OP BREEDTE BETONNEN SCHUIF.	56
FIGUUR 8-9, INVLOED LENGTE CONSTRUCTIE OP BREEDTE STALEN SCHUIF.	57
FIGUUR 8-10, INVLOED LENGTE CONSTRUCTIEKOSTEN BIJ TOEPASSING BETONNEN SCHUIF.	57
FIGUUR 8-11, INVLOED LENGTE OP CONSTRUCTIEKOSTEN BIJ TOEPASSING STALEN SCHUIF.	58
FIGUUR 9-1, SCHEMATISERING EVENWICHT BUISPAAL.	61
FIGUUR 9-2, INVLOED LENGTE CONSTRUCTIE OP MINIMALE INHEIDIEPTE BUIS.	62
FIGUUR 9-3, INVLOED LENGTE CONSTRUCTIE OP BREEDTE BETONNEN SCHUIF.	63
FIGUUR 9-4, INVLOED LENGTE CONSTRUCTIE OP BREEDTE STALEN SCHUIF.	63
FIGUUR 9-5, INVLOED LENGTE OP CONSTRUCTIEKOSTEN BIJ TOEPASSING STALEN SCHUIF.	64
FIGUUR 9-6, INVLOED LENGTE OP CONSTRUCTIEKOSTEN BIJ TOEPASSING BETONNEN SCHUIF.	64

Lijst van tabellen

TABEL 3-1, AFMETINGEN MEGA CRUISESCHIP.....	8
TABEL 3-2, LOCATIE EN BODEMTYPE BODEMLAGEN TER PLAATSE VAN BH156.	9
TABEL 3-3, EIGENSCHAPPEN BODEMTYPEN.	9
TABEL 3-4, WATERSTANDSVERANDERING TENGEVOLGE VAN VERTICAAL GETIJ.	10
TABEL 3-5, GOLFHOOGTEVERDELING VAN WINDGOLVEN TER PLAATSE VAN DE 10M DIEPTECONTOURLIJN.	11
TABEL 3-6, GEMIDDELDE GOLFPERIODE T_m VAN WINDGOLVEN TER PLAATSE VAN LIGPLAATS 1.....	12
TABEL 3-7, GOLFHOOGTEVERDELING VAN DEINING TER PLAATSE VAN DE 10M DIEPTECONTOURLIJN.....	12
TABEL 3-8, OVERSCHRIJDINGSKANS GOLFHOOGTE WINDGOLVEN TER PLAATSE VAN LIGPLAATS 1.	13
TABEL 3-9, OVERSCHRIJDINGSKANS GOLFHOOGTE DEINING TER PLAATSE VAN LIGPLAATS 1.....	13
TABEL 3-10, EXTREME GOLFCONDITIES IN DE GROOT BAAL.	14
TABEL 4-1, BENADERING DOWNTIME DOOR WINDGOLVEN TER PLAATSE VAN LIGPLAATS 1.	19
TABEL 4-2, BENADERING DOWNTIME DOOR DEINING TER PLAATSE VAN LIGPLAATS 1.....	20
TABEL 4-3, DOWNTIME BIJ LIGPLAATS 1 IN UITGANGSSITUATIE.	23
TABEL 4-4, MODELLERING VEREISTE DOWNTIME AANLEGPLAATS 1.....	23
TABEL 4-5, RESULTATEN DIFFRACTIE BEREKENING.	25
TABEL 5-1, GOLFCONDITIES BRUIKBAARHEIDS GRENSTOESTAND.....	27
TABEL 5-2, GOLFGEGEVENS VAN DEININGSGOLVEN MET EEN HERHALINGSTIJD VAN 1 JAAR.....	28
TABEL 5-3, GOLFCONDITIES UITERSTE GRENSTOESTAND.....	28
TABEL 5-4, OPBOUW STORTSTENEN DREMPEL.	31
TABEL 5-5, TOTALE HOOGTE CONSTRUCTIE.....	31
TABEL 5-6, ONTWERPGOLFHOOGTE GOLFTHEORIEËN VOLGENS RAYLEIGH EN GLUKOVSKIY VERDELING.....	35
TABEL 5-7, TOTALE HOOGTE CONSTRUCTIE.....	35
TABEL 5-8, DRIE GOLFCONDITIES VAN DE CONSTRUCTIE.	36
TABEL 6-1, BENODIGDE MINIMALE BREEDTE VOLGENS DE 4 BEZWIJKMECHANISMEN.	41
TABEL 7-1, SCHEMATISATIE DOORSNEDE DRIJVEND CAISSON.....	45
TABEL 7-2, BENODIGDE MINIMALE BREEDTE VOLGENS DE 4 BEZWIJKMECHANISMEN.	47
TABEL 8-1, GEHANTEERDE EENHEIDSPRIJZEN KOSTENOPTIMALISATIE.	57
TABEL 8-2, AFMETINGEN EN KOSTEN OPTIMAAL ONTWERP DOORLAATCAISSON.	58
TABEL 9-1, GEHANTEERDE EENHEIDSPRIJZEN KOSTEN OPTIMALISATIE ALTERNATIEF GORDIJN TYPE.....	64
TABEL 9-2, AFMETINGEN EN KOSTEN OPTIMAAL ONTWERP GORDIJN CONSTRUCTIE.	65
TABEL 10-1, GEHANTEERDE MATERIAALKOSTEN.	71
TABEL 10-2, EENHEIDSPRIJZEN STAALWERK.	71
TABEL 10-3, RESULTATEN BEPALING CONSTRUCTIEKOSTEN CAISSON.	72
TABEL 10-4, KOSTEN GOLFDEMPENDE CONSTRUCTIE MET CAISSONS.	72
TABEL 10-5, RESULTATEN BEPALING CONSTRUCTIEKOSTEN ALTERNATIEF MET SPECIALE ONDERBOUW.	72
TABEL 10-6, RESULTATEN BEPALING JAARLIJKSE OVERLEVINGSKOSTEN ALTERNATIEF MET SPECIALE ONDERBOUW.....	73
TABEL 10-7, KOSTEN GOLFDEMPENDE CONSTRUCTIE MET SPECIALE ONDERBOUW.	73
TABEL 10-8, RESULTATEN BEPALING CONSTRUCTIEKOSTEN ALTERNATIEF MET DOORLAATCAISSONS.....	73
TABEL 10-9, KOSTEN GOLFDEMPENDE CONSTRUCTIE MET DOORLAATCAISSONS.....	74
TABEL 10-10, RESULTATEN BEPALING CONSTRUCTIEKOSTEN ALTERNATIEF GORDIJN CONSTRUCTIE.....	74
TABEL 10-11, KOSTEN GOLFDEMPENDE CONSTRUCTIE ALTERNATIEF GORDIJN CONSTRUCTIE.	74
TABEL 10-12, RESULTATEN KOSTENBEREKENING ALTERNATIEVEN.	75
TABEL 10-13, GEHANTEERDE KOSTENINDICES CASESTUDIE ST. MAARTEN.....	76
TABEL 14, CONSTRUCTIEKOSTEN ALTERNATIEVE CONSTRUCTIES.	78
TABEL 12-1, KOSTEN ALTERNATIEVE CONSTRUCTIES.....	80
TABEL 12-2, PROGNOSE OPBRENGST STEIGER.....	81
TABEL 12-3, OPBRENGST GOLFDEMPENDE CONSTRUCTIE.....	81
TABEL 12-4, RESULTATEN KOSTEN-BATENANALYSE.	83

1. Inleiding

1.1 Aanzet tot case studie

Golfdempende constructies maken deel uit van de natte haveninfrastructuur om in de volgende functies te voorzien:

- Beschermen van haven en toegangskanaal tegen golven ten behoeve van de scheepvaart.
- Verkleinen van de hoeveelheid te baggeren materiaal in de haventoeegang door afsnijding en geleiding van het laterale zandtransport langs de kustlijn.
- Plaats bieden aan voorzieningen voor de ladingafhandeling.
- Beïnvloeden van de stromingsgradiënten ten behoeve van de veiligheid van scheepvaartbewegingen.

Het bieden van bescherming tegen golven is de belangrijkste functie van een golfdempende constructie en heeft in dit rapport alleen de aandacht. De bescherming resulteert in een vergroting van de veiligheid bij het afhandelen van lading tijdens de dagelijkse omstandigheden en in het bieden van bescherming tegen extreme golfhoogten tijdens extreme belastingsituaties.

In deze studie wordt ervan uitgegaan dat, wanneer zich extreme golfhoogten voordoen, de ladingafhandeling wordt gestaakt en de grotere schepen naar open zee gaan om daar de storm “uit te rijden”.

De benodigde sterkte van de constructie wordt bepaald door belastingen die optreden tijdens extreme belastingsituaties. Wanneer de bij het dagelijkse en het extreme klimaat optredende belastingen ver uit elkaar liggen, resulteert dit in een groot verschil in benodigde sterkte. De constructie moet dus veel sterker worden ontworpen, dan voor het functioneren strikt genomen noodzakelijk is.

Voor de kleinere havens zoals jachthavens en kleine vrachtterminals zou een constructie met een dergelijke sterkte economisch niet rendabel zijn. De haven van Philipsburg te St. Maarten is een haven waarvoor dit geldt.

In dit rapport wordt de technische en financiële haalbaarheid onderzocht van een onconventionele golfdempende constructie in de haven van Philipsburg. Deze constructie beschermt onder normale omstandigheden de haven tegen golfindringing en kan tijdens belastingsituaties in de vorm van extreme golfhoogten veroorzaakt door cyclonen, gedeeltelijk veilig gesteld worden.

In deze studie worden eerst de eisen waaraan een dergelijke constructie moet voldoen opgesteld. Vervolgens worden de alternatieven, die in deelrapportage A “Het fundamentele ontwerp” beschreven worden, nader uitgewerkt en op de technische en financiële haalbaarheid getoetst.

1.2 Opbouw rapport

In hoofdstuk 2 wordt van het probleem en nadere analyse opgesteld. Aan de hand van deze analyse worden voor de studie een probleem- en een doelstelling gedefinieerd.

De eisen waaraan het ontwerp van de golfdempende constructie moet voldoen, worden in hoofdstuk 3 beschreven. De eisen zijn onderverdeeld in algemene eisen, eisen met betrekking tot functioneren en met betrekking tot overleven van de constructie.

De locatie van de constructie en het type constructie worden in hoofdstuk 4 aan de hand van het golfklimaat, de haven lay-out en de eis met betrekking tot de reductie van de golfoverlast in de haven bepaald.

In hoofdstuk 5 worden de constructiehoogte en de op de constructie werkende belastingen afgeleid aan de hand van de ontwerp golfhoogten die voor de afzonderlijke constructiedelen gelden.

De kenmerkende doorsnede van de alternatieve constructies nulalternatief, speciale onderbouw, doorlaatcaisson en gordijn constructie worden respectievelijk in de hoofdstukken 6, 7, 8 en 9 nader uitgewerkt.

In hoofdstuk 10 wordt voor ieder alternatief de bouwmethode beschreven. Aan de hand van deze bouwmethode worden de kosten van het alternatief bepaald.

In hoofdstuk 11 worden van de alternatieve constructies de ontwerp golfhoogten geoptimaliseerd.

Een kosten-batenanalyse van de alternatieven en de steiger wordt in hoofdstuk 12 gegeven waaruit de financiële haalbaarheid van de alternatieven volgt.

In hoofdstuk 13 worden tenslotte de conclusies en aanbevelingen beschreven die uit deze studie volgen.

2. Probleemanalyse

2.1 Situatiebeschrijving

2.1.1 Locatie

St. Maarten is een van de drie Bovenwindse eilanden behorende tot de Nederlandse Antillen in het Caribisch gebied. Het eiland is opgedeeld in een Frans en Nederlands deel waarvan de hoofdsteden respectievelijk Marigot en Philipsburg zijn. De grootte van het Nederlandse deel is 34 km² en telt 27.000 inwoners. Philipsburg is gelegen aan de Groot Baai en in deze baai bevindt zich de haven van Philipsburg.

2.1.2 Huidige situatie haven Philipsburg

De haven van Philipsburg is de grootste haven van het eiland en wordt gebruikt voor het afhandelen van vracht en cruisepassagiers. Deze passagiers zijn van groot belang voor de economie van het eiland omdat deze volledig afhankelijk is van de toeristenindustrie. De 300.000 toeristen geven jaarlijks US\$ 50 miljoen uit aan belastingvrije aankopen en diensten. In 1993 bedroeg deze opbrengst 80% van het bruto nationaal produkt.

In 1995 is de haven zwaar beschadigd door de cyclonen Luis en Marilyn. De ligplaats voor cruiseschepen, de A.C. Wathey pier, is onbruikbaar geworden. Dit wordt veroorzaakt doordat de basis van de pier in de vorm van caissons verschoven of omgevallen zijn tengevolge van de grote golfbelasting die met cyclonen gepaard is gegaan. Ook is een deel van de kademuur, die gebruikt wordt voor de afhandeling van vrachtvervoer, beschadigd. Door het wegvallen van de kade is het achterliggende land onbeschermd tegen erosie en loopt het de kans om bij een volgende cycloon weggespoeld te worden.

De huidige situatie is dat de A.C. Wathey pier niet gebruikt wordt en dat de cruiseschepen met behulp van hun eigen ankersysteem in de baai voor anker moeten gaan. De passagiers worden met behulp van kleine boten tussen de wal en het schip vervoerd worden. Vanuit het perspectief van de rederijen die de cruiseschepen exploiteren is deze situatie onacceptabel. Ze hebben gewaarschuwd dat St. Maarten voortaan gemeden zal worden, indien de situatie ongewijzigd blijft. In bijlage A is de huidige situatie weergegeven.

2.1.3 Geplande situatie haven Philipsburg

Omdat het wegblijven van de cruiseschepen voor de economie van St. Maarten grote nadelige gevolgen zou hebben, is besloten tot het herstellen en uitbreiden van de haven. Het plan omvat de volgende aspecten:

- Uitbreiding van de faciliteiten voor de cruiseschepen. Dit houdt de gelijktijdige accommodatie van 4 tot 5 schepen in. Hiervan mogen er maximaal 2 tot 3 voor anker in de baai liggen. Om dit te bereiken moet er een nieuwe steiger gebouwd worden die aan de capaciteit kan voldoen.
- Directe toegang tot de haven voor de grotere containerschepen zodat de containers niet op een ander eiland in kleinere schepen overgeladen hoeven te worden om Philipsburg te bereiken.
- In de toekomst, het aanbieden van snelle en goedkope goederen overslag om op deze manier de functie van de haven in de regio te versterken.

Door ARCADIS Bouw/Infra zijn ontwerpen gemaakt voor zowel de nieuwe steiger als het herstel en de uitbreiding van de vrachtkade. De A.C. Wathey pier wordt gedeeltelijk hersteld en zal dienst gaan doen als steiger voor kleine vracht- en vissersschepen. In de nieuwe havenlay-out is rekening gehouden met een verdere verlenging van de kade in een later stadium, wanneer het vrachtvervoer verder toegenomen is. In bijlage A is een afbeelding van de nieuwe havenlay-out opgenomen.

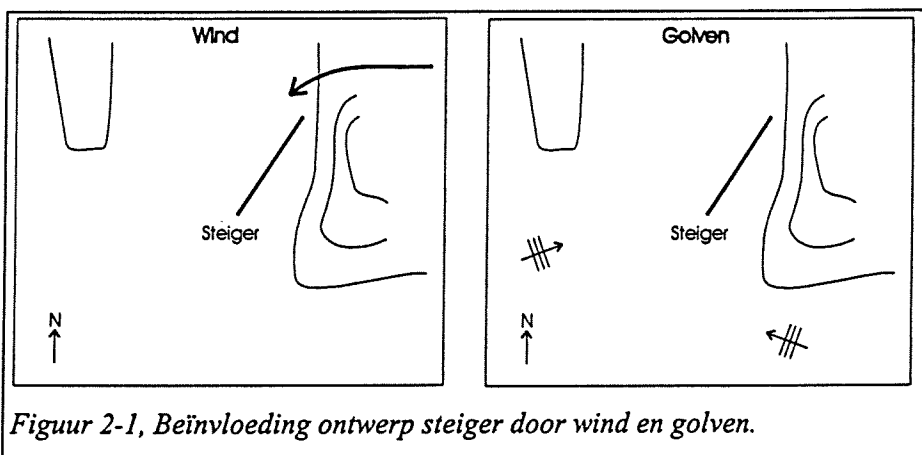
2.2 Beschrijving ontwerp steiger

De steiger voor de cruiseschepen is het belangrijkste onderdeel van het ontwerp van de nieuwe haven. Om tot een ontwerp te komen waarbij het mogelijk is optimaal gebruik van de steiger te maken, is de invloed van wind en golven op het gedrag van de cruiseschepen tijdens het manoeuvreren en het afhandelen van passagiers onderzocht.

De invloed van wind op het scheepsgedrag is van belang tijdens het manoeuvreren van schepen. Door de grote opbouw van cruiseschepen vangen ze veel wind, met name wanneer de windrichting loodrecht op de lengteas van het schip staat. Hierdoor verplaatst het schip zich lateraal. Wanneer dit tijdens het afmeren van het schip gebeurt, is de kans aanwezig dat het schip in contact komt met de steiger en daardoor beschadigt. Gedurende het hele jaar waait er bij St. Maarten een passaatwind vanuit het oosten die ter plaatse van de steiger, door een heuvel ten oosten van de steiger, van richting veranderd wordt. Tijdens de bepaling van de optimale oriëntatie van de steiger moet met deze wind rekening gehouden worden.

De invloed van golven op het scheepsgedrag is van belang tijdens het afhandelen van passagiers. De op het schip invallende golven laten het schip bewegen. Golven die loodrecht op de lengterichting van het schip invallen resulteren in grotere bewegingen dan golven die invallen op het achterstevan of de boeg. Wanneer de scheepsbewegingen te groot zijn is het niet mogelijk een voldoende hoge veiligheid voor de passagiers te garanderen en moet het afhandelen gestaakt worden. Ondanks dat de steiger in de Groot Baai zal komen te liggen, komen vanuit zuidoostelijke tot zuidwestelijke richting golven die bij de steiger in onveilige scheepsbewegingen kunnen resulteren. Tijdens de bepaling van de optimale oriëntatie van de steiger moet hiermee rekening gehouden worden.

Echter, de door de wind en golven gestelde eisen aan de oriëntatie van de steiger zijn tegenstrijdig zodat tot een compromis tussen beide eisen gekomen moet worden (Figuur 2-1). Het met de klok mee verdraaien van de steiger verkleint de invloed van de wind maar vergroot de invloed van de golven. Voornamelijk vanwege de wind is uiteindelijk gekozen voor een oriëntatie van 36° ten opzichte van het noorden.



Figuur 2-1, Beïnvloeding ontwerp steiger door wind en golven.

De optredende downtime tengevolge van de golven bedraagt dan 6,8 % ter plaatse van ligplaats 1. [1, p9] Ligplaats 1 is de meest zuidelijke ligplaats aan de steiger en daardoor het minst beschermt. Met behulp van een golfdempende constructie is het mogelijk de steiger te beschermen tegen een deel van de binnendringende golven zodat de daar optredende golfhoogten gereduceerd worden en de werkbare periode vergroot wordt.

2.3 Probleemomschrijving

Een voldoende grote beschikbaarheid van de steiger is belangrijk omdat de economie van St. Maarten sterk afhankelijk is van de toeristenindustrie. Die toeristen bereiken het eiland voornamelijk via de cruiseschepen. Het niet beschikbaar zijn van de steiger, ook wel downtime genoemd, kan ontstaan door de volgende drie oorzaken:

- Te grote scheepsbewegingen, ontstaan onder invloed van golven, waardoor de afhandeling van passagiers vanwege onvoldoende veiligheid gestaakt moet worden.
- Extreme situaties zoals een cycloon waardoor het met cruiseschepen betreden van het gebied rond het eiland vermeden wordt.
- Reparatie van, en onderhoud aan de steiger.

Een deel van de downtime van de steiger valt samen met een periode dat de steiger niet gebuikt zal worden. Dit is het geval wanneer het eiland net is getroffen door een cycloon en de totale infrastructuur van het eiland zware schade heeft geleden. Er zullen dan geen economische activiteiten plaatsvinden waardoor de toestroom van toeristen tijdelijk nihil zal zijn.

Alleen downtime door golven kan beïnvloed worden door de bouw van een golfdempende constructie. De bij steiger optredende golfhoogte wordt hierdoor gereduceerd. Om de periode waarin de toeristenindustrie kan functioneren te vergroten, kan tot de bouw van een golfdempende constructie besloten worden.

Om de constructie te laten overleven moet de kans op bezwijken van de constructie tijdens de ontwerp levensduur voldoende klein zijn. Daartoe moet de constructiesterkte voldoende groot zijn om de, met een voldoende kleine kans, maximaal optredende belasting te weerstaan.

De constructiesterkte is afhankelijk van de dimensies en de materiaalsterkte. De kosten van de constructie zijn een functie van de sterke, toename van de sterkte geeft een toename van de kosten. De maximaal optredende belasting wordt gevormd door de golfbelastingen op de constructie die door cyclonen veroorzaakt worden. In het Caribisch gebied komen cyclonen met jaarlijkse regelmaat voor. De constructiesterkte moet dusdanig groot zijn dat kans op overschrijding hiervan door de jaarlijks terugkerende golfbelasting door cyclonen voldoende klein is. Deze hoge sterkte brengt hoge kosten met zich mee.

Functioneren en overleven van de constructie vindt bij verschillende omstandigheden plaats. Er werken tijdens deze omstandigheden andere belastingen op de constructie.

De belastingen op de constructie kunnen worden onderverdeeld in drie categorieën. Deze zijn:

- Permanent. De belasting duurt lang en de grootte ervan varieert nauwelijks in de tijd.
- Veranderlijk. Er is variatie van de grootte in de tijd. Het is ook mogelijk dat, gedurende een periode, de belasting afwezig is. Daarom wordt onderscheid gemaakt in momentane waarde van de belasting op een bepaald tijdstip en de extreme waarde van de belasting in een bepaalde periode.
- Bijzonder. De belasting zal met een zeer kleine waarschijnlijkheid binnen de levensduur van de constructie optreden.

Vervullen van de functie van de golfdempende constructie, het reduceren van downtime, gebeurt voornamelijk tijdens de normale dagelijkse omstandigheden waartoe de permanente en de momentaan veranderlijk aanwezige belastingen gerekend worden. De extreem veranderlijk aanwezige en de bijzondere belastingen vormen de omstandigheden waarbij de constructie overleven moet.

De constructiesterkte wordt bepaald door de belastingen op de constructie in grenstoestand. Een grenstoestand is het moment dat de weerstand van de constructie tegen falen verdwijnt. Falen van de constructie kan optreden in de volgende twee situaties:

1. De golfdempende constructie is niet meer in staat de bij de steiger optredende golfhoogte te reduceren zodat downtime optreedt. De constructie faalt in functioneren. Het falen is van tijdelijke aard en wordt opgeheven wanneer de golfcondities veranderen.

2. De golfdempende constructie is niet meer in staat de belasting op de constructie te weerstaan zodat de constructie bezwijkt. De constructie faalt in overleven. En is van permanente aard.

De grenstoestand van functioneren wordt bruikbaarheids grenstoestand (b.g.t.) genoemd, die van overleven de uiterste grenstoestand (u.g.t.).

De belasting behorende bij de uiterste grenstoestand is groter dan die behorende bij de bruikbaarheids grenstoestand en is volgens de conventionele ontwerpfilosofie maatgevend voor de afmetingen van de constructie.

Aan het gebruiken van de golfbelasting behorende bij de uiterste grenstoestand als maatgevende belasting voor de hele constructie kleven twee nadelen.

Ten eerste is het verschil tussen normale en extreme belasting bij cyclonen groot. Dit resulteert in een overdimensionering van de constructie ten opzicht van de benodigde sterkte in de bruikbaarheids grenstoestand. Omdat de kosten van de constructie sterk toenemen met de benodigde sterkte resulteert deze situatie in een, met betrekking tot het functioneren, relatief kostbare constructie.

Ten tweede is de golfdempende constructie in de haven van Philipsburg tijdens de cycloon overbodig. De extreme golfhoogten maken het afhandelen van lading onmogelijk. Indien mogelijk wijken de schepen uit naar een veiligere locatie zodat de haven verlaten is. De steiger is ontworpen op cyclonen zodat de golfdempende constructie deze niet beschermen hoeft.

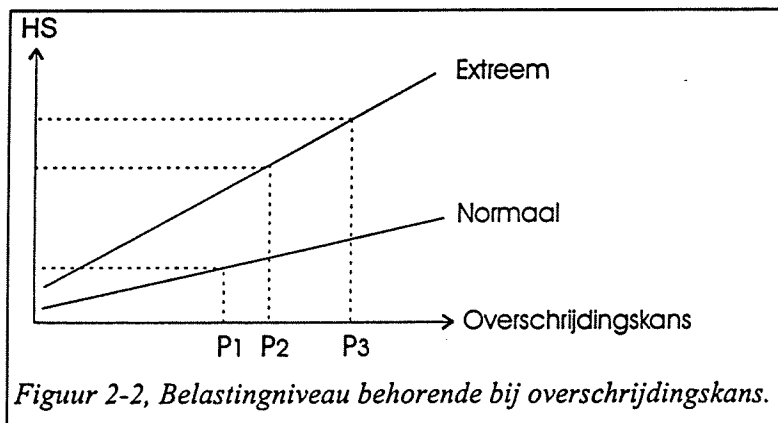
Dit alles in beschouwing nemend doet de vraag rijzen of door toepassing van een andere ontwerpfilosofie dan de hierboven beschouwde niet leidt tot een golfdempende constructie die rendabeler is.

2.4 Ontwerpfilosofie

Volgens de conventionele ontwerpfilosofie worden de dimensies van de constructie bepaald door de golfbelasting behorende bij de uiterste grenstoestand.

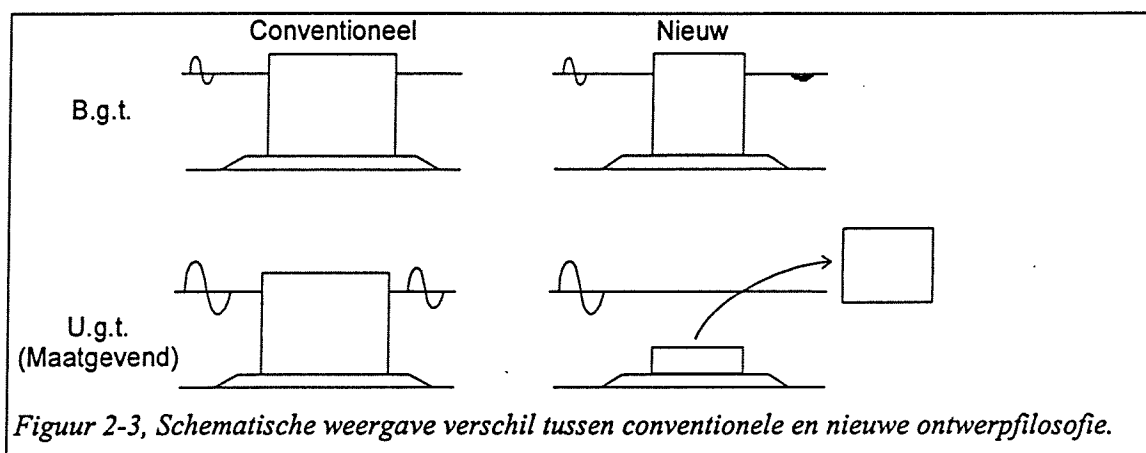
De hier gepresenteerde, nieuwe ontwerpfilosofie, bedacht door de heer Tutuarima, houdt rekening met het grote verschil in belasting tussen de grenstostanden behorende bij het functioneren en overleven. Dit resulteert in twee afzonderlijke constructiedelen. Eén constructiedeel is specifiek ontworpen voor functioneren en één is specifiek ontworpen voor overleven. Een vereiste is dat tussen beide constructiedelen een scheiding is aan te brengen zodat het voor functioneren ontworpen deel elders veilig gesteld kan worden. Het voor functioneren ontworpen deel wordt het mobiele deel genoemd. Het deel dat achter blijft en moet overleven wordt het immobiele deel genoemd.

Figuur 2-2 geeft een schematische weergave van de belastinghoogte behorende bij diverse overschrijdingskansen. Het mobiele deel is alleen geschikt voor functioneren in de bruikbaarheids grenstoestand (P_1), en bezit een sterkte behorende bij de belasting met een overschrijdingskans P_2 . Het immobiele deel in staat de belastingen behorende bij een overschrijdingskans P_3 te overleven.



Tijdens normale omstandigheden functioneert de constructie en wordt de steiger beschermd tegen de inkomende golven. De downtime wordt verminderd. Wanneer voorspeld wordt dat een extreme situatie zal gaan optreden, worden de activiteiten in de haven stilgelegd en wijken de schepen uit. De golfdempende constructie wordt opgedeeld. Het mobiele deel wordt gedemobiliseerd en elders veilig gesteld. Het immobiele deel is gedimensioneerd op het overleven van de extreme belastingsituatie en kan achterblijven. Na afloop van de extreme situatie wordt de constructie weer samengesteld en is opnieuw in staat te functioneren.

Figuur 2-3 geeft een schematische weergave van de verschillen tussen de conventionele en nieuwe ontwerpfilosofie weer.



Figuur 2-3, Schematische weergave verschil tussen conventionele en nieuwe ontwerpfilosofie.

Verwacht wordt dat een dergelijke ontwerpfilosofie met name geschikt is voor golfdempende constructies in de kleinere, ondiepe havens zoals de haven van Philipsburg, St. Maarten.

2.5 Probleemstelling

Een golfdempende constructie moet onder normale omstandigheden functioneren en bij extreme omstandigheden overleven. Dit overleven is door toepassing van een nieuwe ontwerpfilosofie op een andere manier te benaderen. In de constructie wordt een fysieke scheiding aangebracht waardoor het mogelijk is bij het optreden van de extreme omstandigheid een gedeelte van de constructie elders veilig te stellen. Dat deel van de constructie hoeft dan niet op de extreme belasting gedimensioneerd te worden.

Omdat deze nieuwe ontwerpfilosofie nooit eerder op deze manier toegepast is, moeten er een aantal vragen beantwoord worden. Een van deze vragen is of het toepassen van deze ontwerpfilosofie technisch haalbaar is. Een andere vraag is of het toepassen inderdaad resulteert in een financieel voordeel ten opzichte van de conventionele ontwerpfilosofie.

2.6 Doelstelling

De technische en financiële haalbaarheid onderzoeken van een golfdempende constructie in de haven van Philipsburg te St. Maarten die in staat is onder normale omstandigheden de downtime in de haven te verkleinen en tijdens belastingsituaties in de vorm van extreme golfhoogten veroorzaakt door cyclonen, gedeeltelijk veilig gesteld te zijn.

3. Programma van eisen

3.1 Algemene eisen

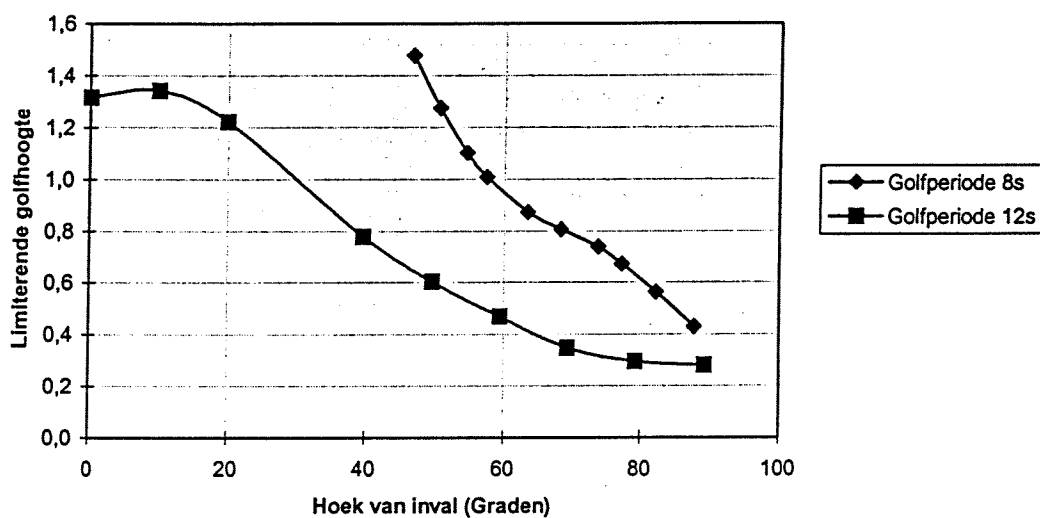
3.1.1 Karakteristieken van schepen

De steiger is ontworpen voor het afhandelen van grote cruiseschepen met een capaciteit van 7.000 passagiers zoals die in de toekomst gebruikt zullen gaan worden. Dit type cruiseschepen valt in de categorie mega cruiseschepen. Voor de haven is dit type schip maatgevend. Tabel 3-1 geeft de afmetingen van een mega cruiseschepen weer. [1, p3]

Lengte	272 m
Breedte	32,2 m
Diepgang	7,75 m

Tabel 3-1, Afmetingen mega cruiseschip.

De passagiers afhandeling wordt gelimiteerd door de bewegingen van het schip. Deze bewegingen zijn afhankelijk van de optredende golfhoogte, golfperiode en oriëntatie van het schip ten opzichte van de inkomende golven. Figuur 3-1 geeft de limiterende golfhoogte voor twee verschillende golfperiodes als functie van de richting van inval van de golven weer zoals die met behulp van simulaties van een mega cruiseschip bepaald zijn. [1, p9]



Figuur 3-1, Limiterende golfhoogte mega cruiseschip.

De hoek van inval van de golven is als volgt gedefinieerd:

- 0° golf die op het achterstevan invalt.
- 90° golf die het schip in de fenders drukt.
- 180° golf die op de boeg invalt.

3.1.2 Bathymetrie

De bathymetrische gegevens van de locatie zijn weergegeven in de figuren zoals die zijn opgenomen in Bijlage A. De dieptegegevens zijn ten opzichte van het SMP (Sint Maarten Peil) gegeven, hetgeen overeenkomt met het gemiddelde zeeniveau.

3.1.3 Bodemeigenschappen

De bodemeigenschappen op de locatie van de golfdempende constructie zijn niet bekend. In de studie naar de omgevingscondities van de reeds ontworpen steiger en kade is onderzoek gedaan naar de bodemeigenschappen op de locatie waar deze zouden moeten komen te staan. [4]

Aangenomen wordt dat de bodemeigenschappen ter plaatse van de golfdempende constructie gelijk zijn aan die ter plaatse van de reeds ontworpen steiger en kade. De bodemeigenschappen worden weergegeven door punt BH156. Door de onbekende, gelaagde opbouw kunnen echter grote lokale verschillen optreden. Bijlage B geeft de gelaagdheid van de bodem over de lengte van de steiger weer. Tabel 3-2 geeft de gelaagdheid van de bodem en het betreffende bodemtype ter plaatse van BH156 weer. Tabel 3-3 geeft de eigenschappen van de verschillende bodemtypen.

Diepte -SMP (m)	Bodemtype
0 - 8	-
8 - 16	1
16 - 17	3
17 - 25	2
25 - 26	3
26 - 36	4
36 - 38	5
38 - 45	6

Tabel 3-2, Locatie en bodemtype bodemlagen ter plaatse van BH156.

Bodemtype	Omschrijving	Hoek van inwendige wrijving ϕ	Mantelwrijving f_s [kPa]	Conusweerstand q_c [MPa]
1	Los gepakt zand	29	0	≈ 0
2	Kalksteen	35	30	≈ 0
3	Stijve klei	-	35	≈ 0
4	Zand met grind	40	50	3
5	Stijve klei	-	35	1
6	Zand en grind	40	70	6

Tabel 3-3, Eigenschappen bodemtypen.

De in de bovenstaande tabel verzamelde gegevens zijn verkregen met behulp van uitgevoerd onderzoek op de geboorde kern en met behulp van de Cone Penetration Test (CPT). De conusweerstand is rekenkundig bepaald waarbij aangenomen is dat er een soil plug ontstaat in de buis waardoor het contactvlak en dus de conusweerstand toeneemt.

3.1.4 Levensduur constructie

De steiger en de kademuur zijn ontworpen op een levensduur van 40 jaar. [5, p10] Gesteld wordt dat de te ontwerpen golfdempende constructie ook een dergelijke levensduur moet hebben. De levensduur van de constructie is 40 jaar.

3.2 Functionele eisen

3.2.1 Toegestane downtime

In combinatie met andere vormen van downtime die optreden kunnen zoals de in de probleem analyse genoemde schade na een orkaan (downtime in de orde van weken), moet de downtime tengevolge van golven voldoende laag zijn. Gesteld wordt dat de optredende downtime tengevolge van golfbeweging na constructie van de golfdempende constructie ten hoogste 2,5% mag bedragen. Uitgaande van 360 werkdagen per jaar komt deze downtime overeen met 9 onwerkbaar dagen.

3.2.2 Waterstanden

- Gemiddelde waterstand in een kustgebied.
Deze waterstand is gerelateerd aan het gemiddelde zeeniveau op de oceaan. De gemiddelde waterstanden zijn aan verandering onderhevig door het broeikaseffect. Dit is een geleidelijke verwarming van de atmosfeer die resulteert in een verhoging van het gemiddeld zeeniveau. Verwacht wordt dat het gemiddeld zeeniveau de komende 100 jaar 0,15m zal stijgen. [5, p188]
- Astronomisch getij.
Tengevolge van het astronomisch getij varieert het gemiddelde waterstandsniveau ongeveer 0,6 m rond het gemiddelde zeeniveau. Tabel 3-4 geeft de waterstandsverandering tengevolge van het verticale getij weer.

MHWS	SMP + 0,3m
MHWN	SMP + 0,1m
MSL	SMP
MLWN	SMP -0,1m
MLWS	SMP -0,3m

Tabel 3-4, Waterstandsverandering tengevolge van verticaal getij.

3.2.3 Normale belastinggevallen

- Stroming.
Gedurende het jaar is er in de baai een stroming die met de klok mee gericht is. Deze stroming wordt veroorzaakt door de naar het westen gerichte equatoriale stroming. De stromingssnelheid op een diepte van ongeveer 30 tot 50 cm onder het oppervlak is rond de 3 cm/s. In de verdere beschouwing wordt de invloed van de stroming verwaarloosd.
- Golfbelasting, [2].
Er zijn twee belangrijke typen golven te onderscheiden tijdens de normale condities. Deze typen zijn:
 - windgolven, gegenereerd door passaatwinden die gedurende het hele jaar vanuit noordoostelijke tot zuidoostelijke richting komen.
 - deining, gegenereerd door tropische stormen die het eiland aan de zuidkant van nabij passeren.

Om tot een beschrijving van het golfklimaat ter plaatse van de 10m dieptecontour lijn te komen, zijn de diepwater golfgegevens omgezet. Hierbij is rekening gehouden met refractie¹, shoaling² en energiedissipatie. Vervolgens is met deze gegevens verder doorgerekend om het golfklimaat bij de steiger te krijgen. Hierbij is geen rekening gehouden met beïnvloeding van de berekening door refractie. Wel treedt er diffractie op rond het landhoofd ten oosten van de steiger.

¹ Refractie, verandering van golfvoortplantingsrichting als gevolg van variaties in de fasesnelheid langs de golfkammen, voor zover deze het gevolg zijn van niet-uniforme diepten of stromen. Als gevolg hiervan treedt een herverdeling van de golfenergie op.

² Shoaling, vergroting van de golfhoogte als gevolg van vermindering van de waterdiepte.

De diep water golfgegevens zijn vanwege de uitgevoerde studies te baseren op zowel golfwaarnemingen als gesimuleerde golfgegevens. De eerste bron resulteert in een overschatting en de tweede bron een onderschatting van de werkelijke situatie. De ervaring met het interpreteren van scheepswaarnemingen heeft geleerd dat de overschatting een ordegrootte heeft van ongeveer 20%. In de verdere studie is uitgegaan van golfgegevens gebaseerd op scheepswaarnemingen.

Tabel 3-5 geeft het percentage van de tijd aan dat een windgolf gedurende het jaar met een bepaalde hoogte in een richtingsklasse voorkomt ter plaatse van de 10m dieptecontourlijn.

Significante golfhoogte (m)	Golfrichting [°N]												
	-15: 15	15: 45	45: 75	75: 105	105: 135	135: 165	165: 195	195: 225	225: 255	255: 285	285: 315	315: 345	Totaal
< 0,00	0,01	0,02	0,02	0,07	0,02	0,01					0,01	0,01	0,17
0,00: 0,50	2,36	7,03	7,51	10,11	24,75	0,53	0,04	0,01	0,07	1,29	2,32	2,36	58,38
0,50: 1,00		0,17	0,17	0,17	26,94	2,00	0,16	0,04	0,07				29,72
1,00: 1,50					3,64	4,49	0,22	0,06	0,07				8,48
1,50: 2,00					0,28	1,80	0,16	0,02	0,01				2,27
2,00: 2,50					0,01	0,71	0,02	0,00					0,74
2,50: 3,00						0,15							0,15
3,00: 4,00						0,07							0,07
4,00: 5,00													
5,00: 6,00													
Totaal	2,37	7,22	7,70	10,35	55,64	9,76	0,60	0,13	0,22	1,29	2,33	2,37	99,98

Tabel 3-5, Golfhoogteverdeling van windgolven ter plaatse van de 10m dieptecontourlijn.

Tabel 3-6 geeft de gemiddelde waarde van de gemiddelde golfperiode T_m , weer zoals die volgt uit de berekeningen voor de golfperiode ter plaatse van ligplaats 1. De onderlinge afstand tussen de ligplaats en de 10 meter dieptecontour is dermate klein dat de waterdiepte over deze afstand constant geacht kan worden. Er vindt dan geen shoaling plaats zodat de golfperiode ook constant blijft.

Significante golfhoogte (m)	Golfrichting [°N]											
	10 135	135 145	145 155	155 165	165 175	175 185	185 195	195 205	205 215	215 225	225 370	Richtingloos
< 0,40		5,2	4,98	4,28	4,39	4,71	4,89	5,01	5,07	5,07	5,40	5,01
0,40: 0,50		8,50	6,19	5,34	3,72	3,50	3,50	3,50			3,50	5,83
0,50: 0,60		9,13	6,53	5,59	4,89	4,73	3,50	3,50			4,24	5,99
0,60: 0,70			6,58	6,14	5,50	5,34	4,54	4,58			5,50	6,20
0,70: 0,80			7,50	6,42	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	6,43
0,80: 0,90			7,50	6,66	5,96	5,65	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	6,47
0,90: 1,00			7,50	7,05	6,64	6,37	5,50	5,50	5,50	5,50	6,33	6,84
1,00: 1,25			7,50	7,53	7,19	6,46	6,18	6,14	6,07	5,99	6,50	7,18
1,25: 1,50				7,86	7,40	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50		7,23
1,50: 1,75					8,13	7,25	6,50	6,50	6,50	6,50		7,64
1,75: 2,00					8,31	7,77	6,54	6,50	6,50	6,50		7,83
2,00: 2,50					8,79	8,20	8,23					8,38
2,50: 3,00						8,50	8,50					8,50
>3,00												

Tabel 3-6, Gemiddelde golfperiode T_m van windgolven ter plaatse van ligplaats 1.

Tabel 3-7 geeft het percentage van de tijd weer dat deiningsgolven voorkomen in een bepaalde hoogte- en richtingsklasse. Deze gegevens zijn gebaseerd op simulaties van stormen die uitgevoerd zijn met behulp van een golfmodel omdat visuele waarnemingen van deining vanwege de grote golfperiode niet mogelijk zijn.

Significante golfhoogte (m)	Golfrichting [°N]												
	-15: 15	15: 45	45: 75	75: 105	105: 135	135: 165	165: 195	195: 225	225: 255	255: 285	285: 315	315: 345	Totaal
< 0,00	1,61	1,90	1,90	3,55	15,35	12,35	2,92	3,31	12,50	34,79	4,80	1,61	96,59
0,00: 0,50	0,01	0,02	0,03	0,05	0,28	0,13	0,03	0,03	0,10	0,20	0,02	0,01	0,91
0,50: 1,00					0,09	0,33	0,06	0,06	0,54	0,13			1,21
1,00: 1,50					0,00	0,12	0,10	0,07	0,41				0,70
1,50: 2,00						0,03	0,05	0,05	0,18				0,31
2,00: 2,50						0,01	0,02	0,03	0,04				0,10
2,50: 3,00						0,01	0,02	0,02	0,02				0,07
3,00: 4,00						0,00	0,01	0,02	0,02				0,05
4,00: 5,00							0,01	0,03	0,00				0,04
5,00: 6,00								0,01					0,01
Totaal	1,62	1,92	1,93	3,60	15,72	12,98	3,22	3,63	13,81	35,12	4,82	1,62	99,99

Tabel 3-7, Golfhoogteverdeling van deining ter plaatse van de 10m dieptecontourlijn.

De golfperiode van de deiningsgolven varieert in vergelijking met die van de windgolven nauwelijks zodat gesteld kan worden dat alle deining dezelfde significante golfperiode T_s heeft. Gezien het gebruikte golfmodel geldt een periode tussen de 12 en de 14s als een goede aanname.

Tabel 3-8 en Tabel 3-9 geven de overschrijdingskans van een golfhoogte ter plaatse van ligplaats 1 weer voor respectievelijk windgolven en deiningsgolven zoals deze bepaald zijn uit de golfklimaat gegevens ter plaatse van de 10m dieptecontourlijn.

Significante golfhoogte (m)	Golfrichting [°N]											
	10: 135	135: 145	145: 155	155: 165	165: 175	175: 185	185: 195	195: 205	205: 215	215: 225	225: 370	Totaal
0,00		21,71	39,44	21,43	7,84	3,03	1,27	0,99	0,89	0,80	2,60	100,00
0,40		0,11	11,76	16,87	6,52	2,07	0,44	0,23	0,15	0,06	0,24	38,45
0,50		0,02	6,60	13,94	6,33	2,01	0,42	0,23	0,15	0,06	0,22	29,98
0,60			3,22	10,62	6,06	1,91	0,39	0,22	0,15	0,06	0,20	22,83
0,70			1,12	7,29	5,46	1,79	0,36	0,21	0,15	0,06	0,17	16,61
0,80			0,34	4,57	4,87	1,65	0,32	0,19	0,14	0,05	0,14	12,27
0,90			0,12	3,05	4,27	1,51	0,28	0,17	0,13	0,05	0,11	9,69
1,00			0,01	1,76	3,60	1,32	0,24	0,15	0,12	0,04	0,08	7,32
1,25				0,25	1,69	0,89	0,15	0,10	0,09	0,03		3,20
1,50					0,77	0,60	0,09	0,06	0,06	0,02		1,60
1,75					0,32	0,37	0,05	0,03	0,03	0,01		0,81
2,00					0,06	0,18	0,03					0,27
2,50						0,05	0,02					0,07
3,00												

Tabel 3-8, Overschrijdingskans golfhoogte windgolven ter plaatse van ligplaats 1.

Significante golfhoogte (m)	Golfrichting [°N]												
	-15: 15	15: 45	45: 75	75: 105	105: 135	135: 165	165: 195	195: 225	225: 255	255: 285	285: 315	315: 345	Totaal
0,00						26,81	9,74	6,16	35,17	22,11			99,99
0,01						0,80	0,40	0,32	1,47	0,36			3,35
0,40						0,40	0,37	0,28	1,34	0,09			2,48
0,50						0,29	0,36	0,28	1,27	0,04			2,24
0,60						0,20	0,35	0,27	1,17	0,01			2,00
0,70						0,15	0,34	0,26	1,04	0,00			1,79
0,80						0,11	0,32	0,25	0,92				1,60
0,90						0,08	0,29	0,24	0,79				1,40
1,00						0,06	0,26	0,22	0,67				1,21
1,25						0,02	0,18	0,18	0,43				0,81
1,50						0,00	0,13	0,15	0,27				0,55
1,75							0,09	0,13	0,16				0,38
2,00							0,07	0,11	0,09				0,27
2,50							0,04	0,08	0,05				
3,00							0,02	0,06	0,02				

Tabel 3-9, Overschrijdingskans golfhoogte deining ter plaatse van ligplaats 1.

3.2.4 Transmissie en overslag

De maximale toegestane transmissiecoëfficiënt van de constructie moet bepaald worden aan de hand van het type constructie en de eis met betrekking tot het functioneren, het verminderen van downtime, van de constructie. Dit gebeurt in het volgende hoofdstuk, waarin de omgevingscondities van de constructie gemodelleerd worden.

3.3 Overlevingscondities

3.3.1 Extreme belastinggevallen

- Aardbeving. St. Maarten bevindt zich in een gebied waar seismische activiteiten plaatsvinden. De effecten tengevolge van deze activiteiten worden in deze studie buiten beschouwing gelaten.
- Golfbelasting, [2].

Het extreme golfklimaat zoals dat zich tijdens een tropische cycloon voordoet is hieronder weergegeven. Tabel 3-10 geeft per herhalingsstijd de bijbehorende golfhoogte en golfperiode per richtingssector. De gegevens zijn gebaseerd op een golfstudie uitgevoerd door Delft Hydraulics in 1991.

Terugkeer periode	Open zee			-10 m contour		Ligplaats 2		
	H _s (m)	T _p (s)	β (°N)	H _s (m)	T _p (s)	H _s (m)	T _p (s)	β (°N)
Sector: 180°N								
1						1,5	7,3	180
10	6,7	9,8	180	4,4	188	3,8	9,6	196
25	9,2	11,4	180	4,9	189	4,3	11,2	195
50	10,5	12,2	180	5,0	190	4,5	12,1	195
100	11,7	12,9	180	5,1	189	4,7	12,8	195
Sector: 240°N								
1						2,6	7,5	210
10	8,5	10,9	240	4,6	218	4,6	10,8	218
25	10,1	11,9	240	4,9	218	4,9	11,7	218
50	10,9	12,5	240	5,0	218	5,0	12,3	218
100	11,6	12,9	240	5,1	218	5,1	12,7	218
Sector: 300°N								
1						2,2	7,8	240
10	6,3	9,5	300	4,2	260	3,3	9,4	253
25	9,0	11,2	300	4,7	257	3,9	11,1	252
50	10,2	12,0	300	4,8	256	4,1	11,8	252
100	11,2	12,7	300	4,9	256	4,2	12,5	252

Tabel 3-10, Extreme golfcondities in de Groot Baai.

Bij de berekeningen van de golfhoogten is rekening gehouden met een verhoging van de waterstand tengevolge van wave set-up door de extreme wind waardoor diepte geïnduceerde breking van golven pas bij grotere golfhoogte plaatsvindt.

3.3.2 Frequentie van demobiliseren

De extreme belastingsituatie in de vorm van een cycloon moet volgens de nieuwe ontwerpfilosofie overleefd worden door middel van demobilisatie van het constructiegedeelte dat het zwaarst belast zal gaan worden.

Een directe passage van een cycloon resulteert in extreme golfhoogten die een zware belasting veroorzaken en die op het bovenste deel van de constructie werkt. Volgens de ontwerpfilosofie moet de constructie bij iedere cycloon die optreedt gedemobiliseerd worden.

Tussen 1954 en 1995 zijn er 50 tropische cyclonen over het eiland heen getrokken. Gemiddeld is dat 1,2 cycloon per jaar. Jaarlijks komt 78% van de cyclonen voor tijdens het cycloonseizoen, dat de maanden augustus en september omvat, en 15% komt voor in de maanden juli en oktober.

Aangenomen wordt dat de constructie gedemobiliseerd moet zijn bij een extreme golf die 1 keer per jaar voorkomt. De ontwerpgolfcondities met betrekking tot het mobiele deel hebben een herhalingstijd van 1 jaar.

3.3.3 Overlevingsmethodiek cycloon

Demobilisatie van het zwaarst aangevallen deel van de constructie kan volgens het fundamenteel ontwerp op twee manieren plaatsvinden. Deze manieren zijn:

- Demobilisatie door de belasting. De golfbelasting overschrijdt de sterkte van de verbinding tussen beide delen van de constructie hetgeen resulteert in het verplaatsen van het constructiedeel onder invloed van de belasting. De verplaatsing stopt wanneer de constructie uit de invloedssfeer is van de belasting.
- Demobilisatie door de organisatie. Met behulp van personeel en materieel wordt het constructiedeel gedemobiliseerd en op een andere locatie veilig gesteld.

Nadat de cycloon voorbij is wordt de constructie door mobilisatie weer in oorspronkelijke staat hersteld zodat functioneren weer mogelijk is.

4. Locatie en type golfdempende constructie

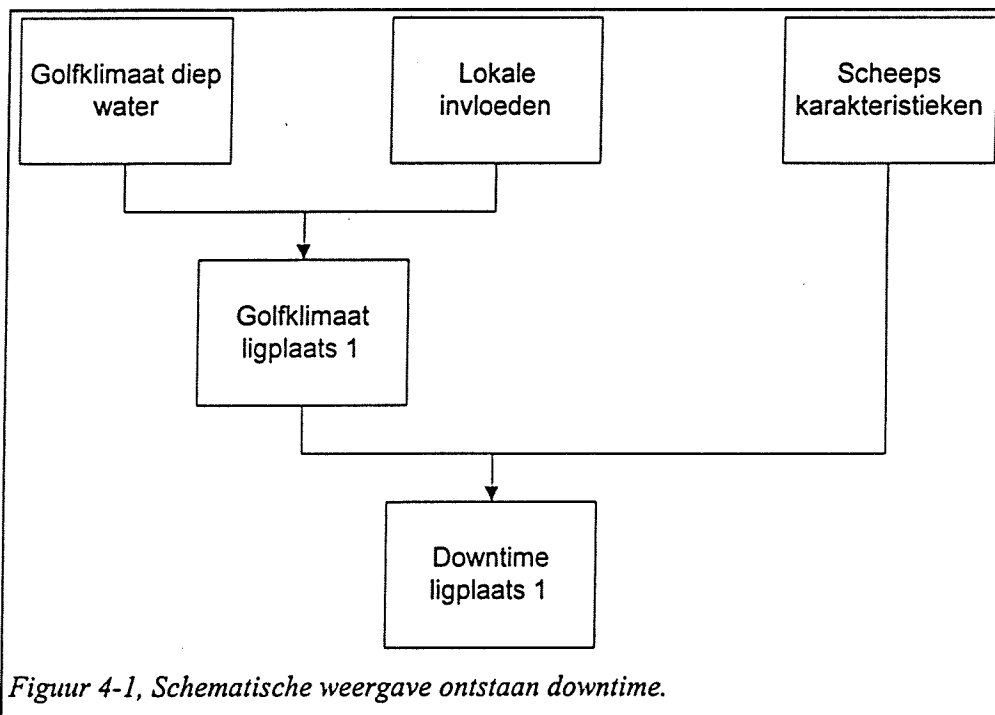
4.1 Inleiding

Zoals in de probleemanalyse reeds gesteld is moet de constructie de downtime tengevolge van golven ter plaatse van ligplaats 1 verminderen.

De downtime is afhankelijk van de volgende aspecten.

- Responsie van het schip op golven. Afhankelijk van de optredende golfhoogte, golfperiode en oriëntatie van het schip ten opzichte van de inkomende golven treedt beweging van het schip op. Wanneer de scheepsbewegingen te groot worden, wordt de passagiers afhandeling gestaakt. De golfhoogte die daarbij hoort, wordt de limiterende golfhoogte genoemd.
- Golfklimaat ter plaatse van de ligplaats en dus de kans van overschrijding van de limiterende golfhoogte. Het golfklimaat is het diepwater golfklimaat dat tengevolge van lokale invloeden een verandering ondergaan heeft. Deze beïnvloeding vindt met name plaats door refractie, shoaling en diffractie.

Figuur 4-1 geeft dit schematisch weer.



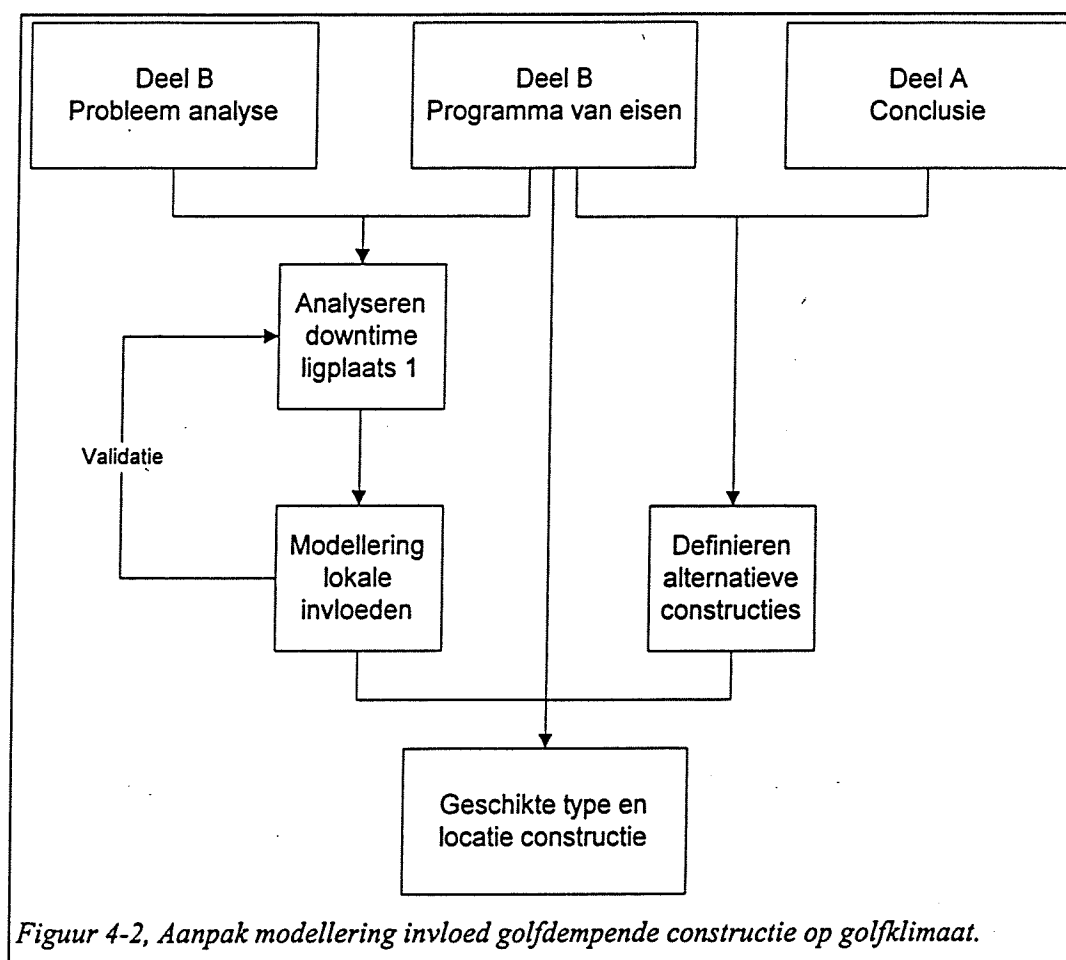
Figuur 4-1, Schematische weergave ontstaan downtime.

Het verminderen van downtime houdt in dat het golfklimaat dusdanig beïnvloed wordt dat de limiterende golfhoogte minder vaak overschreden wordt. De lokale beïnvloeding van de golven die zich van diep naar ondiep water voortplanten resulteert in lagere golfhoogten ter plaatse van ligplaats 1 en dus in een kleinere overschrijding van de limiterende golfhoogte. Een golfdempende constructie is hiertoe in staat.

Wanneer de benodigde downtime reductie bekend is, kunnen de antwoorden op de volgende vragen bepaald worden.

1. Op welke locatie moet de constructie komen?
2. Wat voor type constructie is nodig?

Hiervoor moeten de effecten van de constructie op het golfklimaat gemodelleerd worden. Figuur 4-2 geeft de aanpak van deze modellering weer.



Eerst wordt aan de hand van een analyse van de downtime bij ligplaats 1 bepaald welke golfrichtingen en golftypen de grootste oorzaak hebben in het ontstaan van de downtime. Vanwege de complexiteit beperkt het model zich tot deze oorzaken.

Vervolgens wordt bepaald welke lokale invloeden de golfvoortplanting van diep naar ondiep water beïnvloeden waarna het mogelijk is de voor de analyse gebruikte golfgegevens te reproduceren en zo de downtime volgens het model te bepalen. Dit geeft een beeld van de betrouwbaarheid van het model.

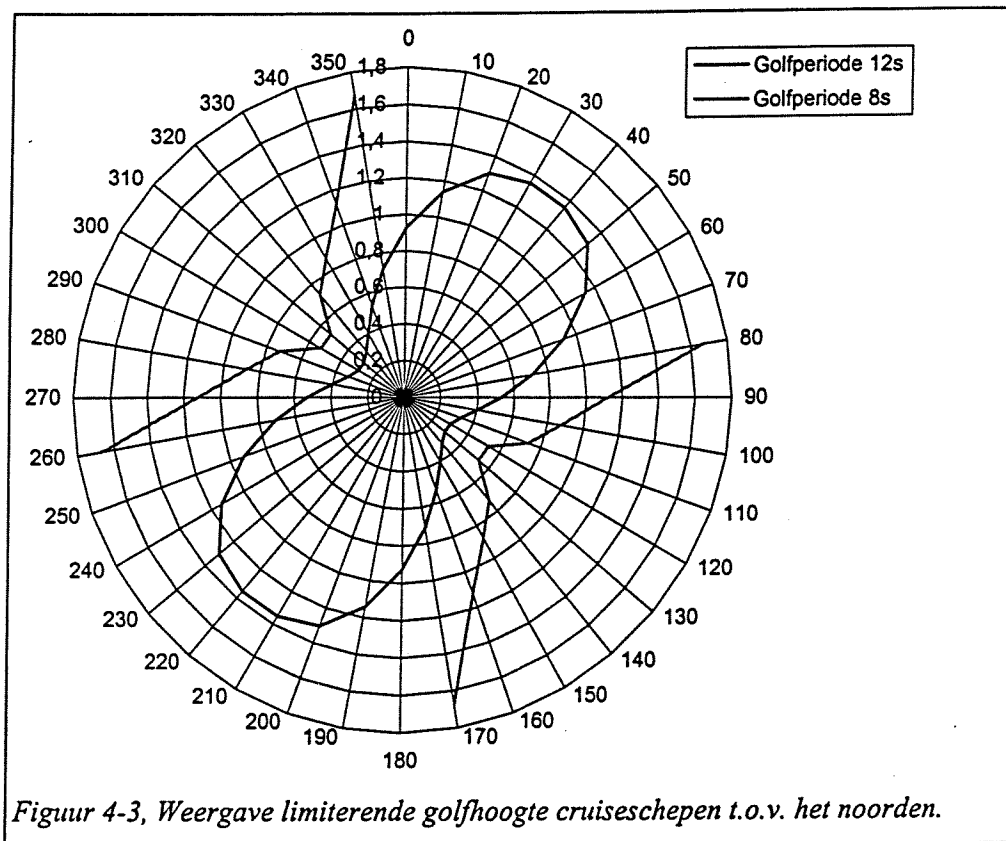
In combinatie met de eigenschappen van de alternatieve constructietypen zoals die in deel A, het fundamentele ontwerp, zijn opgesteld is het mogelijk het geschikte type en de locatie van de constructie aan te wijzen.

4.2 Analyse optredende downtime

4.2.1 Limiterende golfhoogte

Uit de gegevens omtrent de passagiersafhandeling limiterende golfhoogte van de mega cruiseschepen, volgt dat de schepen meer hinder ondervinden van deining, golven met een periode van 12s, dan van windgolven, golven met een periode van 8s. Met name golven die loodrecht op de lengterichting van het schip invallen veroorzaken veel hinder. Windgolven die in lengterichting invallen veroorzaken veel minder hinder vanwege de relatief veel kortere golflengte ten opzichte van de scheepslengte.

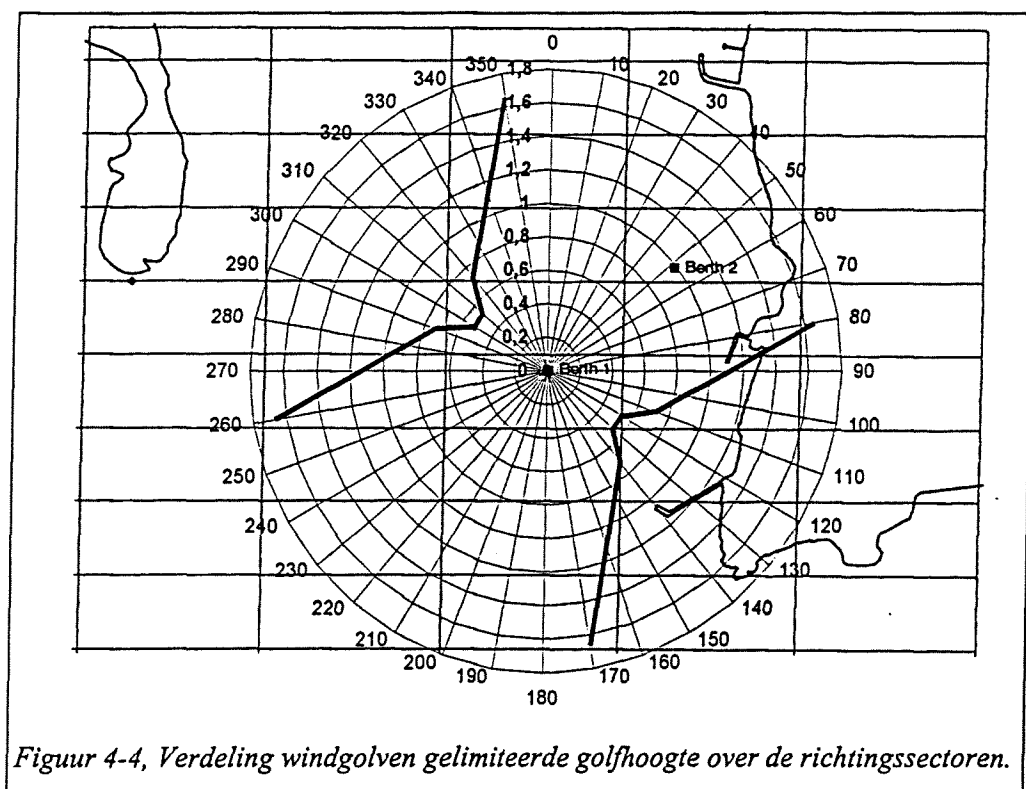
Figuur 4-3 geeft de limiterende golfhoogten per golftype weer ter plaatse van de steiger. De hoek van inval op het schip is uitgedrukt in graden ten opzichte van het noorden, de limiterende golfhoogte in meters.



Wanneer gekeken wordt naar de frequentie waarmee de limiterende golfhoogte overschreden wordt is het mogelijk een aantal golfsectoren aan te wijzen die een belangrijk aandeel hebben in het ontstaan van downtime tijdens de passagiersafhandeling bij ligplaats 1. De situatie bij ligplaats 1 is maatgevend voor de downtime omdat ligplaats 2 beter beschut in de baai ligt waardoor de overschrijdingskans van de limiterende golfhoogte lager is.

4.2.2 Downtime door windgolven

Figuur 4-4 is een grafische weergave van de verdeling van de limiterende golfhoogte, veroorzaakt voor windgolven, over de richtingssectoren. Als oorsprong van de kromme die de limiterende golfhoogte representeert is ligplaats 1 (Berth 1) genomen.



Figuur 4-4, Verdeling windgolven gelimiteerde golfhoogte over de richtingssectoren.

Door combinatie van de kans dat in een richtingssector een golfhoogte overschreden wordt (Tabel 3-8) met de maximaal toelaatbare golfhoogte (H_{lim}) in de betreffende richtingssector, is het mogelijk de optredende downtime tengevolge van windgolven ter plaatse van ligplaats 1 te benaderen. Tabel 4-1 geeft deze benadering weer. De limiterende golfhoogte in een richtingssector is gedefinieerd als de gemiddelde waarde van de limiterende golfhoogten op de twee begrenzendende raaien.

Richtingssector	Ondergrens	Bovengrens	H_{lim}	Overschrijdingskans [%]
135-145°N	0,6	0,8	0,7	0
145-155°N	0,8	1,0	0,9	0,1
155-165°N	1,0	1,3	1,1	1,2
165-175°N	1,3	-	1,3	0,8
175-185°N	-	-	-	0
185-195°N	-	-	-	0
195-205°N	-	-	-	0
205-215°N	-	-	-	0
215-225°N	-	-	-	0
Totaal				2,1

Tabel 4-1, Benadering downtime door windgolven ter plaatse van ligplaats 1.

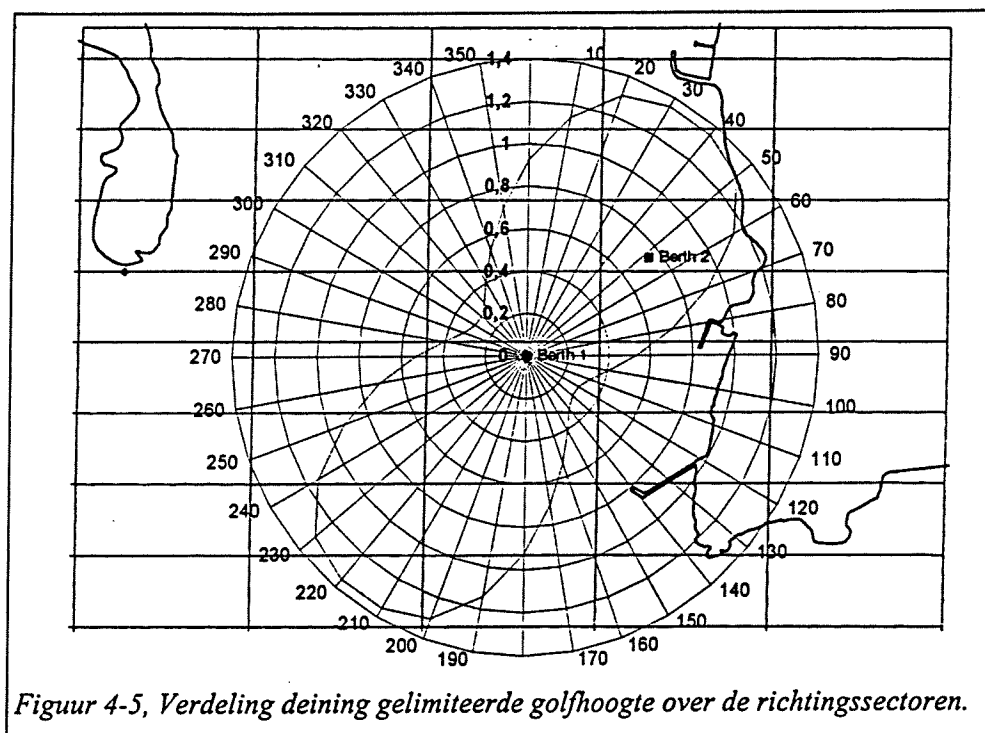
Uit de bovenstaande tabel valt op te maken dat de downtime door windgolven bij benadering 2,1% van de beschikbare tijd bedraagt en dat het grootste aandeel in deze downtime geleverd wordt door golven vanuit richtingssectoren 155-165°N en 165-175°N.

Uit uitgebreid onderzoek [1] volgt dat de downtime door windgolven 5,5% bedraagt. Dit verschil wordt veroorzaakt door het middelen van zowel het golfklimaat als de limiterende golfhoogte over de richtingssector, terwijl de verdeling over de richtingssector erg belangrijk is voor de bepaling van de downtime.

De essentie van de analyse, het bepalen van welke richtingssectoren een groot aandeel in het veroorzaken van de downtime hebben, blijft behouden omdat de vereenvoudiging in alle richtingssectoren toegepast is.

4.2.3 Downtime door deining

Figuur 4-5 geeft een grafische weergave weer van de verdeling van de limiterende golfhoogte, veroorzaakt door deining, over de richtingssectoren.



Figuur 4-5, Verdeling deining gelimiteerde golfhoogte over de richtingssectoren.

Tabel 4-2 geeft een benadering van de optredende downtime tengevolge van deining bij ligplaats 1 per richtingssector en is gebaseerd op de overschrijdingskans van de golfhoogte veroorzaakt door deining ter plaatse van deze ligplaats (Tabel 3-9) en de limiterende golfhoogte in de betreffende richtingssector.

Richtingssector	Ondergrens	Bovengrens	H_{lim}	Overschrijdingskans [%]
135-165°N	0,3	0,6	0,5	0,2
165-195°N	0,6	1,2	0,9	0,3
195-225°N	1,2	1,3	1,3	0,2
225-255°N	0,8	1,3	1,3	0,4
255-285°N	0,4	0,8	0,5	0
Totaal				1,2

Tabel 4-2, Benadering downtime door deining ter plaatse van ligplaats 1.

Hieruit valt op te maken dat de downtime door deining bij benadering 1,2% is en dat het grootste aandeel in deze downtime geleverd wordt door golven vanuit richtingssectoren 165-195°N en 225-285°N. De grootte van de benaderde downtime komt overeen met de 1,3% zoals uit de simulatie volgt [1].

4.2.4 Totale downtime

Uit het voorgaande blijkt dat de downtime voornamelijk veroorzaakt wordt door windgolven uit de richtingssectoren 155-165°N en 165-175°N. Downtime tengevolge van deining treedt in mindere mate op omdat de limiterende golfhoogte, ondanks dat deze voor een bepaalde richtingssector veel lager is dan die voor windgolven, amper overschreden wordt. Daarnaast valt op dat de downtime veroorzaakt door deining, in tegenstelling tot die veroorzaakt door windgolven, verspreid is over alle richtingen.

4.3 Model golfvoortplanting

4.3.1 Bepaling golfvoortplanting beïnvloedende elementen

Zoals al in de inleiding ter sprake is gekomen wordt de hoogte van golven tijdens het voortplanten van diep naar ondiep water beïnvloed door lokale factoren. Deze zijn:

- Shoaling. De verhoging van de golfhoogte als gevolg van vermindering van de waterdiepte.
- Refractie. De verandering van golfvoortplantingsrichting als gevolg van variaties in de fasesnelheid langs de golfkammen, voor zover deze het gevolg zijn van niet-uniforme diepten of stromen. Als gevolg hiervan treedt een herverdeling van de golfenergie op.
- Diffractie. Het binnendringen van golven in het gebied aan de lijzijde van een constructie doordat de golven rond het obstakel buigen.

De golfhoogte ter plaatse van ligplaats 1 kan dan als volgt beschreven worden:

$$H_1 = K_s \cdot K_r \cdot K_d \cdot H_0$$

Waarin:

H_1	golfhoogte ter plaatse van ligplaats 1
H_0	golfhoogte ter plaatse van de uitgangspositie
K_s	shoaling-factor
K_r	refractie-factor
K_d	diffractie-factor

Wanneer als uitgangspositie de 10m waterdiepte contourlijn aangenomen wordt, kan voor zowel de shoaling-factor als voor de refractie-factor een waarde 1,0 aangenomen worden. Dit is mogelijk omdat beide factoren afhankelijk zijn van dieptevariaties langs de golfstraal, en het havenbekken door baggerwerkzaamheden een uniforme waterdiepte van 10m krijgt. In de berekening hoeft alleen rekening gehouden te worden met beïnvloeding van de golfhoogte door diffractie.

Er zijn verschillende methoden ontwikkeld om de diffractie-factor te bepalen. Met behulp van computermodellen zoals DIFFRAC is een nauwkeurige bepaling mogelijk. Eenvoudige, grafische modellen zoals de isolijnen gegeven in de Shore Protection Manual of de spiraal van Cornu, zij het grover, ook een beeld van de diffractie-factor. De spiraal van Cornu wordt in dit rapport toegepast omdat een nauwkeurige bepaling beter in een later stadium kan plaatsvinden en omdat de methode ook geschikt is om diffractie-factoren te bepalen die bij gedeeltelijk doorlatende constructies horen.

De theorie achter de spiraal van Cornu en de manier waarop de spiraal toegepast moet worden, wordt toegelicht in bijlage C.

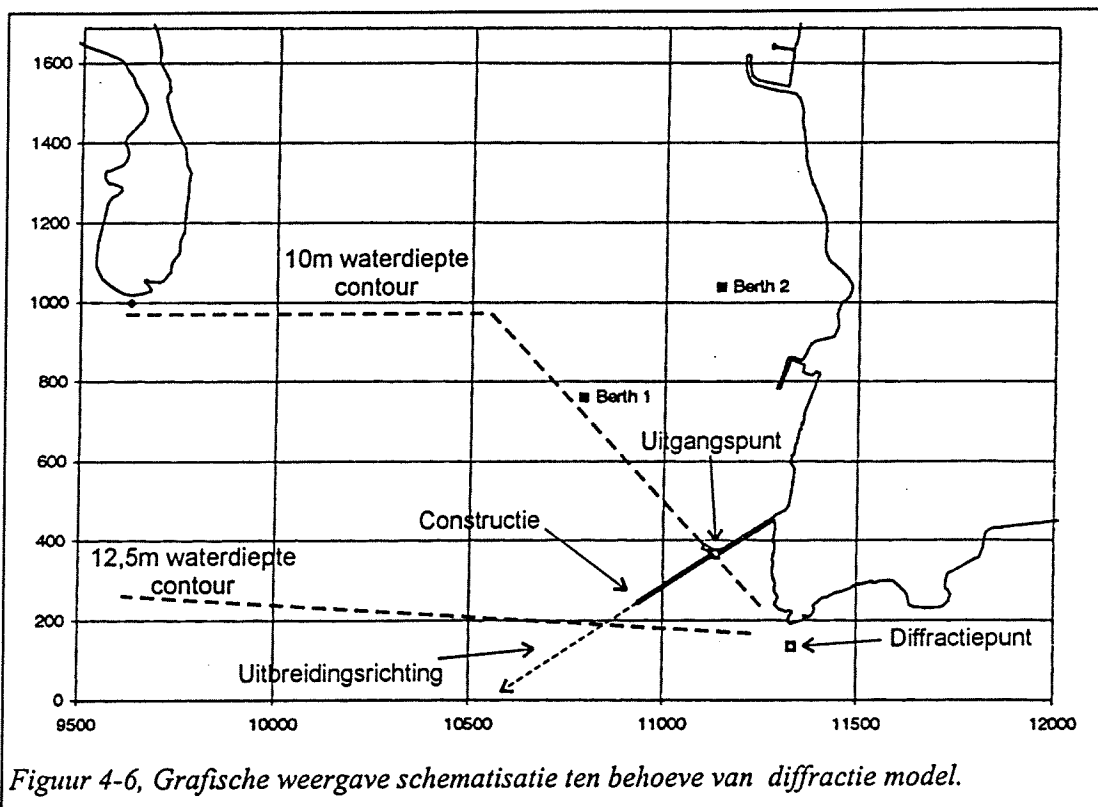
4.3.2 Inpassen haven lay-out in model

Uit de analyse blijkt dat windgolven vanuit de richtingen 155-175°N ter plaatse van ligplaats 1 het grootste aandeel in het ontstaan van de downtime hebben. Gesteld wordt dat deze golven veroorzaakt worden door windgolven vanuit de richtingen 120, 150 en 180°N ter plaatse van de 10m dieptecontour die door diffractie om de landtong de steiger bereiken.

Het is mogelijk de diffractie-factor te verlagen door de landtong als het ware te verlengen met een golfdempende constructie waardoor de optredende golfhoogte ter plaatse van ligplaats 1 lager wordt en de limiterende golfhoogte minder vaak overschreden wordt. De gewenste vermindering van de downtime en het type constructie bepaald de lengte van de constructie.

Om de golfdempende constructie zo efficiënt mogelijk te laten functioneren en tegelijkertijd de afmetingen gering te houden, moet de constructie zo dicht mogelijk in de buurt van ligplaats 1 geplaatst worden. Op deze manier is de benodigde lengte het kleinst.

De minimale afstand tussen constructie en ligplaats wordt bepaald door de benodigde ruimte om te manoeuvreren rond de steiger en voor de kade. De benodigde ruimte rond de steiger is bepaald door middel van simulatie van scheepsmanoeuvres in de haven [1]. De minimaal benodigde afstand tussen de kop van de steiger en de grens van het gebied waarin de cruiseschepen manoeuvreren bedraagt 270m. Om de kade bereikbaar te houden voor vrachtschepen is gekozen voor een verlenging van de A.C. Wathey Pier in de zelfde richting als dat deze zich nu uitstrekt.



4.3.3 Toegepaste limiterende golfhoogte

De limiterende golfhoogte ter plaatse van ligplaats 1 varieert voor windgolven als functie van de invalshoek van de golven op de steiger. Aangenomen wordt dat de golven zoals die de steiger bereiken afkomstig zijn van het uiterste punt van de te verlengen constructie.

4.3.4 Verificatie model

Door het reproduceren van de downtime berekening zoals die is uitgevoerd door Alkyon [2] met het hierboven opgestelde model waarin nog geen golfdempende constructie is aangebracht, is het mogelijk een beeld te krijgen van de betrouwbaarheid van het model. Tabel 4-3 geeft de optredende downtime bij ligplaats 1 in de uitgangssituatie.

Raai	Overschrijdingskans
120°N	0,00 %
150°N	2,75 %
180°N	0,42 %
Totaal:	3,17 %

Tabel 4-3, Downtime bij ligplaats 1 in uitgangssituatie.

De downtime tengevolge van windgolven volgens Alkyon is 5,5%. Hierbij zijn echter windgolven vanuit alle richtingen bij de berekening meegenomen waardoor de downtime hoger wordt. Uit de analyse van downtime in de tweede paragraaf van dit hoofdstuk volgt een downtime van 2,1%. Deze analyse is door linearisatie van het golfklimaat grof en een onderschatting van de downtime is het gevolg. De spreiding over de richtingssectoren geeft hetzelfde beeld.

4.3.5 Bijstellen benodigde reductie downtime

Doordat uitgegaan wordt van een andere berekening van de downtime en andere resultaten moet de benodigde hoeveelheid downtime reductie ook herzien worden. In het programma van eisen is uitgegaan van een downtime van 6.8% en een bijbehorende reductie tot 2,5%. Dit komt overeen met een afnamefactor van 2,7. In het nieuwe model wordt de zelfde factor gebruikt.

	Alkyon model	Cornu model
Optredende downtime	6,8 %	3,17 %
Reductie factor	2,70	2,70
Vereiste maximale downtime	2,5 %	1,17 %
Verlaging	4,3 %	2,00 %

Tabel 4-4, Modelleren vereiste downtime aanlegplaats 1.

4.4 Typen constructies

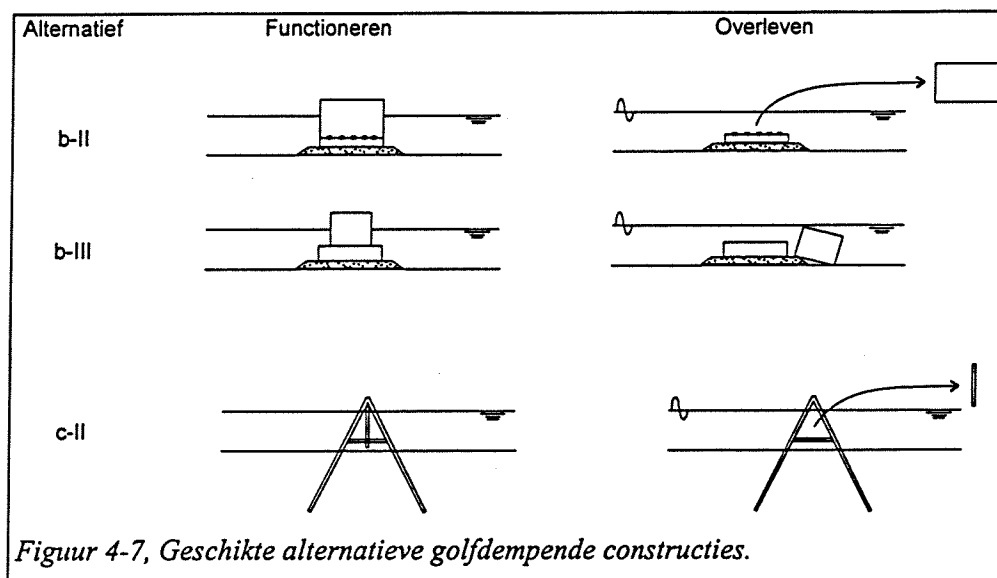
Voor de constructie geldt dat om de kosten zo laag mogelijk te houden de dimensies zo gering mogelijk moeten zijn. Wanneer de efficiency van de constructie hoog is kan ook de benodigde lengte van de constructie minder groot worden omdat de constructie efficiënter downtime reduceert.

In het voorgaande rapport, het fundamenteel ontwerp, is de voorkeur uitgesproken voor de toepassing van een aantal alternatieve constructietypen. Deze voorkeur is gebaseerd op de mate waarin het mogelijk is de nieuwe ontwerpfilosofie met succes toe te passen.

Hierbij is op het volgende gelet:

- Functioneren van de constructie tijdens normale omstandigheden. Hieruit volgt dat de combinatie tussen een relatief kleine constructiebreedte ten opzichte van de golflengte en een lage transmissiecoëfficiënt maar bij een klein aantal constructies terug te vinden is. Ook een kleine benodigde constructiebreedte leidt tot lagere kosten.
- Overleven van de constructie tijdens extreme omstandigheden door gedeeltelijke mobilisatie van een deel van de constructie. De kosten en het risico van het overleven moeten voldoende laag zijn.

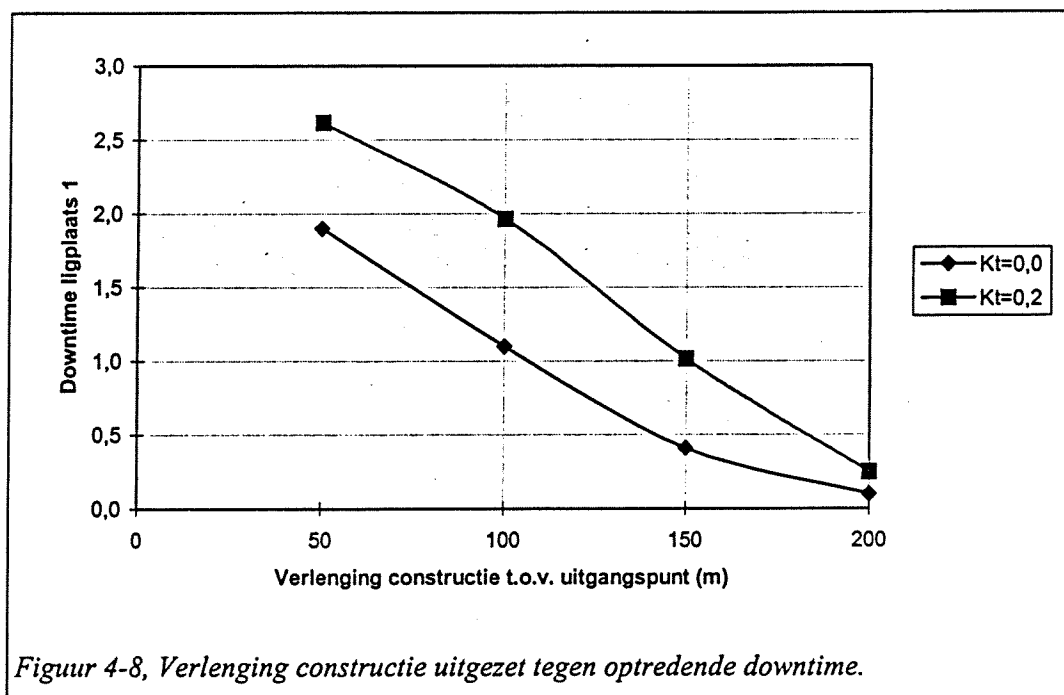
De constructies waar de voorkeur voor uitgesproken is zijn de onderbouw met het opdrijfbare (b-II) of afschuifbare (b-III) caisson en het gordijn type (c-II) constructie. Voor nadere beschrijving van het keuzeproces wordt de lezer verwezen naar het fundamentele ontwerp. Figuur 4-7 geeft een schematische weergaven van de geschikte alternatieve constructies. Een nadere uitwerking van de alternatieve constructies is in een nader stadium vereist.



Een transmissiecoëfficiënt van 0,2 is voor beide typen constructies goed haalbaar en wordt in eerste instantie aangenomen als de maximaal toegestane transmissiecoëfficiënt.

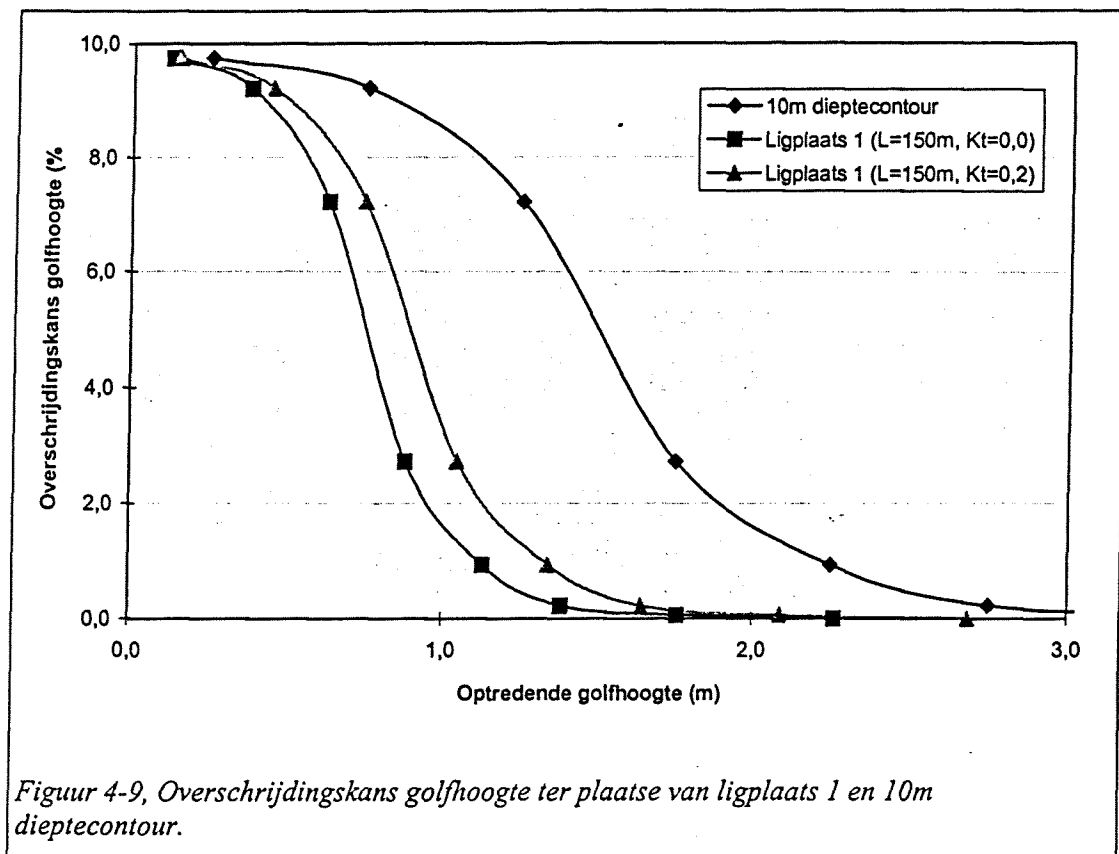
4.5 Resultaten model

Stapsgewijze verlenging van de constructie in de aangeduide richting (Figuur 4-6) leidt tot de onderstaande resultaten. Hierbij is gekeken naar constructies met een transmissiecoëfficiënt (K_t) van zowel 0,0 als 0,2.



Een constructie met een transmissiecoëfficiënt van 0,0 en een lengte van 100m vanaf de A.C. Wathey Pier resulteert in een downtime verlaging van 2,0 tot 1,17%. Voor een constructie met een transmissiecoëfficiënt van 0,2 is een verlenging van ongeveer 150m nodig.

Figuur 4-9 geeft de overschrijdingskans van golfhoogten ter plaatse van de 10m dieptecontour en ligplaats 1 weer voor een constructie van 150m met zowel een transmissiecoëfficiënt van 0,0 als 0,2.



Uit de figuur valt op te maken welke golfhoogte hoort bij een downtime van 1,17% van de tijd. Tabel 4-5 geeft de resultaten van de diffractie berekening weer.

	Diffractie-factor	Golfhoogte
10m dieptecontour	-	2,15
Ligplaats 1 (L=150m, Kt=0,0)	0,5	1,08
Ligplaats 1 (L=150m, Kt=0,2)	0,6	1,28

Tabel 4-5, Resultaten diffractie berekening.

De berekeningen zijn in bijlage C bijgevoegd.

4.6 Resumé

De downtime door golven bij ligplaats 1 wordt met name veroorzaakt door windgolven vanuit de richtingen 155°N tot 175°N. Deze golven zijn afkomstig vanaf de 10m waterdiepte contour en ondervinden op hun weg alleen beïnvloeding van de golfhoogte door diffractie omdat in de haven door baggerwerkzaamheden een constante waterdiepte ontstaat.

Reductie van downtime vindt plaats door toepassing van een golfdempende constructie. Uit rapport deel A, fundamenteel ontwerp, blijkt dat op grond van functioneren en overleven, op deze locatie gordijn type en caisson constructies het meest geschikt zijn.

Waar deze constructie moet komen is onderzocht met een model dat gebaseerd is op diffractie. Door stapsgewijze verlenging van de constructie neemt de downtime af. De verlenging gebeurt vanaf de A.C. Wathey Pier hetgeen vanuit manoeuvreerbaarheidsoverwegingen in de haven de beste optie is.

Het blijkt dat om aan de gestelde downtime reductie tot 2,5% van de beschikbare tijd te voldoen, een constructie van 150m met een transmissiecoëfficiënt van 0,2 volstaat. De bij ligplaats 1 optredende golfhoogte bedraagt dan 1,28m terwijl de optredende golfhoogte nabij de golfdempende constructie 2,15m bedraagt.

Tot slot nog enige aanvullende opmerkingen met betrekking tot het hiervoor beschouwde.

- De constructie is ook in staat tot het reduceren van downtime tengevolge van deining. Een deel van de deining, zie analyse optredende downtime, is afkomstig vanuit richting 135-195°N. Een verdere afname van de downtime dan die hier geschetst wordt is te verwachten.
- Naast dat downtime bij ligplaats 1 optreedt, komt ook downtime ter plaatse van ligplaats 2 en de kade voor. De constructie zoals hierboven geschetst zal ook daar het golfklimaat beïnvloeden met als resultaat dat de limiterende golfhoogte minder vaak overschreden zal worden. Afname van downtime zal ook hier plaatsvinden.

5. Constructiehoogte en belastingen

5.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden de benodigde hoogte en de op de constructie werkende belastingen bepaald. Deze constructiehoogte en belastingen worden voor alle alternatieve constructies, die in de komende hoofdstukken behandeld worden, constant gehouden. Dit is nodig om ervoor te zorgen dat een onderlinge vergelijking van de alternatieven beter uit te voeren is.

Zowel de constructiehoogte als de belastingen zijn afhankelijk van de golfcondities zoals die bij de golfdempende constructie optreden. Zoals reeds in de probleemanalyse naar voren is gekomen, is het mogelijk twee golfcondities te onderscheiden. Dit zijn de golfcondities die bij een grenstoestand van de constructie behoren. De volgende grenstoestanden zijn reeds gedefinieerd:

- De bruikbaarheids grenstoestand. In deze grenstoestand is de constructie nog net in staat de, ter plaatse van de steiger, optredende golfhoogte te reduceren.
- De uiterste grenstoestand. Hierin is de constructie nog net niet tengevolge van de golfbelasting bezwaken.

De golfcondities die bij de bruikbaarheids grenstoestand horen, zijn de golfcondities waartegen de constructie de steiger nog net moet afschermen. Dit is reeds in het vorige hoofdstuk aan de orde gekomen. Hierbij is de constructie aan de hand van een transmissiecoëfficiënt geschematiseerd. Deze transmissiecoëfficiënt en de golfcondities van de bruikbaarheids grenstoestand bepalen de hoogte van de constructie.

De bij de uiterste grenstoestand behorende golfcondities zijn de golfcondities die de constructie nog net overleven moet. De belastingen die optreden tijdens deze golfcondities zijn maatgevend voor de stabiliteit van de constructie.

In dit hoofdstuk worden eerst de golfcondities bepaald. Vervolgens worden aan de hand hiervan eerst de constructiehoogte en vervolgens de op de constructie werkende belastingen bepaald.

5.2 Golfcondities

5.2.1 Bruikbaarheids grenstoestand

Golfcondities behorende bij de bruikbaarheids grenstoestand van de golfdempende constructie zijn in het vorige hoofdstuk bepaald en worden in de onderstaande tabel herhaald.

Significante golfhoogte H , [m]	2,15
Significante golfperiode T , [s]	8,3

Tabel 5-1, Golfcondities bruikbaarheids grenstoestand.

5.2.2 Uiterste grenstoestand

Bij de bepaling van de ontwerpcondities voor de uiterste grenstoestand moet onderscheid gemaakt worden tussen de condities die gelden voor het mobiele en voor het immobiele deel.

Het mobiele deel van de constructie wordt gedemobiliseerd wanneer de constructie door een cycloon belast dreigt te gaan worden. Cyclonen komen rond St. Maarten met een jaarlijkse regelmaat voor zodat de ontwerpcondities voor de uiterste grenstoestand van het mobiele deel een herhalingsstijd van 1 jaar hebben.

De extreme golfcondities met een herhalingsstijd van 1 jaar zijn niet exact te bepalen omdat er onvoldoende golfinformatie beschikbaar is. De betreffende extreme golf wordt veroorzaakt door een cycloon zodat de extreme golven deiningsgolven zijn. De extreme golfcondities met een herhalingsstijd van 1 jaar kunnen daardoor benaderd worden met de condities behorende bij een deiningsgolf die 1 keer per jaar overschreden wordt.

Deze golf heeft, met een gemiddelde stormduur Δt van 6 uur, een jaarlijkse overschrijdingskans van $6/(24 \cdot 365) = 0,068\%$. Tabel 5-2 geeft per richtingssector de bij deze overschrijdingskans behorende golfhoogte weer ter plaatse van de 10 m dieptecontour. Deze overschrijdingskansen volgen uit het programma van eisen. Aangenomen wordt dat gemiddelde golfcondities, zie laatste rij van de tabel, de golfgegevens representeren van de extreme golf die 1 keer per jaar overschreden wordt.

Het extreme golfklimaat met een herhalingsstijd van 1 jaar heeft een significante golfhoogte $H_s = 2,36$ m, golfperiode $T_s = 12$ s en een voortplantingsrichting 195°N .

Golfrichting [$^\circ\text{N}$]	H_s [m]
135-165	1,68
165-195	2,17
195-225	3,20
225-255	2,40
195	2,36

Tabel 5-2, Golfgegevens van deiningsgolven met een herhalingsstijd van 1 jaar.

De golfconditie behorende bij de uiterste grenstoestand van het immobiele deel heeft een herhalingsstijd van 100 jaar. De gegevens van deze golf kunnen rechtstreeks uit het programma van eisen worden afgeleid.

Tabel 5-3 geeft de golfcondities behorende bij de uiterste grenstoestand weer.

	Mobiel deel	Immobiel deel
Herhalingsstijd T_r [jaar]	1	100
Significante golfhoogte H_s [m]	2,36	5,10
Significante golfperiode T_s [s]	12	12
Golfrichting [$^\circ\text{N}$]	195	180

Tabel 5-3, Golfcondities uiterste grenstoestand.

5.3 Hoogte van de constructie

5.3.1 Inleiding

De hoogte van de constructie wordt verkregen door sommatie van de maximale waterhoogte voor de constructie en de benodigde kruinhoogte van de constructie minus de dikte van de stortstenen drempel.

De maximale waterhoogte en de benodigde kruinhoogte worden bepaald aan de hand van de bruikbaarheids grenstoestand golfcondities. De dikte van de stortstenen drempel is afhankelijk van het gebruikte steengewicht dat bepaald wordt aan de hand van de uiterste grenstoestand golfcondities.

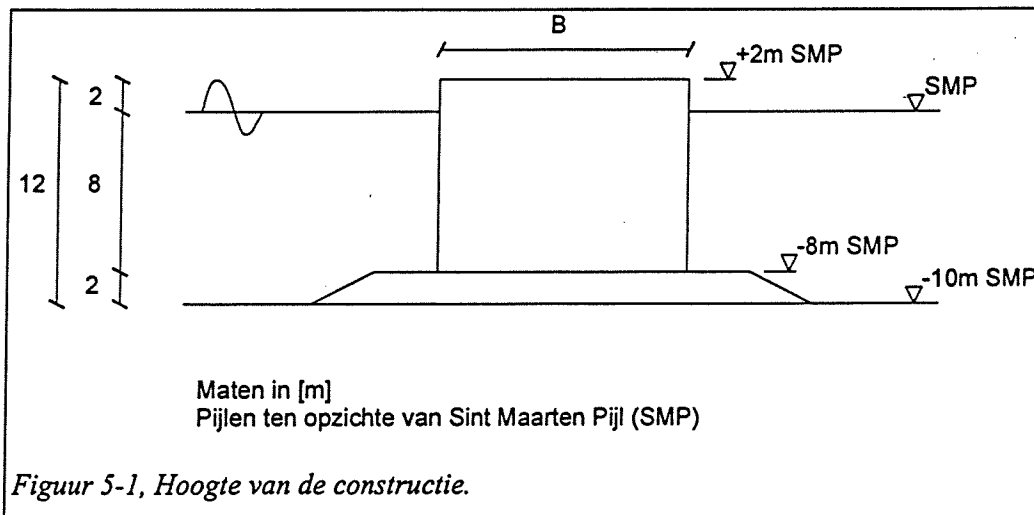
Het referentieniveau waaraan de hoogteafmetingen van de constructie worden gerelateerd is het Sint Maarten Peil (SMP). Sint Maarten Peil komt overeen met het gemiddelde zeeniveau ter plaatse van het eiland.

5.3.2 Waterhoogte voor de constructie

De maximale waterhoogte voor de constructie wordt door de volgende drie aspecten bepaald:

- De waterdiepte ter plaatse van de constructie. Deze bedraagt 10m -SMP.
- De rijzing van het gemiddelde zeeniveau tengevolge van het broeikaseffect. In het programma van eisen is hiervoor een waarde van 0,15m per 100 jaar gegeven.
- Het getij. De gemiddelde amplitude van het springtij bedraagt 0,6m. De gemiddeld hoogste getijgolf bedraagt 0,3m +SMP.

Aangenomen wordt dat de waterstand voor de constructie maximaal 0,5m +SMP bedraagt, hetgeen de waterhoogte voor de constructie op 10,5m stelt. Figuur 5-1 geeft een schematische weergave van de constructiehoogte.



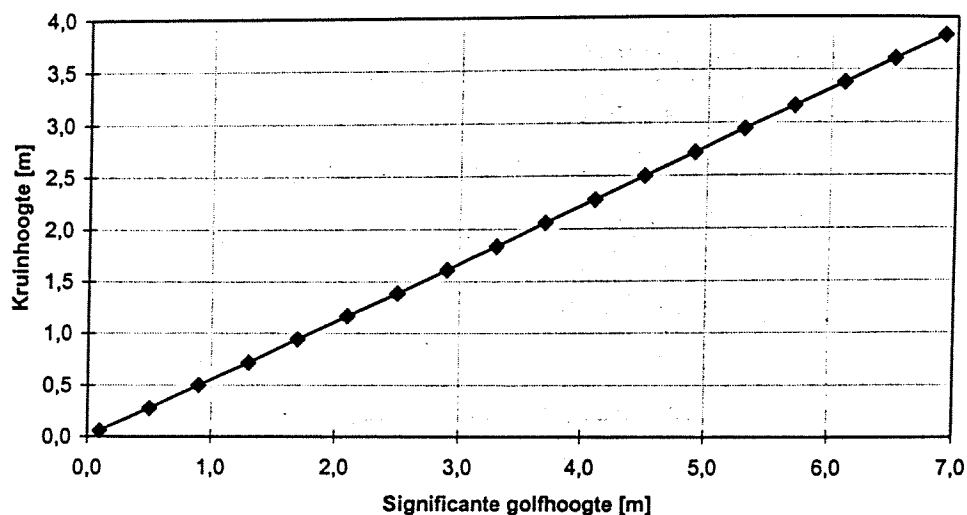
5.3.3 Benodigde kruinhoogte volgens Goda

Bij het bepalen van de golfcondities behorende bij de bruikbaarheids grenstoestand is aangenomen dat de constructie een transmissiecoëfficiënt van 0,2 heeft. De definitie van de transmissiecoëfficiënt is als volgt:

$$K_t = \frac{H_t}{H_i}$$

Hierin is H_t de golfhoogte van de door transmissie veroorzaakte golf achter de constructie en H_i de voor de constructie optredende golfhoogte.

Golftransmissie vindt bij verticale golfdempende constructies vanwege de geringe doorlaatbaarheid voornamelijk over de constructie heen plaats, waardoor het mogelijk is een verband af te leiden tussen golftransmissie en kruinhoogte. Door Goda zijn op basis van regelmatige golven ontwerpformules afgeleid die in de bijlage D nader worden toegelicht. Figuur 5-2 geeft de benodigde kruinhoogte bij een transmissiecoëfficiënt van 0,2 in combinatie met de golfhoogte voor de constructie weer.



Figuur 5-2, Benodigde kruinhoogte constructie volgens Goda bij $K_t = 0,2$.

In de bruikbaarheids grenstoestand treedt voor de constructie een golfhoogte H_s van 2,15m op. Wanneer de transmissiecoëfficiënt van de constructie 0,2 moet bedragen, moet de constructie een minimale kruinhoogte van 1,2m hebben. Voor de kruinhoogte wordt een waarde van 1,5m +SMP aangehouden.

5.3.4 Hoogte stortstenen drempel

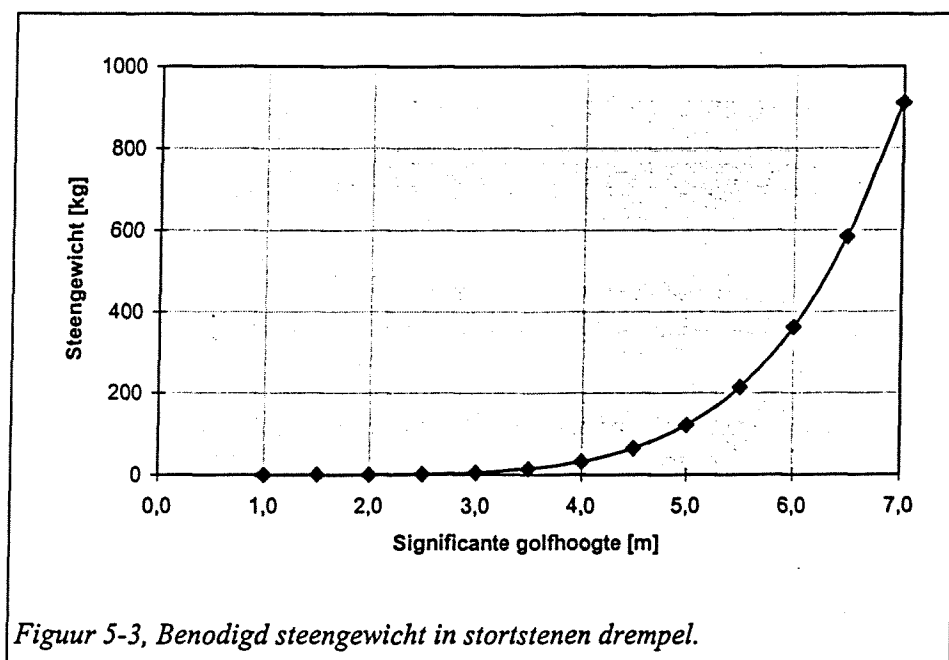
De stortstenen drempel onder de constructie heeft een aantal functies, te weten:

- Creëren van één aanlegniveau voor alle constructies van de golfdempende constructie ten behoeve van de standaardisatie van de constructiehoogte.
- Voorkomen van wateroverspanning onder de constructie om de draagkracht van de ondergrond te behouden.
- Gelijkmatische overdracht van belasting op de ondergrond ter voorkoming van belastingconcentraties in de ondergrond.
- Tegengaan van erosie door golven aan de voorkant van de constructie zodat de constructie hierdoor niet ondermijnd kan worden.

Er moet dus een drempel komen waarvan de bovenste elementen stabiel blijven liggen zodat erosie voorkomen wordt, die voldoende dikte heeft om in een gelijkmatige belasting van de ondergrond te resulteren en als filter opgebouwd is om wateroverspanning in de ondergrond te voorkomen.

Met behulp van de door Takahashi [7] afgeleide relatie voor het stabiliteitsgetal waaraan stortsteen voor een verticale constructie moet voldoen zodat er geen erosie optreedt, is het mogelijk een schatting te maken van het benodigde steengewicht. In bijlage E wordt dit nader toegelicht. Aan de hand van de filterregels is het vervolgens mogelijk de opbouw van de drempel en de daarin benodigde steenklassen te bepalen.

Figuur 5-3 geeft het benodigde steengewicht bij een waterdiepte van 8m boven de drempel weer. Hieruit valt af te leiden dat bij een H_s van 5,10m, voor de uiterste grenstoestand ($T_r=100$) golfcondities, een steengewicht van 140kg volstaat.



Omdat de afmetingen van de in de drempel gebruikte stenen moeten voldoen aan de filterregels, zie bijlage E, moet gekozen worden voor een hogere steenklasse dan waar dit steengewicht toe behoort. De opbouw van de drempel is in de onderstaande tabel weergegeven (Tabel 5-4).

Hierbij dient opgemerkt te worden dat bij deze opbouw niet volledig aan de permeabiliteitseis kan worden voldaan. Doordat de golfklappen van korte duur zijn wordt ervan uitgegaan dat de opbouw van een volledig ontwikkelde drukgradient over de drempel niet kan optreden.

Laag	Steengewichtklasse [kg]	Laagdikte [m]
Primary layer	300 - 1000	1,3
Secondary layer	10 - 60	0,5
Geokunststof	-	-

Tabel 5-4, Opbouw stortstenen drempel.

De hoogte van de stortstenen drempel wordt bij deze opbouw op 2,0m vastgesteld.

5.3.5 Totale hoogte constructie

Zoals reeds gesteld is, wordt de hoogte van het constructie bepaald door sommatie van de totale waterhoogte voor de constructie en de benodigde kruinhoogte van de constructie minus de dikte van de stortstenen drempel. Tabel 5-5 geeft dit weer.

Waterhoogte voor de constructie [m]	10,5
Kruinhoogte [m +SMP]	1,50
Dikte stortstenen drempel [m]	2,00
Hoogte constructie [m]	10,0

Tabel 5-5, Totale hoogte constructie.

5.4 Golfbelasting op de constructie

5.4.1 Inleiding

De golfbelasting op de constructie hangt af van zowel de gebruikte schematisering van de golfdruk over de hoogte van de constructie als de ontwerp golfhoogte waarmee de belasting op de constructie gekarakteriseerd wordt.

De golfdruk kan met behulp van de lineaire golftheorie of de ontwerpformule van Goda geschematiseerd worden. In de onderstaande paragraaf wordt bepaald welke schematisering de voorkeur geniet.

Op basis van de bij de uiterste grenstoestand behorende significante golfhoogte wordt de ontwerp golfhoogte afgeleid. Dit is mogelijk omdat de volledige golfwaarneming wordt gekarakteriseerd door de significante golfhoogte. Met behulp van een geschikte kansverdeling is het mogelijk de ontwerp golfhoogte te benaderen.

5.4.2 Golfdrukken

5.4.2.1 Golfdrukken volgens de lineaire golftheorie

Volgens de lineaire golftheorie wordt de drukverdeling onder een golf tegen een verticale constructie met hyperbolische functies worden beschreven. Deze theorie wordt toegelicht in bijlage F.

Bij het berekenen van de stabiliteit van de constructie bij golfbelasting wordt alleen de belasting van een golftop tegen de constructie beschouwd. De belastingsituatie bij een golfdal wordt hier niet maatgevend geacht, hetgeen overigens niet per definitie het geval is.

De theoretische ontwerp golf H_d waarmee de golfdrukken met de lineaire golftheorie worden berekend, is gebaseerd op de hoogste waargenomen golf.

5.4.2.2 Golfdrukken volgens de formule van Goda

Veel constructies met een verticale wand zijn ontworpen met behulp van de empirische formule van Goda [7]. Bij deze formule wordt gebruik gemaakt van coëfficiënten om tal van invloeden, zoals de effecten van golfklappen op de constructie en de vorm van de constructie, te verdisconteren.

De formule is empirisch omdat voor de invloed van golfklappen door brekende golven op de constructie nog geen toepasbaar theoretisch model beschikbaar is. Gevaar voor golfklappen is volgens Goda aanwezig indien de bodemhelling voor de constructie groter is dan 1/50 en de stortstenen drempel voor de constructie dermate breed is dat golven op de drempel breken. In dit geval is de bodemhelling 1/100 zodat de effecten van golfklappen op de constructie gering zullen zijn.

De formule is opgesteld voor het ontwerpen van constructies in de wateren rond Japan, zodat ze dus gebaseerd zijn op de Japanse golfspectra. Met de formule wordt in het algemeen een ontwerp verkregen dat aan de veilige kant is.

Een compleet overzicht van de formule van Goda en de gebruikte schematisatie van de constructie wordt in bijlage G gegeven.

De theoretische ontwerp golf H_d waarmee de golfdrukken met de formule van Goda worden berekend is gedefinieerd als de golf met een overschrijdingskans van $1/250 = 0,4\%$.

5.4.3 Ontwerpgolfhoogte

5.4.3.1 Maximaal optredende golfhoogte

De maximale significante golfhoogte H_s van een golfveld dat voor de constructie kan optreden wordt de brekerhoogte genoemd. De brekerhoogte is als volgt gedefinieerd:

$$H_{s,br} = \beta \cdot \tanh(k \cdot h) \cdot L \quad \text{waarin } \beta = 0,092$$

Voor de bepaling van de maximale hoogte van de individuele golf voor de constructie wordt de brekingindex γ , zoals die door Swart (1974) is opgesteld, gebruikt. De brekingindex is als volgt gedefinieerd:

$$\gamma = \frac{H_{\max}}{h} = 0,33 \cdot p + 0,46$$

Waarin p een parameter is die varieert van 0,0 voor spilling breakers tot 1,0 voor plunging breakers. Battjes (1974) adviseert voor de brekerindex een waarde van 0,5 voor spilling breakers en een waarde van 0,8 voor plunging breakers [8].

Golfklappen op de constructie worden veroorzaakt door plunging breakers zodat voor de brekerindex een waarde van 0,8 aangehouden kan worden.

De theoretisch maximaal mogelijke golfhoogte in de golftheorie volgens Stokes is door Miche (1944) benadert door:

$$H_{\max} = 0,142 \cdot L \cdot \tanh \frac{2\pi h}{L}$$

Deze vergelijking reduceert voor diep water tot $H_{\max} \approx 0,14 \cdot L$ en voor ondiep water tot $H_{\max} \approx 0,88 \cdot h$.

Als rekenwaarde voor de maximaal optredende golfhoogte wordt gekozen voor de benadering van de brekerindex door Battjes omdat deze, in tegenstelling tot de benadering van Miche, gebaseerd is op zowel theorie als praktijk. De maximale golfhoogte wordt: $H_{\max} = 0,8 \cdot h = 8,0 \text{ m}$.

De bijbehorende waterdiepte wordt bepaald op een afstand van 5 maal H_s . De lengte van de drempel is veel korter dan de golflengte zodat verondersteld kan worden dat de drempel voor de constructie geen invloed heeft op de maximale golfhoogte.

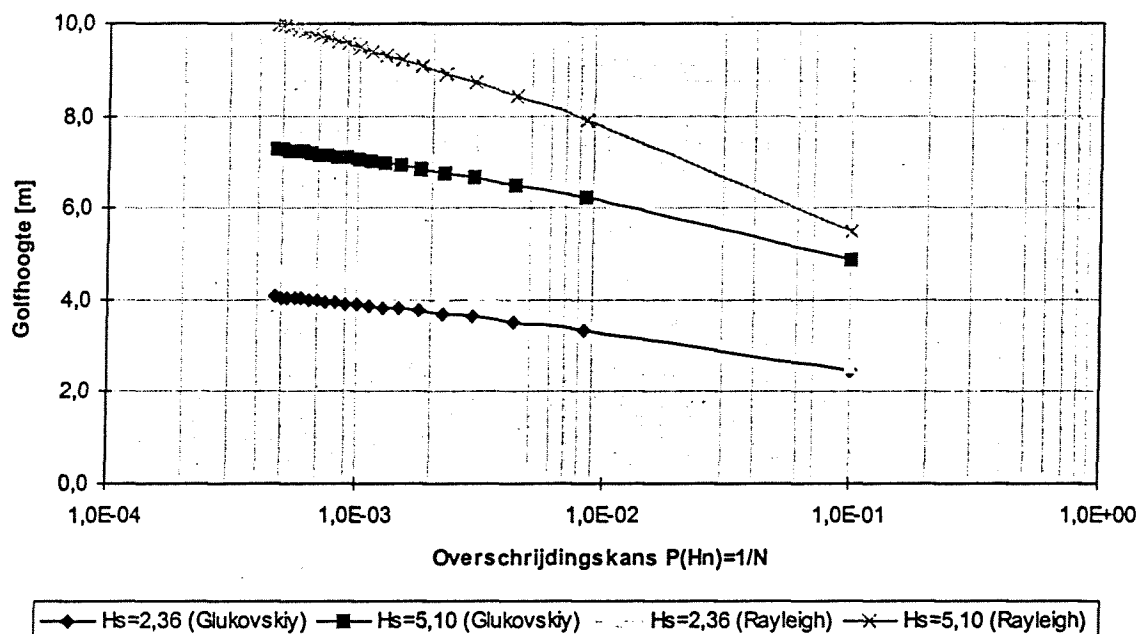
5.4.3.2 Rayleigh en Modified Glukhovskiy verdeling golfwaarneming

Bij de bepaling van de golfdrukken op de constructie met behulp van zowel de lineaire golftheorie als de ontwerpformule van Goda wordt uitgegaan van een theoretische ontwerpgolfhoogte H_d .

In diep water kan de overschrijdingskans van een golfhoogte beschreven worden met een Rayleigh verdeling zodat het mogelijk is de ontwerpgolfhoogten hiermee te benaderen. In ondiep water is dit niet het geval omdat de Rayleigh verdeling geen rekening houdt met ondiep water effecten zoals het breken van golven.

In overleg met Alkyon is gekozen voor benadering met behulp van de Modified Glukhovskiy verdeling [9] omdat in deze verdeling wel rekening gehouden wordt met ondiep water effecten. In bijlage H wordt de Modified Glukhovskiy verdeling nader toegelicht.

De onderstaande figuur (Figuur 5-4) geeft de kansverdeling behorende bij een significante golfhoogte van respectievelijk 2,36m en 5,10m.



Figuur 5-4, Overschrijdingskans golfhoogte volgens Rayleigh en Glukovskiy verdeling.

Voor een significante golfhoogte H_s van 2,36m en een waterdiepte van 10m verschillen de resultaten van beide benaderingen weinig van elkaar.

Benadering van de lage overschrijdingskansen met behulp van de Rayleigh verdeling voor een significante golfhoogte H_s van 5,10m leidt inderdaad tot onmogelijke situaties, een dergelijke golfhoogte kan bij een waterdiepte van 10m niet voorkomen. De Modified Glukovskiy verdeling geeft een beter beeld van de situatie omdat voor lage overschrijdingskansen de golfhoogte tot een limietwaarde neigt te gaan.

Op grond hiervan wordt aangenomen dat de overschrijdingskans van een golfhoogte in deze situatie beschreven moet worden met behulp van de Modified Glukovskiy verdeling.

5.4.3.3 Ontwerpgolfhoogten constructiedelen

De ontwerpgolfhoogte volgens de ontwerpformule van Goda heeft een overschrijdingskans van 0,4%.

Bij de lineaire golftheorie is de ontwerpgolfhoogte gedefinieerd als de hoogst waargenomen golf. Het aantal waargenomen golven is afhankelijk van:

- Nuldoorgangsperiode T_{m01} , de tijdsduur van een enkele golf.
- De stormduur Δt .

De verhouding tussen de significante golfperiode en de nuldoorgangsperiode T_s / T_{m01} is afhankelijk van de vorm van het golfspectrum en varieert tussen de 1,13 en de 1,33 [3]. Wanneer aangenomen wordt dat in dit geval de waarde van 1,23 gehanteerd kan worden, bedraagt bij een $T_s = 12s$ de nuldoorgangsperiode 9,8s.

Bij een aangenomen stormduur Δt van 6 uur en een nuldoorgangsperiode $T_{m01} = 9,8s$ is het aantal golven N per storm gelijk aan 2204. De ontwerpgolfhoogte volgens de lineaire golftheorie heeft daardoor een overschrijdingskans van $1/2204 = 0,045\%$.

Tabel 5-6 geeft voor beide golftheorieën de ontwerpgolfhoogte in meters volgens de Modified Glukovski verdeling. Ter vergelijking zijn de ontwerpgolfhoogten ook met behulp van de Rayleigh verdeling bepaald.

Herhalingstijd	H_s	H_d lineaire golftheorie		H_d ontwerpformule Goda	
		Rayleigh	Glukovski	Rayleigh	Glukovski
1	2,36	4,63	4,08	3,92	3,54
100	5,10	10,01	7,31	8,47	6,54

Tabel 5-6, Ontwerpgolfhoogte golftheorieën volgens Rayleigh en Glukovski verdeling.

Voor $H_s = 5,1\text{m}$ komt de Rayleigh verdeling inderdaad met onmogelijke waarden.

5.4.4 Belasting op de constructie

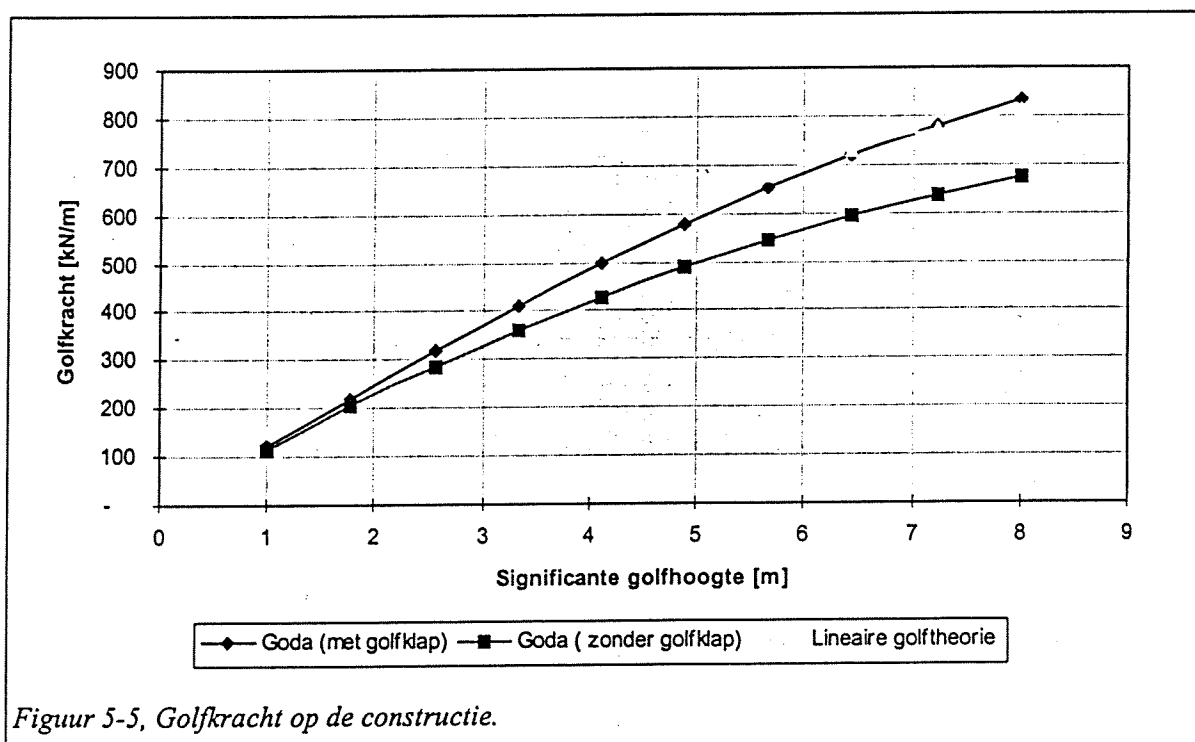
Door integratie van de golfdrukken over de hoogte van de constructie wordt de kracht op de constructie bepaald. De hoogte van de constructie is in het vorige hoofdstuk bepaald. In de onderstaande tabel (Tabel 5-5) worden deze resultaten opnieuw weergegeven.

Waterhoogte voor de constructie [m]	10,5
Kruinhoogte [m]	1,50
Dikte stortstenen drempel [m]	2,00
Hoogte constructie [m]	10,0

Tabel 5-7, Totale hoogte constructie.

Figuur 5-5 geeft de golfbelasting behorende bij een significante golfhoogte berekend volgens zowel de lineaire golftheorie als de formule van Goda weer. Bij de formule van Goda is ook het effect op de belasting van het wel of niet optreden van golfklappen op de constructie bepaald.

Voor het bepalen van de ontwerpgolfhoogte op basis van de significante golf is gebruik gemaakt van de Modified Glukovski verdeling.



Figuur 5-5, Golfkracht op de constructie.

In de figuur valt op dat bij grote significante golfhoogtes de golfkracht berekend volgens de lineaire golftheorie een minder grote toename heeft dan die volgens de formule van Goda. Dit terwijl het verschil tussen de gebruikte ontwerp golfhoogten (Figuur 5-4) in beide methoden niet veel verandert.

Dit komt door de uitgebreidere beschrijving van de constructie bij de formule van Goda dan bij de lineaire golftheorie. Hierdoor krijgen de coëfficiënten van de lineaire golftheorie vroegtijdiger een extreme waarde en neemt de golfdruk alleen maar toe tengevolge van golfhoogte toename.

Voor de verdere berekening van de golfbelasting op de constructie wordt de formule van Goda aangehouden.

5.5 Resumé

In dit hoofdstuk zijn de golfcondities, constructiehoogte en de belasting op de constructie bepaald. Omwille van de onderlinge vergelijking van de alternatieve constructies worden deze drie gegevens bij de nadere uitwerking van deze alternatieven in de volgende hoofdstukken constant gehouden.

Voor de golfdempende constructie zijn drie golfcondities te onderscheiden. Deze golfcondities behoren of bij de bruikbaarheids grenstoestand of bij de uiterste grenstoestand. Omdat vanwege de ontwerpfilosofie een deel van de constructie tijdens de extreme omstandigheden gedemobiliseerd wordt en een deel achterblijft, geldt voor beide delen een andere uiterste grenstoestand. Tabel 5-8 geeft de drie golfcondities van de constructie weer.

	Bruikbaarheids grenstoestand	Uiterste grenstoestand mobiel deel	Uiterste grenstoestand immobiel deel
Kans van optreden	9 dagen/jaar	1/jaar	1/100 jaar
Significante golfhoogte H_s [m]	2,15	2,36	5,10
Significante golfperiode T_s [s]	8,3	12	12
Golfrichting [°N]	varieert	195	180

Tabel 5-8, Drie golfcondities van de constructie.

De hoogte van de constructie wordt bepaald door de maximale waterhoogte voor de constructie en de benodigde kruinhoogte van de constructie minus de dikte van de stortstenen drempel. In het hoofdstuk zijn hiervoor de volgende waarden bepaald.

- De maximale waterhoogte voor de constructie bedraagt 10,5m.
- De benodigde kruinhoogte tijdens golfcondities behorende bij de bruikbaarheids grenstoestand bedraagt 1,5 +SMP.
- De dikte van de stortstenen drempel wordt bepaald door de bovenste elementen die stabiel moeten blijven liggen zodat erosie voorkomen wordt, de dikte die nodig is om tot een gelijkmatige belasting van de ondergrond te komen en de filteropbouw om wateroverspanning in de ondergrond te voorkomen. De drempel heeft een hoogte van 2,0m.

De hoogte van de constructie bedraagt hierdoor 10,0m. De kruinhoogte van de constructie ligt op +2,0m SMP.

De golfbelasting op de constructie kan met zowel de lineaire golftheorie als met de formule van Goda bepaald worden. Omdat de constructie door de formule van Goda beter wordt beschreven, wordt de golfbelasting met deze formule bepaald. De hierbij te gebruiken ontwerp golfhoogte heeft volgens Goda een overschrijdingskans van 0,4%. Deze ontwerp golfhoogte is op basis van de significante golfhoogte van de uiterste grenstoestand te bepalen. Deze bepaling gebeurt aan de hand van een kansverdeling waarvan aangenomen wordt dat deze de golfwaarneming goed beschrijft. Uitgegaan wordt van de Modified Glukovskiy verdeling omdat deze verdeling rekening houdt met ondiep water effecten. Deze ondiep water effecten zijn onder geen beding te verwaarlozen omdat hierdoor de maximaal optredende golfhoogte gelimiteerd is.

6. Nulalternatief, caisson constructie

6.1 Inleiding

Het alternatief caisson is het eerst beschouwde alternatief en vormt het nulalternatief, de basis van de vergelijking van de alternatieven. In dit hoofdstuk worden aan de hand van de benodigde afmetingen en de bouwmethode de kosten van dit alternatief bepaald.

Omdat in hoofdstuk 5 reeds de locatie, waterdiepte, lengte en hoogte van de constructie bepaald zijn en deze gegevens bij alle alternatieven constant blijven, ligt de nadruk op het bepalen van de afmetingen van de dwarsdoorsnede.

De bepaling van de afmetingen van de dwarsdoorsnede vindt plaats aan de hand van stabiliteit bedreigende bezwijkmechanismen die optreden onder invloed van de, reeds vastgestelde, golfbelasting op de constructie.

De op de constructie werkende golfbelasting is voor de hele constructie hetzelfde omdat het nulalternatief niet, zoals de andere alternatieven die wel volgens de nieuwe ontwerp-filosofie ontworpen worden, verdeeld is in een mobiel en een immobiel deel. De hele constructie is immobiel en moet tengevolge daarvan als één constructie de golfcondities behorende bij een herhalingsjijd van 100 jaar overleven.

6.2 Constructiebreedte

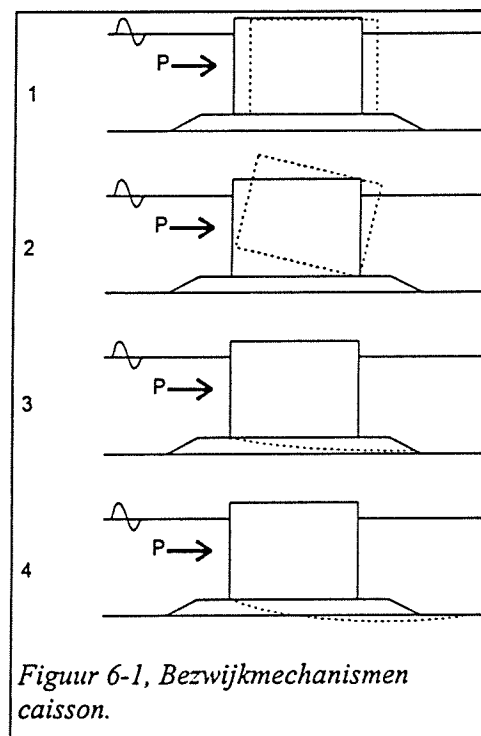
6.2.1 Bezwijkmechanismen caisson

De breedte van de constructie wordt bepaald door het mechanisme waarop de constructie bezwijkt. De vier belangrijkste bezwijkmechanismen van een caisson die in de literatuur genoemd worden zijn:

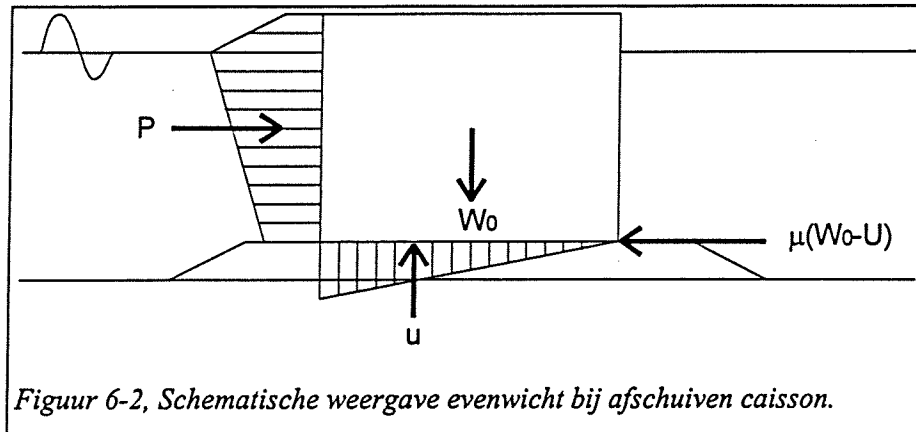
1. Afschuiven van het caisson over de stortstenen drempel.
2. Kantelen van het caisson.
3. Afschuiven van de stortstenen drempel onder de constructie.
4. Bezwijken van de ondergrond onder de constructie.

Figuur 6-1 geeft een schematische weergave van deze vier bezwijkmechanismen.

Hierbij wordt ervan uitgegaan dat voor de constructie een goed gedimensioneerde bodembescherming en onder de constructie een goede filterconstructie aanwezig is zodat ondermijning van de constructie door erosie niet kan plaatsvinden.



Afschuiven van het caisson over de stortstenen drempel vindt plaats wanneer de maximale wrijvingskracht tussen de onderkant van het caisson en de drempel door de horizontale belasting overschreden wordt. Figuur 6-2 geeft de schematisatie van de op het caisson werkende krachten bij de bepaling van stabiliteit tegen afschuiven.



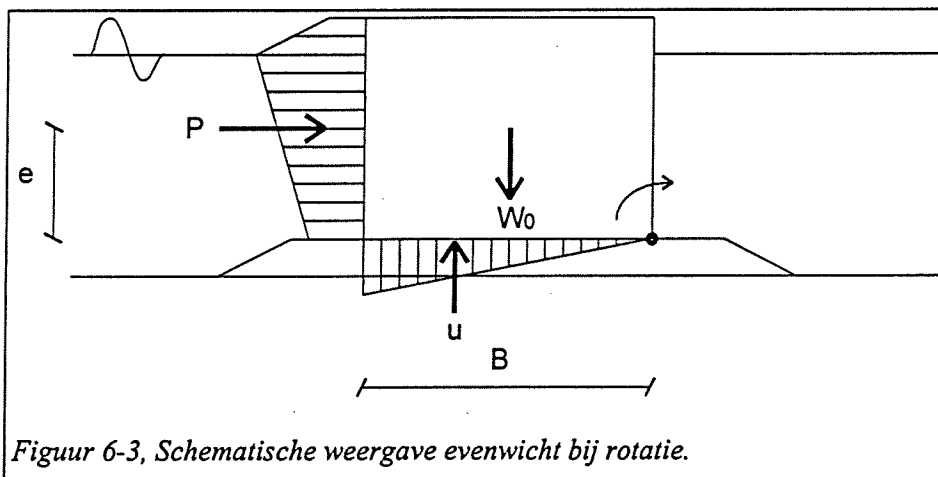
De stabiliteit vereist dat de volgende relatie geldt:

$$P \leq \mu \cdot (W - U)$$

Waarin μ de wrijvingscoëfficiënt tussen caisson en de stortsteen is.

Kantelen van het caisson vindt plaats wanneer er geen momentenevenwicht is. Bij beschouwing van het evenwicht wordt het moment om de hiel van het caisson genomen.

Figuur 6-3 geeft een schematische weergave van het bij rotatie horende evenwicht.



Het aandrijvend moment bedraagt:

$$M_{aandrijvend} = P \cdot e + \frac{2}{3} \cdot U \cdot B = M_p + M_u$$

en het terugdrijvende moment bedraagt:

$$M_{terugdrijvend} = W \cdot \frac{1}{2} \cdot B = M_w$$

Stabiliteit vereist de volgende relatie:

$$M_p + M_u = M_w$$

Bezwijken door roteren is echter niet maatgevend omdat de constructie dan al lang is afgeschoven. De verdraaiing die optreedt, wordt veroorzaakt door instabiliteit van de ondergrond. Door de excentrische belasting van het funderingsvlak kan de ondergrond afschuiven waardoor het caisson gaat kantelen.

Het afschuiven de stortstenen drempel onder de constructie vindt plaats wanneer de contactspanning tussen de constructie en de drempel tengevolge van de belasting de toelaatbare spanning in de drempel overschrijdt. De toelaatbare spanning in de drempel is afhankelijk van de onderlinge wrijving tussen de stortstenen en kan benadert worden met behulp van de formule van Brinch Hansen [10]. De formule luidt als volgt:

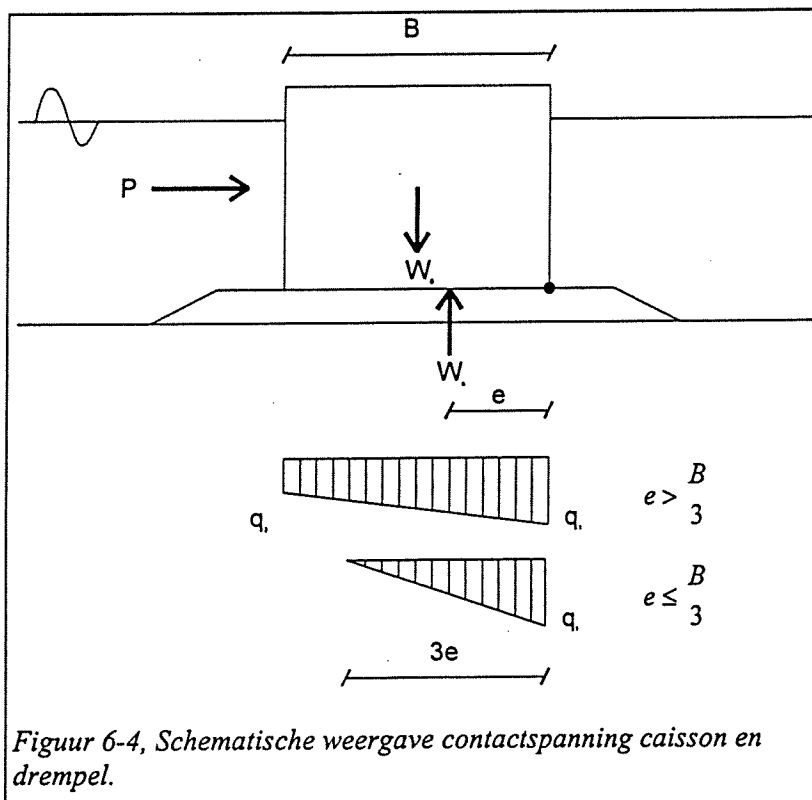
$$p_{\text{toelaatbaar}} = s_c i_c N_c c + s_q i_q N_q q + s_\gamma i_\gamma N_\gamma \frac{1}{2} \gamma B_e$$

Waarin:

c	cohesie van het materiaal
q	bovenbelasting
γ	volumegewicht van het materiaal
i_c, i_q, i_γ	factoren voor de belastingrichting
B_e	effectieve breedte van de belaste strook
N_c, N_q, N_γ	dimensieloze constanten

In bijlage I wordt nader op de formule van Brinch Hansen ingegaan.

De verdeling van de contactspanning in de drempel tengevolge van de belasting wordt driehoek- of trapeziumvormig geschematiseerd (Figuur 6-4) waardoor deze spanning als volgt gedefinieerd is [7]:



Figuur 6-4, Schematische weergave contactspanning caisson en drempel.

$$\begin{cases} q_1 = \frac{2 \cdot W_e}{B} \cdot \left(2 - \frac{3 \cdot e}{B}\right) \\ q_2 = \frac{3 \cdot W_e}{B} \cdot \left(\frac{2 \cdot e}{B} - 1\right) \end{cases} \quad \text{voor } e > \frac{B}{3}$$

$$\begin{cases} q_1 = \frac{2 \cdot W_e}{3 \cdot e} \\ q_2 = 0 \end{cases} \quad \text{voor } e \leq \frac{B}{3}$$

Waarin:

$$W_e = W - U$$

$$M_e = W \cdot \frac{B}{2} - M_u - M_p$$

$$e = \frac{M_e}{W_e}$$

Stabiliteit vereist dat de maximaal optredende contactspanning de toelaatbare spanning in de drempel niet overschrijdt.

Bezwijken van de ondergrond onder de constructie vindt op dezelfde manier plaats als bezwijken van de stortstenen drempel. Hierbij moet rekening gehouden worden met verspreiding van de druk door de fundering. Het gewicht van de stortsteen verhoogt de belasting op de ondergrond.

6.2.2 Alternatieve caisson constructies

Het soortelijk gewicht van de constructie is een belangrijke variabele bij het bepalen van de breedte van de constructie en wordt voor een deel gevormd door het type ballast dat na plaatsen van de constructie toegepast wordt.

Een hoog soortelijk gewicht resulteert in de twee volgende tegenstrijdigheden:

- een hoge verticale belasting die weer resulteert in een hoge wrijvingskracht tussen het caisson en de drempel. De breedte van het caisson kan hierdoor beperkt worden.
- een hoge optredende druk in de stortstenen drempel of in de ondergrond onder de constructie. Om de druk beter te verspreiden moet of de breedte van de constructie vergroot worden of de dikte van de drempel vergroot worden.

De volgende alternatieven zijn beschouwd om de invloed van het type ballast te bepalen:

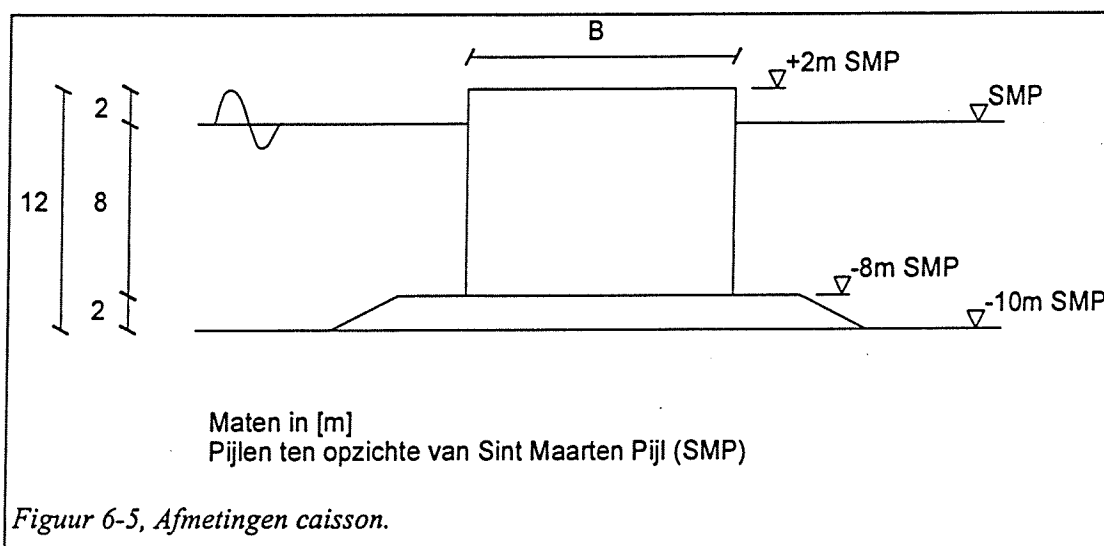
- Ballasten met zand. Door gaten in de bovenkant van het caisson is het zand nat en heeft het een soortelijk gewicht γ_{ballast} van ongeveer 20 kN/m³.
- Ballasten met zand vermengd met ijzererts. Wanneer 10% ijzererts toegevoegd ($\gamma = 78$ kN/m³) wordt resulteert dit in een γ_{ballast} van 25,6 kN/m³.
- Ballasten met hetzelfde materiaal als alternatief B, de dikte van de drempel wordt vergroot. De fundering wordt in de diepte uitgebreid om de aanlegdiepte gelijk te houden waardoor het met zwaardere elementen uitvoeren overbodig is.

6.2.3 Resultaten

De bezwijkmechanismen zijn in een mathcad programma geïmplementeerd met als doel de minimale constructiebreedte te bepalen waarbij bezwijken niet meer optreedt. Dit programma is in bijlage J gegeven.

Bij de berekeningen is van het volgende uitgegaan:

- De hoogte afmetingen van de constructie zijn zoals in de onderstaande figuur weergegeven.
- Het percentage holle ruimte in het caisson bedraagt 25%.
- De op de constructie werkende belastingen horen bij de golfcondities met een herhalingsjijd van 100 jaar.
- De drempel bestaat uit stortsteen met een hoek van inwendige wrijving $\phi = 38^\circ$ en een droog soortelijk gewicht van 18 kN/m^3 .
- De ondergrond is volledig van grondtype 1 (zie programma van eisen). Hierdoor is de hoek van inwendige wrijving $\phi = 29^\circ$ en het droog soortelijk gewicht 14 kN/m^3 .
- De veiligheid tegen bezwijken bedraagt bij alle bezwijkmechanismen van 1,2 [-].



Tabel 6-1 geeft per alternatief de breedte weer die minimaal nodig is om bezwijken volgens een mechanisme te voorkomen. Het maximum van deze breedtes is de minimaal benodigde breedte van de constructie.

Constructie	Alternatief A	Alternatief B	Alternatief C
Dikte fundering [m]	2,0	2,0	3,5
γ_{ballast} [kN/m^3]	20	25,6	25,6
Bezwijk mechanisme	Breedte [m]	Breedte [m]	Breedte [m]
1 Afschuiven	23,2	16,1	16,1
2 Kantelen	13,1	10,5	10,5
3 Afschuiven drempel	19,1	14,3	14,3
4 Bezwijken ondergrond	24,0	18,2	15,3
Minimale breedte [m]	24,0	18,2	16,1

Tabel 6-1, Benodigde minimale breedte volgens de 4 bezwijkmechanismen.

Bij alternatieven A en B is het bezwijken van de ondergrond het maatgevende mechanisme. Opvallend is dat bij het toenemen van het constructiegewicht, de benodigde breedte om de belasting over te spreiden afneemt. Het draagvermogen van zowel de drempel als de ondergrond neemt toe naarmate de bovenbelasting stijgt. De zwaardere constructie drukt de korrels meer op elkaar waardoor afschuiven minder makkelijk gaat. De richtingsfactoren i_x , i_y en i_z in de formule van Brinch Hansen verdisconteren dit rekenkundig.

Bij alternatief C is het bezwijken door afschuiven van de constructie over de drempel maatgevend.

Gekozen is voor alternatief C. Dit is alleen mogelijk wanneer ervan uit gegaan wordt dat de kosten van de baggerwerkzaamheden en de materiaalkosten van het ijzererts niet opwegen tegen de kosten die met het breder uitvoeren van het caisson gepaard gaan.

6.3 Overleven

De volledige golfdempende constructie is gedimensioneerd op golfcondities behorende bij een uiterste grenstoestand met een herhalingsdij van 100 jaar waardoor er geen extra maatregelen genomen hoeven te worden om deze golfcondities te overleven.

6.4 Uiteindelijk ontwerp

Het uiteindelijke ontwerp van de golfdempende constructie op basis van caissons voor het reduceren van downtime tengevolge van golven ter plaatse van de steiger voor cruiseschepen op St. Maarten is als onderstaand.

De locatie van de constructie is ten zuiden van de steiger, ter plaatse van de 10m dieptecontour. Om voldoende reductie te bewerkstelligen moet de constructie een lengte van 150m hebben. Op grond van de manoeuvreerbaarheid in de haven is gekozen de constructie tegen de bestaande A.C. Wathey Pier te plaatsen.

De caissons worden geplaatst op een stortstenen drempel die verdiept is aangelegd. De stortstenen drempel is 3,5m dik en begint op een niveau -11,5m SMP (SMP = gemiddeld zee niveau). De drempel bestaat uit een geokunststof dat op de bodem ligt. Hierop ligt een laag stortsteen uit de gewichtsklasse 10-60kg. De primary armour layer (de buitenste laag) bestaat uit stortsteen uit de gewichtsklasse van 300-1000kg. Om erosie tengevolge van de staande golven voor de constructie tegen te gaan wordt de stortsteen uit de gewichtsklasse 10-60kg tot 50m voor de constructie doorgetrokken. Daarnaast wordt een berm van 7,5m voor de constructie aangebracht met daarop 6 tons blokken. Het talud van de berm heeft een helling van 1:3.

Het caisson heeft een hoogte van 10m, waardoor de kruinhoogte van de constructie op een niveau +2,0m SMP ligt. De breedte van het caisson bedraagt 16,1m en is geballast met nat zand dat vermengd is met 10% ijzererts. De lengte van het caisson bedraagt 25m. Het caisson is in de breedte onderverdeeld in 3 compartimenten. De toegepaste diktes van de vloer, buiten-, binnenwand en dek zijn respectievelijk 0,6m, 0,5m, 0,3m, en 0,4m. In de lengte is het caisson onderverdeeld in 5 compartimenten.

7. Alternatief I, speciale onderbouw

7.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden aan de hand van de benodigde afmetingen en de bouwmethode de kosten van het alternatief “speciale onderbouw” bepaald.

In hoofdstuk 5 zijn reeds de locatie, waterdiepte, lengte en de hoogte van de constructie bepaald. Omdat deze gegevens bij alle alternatieven constant blijven, ligt de nadruk op het bepalen van de afmetingen van de dwarsdoorsnede.

De bepaling van de afmetingen van de dwarsdoorsnede vindt plaats aan de hand van stabiliteit bedreigende bezwijkmechanismen die optreden onder invloed van de, reeds vastgestelde, golfbelasting op de constructie.

De constructie is conform de ontwerp-filosofie onderverdeeld in twee constructiedelen.

- De bovenbouw. Dit is het mobiele deel van de constructie dat tijdens de ontwerpcondities met een herhalingsdij van 1 jaar gedemobiliseerd en op een veilige locatie opgeslagen is. Deze mobilisatie moet zo snel en eenvoudig mogelijk uitgevoerd kunnen worden. Daarom is gekozen voor een caisson. Een caisson kan zo ontworpen worden dat de eigenschappen met betrekking tot drijven goed zijn.
- De onderbouw. Dit is het immobiele deel van de constructie dat tijdens de ontwerpcondities met een herhalingsdij van 1 jaar achterblijft en ontwerpcondities met een herhalingsdij van 100 jaar overleven moet. De onderbouw verleent de bovenbouw stabiliteit tijdens normale omstandigheden omdat het ontwerp van de bovenbouw de nadruk op het creëren van goede drijfbaarheids-eigenschappen ligt in plaats van stabiliteit.

Beide constructiedelen zijn tijdens normale omstandigheden aan elkaar verbonden met behulp van een koppeling. Deze koppeling kan losgemaakt worden zodat het mobiele deel gedemobiliseerd kan worden.

7.2 Constructiebreedte bepalende mechanismen mobiel deel

7.2.1 Inleiding

De constructiebreedte van de bovenbouw wordt bepaald door het gedrag in drijvende toestand. Hierbij zijn de volgende aspecten van belang:

- Keel clearance constructie.
- Stabiliteit tijdens drijven.

7.2.2 Keel clearance constructie

Om te voorkomen dat de constructie tijdens transport in contact komt met de bodem moet een bepaalde hoeveelheid keel clearance, speling tussen de bodem en de onderkant van de constructie, aangehouden worden.

Het niveau tot waar de constructie zinkt wordt de diepgang genoemd. De diepgang van de constructie volgt uit het evenwicht tussen het gewicht van de constructie en de opwaarts gerichte kracht tengevolge van de waterverplaatsing. De diepgang kan als volgt worden bepaald:

$$d_{\text{constructie}} = \frac{W}{V \cdot \gamma_{\text{water}}}$$

Waarin:

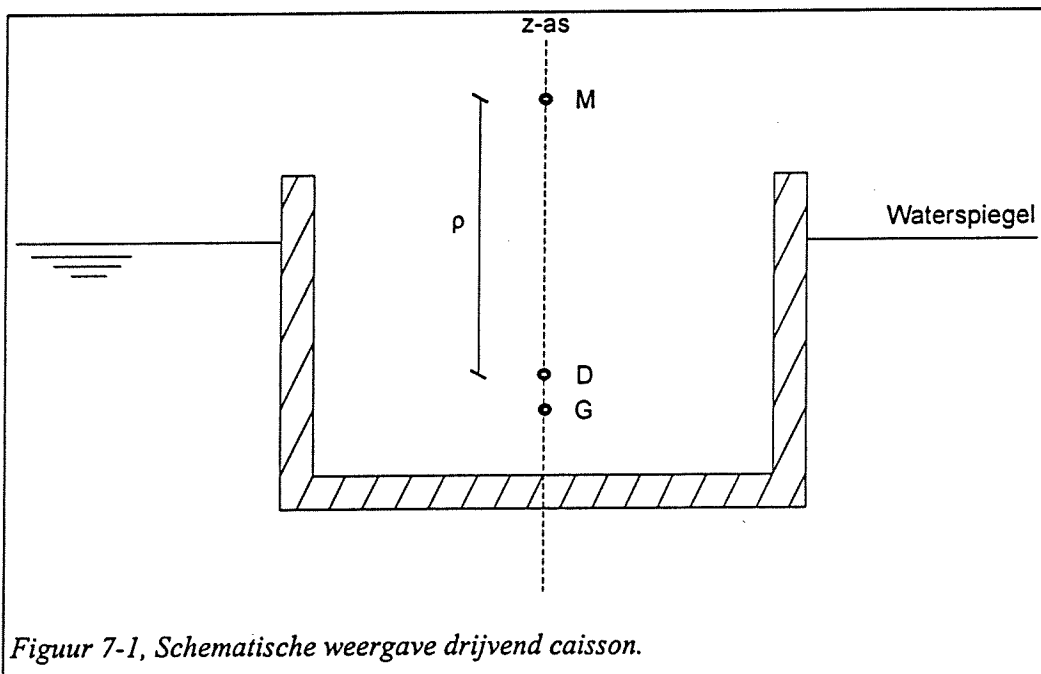
W	gewicht van de constructie
V	waterversplaatsing van de constructie
γ_{water}	volume gewicht water

7.2.3 Stabiliteit tijdens drijven

De eigenschap van een drijvend object om krachten te weerstaan die omslaan tot gevolg zouden hebben wordt de stabiliteit tijdens drijven genoemd. Bij de beoordeling van de stabiliteit spelen drie punten een rol. Deze zijn:

1. Drukingspunt, het massazwaartepunt van het verplaatste water.
2. Gewichtspunt, het massazwaartepunt van het caisson.
3. Metacentrum, het snijpunt van de opdrijvende kracht bij een hoekverdraaiing met de symmetrie-as.

De onderstaande figuur (Figuur 7-1) geeft de schematisering van een drijvend caisson met daarin de drie punten waarop de stabiliteit wordt beoordeeld weer.



Figuur 7-1, Schematische weergave drijvend caisson.

Voor stabiliteit moet het metacentrum boven het drukingspunt liggen. De afstand tussen beide punten wordt metacentrumhoogte ρ genoemd. De metacentrumhoogte is als volgt te bepalen:

$$\rho = \frac{I}{V}$$

Waarin:

I traagheidsmoment van het waterdoorsnijdend oppervlak
V waterverplaatsing van de constructie

Voor een caisson geldt:

$$\rho = \frac{\frac{1}{12} \cdot l \cdot b^3}{l \cdot b \cdot d_{\text{constructie}}} = \frac{b^2}{12 \cdot d_{\text{constructie}}}$$

De stabiliteit van een drijvende constructie is gedefinieerd als de afstand tussen het metacentrum en het gewichtspunt.

Wanneer de stabiliteit onvoldoende is kunnen extra voorzieningen getroffen worden of kan het ontwerp aangepast worden. Mogelijke extra voorzieningen zijn:

- Toepassen van stabiliteitspontons waardoor het traagheidsmoment toeneemt.
- Koppelen van caissons waardoor het traagheidsmoment toeneemt.
- Tijdens het transport ballast aanbrengen waardoor het gewichtspunt lager komt te liggen. Nadelig aan deze aanpassing is dat hierdoor de constructie zwaarder wordt, het drukingspunt hoger komt te liggen en dus de metacentrumhoogte kleiner wordt. Het andere effect overheerst waardoor de stabiliteit toeneemt.

Ontwerp aanpassingen zijn:

- Verbreden van het element waardoor het traagheidsmoment toeneemt.
- Verzwaren van de vloer waardoor het gewichtspunt lager komt te liggen.

Aanpassingen aan het ontwerp hebben de voorkeur boven het toepassen van extra voorzieningen.

7.2.4 Resultaten

Vanwege de onderlinge afhankelijkheid van beide relaties, de stabiliteit en diepgang, is een mathcad programma opgesteld om de minimaal benodigde breedte van de drijvende bovenbouwconstructie te bepalen. Dit programma is in de bijlage weergegeven.

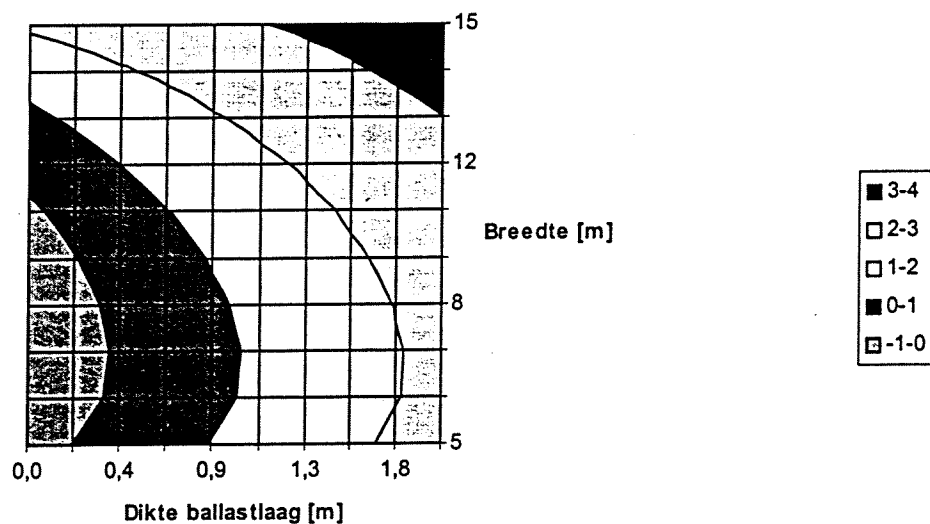
Bij deze bepaling is van de volgende uitgegaan:

- Hoogte afmetingen zoals in de onderstaande figuur weergegeven.
- Minimale keel clearance van 1,0m.
- Afstand tussen het metacentrum en het gewichtspunt bedraagt minimaal 1,0m [6].
- Vergroting van het constructiegewicht gebeurt door het toevoegen van ballast in de vorm van een betonlaag over de bodem van het caisson.

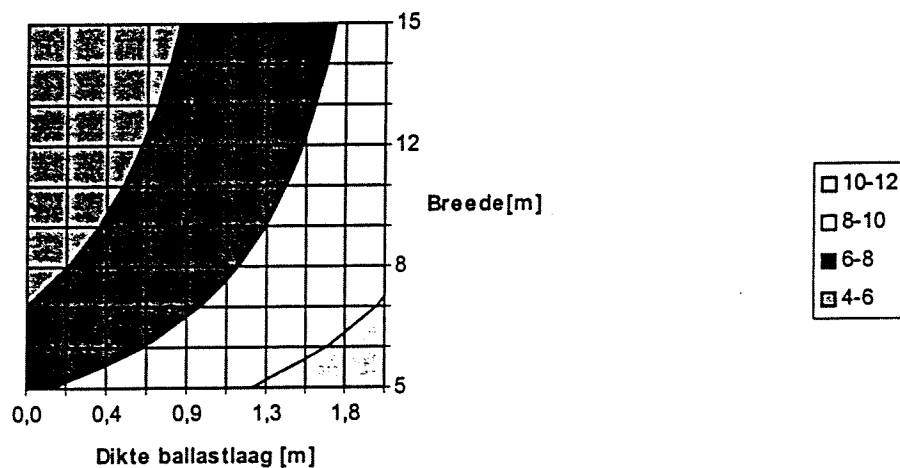
De onderstaande figuren (Figuur 7-2 en Figuur 7-3) zijn het resultaat van de berekening en representeren de onderlinge afstand tussen het metacentrum en het gewichtspunt en de diepgang bij een drijvend caisson. Tabel 7-1 geeft de gebruikte schematisatie van de doorsnede van het caisson weer.

Hoogte [m]	9,0
Gemiddelde wanddikte [m]	0,45
Aantal compartimenten	2
Soortelijk gewicht ballast [kN/m ³]	25,0

Tabel 7-1, Schematisatie doorsnede drijvend caisson.



Figuur 7-2, Invloed ballast en breedte op afstand metacentrum en gewichtspunt drijvend caisson.



Figuur 7-3, Invloed ballast en breedte op diepgang drijvend caisson.

Uit de berekening volgt dat bij een minimale afstand tussen het metacentrum en het gewichtspunt van 1,0 en een maximale diepgang van 5,5m³ een caissonbreedte van 12m en een ballastlaagdikte van 0,4m nodig zijn.

7.3 Constructiebreedte bepalende mechanismen immobiel deel

7.3.1 Benodigde breedte voor 1 jaars golfcondities

De totale constructie, mobiel en immobiel deel, wordt aan de uiterste grenstoestand golfcondities met een herhalingstijd van 1 jaar blootgesteld. De stabiliteit van de constructie gedurende deze situatie is maatgevend voor de minimale breedte van de constructie.

³ Waterdiepte - drempelhoogte - geschatte hoogte immobiel deel - keel clearance = 10 - 2 - 1,5 - 1 = 5,5m

De vier belangrijkste bezwijkmechanismen die de stabiliteit van de constructie bepalen zijn:

1. Afschuiven van het caisson over de fundering.
2. Kantelen van het caisson.
3. Afschuiven van de stortstenen fundering onder de constructie.
4. Bezwijken van de ondergrond onder de constructie.

Tabel 7-2 geeft de minimaal benodigde breedte die nodig is bezwijken volgens een mechanisme te voorkomen. De waarden zijn bepaald met het mathcad programma "De Vier Bezwijkmechanismen" dat in bijlage J is gegeven.

Bezwijk mechanisme	Breedte [m]
1 Afschuiven	7,1
2 Kantelen	7,0
3 Afschuiven fundering	7,2
4 Bezwijken ondergrond	6,8
Minimale breedte [m]	7,2

Tabel 7-2, Benodigde minimale breedte volgens de 4 bezwijkmechanismen.

Hieruit volgt dat de minimale breedte om de constructie niet eerder dan bij het optreden van de uiterste grenstoestand golfcondities te laten bezwijken 7,2m bedraagt.

7.3.2 Benodigde breedte voor 100 jaars golfcondities

Het immobiele deel van de constructie, de onderbouw, wordt aan de uiterste grenstoestand golfcondities met een herhalingsijd van 100 jaar blootgesteld.

Wanneer deze golfcondities zich voordoen is het mobiele deel reeds gedemobiliseerd waardoor het gewicht van de constructie veel lager is. De constructie is bovendien volledig ondergedompeld zodat de soortelijke massa ook gereduceerd is.

De grootte van de wrijvingskracht die tussen de stortstenen drempel en de constructie opgebouwd moet worden is, volgens de onderstaande vergelijking, van de verticale kracht op de drempel afhankelijk. Afschuiven van de constructie over de stortstenen drempel is daarom het maatgevende bezwijkmechanisme voor het immobiele deel.

$$P \leq \mu \cdot (W_0 - U)$$

Waarin:

P	golfbelasting op de constructie
μ	wrijvingscoëfficiënt tussen caisson en fundering
W_0	gewicht van de constructie in stil water
U	kracht tengevolge van golfbelasting onder de constructie

Vanwege de demobilisatie van een het mobiele deel neemt de belasting op de constructie af. Dit blijkt uit het volgende:

- Het aan de golfbelasting blootgestelde oppervlak wordt kleiner.
- De transmissie over de constructie neemt toe, de transmissiecoëfficiënt stijgt van 0,2 naar ongeveer 0,75. De reflectie van golven tegen de constructie neemt navenant af, waardoor de optredende golfhoogte voor de constructie daalt. Het dalen van de golfhoogte resulteert in een verlaging van de golfdruk op de constructie.

De formule van Goda is niet toepasbaar voor ondergedompelde constructies omdat er geen sprake meer is van een verticale wandconstructie. Echter, bij gebrek aan andere rekenmodellen die wel toepasbaar zijn, wordt de op de constructie werkende golfkracht bepaald aan de hand van de formule van Goda. Hierbij zijn de volgende aannamen gemaakt:

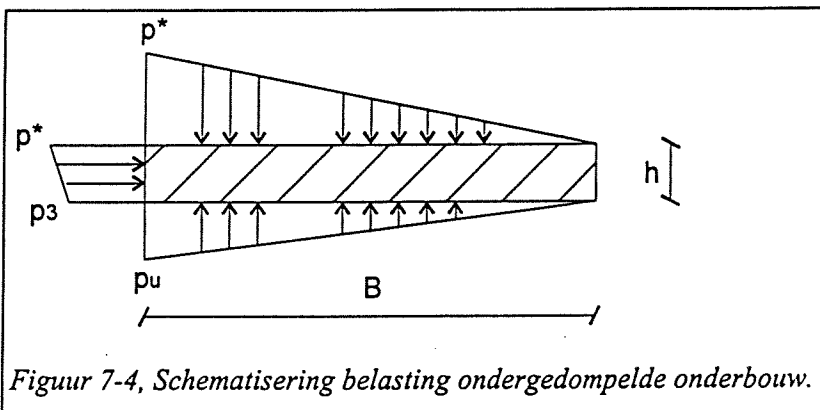
- Golfklappen op de constructie kunnen niet plaatsvinden waardoor geldt: $\alpha^* = \alpha_2$ in de formule van Goda (zie bijlage).
- De ontwerpgolfhoogte is de maximale golfhoogte die bovenop de constructie kan voorkomen.
 $H_d = H_{\max} = 0,8 \cdot (\text{waterdiepte} - \text{constructieniveau immobiel deel boven de bodem}).$
 $H_d = 0,8 \cdot (10\text{m} - 4,5\text{m}) = 4,4\text{m}.$

Deze aannamen resulteren in een overschatting van de werkelijk optredende golfbelasting.

Aan de hand van de golfbelasting is het mogelijk de afmetingen van de onderbouw te bepalen. Hiervoor is de onderstaande schematisering van de constructie gemaakt. Voor evenwicht geldt:

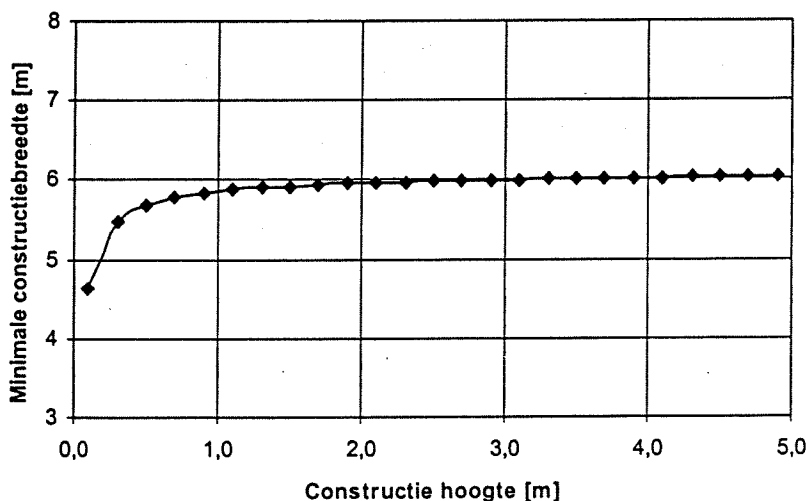
$$\frac{\mu \cdot \left(-\frac{1}{2} \cdot p_u + h \cdot \gamma_b + \frac{1}{2} \cdot p_3 \right)}{P} \geq SF$$

Waarin voor de veiligheidsfactor (SF) een waarde van 1,2 is aangehouden.



Figuur 7-4, Schematisering belasting ondergedompelde onderbouw.

In de onderstaande figuur (Figuur 7-5) is de bij een veiligheidsfactor van 1,2 benodigde constructiebreedte uitgezet. Hieruit valt op te maken dat vanaf een breedte van 6,5m de constructie, ongeacht de hoogte, niet meer afschuiven kan.



Figuur 7-5, Invloed hoogte op minimale breedte ondergedompeld immobiel constructiedeel.

7.4 Overleven

Overleven door de golfdempende constructie gebeurt door het veilig stellen van de bovenbouw, het mobiele deel van de constructie in de vorm van een caisson. Dit gebeurt door middel van demobilisatie van dit constructiedeel. Demobilisatie moet plaatsvinden wanneer de golfcondities behorende bij een herhalingstijd van 1 jaar overschreden dreigen te gaan worden.

Het mobiele deel is uitgerust met een systeem dat het mogelijk maakt de zandballast uit het caisson te spoelen, zoals dat in een beun van een hopperzuiger gebeurt. Hiertoe moet door het caisson een persleiding voor het jetwater lopen. Ook moeten in de buitenwanden spoelluiken aangebracht worden. Dit zijn uitsparingen in de wand die aan de buitenkant met stalen schuiven zijn afgesloten.

Voor demobilisatie moeten de volgende handelingen afgewikkeld worden:

- Aansluiten externe waterpomp op het spoelsysteem van het caisson en het openen van de spoelluiken door duikers.
- Leeg spoelen caisson waardoor de zandballast vervangen wordt door waterballast.
- Sluiten spoelluiken door duikers.
- Wegpompen waterballast waardoor het caisson in drijvende toestand komt.
- Vervoeren naar een veilige lokatie met behulp van 2 sleepboten.
- Afzinken caisson op de veilige lokatie door middel van ballasten met water.

Voor mobilisatie moeten de volgende handelingen afgewikkeld worden:

- Inspectie van het caisson en de onderbouw door duikers.
- Wegpompen waterballast waardoor het caisson in drijvende toestand komt.
- Vervoeren naar de onderbouw met behulp van 2 sleepboten.
- Ballasten met water waardoor het caisson op de onderbouw komt te rusten. Hierbij verlenen de 2 sleepboten assistentie bij de plaatsing.
- Aanbrengen zandballast met behulp van drijvend materieel.

7.5 Koppeling tussen mobiel en immobiel deel

De afmetingen van de koppeling worden door twee aspecten bepaald. Deze aspecten zijn:

- Met behulp van de koppeling moet de belasting op de onderbouw overgedragen worden. De belasting resulteren in afschuiven en roteren van de constructie. Afschuiven van de constructie is maatgevend voor de stabiliteit (zie bovenbouw). Afschuiven van de koppeling over de onderbouw is maatgevend voor de dimensies.
- Het proces van het aanbrengen van een koppeling tussen boven- en onderbouw. De bovenbouw wordt drijvend boven de onderbouw gebracht en vervolgens geballast waardoor de koppeling plaatsvindt. De nauwkeurigheid van dit proces is beperkt.

Het proces van het aanbrengen van de koppeling wordt maatgevend verondersteld. Het volgende omtrent de benodigde afmetingen en elementen voor het aanbrengen van de koppeling wordt aangenomen:

- De benodigde hoogte koppeling voor het onder water vinden van de onderbouw bedraagt 0,5m. Door het afvlakken van de zijkanen schuift het caisson eenvoudiger over de koppeling heen en wordt de koppeling zelfplaatsend.
- Een betere plaatsing van het caisson op de koppeling vindt plaats wanneer het caisson is uitgerust met skirts.
- Om te voorkomen dat het beton van de koppeling bezwijkt op dwarskracht bedraagt de benodigde breedte 2,5m.
- Door toepassing van rubber profielen rondom de koppeling is het niet mogelijk dat de waterdruk tussen de bovenbouw en de onderbouw komt. Hierdoor kan de waterdruk de constructie niet scheiden.

7.6 Uiteindelijk ontwerp

Het uiteindelijk ontwerp van de golfdempende constructie bestaat uit een verplaatsbaar caisson en een immobiele onderbouw die het caisson stabiliteit verleent. De constructie reduceert downtime tengevolge van golven ter plaatse van de steiger voor cruiseschepen op St. Maarten.

De locatie van de constructie is ten zuiden van de steiger, ter plaatse van de 10m dieptecontour. Om voldoende reductie te bewerkstelligen moet de constructie een lengte van 150m hebben. Op grond van de manoeuvreerbaarheid in de haven is gekozen de constructie tegen de bestaande A.C. Wathey Pier te plaatsen.

De constructie wordt geplaatst op een stortstenen drempel. De stortstenen drempel is 2,0m dik en wordt op de bodem aangelegd, op een niveau -10m SMP. De drempel bestaat uit een geokunststof dat op de bodem ligt. Hierop ligt een laag stortsteen uit de gewichtsklasse 10-60kg. De primary armour layer (de buitenste laag) bestaat uit stortsteen uit de gewichtsklasse van 300-1000kg. Om erosie tengevolge van de staande golven voor de constructie tegen te gaan wordt de stortsteen uit de gewichtsklasse 10-60kg tot 30m voor de constructie doorgetrokken. Daarnaast wordt een berm van 7,5m voor de constructie aangebracht met daarop 6 tons blokken. Het talud van de berm heeft een helling van 1:3.

Het immobiele deel van de constructie heeft een hoogte van 1,0m, een breedte van 12m en biedt plaats aan de koppeling waarmee beide constructiedelen, mobiel en immobiel, samengevoegd worden.

Deze koppeling heeft een hoogte van 0,5m en een breedte van 4,0m die richting de bovenkant tot 3,0m reduceert. Hierdoor is de koppeling zelfzoekend wat resulteert in het eenvoudiger plaatsen van het caisson. Rubber afdichtingsprofielen zorgen ervoor dat wanneer het caisson geplaatst is de verbinding waterdicht is en de golfbelasting niet in staat is het caisson op te lichten.

Het caisson, het mobiele deel van de constructie, heeft een breedte van 12m. Deze breedte is nodig om de constructie stabiel te laten drijven en het mogelijk te maken de diepgang dusdanig te reduceren dat het van de koppeling licht mogelijk is. De hoogte van het caisson is 9,0m waardoor de kruinhoogte van de constructie op een niveau +2,0m SMP ligt. In de breedte is het caisson onderverdeeld in 2 compartimenten, in de lengte in 5. Het caisson heeft een verhoging in de bodem waarin de koppeling grijpt. De toegepaste diktes van de vloer, buiten-, binnenwand en dek zijn respectievelijk 0,6m, 0,5m, 0,3m, en 0,4m.

8. Alternatief II, doorlaatcaisson

8.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden aan de hand van de benodigde afmetingen en de bouwmethode de kosten van het alternatief “doorlaatcaisson” bepaald.

In hoofdstuk 5 is reeds de locatie, waterdiepte, lengte en de hoogte van de constructie bepaald. Omdat deze gegevens bij alle alternatieven constant blijven, ligt de nadruk op het bepalen van de afmetingen van de dwarsdoorsnede.

De bepaling van de afmetingen van de dwarsdoorsnede vindt plaats aan de hand van stabiliteit bedreigende bezwijkmechanismen die optreden onder invloed van de, reeds vastgestelde, golfbelasting op de constructie.

De constructie is conform de ontwerp-filosofie onderverdeeld in twee constructiedelen.

- De schuif. Dit is het mobiele deel van de constructie dat tijdens de ontwerpcondities met een herhalingsdij van 1 jaar gedemobiliseerd en op een veilige locatie opgeslagen is. Demobilisatie vindt plaats door het op de bodem van het doorlaatcaisson laten zakken van de schuif. Tijdens normale omstandigheden bevindt de schuif zich in de openingen van het doorlaatcaisson en worden golven gedempt.
- Het doorlaatcaisson zelf. Dit is het immobiele deel van de constructie dat blootgesteld wordt aan de ontwerpcondities met een herhalingsdij van 100 jaar.

Beide constructiedelen zijn tijdens normale omstandigheden aan elkaar verbonden met behulp van een koppeling. Deze koppeling kan losgemaakt worden zodat het mobiele deel gedemobiliseerd kan worden.

8.2 Constructiebreedte bepalende mechanismen mobiel deel

8.2.1 Alternatieve uitvoeringen schuif

Alternatieve uitvoeringen van het mobiele deel zijn te creëren door variatie van het gebruikte materiaal. Beschikbare materialen zijn gewapend beton of staal.

In de volgende paragrafen worden de belangrijkste dimensie bepalende mechanismen voor beide materiaaltypen behandeld.

8.2.2 Betonnen schuif

De volgende twee maatgevende bezwijkmechanismen bij een betonnen schuif zijn:

- Afschuiving in het materiaal. Afschuiven treedt op wanneer de spanning in het beton tengevolge van de dwarskracht de maximaal toelaatbare waarde overschrijdt. Een geval waarin dit maatgevend kan zijn is in geplaatste toestand, nabij de koppeling tussen schuif en caisson. Nabij de koppeling is de dwarskracht in de schuif maximaal.
- Scheuren van het materiaal. Scheuren ontstaan wanneer het moment in de doorsnede het maximaal opneembare moment overschrijdt. Tengevolge van scheurvorming vindt indringing van zeewater plaats dat de wapening in de schuif aantast. Maatgevende scheurvorming kan optreden tijdens installatie van de schuif, wanneer de schuif deels in de stropen van een hijskraan hangt en deels op de kant rust. Of wanneer de schuif geplaatst is, in het midden van de schuif waar het moment maximaal is.

De weerstand van beton tegen afschuiving is door de toepassing van dwarskrachtwapening te vergroten. Hiervoor worden in de TGB beton artikel 8.2 de volgende formules gehanteerd [11]:

$$\tau_d = \frac{V_d}{b \cdot d} = \tau_1 + \tau_s$$

$$\tau_1 = 0,4 \cdot f_b = 0,4 \cdot (1,05 + 0,05 \cdot f_{ck})$$

$$\tau_s = \frac{A_{ss}}{t} \cdot z \cdot \cot \theta \cdot f_s$$

Waarin:

τ_d	ontwerp schuifspanning tengevolge van de belasting
τ_1	uiterst opneembare schuifspanning indien geen dwarskrachtwapening wordt toegepast
τ_s	de door de dwarskrachtwapening opneembare schuifspanning
f_{ck}	kubus drukbezwijkspanning betontype
$\frac{A_{ss}}{t}$	dwarskrachtwapening per eenheid van lengte
z	effectieve hoogte ligger
θ	hoek tussen drukdiagonaal en de as van het constructiedeel
f_s	vloeispanning staal dwarskrachtwapening

Scheurvorming treedt op wanneer het moment in de ligger het, door de ligger, uiterst opneembare moment overschrijdt. Door de toepassing van wapening is het uiterst opneembare moment van de ligger te verhogen. In de TGB beton, artikel 8.7 de volgende formules gehanteerd.

$$M_{rep} = M_u$$

$$M_u = A_s \cdot f_s \cdot B \cdot \left(1 - 0,52 \cdot \omega_0 \cdot \frac{f_s}{f_b} \right)$$

Waarin:

M_{rep}	representatieve waarde van het moment tengevolge van de belasting in de doorsnede
M_u	uiterst opneembaar moment beton
A_s	oppervlakte wapeningsstaal in de doorsnede, $A_s = B \cdot h \cdot \omega_0$
ω_0	wapeningspercentage doorsnede
f_s	vloeispanning staal dwarskrachtwapening
B	breedte ligger
f_b	maximaal toegestane drukspanning beton

8.2.3 Stalen schuif

Maatgevende bezwijkmechanismen voor een stalen schuif zijn:

- Afschuiving in het materiaal. Afschuiven treedt op wanneer de spanning in het staal tengevolge van de dwarskracht de vloeispanning overschrijdt. Een geval waarin dit maatgevend kan zijn is in geplaatste toestand, nabij de koppeling tussen schuif en caisson. Nabij de koppeling is de dwarskracht in de schuif maximaal.

- Vloeien van het staal in de trekzone. Dit treedt op wanneer het moment in de doorsnede dusdanig groot is dat de maximaal opneembare trekspanning wordt overschreden. Door vloeitreden grote vervormingen van de schuif op.
Maatgevende vloeivervorming kan ontstaan tijdens de installatie van de schuif, wanneer de schuif deels in de stropen van een hijskraan hangt en deels op de kant rust. Een andere reden van ontstaan kan in geplateerde toestand zijn, in het midden van de schuif waar het moment maximaal is.

Bij staal is bezwijken tengevolge van afschuiving als volgt te beschrijven:

$$\tau_d = \frac{V_d}{b \cdot d} \leq f_y$$

Waarin:

τ_d	ontwerp afschuifspanning in het staal
V_d	ontwerp dwarskracht in de doorsnede
b	breedte van de doorsnede
d	dikte van de doorsnede
f_y	vloeispanning staal

Bezwijken tengevolge van het vloeien van het staal in de trekzone is als volgt te beschrijven:

$$\sigma_d = \frac{M_d}{W} \leq f_y$$

Waarin:

σ_d	ontwerp materiaalspanning
M_d	ontwerp moment in de doorsnede
W	weerstandsmoment van de doorsnede waarbij voor een rechthoekige doorsnede geldt: $W = \frac{I}{d} = \frac{\frac{1}{12}bd^3}{d} = \frac{1}{12}bd^2$
f_y	vloeispanning staal

8.3 Constructiebreedte bepalende mechanismen immobiel deel

Tijdens de golfcondities behorende bij de uiterste grenstoestand met een herhalingsdij van 1 jaar functioneert de totale constructie als een ondoorlatende verticale constructie en is daarin vergelijkbaar met een caisson. De bezwijkmechanismen van een caisson zijn daardoor ook maatgevend voor het doorlaatcaisson.

De bezwijkmechanismen van een caisson zijn:

1. Afschuiven van het caisson over de stortstenen drempel.
2. Kantelen van het caisson.
3. Afschuiven van de stortstenen drempel onder de constructie.
4. Bezwijken van de ondergrond onder de constructie.

Het doorlaatcaisson is niet geballast zodat de constructie veel minder zwaar is dan een caisson. Afschuiven van de drempel en bezwijken van de ondergrond onder de constructie (mechanismen 3 en 4) zijn daardoor niet maatgevend.

Afschuiven van het doorlaatcaisson over de stortstenen drempel is afhankelijk van de belasting en de wrijvingskracht tussen het doorlaatcaisson en de drempel. Deze wrijvingskracht is afhankelijk van de verticale kracht op de drempel die voor een groot deel door het gewicht van de constructie wordt gevormd. Het gewicht per strekkende meter van een doorlaatcaisson is door de open structuur laag waardoor de constructie een grote breedte moet hebben wil deze stabiel zijn.

Om de benodigde constructiebreedte te beperken, zijn de volgende drie aanpassingen aan het ontwerp mogelijk:

- Aanbrengen van perforaties in de constructiebodem. Hierdoor wordt de opwaarts gerichte druk onder caissonvloer gelijk aan de druk boven de caissonvloer. De druk op de drempel en de wrijvingskracht als gevolg hiervan nemen toe. Door de golfbeweging ontstaat er een drukgradiënt tussen de bovenkant en de onderkant van de caissonvloer die in stroming resulteert. Hierdoor treedt erosie onder het doorlaatcaisson op.
- Aanbrengen van een waterdicht geokunststof dat waterdicht aansluit op het doorlaatcaisson door instorting in de constructie. Door het geokunststof voldoende ver over de bodem te laten uitstrekken komt het uiteinde ervan buiten de invloedssfeer van de golven. Hier is de golfdruk in de bodem gering. Dit effect resulteert erin dat de opwaarts gerichte kracht onder de constructie reduceert en de wrijving toeneemt.
- Door het verbreden van de tussenwand. Het gewicht van de constructie en de als gevolg hiervan de wrijving nemen toe.

Deze aspecten dienen nader uitgezocht te worden voordat toepassing hiervan plaatsvindt.

Wanneer de onderlinge afstand tussen de wanden van het doorlaatcaisson voldoende groot is kunnen de golven tijdens de golfcondities met een herhalingsstijd van 100 jaar de constructie zonder veel hinder passeren zodat de belasting op de constructie gering is. Aangenomen wordt dat dit het geval is waardoor de golfcondities met een herhalingsstijd van 1 jaar maatgevend zijn.

8.4 Optimale constructiebreedte

De besproken mechanismen die de constructiebreedte bepalen zijn samengevoegd in een mathcad programma met als doel de optimale constructiebreedte te bepalen. Dit programma is in de bijlage weergegeven.

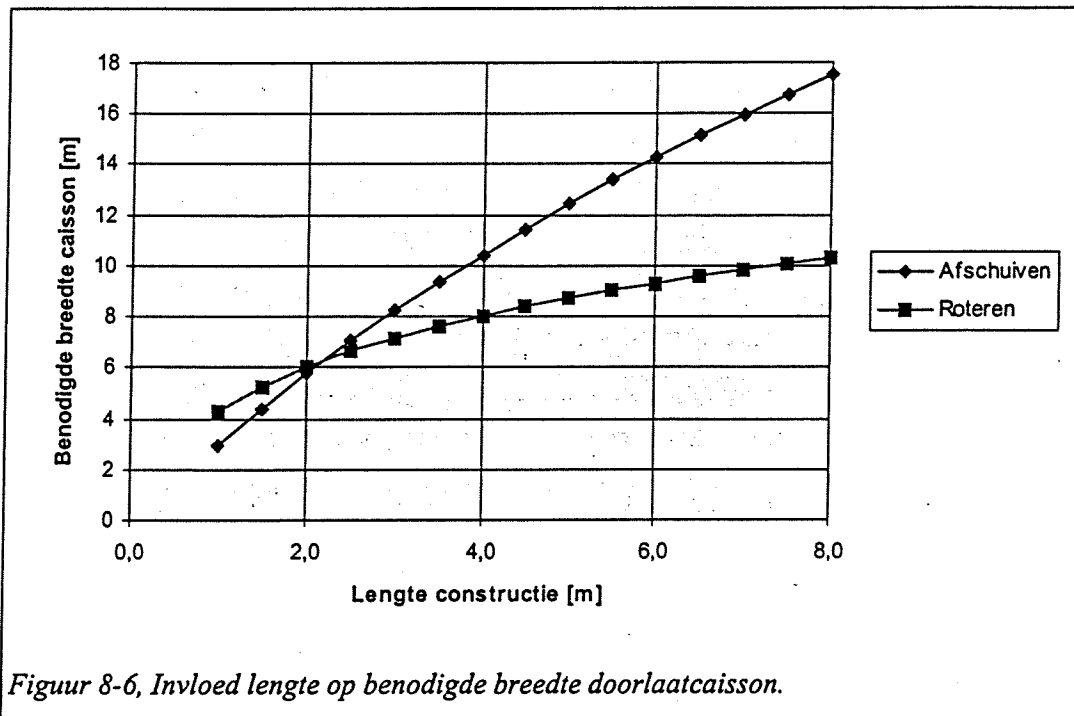
Bij de bepaling van de optimale constructiebreedte is onderzocht wat de invloed van de lengte van de totale constructie is op de benodigde breedte van het immobiele en mobiele deel.

Bij de bepaling van de benodigde breedte zijn de volgende uitgangspunten gebruikt:

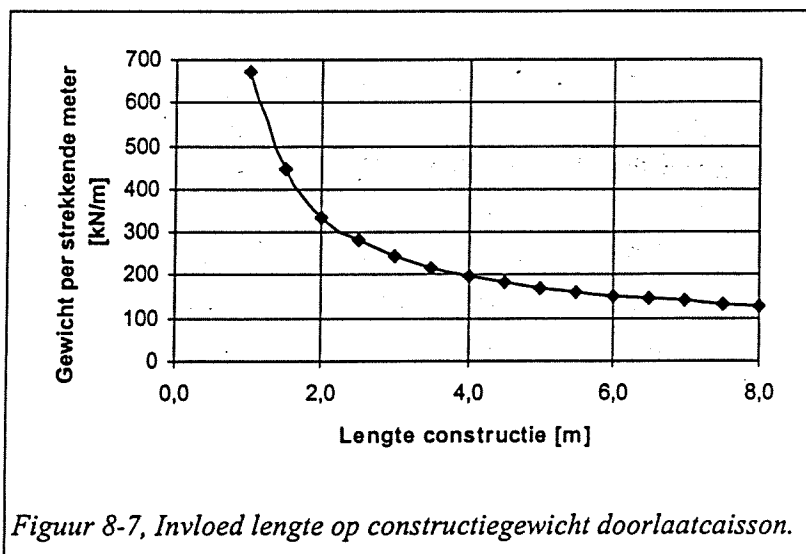
- De golfbelasting op de constructie wordt berekend volgens de formule van Goda. De ontwerp golfhoogte behoort tot het golfklimaat van de uiterste grenstoestand met een herhalingsstijd van een jaar.
- De afmetingen van het doorlaatcaisson zijn aangenomen zoals weergegeven is in de onderstaande figuur.
- De minimaal breedte van een betonnen element bedraagt 0,2m in verband met het storten van het element.
- In de betonnen schuif wordt een afschuifwapening toegepast van Ø8-300mm.
- Het langswapeningspercentage dat toegepast wordt is een economisch wapeningspercentage en bedraagt 0,8%.
- De maximaal toelaatbare wapeningsspanning bij de controle op scheurvorming is 200N/mm^2 . Deze waarde hoort bij een wapening Ø13-150mm in een agressief milieu. (milieuklasse 5)
- De stalen schuif wordt gevormd door HEA 280 profielen die in lengterichting de afstand overspannen. De voorkant van de schuif wordt gevormd door een staalplaat met een dikte van 20mm.

De resultaten van de mathcad berekeningen zien er als volgt uit:

De benodigde breedte van het immobiele deel van de constructie, het doorlaatcaisson zelf, is in de onderstaande figuur (Figuur 8-6) uitgezet tegen de lengte van de constructie, de schuif.

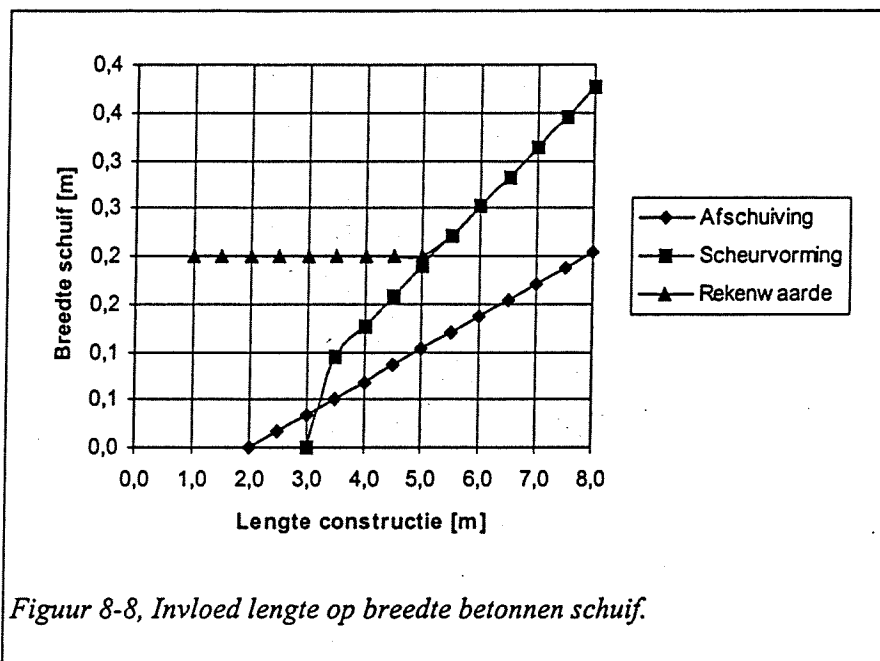


De sterke toename van de benodigde constructiebreedte is te verklaren doordat toename van constructielengte resulteert in de afname van het constructiegewicht per strekkende meter. Figuur 8-7 geeft dit weer. Verlenging van de constructie wordt namelijk bereikt door toevoeging van ondergedompelde vloerplaat en schuif. De golfbelasting aan de voor- en onderkant van de constructie blijft echter constant zodat een grotere breedte nodig is om de constructie stabiel te laten blijven.



De breedte van het doorlaatcaisson wordt volledig bepaald door de maatgevendheid van het afschuiven van de constructie over de stortstenen drempel.

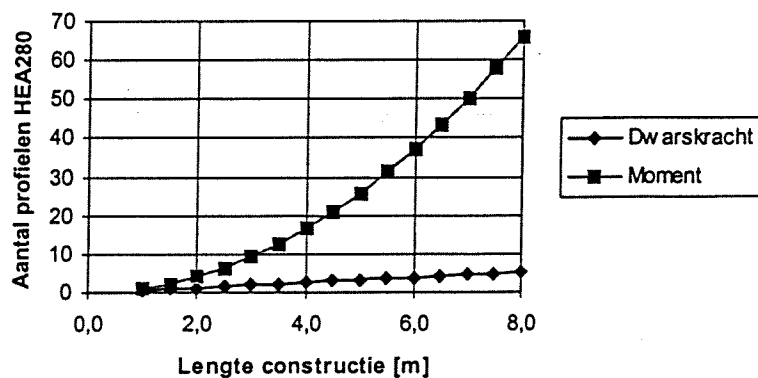
De benodigde afmeting van het mobiele deel van de constructie, de schuif, is voor een uitvoering in beton in de onderstaande figuur weergegeven (Figuur 8-8).



De breedte van de schuif wordt tot een constructielengte van ongeveer 5,0m bepaald door de minimaal te bouwen breedte. Bij grotere lengtes is het scheurcriterium maatgevend. Afschuiven van het mobiele deel ter plaatse van de koppeling met het immobiele deel blijkt niet maatgevend te zijn. Het benodigde scheurmoment behorende bij de golfbelasting is groter dan dat behorende bij transport van de schuif.

De scheurmoment van de schuif kan vergroot worden door in de doorsnede van de schuif een drukkracht aan te brengen door middel van voorspanwapening. Door het gebruik van voorspanwapening kan de breedte van de schuif beperkt blijven.

De benodigde afmeting van het mobiele deel van de constructie, de schuif, is voor een uitvoering in staal in de onderstaande figuur weergegeven (Figuur 8-9). De afmeting van de schuif wordt benaderd met het equivalent HEA 280 profielen dat toegepast moet worden volgens de bezwijkmechanismen.



Figuur 8-9, Invloed lengte constructie op breedte stalen schuif.

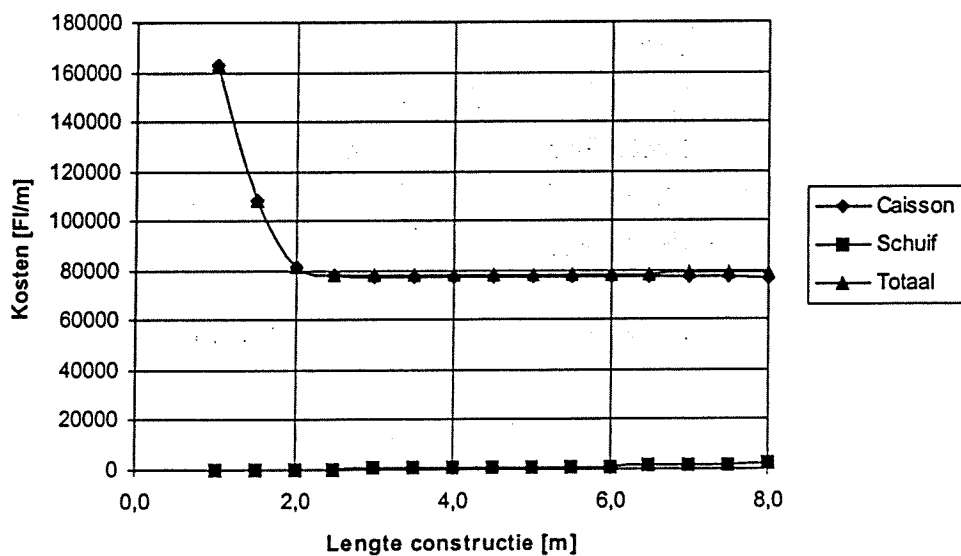
Het maatgevende bezwijkcriterium bij toepassing van een stalen schuif is bezwijken tengevolge van het vloeien van het staal in de trekzone in het profiel.

Wanneer de dimensies gerelateerd worden aan eenheidsprijzen (Tabel 8-1) is het mogelijk de financieel optimale afmetingen van de totale constructie te bepalen. De eenheidsprijzen met betrekking tot het betonwerk zijn overgenomen uit het alternatief "speciale onderbouw". De eenheidsprijs van het staalwerk is bepaald aan de hand van een bestaande kostenstudie voor de haven van St. Maarten[14]. De eenheidsprijzen zijn inclusief materiaal en uitvoering.

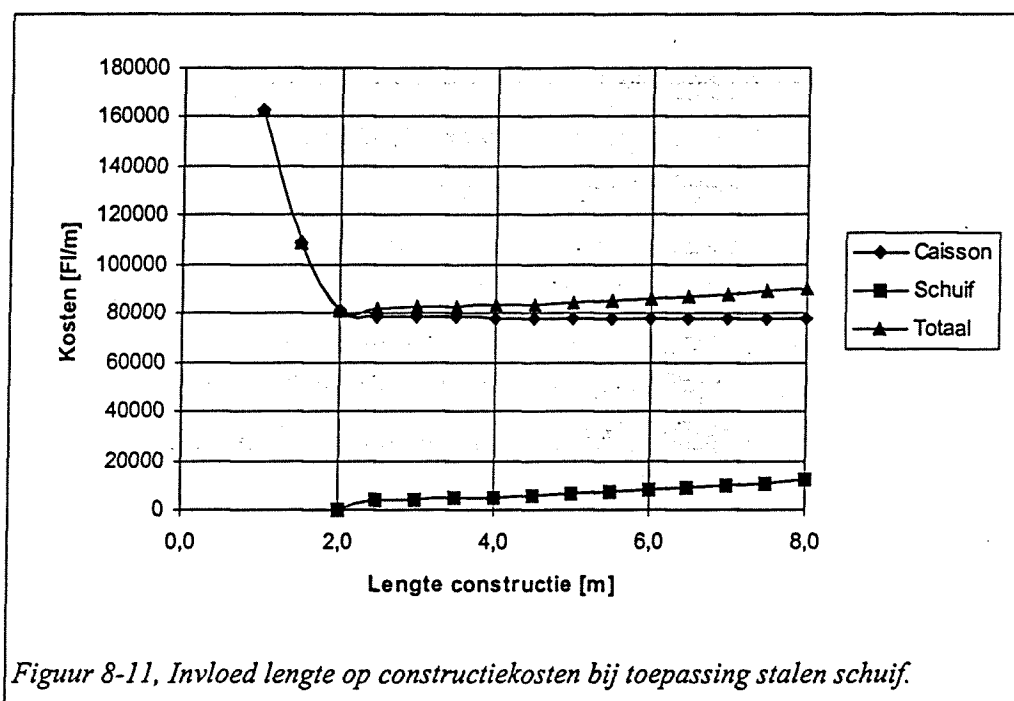
Constructie deel	Eenheidsprijs [Fl/m ³]
Doorlaatcaisson	1350
Stalen schuif	14000
Betonnen schuif	800

Tabel 8-1, Gehanteerde eenheidsprijzen kostenoptimalisatie.

Deze eenheidsprijzen resulteren in de volgende figuren.



Figuur 8-10, Invloed lengte constructiekosten bij toepassing betonnen schuif.



Tabel 8-2 geeft de afmetingen en kosten van het optimale ontwerp voor een doorlaatcaisson waarin betonnen of stalen schuiven zijn toegepast.

	Schuif van beton	Schuif van staal
Breedte immobiel deel	12,8 m	7,02
Afmeting mobiel deel	0,20 m	7 stuks HEA 280
Totale constructielengte	5,20 m	2,47
Kosten immobiel deel	$7,72 \cdot 10^4$ fl/m ¹	$7,84 \cdot 10^4$ fl/m ¹
Kosten mobiel deel	887 fl/m ¹	$3,75 \cdot 10^3$ fl/m ¹
Totale kosten	$7,81 \cdot 10^4$ fl/m ¹	$8,21 \cdot 10^4$ fl/m ¹

Tabel 8-2, Afmetingen en kosten optimaal ontwerp doorlaatcaisson.

De constructie met schuiven van beton heeft de voorkeur boven die met schuiven van staal om het volgende drietal redenen:

- De grotere lengteafmeting van de schuiven zorgen ervoor dat er minder handelingen verricht hoeven te worden tijdens de installatie en het veiligstellen van het mobiele deel.
- De kosten van de schuif zijn zeer laag.
- De totale kosten van het ontwerp zijn laag.

8.5 Overleven

Overleven door de golfdempende constructie van golfcondities die de uiterste grenstoestand met een herhalingsperiode van 1 jaar overschrijden gebeurt door het veilig stellen van het mobiele deel van de constructie. Dit gebeurt door middel van demobilisatie van dit constructiedeel.

Demobilisatie kan op de volgende manieren plaats vinden:

- De koppeling tussen het immobiel en mobiele deel wordt losgemaakt waarna met behulp van een externe lier de schuif op de bodem van het doorlaatcaisson wordt neergelegd. Na afloop van de storm wordt de schuif opgehesen en de constructie kan opnieuw functioneren.
- De koppeling of de schuif bezwijkt door de golfbelasting. Na afloop moet een nieuwe schuif geconstrueerd en geplaatst worden.

8.6 Koppeling tussen mobiel en immobiel deel

De koppeling tussen het mobiele en immobiele deel moet voldoen aan de volgende drie eisen:

1. Het oppervlak waarover de koppeling aangebracht kan worden, moet voldoende groot zijn zodat spanningsconcentraties in het doorlaatcaisson of de schuif voorkomen worden. Deze concentraties hebben bezwijken tot gevolg.
2. De sterkte van de koppeling mag de belastingen behorende bij de uiterste grenstoestand met een herhalingsdij van 1 jaar niet overschrijden omdat anders de volledige constructie bezwijken kan.
3. De schuif moet aan de onderkant kunnen scharnieren zodat op deze manier de constructie op de bodem neergelegd kan worden.

De kabel waarmee de schuif op de bodem gelegd wordt, kan ook gebruikt worden voor het fixeren van de schuif.

8.7 Uiteindelijk ontwerp

Het uiteindelijk ontwerp van de golfdempende constructie bestaat uit een doorlaatcaisson dat met behulp van schuiven tijdens normale condities downtime, tengevolge van golven ter plaatse van de steiger voor cruiseschepen op St. Maarten, reduceert. Tijdens extreme condities worden de schuiven gedemobiliseerd.

De locatie van de constructie is ten zuiden van de steiger, ter plaatse van de 10m dieptecontour. Om voldoende reductie te bewerkstelligen moet de constructie een lengte van 150m hebben. Op grond van de manoeuvreerbaarheid in de haven is gekozen de constructie tegen de bestaande A.C. Wathey Pier te plaatsen.

De constructie wordt geplaatst op een stortstenen drempel. De stortstenen drempel is 2,0m dik en wordt op de bodem aangelegd, op een niveau -10m SMP. De drempel bestaat uit een geokunststof dat op de bodem ligt. Hierop ligt een laag stortsteen uit de gewichtsklasse 10-60kg. De primary armour layer (de buitenste laag) bestaat uit stortsteen uit de gewichtsklasse van 300-1000kg. Om erosie tengevolge van de staande golven voor de constructie tegen te gaan wordt de stortsteen uit de gewichtsklasse 10-60kg tot 30m voor de constructie doorgetrokken. Daarnaast wordt een berm van 7,5m voor de constructie aangebracht met daarop 6 tons blokken. Het talud van de berm heeft een helling van 1:3.

Het immobiele deel van de constructie bestaat uit een doorlaatcaisson met een breedte van 12,8m. De hoogte van de constructie bedraagt 10m zodat de kruinhoogte op +2,0m SMP komt te liggen. De vloer heeft een dikte van 1,0m. De wanden hebben een dikte van 2,0m en zijn ook aan de bovenkant met elkaar verbonden middels een betonnen dek. Het dek stelt personeel in staat zich eenvoudig over de constructie te verplaatsen tijdens het (de-)mobiliseren van de schuiven en biedt de wanden onderlinge steun. De afstand tussen de wanden bedraagt 3,20m en tijdens normale omstandigheden is deze ruimte gevuld met het mobiele deel van de constructie, de schuif.

De schuif heeft een hoogte van 9,0m en een breedte van 0,2m en is gemaakt van beton. De lengte van de schuif is 3,20m.

De koppeling van beide constructiedelen vindt aan de onderkant plaats via een betonnen constructie die zich tijdens het (de-)mobiliseren gedraagt als een scharnier. Aan de bovenkant vindt koppeling plaats met behulp van een staalkabel. Deze staalkabel kan ook gebruikt worden om de schuif op de bodem neer te leggen.

9. Alternatief III, gordijn constructie

9.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden aan de hand van de benodigde afmetingen en de bouwmethode de kosten van het alternatief gordijn constructie bepaald.

In hoofdstuk 5 is reeds de locatie, waterdiepte, lengte en de hoogte van de constructie bepaald. Omdat deze gegevens bij alle alternatieven constant blijven, ligt in dit hoofdstuk de nadruk op het bepalen van de afmetingen van de dwarsdoorsnede.

De bepaling van de afmetingen van de dwarsdoorsnede vindt plaats aan de hand van stabiliteit bedreigende bezwijkmechanismen die optreden onder invloed van de, reeds bepaalde, golfbelasting op de constructie.

De constructie is vanwege de toepassing van de ontwerp-filosofie onderverdeeld in twee constructiedelen. Deze zijn:

- Het deel van de constructie dat immobiel is. Bij het alternatief gordijn wordt dit gevormd door de buizen die in de grond geheid zijn. Dit is het constructiedeel dat ontworpen wordt op het overleven van golfcondities met een herhalingsstijd van 100 jaar. Tijdens golfcondities met een kleinere herhalingsstijd dan 1 jaar verleent de constructie steun aan het mobiele deel van de gordijn constructie.
- Het deel van de constructie dat mobiel is. Dit wordt gevormd door de schuif die zich tussen de buizen bevindt. Tijdens normale omstandigheden zorgt de schuif voor het dempen van golven. Wanneer de golfcondities de uiterste grenstoestand met een herhalingsstijd van 1 jaar dreigen te overschrijden wordt de schuif gemobiliseerd en op een veilige locatie opgeslagen.

Beide constructiedelen zijn tijdens normale omstandigheden met elkaar verbonden. Dit gebeurt met behulp van een koppeling. De koppeling kan losgemaakt worden wanneer de schuif gedemobiliseerd moet worden.

9.2 Constructiebreedte bepalende mechanismen mobiel deel

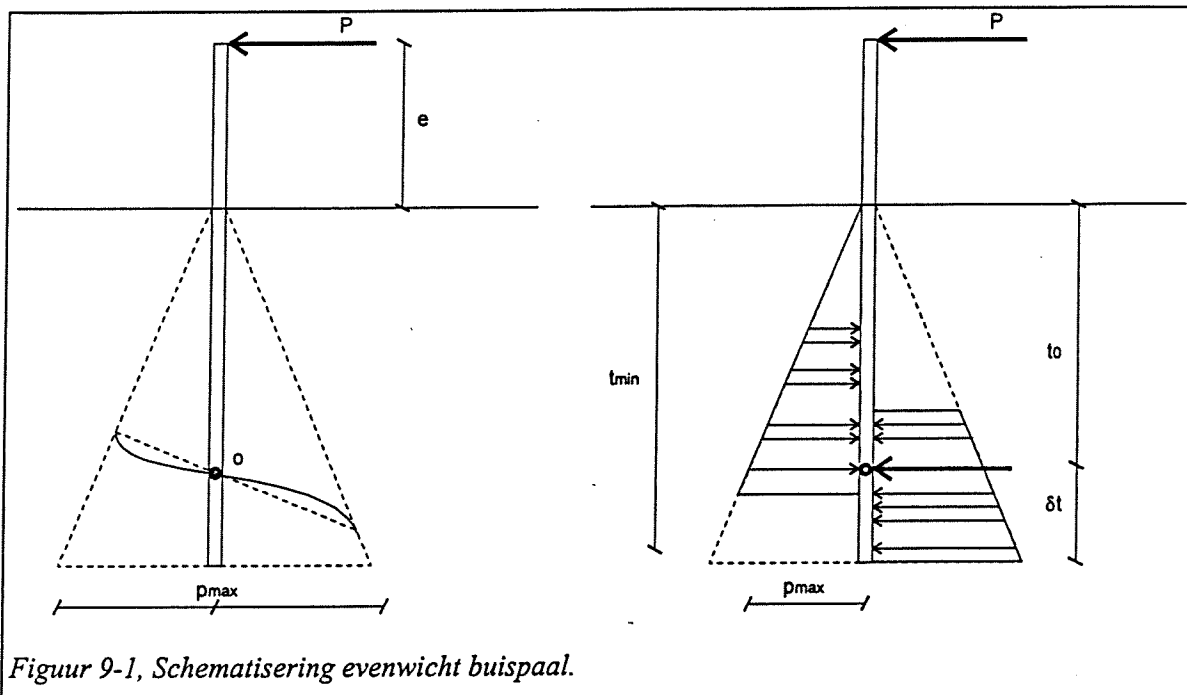
Net als het alternatief "doorlaatcaisson" is het mobiele deel van dit alternatief een schuif. De schuif kan uitgevoerd worden in gewapend beton of staal.

Voor de constructiebreedte bepalende mechanismen wordt de lezer verwezen naar de beschrijving van het alternatief doorlaatcaisson.

9.3 Constructiehoogte bepalende mechanisme immobiel deel

Het immobiele deel van de constructie wordt gevormd door een in de bodem geheide stalen buis. De stalen buis moet een voldoende grote reserve tegen bezwijken hebben. Bezwijken wordt tegengegaan doordat in de bodem weerstand wordt opgewekt tegen de lateraal gerichte belasting.

De weerstand in de bodem ontstaat doordat de bodem vervorming tegenwerkt. Het evenwicht tussen de laterale belasting en grondspanning is als volgt geschematiseerd. (Figuur 9-1)



Figuur 9-1, Schematisering evenwicht buispaal.

Het hierbij horende evenwicht luidt als volgt:

$$P \cdot (e + t_0) - \frac{1}{6} \cdot \gamma \cdot (K_p - K_a) \cdot K \cdot t_0^3 = 0$$

Waarin:

P	laterale belasting
e	hoogte van aangrijpen van P boven de bodem
t_0	evenwichtspunt
γ	soortelijk gewicht bodemmateriaal
K_p	passieve gronddrukcoëfficiënt, $K_p = \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$
K_a	actieve gronddrukcoëfficiënt, $K_a = \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$
φ	hoek van inwendige wrijving bodemmateriaal
K	meewerkende breedte achter de buis

Uit dit evenwichtspunt wordt de minimale inheidiepte als volgt afgeleid:

$$t_{\min} = t_0 + \Delta t$$

Waarin:

$$\Delta t \approx \frac{E_p}{2 \cdot p_{t_0}}$$

$$E_p = 0,5 \cdot \gamma \cdot t_0^2 \cdot (K_p - K_a) \cdot K - P$$

$$p_{t_0} = \gamma \cdot (K_p - K_a) \cdot t_0$$

p_0 gronddruk ter plaatse van t_0
 E_p Elasticiteitsmodulus bodem

9.4 Optimale constructiebreedte

De besproken mechanismen zijn samengevoegd in een mathcad programma met als doel de optimale constructieafmetingen te bepalen. Dit programma is in bijlage P weergegeven.

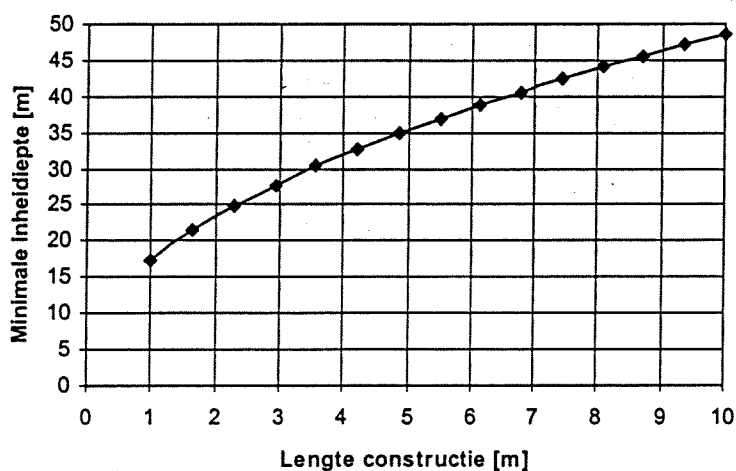
Bij de bepaling van de optimale constructieafmetingen is onderzocht wat de invloed van de lengte van de totale constructie is op de benodigde breedte van het immobiele en mobiele deel.

Bij de bepaling van de benodigde breedte zijn de volgende uitgangspunten gebruikt:

- De golfbelasting op de constructie wordt berekend volgens de formule van Goda. De ontwerp golfhoogte behoort tot het golfklimaat van de uiterste grenstoestand met een herhalingstijd van een jaar.
- De buis heeft een diameter van 1,0m en een wanddikte van 30mm.
- De meewerkende breedte van de buis bedraagt $2 \times$ de diameter.
- De opbouw van de bodem is uniform. Het droog soortelijk gewicht van het bodemmateriaal bedraagt $14,0 \text{ kN/m}^3$ en de hoek van inwendige wrijving 33° .
- De minimaal breedte van een betonnen element bedraagt 0,2m in verband met het storten van het element.
- In de betonnen schuif wordt een afschuifwapening toegepast van $\varnothing 8\text{-}300\text{mm}$.
- Het langswapeningspercentage dat toegepast wordt is een economisch wapeningspercentage en bedraagt 0,8%.
- De maximaal toelaatbare wapeningsspanning bij de controle op scheurvorming is 200N/mm^2 . Deze waarde hoort bij een wapening $\varnothing 13\text{-}150\text{mm}$ in een agressief milieu. (milieuklasse 5)
- De stalen schuif wordt gevormd door HEA 450 profielen die in lengterichting de afstand overspannen. De voorkant van de schuif wordt gevormd door een staalplaat met een dikte van 20mm.

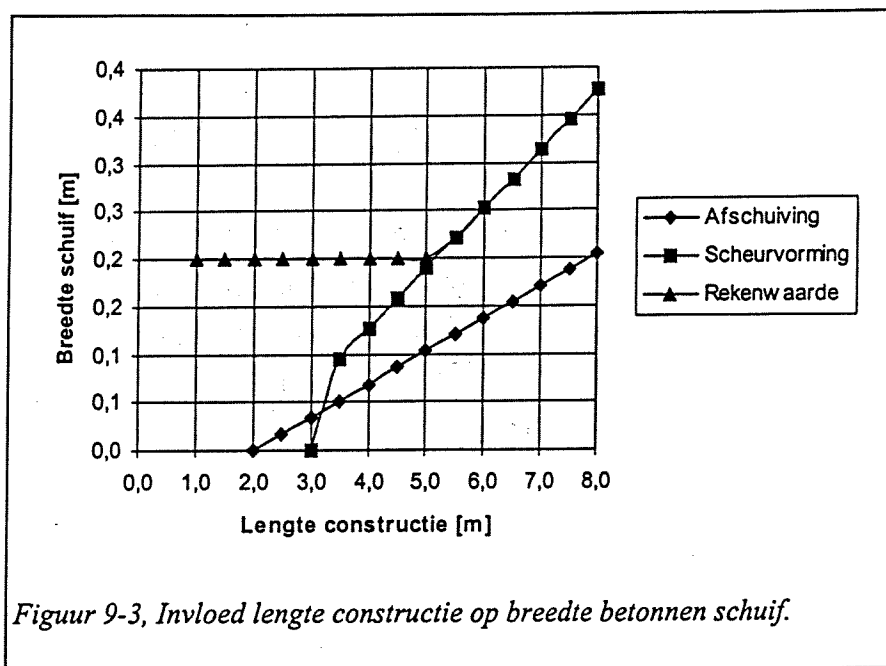
De resultaten van de mathcad berekeningen zijn als volgt:

Figuur 9-2 geeft de invloed van de constructielengte op de benodigde minimale inheidiepte van het immobiele deel van de constructie weer. Wanneer de lengte van de constructie toeneemt, wordt de laterale belasting op de buis groter waardoor de minimale inheidiepte moet toenemen om voldoende stabiliteit te behouden.



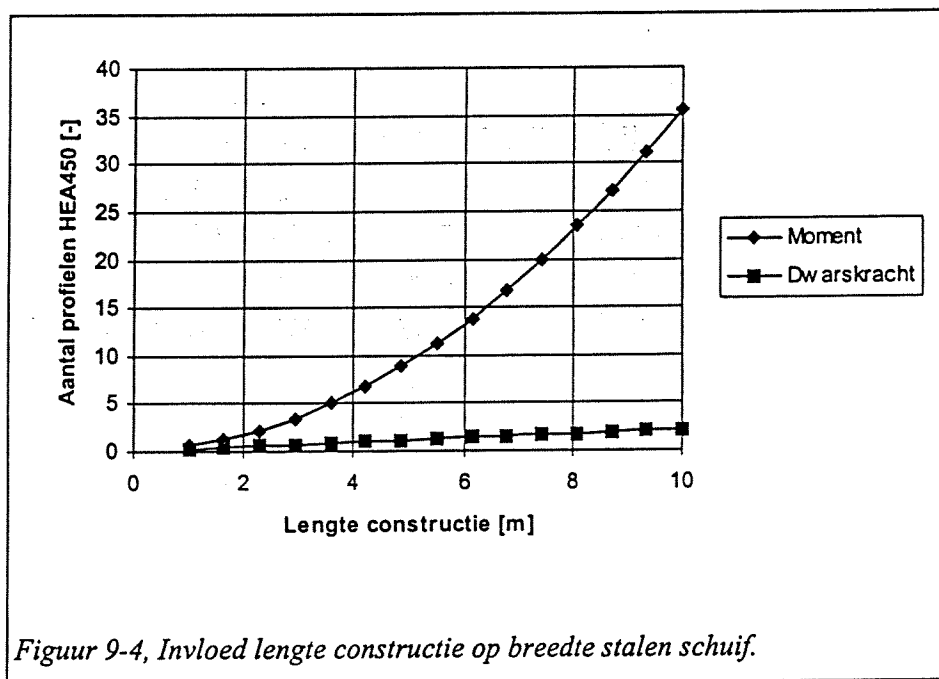
Figuur 9-2, Invloed lengte constructie op minimale inheidiepte buis.

De alternatieve uitvoeringen van het mobiele deel van de constructie zijn hetzelfde als bij het vorige alternatief, het alternatief "doorlaatcaisson". De maatgevende bezwijkmechanismen zijn ook hetzelfde waardoor de invloed van de constructielengte op de benodigde breedte van de schuif ook hetzelfde is. Voor de volledigheid volgt hieronder een herhaling van de resultaten.



Figuur 9-3 geeft de invloed van de constructielengte op de benodigde breedte van een betonnen schuif weer. Hieruit volgt dat tot een lengte van ongeveer 5,0m de eis met betrekking tot de stortbaarheid van de schuif de dimensies bepaald. Doordat bij deze breedte ook wapening toegepast wordt heeft de schuif een grote sterkte.

Figuur 9-4 geeft de invloed van de constructielengte op de benodigde breedte van een stalen schuif weer. De benodigde breedte wordt weergegeven in het equivalent stalen balken van het type HEA 450 dat nodig is om bezwijken te voorkomen.

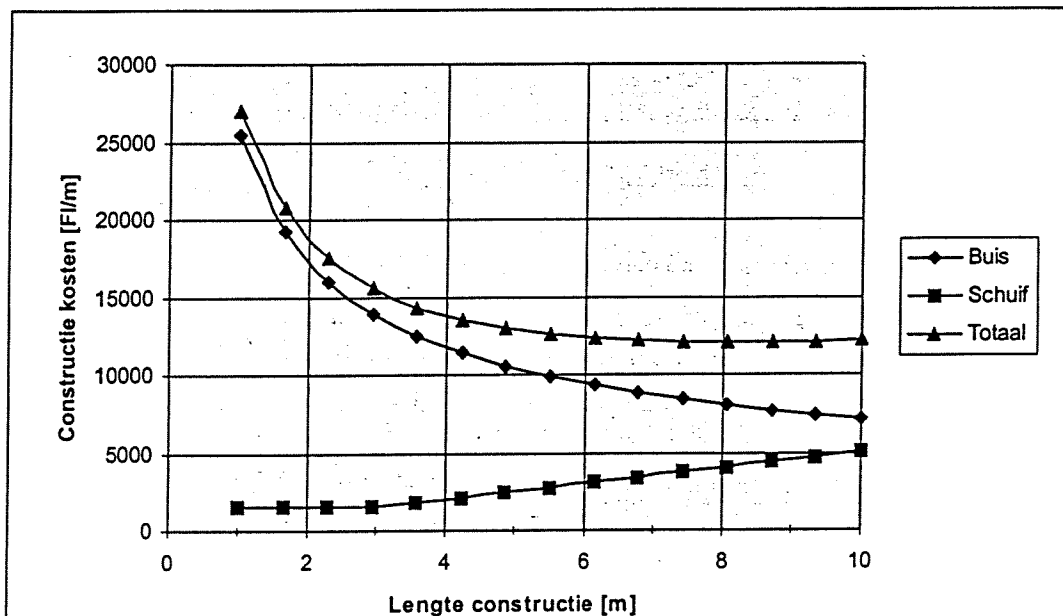


Door het relateren van de dimensies aan eenheidsprijzen (Tabel 9-1) is het mogelijk de financieel optimale afmetingen van de totale constructie te bepalen. De eenheidsprijzen van het staalwerk zijn aan de hand van een bestaande kostenstudie voor de haven van St. Maarten [14] bepaald. De eenheidsprijzen zijn inclusief materiaal en uitvoering.

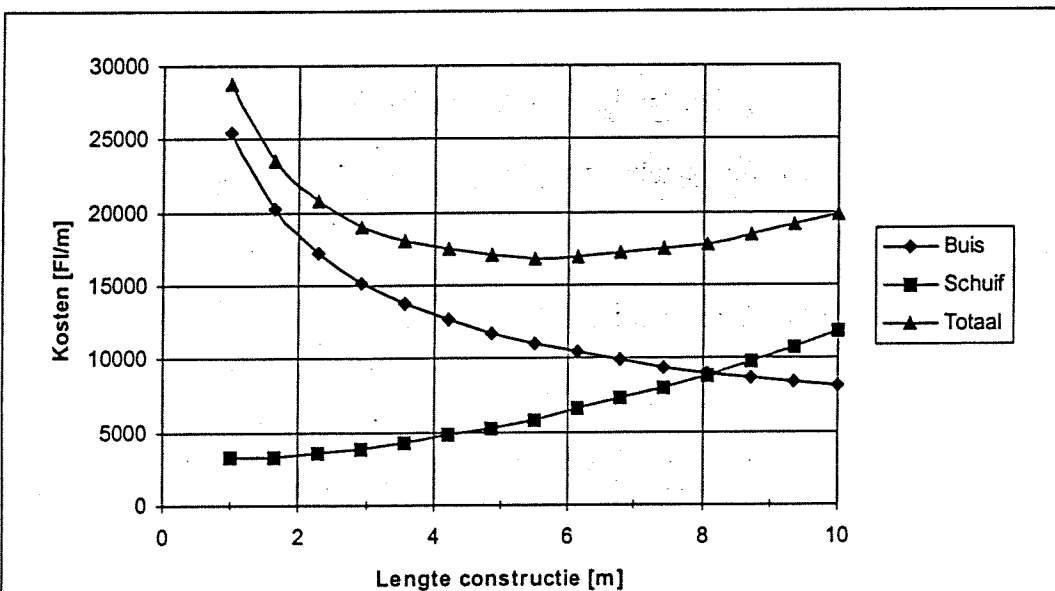
Constructie deel	Eenheidsprijs [Fl/m ³]
Buis	15600
Stalen schuif	14000
Betonnen schuif	800

Tabel 9-1, Gehanteerde eenheidsprijzen kosten optimalisatie alternatief gordijn type.

Dit resulteert in de volgend twee figuren.



Figuur 9-6, Invloed lengte op constructiekosten bij toepassing betonnen schuif.



Figuur 9-5, Invloed lengte op constructiekosten bij toepassing stalen schuif.

Tabel 8-2 geeft de afmetingen en kosten van het optimale ontwerp voor een doorlaatcaisson waarin betonnen of stalen schuiven zijn toegepast.

	Schuif van beton	Schuif van staal
Inheidiepte immobiel deel	44,7 m	43,3 m
Afmeting mobiel deel	0,53 m	13 stuks HEA 450
Gemiddelde oppervlakte schuifdoorsnede	5,97 m ²	0,55 m ²
Totale constructielengte	8,36 m	4,68 m
Gewicht schuif	109,7 ton	15,9 ton
Kosten immobiel deel	8,87·10 ³ fl/m ¹	1,08·10 ⁴ fl/m ¹
Kosten mobiel deel	4,20·10 ³ fl/m ¹	6,04·10 ³ fl/m ¹
Totale kosten	1,21·10 ⁴ fl/m ¹	1,68·10 ⁴ fl/m ¹

Tabel 9-2, Afmetingen en kosten optimaal ontwerp gordijn constructie.

Uit de tabel volgt dat het financieel optimale alternatief schuiven van beton heeft. Dit komt omdat de stalen variant per strekkende meter 40% meer kost. Het nadeel aan het financieel optimale alternatief is dat het gewicht van de betonnen schuif erg groot is. Zeker in vergelijking met het alternatief, de stalen schuif. Een gevolg van het grote gewicht is dat de schuif alleen met zeer gespecialiseerd materieel geplaatst kan worden en dat bij overleven door de constructie handelingen met de schuif moeizaam verlopen.

Uit de berekeningen volgt (zie bijlage P) dat het mogelijk is een betonnen schuif van 16ton toe te passen wanneer de totale constructielengte 3,2m is. De totale kosten van de constructie bedragen dan 1,4910⁴ fl/m¹.

Ondanks dat een betonnen schuif van hetzelfde gewicht per strekkende meter minder kost wordt gekozen voor de toepassing van een stalen schuif. Dit gebeurt omdat bij gelijk gewicht de betonnen schuif 1,4m minder lang is wat het aantal handelingen bij overleven vergroot.

9.5 Overleven

Overleven door de golfdempende constructie van golfcondities die de uiterste grenstoestand met een herhalingsperiode van 1 jaar overschrijden gebeurt door het veilig stellen van het mobiele deel van de constructie. Dit gebeurt door middel van demobilisatie van de schuif.

Demobilisatie kan op de volgende manieren plaats vinden:

- De koppeling tussen het immobiel en mobiele deel wordt losgemaakt waarna met behulp van een externe lier de schuif op de drempel wordt neergelegd. Na afloop van de storm wordt de schuif opgehesen en de constructie kan opnieuw functioneren.
- De koppeling of de schuif bezwijkt door de golfbelasting. Na afloop moet een nieuwe schuif geconstrueerd en geplaatst worden.

9.6 Koppeling tussen mobiel en immobiel deel

Dezelfde koppeling als bij het alternatief "doorlaatcaisson" wordt hier ook toegepast.

De koppeling bij de gordijn constructie bestaat uit een staalkabel die de schuif tijdens normale condities aan de bovenkant fixeert en waarmee de schuif op de drempel kan worden neergelegd wanneer de normale condities overschreden lijken te gaan worden. Op de plaats waar de schuif op de drempel rust moet een voorziening komen die het gewicht van de schuif overdraagt aan de bodem zonder dat er al te veel zetting optreedt. Tijdens het neerleggen van de schuif moet te voorziening kunnen functioneren als een scharnier.

9.7 Uiteindelijk ontwerp

Het uiteindelijk ontwerp van de golfdempende constructie bestaat uit een gordijn constructie. De gordijn constructie is in staat tijdens normale condities downtime, tengevolge van golven ter plaatse van de steiger voor cruiseschepen op St. Maarten, te reduceren met behulp van schuiven. Tijdens extreme condities worden de schuiven gedemobiliseerd.

De locatie van de constructie is ten zuiden van de steiger, ter plaatse van de 10m dieptecontour. Om voldoende reductie te bewerkstelligen moet de constructie een lengte van 150m hebben. Op grond van de manoeuvreerbaarheid in de haven is gekozen de constructie tegen de bestaande A.C. Wathey Pier te plaatsen.

De constructie wordt geplaatst op een stortstenen drempel. De stortstenen drempel is 2,0m dik en wordt op de bodem aangelegd, op een niveau -10m SMP. De drempel bestaat uit een geokunststof dat op de bodem ligt. Hierop ligt een laag stortsteen uit de gewichtsklasse 10-60kg. De primary armour layer (de buitenste laag) bestaat uit stortsteen uit de gewichtsklasse van 300-1000kg. Om erosie tengevolge van de staande golven voor de constructie tegen te gaan wordt de stortsteen uit de gewichtsklasse 10-60kg tot 30m voor de constructie doorgetrokken. Daarnaast wordt een berm van 7,5m voor de constructie aangebracht met daarop 6 tons blokken. Aan de achterzijde van de constructie is de berm 10,0m verlengd om de liggende schuif voldoende ruimte te bieden. Het talud van de berm heeft een helling van 1:3.

Het immobiele deel van de constructie bestaat uit buizen die op een afstand van 6,7m van elkaar staan. Tijdens normale omstandigheden is deze ruimte gevuld met het mobiele deel van de constructie, de schuif. De buis is tot een diepte van 44m in de grond geheid om voldoende weerstand te kunnen ontwikkelen tegen de lateraal gerichte golfbelasting. De buis reikt tot een hoogte van +2,0m SMP. De wanddikte van de buis bedraagt 30mm.

De schuif heeft een hoogte van 10,0m en is opgebouwd uit 13 profielen HEA 450 met aan de voorkant plaatwerk met een dikte van 20mm. De lengte van de schuif is 5,7m en overspant de afstand tussen twee elementen van het immobiele deel van de constructie.

De koppeling van beide constructiedelen vindt aan de onderkant plaats via een betonnen drempel die tijdens het (de-)mobiliseren gebruikt kan worden als een scharnier. De betonnen constructie dient ook ter overdracht van het gewicht van de schuif op de bodem. Aan de bovenkant vindt koppeling plaats met behulp van een staalkabel. Deze staalkabel kan ook gebruikt worden om de schuif op de bodem neer te leggen.

10. Uitvoering en kosten alternatieven

10.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt eerst de bouwmethode van de alternatieven besproken. Aan de hand van deze bouwmethode en de in een van de voorgaande hoofdstukken bepaalde dimensies is het mogelijk een schatting te maken van de kosten van de alternatieven.

Bij het bepalen van de bouwmethode is uitgegaan van het gebruik van lokaal beschikbaar materieel omdat het mobiliseren van ander materieel in hoge kosten resulteert. Dit beperkt bijvoorbeeld het maximaal te hijsen gewicht. Door het houden van interviews is een beeld gevormd van het op Sint Maarten beschikbare materieel.

De schatting van de kosten komt tot stand met behulp van eenheidsprijzen die voor de onderdelen van de alternatieven afgeleid worden. Deze eenheidsprijzen zijn afhankelijk van de gebruikte uitvoeringsmethode en zijn uniek voor iedere lokatie. Met behulp van interviews en bestaande, lokale kostenramingen is tot de hier onder beschreven kostenraming gekomen. De hiervoor gebruikte bronnen zijn door het bedrijf Arcadis Bouw/Infra ter beschikking gesteld.

10.2 Bouwmethode alternatieven

10.2.1 Aanleg stortstenen drempel

Alle alternatieve constructies worden geplaatst op een stortstenen drempel. De aanleg van deze drempel vindt in alle gevallen op dezelfde manier plaats.

De stortstenen drempel wordt met behulp van een ponton-duwboot-bulldozer combinatie opgebouwd. Het ponton heeft een capaciteit van 1000 ton en is daarmee het grootste ponton lokaal verkrijgbaar op St. Maarten. De kosten voor deze combinatie worden geschat op 6.000 fl/dag. De bulldozer is in staat een grote hoeveelheid stenen met voldoende nauwkeurigheid te plaatsen. Door de duwboot uit te rusten met een dynamisch positioneringssysteem (DGPS bijvoorbeeld) is het mogelijk de drempel volgens het ontwerp aan te leggen.

Aangenomen wordt dat de dump activiteiten met een dergelijke combinatie kunnen blijven plaatsvinden tot een significante golfhoogte van 1,25m. Dit komt overeen met een werkbaarheid van 80% van de tijd (buiten het cycloonseizoen).

Het ponton wordt aan de kade met behulp van hijskranen bevoorrad. De stenen komen van een voorraad die in de haven gevormd is en kunnen met trucks vanuit een groeve aangevoerd worden omdat de stenen in deze gewichtsklasse op het eiland geproduceerd kunnen worden. Wanneer het mogelijk is, kan voor het transport gebruik gemaakt worden van dumptrucks met een capaciteit van 50 ton zodat de stenen op een meer economische manier aangevoerd kunnen worden.

Het aanleggen van de stortstenen drempel kan tegelijkertijd met andere bouwactiviteiten plaatsvinden.

10.2.2 Nulalternatief, caisson constructie

Voordat de stortstenen drempel aangelegd kan worden moet de bodem ter plaatse van de constructie op de juiste diepte gebracht worden. Dit moet met een baggerschip gebeuren. Doordat het baggerschip reeds aanwezig is voor het op de juiste diepte baggeren van het havenbekken hoeft voor het aanleggen van de sleuf niet speciaal een schip gemobiliseerd te worden.

De caissons kunnen op de volgende manieren gebouwd worden:

- In een droogdok. Op St. Maarten is geen droogdok aanwezig. Het dichtstbijzijnde droogdok ligt in Curaçao. Dit houdt in dat de caissons gebouwd moeten worden op een zeereis van 1000km. Op St. Maarten is wel een scheepsreparatiedok. Dit heeft een oppervlak van $30 \times 8\text{m}^2$.
- Op de wal. Dit is in Japan een veel toegepaste methode. Hiervoor moet in de buurt van de locatie een prefabricatie-site gebouwd worden. De caissons moeten door middel van schuiven of met behulp van kranen vervoerd worden.
- Drijvend. De bodem en het begin van de wanden worden op een ponton gebouwd en wanneer het caisson voldoende drijfvermogen heeft kan het ponton onder de constructie uitgehaald worden.
- In-situ. De A.C. Wathey Pier ligt tegen de bouwlocatie aan. Met behulp van een speciale bekisting kan de constructie "over the top" van de A.C. Wathey Pier gebeuren. De pier is echter momenteel zwaar beschadigd en rijp voor de sloop.

De in-situ bouwmethode valt af omdat reparatie van de A.C. Wathey Pier uitgesloten is. De caissons drijvend bouwen heeft het voordeel dat er geen prefabricatie-site of droogdok gebouwd hoeft te worden, maar is vanwege de begrensde werkbaarheid door golven niet geschikt. Het aantal caissons dat geproduceerd moet worden is niet voldoende om een prefabricatie-site op te zetten. Het enige alternatief dat over blijft, is de bouw van een droogdok. Dit droogdok kan na gebruik voor de caissonbouw eventueel dienen als scheepsreparatiedok. Hierdoor is het mogelijk de kosten voor de bouw van het droogdok te spreiden en komt de bouw van het droogdok niet volledig voor rekening van de golfdempende constructie.

Uitgegaan wordt van een droogdok met een capaciteit van 2 caissons. De bouw van een caisson duurt gemiddeld 6 weken en 4 dagen bij een vooruitgang van $2,5\text{ m}^3$ beton per uur. Hier is de volledige betoncyclus van wapenen, bekisten, storten en ontkisten bij inbegrepen. Het is mogelijk de caissons simultaan te bouwen. De capaciteit van de betoncentrale op St. Maarten is voldoende om beton te leveren voor de bouw van caissons.

Wanneer de caissons klaar zijn wordt het dok onder water gezet zodat ze met behulp van sleepboten uit het dok gehaald kunnen worden. Vervolgens worden de caissons, stuk voor stuk, naar de stortstenen drempel gebracht waar ze met behulp van een positioneringssysteem en 4 sleepboten boven de juiste locatie gebracht worden. Het afzinken gebeurt door de caissons te ballasten met water. Deze procedure duurt een halve week, zodat beide caissons in een week geplaatst zijn en het droogdok weer gebruikt kan worden voor de bouw van twee nieuwe caissons.

Na plaatsing vinden de volgende afbouw activiteiten plaats:

- De waterballast wordt met behulp van een drijvende kraan vervangen door het zand-ijzererts mengsel.
- Het dek wordt ter plaatse gestort.
- De 6 tons erosieblokken worden vanaf de caissons geplaatst.

De aanvoer van materiaal vindt met pontons plaats waarbij de constructie aan de lijzijde benaderd moet worden zodat van golven minder hinder ondervonden wordt om een hoge werkbaarheid te garanderen.

In de planning dient ook rekening gehouden te worden met tijd die benodigd is voor positionering, varen en afmeren en tijd die verloren wordt tengevolge van uitval en reparatie van het materieel.

10.2.3 Alternatief I, speciale onderbouw

Tegelijkertijd met het aanleggen van de stortstenen drempel, zie bovenstaande paragraaf, kan ook begonnen worden met het bouwen van de onderbouwelementen en de caissons.

Omdat de onderbouwelementen geen drijfvermogen hebben, moeten de elementen met behulp van een drijvende hijskraan geplaatst worden. De maximale hijslast die op St. Maarten, met lokaal aanwezig materieel, afgehandeld kan worden bedraagt 300 ton. Hier is maar één hijskraan toe in staat.

Dit bepaald het maximale gewicht van één onderbouwelement. Wanneer de elementen in de buurt van het water gebouwd worden kan de kraan de elementen oppakken en vervoeren. Plaatsing moet met behulp van een positioneringssysteem gebeuren.

Voordat een onderbouwelement geplaatst gaat worden, moet het uitgerust worden met de rubber afdichtingen zodat een kostbare installatie onder water met behulp van duikers achterwege kan blijven.

De bouw van de caissons gebeurt identiek aan de methode zoals bij het nulalternatief caissons is beschreven. Hierbij dient opgemerkt te worden dat vanwege de geringere afmetingen van de caissons de bouwtijd korter is, gemiddeld ongeveer 4 weken. Ook zijn de caissons vanwege de reeds aanwezige onderbouw eenvoudiger te plaatsen zodat maar 2 sleepboten nodig zijn. Bovendien is een positioneringssysteem overbodig.

Tijdens de bouw wordt de ballastlaag die nodig is voor de stabiliteit tijdens het drijven aangebracht. Dit vindt plaats door het storten van een laag beton op de bodem van de constructie.

Afbouwen van de constructie gebeurt op dezelfde methode als bij het nulalternatief.

10.2.4 Alternatief II, doorlaatcaisson

Tegelijkertijd met de aanleg van de stortstenen drempel kan begonnen worden met de bouw van de schuiven en de caissons.

De bouw van de doorlaatcaissons vindt plaats in het droogdok en gebeurt op dezelfde manier als beschreven bij het nulalternatief. Wanneer de twee doorlaatcaissons klaar zijn, worden tussen de wanden waterdichte schotten geplaatst. Hierdoor ontstaat holle ruimte in de constructie en krijgt het doorlaatcaisson drijfvermogen. Vervolgens wordt het dok onder water gezet en kunnen de doorlaatcaissons, stuk voor stuk, naar de stortstenen drempel gebracht. Hier worden ze met behulp van een positioneringssysteem en 4 sleepboten boven de juiste locatie gebracht. Het afzinken gebeurt door de constructie te ballasten met water. Na plaatsing worden de schotten verwijderd.

De schuiven worden op een kade gebouwd. Wanneer de eerste doorlaatcaissons geplaatst zijn kan begonnen worden met het aanbrengen van de schuiven. Daartoe worden de schuiven met behulp van een kraanschip opgepakt en naar de locatie van de golfdempende constructie vervoerd. Installatie gebeurt door de schuif verticaal in het scharnier te plaatsen en de koppeling aan te brengen.

10.2.5 Alternatief III, gordijn constructie

De bouw van de stortstenen drempel gebeurt bij dit alternatief op een afwijkende methode.

Eerst wordt begonnen met de aanleg van de onderste laag van de stortstenen drempel. Het geokunststof wordt gelegd en de stortsteen 10-80kg wordt gestort. Vervolgens worden de buizen met behulp van een drijvende kraan geheid. Vanwege de grote inheidiepte en de afmetingen van de buis is de vooruitgang bij het heien beperkt tot 3 palen per dag.

Voorafgaand aan het aanleggen van de drempel en het heien van de palen wordt begonnen aan de bouw van de betonnen drempелеlementen. Deze elementen worden op een kade gebouwd zodat wanneer een element klaar is dit tussen de buizen en op de laag 10-80kg steen geplaatst kan worden.

Vervolgens wordt de stortstenen drempel afgebouwd met de 300-1000kg stortsteen.

De bouw van de stalen schuiven gebeurt in een scheepswerf op het eiland. Het vervoer van de schuif tussen de werf en de locatie van de golfdempende constructie gebeurt met behulp van pontons. Ter plaatse wordt de schuif op de betonnen drempel geplaatst met de hulp van een drijvende kraan.

10.3 Kosten alternatieven

10.3.1 Methode van kostenbepaling

De kostenraming van constructieonderdelen kan volgens de drie onderstaande manieren gebeuren.

1. Per constructieonderdeel wordt één vaste eenheidsprijs opgesteld. Deze prijs is all-in.
2. De eenheidsprijs wordt opgebouwd uit de aankoopkosten van het materiaal en de uitvoeringskosten van het constructiedeel.
3. Aan de hand van een uitgebreide bouwplanning worden de kosten bepaald.

De vraag is welke methode het beste gebruikt kan worden. Methode 1 is het eenvoudigste, methode 3 is het nauwkeurigste. Doordat vier verschillende alternatieven beschouwd worden, met ieder een eigen uitvoeringsmethode, komen bij methode 1 de onderlinge verschillen niet voldoende in de kostenraming naar voren. Bij methode 3 is dat niet het geval. Het opstellen van een bouwplanning voor een methode 3 kostenraming is echter werk voor specialisten en resulteert in een dermate gedetailleerde kostenraming dat het doel, het onderling vergelijken van alternatieven, voorbij geschoten wordt. Met methode 2 is het mogelijk onderscheid te maken tussen verschillende uitvoeringsmethoden zonder gedetailleerd in te gaan op de bouwplanning.

De bepaling van de eenheidsprijzen wordt daarom gebaseerd op methode 2. De onderdelen van de eenheidsprijzen zijn als volgt gedefinieerd.

- **Materiaalkosten.** Dit zijn de kosten die gemoeid zijn met het aanschaffen van het materiaal en het vervoer naar de bouwplaats.
- **Uitvoeringskosten.** Dit zijn de kosten die gemaakt worden om de constructie te realiseren op de locatie nabij de A.C. Wathey Pier. De realisatie vindt plaats volgens de in de vorige paragrafen besproken bouwmethode.

10.3.2 Uitgangspunten bij de kostenbepaling

Bij de raming van de kosten wordt van de onderstaande materiaalkosten uitgegaan (Tabel 10-1).

Materiaal	Kosten [Fl/m ³]
Stortsteen	30
Beton met wapening	180
Zand ballast	4
Ijzererts	800

Tabel 10-1, Gehanteerde materiaalkosten.

De eenheidsprijzen van het staalwerk zijn aan de hand van een bestaande kostenstudie voor de haven van St. Maarten [14] bepaald. Omdat de elementen als één geheel van de scheepswerf betrokken worden zijn de eenheidsprijzen inclusief materiaal- en uitvoeringskosten. Tabel 10-2 geeft deze eenheidsprijzen weer.

Constructie deel	Eenheidsprijs [Fl/m ³]
Buis	15.600
Stalen schuif	14.000

Tabel 10-2, Eenheidsprijzen staalwerk.

Aan de hand van de eenheidsprijzen worden de constructiekosten bepaald. Vergelijking van de alternatieven met het nulalternatief is na deze bepaling nog niet correct omdat de constructies niet van gelijke sterkte zijn. Het nulalternatief is geconstrueerd op een ontwerpgolfhoogte met een herhalingsstijd van 100 jaar, het mobiele deel van de alternatieven op een ontwerpgolfhoogte met een herhalingsstijd van 1 jaar. Als gevolg hiervan treden nog extra kosten op die gepaard gaan met het overleven van de constructie.

De werkelijke kosten gesommeerd over de levensduur van de constructie dienen nog met de volgende drie opslagen verhoogd te worden.

- De winst die de aannemer maakt op het construeren van de golfdempende constructie. Aangenomen wordt dat de winst 10% van de over de levensduur gesommeerde kosten bedraagt.
- De belasting op het bouwen van de constructie. Ondanks dat Sint Maarten voor de toerist een belastingparadijs is, moet bij de bouw belasting betaald worden. De belasting wordt bepaald aan de hand van de omzet die door het bouwproces gecreëerd wordt. Dit is de "value added tax". De value added tax op Sint Maarten bedraagt 4,5%. Omdat alle bij het bouwproces betrokken partijen omzet veroorzaken moeten ze deze belasting betalen. Deze belasting wordt bij de hoofdaannemer gedeclareerd die dit op zijn beurt aan de cliënt doorberekend. Om vergelijking met de Nederlandse situatie mogelijk te maken wordt met een BTW van 17% gerekend.
- Omdat de kostenraming grof opgezet is en daardoor onzekerheden bevat, wordt gerekend met een percentage onvoorziene kosten van 20% van de over de levensduur gesommeerde kosten inclusief de winst van de aannemer.

10.3.3 Nulalternatief, caisson constructie

De bepaling van de constructiekosten van het nulalternatief zijn uitgebreid weergegeven in bijlage K. Tabel 10-3 geeft de resultaten van deze bepaling weer.

	Volume [m ³ /m ¹]	Kosten materiaal [Fl/m ³]	Kosten uitvoering [Fl/m ³]	Totale kosten [Fl/m ¹]
Stortstenen drempel	121,1	30	42,5	8.782
Ballast (zand)	108,7	4	128,5	14.403
Ballast (ijzererts)	12,1	800	128,5	11.212
Caisson	40,3	180	907,6	43.775
			Overhead	29.125
			Totaal	107.297

Tabel 10-3, Resultaten bepaling constructiekosten caisson.

Het overleven van extreme golfcondities brengt voor het nulalternatief geen additionele kosten met zich mee. De totale kosten voor de golfdempende constructie zijn in de onderstaande tabel weergegeven.

	Jaarlijkse kosten [Fl/m ¹]	Kosten levensduur [Fl/m ¹]	Totale kosten [Fl/m ¹]
Constructiekosten	-	107.297	
Overlevingskosten	0	0	
Subtotaal			107.297
Winst aannemer (10%)		10.730	
Subtotaal			118.026
Onvoorzien (20%)		23.605	
Belasting (17%)		20.064	
Totaal			161.696

Tabel 10-4, Kosten golfdempende constructie met caissons.

10.3.4 Alternatief I, speciale onderbouw

In bijlage N is de bepaling van de constructiekosten voor alternatief I "speciale onderbouw" weergegeven. Tabel 10-5 geeft de resultaten van deze bepaling weer.

	Volume [m ³ /m ¹]	Materiaal kosten [Fl/m ³]	Kosten uitvoering [Fl/m ³]	Totale kosten [Fl/m ¹]
Stortstenen drempel	67,0	30	48,3	5.245
Ballast	84,8	4	128,5	11.241
Onderbouw	13,8	180	608,5	10.842
Caisson	21,8	180	1.147,5	28.940
			Overhead	19.900
			Totaal	76.167

Tabel 10-5, Resultaten bepaling constructiekosten alternatief met speciale onderbouw.

Aan de hand van de eenheidsprijzen is het ook mogelijk een schatting te maken van de kosten die jaarlijks gemaakt moeten worden om de constructie te laten overleven. De jaarlijkse kosten worden gevormd door het opnieuw ballasten en het twee keer vervoeren van de caissons. Tabel 10-6 geeft de resultaten weer. In de bijlage wordt een uitgebreidere beschrijving gegeven.

	Volume [m ³ /m ¹]	Materiaal kosten [Fl/m ³]	Kosten uitvoering [Fl/m ³]	Totale kosten [Fl/m ¹]
Ballast	84,8	4	128,5	11.239
Caisson	21,8	0	33,0	720
			Overhead	500
			Totaal	12.459
Kosten mobilisatie en demobilisatie voor 1 storm:				24.917

Tabel 10-6, Resultaten bepaling jaarlijkse overlevingskosten alternatief met speciale onderbouw.

De totale kosten voor de golfdempende constructie gedurende de levensduur van 40 jaar zijn in de onderstaande tabel weergegeven (Tabel 10-7).

	Jaarlijkse kosten [Fl/m ¹]	Kosten levensduur [Fl/m ¹]	Totale kosten [Fl/m ¹]
Constructiekosten		76.167	
Overlevingskosten	24.917	996.692	
Subtotaal			1.072.859
Winst aannemer (10%)		107.286	
Subtotaal			1.180.145
Onvoorzien (20%)		236.029	
Belasting (17%)		200.625	
Totaal			1.616.799

Tabel 10-7, Kosten golfdempende constructie met speciale onderbouw.

Opvallend zijn de hoge overlevingskosten van de constructie. Deze kosten worden veroorzaakt door het kostbare ballasten bij mobilisatie van de golfdempende constructie na afloop van een cycloon.

10.3.5 Alternatief II, doorlaatcaisson

Tabel 10-8 geeft de resultaten weer van de bepaling van de constructiekosten voor het alternatief "doorlaatcaisson". De constructiekosten zijn in bijlage P nader uitgewerkt weergegeven. Hierbij zijn de kosten met betrekking tot de stortstenen drempel overgenomen uit de voorgaande alternatieven.

	Volume [m ³ /m ¹]	Materiaal kosten [Fl/m ³]	Kosten uitvoering [Fl/m ³]	Totale kosten [Fl/m ¹]
Stortstenen drempel	68,6	30	48,3	5.371
Schuif	1,1	180	608,5	880
Doorlaatcaisson	57,2	180	1147,5	75.876
			Overhead	20.000
			Totaal	102.127

Tabel 10-8, Resultaten bepaling constructiekosten alternatief met doorlaatcaissons.

De overlevingskosten van het doorlaatcaisson voor 1 cycloon worden geraamd op 312,5 Fl/m¹ (Zie bijlage P). De totale kosten voor de golfdempende constructie gedurende de levensduur van 40 jaar zijn in de onderstaande tabel weergegeven (Tabel 10-9).

	Jaarlijkse kosten [Fl/m ¹]	Kosten levensduur [Fl/m ¹]	Totale kosten [Fl/m ¹]
Constructiekosten		102.127	
Overlevingskosten	312,5	12.500	
Subtotaal			114.627
Winst aannemer (10%)		11.463	
Subtotaal			126.090
Onvoorzien (20%)		25.218	
Belasting (17%)		21.435	
Totaal			172.743

Tabel 10-9, Kosten golfdempende constructie met doorlaatcaissons.

Hierbij is ervan uitgegaan dat demobilisatie van de constructie dusdanig plaatsvindt dat de schuif niet bezwijkt. Wanneer dit niet gebeurt en demobilisatie gebeurt door het laten bezwijken van de schuif, bedragen de jaarlijkse overlevingskosten 880 Fl/m¹. De totale kosten in 40 jaar bedragen dan 206.950 Fl/m¹.

10.3.6 Alternatief III, gordijn constructie

Tabel 10-8 geeft de resultaten weer van de bepaling van de constructiekosten voor alternatief III, gordijn constructie. In bijlage R zijn de kosten nader uitgewerkt weergegeven. Hierbij zijn de kosten met betrekking tot de stortstenen drempel overgenomen uit de voorgaande alternatieven.

	Volume [m ³ /m ¹]	Materiaal [Fl/m ³]	Uitvoering [Fl/m ³]	Totaal [Fl/m ¹]
Stortstenen drempel	73	30	48,3	5.716
Schuif				6.040
Buis				10.800
			Overhead	20.000
			Totaal	42.556

Tabel 10-10, Resultaten bepaling constructiekosten alternatief gordijn constructie

De overlevingskosten van de gordijnconstructie voor 1 cycloon worden geraamd op 87,7 Fl/m¹ (Zie bijlage R). De totale kosten voor de golfdempende constructie gedurende de levensduur van 40 jaar zijn in de onderstaande tabel weergegeven (Tabel 10-9).

	Jaarlijkse kosten [Fl/m ¹]	Kosten levensduur [Fl/m ¹]	Totale kosten [Fl/m ¹]
Constructiekosten		42.556	
Overlevingskosten	87,7	3.509	
Subtotaal			46.065
Winst aannemer (10%)		4.606	
Subtotaal			50.671
Onvoorzien (20%)		10.134	
Belasting (17%)		8.614	
Totaal			69.419

Tabel 10-11, Kosten golfdempende constructie alternatief gordijn constructie.

Hierbij is ervan uitgegaan dat demobilisatie van de constructie dusdanig plaatsvindt dat de schuif niet bezwijkt. Wanneer dit niet gebeurt en demobilisatie gebeurt door het laten bezwijken van de schuif, bedragen de jaarlijkse kosten 6.040 Fl/m¹. De totale kosten voor de golfdempende constructie in 40 jaar bedragen dan 428.223 Fl/m¹.

10.4 Resumé

Aan de hand van de bouwmethodes van de alternatieven zijn de kosten bepaald. Hiervoor is gebruik gemaakt van eenheidsprijzen die voor constructieonderdelen zijn afgeleid. Een eenheidsprijs is opgebouwd uit een deel materiaalkosten en een deel uitvoeringskosten.

Uit de kostenberekening volgen voor de alternatieven de onderstaande resultaten (Tabel 10-12). De opslag die gehanteerd is, bestaat uit de winst van de aannemer, belasting en onvoorziene kosten. De overlevingskosten zijn bepaald door de jaarlijkse kosten die gemoeid zijn met het overleven van één cycloon te sommeren over de levensduur van de constructie (40 jaar). Hierbij is ervan uitgegaan dat de constructie ieder jaar gedemobiliseerd moet worden.

In de tabel wordt bij alternatief II en III onderscheid gemaakt tussen het veiligstellen en bezwijken van de schuif tijdens het optreden van een cycloon. In geval van bezwijken moet de schuif vervangen worden hetgeen hogere kosten met zich meebrengt.

De volgende alternatieven zijn beschouwd:

0	caisson constructie
I	speciale onderbouw
II	doorlaatcaisson
III	gordijn constructie

Alternatief	Constructiekosten [Fl/m']	Overlevingskosten [Fl/m']	Opslag [Fl/m']	Totaal [Fl/m']
0	107.297	0	54.399	161.696
I	76.167	996.692	543.940	1.616.799
II veiligstellen	102.127	12.500	58.116	172.743
bezwijken	102.127	35.199	69.624	206.950
III veiligstellen	42.556	3.509	23.354	69.419
bezwijken	42.556	214.600	144.067	428.223

Tabel 10-12, Resultaten kostenberekening alternatieven.

Uit de resultaten die in de tabel zijn gepresenteerd, zijn de volgende conclusies af te leiden.

- Het toepassen van de nieuwe ontwerpfilosofie, het demobiliseren van een deel van de constructie zodat dit niet blootgesteld wordt aan extreme belastingen, is op St. Maarten technisch haalbaar.
- Demobilisatie door het veiligstellen van de schuif heeft de voorkeur boven demobilisatie door het laten bezwijken van de schuif. Het vervangen van de bezwijken schuif bij alternatieven II en III is kostbaarder dan wanneer de schuif door veiligstellen gedemobiliseerd wordt.
- Het toepassen van de nieuwe ontwerpfilosofie resulteert in interessante alternatieven voor een golfdempende constructie op St. Maarten. Dit blijkt uit het volgende:
 - De gordijn constructie (alternatief III) is goedkoper dan het nulalternatief. Dit wordt deels veroorzaakt door de toepassing van een andere bouwmethode.
 - Het kleine verschil in kosten tussen het doorlaatcaisson en het nulalternatief. Dit verschil bedraagt slechts fl 10.000 ten gunste van het conventioneel ontworpen caisson en wordt niet veroorzaakt door de toepassing van een andere bouwmethode.

10.5 Vergelijking kostenindices

De vraag kan gesteld worden of de vergeleken alternatieve oplossingen wel berusten op correcte ramingen van de kosten. Ter controle worden daarom de gehanteerde (lokaal ingewonnen) kosten vergeleken met de in Nederland gebruikelijke (globale) kostennormen. Uit het cijfermateriaal kan worden geconcludeerd dat, indien de staalkosten b.v. met 30% worden gecorrigeerd, een redelijke vergelijking van de kosten van de ontworpen alternatieven mogelijk is.

Alternatief	Onderdeel	Materiaal kosten ⁴	Uitvoeringskosten ⁴	Totale kosten ⁴	Eenheid
0	Stortsteen (drempel)	30	45	75	fl/m ³
	Zand ballast	4	130	135	fl/m ³
	IJzererts ballast	800	130	930	fl/m ³
	Gewapend beton	180	910	1090	fl/m ³
1	Stortsteen (drempel)	30	50	80	fl/m ³
	Zand ballast	4	130	135	fl/m ³
	Gewapend beton (onderbouw)	180	610	790	fl/m ³
	Gewapend beton (caisson)	180	1150	1330	fl/m ³
2	Stortsteen (drempel)	30	45	75	fl/m ³
	Gewapend beton (schuif)	180	610	790	fl/m ³
	Gewapend beton (caisson)	180	1150	1330	fl/m ³
3	Stortsteen (drempel)	30	45	75	fl/m ³
	Staal (buisprofiel)			2000	fl/ton
	Staal (schuif)			1795	fl/ton

Tabel 10-13, Gehanteerde kostenindices casestudie St. Maarten.

Definitie kostenonderdelen.

Materiaalkosten: kosten die gemaakt worden met de koop en transport naar de site van de materialen.

Uitvoeringskosten: kosten die gemaakt worden met het verwerken van de materialen tot een constructie.

Totale kosten: alle kosten die gemaakt moeten worden om materiaal in het werk te realiseren (all in).

Vergelijking van de in de casestudie St. Maarten gehanteerde kostenindices met een algemene redelijke schatting van kosten voor materiaal in het 't werk (all in) levert het volgende op.

- Steenvolumes. Geschat op 100 tot 150 fl/m³. De gehanteerde kosten bedragen orde 75 fl/m³. Dit komt omdat de stortsteen afkomstig is van het eiland zelf en met behulp van goedkoop, lokaal aanwezig materieel gestort wordt.
- Zand. Geschat op 5 tot 10 fl/m³. De gehanteerde kosten bedragen 130 fl/m³. De gehanteerde kosten zijn veel hoger dan de schatting. Dit komt omdat bij de geschatte kosten uitgegaan is van productie met een sleeophopperzuiger. Dergelijk materieel is niet aanwezig op St. Maarten en moet tegen hoge kosten gemobiliseerd worden om aan het werk te kunnen meedoen. Lokaal aanwezig materiaal heeft een veel lagere efficiëntie en verhoogt daardoor de prijs per m³.
- Waterbouwkundig constructiebeton. Geschat op 500 tot 750 fl/m³, eventueel uitschietend tot 1.000 fl/m³. De gehanteerde kosten variëren van 1080 tot 1325 fl/m³. Dit wordt veroorzaakt doordat de uitvoeringskosten van het constructiebeton hoog zijn. Speciaal voor de bouw van de caissons moet er een droogdok aangelegd worden. Een groot deel van de aanlegkosten van dit droogdok moet in rekening gebracht worden aan de golfdempende constructie.
- Staal: 5 fl/kg. Dit komt overeen met fl 5.000 per ton. De gehanteerde kostennorm blijkt dus aan de optimistische kant.

⁴ De kosten zijn afgerond op fl 5/m³.

11. Optimalisatie ontwerpgolfhoogte t.b.v. totale project kosten

De bij het immobiele deel van de alternatieven gehanteerde ontwerpgolfhoogte heeft een herhalingstijd van 100 jaar. Dit is echter een eerste benadering. Nu er meer inzicht is in de dimensies en dus de kosten van een alternatieve constructie is het mogelijk deze ontwerpgolfhoogte nauwkeuriger te bepalen. Er is sprake van een iteratief proces waarbij tot een optimale ontwerpgolfhoogte voor de alternatieven gekomen wordt.

Deze optimalisering is mogelijk door de totale projectkosten te beschouwen ten opzichte van de herhalingstijd van de ontwerpgolf. De minimale projectkosten hebben de voorkeur. De projectkosten zijn opgebouwd uit de kosten voor de constructie en de gekapitaliseerde risicokosten.

Constructiekosten zijn alle kosten die gemaakt moeten worden om een constructie te realiseren. Risicokosten zijn gedefinieerd als het product van de kans en het gevolg van falen van de constructie. Kapitalisatie van de risicokosten resulteert erin dat de jaarlijkse kosten over de levensduur gesommeerd worden en waarbij een correctie voor de invloed van de tijd plaatsvindt.

De invloed van de herhalingstijd van de ontwerpgolfhoogte op de constructiekosten resulteert in hoge constructiekosten wanneer een ontwerpgolfhoogte met een lange herhalingstijd toegepast wordt. Een lange herhalingstijd komt overeen met een lage kans van voorkomen. De ontwerpgolf heeft een grote golfhoogte. Hierdoor is er bijvoorbeeld meer materiaal nodig om aan deze hoge sterkte-eis te voldoen. Doordat de constructie een hoge sterkte heeft is het risico dat de constructie bezwijkt lager. De risicokosten zijn laag. Een korte herhalingstijd komt overeen met een lage golfhoogte en een lage sterkte-eis. Hierdoor zijn de constructiekosten laag en de risicokosten hoog. Te verwachten is dat zich tussen deze extremen een minimum bevindt. Dit is de optimale herhalingstijd van de ontwerpgolf.

Het risico wordt bepaald door vier gebeurtenissen. Deze zijn:

- Geen schade
 - Onderhoud aan de constructie
 - Demobilisatie van het mobiele deel van de constructie door de organisatie
- Wel schade
 - Demobilisatie van het mobiele deel door gedeeltelijke beschadiging
 - Bezwijken van de gehele constructie

De jaarlijkse kans op deze gebeurtenissen is als volgt aangenomen. Jaarlijks moet er onderhoud gepleegd worden. Omdat er jaarlijks een cycloon optreedt zal de constructie ook jaarlijks gedemobiliseerd worden. Dit gebeurt door de organisatie. Een keer in de tien jaar faalt de organisatie en wordt de constructie gedemobiliseerd door gedeeltelijke beschadiging. Eens in de honderd jaar wordt de ontwerpbelasting overschreden en bezwijkt de constructie als geheel.

De gevolgen van de gebeurtenissen zijn als volgt aangenomen. In het geval van geen schade is het gevolg van de gebeurtenis de kosten die gemaakt moeten worden voor het uitvoeren van de gebeurtenis, het onderhouden of demobiliseren van de constructie. In geval van schade moeten er reparaties uitgevoerd worden om de constructie in de oorspronkelijke staat terug te brengen. Bij demobilisatie door de belasting is dit het opruimen en vernieuwen van de schuif. Bij het bezwijken moet de volledige constructie eerst verwijderd en vervolgens opnieuw gebouwd worden. Aangenomen is dat de kosten voor verwijdering gelijk zijn aan die voor nieuwbouw.

Er is onvoldoende informatie beschikbaar om het verloop van de kosten te bepalen zowel van de constructie als van het risico, beiden als functie van de herhalingsjijd van de ontwerp golf te bepalen. Dit komt omdat de alternatieven tijdens de eerste benadering alleen ontworpen zijn voor een golfhoogte met een herhalingsjijd van 100 jaar.

De volgende werkwijze is toegepast om dit probleem te ondervangen.

Eerst zijn de kosten bepaald voor twee andere golfhoogten. Dit is gebeurt aan de hand van de studies van Schepers [18] en Schols [19]. In deze studies zijn voor golfdempende constructies zoals caissonconstructies met verschillende ontwerp golfhoogten zowel de constructie- als de risicokosten bepaald. De constructieafmetingen en omgevingsinvloeden in de studies van Schepers en Schols zijn vergelijkbaar met de situatie St. Maarten. De in deze studies berekende verhouding tussen de kosten behorende bij verschillende ontwerp golfhoogten zijn in deze case studie overgenomen. De hier gehanteerde kosten zijn dus bepaald op basis van verhoudingen zoals die uit voorgaand onderzoek volgen. Er ontstaat hierdoor kosteninformatie voor herhalingsjijden van 25, 50 en 100 jaar.

Vervolgens is er op grond van deze drie punten een vergelijking opgesteld voor de kosten als functie van de herhalingsjijd van de ontwerp golfhoogte.

Het verband tussen de herhalingsjijd van de ontwerp golf (overschrijdingskans ontwerp golf) en totale kosten is als volgt af te leiden. Vanwege de dieptelimitatie van de golfhoogte verhouden de overschrijdingskans en de golfhoogte zich als een natuurlijk logaritme. De golfhoogte heeft immers een limietwaarde, de maximaal mogelijke golfhoogte. De golfhoogte en de belasting verhouden zich volgens de formule van Goda lineair. De belasting en de afmeting van de constructie verhouden zich lineair wanneer ervan uit gegaan wordt dat het maatgevende mechanisme afschuiven of inheidiepte zijn. Er is uitgegaan van een lineair verband tussen de kosten en afmetingen van de constructie. Hieruit volgt dat tussen de herhalingsjijd van de ontwerp golf en de projectkosten een natuurlijk logaritmisch verband is af te leiden.

In bijlage T "Optimalisatie ontwerp golfhoogte" zijn de berekeningen die nodig zijn voor het optimaliseren van de ontwerp golfhoogte weergegeven. Deze berekeningen bestaan uit het bepalen van de constructiekosten, de risicokosten en de projectkosten per alternatief als functie van de ontwerp golfhoogte. Het verloop van deze kosten over de ontwerp golfhoogte is in bijlage T grafisch weergegeven.

Uit de figuren in bijlage T is af te leiden dat bij een herhalingsjijd van 200 jaar het optimum van de totale kosten nagenoeg bereikt is. Vergelijking van de alternatieven is mogelijk op basis van de constructiekosten, daar het aandeel van de schadekosten op de totale kosten vrij gering is (met uitzondering van alternatief 1). Tabel 14 geeft de constructiekosten voor een ontwerp golf met een herhalingsjijd van 200 jaar weer.

Bij het kapitaliseren van de risicokosten is uitgegaan van een levensduur van 40 jaar en een discontovoet van 12%.

Alternatief	Omschrijving	Constructiekosten [Fl × 10 ⁶]
0	Caisson	25,5
1	Speciale onderbouw	18,0
2	Doorlaatcaisson	24,3
3	Gordijntype	13,0 ⁵

Tabel 14, Constructiekosten alternatieve constructies.

Uit de bovenstaande tabel blijkt dat de alternatieven "speciale onderbouw" (alternatief 1) en "gordijntype" (alternatief 3) het aantrekkelijkst zijn op grond van de laagste constructiekosten.

⁵ Correctie met 30%, in verband met de gehanteerde kosten norm (zie paragraaf vergelijking kosten indices)

Deze resultaten zijn afhankelijk van de gehanteerde kostennormen, van de aangenomen functie tussen de projectkosten en de herhalingstijd van de golfhoogte en vooral van de, uit voorgaande studies overgenomen, verhouding tussen de kosten en golfhoogte. Het is echter mogelijk de projectkosten te bepalen door de alternatieve constructies daadwerkelijk te dimensioneren voor verschillende ontwerpgolfhoogten. Hieruit is het verband tussen kosten en ontwerpgolfhoogte af te leiden. De nauwkeurigheid van de optimalisering wordt hierdoor vergroot.

12. Kosten-batenanalyse alternatieven

12.1 Inleiding

Om de financiële haalbaarheid van de alternatieven en de ontwerpfilosofie te bepalen, worden in dit hoofdstuk alle alternatieven geanalyseerd. In de analyse worden de kosten en baten van de constructie gedurende de economische levensduur beoordeeld en onderling vergeleken.

12.2 Afleiding kosten alternatieven

Bij deze kosten-batenanalyse zijn de kosten gedefinieerd als uitgaven die doelbewust voor een alternatief gemaakt worden. In dat geval zijn er tijdens de economische levensduur drie soorten uitgaven te onderscheiden.

1. Uitgaven met betrekking tot het realiseren van de constructie. Dit zijn de kosten die eenmalig gemaakt moeten worden voor de aanschaf van materiaal en de uitvoering.
2. Uitgaven met betrekking tot het overleven van de constructie. Dit zijn kosten die gemaakt moeten worden voor het demobiliseren en mobiliseren van het mobiele deel van de constructie. Deze kosten worden telkens wanneer zich een cycloon dreigt voor te doen gemaakt. In het meest ongunstige geval is dat jaarlijks.
3. Uitgaven met betrekking tot het onderhouden van de constructie zodat functioneren en overleven mogelijk blijven. Deze kosten moeten jaarlijks gemaakt worden

Tabel 12-1 geeft deze kosten weer. De realisatie- en overlevingskosten volgen uit het vorige hoofdstuk, "Uitvoering en kosten alternatieven". De onderhoudskosten zijn gebaseerd op een aanname met betrekking tot de benodigde hoeveelheid materieel en bijbehorende kosten.

	Realisatiekosten [Fl]	Overlevingskosten per demobilisatie [Fl]	Onderhoudskosten [Fl]
Nulalternatief	24.254.400	0	30.000
Alternatief I, speciale onderbouw	17.217.600	5.632.500	60.000
Alternatief II, doorlaatcaisson	23.085.900	70.650	100.000
Alternatief III, gordijn constructie	9.619.800	19.800	100.000

Tabel 12-1, Kosten alternatieve constructies.

12.3 Afleiding baten alternatieven

De baten zijn bij deze kosten-batenanalyse gedefinieerd als alle overige effecten die niet tot de kosten gerekend worden.

In het geval van alle alternatieve constructies bestaan de baten uit zowel de extra inkomsten van de steiger die met behulp van deze golfdempende constructie gegenereerd worden als de restwaarde van de constructie aan het einde van de economische levensduur.

De extra inkomsten worden gegenereerd doordat de steiger gedurende meer dagen beschikbaar is voor het in en uitschepen van cruisepassagiers. De constructie vergroot de beschikbaarheid van 6,8% naar 2,5% van de tijd.

De extra gegenereerde inkomsten van de steiger bestaan uit :

- De belasting die per passagier wordt geheven.
- De belasting die per schip dat aan de pier afmeert wordt geheven.

Deze inkomsten van de steiger zijn door KPMG geraamd [16]. Dit is gebeurd in een onderzoek naar de haalbaarheid van de steiger zelf, dat de in opdracht van de havenautoriteiten van St. Maarten in 1997 is uitgevoerd. De beschouwde periode bedraagt 10 jaar en start wanneer de steiger gereed is. Dit is in 1999. Tabel 12-2 geeft deze prognose weer.

Jaar	Aantal schepen	Aantal passagiers	Opbrengst [Fl]
1999	497	877.022	9.992.493
2000	526	947.813	10.736.660
2001	539	972.636	11.032.450
2002	533	965.572	14.804.395
2003	533	962.103	14.805.688
2004	533	962.103	14.850.688
2005	533	962.103	15.217.735
2006	533	962.103	15.262.735
2007	533	962.103	20.503.093
2008	533	962.103	20.870.140

Tabel 12-2, Prognose opbrengst steiger.

Opvallend in de prognose is de geringe variatie van scheeps- en passagiersaantallen terwijl de opbrengst toeneemt. De reden voor de geringe variatie in de aantallen is de onmogelijkheid een op lange termijn betrouwbare schatting te maken van hoeveelheid schepen en passagiers die St. Maarten zullen bezoeken. De stijging in opbrengst wordt veroorzaakt door een geleidelijke toename van het belastingtarief dat per passagier en schip geheven wordt.

De extra inkomsten van de steiger die met behulp van deze golfdempende constructie gegenereerd worden, volgen uit het verschil in de opbrengst tussen een downtime van 6,8% en 2,5% van de steiger. Bij het bepalen van het verschil dient rekening gehouden te worden met de bezettingsgraad van de steiger en dat de downtimereductie in deze mate niet overal aan de steiger plaatsvindt. Aangenomen wordt dat de helft van de reductie in downtime daadwerkelijk in extra opbrengst voor de steiger resulteert. Tabel 12-3 geeft de opbrengst van de golfdempende constructie weer.

Jaar	Opbrengst steiger bij 6,8% downtime [Fl]	Opbrengst steiger bij 2,5% downtime [Fl]	Opbrengst golfdempende constructie [Fl]
1999	9.992.493	10.223.007	230.514
2000	10.736.660	10.984.340	247.680
2001	11.032.450	11.286.954	254.504
2002	14.804.395	15.145.913	341.518
2003	14.805.688	15.147.235	341.548
2004	14.850.688	15.193.273	342.586
2005	15.217.735	15.568.787	351.053
2006	15.262.735	15.614.826	352.091
2007	20.503.093	20.976.072	472.979
2008	20.870.140	21.351.586	481.446

Tabel 12-3, Opbrengst golfdempende constructie.

De berekening waaruit deze resultaten volgen, is in bijlage S, "Kosten-baten berekeningen alternatieve constructies" volledig weergegeven.

12.4 Selectiecriteria kosten-batenanalyse

De kosten-batenanalyse wordt uitgevoerd met behulp van twee methoden. Dit zijn de netto contante waarde en de kosten-baten-verhouding methode. In beide methoden worden de bedragen constant gemaakt waardoor de factor tijd neutraal wordt. Hierbij wordt gebruik gemaakt van de discontovoet.

De netto contante waarde van een investering (NCW) is het saldo van de contant gemaakte toekomstige kosten minus de baten. In formulevorm luidt de waarde als volgt [17].

$$NCW = \sum_{t=1}^n \frac{B_t - K_t}{(1-i)^t}$$

Waarin:

B_t	baten van de constructie in jaar t
K_t	kosten van de constructie in jaar t
i	discontovoet
n	economische levensduur in jaren

Een rendabele constructie wordt gerepresenteerd door een positieve netto constante waarde.

De kosten-baten-verhouding (KBV) is gedefinieerd als het quotiënt van de constante waarde van de kosten en de baten van de constructie. In formulevorm luidt de verhouding als volgt [17].

$$KBV = \frac{\sum_{t=1}^n \frac{B_t}{(1-i)^t}}{\sum_{t=1}^n \frac{K_t}{(1-i)^t}}$$

Wanneer de kosten-baten-verhouding als selectie criterium gehanteerd wordt, wordt van een rendabel project gesproken wanneer de verhouding groter is dan 100%.

De resultaten van beide methoden worden sterk beïnvloed door de discontovoet. De discontovoet is een maatstaf van de netto-voordelen zoals die gerealiseerd zouden moeten worden bij aanwending van de voor de betreffende constructie beschikbare middelen.

De gehanteerde waarde van de discontovoet varieert nogal. Bij maatschappelijk gefinancierde projecten wordt voor de discontovoet meestal een waarde van 4% aangehouden. De Wereldbank vereist, bij financiering van projecten in de Derde Wereld, financieel rendabele projecten waarbij gerekend moet worden met een discontovoet van 12%. Bij privaat gefinancierde projecten wordt met een nog hogere discontovoet gerekend.

Een hogere discontovoet resulteert in zowel een lagere netto constante waarde als een ongunstigere kosten-baten-verhouding. Hierdoor wordt een project minder rendabel.

12.5 Resultaten kosten-batenanalyse

De volgende aannamen zijn gemaakt zodat toetsing aan de hand van de netto contante waarde methode en de kosten-baten-verhouding methode mogelijk is.

- De economische levensduur van alle alternatieven bedraagt 20 jaar.
- De opbrengst van de steiger blijft de laatste 10 jaar van de levensduur constant.
- De restwaarde van golfdempende constructie aan het einde van de levensduur bedraagt één tiende van de realisatiekosten.

In bijlage S, "Kosten-baten berekeningen alternatieve constructies" is de volledige kosten-batenanalyse weergegeven.

Tabel 12-4 geeft de resultaten van de kosten-batenanalyse voor twee waarden van de discontovoet weer. In de tabel staat NCW voor netto contante waarde en KBV voor kosten-baten-verhouding.

	Discontovoet 12%		Discontovoet 4%	
	NCW [Fl×10 ⁶]	KBV	NCW [Fl×10 ⁶]	KBV
Nulalternatief, caisson	-18,9	13%	-17,8	27%
Alternatief I, speciale onderbouw	-55,0	5%	-87,7	7%
Alternatief II, doorlaatcaisson	-18,9	13%	-18,0	26%
Alternatief III, gordijn constructie	-6,6	29%	-5,0	54%

Tabel 12-4, Resultaten kosten-batenanalyse.

Uit de tabel volgt het volgende over de rentabiliteit van de alternatieven. Geen van de alternatieve constructies heeft een positieve netto contante waarde of een kosten-baten-verhouding groter dan 100%. Alternatief III, de gordijn constructie, is van de alternatieven de minst verliesgevende. Het doorlaatcaisson en het caisson, alternatieven 0 en II zijn zowel qua netto contante waarde als kosten-baten-verhouding vergelijkbaar met elkaar. Alternatief I, speciale onderbouw, is het minst rendabel.

De kosten-batenanalyse brengt het volgende duidelijk naar voren:

- De alternatieve constructies zijn onvoldoende rendabel om toegepast te worden. De extra gegenereerde inkomsten van de steiger zijn niet voldoende om de kosten van de golfdempende constructie te dekken.
- De nieuwe ontwerpfilosofie is financieel aantrekkelijker dan de conventionele ontwerpfilosofie. Dit blijkt uit het feit dat de alternatieven II en III, die volgens de nieuwe ontwerpfilosofie ontworpen zijn, beter uit de kosten-batenanalyse naar voren komen dan het conventioneel ontworpen nulalternatief.

13. Conclusies en aanbevelingen

13.1 Conclusies

Het is technisch haalbaar een gordijn golfdempende constructie volgens de, in het rapport gepresenteerde, onconventionele ontwerpfilosofie te ontwerpen voor de haven van Philipsburg te St. Maarten. Door deze ontwerpfilosofie verkleint de constructie tijdens normale omstandigheden de periode dat de cruisesteiger tengevolge van golven onbruikbaar is (de downtime). Tijdens extreme belastingsituaties veroorzaakt door cyclonen kan de constructie gedeeltelijk elders veilig gesteld worden.

De gordijn constructie is als volgt te beschrijven. De constructie bestaat uit stalen buispalen met een diameter van 1,0m en een lengte van 56m. De buispalen moeten tot een diepte van 44m in de bodem geheid zijn. De onderlinge afstand van de buispalen bedraagt 6,8m. Tussen de buispalen bevinden zich stalen schotten die de constructie tijdens normale omstandigheden ondoorlatend voor golven maken. Wanneer zich een cycloon dreigt voor te doen, worden de schotten met behulp van een lier op te stortstenen drempel neergelaten. De totale lengte van de gordijn type constructie bedraagt 150m en verlengt de bestaande A.C. Wathey Pier. Tengevolge van de constructie reduceert de downtime ter plaatse van de steiger van 6,8% tot 2,5%.

Ontwerpen volgens de gepresenteerde ontwerpfilosofie resulteert in lagere kosten voor de golfdempende constructie. Een conventioneel ontworpen caisson constructie zou in dit geval MFl 24,2 kosten. Een gordijn constructie zou maar MFl 9,6 kosten, waarbij gerekend moet worden op de additionele kosten van Fl 19.800 per demobilisatie. Uitgaande van jaarlijkse demobilisatie komen de kosten voor de gordijn constructie op MFl 13,0.

Geconcludeerd kan worden dat het toepassen van de nieuwe ontwerpfilosofie in de situatie van St. Maarten tot een aantrekkelijke reductie van kosten heeft geleid.

Ondanks de lagere kosten van de gordijn constructie is het financieel niet haalbaar een golfdempende constructie te ontwerpen voor de haven van Philipsburg. De extra opbrengsten van de steiger die door de gordijn constructie gegenereerd worden, zijn onvoldoende om de kosten van de constructie te dekken. De verhouding tussen de baten en kosten bedraagt 29%. Hierbij is de tijdsfactor in de baten en kosten met een discontovoet van 12% neutraal gemaakt. Ter vergelijking, de baten-kosten-verhouding van de caisson constructie bedraagt 13%. Voor rendabele toepassing van een golfdempende constructie moet de baten-kosten-verhouding minimaal 100% bedragen.

13.2 Aanbevelingen

Naar aanleiding van het onderzoek naar de technische en financiële haalbaarheid van onconventioneel ontworpen golfdempende constructies voor de haven van Philipsburg, St. Maarten verdienen de volgende aanbevelingen met betrekking tot nader onderzoek en verbetering van de resultaten de aanbeveling.

- Aanbevelingen voor aandachtspunten waarnaar nader onderzoek verricht kan worden.
 - De beïnvloeding van het hele ontwerp door de demobilisatiefrequentie. De demobilisatiekosten van de gordijn constructie zijn laag in vergelijking met de realisatiekosten. Vaker demobiliseren van het mobiele deel resulteert in een lagere ontwerp golfbelasting. Dit kan leiden tot een financieel aantrekkelijker alternatief.
 - Het risico van demobiliseren van de constructies en de methode waarop dit gebeurt. Een uitgangspunt van dit haalbaarheidsonderzoek is dat demobilisatie plaatsvindt door het veilig stellen van de schuif. Dit gebeurt door een organisatie. Wanneer de kans groot is dat de organisatie faalt, heeft alternatief II, doorlaatcaisson met betonnen schuiven, wellicht de voorkeur boven de gordijn constructie. De vervangingskosten van een schuif zijn bij dit alternatief lager.
 - De gebruikte schematiseringen van bezwijkmechanismen en aannamen met betrekking tot constructiedimensies. Hierbij is gerekend met een grote veiligheid. Het gebruik van gedetailleerdere ontwerpregels leidt tot een nauwkeuriger ontwerp van de alternatieve constructies. Op grond hiervan zijn gedetailleerdere kostenbepalingen mogelijk.
- Aanbevelingen voor aandachtspunten voor het verbeteren van de resultaten van het haalbaarheidsonderzoek.
 - Het toepassen van andere bouwmethoden voor caisson constructies. Het huren van een droogdok op St. Maarten is erg kostbaar. Hierdoor worden de alternatieven die gebaseerd zijn op caisson constructies ook kostbaar. Het nader uitwerken van de andere, in het rapport aangegeven bouwmethodes zou kunnen leiden tot goedkopere alternatieven voor de gordijn constructie. Het is mogelijk de caissons gedeeltelijk op een kade te bouwen en, wanneer de constructie voldoende drijfvermogen heeft, de constructie drijvend af te bouwen.
 - Het verder verlagen van de downtime van de steiger. Door het verder verlagen van de downtime neemt de beschikbaarheid van de steiger toe. Hierdoor worden er meer inkomsten gegenereerd. Een verdere reductie van de downtime is alleen mogelijk door de steiger tegen golven vanuit zuidwestelijke richting af te schermen.
 - De vervulling van een extra functie door de golfdempende constructie. Een uitgangspunt van dit haalbaarheidsonderzoek is dat de constructie alleen de bij de steiger optredende golfhoogte verkleint. Wanneer de constructie voorzien wordt van een steiger aan de zijzijde, is de golfdempende constructie voor het aanleggen van vracht- en vissersschepen te gebruiken. Dit resulteert in extra inkomsten. De grotere toegankelijkheid van de constructie verlaagt de kosten voor het demobiliseren.
 - Het gebruiken van de golfdempende constructie voor verlaging van de downtime ter plaatse van de vrachtkade. Naar de optredende downtime tengevolge van golven zou eerst studie verricht moeten worden.

Lijst van geraadpleegde literatuur

1. **Alkyon:** St. Maarten and Groot Baai Mooring system, 1997.
2. **Alkyon:** St. Maarten and Groot Baai Wave climate study, 1997.
3. **CUR:** Manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering, 1991.
4. **Goulder associates:** St. Maarten soil investigation study, 1997.
5. **ARCADIS:** Port of Philipsburg Sint Maarten Modified SMPA layout 1996, Design Criteria Manual, 1997.
6. **Tsinker:** Handbook of Port and Harbor Engineering, Chapman & Hall, 1996.
7. **Takahashi:** Reference Document no. 34, Design of Vertical Breakwaters, Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport, Japan, 1996.
8. **Massie e.a.:** Coastal Engineering, Volume 1 Introduction, TUDelft, 1982.
9. **Alkyon:** Artikel Modified Glukhovskiy verdeling, 1998.
10. **Verruijt:** Grondmechanica, DUM, 1993.
11. **Civieltechnisch centrum uitvoering research en regelgeving:** voorschriften beton TGB 1990, 1995.
12. **Vos, De Jager:** Uitvoeringstechnologie van betonconstructies, TUDelft, 1995.
13. **Battjes:** Korte golven, TUDelft, 1993.
14. **DHV:** Cost and Quality Check, Port Development Project St. Maarten, 1998.
15. **Vrijling e.a.:** Waterbouwkundige kunstwerken, TUDelft, 1995.
16. **KPMG:** Cruise Industry Study, 1997.
17. **Pols e.a.:** Plan en projectevaluatie, TUDelft, 1995.
18. **Schepers:** Kostenbeschouwing van conventionele golfbrekers met betonelementen, TUDelft, 1998
19. **Schols:** Beschouwing van constructiekosten van monoliet golfbrekers, TUDelft, 1997

Trotseren door demobiliseren

Deel B
Case Sint Maarten

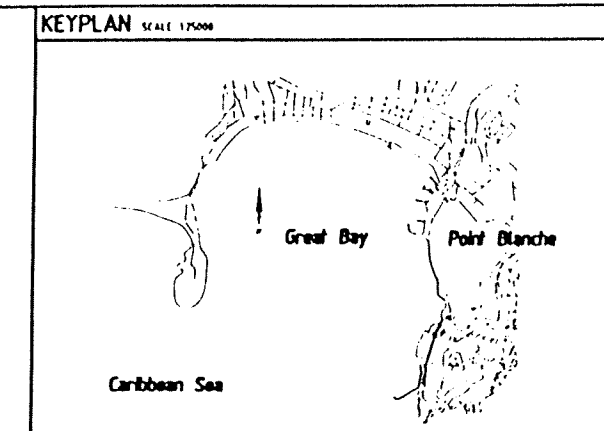
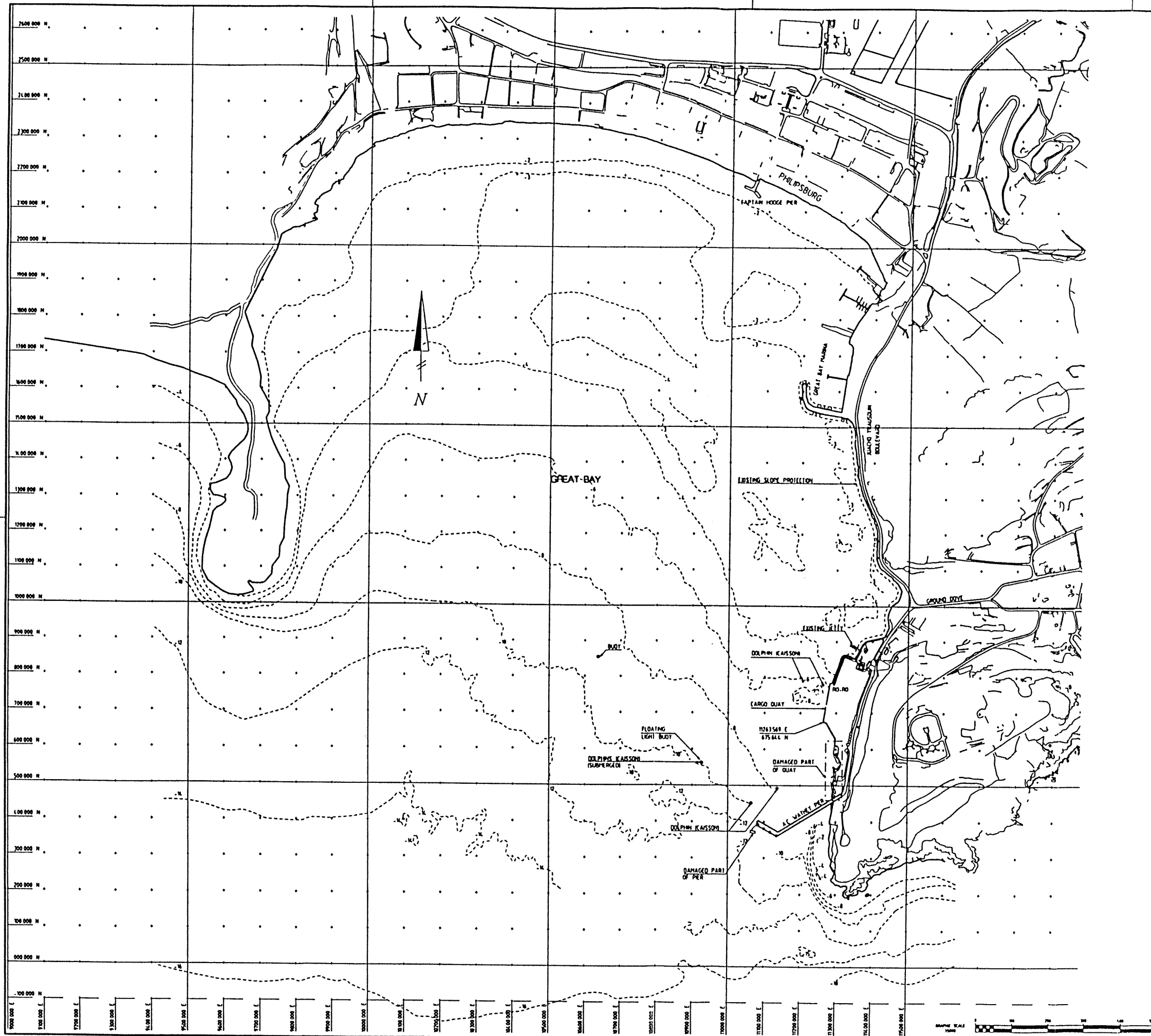
Bijlagen

Bijlage A Situatiebeschrijving

De volgende figuren zijn in deze bijlage opgenomen:

- 001 Bestaande layout van de Groot Baai
- 003 Weergave ontwerp van de faciliteiten (overzicht)
- 004 Weergave ontwerp van de faciliteiten (detail)
- 006 Topografische en bathymetrische informatie van de baai

Bron: ARCADIS Bouw/Infra BV.

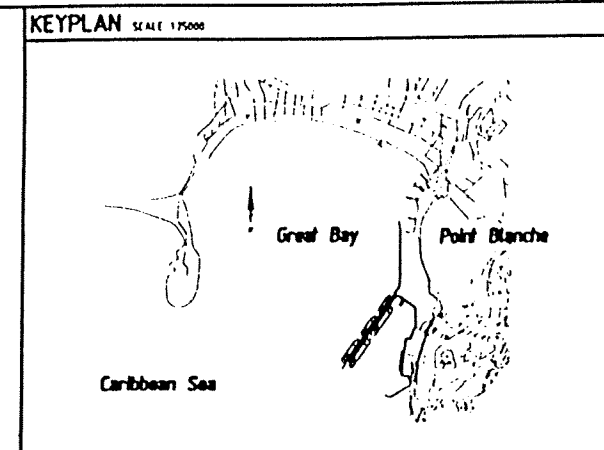
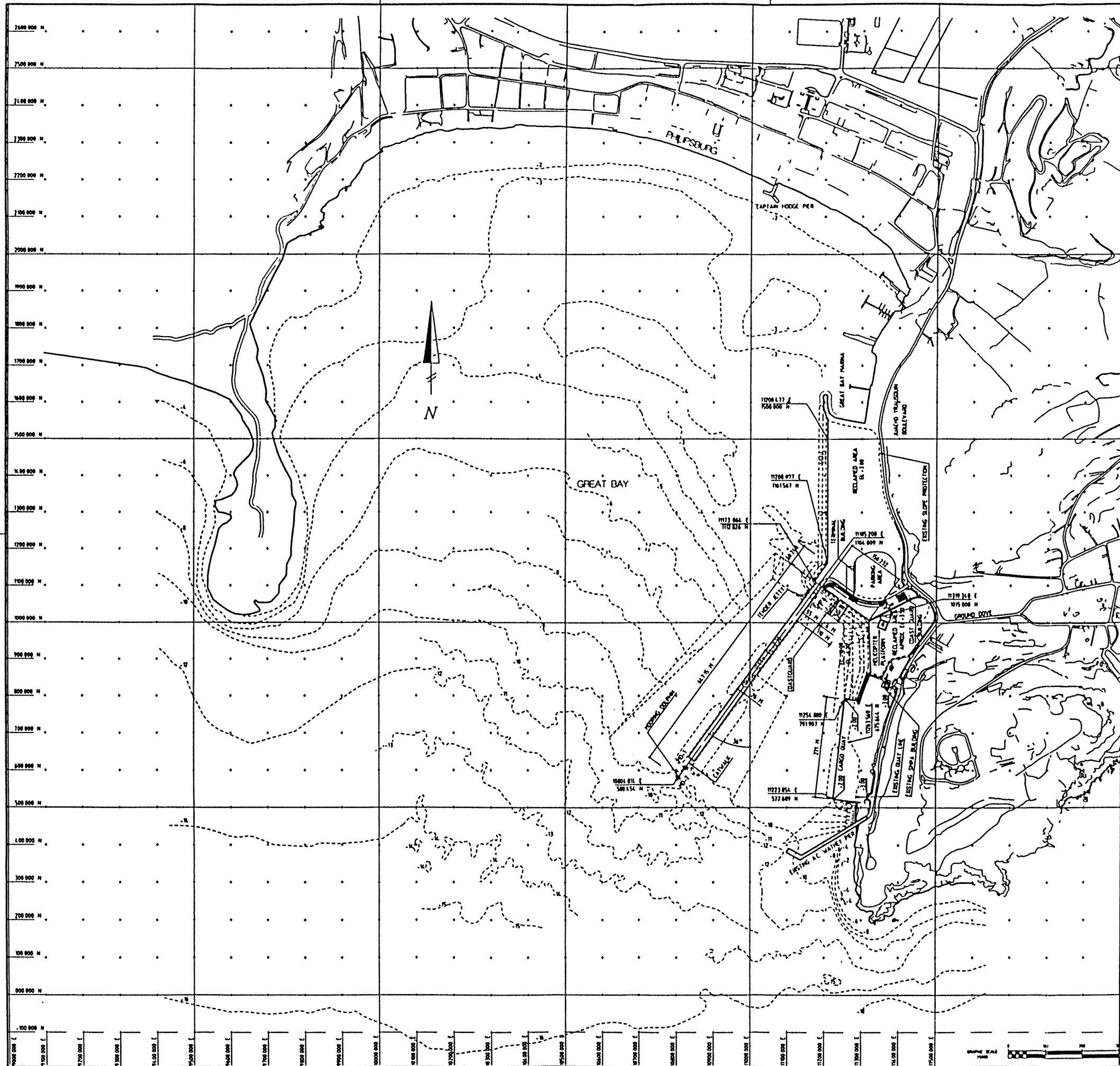


NOTES

EL. - ELEVATION IN METERS RELATED TO SHIP
COORDINATES RELATED TO LOCAL COORDINATES

- REFERENCE DRAWINGS**
- F.001 LAYOUT GREAT BAY EXISTING
 - F.002 EXISTING FACILITIES
 - F.003 OVERALL LAYOUT - NEW FACILITIES
 - F.004 GENERAL LAYOUT - NEW FACILITIES
 - F.005 BORING PLAN
 - F.006 OVERALL LAYOUT - TOPOGRAPHY AND BATHYMETRY

B	ISSUED FOR CONSTRUCTION CONTRACT					ALG	17.10.97	
Revis	Description					Name	Date	
(AO drawing	No changes by hand allowed					Filename	00701VP007	
Client	SMT MAARTEN PORTS AUTHORITY							
Design	GRABOVSKI & POORT							
Project	HARBOUR DEVELOPMENT GREAT BAY - SMT MAARTEN - MODIFIED SHIP LAYOUT 1996							
Subject	LAYOUT GREAT BAY (EXISTING)							
 Grabovski & Poort Smt Maarten N.V. Consulting Engineers Smt Maarten Road 21-2 P.O. Box 2075 Smt Maarten, Netherlands Antilles Phone 599551312/ 51361						Name	Date	
						Drawn	ALG	07.10.97
						Checked	VE	17.10.97
						Approved	NDI	17.10.97
Size	Scale	Project number	Doc	Iss	Drawing number	Type	Rev. nr	
A1	1:5000	0020	I	F	001	V	0	



NOTES

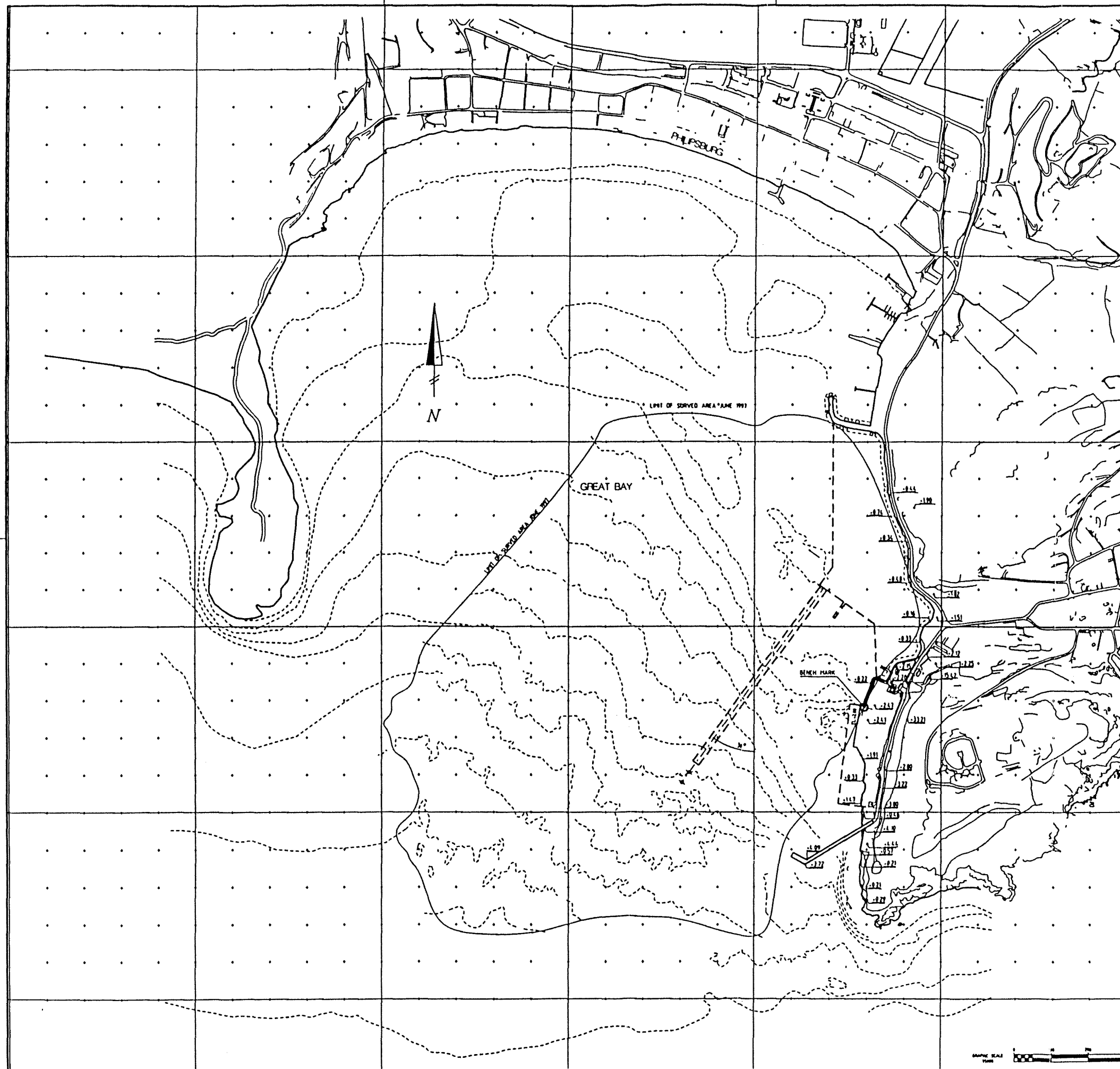
ALL DIMENSIONS ARE IN METERS
 ALL ELEVATIONS IN METERS RELATED TO SHIP
 COORDINATES RELATED TO LOCAL COORDINATES
 FOR DREDGING WORKS, LAYOUT AND SECTIONS, SEE DWG F-102 AND F-103

- REFERENCE DRAWINGS**
- F-001 LAYOUT GREAT BAY EXISTING
 - F-002 EXISTING FACILITIES
 - F-003 OVERALL LAYOUT - NEW FACILITIES
 - F-004 GENERAL LAYOUT - NEW FACILITIES
 - F-005 BORING PLAN
 - F-006 OVERALL LAYOUT - TOPOGRAPHY AND BATHYMETRY

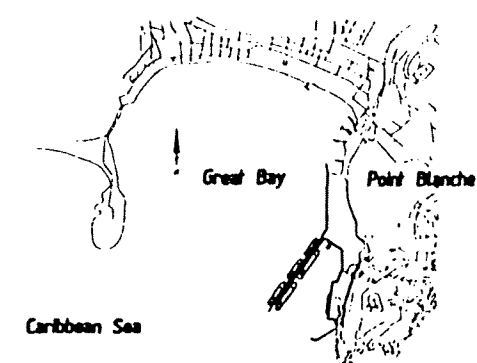
FOR DETAILED INFORMATION SEE:

SERIAL DWG N°	DESCRIPTION
100	DREDGING WORKS AND REVELMENTS
200	CRUISE JETTY
300	CRUISE ON SHORE
400	QUAY WALL
500	CARGO ON SHORE
600	COAST GUARD FACILITIES UNDER CONSTRUCTION
700	BUILDINGS
800	AC WHARF PER
900	MISCELLANEOUS

0 ISSUED FOR CONSTRUCTION CONTRACT		ACG	11.10.97				
Revised	Description	Name	Date				
(AD drawing)	No changes by hand allowed	Flourens	02/09/00				
Client SMT MAARTEN PORTS AUTHORITY							
Design GRABOWSKI & POORT							
Project HARBOUR DEVELOPMENT GREAT BAY - SMT MAARTEN - MODIFIED SHIP LAYOUT 1996							
Subject OVERALL LAYOUT NEW FACILITIES							
Grabowski & Poort SMT Maarten N.V. Consulting Engineers Sijder Maatskade Road 21-2 P.O. Box 2075 Sint Maarten - Netherlands Antilles Phone: 599 543127 / 5381		Drawn Checked Approved	Name ACG VIC NOT	Date 07.10.97 11.10.97 11.10.97			
Size A1	Scale 1:5000	Project number 0020	Doc I	Page F	Drawing number 003	Type V	Rev. nr 0



KEYPLAN SCALE 1:5000



NOTES

ALL DIMENSIONS ARE IN METERS
ALL ELEVATIONS IN METERS RELATED TO SHP
COORDINATES RELATED TO LOCAL COORDINATES

±0.00 (EXISTING ELEVATION INDICATIVE ONLY)

⊕ BENCHMARK 11292503 E 781526 N CL -2.961
BENCHMARK IS SECURED BY A CAST-IN COPPER BOLT IN THE FOUNDATION OF THE LIGHT-POLE
THE HEIGHT IS RELATED TO THE HEIGHT-INDICATOR IN THE WELLFAME BRIDGE
NEXT TO THE A&W APPRO BARRI

REFERENCE DRAWINGS

F-001 LAYOUT GREAT BAY EXISTING
F-002 EXISTING FACILITIES
F-003 OVERALL LAYOUT - NEW FACILITIES
F-004 GENERAL LAYOUT - NEW FACILITIES
F-005 BORING PLAN
F-006 OVERALL LAYOUT - TOPOGRAPHY AND BATHYMETRY

						</	

Bijlage B Bodemlaag profiel

In deze bijlage is de doorsnede van het bodemprofiel over de lengte van de steiger opgenomen.

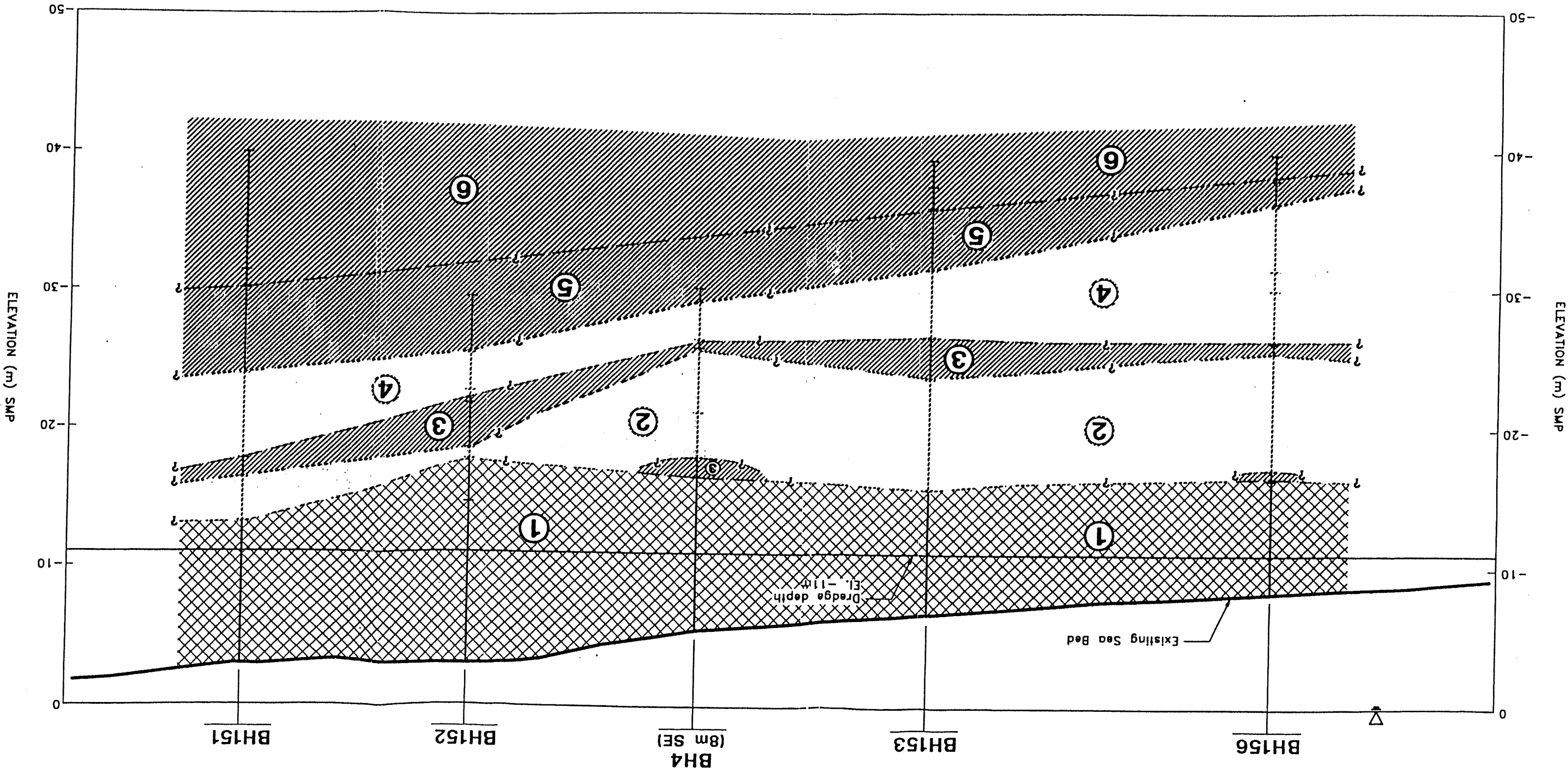
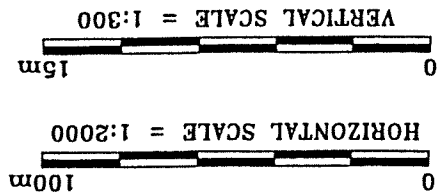
Bron: Golder Associates.



SIMPLIFIED STRATIGRAPHIC SECTION ALONG CRUISE SHIP JETTY ALIGNMENT

4

- NOTES:
1. Special Note: Data concerning the various strata have been obtained at testhole locations only. The soil stratigraphy between testholes has been inferred from geological evidence and so may vary from that shown.
 2. Subsoil descriptions have been generalized for illustrative purposes. Refer to borehole logs for detailed description.
 3. For location of boreholes refer to Figure 2.



LEGEND:

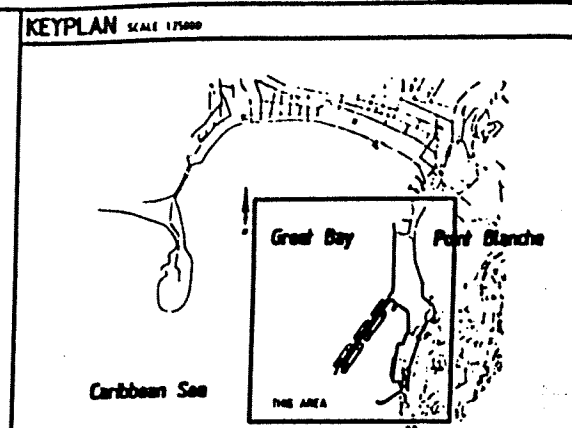
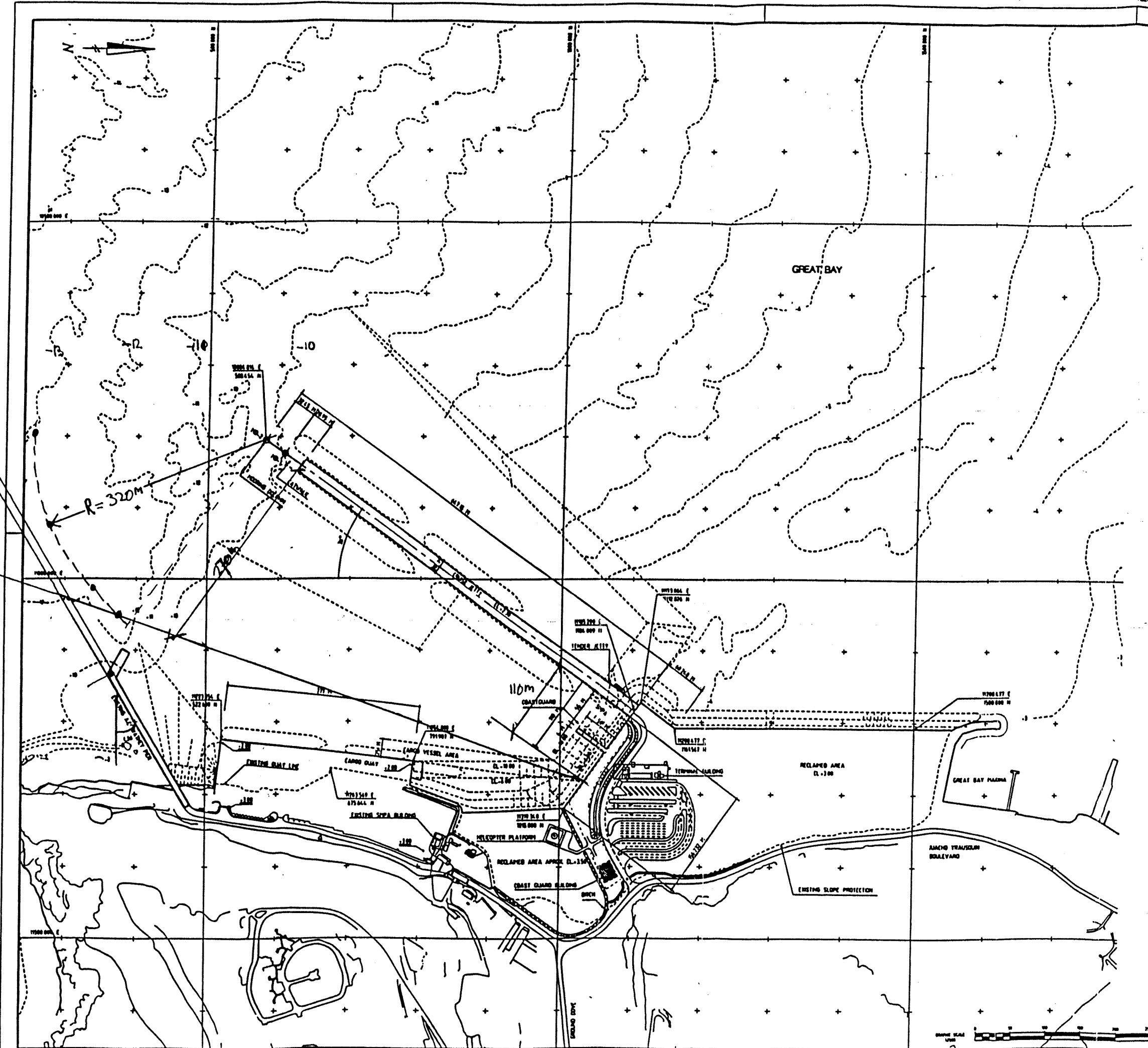
Unit	Generalized Description
①	Very loose shelly sand
②	Compact to very dense limestone and coral gravel
③	Upper stiff to hard silty clay
④	Compact to very dense gravel with varying amount of sand and clay.
⑤	Lower stiff to hard silty clay
⑥	Very dense gravel, sand & silt

Bijlage C

DiffRACTie

In deze bijlage zijn de volgende delen opgenomen:

- Weergave golfdempende constructie in lay-out.
- Spiraal van Cornu voor een constructielengte van 150m en een transmissiecoëfficiënt van 0 en 0,2
- Berekening van de optrendende golfhoogte ter plaatse van de steiger voor een constructielengte van 150m en een transmissiecoëfficiënt van 0 en 0,2



NOTES

ALL DIMENSIONS ARE IN METERS
ALL ELEVATIONS IN METERS RELATED TO SHIP
COORDINATES RELATED TO LOCAL COORDINATES
FOR DREDGING WORKS, LAYOUT AND SECTIONS, SEE DWS F-102 AND F-103

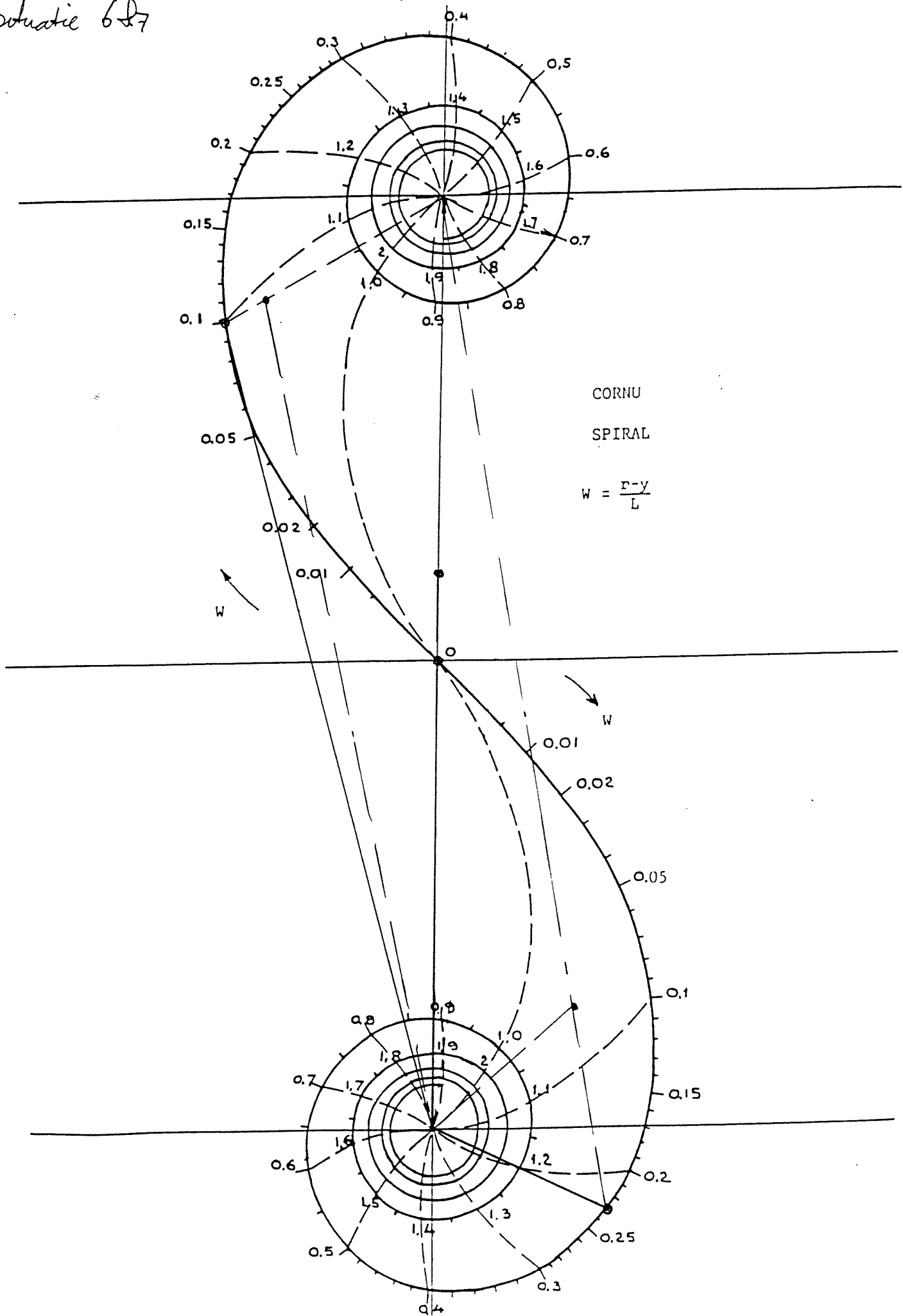
- REFERENCE DRAWINGS**
- F-102 LAYOUT GREAT BAY EXISTING
 - F-103 EXISTING FACILITIES
 - F-104 OVERALL LAYOUT - NEW FACILITIES
 - F-105 GENERAL LAYOUT - NEW FACILITIES
 - F-106 BORING PLAN
 - F-107 OVERALL LAYOUT - TOPOGRAPHY AND SANITARY

FOR DETAILED INFORMATION SEE:

SERIAL	DESCRIPTION
100	DREDGING WORKS AND REPAIRS
200	CRANE JETTY
300	CRANE ON SHORE
400	QUAY WALL
500	CRANE ON SHORE
600	CRANE GUARD FACILITIES UNDER CONSTRUCTION
700	BUILDINGS
800	AC WAREHOUSE
900	MISCELLANEOUS

DESIGNED FOR CONSTRUCTION CONTRACT		ACB	17.10.97
Drawn	Checked	Approved	Date
ACB	ACB	ACB	17.10.97
GENERAL LAYOUT NEW FACILITIES Grubbs & Poot 2nd Floor, 2nd Floor Consulting Engineers Sole Proprietors: 21-2 P.O. Box 2075 2nd Floor, 2nd Floor Phone 1995 54312 / 51701			
Scale	1:7500	Project number	0020
Drawn	ACB	Checked	ACB
Approved	ACB	Date	17.10.97
Scale	1:7500	Project number	0020
Drawn	ACB	Checked	ACB
Approved	ACB	Date	17.10.97

schuatie 627



Locatiegegevens situatie 6

Transmissiecoëfficiënt 0
 Verlenging t.o.v. uitgangspunt 150

	coördinaten oud diff punt		verandering		nieuw diff punt	
	X waarde	Y waarde	X waarde	Y waarde	X waarde	Y waarde
berth 1	10790	760	0	0	10790	760
diffractiepu	11330	132	-325	158	11005	290
delta	540	628			215	470

r 516,88
 theta (rad) 1,14
 theta (deg) 65,41

Limiterende golfhoogte

richting van golfval (deg tov N) 155,41
 limiterende hoogte (m) 1,09

48

Berekening optredende demping m.b.v. Spiraal van Cornu

raai	alfa (deg)	y (m)	w	lengte (mm)	Kd
120	30	421,28	0,227	40	0,21
150	60	514,58	0,004	96	0,50
180	90	470,00	0,100	171	0,90
				gemiddelde	0,53

alfa: golfrichting t.o.v normaal op gd constructie
 indien alfa < theta dan situatie 1, anders situatie 2

Raai 120

Golfhoogte	H * Kd	1-P(H<h)
0,00	0,00	55,62
0,25	0,05	30,87
0,75	0,16	3,93
1,25	0,26	0,29
1,75	0,37	0,01
2,25	0,47	0,00
2,75	0,58	
3,50	0,73	
4,50	0,94	
5,50	1,15	

lineaire interpolatie

Golfhoogte	1-P(H<h)
0,94	0,00
1,15	0,00
1,09	0,00

Raai 150

Golfhoogte	H * Kd	1-P(H<h)
0,00	0,00	9,75
0,25	0,13	9,22
0,75	0,38	7,22
1,25	0,63	2,73
1,75	0,88	0,93
2,25	1,13	0,22
2,75	1,38	0,07

lineaire interpolatie

Golfhoogte	1-P(H<h)
1,09	0,22

situatie 6

3,50	1,76	0,00
4,50	2,26	
5,50	2,76	

Raai 180

Golfhoogte	H * Kd	1-P(H<h)
0,00	0,00	0,60
0,25	0,22	0,56
0,75	0,67	0,40
1,25	1,12	0,18
1,75	1,57	0,02
2,25	2,01	0,00
2,75	2,46	
3,50	3,13	
4,50	4,03	
5,50	4,92	

Golfhoogte 1-P(H<h)	
1,12	0,18
1,57	0,02
1,09	0,19

Totaal

raai	1-P(H<h)
120	0,00
150	0,22
180	0,19
totaal:	0,41

Overschrijding situatie 0	3,17
Overschrijding huidige situatie	0,41
Vereiste overschrijding	1,17

Locatiegegevens situatie 7

Transmissiecoëfficiënt	0,2
Verlenging t.o.v. uitgangspunt	150

	coördinaten oud diff punt		verandering		nieuw diff punt	
	X waarde	Y waarde	X waarde	Y waarde	X waarde	Y waarde
berth 1	10790	760	0	0	10790	760
diffractiepu	11330	132	-325	158	11005	290
delta	540	628			215	470
r	516,88					
theta (rad)	1,14					
theta (deg)	65,41					

Limiterende golfhoogte

richting van golfinval (deg tov N)	155,41
limiterende hoogte (m)	1,09

48

Berekening optredende demping m.b.v. Spiraal van Cornu

raai	alfa (deg)	y (m)	w	lengte (mm)	Kd
120	30	421,28	0,227	37	0,19
150	60	514,58	0,004	114	0,60
180	90	470,00	0,100	174	0,91
				gemiddeld	0,57

alfa: golfrichting t.o.v normaal op gd constructie
indien alfa < theta dan situatie 1, anders situatie 2

Raai 120

Golfhoogte	H * Kd	1-P(H<h)
0,00	0,00	55,62
0,25	0,05	30,87
0,75	0,15	3,93
1,25	0,24	0,29
1,75	0,34	0,01
2,25	0,44	0,00
2,75	0,53	
3,50	0,68	
4,50	0,87	
5,50	1,07	

lineaire interpolatie

Golfhoogte 1-P(H<h)

1,09 0,00

Raai 150

Golfhoogte	H * Kd	1-P(H<h)
0,00	0,00	9,75
0,25	0,15	9,22
0,75	0,45	7,22
1,25	0,75	2,73
1,75	1,04	0,93
2,25	1,34	0,22
2,75	1,64	0,07

lineaire interpolatie

Golfhoogte 1-P(H<h)

1,04 0,93

1,34 0,22

1,09 0,81

situatie 7

3,50	2,09	0,00
4,50	2,69	
5,50	3,28	

Raai 180

Golfhoogte	H * Kd	1-P(H<h)
0,00	0,00	0,60
0,25	0,23	0,56
0,75	0,68	0,40
1,25	1,14	0,18
1,75	1,59	0,02
2,25	2,05	0,00
2,75	2,51	
3,50	3,19	
4,50	4,10	
5,50	5,01	

Golfhoogte 1-P(H<h)	
0,68	0,40
1,14	0,18
1,09	0,20

Totaal

raai	1-P(H<h)
120	0,00
150	0,81
180	0,20
totaal:	1,01

Overschrijding situatie 0	3,17
Overschrijding huidige situatie	1,01
Vereiste overschrijding	1,17

Bijlage D Transmissie volgens Goda

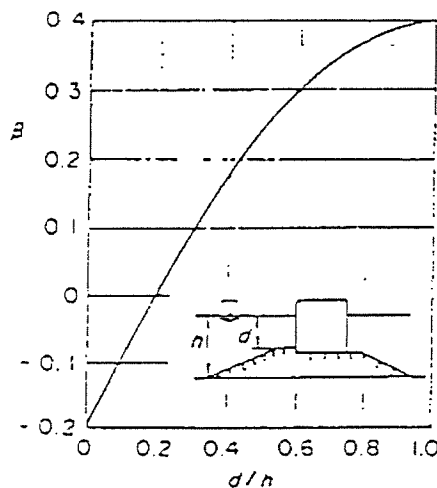
De kruinhoogte van de constructie wordt bepaald aan de hand van de ontwerpcriteria voor golftransmissie. Goda [7] heeft voor transmissie de onderstaande ontwerpformules afgeleid. In de figuur staat de schematisatie van de constructie met de variabelen die door Goda worden gehanteerd.

$$K_t = \frac{H_t}{H_i}$$

$$K_t = \sqrt{\frac{1}{4} \cdot \left(1 - \sin\left(\frac{\pi}{2 \cdot \alpha}\right) \cdot \left(\frac{h_c}{H_{sig}} + \beta\right) \right)^2 + 0,01 \cdot \left(1 - \frac{h'}{h}\right)} \quad \text{voor } \beta - \alpha < \frac{h_c}{H_i} < \alpha - \beta$$

$$K_t = 0,1 \cdot \left(1 - \frac{h'}{h}\right) \quad \text{voor } \frac{h_c}{H_i} \geq \alpha - \beta$$

De coëfficiënt α wordt in de berekeningen niet gevarieerd en bedraagt 2,2. De coëfficiënt β kan uit het onderstaande nomogram worden afgeleid.



In de volgende mathcad-sheet wordt de bij een transmissiecoëfficiënt van 0,2 behorende kruinhoogte bepaald.

Gegevens

$h' := 8 \cdot \text{m}$ Waterdiepte op de drempel
 $h := 10 \cdot \text{m}$ Waterdiepte
 $K_{\text{tgewenst}} := 0.2$ Gewenste transmissiecoëfficiënt

Relatie kruin en golfhoogte

$\alpha := 2.2$ De waarden voor α en β volgen uit literatuur. Takahashi, Design of Vertical Breakwaters, 1996. Pagina 28.
 $\beta := 0.35$

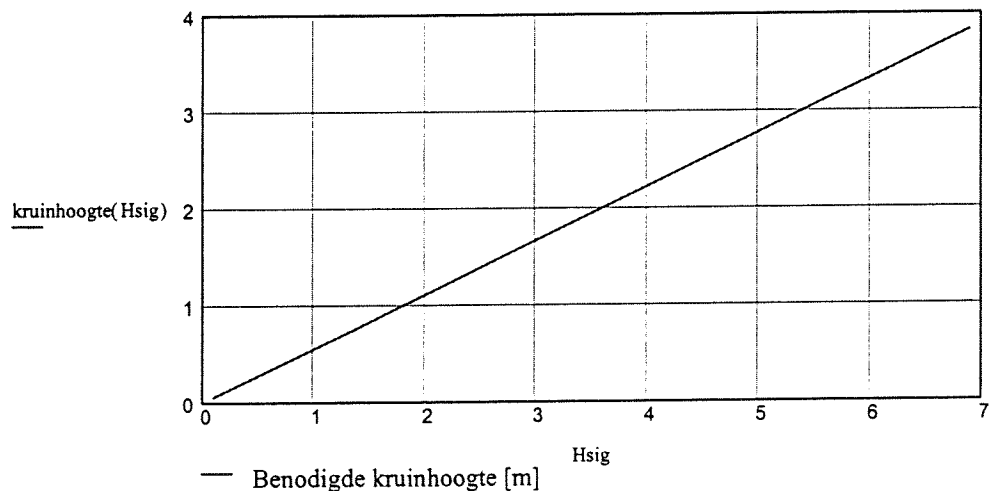
$$K_t(h_{\text{crest}}, H_{\text{sig}}) := \begin{cases} 0.1 \cdot \left(1 - \frac{h'}{h}\right) & \text{if } \frac{h_{\text{crest}}}{H_{\text{sig}}} \geq \alpha - \beta \\ \sqrt{0.25 \cdot \left[1 - \sin\left[\left(\frac{\pi}{2 \cdot \alpha}\right) \cdot \left(\frac{h_{\text{crest}}}{H_{\text{sig}}} + \beta\right)\right]\right]^2 + 0.01 \cdot \left(1 - \frac{h'}{h}\right)^2} & \text{if } \beta - \alpha < \frac{h_{\text{crest}}}{H_{\text{sig}}} < \alpha - \beta \end{cases}$$

Bepalen kruinhoogte constructie

$h_{\text{crest}} := .1 \cdot \text{m}$ Beginwaarde iteratieproces

$\text{kruinhoogte}(H_{\text{sig}}) := \text{root}(K_t(h_{\text{crest}}, H_{\text{sig}}) - K_{\text{tgewenst}}, h_{\text{crest}})$

$H_{\text{sig}} := 0.1 \cdot \text{m}, 0.5 \cdot \text{m}.. 7 \cdot \text{m}$



$$\text{kruinhoogte}(2.15 \cdot \text{m}) = 1.2 \cdot \text{m}$$

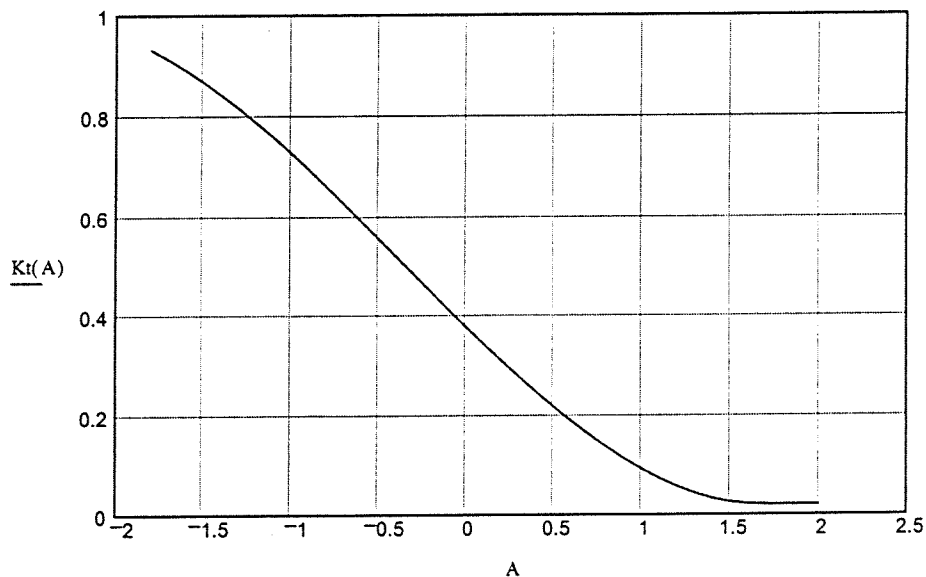
Benodigde kruinhoogte voor een verticale golfdempende constructie met een transmissiecoëfficiënt van 0,2 bij een golfhoogte van 2,15m (behorende bij b.g.t.).

Verloop transmissiecoëfficiënt over de relatieve kruinhoogte $\frac{h_{\text{crest}}}{H_{\text{sig}}}$

$$K_t(A) := \begin{cases} 0.1 \cdot \left(1 - \frac{h'}{h}\right) & \text{if } A \geq \alpha - \beta \\ \sqrt{0.25 \cdot \left[1 - \sin\left[\left(\frac{\pi}{2 \cdot \alpha}\right) \cdot (A + \beta)\right]\right]^2 + 0.01 \cdot \left(1 - \frac{h'}{h}\right)^2} & \text{if } \beta - \alpha < A < \alpha - \beta \end{cases}$$

$$A := -1.8, -1.7 \dots 2$$

A komt overeen met $\frac{h_{\text{crest}}}{H_{\text{sig}}}$



Bijlage E Gewicht bodembescherming volgens Takahashi

De dimensies van horizontale bodembescherming in een berm voor een verticale golfdempende constructie is aan de hand van een door Takahashi opgestelde empirische relatie te bepalen. Deze relatie benadert het stabiliteitsgetal zoals dat in de Hudson vergelijking ter bepaling van het steengewicht toegepast kan worden.

Het stabiliteitsgetal volgens Takahashi:

$$N_s = \max \left[1,3, \frac{1,8}{\sqrt[3]{\kappa_1}} \cdot \frac{h'}{H_s} \right]$$

Waarin:

$$\kappa = \kappa \cdot (\kappa_2)_B$$

$$\kappa_1 = \left(\frac{2 \cdot k \cdot h'}{\sinh(2 \cdot k \cdot h')} \right)$$

$$\kappa_2 = \max \left[\frac{\alpha_s \cdot \sin^2 \theta \cdot \cos^2(k \cdot B_m \cdot \cos \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \sin^2(k \cdot B_m \cdot \cos \theta)} \right]$$

α_s Correctiefactor experimenten (= 0,45)

θ Hoek van golfval

k Golfgetal, $k = \frac{2 \cdot \pi}{L}$

Steengewicht volgens de Hudson vergelijking:

$$W = \frac{\rho_r}{N_s^3 \cdot (S_r - 1)^3} \cdot H_s^3$$

Waarin:

ρ_r Soortelijk gewicht van de stortsteen

S_r Relatieve soortelijk gewicht stortsteen, $S_r = \frac{\rho_r}{\rho_w}$

H_s Significante golfhoogte

In de volgende mathcad-sheet wordt het benodigde steengewicht bepaald.

Gewicht bodembescherming volgens Takahashi

Gegevens

$$H_s := 1 \cdot m, 1.5 \cdot m \dots 7 \cdot m$$

Significante golfhoogte

$$T_s := 12 \cdot \text{sec}$$

Periode

$$h' := 8 \cdot m$$

Waterdiepte ter plaatse van de drempel

$$d_s := 10 \cdot m$$

Waterdiepte voor de constructie

$$L' := \frac{g \cdot T_s^2}{2 \cdot \pi} \quad L' = 224.752 \cdot m$$

Golflengte

$$B_m := 0.4 \cdot d_s$$

Bermbreedte

$$\rho_r := 2650 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Specifiek gewicht rots

$$\rho_w := 1035 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Specifiek gewicht zeewater

$$S_r := \frac{\rho_r}{\rho_w}$$

Relatief specifiek gewicht

$$\beta := 0 \cdot \text{deg}$$

Aanvalshoek golven, uitgegaan wordt van de slechts situatie.

Stabiliteitsformule (Hudson)

$$W(N_s, H) := \frac{\rho_r}{N_s^3 \cdot (S_r - 1)^3} \cdot H^3$$

Berekening volgens Takahashi

$$n := \frac{B_m}{0.1 \cdot m} + 1 \quad i := 1 \dots n \quad x_i := (i - 1) \cdot 0.1 \cdot m$$

$$\kappa_1(\kappa_2) := \frac{4 \cdot \frac{h'}{L'} \cdot \pi}{\sinh\left(4 \cdot \pi \cdot \frac{h'}{L'}\right)} \cdot \kappa_2$$

$$f_1(x) := \sin(\beta)^2 \cdot \cos\left(\frac{2 \cdot \pi \cdot x}{L'} \cdot \cos(\beta)\right)^2$$

$$f_2(x) := \cos(\beta)^2 \cdot \sin\left(\frac{2 \cdot \pi \cdot x}{L'} \cdot \cos(\beta)\right)^2$$

$$a_{i,1} := f_1(x_i)$$

$$a_{i,2} := f_2(x_i)$$

Gewicht bodembescherming

1

Gewicht bodembescherming volgens Takahashi

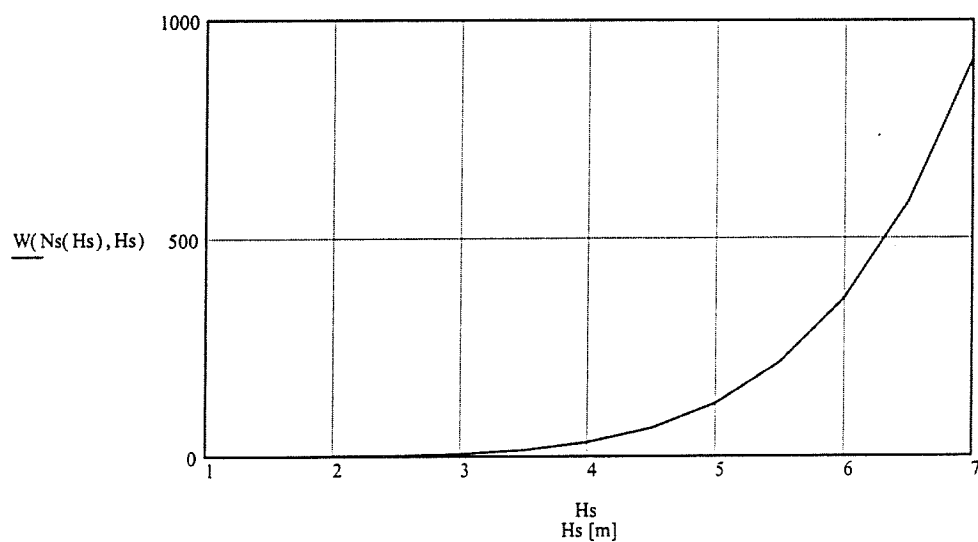
$$\kappa_2 := \max(a)$$

$$\kappa_2 = 0.012$$

$$\kappa_1(\kappa_2) = 0.012$$

$$N(H_s) := 1.3 \cdot \frac{1 - \kappa_1(\kappa_2)}{\kappa_1(\kappa_2)^{\frac{1}{3}}} \cdot \frac{h'}{H_s} + 1.8 \cdot \exp \left[-1.5 \cdot \frac{(1 - \kappa_1(\kappa_2))^2}{\kappa_1(\kappa_2)^{\frac{1}{3}}} \cdot \frac{h'}{H_s} \right] \quad \text{Stabiliteitsgetal}$$

$$N_s(H_s) := \max \left(\left(\frac{1.8}{N(H_s)} \right) \right)$$



$$W(N_s(5.1 \cdot \text{m}), 5.1 \cdot \text{m}) = 136 \cdot \text{kg}$$

Benodigd steengewicht voor u.g.t. Tr = 100 jaar golcondities.

$$\text{aWRITEPRN}(H_s) := H_s$$

$$\text{aWRITEPRN}(\text{gewicht2}) := (W(N_s(H_s), H_s) \cdot 1000)$$

Toepassen filterregels

$$\rho_r := 2650 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Soortelijke massa rots

Ruwe schatting van de steendiameters van filter en basis

$$D_{85\text{filter}} := \sqrt[3]{\frac{1000 \cdot \text{kg}}{\rho_r}}$$

$$D_{85\text{basis}} := \sqrt[3]{\frac{60 \cdot \text{kg}}{\rho_r}}$$

Gewicht bodembescherming

Gewicht bodembescherming volgens Takahashi

$$\begin{aligned} D_{50\text{filter}} &:= \sqrt[3]{\frac{715 \cdot \text{kg}}{\rho_r}} & D_{50\text{basis}} &:= \sqrt[3]{\frac{45 \cdot \text{kg}}{\rho_r}} \\ D_{15\text{filter}} &:= \sqrt[3]{\frac{300 \cdot \text{kg}}{\rho_r}} & D_{15\text{basis}} &:= \sqrt[3]{\frac{10 \cdot \text{kg}}{\rho_r}} \end{aligned}$$

Toetsing aan filterregels

1. Stabiliteitscriterium

$$\frac{D_{15\text{filter}}}{D_{85\text{basis}}} < 4 - 5$$

$$\frac{D_{15\text{filter}}}{D_{85\text{basis}}} = 1.7$$

$$\frac{D_{50\text{filter}}}{D_{50\text{basis}}} < 3 - 5$$

$$\frac{D_{50\text{filter}}}{D_{50\text{basis}}} = 2.5$$

2. Permeabiliteitseis

$$\frac{D_{15\text{filter}}}{D_{15\text{basis}}} > 4 - 5$$

$$\frac{D_{15\text{filter}}}{D_{15\text{basis}}} = 3.1$$

3. Segregatie eis

$$\frac{D_{50\text{filter}}}{D_{50\text{basis}}} < 20 - 25$$

$$\frac{D_{50\text{filter}}}{D_{50\text{basis}}} = 2.5$$

Berekening benodigde laagdikte

$$r(n, k\Delta, W_{50}, \rho_r) := n \cdot k\Delta \cdot \left(\frac{W_{50}}{\rho_r} \right)^{\frac{1}{3}} \quad \text{Formule ter bepaling laagdikte}$$

Waarin:

$$n := 2$$

Aantal steeneenheden

$$k\Delta := 1.02$$

Layer coefficient

$$\text{Primary layer} \quad r(n, k\Delta, 715 \cdot \text{kg}, \rho_r) = 1.32 \cdot \text{m}$$

$$\text{Secondary layer} \quad r(n, k\Delta, 45 \cdot \text{kg}, \rho_r) = 0.52 \cdot \text{m}$$

Bijlage F De lineaire golftheorie

Volgens de lineaire golftheorie kan de drukverdeling van een staande golf op een verticale muur als volgt beschreven worden:

$$p = -\rho_w \cdot g \cdot z + \rho_w \cdot g \cdot A \cdot \frac{\cosh k \cdot (h + z)}{\cosh k \cdot h} \cdot \cos \omega \cdot t$$

Waarin:

ρ_w	Soortelijk gewicht van zeewater
g	Zwaartekrachtsversnelling
z	Verticale afstand vanaf het gemiddelde wateroppervlak
A	De maximale golfamplitude, $A = \frac{1}{2} \cdot H_d \cdot (1 + \alpha)$
α	Reflectiecoëfficiënt van de verticale wand
k	Golfgetal, $k = \frac{2\pi}{L}$
h	Waterdiepte
ω	Hoekfrequentie van de golf, $\omega = \frac{2\pi}{T}$
t	Tijd

Bij de berekening van de stabiliteit van de constructie wordt alleen de belasting van de golftop tegen de constructie beschouwd. De belastingsituatie bij een golfdal wordt hier niet maatgevend geacht, hetgeen overigens niet per definitie het geval is.

Bij gelijke waterstanden aan beide kanten van de constructie resulteert alleen de component van de golfdruk op de constructie. Het maximale resulterende drukverloop ziet er dan als volgt uit.

$$p(z) = \rho_w \cdot g \cdot A \cdot \frac{\cosh k \cdot (h + z)}{\cosh k \cdot h} \quad \text{voor } -d < z < 0$$

Waaruit volgt:

$$p_c = \rho_w \cdot g \cdot (A - h_c)$$

$$p_{zwn} = \rho_w \cdot g \cdot A$$

$$p_b = \rho_w \cdot g \cdot A \cdot \frac{\cosh k \cdot (h - d)}{\cosh k \cdot h}$$

Door integratie van de druk over de diepte wordt de resulterende horizontale kracht tengevolge van golfbelasting op de constructie verkregen.

De opwaartse golfkracht die door de golf op de onderkant van de constructie wordt uitgeoefend wordt gevonden door integratie van de druk (p_b) over de breedte van de constructie.

Bijlage G Golfbelasting volgens Goda

Voor de berekening van de golfbelasting wordt uitgegaan van onderstaande schematisering van de constructie. figuur...

De golfdrukken op de constructie zijn weergegeven met p_1 , p_3 , p_4 en p_u en zijn als volgt gedefinieerd.

$$p_1 = 0,5 \cdot (1 + \cos \theta) \cdot (\lambda_1 \cdot \alpha_1 + \lambda_2 \cdot \alpha^* \cdot \cos^2 \theta) \cdot w_0 \cdot H_D$$

$$p_3 = \alpha_3 \cdot p_1$$

$$p_4 = \alpha_4 \cdot p_1$$

$$p_u = 0,5 \cdot (1 + \cos \theta) \cdot \lambda_3 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot w_0 \cdot H_D$$

Waarin:

θ	Hoek tussen de golfstraal en de normaal op de constructie.
λ_1, λ_2 en λ_3	Factoren waarmee de golfdruk voor caissons die op een andere manier uitgevoerde zijn bepaald kan worden. Hierbij valt te denken aan verticale composiet constructies en constructies met woelkamers.
$\alpha_1, \alpha_3, \alpha_4$ en α^*	Golfdrukcoëfficiënten.
w_0	Soortelijke massa van zeewater.
H_D	Ontwerp golfhoogte.

Voor de golfdrukcoëfficiënten geldt:

$$\alpha_1 = 0,6 + 0,5 \cdot \left(\frac{\frac{4 \cdot \pi \cdot h}{L_D}}{\sinh \frac{4 \cdot \pi \cdot h}{L_D}} \right)^2$$

$$\alpha^* = \max \begin{bmatrix} \alpha_2 \\ \alpha_I \end{bmatrix}$$

$$\text{met: } \alpha_2 = \min \left[\begin{array}{c} \frac{1}{3} \cdot \frac{1-d}{h_b} \cdot \left(\frac{H_d}{d} \right)^2 \\ \frac{2 \cdot d}{H_D} \end{array} \right]$$

$$\alpha_I = \alpha_{I0} + \alpha_{I1}$$

Waarin α_1 de drukcoëfficiënt is die de effecten tengevolge van golfklappen representeert en α_2 de drukcoëfficiënt is die brekende golven representeert. De golfdrukcoëfficiënt met de grootste effecten wordt in de berekening betrokken.

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h}{h} \cdot \left(1 - \frac{1}{\cosh \frac{2 \cdot \pi \cdot h}{L_D}} \right)$$

$$\alpha_4 = 1 - \frac{h_c^*}{\eta^*}$$

$$\text{Met: } h_c^* = \min \begin{bmatrix} \eta^* \\ h_c \end{bmatrix}$$

$$\eta^* = 0,75 \cdot (1 + \cos \theta) \cdot \lambda_1 \cdot H_D$$

Waarin η^* de hoogte representeert tot waar het drukverloop doorloopt.

De drukcoëfficiënt die de effecten tengevolge van golfklappen representeert (α_l) is als volgt samengesteld:

$$\alpha_l = \alpha_{l0} + \alpha_{l1}$$

Waarbij α_{l0} het effect van de golfhoogte boven berm representeert.

$$\alpha_{l0} = \frac{H_D}{d} \quad \text{voor } H_D \leq 2 \cdot d$$

$$\alpha_{l0} = 2 \quad \text{voor } H_D > 2 \cdot d$$

En α_{l1} representeert het effect van de vorm van de berm.

$$\alpha_{l1} = \frac{\cos \delta_2}{\cosh \delta_1} \quad \text{voor } \delta_2 \leq 0$$

$$\alpha_{l1} = \frac{1}{\cosh \delta_1 \cdot \sqrt{\cosh \delta_2}} \quad \text{voor } \delta_2 > 0$$

Hierbij zijn voor de delta's de volgende definities gehanteerd:

$$\delta_1 = 20 \cdot \delta_{11} \quad \text{voor } \delta_{11} \leq 0$$

$$\delta_1 = 15 \cdot \delta_{11} \quad \text{voor } \delta_{11} > 0$$

$$\delta_2 = 4,9 \cdot \delta_{22} \quad \text{voor } \delta_{22} \leq 0$$

$$\delta_2 = 3 \cdot \delta_{22} \quad \text{voor } \delta_{22} > 0$$

$$\delta_{11} = 0,93 \cdot \left(\frac{B_m}{L} - 0,12 \right) + 0,36 \cdot \left(\frac{h-d}{h} - 0,6 \right)$$

$$\delta_{11} = -0,36 \cdot \left(\frac{B_m}{L} - 0,12 \right) + 0,93 \cdot \left(\frac{h-d}{h} - 0,6 \right)$$

Door integratie van de druk over de diepte wordt de resulterende horizontale kracht tengevolge van golfbelasting op de constructie verkregen.

De opwaartse golfkracht die door de golf op de onderkant van de constructie wordt uitgeoefend wordt gevonden door integratie van de druk (p_u) over de breedte van de constructie.

Berekening golfbelasting volgens de Lineaire golftheorie en Goda. Golfklimaat met een herhalingsstijd van 1 jaar

Invoer gegevens

Topografie

$$h := 10 \cdot \text{m}$$

Waterdiepte voor golfdemper

Golfklimaat

$$T := 12 \cdot \text{sec}$$

Golfperiode

$$L := \frac{g \cdot T^2}{2 \cdot \pi}$$

Ontwerp golflengte

$$\text{hoek} := (195 - 150) \cdot \text{deg}$$

Hoek van inval golven t.o.v. constructie

$$\theta := \text{hoek} - 15 \cdot \text{deg}$$

Hoek van inval golven t.o.v. constructie (+ correctie voor de richting [Goda])

Constructie

$$h_{\text{Caisson}} := 10 \cdot \text{m}$$

Hoogte caisson

$$d_{\text{Fundering}} := 2 \cdot \text{m}$$

Hoogte fundering

$$D_{\text{berm}} := 1 \cdot \text{m}$$

Dikte erosie elementen op de fundering

$$B_m := 0.4 \cdot h$$

Bermbreedte

$$h' := h - d_{\text{Fundering}}$$

Afstand waterniveau tot de drempel

$$d := h' - D_{\text{berm}}$$

Diepte ter plaatse van de berm

$$h_b := h$$

Waterdiepte $5 \cdot H_{\text{sig}}$ voor constructie

$$h_c := h_{\text{Caisson}} + d_{\text{Fundering}} - h$$

Kruinhoogte constructie

Materialen

Algemeen

$$\rho_w := 1030 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Soortelijke dichtheid van zeewater

$$\gamma_w := \rho_w \cdot g$$

Specifiek gewicht zeewater

Vastgestelde ontwerp golfhoogte H_d volgens Glukhovskiy

Voor Goda berekeningen

$$H_d(H_s) := 3.54 \cdot \text{m}$$

Voor lineaire golftheorie berekeningen

$$H_{d_lin}(H_s) := 4.08 \cdot \text{m}$$

Berekening golfbelasting volgens Extended Goda Formula

Gegevens van de constructie

$\lambda_1 := 1$	Factor voor langzaam variërende drukcomponent
$\lambda_2 := 1$	Factor voor golfklap drukcomponent
$\lambda_3 := 1$	Factor voor omhoog gericht drukcomponent

Berekening van de grootte van de coëfficiënt met betrekking tot golfklappen op de constructie ($\alpha_I = \alpha_{I1} + \alpha_{I0}$)

α_{I0} representeert het effect van de golfhoogte op de mound

$$\alpha_{I0}(H_s) := \begin{cases} \frac{H_d(H_s)}{d} & \text{if } H_d(H_s) \leq 2 \cdot d \\ 2 & \text{otherwise} \end{cases}$$

α_{I1} representeert het effect van de golfhoogte op de mound

$$\delta_{11} := 0.93 \cdot \left(\frac{B_m}{L} - 0.12 \right) + 0.36 \cdot \left(\frac{h-d}{h} - 0.6 \right)$$

$$\delta_1 := \begin{cases} 20 \cdot \delta_{11} & \text{if } \delta_{11} \leq 0 \\ 15 \cdot \delta_{11} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\delta_{22} := -0.36 \cdot \left(\frac{B_m}{L} - 0.12 \right) + 0.93 \cdot \left(\frac{h-d}{h} - 0.6 \right)$$

$$\delta_2 := \begin{cases} 4.9 \cdot \delta_{22} & \text{if } \delta_{22} \leq 0 \\ 3 \cdot \delta_{22} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\alpha_{I1} := \begin{cases} \frac{\cos(\delta_2)}{\cosh(\delta_1)} & \text{if } \delta_2 \leq 0 \\ \frac{1}{\cosh(\delta_1) \cdot \sqrt{\cosh(\delta_2)}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\alpha_I(H_s) := \alpha_{I0}(H_s) + \alpha_{I1}$$

Bepaling drukcoëfficiënten

$$\alpha_1 := 0.6 + .5 \cdot \left[\frac{\frac{4 \cdot \pi \cdot h}{L}}{\sinh\left(\frac{4 \cdot \pi \cdot h}{L}\right)} \right]^2$$

Met betrekking tot statische druk

$$\alpha_2(H_s) := \min \left[\left[\frac{1}{3} \cdot \left(1 - \frac{d}{hb} \right) \cdot \left(\frac{H_d(H_s)}{d} \right)^2 \right], \left[\frac{2 \cdot d}{H_d(H_s)} \right] \right]$$

Met betrekking tot druk van brekende golven

$$\alpha_{ster}(H_s) := \max \left(\left(\alpha_2(H_s) \right), \left(\alpha_1(H_s) \right) \right)$$

$$\alpha_3 := 1 - \left(\frac{h'}{h} \right) \cdot \left(1 - \frac{1}{\cosh\left(\frac{2 \cdot \pi \cdot h}{L}\right)} \right)$$

$$\eta_{ster}(H_s) := 0.75 \cdot (1 + \cos(\theta)) \cdot \lambda_1 \cdot H_d(H_s)$$

$$hc_{ster}(H_s) := \min \left(\left(\eta_{ster}(H_s) \right), hc \right)$$

$$\alpha_4(H_s) := 1 - \frac{hc_{ster}(H_s)}{\eta_{ster}(H_s)}$$

Formules karakteristieke golfdrukken op de constructie

Golfdruk inclusief golfklap

$$p1(Hs) := 0.5 \cdot (1 + \cos(\theta)) \cdot (\lambda_1 \cdot \alpha_1 + \lambda_2 \cdot \alpha I(Hs) \cdot \cos(\theta)^2) \cdot \gamma_w \cdot Hd(Hs)$$

$$p3(Hs) := \alpha_3 \cdot p1(Hs)$$

$$p4(Hs) := \alpha_4(Hs) \cdot p1(Hs)$$

$$pu(Hs) := 0.5 \cdot (1 + \cos(\theta)) \cdot \lambda_3 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot \gamma_w \cdot Hd(Hs)$$

$$p(Hs, z) := \begin{cases} \left[p1(Hs) - \frac{p1(Hs) - p4(Hs)}{hc} \cdot (z - h) \right] \cdot Pa & \text{if } h \leq z \leq h + hc \\ \left[p3(Hs) + \frac{p1(Hs) - p3(Hs)}{h'} \cdot (z + h' - h) \right] \cdot Pa & \text{if } h - h' \leq z < h \\ 0 \cdot Pa & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$P(Hs, a, b) := \int_a^b p(Hs, z) dz$$

$$M(Hs, a, b) := \int_a^b p(Hs, z) \cdot (z - h + h') dz$$

Golfdruk exclusief golfklap

$$p1_z(Hs) := 0.5 \cdot (1 + \cos(\theta)) \cdot (\lambda_1 \cdot \alpha_1 + \lambda_2 \cdot \alpha_2(Hs) \cdot \cos(\theta)^2) \cdot \gamma_w \cdot Hd(Hs)$$

$$p3_z(Hs) := \alpha_3 \cdot p1_z(Hs)$$

$$p4_z(Hs) := \alpha_4(Hs) \cdot p1_z(Hs) \quad p4(2.15 \cdot m) = 2.759 \cdot 10^4 \cdot Pa$$

$$p_z(Hs, z) := \begin{cases} \left[p1_z(Hs) - \frac{p1_z(Hs) - p4_z(Hs)}{hc} \cdot (z - h) \right] \cdot Pa & \text{if } h \leq z \leq h + hc \\ \left[p3_z(Hs) + \frac{p1_z(Hs) - p3_z(Hs)}{h'} \cdot (z + h' - h) \right] \cdot Pa & \text{if } h - h' \leq z < h \\ 0 \cdot Pa & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$P_z(Hs, a, b) := \int_a^b p_z(Hs, z) dz$$

$$M_z(Hs, a, b) := \int_a^b p_z(Hs, z) \cdot (z - h + h') dz$$

Berekening golfbelasting volgens lineaire golftheorie

$$k := \frac{2 \cdot \pi}{L}$$

$$\text{Reflectiecoeff} := 0.8$$

$$A(Hs) := \frac{1}{2} \cdot H_{d_lin}(Hs) \cdot (1 + \text{Reflectiecoeff})$$

$$pC(Hs) := \gamma_w \cdot (A(Hs) - h_c)$$

Belasting ten gevolge van staande golf

$$pMSW(Hs) := \gamma_w \cdot A(Hs)$$

$$p_lin(Hs, z) := \begin{cases} \left[pMSW(Hs) - \frac{pMSW(Hs) - pC(Hs)}{h_c} \cdot (z - h) \right] \cdot Pa & \text{if } h \leq z \leq h + h_c \\ \gamma_w \cdot A(Hs) \cdot \frac{\cosh(k \cdot z)}{\cosh(k \cdot h)} \cdot Pa & \text{if } h - h' \leq z \leq h \\ 0 \cdot Pa & \text{otherwise} \end{cases}$$

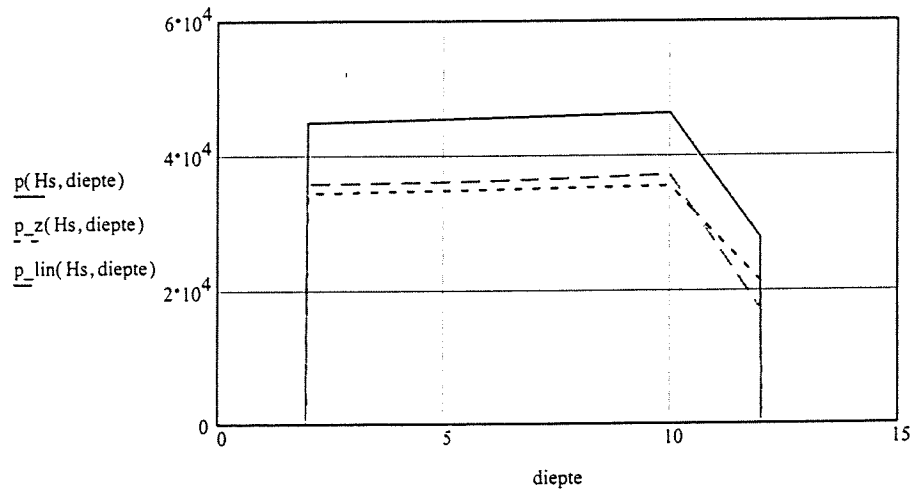
$$P_lin(Hs, a, b) := \int_a^b p_lin(Hs, z) \, dz$$

$$M_lin(Hs, a, b) := \int_a^b p_lin(Hs, z) \cdot (z - h + h') \, dz$$

Resultaten berekening golfbelasting (Tr=1 jaar)

Gegevens $H_s := 2.36$ $H_d(H_s) = 3.54 \cdot m$ $H_{d_lin}(H_s) = 4.08 \cdot m$
 $h = 10 \cdot m$ $h_{Caisson} = 10 \cdot m$ $d_{Fundering} = 2 \cdot m$ $h_c = 2 \cdot m$

diepte := 0·m, 0.01·m.. 15·m



Volgens Goda, met golfklap $p(H_s, h - h') = 4.486 \cdot 10^4 \cdot Pa$
 $p(H_s, h) = 4.626 \cdot 10^4 \cdot Pa$
 $p(H_s, h + h_c) = 2.759 \cdot 10^4 \cdot Pa$

Volgens Goda, zonder golfklap $p_z(H_s, h - h') = 3.434 \cdot 10^4 \cdot Pa$
 $p_z(H_s, h) = 3.541 \cdot 10^4 \cdot Pa$
 $p_z(H_s, h + h_c) = 2.112 \cdot 10^4 \cdot Pa$

Volgens lineaire golftheorie $p_{lin}(H_s, h - h') = 3.574 \cdot 10^4 \cdot Pa$
 $p_{lin}(H_s, h) = 3.709 \cdot 10^4 \cdot Pa$
 $p_{lin}(H_s, h + h_c) = 1.689 \cdot 10^4 \cdot Pa$

Druk onder constructie (Goda) $p_u(H_s) = 3.4 \cdot 10^4 \cdot Pa$

Resultaten berekening golfbelasting (Tr=1 jaar), vervolg

Volgens Goda, met golfklap	$P(Hs, 0 \cdot m, h + hc) = 4.384 \cdot 10^5 \cdot \text{kg} \cdot \text{sec}^{-2}$
	$M(Hs, 0 \cdot m, h + hc) = 2.124 \cdot 10^6 \cdot \text{newton}$
Volgens Goda, zonder golfklap	$P_z(Hs, 0 \cdot m, h + hc) = 3.356 \cdot 10^5 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{m}}$
	$M_z(Hs, 0 \cdot m, h + hc) = 1.626 \cdot 10^6 \cdot \text{newton}$
Volgens lineaire golftheorie	$P_lin(Hs, 0 \cdot m, h + hc) = 3.441 \cdot 10^5 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{m}}$
	$M_lin(Hs, 0 \cdot m, h + hc) = 1.647 \cdot 10^6 \cdot \text{newton}$

Uitvoermatrix

$$\begin{aligned}
 xLaag &:= 0 \cdot m & xHoog &:= h + hc & xN &:= 100 \\
 i &:= 0 \dots xN - 1 \\
 xInd_i &:= xLaag + \frac{xHoog - xLaag}{xN - 1} \cdot i \\
 matrix_{i,0} &:= xInd_i \cdot 1000 \\
 matrix_{i,1} &:= p(Hs, xInd_i) \cdot 1000 \cdot \frac{\text{m}}{\text{Pa}} \\
 matrix_{i,2} &:= p_z(Hs, xInd_i) \cdot 1000 \cdot \frac{\text{m}}{\text{Pa}} \\
 matrix_{i,3} &:= p_lin(Hs, xInd_i) \cdot 1000 \cdot \frac{\text{m}}{\text{Pa}}
 \end{aligned}$$

aWRITEPRN(DATAGr1) := matrix

aWRITEPRN(DATAGLUK1) := matrix

Bijlage H De Modified Glukhovskiy verdeling

De Glukhovskiy verdeling is een voor ondiep water effecten aangepaste gebaseerd Rayleigh verdeling [9]. In essentie is de verdeling een Weibull verdeling met als parameter het quotiënt van de gemiddelde golfhoogte en de waterdiepte. In diep water reduceert de verdeling tot een Rayleigh verdeling. Klopman-Stive (1989) modificeerden de Glukhovskiy verdeling om tot een betrouwbaar resultaat te komen.

De cumulatieve verdelingsfunctie ziet er als volgt uit:

$$P(H) = P(H \leq H_m | H_m, d) = 1 - \exp\left(-A \cdot \left(\frac{H}{H_m}\right)^\kappa\right)$$

Waarin:

$$\kappa = \frac{2}{1 - 0,7 \cdot \bar{d}}$$

$$\bar{d} = \frac{H_m}{d}$$

en d de waterdiepte is.

De ervaring van Alkyon met de interpretatie van de resultaten verkregen met de Modified Glukhovskiy verdeling is dat de golfhoogten te laag zijn. Daarom wordt in de definitie van κ de niet-dimensionale gemiddelde golfhoogte vermenigvuldigd met een coëfficiënt van 0,7.

Omdat het eerste moment m_1 van de Glukhovskiy verdeling gelijk moet zijn aan de gemiddelde waarde H_m is de volgende relatie tussen A en κ tot stand gebracht:

$$A = \left(\Gamma\left(\frac{1}{\kappa} + 1\right)\right)^\kappa$$

De golfhoogte H_N met een overschrijdingskans van $P(H_N) = \frac{1}{N}$ is als volgt aan de gemiddelde golfhoogte H_m gerelateerd:

$$\frac{H_N}{H_m} = \left(\frac{\ln(N)}{A}\right)^{\frac{1}{\kappa}}$$

De verhouding tussen de gemiddelde golfhoogte H_m en de significante golfhoogte H_s ter plaatste van de 10m dieptecontour in de Grootbaai te St. Maarten is te benaderen met de waarde 0,645. Hierdoor is het mogelijk op grond van de H_s de golfhoogte H_m te benaderen.

In het mathcad programma dat hierachter is bijgevoegd, zijn voor beide golfcondities (herhalingstijd van 1 en 100 jaar) de ontwerp golfhoogten voor de Goda en de Lineaire golftheorie berekend.

Bepalen verhouding tussen Hsig en H1/250

Programma ter bepaling van de 1/250 overschrijdingsgolf op basis van de significante golfhoogte met behulp van de modified Glukhovskiy verdeling [Vledder e.a.]. Deze verdeling is een aan diepte gelimiteerde golven aangepaste Rayleigh verdeling.

Algemeen

$H_m(H_s) := 0.645 \cdot H_s$ Verhouding gemiddelde en significanten golfhoogte volgens Alkyon.

$d := 10 \cdot m$ Waterdiepte

Modified Glukhovskiy verdeling

$P(N) := \frac{1}{N}$ Overschrijdingskans $P(H_n)=1/N$

$$\kappa(H_s) := \frac{2}{1 - \frac{H_m(H_s)}{d}}$$

$$A(H_s) := \Gamma\left(\frac{1}{\kappa(H_s)} + 1\right)^{\kappa(H_s)}$$

$$H_{gluk}(H_s, N) := H_m(H_s) \cdot \left(\frac{\ln(N)}{A(H_s)}\right)^{\frac{1}{\kappa(H_s)}}$$

Rayleigh verdeling

$$H_{ray}(H_s, N) := \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \ln(N)} \cdot H_s$$

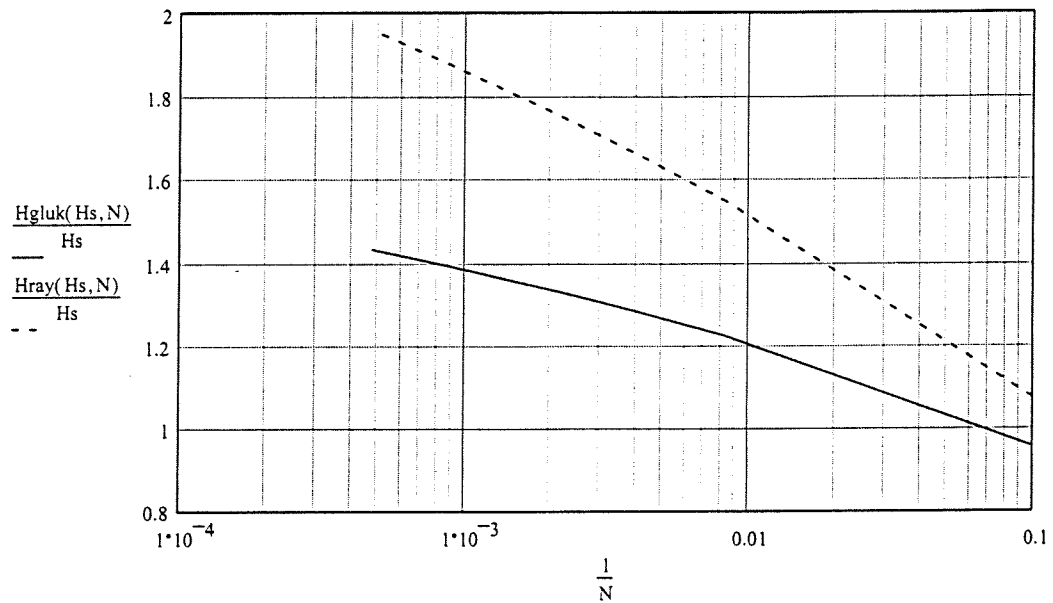
Vergelijking verdelingen

$$H_s := 5.1 \cdot \text{m}$$

$$T_{m01} := 9.8 \cdot \text{sec}$$

$$\text{aantal} := \frac{6 \cdot \text{hr}}{T_{m01}}$$

$$N := 10, \left(10 + \frac{\text{aantal}}{20} \right) \dots \text{aantal}$$



Bepalen golfhoogten

$$H_s := 2.36 \cdot \text{m}$$

$$\text{aantal} = 2.204 \cdot 10^3$$

Hd ugt trl

Glukhovskiy

Rayleigh

Lin theorie

$$H_{gluk}(H_s, \text{aantal}) = 4.08 \cdot \text{m}$$

$$H_{ray}(H_s, \text{aantal}) = 4.63 \cdot \text{m}$$

Goda

$$H_{gluk}(H_s, 250) = 3.544 \cdot \text{m}$$

$$H_{ray}(H_s, 250) = 3.921 \cdot \text{m}$$

$$H_s := 5.1 \cdot \text{m}$$

Hd ugt trl

Glukhovskiy

Rayleigh

Lin theorie

$$H_{gluk}(H_s, \text{aantal}) = 7.308 \cdot \text{m}$$

$$H_{ray}(H_s, \text{aantal}) = 10.006 \cdot \text{m}$$

Goda

$$H_{gluk}(H_s, 250) = 6.537 \cdot \text{m}$$

$$H_{ray}(H_s, 250) = 8.474 \cdot \text{m}$$

Bijlage I

Gronddraagvermogen volgens Brinch Hansen¹

I.1 Berekeningsmethode Prandtl

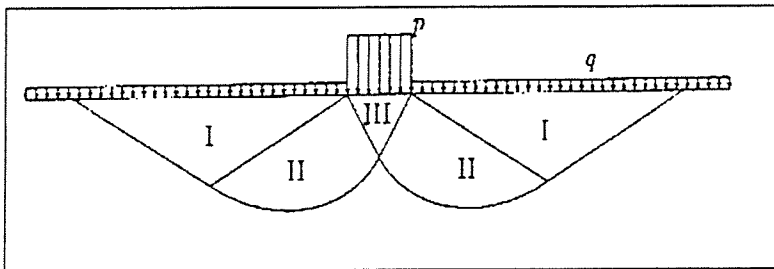
De berekeningsmethode van Prandtl voor het berekenen van het draagvermogen van gronde gaat uit van een strokenfundering. Dit is een oneindig lange stripvormige belasting op een dikke laag van zuiver cohesief materiaal. Door Keverling Buisman, Caquot en Terzaghi is de methode uitgebreid met een term voor het eigen gewicht van de grond. De formule luidt:

$$p_{\text{toelaatbaar}} = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

Waarin:

c	cohesie van het materiaal
q	bovenbelasting
γ	volumegewicht van het materiaal
i_c, i_q, i_γ	factoren voor de belastingrichting
B	breedte van de belaste strook

De schematisatie van de belasting is gegeven in de onderstaande figuur I-1



Figuur I-1, De wig van Prandtl

N_c , N_q en N_γ zijn dimensieloze constanten die als volgt zijn gedefinieerd:

$$N_q = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \cdot e^{\pi \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi$$

$$N_\gamma = \frac{3}{2} \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi$$

¹ Ontleent aan Verruijt, Grondmechanica. [10]

1.2 De coëfficiënten van Brinch Hansen

Door Brinch Hansen is de basisformule uitgebreid met een groot aantal reductiefactoren voor onder andere de vorm van de fundering en de richting van de belasting. De formule volgens Brinch Hansen luidt:

$$P_{\text{toelaatbaar}} = s_c i_c N_c c + s_q i_q N_q q + s_\gamma i_\gamma N_\gamma \frac{1}{2} \gamma B_e$$

Waarin:

i_c, i_q, i_γ	factoren voor de belastingrichting
B_e	effectieve breedte van de belaste strook
N_c, N_q, N_γ	dimensieloze constanten

1.3 De richting van de belasting

Als naast een verticale belasting (p) ook een horizontale belasting (t) moet worden overgedragen wordt het draagvermogen aanzienlijk gereduceerd. De horizontale belasting moet kleiner zijn dan de kracht waarbij afschuiving over het oppervlak zou optreden,

$$t < c + p \cdot \tan \phi$$

De reductiefactoren zijn als volgt omschreven:

$$i_c = 1 - \frac{t}{c + p \cdot \tan \phi}$$

$$i_q = i_c^2$$

$$i_\gamma = i_c^3$$

1.4 Vormfactoren

Als de fundering niet de vorm van een oneindig lange strook heeft, maar rechthoekig van vorm is, met een breedte B en een lengte L (waarbij $L \geq B$) worden de volgende vormfactoren gebruikt:

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \sin \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{B}{L}$$

Bijlage J

Matcad programma “De Vier Bezwijkmechanismen”

In deze bijlage is het programma voor het bepalen van de minimale constructiebreedte van een caisson constructie opgenomen. Hierbij wordt van de volgende bestanddelen gebruik gemaakt:

- golfbelasting op verticale constructies volgens Goda gebaseerd op de ontwerpgolfhoogte volgens de Modified Glukhovskiy verdeling.
- de vier bezwijkmechanismen van caissonconstructies
- korrelspanning in de bodem of ondergrond volgens Brinch Hansen

Alleen het programma voor alternatief C is opgenomen omdat het programma voor alle alternatieven hetzelfde is en de resultaten in het hoofdrapport opgenomen zijn.

Invoer gegevens

Belastingen $T_r = 100$ jaar

$p_u := 6.618 \cdot 10^4 \cdot \text{Pa}$	Druk onder de constructie
$P := 1.145 \cdot 10^6 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{m}}$	Kracht ten gevolge van de golfbelasting
$M_p := 5.651 \cdot 10^6 \cdot \text{newton}$	Moment ten gevolge van de golfbelasting

Constructie afmetingen

$h_c := 2 \cdot \text{m}$	Kruinhoogte constructie
$h := 10 \cdot \text{m}$	Waterdiepte
$h_{\text{Caisson}} := 10 \cdot \text{m}$	Hoogte constructie
$h_{\text{Fundering}} := 3.5 \cdot \text{m}$	Dikte funderingslaag
$h' := h_{\text{Caisson}} - h_c$	Afstand waterniveau tot de drempel
$L_{\text{constructie}} := 50 \cdot \text{m}$	Lengte caisson

Materiaal gegevens

Algemeen

$\rho_w := 1030 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	Soortelijke dichtheid van zeewater
$\gamma_w := \rho_w \cdot g$	Specifiek gewicht zeewater

Fundering

$\phi_{\text{stortsteen}} := 38 \cdot \text{deg}$	Hoek van inwendige wrijving van de stortsteen
$\gamma_{\text{stortsteen}} := \left(1800 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} - \rho_w \right) \cdot g$	Onderwatergewicht van de stortsteen

Ondergrond (gondtype1)

$\phi_{\text{grondtype1}} := 29 \cdot \text{deg}$	Hoek van inwendige wrijving van de ondergrond
$\gamma_{\text{grondtype1}} := \left(1400 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} - \rho_w \right) \cdot g$ $\gamma_{\text{grondtype1}} = 3.628 \cdot 10^3 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{m}^3}$	Onderwatergewicht van de ondergrond

Veiligheidsfactoren

$$SF_{\text{fundering}} := 1.2$$

$$SF_{\text{roteren}} := 1.2$$

$$SF_{\text{afschuiven}} := 1.2$$

$$SF_{\text{ondergrond}} := 1.2$$

Op de constructie werkende krachten en momenten

Schatting constructiegewicht in stil water N/m²

$$\gamma_{\text{beton}} := 25 \cdot 10^3 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_{\text{ballast}} := 25.8 \cdot 10^3 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{m}^3}$$

$$hf := 0.25$$

Factor holle ruimte in caisson

$$W(B) := ((hf \cdot \gamma_{\text{beton}} + (1 - hf) \cdot \gamma_{\text{ballast}}) \cdot (h' + hc) - \gamma_w \cdot h') \cdot B$$

$$U(B) := \frac{1}{2} \cdot p_u \cdot B$$

Uplift ten gevolge van golfbelasting

$$W_e(B) := W(B) - U(B)$$

Totaal verticale belasting

$$M_u(B) := \frac{p_u \cdot B^2}{3}$$

Moment om teen t.g.v. opwaardse druk

$$M_w(B) := W(B) \cdot \frac{B}{2}$$

Moment om teen t.g.v. constructiegewicht in stil water

$$M_e(B) := M_w(B) - M_u(B) - M_p$$

Totaal op de constructie werkend moment

Stabiliteit tegen afschuiven caisson

Afschuiven van het caisson onder invloed van de golfbelasting. Gebaseerd op de schematisering gebruikt door Takahashi in Design of Vertical Breakwaters, 1996.

Evenwicht tussen de drijvende kracht ten gevolge van de horizontale golfbelasting (Goda) en de wrijving tussen het caisson en de fundering. De wrijving wordt bepaald door het gewicht van de constructie, vermindert met de opwaards gerichte golfbelasting in de fundering.

Aannamen

$$\mu := 0.6$$

Wrijvingscoefficient constructie
fundering

Berekening

$$F(B) := \frac{\mu \cdot (W(B) - U(B))}{P} - SF_{\text{afschuiven}}$$

Veiligheidsfunctie

$$B := 30 \cdot m$$

Begin parameter voor het oplossen

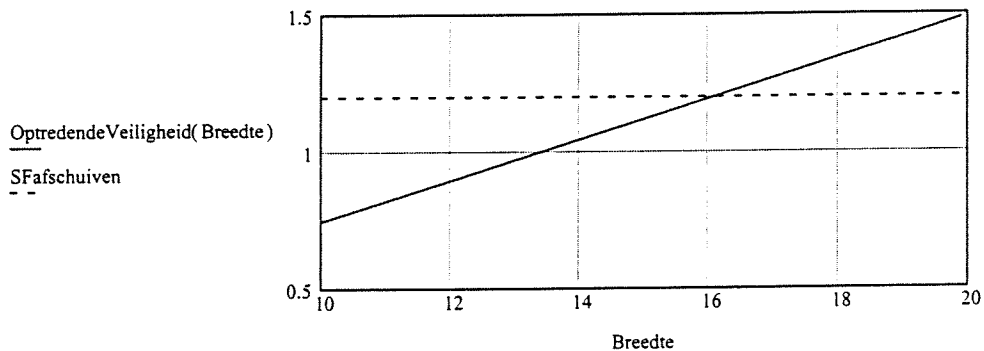
$$\text{BreedteAfschuiven} := \text{root}(F(B), B)$$

Bepalen breedte constructie

$$\text{BreedteAfschuiven} = 16.115 \cdot m$$

$$\text{OptredendeVeiligheid}(B) := \frac{\mu \cdot (W(B) - U(B))}{P}$$

$$\text{Breedte} := 10 \cdot m, 10.1 \cdot m \dots 19.9 \cdot m$$



Stabiliteit tegen roteren caisson

Rotatie van het caisson onder invloed van de golfbelasting. Gebaseerd op de schematisering gebruikt door Takahashi in Design of Vertical Breakwaters, 1996. Evenwicht tussen het drijvende moment ten gevolge van de golfbelasting (Goda) en het rustende moment ten gevolgen van het gewicht van de constructie, vermindert met de opwaards gerichte golfbelasting in de fundering.

Berekening

$$F(B) := \frac{M_w(B)}{M_p + M_u(B)} - SF_{\text{roteren}}$$

Veiligheidsfunctie (M_w , M_u in richting tegengesteld aan M_p)

$$B := 10 \cdot m$$

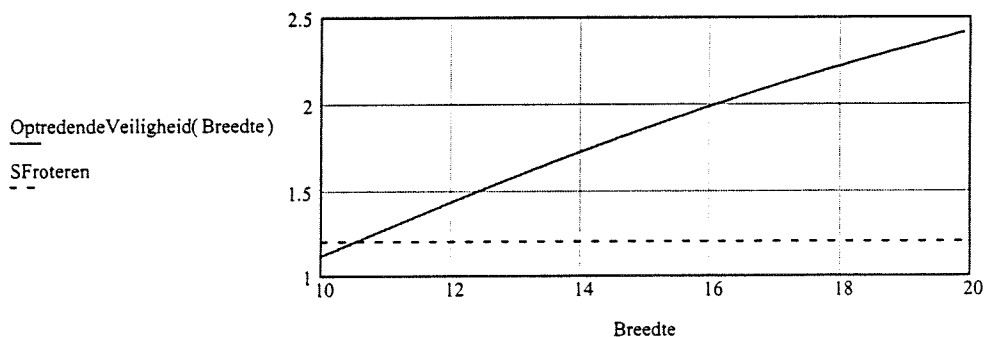
Begin parameter voor het oplossen

$$\text{BreedteRoteren} := \text{root}(F(B), B)$$

Bepalen breedte constructie

$$\text{BreedteRoteren} = 10.531 \cdot m$$

$$\text{OptredendeVeiligheid}(B) := \frac{M_w(B)}{M_p + M_u(B)}$$



Tegengaan bezwijken fundering

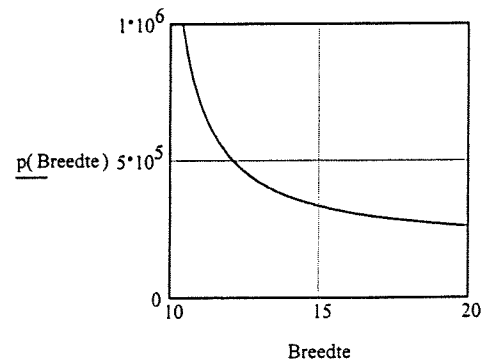
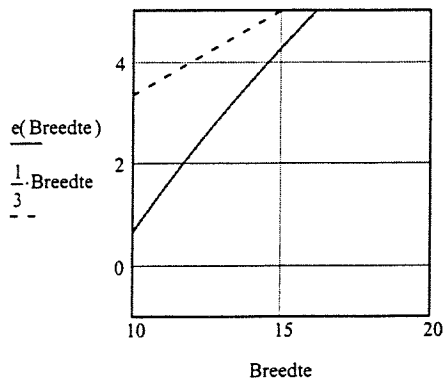
Optredende contactspanning tussen constructie en fundering

$$e(B) := \frac{Me(B)}{We(B)}$$

$$p(B) := \begin{cases} \frac{2 \cdot We(B)}{3 \cdot e(B)} & \text{if } e(B) \leq \frac{B}{3} \\ \frac{2 \cdot We(B)}{B} \cdot \left(2 - 3 \cdot \frac{e(B)}{B} \right) & \text{if } e(B) > \frac{B}{3} \end{cases}$$

Bepaling excentriciteit belasting

Maximaal optredende contactspanning



Maximaal toelaatbare spanning in de fundering volgens Brinch-Hansen

Aanname

$$q := \gamma w \cdot h'$$

Bovenbelasting op de fundering

Factoren ter verdiscontering van de belastingrichting

$$i_q(B) := \left[1 - \frac{P}{(W(B) - U(B)) \cdot \tan(\phi_{\text{stortsteen}})} \right]^2$$

$$i_\gamma(B) := \left[1 - \frac{P}{(W(B) - U(B)) \cdot \tan(\phi_{\text{stortsteen}})} \right]^3$$

Factoren ter verdiscontering van de vorm van de constructie

$$s_q(B) := 1 + \frac{B}{L_{\text{constructie}}} \cdot \sin(\phi_{\text{stortsteen}})$$

$$s_\gamma(B) := 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L_{\text{constructie}}}$$

Dimensieloze constanten

$$N_q := \frac{1 + \sin(\phi_{\text{stortsteen}})}{1 - \sin(\phi_{\text{stortsteen}})} \cdot \exp(\pi \cdot \tan(\phi_{\text{stortsteen}}))$$

$$N_\gamma := \frac{3}{2} \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\phi_{\text{stortsteen}})$$

Berekening volgens Brinch-Hansen

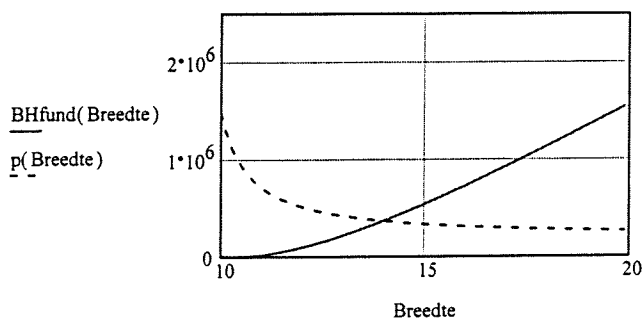
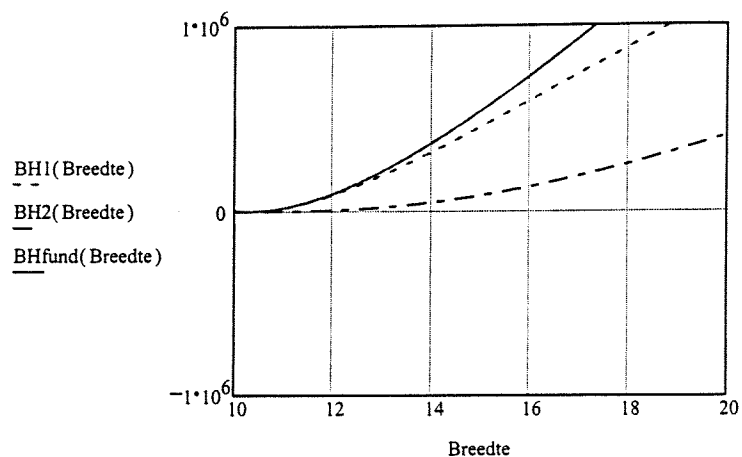
$$BH1(B) := i_q(B) \cdot s_q(B) \cdot q \cdot N_q$$

Term voor de bovenbelasting

$$BH2(B) := i_\gamma(B) \cdot s_\gamma(B) \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_{\text{stortsteen}} \cdot B \cdot N_\gamma$$

Term voor het eigen gewicht van het materiaal

$$\text{BHfund}(B) := \text{BH1}(B) + \text{BH2}(B)$$



$$F(B) := \frac{\text{BHfund}(B)}{p(B)} - \text{SFfundering}$$

Veiligheidsfunctie

$$B := 10 \cdot \text{m}$$

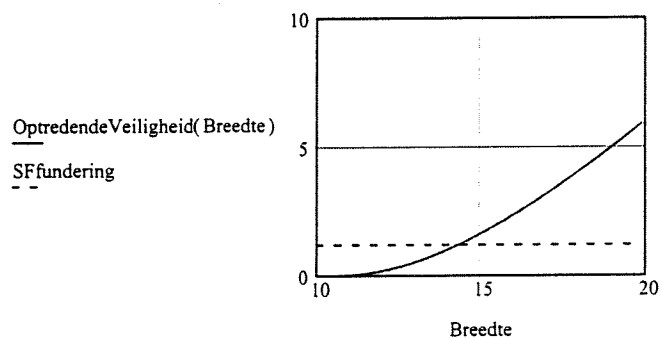
Begin parameter voor het oplossen

$$\text{BreedteFundering} := \text{root}(F(B), B)$$

Bepalen breedte constructie

$$\text{BreedteFundering} = 14.33 \cdot \text{m}$$

$$\text{OptredendeVeiligheid}(B) := \frac{\text{BHfund}(B)}{p(B)}$$



Tegengaan bezwijken ondergrond

Optredende contactspanning tussen constructie en ondergrond

Verplaatsing van de optredende belastingen naar ondergrond (sub)

$$Mes(Bsub) := Mw(Bsub) - Mu(Bsub) - Mp - P \cdot hFundering$$

Totale moment

$$Wes(Bsub) := W(Bsub) - U(Bsub) + \gamma_{stortsteen} \cdot Bsub \cdot hFundering$$

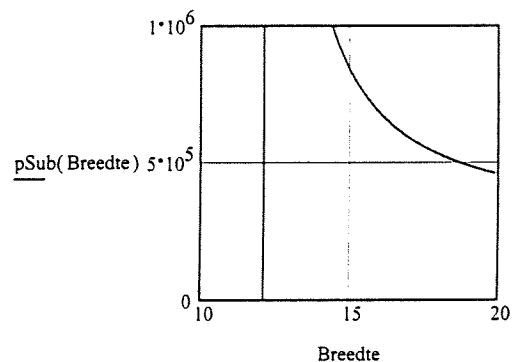
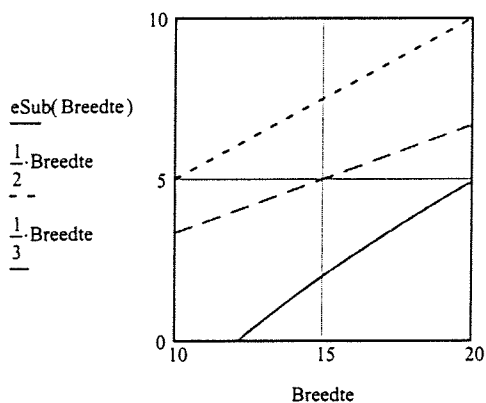
Totale verticale belasting

$$eSub(Bsub) := \begin{cases} \frac{Mes(Bsub)}{Wes(Bsub)} \cdot m & \text{if } 0 < \frac{Mes(Bsub)}{Wes(Bsub)} \leq Bsub \\ 0 \cdot m & \text{otherwise} \end{cases}$$

Bepaling excentriciteit belasting

Maximaal optredende contactspanning

$$pSub(Bsub) := \begin{cases} 0 & \text{otherwise} \\ \frac{2 \cdot Wes(Bsub)}{3 \cdot eSub(Bsub)} & \text{if } 0 < eSub(Bsub) \leq \frac{Bsub}{3} \\ \frac{2 \cdot Wes(Bsub)}{Bsub} \cdot \left(2 - 3 \cdot \frac{eSub(Bsub)}{Bsub} \right) & \text{if } \frac{Bsub}{3} < eSub(Bsub) \leq Bsub \end{cases}$$



Maximaal toelaatbare spanning in ondergrond volgens Brinch-Hansen

Aanname

$$q := \gamma_w \cdot h$$

Bovenbelasting op de ondergrond

Factoren ter verdiscontering van de belastingrichting

$$i_q(B_{\text{sub}}) := \left(1 - \frac{P}{W_{\text{es}}(B_{\text{sub}}) \cdot \tan(\phi_{\text{grondtype1}})} \right)^2$$

$$i_\gamma(B_{\text{sub}}) := \left(1 - \frac{P}{W_{\text{es}}(B_{\text{sub}}) \cdot \tan(\phi_{\text{grondtype1}})} \right)^3$$

Factoren ter verdiscontering van de vorm van de constructie

$$s_q(B_{\text{sub}}) := 1 + \frac{B_{\text{sub}}}{L_{\text{constructie}}} \cdot \sin(\phi_{\text{grondtype1}})$$

$$s_\gamma(B_{\text{sub}}) := 1 - 0.4 \cdot \frac{B_{\text{sub}}}{L_{\text{constructie}}}$$

Dimensieloze constanten

$$N_q := \frac{1 + \sin(\phi_{\text{grondtype1}})}{1 - \sin(\phi_{\text{grondtype1}})} \cdot \exp(\pi \cdot \tan(\phi_{\text{grondtype1}}))$$

$$N_\gamma := \frac{3}{2} \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\phi_{\text{grondtype1}})$$

Berekening volgens Brinch-Hansen

$$BH1(B) := i_q(B) \cdot s_q(B) \cdot q \cdot N_q$$

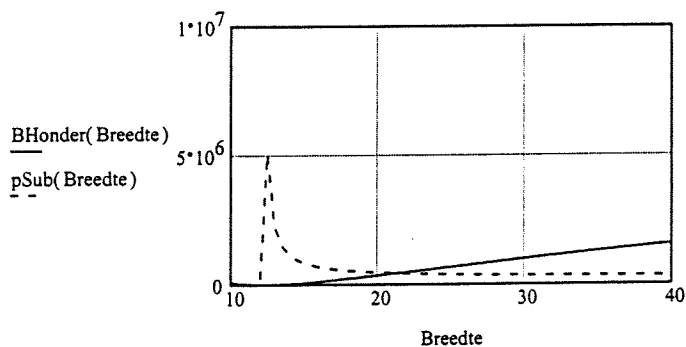
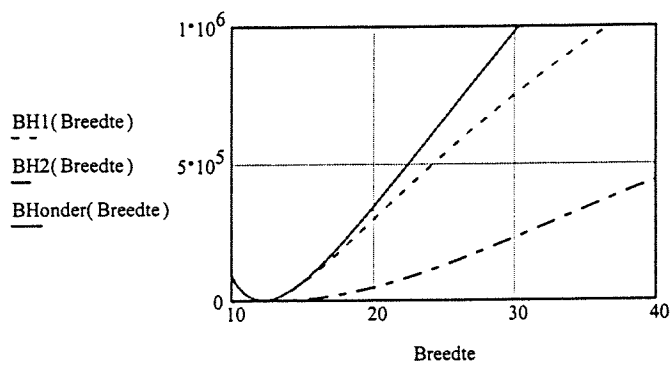
Term voor de bovenbelasting

$$BH2(B) := i_\gamma(B) \cdot s_\gamma(B) \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_{\text{stortsteen}} \cdot B \cdot N_\gamma$$

Term voor het eigen gewicht van het materiaal

$$BH_{\text{onder}}(B) := BH1(B) + BH2(B)$$

Breedte := 10·m, 10.5·m.. 40·m



$$F(B_{\text{sub}}) := \frac{BH_{\text{onder}}(B_{\text{sub}})}{p_{\text{sub}}(B_{\text{sub}})} - SF_{\text{ondergrond}}$$

Veiligheidsfunctie

$$B_{\text{sub}} := 25 \cdot \text{m}$$

Begin parameter voor het oplossen

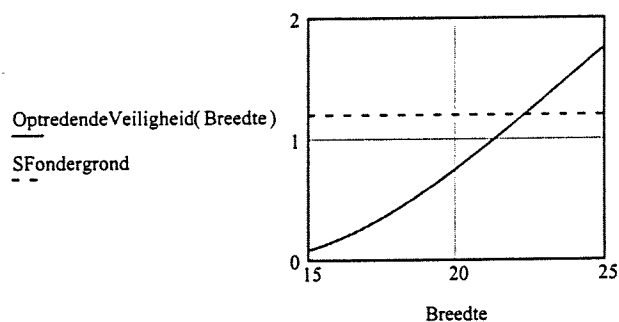
$$B_{\text{breedteSub}} := \text{root}(F(B_{\text{sub}}), B_{\text{sub}})$$

Bepalen breedte constructie op subniveau

$$B_{\text{breedteSub}} = 22.324 \cdot \text{m}$$

$$\text{OptredendeVeiligheid}(B_{\text{sub}}) := \frac{BH_{\text{onder}}(B_{\text{sub}})}{p_{\text{sub}}(B_{\text{sub}})}$$

$$B_{\text{breedte}} := 15 \cdot \text{m}, 15.5 \cdot \text{m}.. 25 \cdot \text{m}$$



Omzetting van de benodigde breedte op sub-niveau (ondergrond) naar de benodigde breedte op het niveau van de fundering

$$h_{\text{fundering}} = 3.5 \cdot \text{m}$$

$$B_{\text{breedteOndergrond}} := B_{\text{breedteSub}} - 2 \cdot \tan\left(\frac{45}{180} \cdot \pi\right) \cdot h_{\text{fundering}}$$

Bepalen breedte constructie op funderingsniveau

$$B_{\text{breedteOndergrond}} = 15.324 \cdot \text{m}$$

Bepalen benodigde breedte constructie volgens bezwijkmechanismen

$$\text{BreedteMax} := \max \begin{bmatrix} \text{BreedteAfschuiven} \\ \text{BreedteRoteren} \\ \text{BreedteFundering} \\ \text{BreedteOndergrond} \end{bmatrix}$$

Uitvoer resultaten voor $T_r = 100$ jaar

Kracht t.g.v. golfbelasting	$P = 1.145 \cdot 10^6 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{m}}$
Moment t.g.v. golfbelasting	$M_p = 5.651 \cdot 10^6 \cdot \text{newton}$

Mechanisme	Benodigde breedte
Afschuiving constructie	$\text{BreedteAfschuiven} = 16.115 \cdot \text{m}$
Rotatie	$\text{BreedteRoteren} = 10.531 \cdot \text{m}$
Bezwijken fundering	$\text{BreedteFundering} = 14.33 \cdot \text{m}$
Bezwijken ondergrond	$\text{BreedteOndergrond} = 15.324 \cdot \text{m}$

Benodigde breedte $\text{BreedteMax} = 16.115 \cdot \text{m}$

Uiteindelijke krachten en optredende spanningen

Afschuiven

Gewicht constructie stil water	$W(\text{BreedteMax}) = 2.823 \cdot 10^6 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{m}}$
Golfbelasting	$P = 1.145 \cdot 10^6 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{m}}$
Wrijvingskracht	$\mu \cdot (W(\text{BreedteMax}) - U(\text{BreedteMax})) = 1.374 \cdot 10^6 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{m}}$

Roteren

Aandrijvend moment	$M_p + M_u(\text{BreedteMax}) = 1.138 \cdot 10^7 \cdot \text{newton}$
Terugdrijvend moment	$M_w(\text{BreedteMax}) = 2.275 \cdot 10^7 \cdot \text{newton}$

Fundering

Excentriciteit belasting	$e(\text{BreedteMax}) = 4.964 \cdot \text{m}$
Contactspanning	$p(\text{BreedteMax}) = 3.075 \cdot 10^5 \cdot \text{Pa}$
Draagkracht fundering	$BH_{\text{fund}}(\text{BreedteMax}) = 7.532 \cdot 10^5 \cdot \text{Pa}$

Ondergrond

Breedte constructie op niveau ondergrond:

$$\text{Rekenwaarde} := \text{BreedteMax} + 2 \cdot \tan\left(\frac{45}{180} \cdot \pi\right) \cdot h_{\text{Fundering}}$$

$$\text{Rekenwaarde} = 23.115 \cdot \text{m}$$

Excentriciteit belasting	$e_{\text{Sub}}(\text{Rekenwaarde}) = 6.509 \cdot \text{m}$
Contactspanning	$p_{\text{Sub}}(\text{Rekenwaarde}) = 3.99 \cdot 10^5 \cdot \text{Pa}$
Draagkracht ondergrond	$BH_{\text{onder}}(\text{Rekenwaarde}) = 5.433 \cdot 10^5 \cdot \text{Pa}$

Bepalen benodigde breedte constructie volgens bezwijkmechanismen

$$\text{BreedteMax} := \max \begin{bmatrix} \text{BreedteAfschuiven} \\ \text{BreedteRoteren} \\ \text{BreedteFundering} \\ \text{BreedteOndergrond} \end{bmatrix}$$

• Uitvoer resultaten voor $T_r = 100$ jaar

Kracht t.g.v. golfbelasting	$P = 1.145 \cdot 10^6 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{m}}$
Moment t.g.v. golfbelasting	$M_p = 5.651 \cdot 10^6 \cdot \text{newton}$

Mechanisme	Benodigde breedte
Afschuiving constructie	$\text{BreedteAfschuiven} = 23.224 \cdot \text{m}$
Rotatie	$\text{BreedteRoteren} = 13.117 \cdot \text{m}$
Bezwijken fundering	$\text{BreedteFundering} = 19.077 \cdot \text{m}$
Bezwijken ondergrond	$\text{BreedteOndergrond} = 24.022 \cdot \text{m}$
Benodigde breedte	$\text{BreedteMax} = 24.022 \cdot \text{m}$

Uiteindelijke krachten en optredende spanningen

Afschuiven

Gewicht constructie stil water	$W(\text{BreedteMax}) = 3.164 \cdot 10^6 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{m}}$
Golfbelasting	$P = 1.145 \cdot 10^6 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{m}}$
Wrijvingskracht	$\mu \cdot (W(\text{BreedteMax}) - U(\text{BreedteMax})) = 1.421 \cdot 10^6 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{m}}$

Roteren

Aandrijvend moment	$M_p + M_u(\text{BreedteMax}) = 1.838 \cdot 10^7 \cdot \text{newton}$
Terugdrijvend moment	$M_w(\text{BreedteMax}) = 3.8 \cdot 10^7 \cdot \text{newton}$

Fundering

Excentriciteit belasting	$e(\text{BreedteMax}) = 8.282 \cdot \text{m}$
Contactspanning	$p(\text{BreedteMax}) = 1.904 \cdot 10^5 \cdot \text{Pa}$
Draagkracht fundering	$BH_{\text{fund}}(\text{BreedteMax}) = 9.73 \cdot 10^5 \cdot \text{Pa}$

Ondergrond

Breedte constructie op niveau ondergrond:

$$\text{Rekenwaarde} := \text{BreedteMax} + 2 \cdot \tan\left(\frac{45}{180} \cdot \pi\right) \cdot h_{\text{Fundering}}$$

$$\text{Rekenwaarde} = 28.022 \cdot \text{m}$$

Excentriciteit belasting	$e_{\text{Sub}}(\text{Rekenwaarde}) = 8.299 \cdot \text{m}$
Contactspanning	$p_{\text{Sub}}(\text{Rekenwaarde}) = 2.56 \cdot 10^5 \cdot \text{Pa}$
Draagkracht ondergrond	$BH_{\text{onder}}(\text{Rekenwaarde}) = 3.071 \cdot 10^5 \cdot \text{Pa}$

Bepalen benodigde breedte constructie volgens bezwijkmechanismen

$$\text{BreedteMax} := \max \begin{bmatrix} \text{BreedteAfschuiven} \\ \text{BreedteRoteren} \\ \text{BreedteFundering} \\ \text{BreedteOndergrond} \end{bmatrix}$$

Uitvoer resultaten voor $T_r = 100$ jaar

Kracht t.g.v. golfbelasting	$P = 1.145 \cdot 10^6 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{m}}$
Moment t.g.v. golfbelasting	$M_p = 5.651 \cdot 10^6 \cdot \text{newton}$

Mechanisme	Benodigde breedte
Afschuiving constructie	$\text{BreedteAfschuiven} = 16.115 \cdot \text{m}$
Rotatie	$\text{BreedteRoteren} = 10.531 \cdot \text{m}$
Bezwijken fundering	$\text{BreedteFundering} = 14.33 \cdot \text{m}$
Bezwijken ondergrond	$\text{BreedteOndergrond} = 18.254 \cdot \text{m}$
Benodigde breedte	$\text{BreedteMax} = 18.254 \cdot \text{m}$

Uiteindelijke krachten en optredende spanningen

Afschuiven

Gewicht constructie stil water	$W(\text{BreedteMax}) = 3.198 \cdot 10^6 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{m}}$
Golfbelasting	$P = 1.145 \cdot 10^6 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{m}}$
Wrijvingskracht	$\mu \cdot (W(\text{BreedteMax}) - U(\text{BreedteMax})) = 1.556 \cdot 10^6 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{m}}$

Roteren

Aandrijvend moment	$M_p + M_u(\text{BreedteMax}) = 1.3 \cdot 10^7 \cdot \text{newton}$
Terugdrijvend moment	$M_w(\text{BreedteMax}) = 2.919 \cdot 10^7 \cdot \text{newton}$

Fundering

Excentriciteit belasting	$e(\text{BreedteMax}) = 6.24 \cdot \text{m}$
Contactspanning	$p(\text{BreedteMax}) = 2.769 \cdot 10^5 \cdot \text{Pa}$
Draagkracht fundering	$BH_{\text{fund}}(\text{BreedteMax}) = 1.189 \cdot 10^6 \cdot \text{Pa}$

Ondergrond

Breedte constructie op niveau ondergrond:

$$\text{Rekenwaarde} := \text{BreedteMax} + 2 \cdot \tan\left(\frac{45}{180} \cdot \pi\right) \cdot h_{\text{fundering}}$$

$$\text{Rekenwaarde} = 22.254 \cdot \text{m}$$

Excentriciteit belasting	$e_{\text{sub}}(\text{Rekenwaarde}) = 7.008 \cdot \text{m}$
Contactspanning	$p_{\text{sub}}(\text{Rekenwaarde}) = 3.328 \cdot 10^5 \cdot \text{Pa}$
Draagkracht ondergrond	$BH_{\text{onder}}(\text{Rekenwaarde}) = 3.996 \cdot 10^5 \cdot \text{Pa}$

Bijlage K Constructiekosten caisson

In deze bijlage zijn de kosten voor het nulalternatief, de caisson constructie opgenomen.

Samenvatting bouwkosten caisson alternatief

	Volume	Materiaal	Uitvoering	Totaal
Drempel	121,1 m3/m1	30 FI/m3	42,5 FI/m3	8782 FI/m1
Ballast 1	108,7 m3/m1	4 FI/m3	128,5 FI/m3	14403 FI/m1
Ballast 2	12,1 m3/m1	800 FI/m3	128,5 FI/m3	11212 FI/m1
Caisson	40,3 m3/m1	180 FI/m3	907,6 FI/m3	43775 FI/m1
Overhead (150000 /week)				29125 FI/m1
Totale constructie kosten				107297 FI/m1

Algemeen

Totale lengte constructie	150 m
Aantal caissons	6 stuks
Werkdag	10 u
Werkweek	6 dag
1 m3 rots:	1,6 ton rots

Uitvoering stortstenen drempel

Materiaal	Per lengte	Totaal
Hoeveelheid	121,1 m3/m1	18165 m3
	194 ton/m1	29064 ton

Materieel	Aantal	Unit	Capaciteit	Eenheid	Kosten	Eenheid
		1 Ponton, duwboot, bulldozer	1000	Ton/unit	8000	FI/dag
		3 Truck	50	Ton/unit	120	FI/unit
		1 Extra bulldozer	130	Ton/u	75	FI/u
		2 Kraan	150	Ton/u	400	FI/u

Locatie gegevens

Cyclus truck	1,5 u
Varen & afmeren ponton	1,5 u

Overig

Werkbaarheid ponton	75 % (Hs<1,25)
Positioneren ponton	15 %
Verdichten	1800 /u

Berekening benodigde tijd

Aanvoer trucks	100,0 ton/u
1000 ton in	10 uur

Laadtijd ponton	3,33 u
Lostijd ponton	6,03 u
Cyclus ponton combi	10,87 u

Vooruitgang	92,03 ton/u 0,47 m ³ /u 28,50 m ³ /week	
Benodigde tijd	315,82 u 31,58 dag	
Bezettingsgraad ponton combi	70,2 %	(vooruitgang/capaciteit unit)
Bezettingsgraad kraan	30,7 %	

Berekening kosten

Aantal	Unit	Tijd	Unit	Kosten
1 Ponton, duwboot, bulldozer		31,58 dag		252660 FI
3 Truck		947,47 u		113697 FI
2 Kraan		631,65 u		252660 FI
1 Extra bulldozer		315,82 u		23687 FI
Verdichten		72,00 u		129600 FI
		Totaal		772303 FI 42,52 FI/m ³

Uivoering ballasten

Materiaal	Per lengte	Totaal
Hoeveelheid	120,8 m ³ /m ¹	18113 m ³

Materieel

Aantal	Unit	Capaciteit	Eenheid	Kosten	Eenheid
2 Aanvoer ponton		250 ton		800 FI/u	
1 Hijskraan		130 ton/u		700 FI/u	
1 Kraanschip		100 ton/u		1200 FI/u	

Locatie gegevens

Varen & afmeren ponton	1,5 u
------------------------	-------

Overig

Werkbaarheid drijvend materieel	75 % (Hs<1,25)
Positioneren kraanschip	15 %
Soortelijk gewicht ballast	2,5 ton/m ³

Berekening benodigde tijd

Laden	1,9 u
Lossen	3,9 u
Cyclus	7,3 u
Vooruitgang	68,1 ton/u 27,2 m ³ /u
	4,4 u/m ¹ 110,9 u/unit 1,8 week/unit

Bezettingsgraad kraan:	52,4 %	(vooruitgang/capaciteit unit)
Bezettingsgraad kraanschip:	68,1 %	

Totaal benodigd	665,1 u
-----------------	---------

11,1 week

Kosten

Aantal	Unit	Tijd	Unit	Kosten
2	Aanvoer ponton	665	u	1064239 FI
1	Hijskraan	665	u	465604,6 FI
1	Kraanschip	665	u	798179,4 FI
Totaal				2328023 FI
				128,53 FI/m3

Uitvoering Caisson

Materiaal	Per lengte	Totaal
Hoeveelheid	40,3 m3/m1	6038 m3

Materieel

Aantal	Unit	Capaciteit	Eenheid	Kosten	Eenheid
4	Sleepboten	0,25	Caisson/un	800	FI/u
1	Positionerings systeem	1	Caisson/un	10000	FI/unit
20	Personeel			100	FI/u

Locatie gegevens

Installatie caisson	0,5 week
Droogdok preparatie	3 week/indunatie
Afmeting droogdok	2 caisson
Snelheid plaatsen	0,5 week/unit
Kosten bouwdok	150000 /week

Overig

Beton productie	2,5 m3/u
Ballasten caisson	20000 FI/unit

Berekening benodigde tijd bouwdok

Beton	1006,25 m3/caisson
Bouwtijd	402,50 u/caisson
	6,71 week/caisson
	20,13 week
Preparatie	9,00 week
Totaal huur dok	29,13 week

Kosten plaatsen caisson

Sleepboot assistentie	120,00 u/unit
Caisson plaatsen	0,50 week/unit
Sleepboot assistentie	96000 FI/unit
Positiesysteem	10000 FI/unit
Ballasten (water)	20000 FI/unit
Afbouwen	30000 FI/unit
Totaal	156000 FI/unit

Personeels kosten

Personeel	100 FI/u
-----------	----------

Tijd 29,13 week
Totaal 174750 FI

Berekening totale kosten

Bouwen in dok 4368750 FI
Plaatsen 936000 FI
Overig 174750 FI
Totaal 5479500 FI
908 FI/m3

Totale kosten

	Jaarlijks	Levensduur
Constructiekosten		107297
Overlevingskosten	0,0	0
Subtotaal		107297
Winst aannemer (10%)		10730
Subtotaal		118026
Onvoorzien (20%)		23605
Belasting (17%)		20064
Totaal		161696

Bouwkosten 161696
Overlevingskosten 0,0

Bijlage L Drijvende constructie

Deze bijlage bevat het mathcad programma waarmee de benodigde breedte van het caisson en de dikte van de ballastlaag behorende bij de eisen bepaald kan worden. De eisen betreffen de metacentrumhoogte en de diepgang.

Dit programma bepaalt voor een drijvend caisson de benodigde breedte en hoeveelheid toe te passen ballast. Dit vindt plaats aan de hand van een stabiliteitsbeschouwing van de drijvende constructie en een bepaling van de diepgang.

Constructie gegevens

$dw := 0.45 \cdot m$	Gemiddelde wanddikte caisson
$h_{Constructie} := 10 \cdot m$	Hoogte constructie
$h_{Immobil} := 1 \cdot m$	
$h_{Koppeling} := 0.5 \cdot m$	
$h := h_{Constructie} - h_{Immobil}$	Hoogte caisson

Gegevens materialen

$\gamma_{beton} := 25 \cdot 10^3 \cdot \frac{\text{newton}}{m^3}$	
$\gamma_{ballast} := \gamma_{beton}$	Specifieke gewicht ballast kN/m3
$\gamma_{water} := 10 \cdot 10^3 \cdot \frac{\text{newton}}{m^3}$	

Formules

Oppervlakte doorsnede

$$A(b, db) := \begin{bmatrix} dw \cdot b \\ dw \cdot b \\ 3 \cdot dw \cdot (h - 2 \cdot dw) \\ (b - 3 \cdot dw) \cdot db \end{bmatrix}$$

Arm

$$z(db) := \begin{bmatrix} h - \frac{dw}{2} \\ \frac{dw}{2} \\ \frac{h}{2} \\ dw + \frac{db}{2} \end{bmatrix}$$

Soortelijke massa's

$$\gamma := \begin{bmatrix} \gamma_{beton} \\ \gamma_{beton} \\ \gamma_{beton} \\ \gamma_{ballast} \end{bmatrix}$$

$i := 0..3$

$$z_{waartepunt}(b, db) := \frac{\sum_{i=0}^3 A(b, db)_i \cdot z(db)_i \cdot \gamma_i}{\sum_{i=0}^3 A(b, db)_i \cdot \gamma_i}$$

Positie zwaartepunt

$$\text{Gewicht}(b, db) := \sum_{i=0}^3 A(b, db)_i \cdot \gamma_i$$

Gewicht constructie

$$\text{diepgang}(b, db) := \frac{\text{Gewicht}(b, db)}{\gamma_{\text{water}} \cdot b}$$

Diepgang drijvende constructie

$$a(b, db) := \text{zwaartepunt}(b, db) - \frac{\text{diepgang}(b, db)}{2}$$

a: het afstandsverschil tussen aangrijpingspunten opwaardse (CB) en neerwaardse (CG) kracht. Negatieve waarde: CG onder CB, stabiel drijven

$$\rho(b, db) := \frac{b^2}{12 \cdot \text{diepgang}(b, db)}$$

Metacentrum hoogte

$$\text{stab}(b, db) := \rho(b, db) - a(b, db)$$

Stabiliteitseis, moet groter zijn dan 1 voor voldoende stabiliteit onder golfbelasting.

Bepaling constructiebreedte en dikte ballastlaag

$$\begin{aligned} \text{maxdiepte} &:= (10 - 2 - 1) \cdot \text{m} - h_{\text{Immobiël}} - h_{\text{Koppeling}} && \text{Maximaal beschikbare diepte onder de constructie tijdens drijven. (= waterdiepte - hoogte drempel - hoogte immobiël deel - keel clearance)} \\ \text{maxdiepte} &= 5.5 \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b &:= 10 \cdot \text{m} \\ db &:= .4 \cdot \text{m} \end{aligned} \quad \text{Beginparameters proces oplossen vergelijkingen}$$

Given

$$\text{stab}(b, db) \geq 1 \cdot \text{m} \quad b > 0$$

$$\text{diepgang}(b, db) \leq \text{maxdiepte} \quad db \geq 0$$

$$\text{oplossing} := \text{Find}(b, db)$$

Uitkomst berekening

$$\text{Benodigde breedte:} \quad \text{oplossing}_0 = 11.874 \cdot \text{m}$$

$$\text{Benodigde dikte ballastlaag:} \quad \text{oplossing}_1 = 0.428 \cdot \text{m}$$

$$\text{Bijbehorend stabiliteitsgetal:} \quad \text{stab}(\text{oplossing}_0, \text{oplossing}_1) = 1.047$$

$$\text{Bijbehorende diepgang:} \quad \text{diepgang}(\text{oplossing}_0, \text{oplossing}_1) = 5.5 \cdot \text{m}$$

$$\frac{\text{Gewicht}(\text{oplossing}_0, \text{oplossing}_1)}{\gamma_{\text{beton}} \cdot (h \cdot \text{oplossing}_0)} = 0.244$$

Opstellen matrix voor grafisch weergeven stabiliteit

blaag := 5 bhoog := 15 bn := 10 Breedte
dblaag := 0 dbhoog := 2 dbn := 10 Dikte ballastlaag

$i := 0..bn - 1$ $xind_i := blaag + i \cdot \frac{bhoog - blaag}{bn - 1}$

$j := 0..dbn - 1$ $yind_j := dblaag + j \cdot \frac{dbhoog - dblaag}{dbn - 1}$

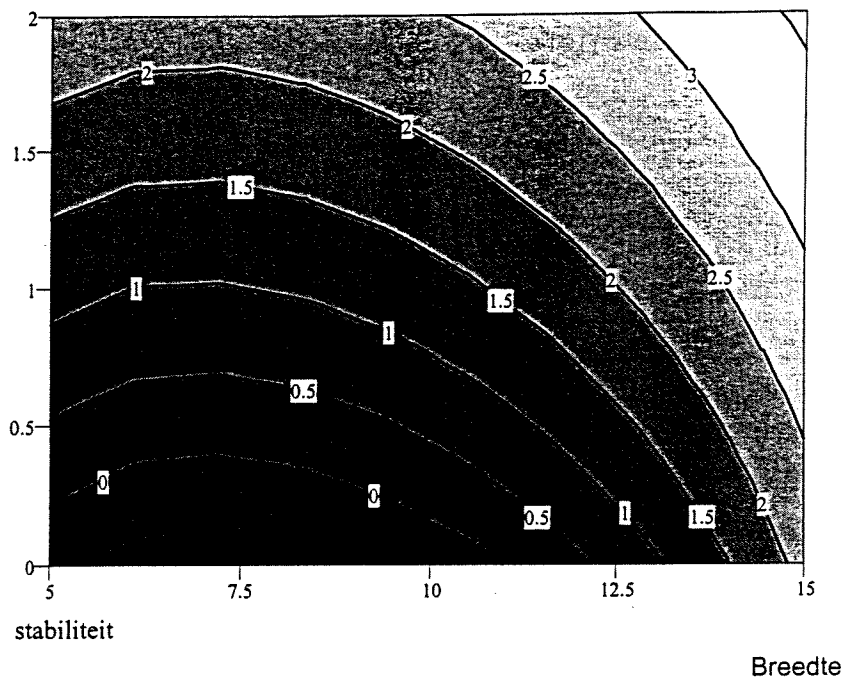
$stabiliteit_{i,j} := stab(xind_i \cdot m, yind_j \cdot m)$

Opstellen matrix voor grafische weergave diepgang

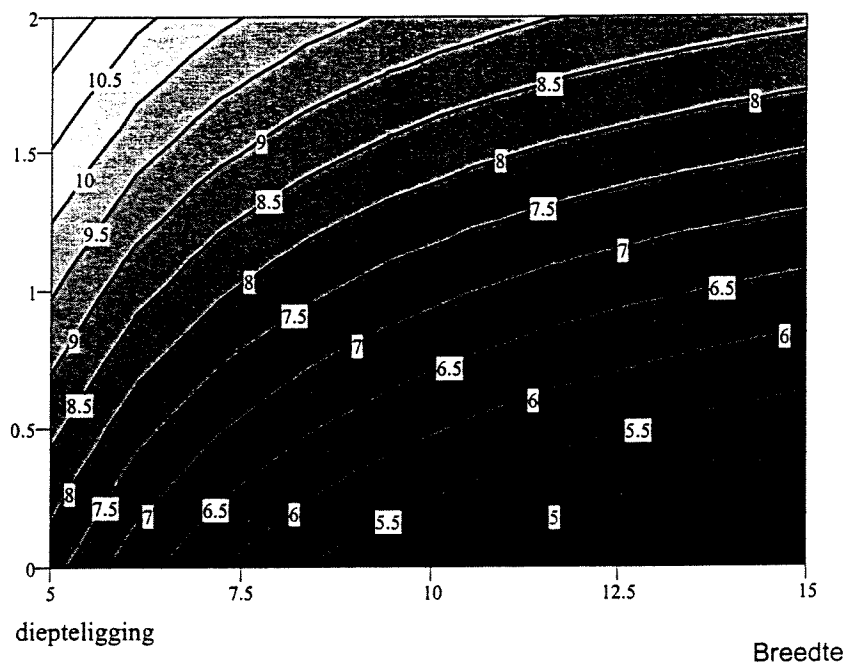
$diepteligging_{i,j} := diepgang(xind_i \cdot m, yind_j \cdot m)$

$h = 9 \cdot m$ hoogte caisson

Dikte ballastlaag



Dikte ballastlaag



Bijlage M

Optimale constructiebreedte alternatief speciale onderbouw

Deze bijlage bevat het mathcad programma waarmee de optimale breedte van het immobiele deel van de constructie bepaald kan worden.

Hd = 4,4m. Goda zonder golfklap

$$h' := 8 \cdot \text{m}$$

$$p_u := 44.5 \cdot 10^3 \cdot \text{Pa}$$

$$p_1 := 46.8 \cdot 10^3 \cdot \text{Pa}$$

$$p_3 := 45.4 \cdot 10^3 \cdot \text{Pa}$$

$$\mu := 0.6$$

$$\gamma_b := 15 \cdot 10^3 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{m}^3}$$

$$p(z) := p_3 + \frac{p_1 - p_3}{h'} \cdot z$$

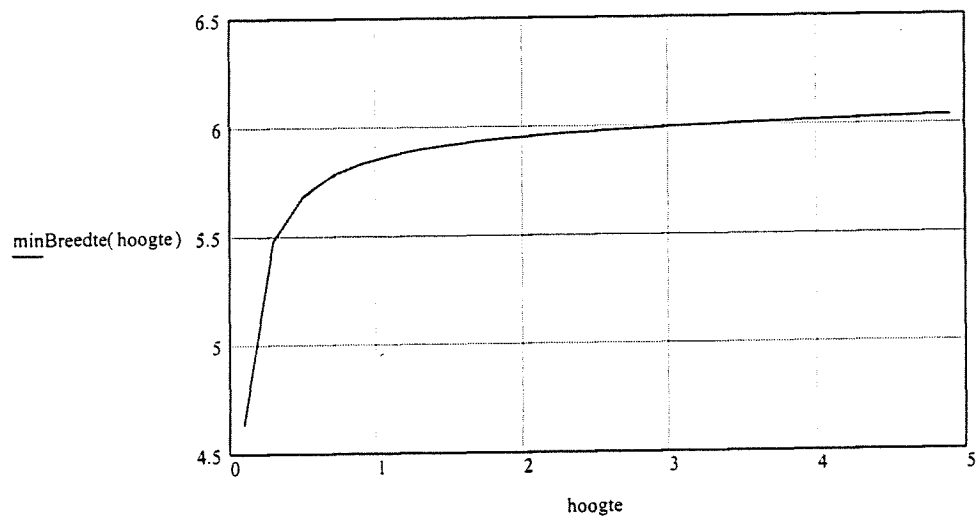
$$P(z) := \int_0^z p(z) \, dz$$

$$\text{functie}(B, z) := \frac{\mu \cdot \left(-\frac{1}{2} \cdot p_u + z \cdot \gamma_b + \frac{1}{2} \cdot p(z) \right) \cdot B}{P(z)}$$

$$x := 2 \cdot \text{m}$$

$$\text{minBreedte}(h) := \text{root}(\text{functie}(x, h) - 1.2, x)$$

$$\text{hoogte} := 0.1 \cdot \text{m}, 0.3 \cdot \text{m} .. 4.9 \cdot \text{m}$$



Bijlage N

Constructie- en overlevingskosten alternatief speciale onderbouw

In deze bijlage zijn de kosten voor alternatief I, de constructie met de speciale onderbouw opgenomen.

Samenvatting bouwkosten speciale onderbouw alternatief

	Volume	Materiaal	Uitvoering	Totaal
Drempel	67,0 m3/m1	30 FI/m3	48,3 FI/m3	5245 FI/m1
Ballast	84,8 m3/m1	4 FI/m3	128,5 FI/m3	11241 FI/m1
Onderbouw	13,8 m3/m1	180 FI/m3	608,5 FI/m3	10842 FI/m1
Caisson	21,8 m3/m1	180 FI/m3	1147,5 FI/m3	28940 FI/m1

Overhead (150000 /week)	19900 FI/m1
Totale constructie kosten	76167 FI/m1

Algemeen

Totale lengte constructie	150 m
Aantal caissons	6 stuks
Werkdag	10 u
Werkweek	6 dag
1 m3 rots:	1,6 ton rots

Uitvoering stortstenen drempel

Materiaal	Per lengte	Totaal
Hoeveelheid	67,0 m3/m1	10050 m3
	107,2 ton/m1	16080 ton

Materieel					
Aantal	Unit	Capaciteit	Eenheid	Kosten	Eenheid
1	Ponton, duwboot, bulldozer	1000	Ton/unit	8000	FI/dag
3	Truck	50	Ton/unit	120	FI/unit
1	Extra bulldozer	130	Ton/u	75	FI/u
2	Kraan	150	Ton/u	400	FI/u

Locatie gegevens

Cyclus truck	1,5 u
Varen & afmeren ponton	1,5 u

Overig

Werkbaarheid ponton	75 % (Hs<1,25)
Positioneren ponton	15 %
Verdichten	1800 /u

Berekening benodigde tijd

Aanvoer trucks	100,0 ton/u
1000 ton in	10,0 uur

Laadtijd ponton	3,3 u	
Lostijd ponton	6,0 u	
Cyclus ponton combi	10,9 u	
Vooruitgang	92,0 ton/u	
	0,9 m1/u	
	51,5 m1/week	
Benodigde tijd	174,7 u	
	17,5 dag	
Bezettingsgraad ponton combi	70,2 %	(vooruitgang/capaciteit unit)
Bezettingsgraad kraan	30,7 %	
Berekening kosten		
Aantal	Unit	Tijd Unit Kosten
	1 Ponton, duwboot, bulldozer	17,47336 dag 139787 FI
	3 Truck	524,2007 u 62904 FI
	2 Kraan	349,4671 u 139787 FI
	1 Extra bulldozer	174,7336 u 13105 FI
	Verdichten	72 u 129600 FI
	Totaal	485183 FI
		48,28 FI/m3

Uivoering ballasten

Materiaal	Per lengte	Totaal
Hoeveelheid	84,8 m3/m1	12723 m3
Materieel		
Aantal	Unit	Capaciteit Eenheid Kosten Eenheid
	2 Aanvoer ponton	250 ton 800 FI/u
	1 Hijskraan	130 ton/u 700 FI/u
	1 Kraanschip	100 ton/u 1200 FI/u
Locatie gegevens		
	Varen & afmeren ponton	1,5 u
Overig		
	Werkbaarheid drijvend materieel	75 % (Hs<1,25)
	Positioneren kraanschip	15 %
	Soortelijk gewicht ballast	2,5 ton/m3
Berekening benodigde tijd		
Laden	1,9 u	
Lossen	3,9 u	
Cyclus	7,3 u	
Vooruitgan	68,1 ton/u	
	27,2 m3/u	
	3,1 u/m1	

77,9 u/unit
1,3 week/unit

Bezettingsgraad kraan: 52,4 % (vooruitgang/capaciteit unit)
Bezettingsgraad kraanschip: 68,1 %

Totaal benodigd 467,2 u
7,8 week

Kosten	Aantal	Unit	Tijd	Unit	Kosten
	2	Aanvoer ponton	467,2	u	747567 FI
	1	Hijskraan	467,2	u	327061 FI
	1	Kraanschip	467,2	u	560676 FI
				Totaal	1635304 FI
					128,5 FI/m3

Uitvoering Caisson

Materiaal	Per lengte	Totaal
Hoeveelheid	21,8 m3/m1	3270 m3

Materieel	Aantal	Unit	Capaciteit	Eenheid	Kosten	Eenheid
	2	Sleepboten	0,5	Caisson/ur	800	FI/u
	1	Positionerings systeem	1	Caisson/ur	10000	FI/unit
	20	Personeel			100	FI/u

Locatie gegevens

Installatie caisson	0,5 week
Droogdok preparatie	3,0 week/indunatie
Afmeting droogdok	2,0 caisson
Snelheid plaatsen	0,5 week/unit
Kosten bouwdok	150000,0 /week

Overig

Beton productie	2,5 m3/u
Ballasten caisson	20000,0 FI/unit

Berekening benodigde tijd bouwdok

Beton	545,0 m3/caisson
Bouwtijd	218,0 u/caisson
	3,6 week/caisson
	10,9 week
Preparatie	9,0 week
Totaal huur dok	19,9 week

Kosten plaatsen caisson

Sleepboot assistentie	60,0 u/unit
-----------------------	-------------

Caisson plaatsen	0,5 week/unit
Sleepboot assistentie	48000 FI/unit
Positiesysteem	10000 FI/unit
Ballasten (water)	20000 FI/unit
Afbouwen	30000 FI/unit
Totaal	108000 FI/unit

Personeels kosten

Personeel	100 FI/u
Tijd	19,9 week
Totaal	119400,0 FI

Berekening totale kosten

Bouwen in dok	2985000 FI
Plaatsen	648000 FI
Overig	119400 FI
Totaal	3752400 FI
	1147,523 FI/m3

Uitvoering onderbouw

Materiaal	Per lengte	Totaal
Hoeveelheid	13,8 m3/m1	2063 m3

Materieel

Aantal	Unit	Capaciteit	Eenheid	Kosten	Eenheid
1	Groot kraanschip	300	ton	1700	FI/u
5	Personeel			100	FI/u

Locatie gegevens

Installatie element	0,5 dag
Kosten bouwplaats	50000 /week

Overig

Beton productie	2,5 m3/u
Soortelijk gewicht beton	2,5 ton/m3

Berekening benodigde tijd bouwplaats

Vooruitgang productie	0,18 m1/u
Benodigde tijd	825,0 u
	13,8 week

Berekening benodigde tijd plaatsen

Lengte caisson		25 m
Max. lengte bij kraan:	300	8,7 m
Lengte eenheid		7 m
Bouw eenheid		38,5 u
		3,85 dag
Tijd		84,7 dag

		14,1 week		
Kosten	Aantal	Item	Tijd	Eenheid Kosten
		1 Bouwplaats	13,8 week	687500 FI
		1 Kraan	84,7 dag	143990 FI
		5 Personeel	847,0 uur	423500 FI
		Totaal		1254990 FI 608,48 FI/m1

Kosten herstellen alternatief speciale onderbouw

	Volume	Materiaal	Uitvoering	Totaal
Ballast	84,8 m3/m1	4 FI/m3	128,5 FI/m3	11239 FI/m1
Caisson	21,8 m3/m1	0 FI/m3	33,0 FI/m3	720 FI/m1
		Overhead (150000/week)		500 FI/m1
		Totale overlevingskosten		12459 FI/m1
		Kosten voor veiligstellen voor 1 storm		24917 FI/m1

Algemeen

Totale lengte constructie	150 m
Aantal caissons	6 stuks
Werkdag	10 u
Werkweek	6 dag
1 m3 rots:	1,6 ton rots

Plaatsen Caisson

Materiaal		Per lengte	Totaal
	Hoeveelheid	21,8 m3/m1	3270 m3
Materieel		Capaciteit	Eenheid Kosten Eenheid
	Aantal Unit		
	2 Sleepboten	0,5 Caisson/ur	800 FI/u
Locatie gegevens			
	Snelheid plaatsen	0,1 week/unit	
		12,0 unit/week	
Kosten plaatsen caisson			
	Sleepboot assistentie	10,00 u/unit	
	Caisson plaatsen	0,08 week/unit	
	Tijd	0,50 week	
	Sleepboot assistentie	8000 FI/unit	
	Ballasten (water)	10000 FI/unit	
	Totaal	18000 FI/unit	

Berekening totale kosten

Plaatsen	108000 FI
Totaal	108000 FI
	33,0 FI/m3

Totale kosten

	Jaarlijks	Levensduur	
Constructiekosten		76167	
Overlevingskosten	24917	996692	
Subtotaal			1072859
Winst aannemer (10%)		107286	
Subtotaal			1180145
Onvoorzien (20%)		236029	
Belasting (17%)		200625	
Totaal			1616799

Bouwkosten	114784
Overlevingskosten	37550

Bijlage O

Optimale constructiebreedte alternatief doorlaatcaisson

Deze bijlage bevat het mathcad programma waarmee de optimale breedtes van het immobiele en het mobiele deel van de constructie bepaald kan worden.

Bepaling optimale lengte betonnen schuif in een doorlaat caisson

Constructie gegevens

$$h := 10 \cdot \text{m}$$

Waterdiepte

$$h_c := 2 \cdot \text{m}$$

Kruinhoogte

$$d_{\text{Fundering}} := 2 \cdot \text{m}$$

Hoogte fundering

$$h' := h - d_{\text{Fundering}}$$

Afstand waterniveau tot de drempel

Golfdrukken behorende bij ugt ($T_r = 1$ jaar)

$$p_u := 3.4 \cdot 10^4 \cdot \text{Pa}$$

$$p_3 := 4.486 \cdot 10^4 \cdot \text{Pa}$$

$$p_1 := 4.626 \cdot 10^4 \cdot \text{Pa}$$

$$p_4 := 2.759 \cdot 10^4 \cdot \text{Pa}$$

Materiaal gegevens

$$\gamma_w := 10.3 \cdot 10^3 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{m}^3}$$

Soortelijk gewicht water

$$\gamma_c := 25 \cdot 10^3 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{m}^3}$$

Soortelijk gewicht caisson deel

$$\gamma_s := 25 \cdot 10^3 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{m}^3}$$

Soortelijk gewicht schuif deel

$$\mu := 0.6$$

Wrijvingscoefficient constructie fundering

Kostengegevens

$$K_{\text{caisson}} := 1350 \cdot \frac{1}{\text{m}^3}$$

Elementaire kosten in guldens

$$K_{\text{schuif}} := 800 \cdot \frac{1}{\text{m}^3}$$

Aannamen

$$L_c := 2 \cdot \text{m}$$

Afmeting verticaal caisson deel in lengterichting

$$h_{\text{Vloer}} := 1 \cdot \text{m}$$

Vloerhoogte caisson

Golfbelasting

$$p(z) := \begin{cases} \left[p1 - \frac{p1 - p4}{hc} \cdot (z - h) \right] \cdot Pa & \text{if } h \leq z \leq h + hc \\ \left[p3 + \frac{p1 - p3}{h'} \cdot (z + h' - h) \right] \cdot Pa & \text{if } h - h' \leq z < h \\ 0 \cdot Pa & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$P := \int_0^{h+hc} p(z) dz$$

Golfbelasting

Moment ten gevolge van de golfbelasting

$$Mp := \int_0^{h+hc} p(z) \cdot (z - h + h') dz$$

Opwaardsgerichte kracht t.g.v. golfbelasting

$$U(Bc, Lc) := \frac{1}{2} \cdot pu \cdot Bc \cdot Lc$$

Gewicht van de constructie

$$aannamel := 0.2 \cdot m$$

Aanname breedte schuif

$$\text{GewichtSchuif}(L) := ((h' + hc - hVloer) \cdot \gamma_s - (h' - hVloer) \cdot \gamma_w) \cdot aannamel \cdot (L - Lc)$$

$$\text{ExtraGewicht}(Bc, L) := hVloer \cdot (L - Lc) \cdot Bc \cdot (\gamma_c - \gamma_w)$$

$$W(Bc, L) := \begin{cases} ((h' + hc) \cdot \gamma_c - h' \cdot \gamma_w) \cdot Bc \cdot Lc & \text{if } L \leq Lc \\ ((h' + hc) \cdot \gamma_c - h' \cdot \gamma_w) \cdot Bc \cdot Lc + \text{ExtraGewicht}(Bc, L) + \text{GewichtSchuif}(L) & \text{otherwise} \end{cases}$$

Op de constructie werkende belastingen

$$P(L) := P \cdot L$$

Golfkracht schuif en caisson

$$Mw(Bc, L) := W(Bc, L) \cdot \frac{Bc}{2}$$

Moment om teen t.g.v. constructiegewicht in stil water

$$Mu(Bc) := \frac{pu \cdot Bc^2}{3} \cdot Lc$$

Moment om teen t.g.v. opwaardse druk

$$Mp(L) := Mp \cdot L$$

Afmetingen en kosten caisson deel

De constructie wordt beproeft op twee bezwijkmechanismen, afschuiven en roteren.

$$\text{Afschuiven caisson} \quad \text{Afschuif}(B_c, L) := \frac{\mu \cdot (W(B_c, L) - U(B_c, L_c))}{P(L)}$$

$$\text{Roteren caisson} \quad \text{Rotatie}(B_c, L) := \frac{M_w(B_c, L)}{M_p(L) + M_u(B_c)}$$

Welke constructiebreedte (B_c) is nodig wanneer een veiligheid van 1.2 tegen bezwijken gehanteerd wordt en de schuiflengte (L_s) gevarieerd wordt?

$$L_{\text{slaag}} := 1 \cdot \text{m} \quad L_{\text{shoog}} := 8 \cdot \text{m} \quad nL_s := 15$$

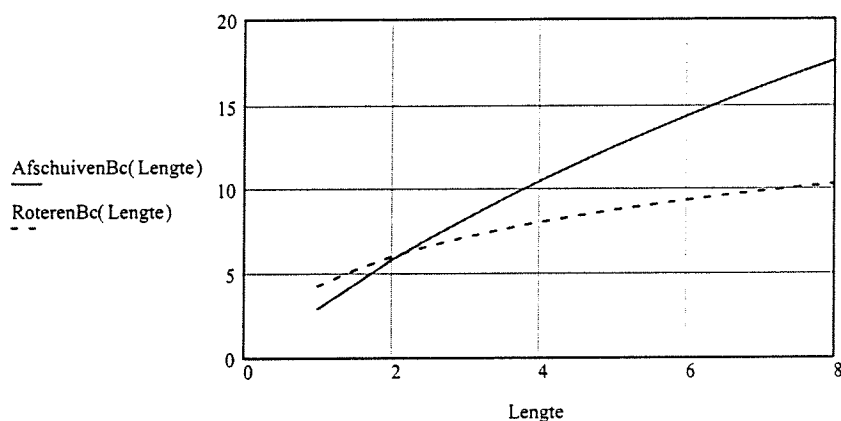
$$i := 0 \dots nL_s - 1$$

$$\text{Lengte} := L_{\text{slaag}}, L_{\text{slaag}} + \frac{L_{\text{shoog}} - L_{\text{slaag}}}{nL_s - 1} \dots L_{\text{shoog}}$$

$$\text{Breedte} := 10 \cdot \text{m}$$

$$\text{AfschuivenBc}(L) := \text{root}(\text{Afschuif}(\text{Breedte}, L) - 1.2, \text{Breedte})$$

$$\text{RoterenBc}(L) := \text{root}(\text{Rotatie}(\text{Breedte}, L) - 1.2, \text{Breedte})$$

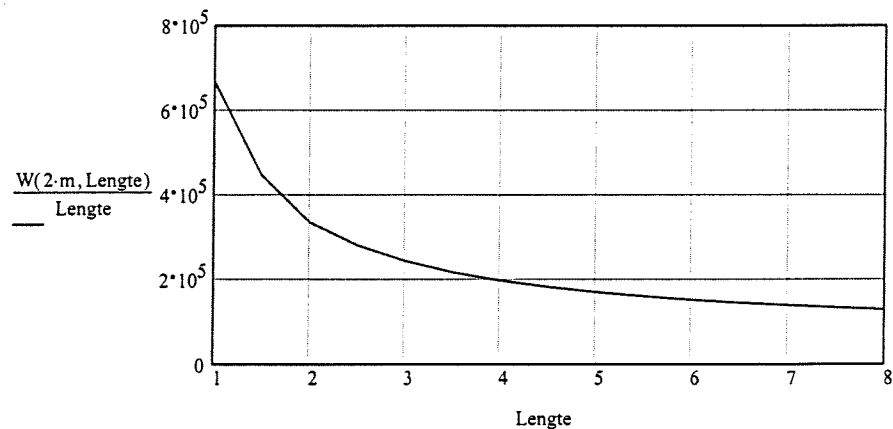


$$\text{BreedteC}(L) := \max \left(\begin{pmatrix} \text{AfschuivenBc}(L) \\ \text{RoterenBc}(L) \end{pmatrix} \right)$$

Benodigde hoeveelheid materiaal en bijbehorende kosten caisson deel

$$V_c(L) := \begin{cases} \text{BreedteC}(L_c) \cdot L_c \cdot (h' + h_c) & \text{if } L \leq L_c \\ \text{BreedteC}(L) \cdot L_c \cdot (h' + h_c) + h_{\text{vloer}} \cdot \text{BreedteC}(L) \cdot (L - L_c) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$K_c(L) := V_c(L) \cdot K_{\text{caisson}}$$



Afmetingen en kosten schuif deel

De betonnen schuif wordt beproeft op twee bezwijkmechanismen, scheurvorming en afschuiving. Hierbij wordt gekeken naar een maatgevende snede door de schuif, namelijk ter plaatse van de maximale golfdruk p_1 .

Voor de afschuifberekening is gebruik gemaakt van artikel 8.2 van NEN 6720. Voor de berekening van de scheurvorming van artikel 8.7 van NEN 6720.

Materiaal eigenschappen

$$f_{ck} := 35 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{mm}^2}$$

Kubus bezwijkspanning betonkwaliteit B35

$$f_b' := 21 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{mm}^2}$$

Maximaal toegestane drukspanning in B35

$$f_s := 435 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{mm}^2}$$

Vloeispanning staalkwaliteit Fe500

Overige gegevens

$$b := 0.5 \cdot \text{m}$$

Aangenomen breedte maatgevende snede

$$\gamma_p := 1.5$$

Veiligheidsfactor veranderlijke belastingen in ugt

Benodigde afmetingen schuif voor bezwijken op afschuiving

Aannamen

$$A_{ss} := \pi \cdot \left(\frac{8 \cdot \text{mm}}{2} \right)^2 \cdot 2$$

Beugels, rond 8-300 mm.

$$t := 300 \cdot \text{mm}$$

$$\theta := 30 \cdot \text{deg}$$

hoek tussen drukdiagonaal beton en as van het constructiedeel

$$z(B_s) := 0.9 \cdot B_s$$

Effectieve hoogte ligger

$$L_s(L) := \begin{cases} 0 & \text{if } L - L_c \leq 0 \\ L - L_c & \text{otherwise} \end{cases}$$

Formules

$$V_d(L) := \frac{1}{2} \cdot \gamma_p \cdot p_1 \cdot L_s(L) \cdot b$$

Dwarskracht in de snede ter plaatse van de inklemming

$$\tau_l := 0.4 \cdot \left[0.5 \cdot \left(1.05 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{mm}^2} + 0.05 \cdot f_{ck} \right) \right]$$

$$V_l(B_s) := \tau_l \cdot b \cdot B_s$$

Betonaandeel

$$V_s(B_s) := \frac{A_{ss}}{t} \cdot z(B_s) \cdot \cot(\theta) \cdot f_s$$

Aandeel wapening

Bepaling benodigde wanddikte

$$\text{evenwicht}(B_s, L) := V_l(B_s) + V_s(B_s) - V_d(L) \quad \text{Krachtenevenwicht in de doorsnede}$$

$$x := 0.1 \cdot m$$

$$\text{Afschuif}B_s(L) := \text{root}(\text{evenwicht}(x, L), x)$$

Benodigde afmetingen schuif voor bezwijken door scheurvorming t.g.v. golfbelasting

Aannamen

$$\omega_0 := 0.8 \cdot 10^{-2}$$

Economisch wapeningspercentage

$$\sigma_{s_max} := 200 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{mm}^2}$$

Maximaal toelaatbare spanning in het wapeningsstaal wanneer een kernmiddellijn van 13 mm en een staafafstand van 150mm toegepast wordt in milieuklasse 3, 4, of 5.

Formules

$$As(Bs) := \omega_0 \cdot Bs \cdot b$$

Oppervlakte staal

$$Mu(Bs) := As(Bs) \cdot fs \cdot Bs \cdot \left(1 - 0.52 \cdot \omega_0 \cdot \frac{fs}{fb'} \right)$$

Uiterste opneembare moment door ligger

$$Mrep(L) := \frac{1}{8} \cdot p1 \cdot Ls(L)^2 \cdot b$$

Optredende moment in de snede in het midden van de ligger

Bepaling benodigde wanddikte

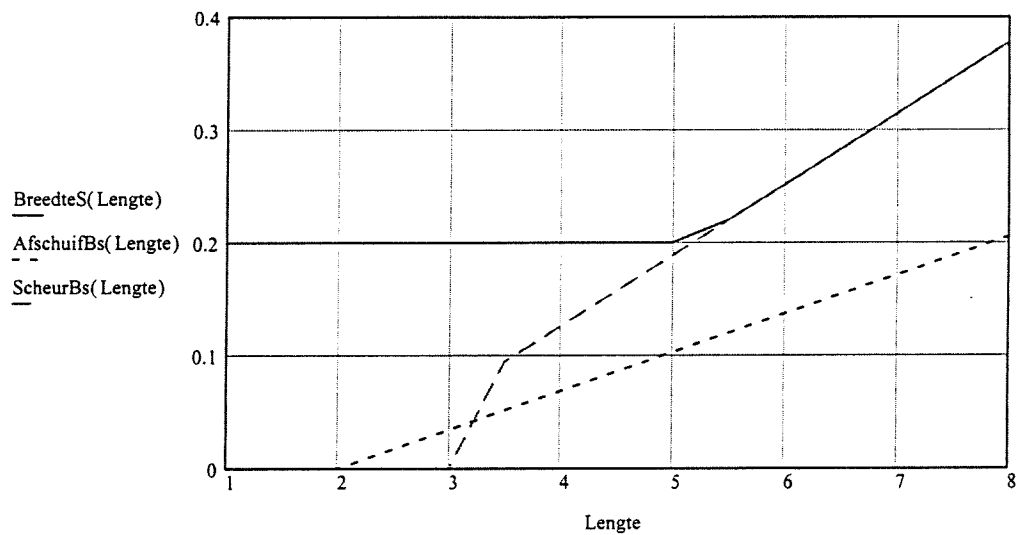
$$evenwicht(Bs, L) := \frac{Mrep(L)}{Mu(Bs)} \cdot fs - \sigma s_max$$

$$x := .05 \cdot m$$

$$ScheurBs(L) := \begin{cases} 0 & \text{if } L - Lc \leq 1 \cdot m \\ \text{root}(\text{evenwicht}(x, L), x) & \text{otherwise} \end{cases}$$

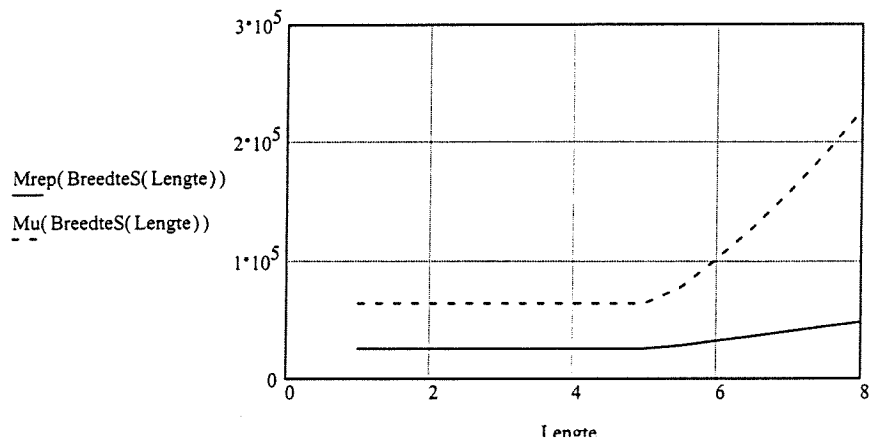
$$BreedteS(L) := \max \left(\begin{array}{c} \left(\frac{AfschuiB(Bs(L))}{ScheurBs(L)} \right) \\ 0.2 \cdot m \end{array} \right)$$

0,2m is minimaal stortbare dikte



Controle bezwijken door scheurvorming t.g.v. transport

$$M_{rep}(Bs) := \frac{1}{8} \cdot Bs \cdot (h' + hc - h_{Vloer})^2 \cdot \gamma_s \cdot b$$



Benodigde hoeveelheid materiaal en bijbehorende kosten schuif deel

$$Vs(L) := \begin{cases} 0 & \text{if } L \leq L_c \\ (L - L_c) \cdot \text{BreedteS}(L) \cdot (h' + hc - h_{Vloer}) & \text{otherwise} \end{cases}$$

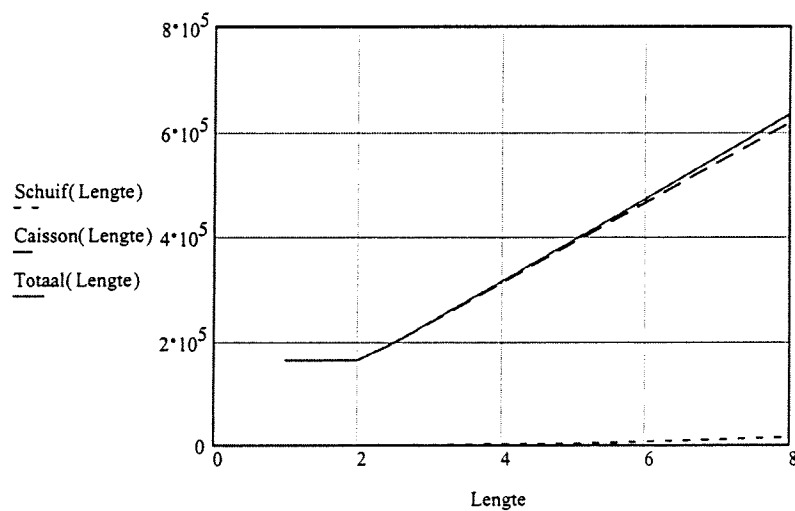
$$Ks(L) := Vs(L) \cdot K_{schuif}$$

Totale kosten constructie

$$\text{Caisson}(L) := K_c(L)$$

$$\text{Schuif}(L) := K_s(L)$$

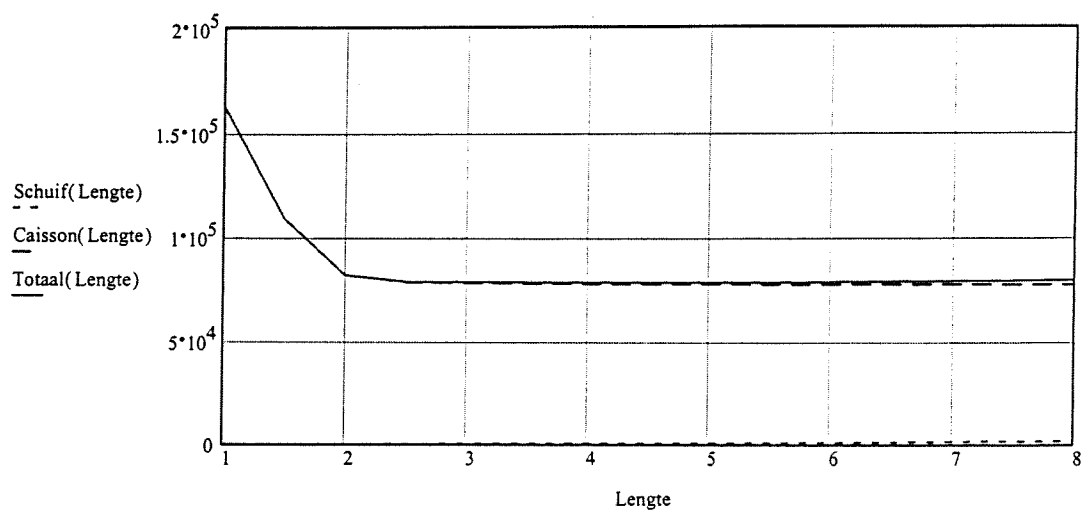
$$\text{Totaal}(L) := \text{Caisson}(L) + \text{Schuif}(L)$$



$$\text{Caisson}(L) := \frac{Kc(L)}{L}$$

$$\text{Schuif}(L) := \frac{Ks(L)}{L}$$

$$\text{Totaal}(L) := \text{Caisson}(L) + \text{Schuif}(L)$$



Bepalen minimum kosten en bijbehorende constructielengte

$$\text{LengteSchuif}_i := \text{Lslaag} + \frac{\text{Lshoog} - \text{Lslaag}}{n\text{Ls} - 1} \cdot i$$

$$\text{Kosten}_i := \text{Totaal}(\text{LengteSchuif}_i)$$

$$L := 8 \cdot \text{m}$$

$$\text{optLengte} := \text{root}(\text{Totaal}(L) - \min(\text{Kosten}), L)$$

Minimale kosten	$\min(\text{Kosten}) = 7.806 \cdot 10^4 \cdot \text{m}^{-1}$
	$\text{Caisson}(\text{optLengte}) = 7.716 \cdot 10^4 \cdot \text{m}^{-1}$
	$\text{Schuif}(\text{optLengte}) = 892.854 \cdot \text{m}^{-1}$
Bijbehorende lengte	$\text{optLengte} = 5.203 \cdot \text{m}$
Breedte schuif	$\text{BreedteS}(\text{optLengte}) = 0.201 \cdot \text{m}$
Breedte caisson deel	$\text{BreedteC}(\text{optLengte}) = 12.817 \cdot \text{m}$

Bijlage P

Constructie- en overlevingskosten alternatief doorlaatcaisson

In deze bijlage zijn de kosten voor alternatief II, het doorlaatcaisson opgenomen.

Samentvatting bouwkosten alternatief doorlaatcaisson

	Volume	Materiaal	Uitvoering	Totaal
Drempel	68,6 m3/m1	30 FI/m3	48,3 FI/m3	5371 FI/m1
Schuif	1,1 m3/m1	180 FI/m3	608,5 FI/m3	880 FI/m1
Doorlaat	57,2 m3/m1	180 FI/m3	1147,5 FI/m3	75876 FI/m1

Overhead (150000 /week)	20000 FI/m1
Totale constructie kosten	102127 FI/m1

Kosten demobilisatie en mobilisatie

Lengte schuif	3,2 m
Lengte constructie	150 m
Aantal schuiven	47
Veiligstellen	0,50 u/schuif
Benodigde tijd	23,4 u
	2,34 dag

Kosten

1 boot	100 FI/u	4687,5 FI
2 lier	50 FI/u	4687,5 FI
3 personeel	100 FI/u	14062,5 FI
		23437,5 FI
		156,3 FI/m

Kosten voor veiligstellen voor 1 storm	312,5 FI/m
--	------------

Totale kosten

	Jaarlijks	Levensduur
Constructiekosten		102127
Overlevingskosten	312,5	12500
Subtotaal		114627
Winst aannemer (10%)		11463
Subtotaal		126090
Onvoorzien (20%)		25218
Belasting (17%)		21435
Totaal		172743

Bij bezwijken:

	Jaarlijks	Levensduur
Constructiekosten		102127
Overlevingskosten	880,0	35199
Subtotaal		137326
Winst aannemer (10%)		13733
Subtotaal		151058
Onvoorzien (20%)		30212
Belasting (17%)		25680
Totaal		206950

overleven bezwijken

Bouwkosten	153906	153906
Overlevingskosten	471	1326

Samentvatting bouwkosten alternatief doorlaatcaisson

	Volume	Materiaal	Uitvoering	Totaal
Drempel	68,6 m3/m1	30 FI/m3	48,3 FI/m3	5371 FI/m1
Schuif	1,1 m3/m1	180 FI/m3	608,5 FI/m3	880 FI/m1
Doorlaat	57,2 m3/m1	180 FI/m3	1147,5 FI/m3	75876 FI/m1

Overhead (150000 /week)	20000 FI/m1
Totale constructie kosten	102127 FI/m1

Kosten demobilisatie en mobilisatie

Lengte schuif	3,2 m
Lengte constructie	150 m
Aantal schuiven	47
Veiligstellen	0,50 u/schuif
Benodigde tijd	23,4 u
	2,34 dag

Kosten

1 boot	100 FI/u	4687,5 FI
2 lier	50 FI/u	4687,5 FI
3 personeel	100 FI/u	14062,5 FI
		23437,5 FI
		156,3 FI/m

Kosten voor veiligstellen voor 1 storm	312,5 FI/m
--	------------

Totale kosten

	Jaarlijks	Levensduur
Constructiekosten		102127
Overlevingskosten	312,5	12500
Subtotaal		114627
Winst aannemer (10%)		11463
Subtotaal		126090
Onvoorzien (20%)		25218
Belasting (17%)		21435
Totaal		172743

Bij bezwijken:

	Jaarlijks	Levensduur
Constructiekosten		102127
Overlevingskosten	880,0	35199
Subtotaal		137326
Winst aannemer (10%)		13733
Subtotaal		151058
Onvoorzien (20%)		30212
Belasting (17%)		25680
Totaal		206950

	overleven	bezwijken
Bouwkosten	153906	153906
Overlevingskosten	471	1326

Bijlage Q

Optimale constructiebreedte alternatief doorlaatcaisson

Deze bijlage bevat het mathcad programma waarmee de optimale breedtes van het immobiele en het mobiele deel van de constructie bepaald kan worden voor zowel het alternatief met de betonnen als met de stalen schuif.

Bepaling optimale lengte betonen schuif in een gordijn constructie

Constructie gegevens

$$h := 10 \cdot \text{m}$$

Waterdiepte

$$h_c := 2.0 \cdot \text{m}$$

Kruinhoogte

$$d_{\text{Fundering}} := 2 \cdot \text{m}$$

Hoogte fundering

$$h' := h - d_{\text{Fundering}}$$

Afstand waterniveau tot de drempel

Golfdrukken behorende bij ugt ($T_r = 1$ jaar)

$$p_u := 3.4 \cdot 10^4 \cdot \text{Pa}$$

$$p_3 := 4.486 \cdot 10^4 \cdot \text{Pa}$$

$$p_1 := 4.626 \cdot 10^4 \cdot \text{Pa}$$

$$p_4 := 2.759 \cdot 10^4 \cdot \text{Pa}$$

Materiaal gegevens

$$\gamma_w := 10.3 \cdot 10^3 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_c := 25 \cdot 10^3 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{m}^3}$$

$$\mu := 0.6$$

Wrijvingscoefficient constructie fundering

Kostengegevens

$$K_{\text{buis}} := 15600 \cdot \frac{1}{\text{m}^3}$$

Elementaire kosten in guldens

$$K_{\text{schuif}} := 800 \cdot \frac{1}{\text{m}^3}$$

Golfbelasting

$$p(z) := \begin{cases} \left[p_1 - \frac{p_1 - p_4}{hc} \cdot (z - h) \right] \cdot Pa & \text{if } h \leq z \leq h + hc \\ \left[p_3 + \frac{p_1 - p_3}{h'} \cdot (z + h' - h) \right] \cdot Pa & \text{if } h - h' \leq z < h \\ 0 \cdot Pa & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$P := \int_0^{h+hc} p(z) \, dz \quad \text{Golfbelasting}$$

$$M_p := \int_0^{h+hc} p(z) \cdot (z - h + h') \, dz \quad \text{Moment ten gevolge van de golfbelasting}$$

$$P(L) := P \cdot L$$

$$M_p(L) := M_p \cdot L$$

Afmetingen en kosten buis deel

Aannamen omtrent bodemkwaliteit

$$\gamma := (1400 - 1000) \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot g \quad \text{Soortelijk gewicht ondergrond}$$

$$\phi := \left(\frac{29 + 35}{2} \right) \cdot \text{deg} \quad \text{Hoek van inwendige wrijving ondergrond}$$

Profiel informatie buis

$$\text{DiameterBuis} := 1 \cdot \text{m} \quad \text{Diameter buis}$$

$$\text{WandDikte} := 30 \cdot \text{mm}$$

Welke inheidiepte (H) is nodig wanneer de schuiflengte (Ls) gevarieerd wordt?

$$e(L) := \frac{Mp(L)}{P(L)} \quad \text{Plaats van aangrijpen golfbelasting P boven de bodem}$$

$$K_p := \tan\left(45 \cdot \text{deg} + \frac{\phi}{2}\right)^2 \quad \text{Passieve gronddrukcoefficient}$$

$$K_a := \tan\left(45 \cdot \text{deg} - \frac{\phi}{2}\right)^2 \quad \text{Actieve gronddrukcoefficient}$$

$$K := 2 \cdot \text{DiameterBuis} \quad \text{Meewerkende breedte achter de buis}$$

$$\text{evenwicht}(t_0, L) := P(L) \cdot (e(L) + t_0) - \frac{1}{6} \cdot \gamma \cdot (K_p - K_a) \cdot K \cdot t_0^3$$

Momentenevenwicht buis

Oplossen krachteenevenwicht

$$x := 40 \cdot \text{m}$$

$$t_0(L) := \text{root}(\text{evenwicht}(x, L), x) \quad \text{Scharnierpunt waarin evenwicht geldt}$$

Bepalen minimale inheidiepte buis

$$pt_0(L) := \gamma \cdot (K_p - K_a) \cdot t_0(L) \quad \text{Grondspanning ter plaatse van het scharnierpunt}$$

$$E'p(L) := 0.5 \cdot \gamma \cdot t_0(L)^2 \cdot (K_p - K_a) \cdot K - P(L)$$

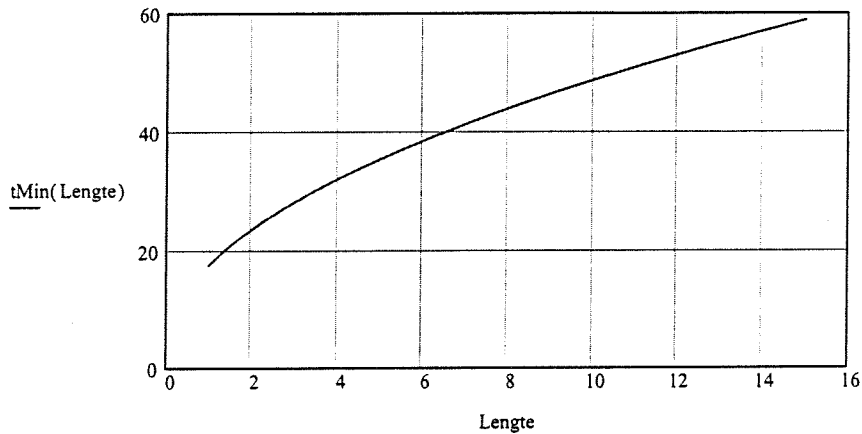
$$\Delta t(L) := \frac{E'p(L)}{2 \cdot m \cdot pt_0(L)} \quad \text{Verlenging}$$

$$t_{\text{Min}}(L) := t_0(L) + \Delta t(L)$$

$$L_{\text{slaag}} := 1 \cdot \text{m} \quad L_{\text{shoog}} := 15 \cdot \text{m} \quad nL_s := 60$$

$$i := 0 \dots nL_s - 1$$

$$L_{\text{engte}} := L_{\text{slaag}}, L_{\text{slaag}} + \frac{L_{\text{shoog}} - L_{\text{slaag}}}{nL_s - 1} \dots L_{\text{shoog}}$$



Benodigde hoeveelheid materiaal en bijbehorende kosten buis deel

$$V_b(L) := t_{\text{Min}}(L) \cdot \text{WandDikte} \cdot \pi \cdot \text{DiameterBuis}$$

$$K_b(L) := V_b(L) \cdot K_{\text{buis}}$$

Afmetingen en kosten schuif deel

De betonnen schuif wordt beproeft op twee bezwijkmechanismen, scheurvorming en afschuiving. Hierbij wordt gekeken naar een maatgevende snede door de schuif, namelijk ter plaatse van de maximale golfdruk p_1 .

Voor de afschuifberekening is gebruik gemaakt van artikel 8.2 van NEN 6720. Voor de berekening van de scheurvorming van artikel 8.7 van NEN 6720.

Materiaal eigenschappen

$$f_{ck} := 35 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{mm}^2}$$

Kubus bezwijkspanning betonkwaliteit B35

$$f_b' := 21 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{mm}^2}$$

Maximaal toegestane drukspanning in B35

$$f_s := 435 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{mm}^2}$$

Vloeispanning staalkwaliteit Fe500

Overige gegevens

$$b := 0.5 \cdot m$$

Aangenomen breedte maatgevende snede

$$\gamma_p := 1.5$$

Veiligheidsfactor veranderlijke belastingen in ugt

Benodigde afmetingen schuif voor bezwijken op afschuiving

Aannamen

$$A_{ss} := \pi \cdot \left(\frac{8 \cdot \text{mm}}{2} \right)^2 \cdot 2$$

Beugels, rond 8-300 mm.

$$t := 300 \cdot \text{mm}$$

$$\theta := 30 \cdot \text{deg}$$

hoek tussen drukdiagonaal beton en as van het constructiedeel

$$z(Bs) := 0.9 \cdot Bs$$

$$L_s(L) := L$$

Effectieve hoogte ligger

Formules

$$V_d(L) := \frac{1}{2} \cdot \gamma_p \cdot p_l \cdot L_s(L) \cdot b$$

Dwarskracht in de snede ter plaatse van de inklemming

$$\tau_l := 0.4 \cdot \left[0.5 \cdot \left(1.05 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{mm}^2} + 0.05 \cdot f_{ck} \right) \right]$$

$$V_l(Bs) := \tau_l \cdot b \cdot Bs$$

Betonaandeel

$$V_s(Bs) := \frac{A_{ss}}{t} \cdot z(Bs) \cdot \cot(\theta) \cdot f_s$$

Aandeel wapening

Bepaling benodigde wanddikte

$$\text{evenwicht}(Bs, L) := V_l(Bs) + V_s(Bs) - V_d(L) \quad \text{Krachtenevenwicht in de doorsnede}$$

$$x := 0.1 \cdot m$$

$$\text{Afschuif}Bs(L) := \text{root}(\text{evenwicht}(x, L), x)$$

Benodigde afmetingen schuif voor bezwijken door scheurvorming

Aannamen

$$\omega_0 := 0.8 \cdot 10^{-2}$$

Economisch wapeningspercentage

$$\sigma_{s_max} := 200 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{mm}^2}$$

Maximaal toelaatbare spanning in het wapeningsstaal wanneer een kernmiddellijn van 13 mm en een staafafstand van 150mm toegepast wordt in milieuklasse 3, 4, of 5.

Formules

$$A_s(B_s) := \omega_0 \cdot B_s \cdot b$$

Oppervlakte staal

$$M_u(B_s) := A_s(B_s) \cdot f_s \cdot B_s \cdot \left(1 - 0.52 \cdot \omega_0 \cdot \frac{f_s}{f_b'} \right)$$

Uiterste opneembare moment door ligter

$$M_{rep}(L) := \frac{1}{8} \cdot p_1 \cdot L_s(L)^2 \cdot b$$

Optredende moment in de snede in het midden van de ligter

Bepaling benodigde wanddikte

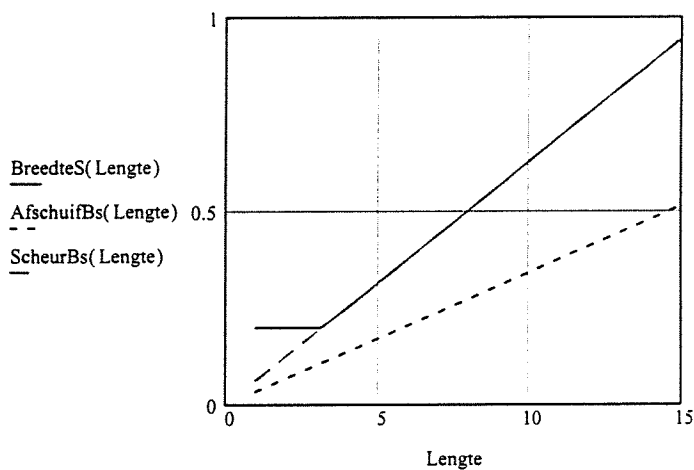
$$\text{evenwicht}(B_s, L) := \frac{M_{rep}(L)}{M_u(B_s)} \cdot f_s - \sigma_{s_max}$$

$$x := .05 \cdot m$$

$$\text{Scheur}B_s(L) := \text{root}(\text{evenwicht}(x, L), x)$$

$$\text{Breedte}S(L) := \max \left(\begin{pmatrix} \text{Afschuif}B_s(L) \\ \text{Scheur}B_s(L) \\ 0.2 \cdot m \end{pmatrix} \right)$$

0,2m is minimaal stortbare dikte



Benodigde hoeveelheid materiaal en bijbehorende kosten schuif deel

$$V_s(L) := L \cdot \text{Breedte}S(L) \cdot (h' + h_c)$$

$$K_s(L) := V_s(L) \cdot K_{\text{schuif}}$$

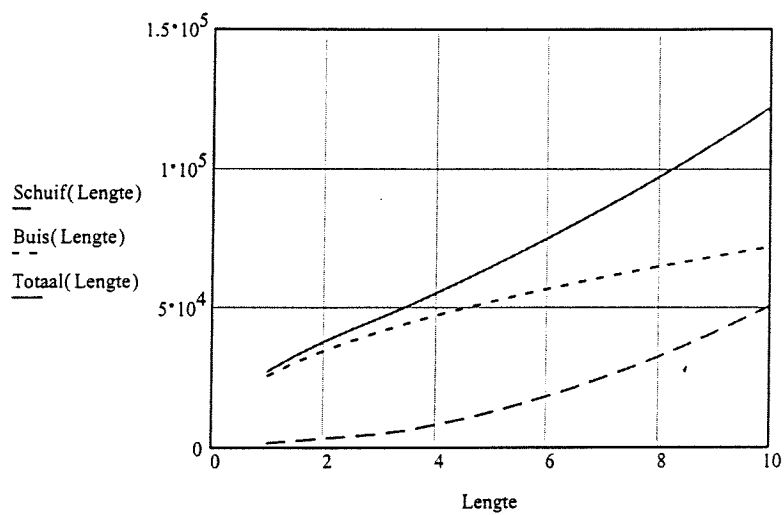
Totale kosten constructie

$$\text{Buis}(L) := K_b(L)$$

$$\text{Schuif}(L) := K_s(L)$$

$$\text{Lengte} := 1 \cdot \text{m}, 1.5 \cdot \text{m} \dots 10 \cdot \text{m}$$

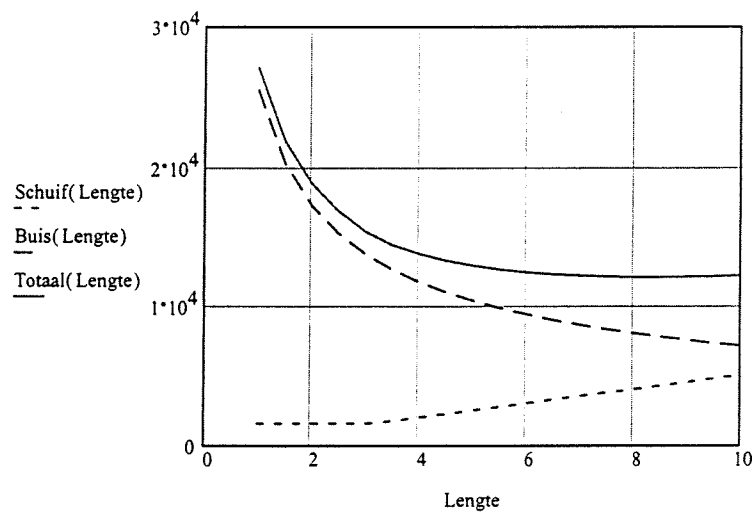
$$\text{Totaal}(L) := \text{Buis}(L) + \text{Schuif}(L)$$



$$\text{Buis}(L) := \frac{K_b(L)}{L}$$

$$\text{Schuif}(L) := \frac{K_s(L)}{L}$$

$$\text{Totaal}(L) := \text{Buis}(L) + \text{Schuif}(L)$$



Bepalen minimum kosten en bijbehorende constructielengte

$$\text{LengteSchuif}_i := \text{Lslaag} + \frac{\text{Lshoog} - \text{Lslaag}}{n\text{Ls} - 1} \cdot i$$

$$\text{Kosten}_i := \text{Totaal}(\text{LengteSchuif}_i)$$

$$L := 8 \cdot \text{m}$$

$$\text{optLengte} := \text{root}(\text{Totaal}(L) - \min(\text{Kosten}), L)$$

Minimale kosten $\min(\text{Kosten}) = 1.207 \cdot 10^4 \cdot \text{m}^{-1}$

Bijbehorende lengte $\text{optLengte} = 8.356 \cdot \text{m}$

$$\text{Buis}(\text{optLengte}) = 7.869 \cdot 10^3 \cdot \text{m}^{-1}$$

$$\text{Schuif}(\text{optLengte}) = 4.204 \cdot 10^3 \cdot \text{m}^{-1}$$

Breedte schuif $\text{BreedteS}(\text{optLengte}) = 0.525 \cdot \text{m}$

Benodigde inheidiepte $\text{tMin}(\text{optLengte}) = 44.724 \cdot \text{m}$

Oppervlakte schuifdoorsnede $\frac{\text{Vs}(\text{optLengte})}{\text{optLengte} - 1 \cdot \text{m}} = 5.969 \cdot \text{m}^2$

Gewicht schuif $\text{Vs}(\text{optLengte}) \cdot 2500 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 109.771 \cdot \text{tonne}$

Bepalen mogelijkheden

$$L := 1 \cdot \text{m}$$

$$\text{NietOptLengte} := \text{root}\left(\text{Vs}(L) \cdot 2500 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} - 16 \cdot \text{tonne}, L\right)$$

$$\text{NietOptLengte} = 3.19 \cdot \text{m}$$

$$\text{Totaal}(\text{NietOptLengte}) = 1.489 \cdot 10^4 \cdot \text{m}^{-1}$$

$$\text{Totaal}(4.6 \cdot \text{m}) = 1.318 \cdot 10^4 \cdot \text{m}^{-1}$$

$$\text{Vs}(4.6 \cdot \text{m}) \cdot 2500 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 33.268 \cdot \text{tonne}$$

Bepaling optimale lengte stalen schuif in een gordijn constructie

Constructie gegevens

$$h := 10 \cdot \text{m}$$

Waterdiepte

$$h_c := 2.0 \cdot \text{m}$$

Kruinhoogte

$$d_{\text{Fundering}} := 2 \cdot \text{m}$$

Hoogte fundering

$$h' := h - d_{\text{Fundering}}$$

Afstand waterniveau tot de drempel

Golfdrukken behorende bij ugt ($T_r = 1$ jaar)

$$p_u := 3.4 \cdot 10^4 \cdot \text{Pa}$$

$$p_3 := 4.486 \cdot 10^4 \cdot \text{Pa}$$

$$p_1 := 4.626 \cdot 10^4 \cdot \text{Pa}$$

$$p_4 := 2.759 \cdot 10^4 \cdot \text{Pa}$$

Materiaal gegevens

$$\gamma_w := 10.3 \cdot 10^3 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_c := 25 \cdot 10^3 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{m}^3}$$

$$\mu := 0.6$$

Wrijvingscoefficient constructie fundering

Kostengegevens

$$K_{\text{buis}} := 15600 \cdot \frac{1}{\text{m}^3}$$

Elementaire kosten in guldens

$$K_{\text{schuif}} := 14000 \cdot \frac{1}{\text{m}^3}$$

Golfbelasting

$$p(z) := \begin{cases} \left[p1 - \frac{p1 - p4}{hc} \cdot (z - h) \right] \cdot Pa & \text{if } h \leq z \leq h + hc \\ \left[p3 + \frac{p1 - p3}{h'} \cdot (z + h' - h) \right] \cdot Pa & \text{if } h - h' \leq z < h \\ 0 \cdot Pa & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$P := \int_0^{h + hc} p(z) \, dz \quad \text{Golfbelasting}$$

$$Mp := \int_0^{h + hc} p(z) \cdot (z - h + h') \, dz \quad \text{Moment ten gevolge van de golfbelasting}$$

$$P(L) := P \cdot L$$

$$Mp(L) := Mp \cdot L$$

Afmetingen en kosten buis deel

Aannamen omtrent bodemkwaliteit

$$\gamma := (1400 - 1000) \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot g \quad \text{Soortelijk gewicht ondergrond}$$

$$\phi := \left(\frac{29 + 35}{2} \right) \cdot \text{deg} \quad \text{Hoek van inwendige wrijving ondergrond}$$

Profiel informatie buis

$$\text{DiameterBuis} := 1 \cdot \text{m} \quad \text{Diameter buis}$$

$$\text{WandDikte} := 30 \cdot \text{mm}$$

Welke inheidiepte (H) is nodig wanneer de schuiflengte (Ls) gevarieerd wordt?

$$e(L) := \frac{Mp(L)}{P(L)} \quad \text{Plaats van aangrijpen golfbelasting P boven de bodem}$$

$$Kp := \tan \left(45 \cdot \text{deg} + \frac{\phi}{2} \right)^2 \quad \text{Passieve gronddrukcoefficient}$$

$$Ka := \tan \left(45 \cdot \text{deg} - \frac{\phi}{2} \right)^2 \quad \text{Actieve gronddrukcoefficient}$$

$$K := 2 \cdot \text{DiameterBuis} \quad \text{Meewerkende breedte achter de buis}$$

$$\text{evenwicht}(t0, L) := P(L) \cdot (e(L) + t0) - \frac{1}{6} \cdot \gamma \cdot (Kp - Ka) \cdot K \cdot t0^3 \quad \text{Momentenevenwicht buis}$$

Oplossen krachterevenwicht

$$x := 40 \cdot \text{m}$$

$$t0(L) := \text{root}(\text{evenwicht}(x, L), x)$$

Scharnierpunt waarin evenwicht geldt

Bepalen minimale inheidiepte buis

$$pt0(L) := \gamma \cdot (Kp - Ka) \cdot t0(L)$$

Grondspanning ter plaatse van het scharnierpunt

$$E'p(L) := 0.5 \cdot \gamma \cdot t0(L)^2 \cdot (Kp - Ka) \cdot K - P(L)$$

$$\Delta t(L) := \frac{E'p(L)}{2 \cdot m \cdot pt0(L)}$$

Verlenging

$$tMin(L) := t0(L) + \Delta t(L)$$

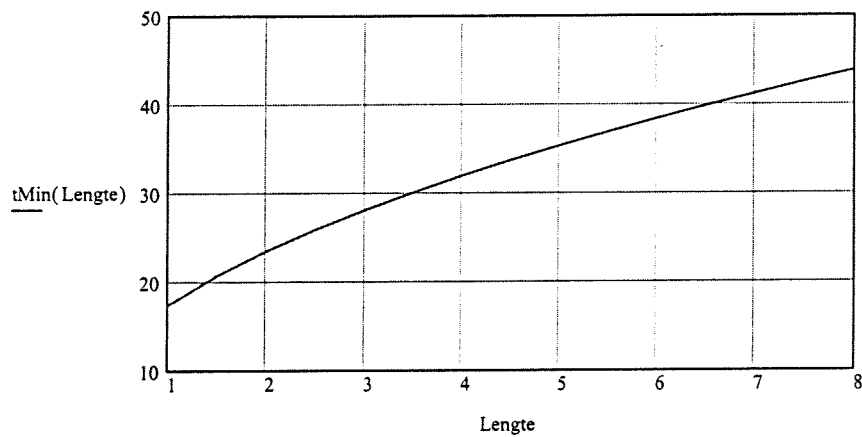
$$Lslaag := 1 \cdot \text{m}$$

$$Lshoog := 8 \cdot \text{m}$$

$$nLs := 15$$

$$i := 0..nLs - 1$$

$$\text{Lengte} := Lslaag, Lslaag + \frac{Lshoog - Lslaag}{nLs - 1} .. Lshoog$$



Benodigde hoeveelheid materiaal en bijbehorende kosten buis deel

$$Vb(L) := tMin(L) \cdot \text{WandDikte} \cdot \pi \cdot \text{DiameterBuis}$$

$$Kb(L) := Vb(L) \cdot Kbuis$$

Afmetingen en kosten schuif deel

Materiaal eigenschappen

$$f_{yd} := 235 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{mm}^2}$$

Vloeigrens staal

Overige gegevens

$$b := 1 \cdot m$$

Aangenomen breedte maatgevende snede

$$\gamma_p := 1.5$$

Veiligheidsfactor veranderlijke belastingen in ugt

Profiel gegevens HEA 450

$$A_{lijf} := 440 \cdot 11.5 \cdot \text{mm}^2$$

$$W := 631 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^3$$

$$A_{profiel} := 17800 \cdot \text{mm}^2$$

Formules

$$P := \int_0^{h + h_c} p(z) dz$$

Golfbelasting

$$V_d(L) := \gamma_p \cdot \frac{1}{2} \cdot P \cdot L$$

Dwarskracht in de schuif ter plaatse van de oplegging.

$$M_d(L) := \gamma_p \cdot \frac{1}{8} \cdot P \cdot L^2$$

Moment in de schuif in het midden.

$$\tau(\alpha_1, L) := \frac{V_d(L)}{\alpha_1 \cdot A_{lijf}}$$

Afschuifspanning ter plaatse van de oplegging

$$\sigma(\alpha, L) := \frac{M_d(L)}{\alpha \cdot W}$$

Spanning ter plaatse van het maximale moment

Bepaling benodigde aantal profielen

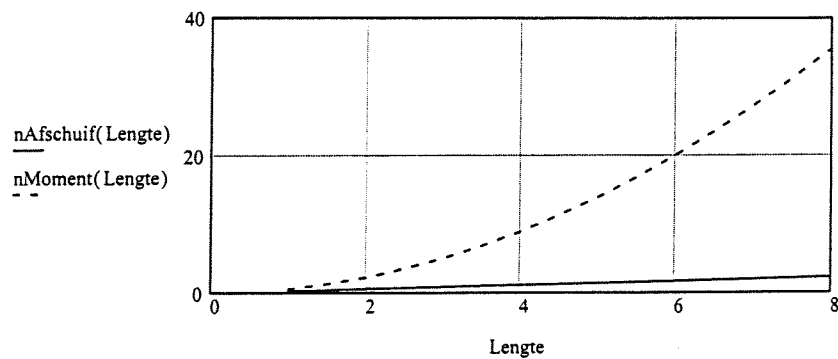
$$x := .1$$

$$nAfschuif(L) := \text{root}(\tau(x, L) - f_{yd}, x)$$

$$nMoment(L) := \text{root}(\sigma(x, L) - f_{yd}, x)$$

$$\text{afroonden}(x) := \begin{cases} \text{floor}(x) & \text{if } x - \text{floor}(x) < 0.5 \\ \text{ceil}(x) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$n(L) := \max \left(\begin{pmatrix} \text{afroonden}(nAfschuif(L)) \\ \text{afroonden}(nMoment(L)) \end{pmatrix} \right) + 1$$



$$\text{Aligger}(L) := n(L) \cdot A_{\text{profiel}}$$

Benodigde hoeveelheid materiaal en bijbehorende kosten schuif deel

$$V_s(L) := (\text{Aligger}(L) + (h' + h_c) \cdot 20 \cdot \text{mm}) \cdot L$$

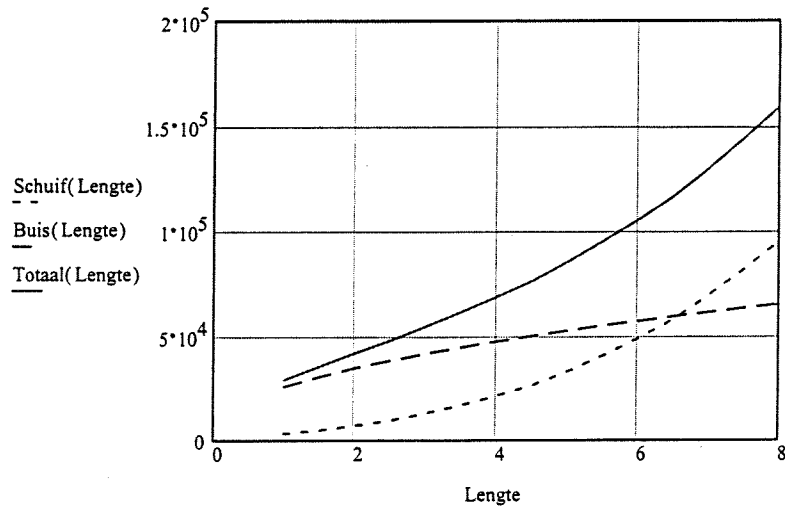
$$K_s(L) := V_s(L) \cdot K_{\text{schuif}}$$

Totale kosten constructie

$$\text{Buis}(L) := K_b(L)$$

$$\text{Schuif}(L) := K_s(L)$$

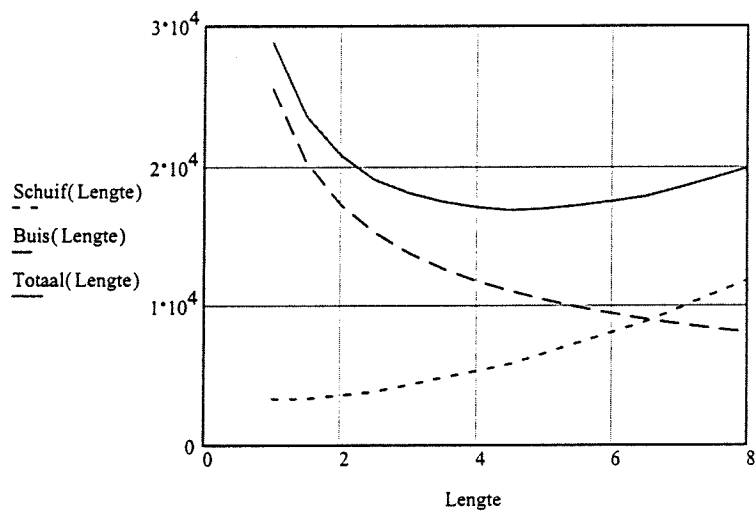
$$\text{Totaal}(L) := \text{Buis}(L) + \text{Schuif}(L)$$



$$\text{Buis}(L) := \frac{K_b(L)}{L}$$

$$\text{Schuif}(L) := \frac{K_s(L)}{L}$$

$$\text{Totaal}(L) := \text{Buis}(L) + \text{Schuif}(L)$$



Bepalen minimum kosten en bijbehorende constructielengte

$$\text{LengteSchuif}_i := \text{Lslaag} + \frac{\text{Lshoog} - \text{Lslaag}}{n\text{Ls} - 1};$$

$$\text{Kosten}_i := \text{Totaal}(\text{LengteSchuif}_i)$$

$$\text{L} := 8 \cdot \text{m}$$

$$\text{optLengte} := \text{root}(\text{Totaal}(\text{L}) - \text{min}(\text{Kosten}), \text{L})$$

Bijbehorende lengte	$\text{optLengte} = 4.693 \cdot \text{m}$
Minimale kosten	$\text{min}(\text{Kosten}) = 1.679 \cdot 10^4 \cdot \text{m}^{-1}$ $\text{Buis}(\text{optLengte}) = 1.075 \cdot 10^4 \cdot \text{m}^{-1}$ $\text{Schuif}(\text{optLengte}) = 6.04 \cdot 10^3 \cdot \text{m}^{-1}$
Benodigde inheidiepte	$\text{tMin}(\text{optLengte}) = 34.313 \cdot \text{m}$
Aantal HE 450 profielen toegepast	$n(\text{optLengte}) = 13$
Oppervlakte schuifdoorsnede	$\frac{\text{Vs}(\text{optLengte})}{\text{optLengte} - 1 \cdot \text{m}} = 0.548 \cdot \text{m}^2$
Gewicht schuif	$\text{Vs}(\text{optLengte}) \cdot 7850 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 15.893 \cdot \text{tonne}$

Bijlage R

Constructie- en overlevingskosten alternatief gordijn constructie

In deze bijlage zijn de kosten voor alternatief III, de gordijn constructie opgenomen.

bron vermelding

Samentvatting bouwkosten alternatief gordijn constructie

	Volume	Materiaal	Uitvoering	Totaal
Drempel	73 m3/m1	30 FI/m3	48,3 FI/m3	5716 FI/m1
Schuif	m3/m1	FI/m3	FI/m3	6040 FI/m1
Buis	m3/m1	FI/m3	FI/m3	10800 FI/m1
Overhead (150000 /week)				20000 FI/m1
Totale constructie kosten				42556 FI/m1

Kosten demobilisatie en mobilisatie

Lengte schuif	5,7 m
Lengte constructie	150 m
Aantal schuiven	26
Veiligstellen	0,50 u/schuif
Benodigde tijd	13,2 u
	1,32 dag

Kosten bepalen

1 boot	100 FI/u	1315,8 FI
2 lier	50 FI/u	1315,8 FI
3 personeel	100 FI/u	3947,4 FI
		6578,9 FI
		43,9 FI/m

Kosten voor veiligstellen voor 1 storm 87,7 FI/m

Totale kosten

	Jaarlijks	Levensduur
Constructiekosten		42556
Overlevingskosten	87,7	3509
Subtotaal		46065
Winst aannemer (10%)		4606
Subtotaal		50671
Onvoorzien (20%)		10134
Belasting (17%)		8614
Totaal		69419

Bij bezwijken

	Jaarlijks	Levensduur
Constructiekosten		42556
Overlevingskosten	6040,0	241600
Subtotaal		284156
Winst aannemer (10%)		28416
Subtotaal		312571
Onvoorzien (20%)		62514
Belasting (17%)		53137
Totaal		428223

	overleven	bezwijken
Bouwkosten	64132	64132
Overlevingskosten	132	9102

Bijlage S Kosten-baten berekeningen alternatieve constructies

Deze bijlage bevat de berekeningen van de kosten-batenanalyse.

Opgenomen zijn:

- De kosten van de alternatieve constructies
- De baten van de constructie bepaald volgens interpretatie van de KPMG gegevens
- Uitwerking van de kosten en baten voor alle alternatieven met een discontovoet van 4 en 12%
- Resultaten van de analyse

Kosten alternatieve constructies

Lengte constructie [m]

150

Alternatief

	Realisatiekosten	Overlevingskosten	Eenheid
Nulalternatief, caisson	161.696	0	Fl/m1
Alternatief I, speciale onderbouw	114.784	37.550	Fl/m1
Alternatief II, doorlaatcaisson	153.906	471	Fl/m1
Alternatief III, gordijn constructie	64.132	132	Fl/m1

Alternatief

	Realisatiekosten	Overlevingskosten	Totaal	Eenheid
Nulalternatief, caisson	24.254.400	0	24254400	Fl
Alternatief I, speciale onderbouw	17.217.600	5.632.500	22.850.100	Fl
Alternatief II, doorlaatcaisson	23.085.900	70.650	23.156.550	Fl
Alternatief III, gordijn constructie	9.619.800	19.800	9.639.600	Fl

Baten golfdempende constructie

koers: 1\$= 1,80 gulden
 reductiewaarde 0,50 (effectiviteit downtimereductie)

Year	# Schips	# Passengers	Head tax	Harbour fee	Rental	Total	After construction	Delta
1999	497	877.022	4.385.109	491.276	675.000	5.551.385	5.679.448	128.063
2000	526	947.813	4.739.064	525.747	700.000	5.964.811	6.102.411	137.600
2001	539	972.636	4.863.182	540.957	725.000	6.129.139	6.270.530	141.391
2002	533	965.572	6.759.005	715.659	750.000	8.224.664	8.414.396	189.732
2003	533	962.103	6.734.723	715.659	775.000	8.225.382	8.415.131	189.749
2004	533	962.103	6.734.723	715.659	800.000	8.250.382	8.440.707	190.325
2005	533	962.103	6.734.723	894.574	825.000	8.454.297	8.649.326	195.029
2006	533	962.103	6.734.723	894.574	850.000	8.479.297	8.674.903	195.606
2007	533	962.103	9.621.033	894.574	875.000	11.390.607	11.653.373	262.766
2008	533	962.103	9.621.033	1.073.489	900.000	11.594.522	11.861.992	267.470

Year	Total	After construction	Delta
1999	9.992.493	10.223.007	230.514
2000	10.736.660	10.984.340	247.680
2001	11.032.450	11.286.954	254.504
2002	14.804.395	15.145.913	341.518
2003	14.805.688	15.147.235	341.548
2004	14.850.688	15.193.273	342.586
2005	15.217.735	15.568.787	351.053
2006	15.262.735	15.614.826	352.091
2007	20.503.093	20.976.072	472.979
2008	20.870.140	21.351.586	481.446

Baten golfdempende constructie (vervolg)

Restwaarde na 20 jaar: 0,10 realisatiekosten

	Realisatiekosten	Restwaarde
Nulalternatief, caisson	24.254.400	2.425.440
Alternatief I, speciale onderbouw	17.217.600	1.721.760
Alternatief II, doorlaatcaisson	23.085.900	2.308.590
Alternatief III, gordijn constructie	9.619.800	961.980

Kosten-batenanalyse nulalternatief caisson

Economische levensduur 20 jaar
 Discontovoet 12%

Jaar	Jaar	Kosten	Baten	Rekentafel	Const. kosten	Const. baten
1	1999	24.254.400	230.514	1,120	21.655.714	205.816
2	2000		247.680	1,254	0	197.449
3	2001		254.504	1,405	0	181.151
4	2002		341.518	1,574	0	217.041
5	2003		341.548	1,762	0	193.803
6	2004		342.586	1,974	0	173.565
7	2005		351.053	2,211	0	158.798
8	2006		352.091	2,476	0	142.204
9	2007		472.979	2,773	0	170.561
10	2008		481.446	3,106	0	155.013
11	2009		481.446	3,479	0	138.404
12	2010		481.446	3,896	0	123.575
13	2011		481.446	4,363	0	110.335
14	2012		481.446	4,887	0	98.513
15	2013		481.446	5,474	0	87.958
16	2014		481.446	6,130	0	78.534
17	2015		481.446	6,866	0	70.120
18	2016		481.446	7,690	0	62.607
19	2017		481.446	8,613	0	55.899
20	2018		2.906.886	9,646	0	301.348
				Totaal	21.655.714	2.922.695

Neto contante waarde -18.733.019
 Baten kosten verhouding 0,13

Economische levensduur
Discontovoet

20 jaar
4%

Jaar	Jaar	Kosten	Baten	Rekentafel	Const. kosten	Const. baten
1	1999	24.254.400	230.514	1,040	23.321.538	221.648
2	2000		247.680	1,082	0	228.995
3	2001		254.504	1,125	0	226.253
4	2002		341.518	1,170	0	291.931
5	2003		341.548	1,217	0	280.727
6	2004		342.586	1,265	0	270.750
7	2005		351.053	1,316	0	266.771
8	2006		352.091	1,369	0	257.269
9	2007		472.979	1,423	0	332.309
10	2008		481.446	1,480	0	325.248
11	2009		481.446	1,539	0	312.738
12	2010		481.446	1,601	0	300.710
13	2011		481.446	1,665	0	289.144
14	2012		481.446	1,732	0	278.023
15	2013		481.446	1,801	0	267.330
16	2014		481.446	1,873	0	257.048
17	2015		481.446	1,948	0	247.162
18	2016		481.446	2,026	0	237.655
19	2017		481.446	2,107	0	228.515
20	2018		2.906.886	2,191	0	1.326.665
				Totaal	23.321.538	6.446.892

Neto contante waarde -16.874.646
Baten kosten verhouding 0,28

Kosten-batenanalyse alternatief I, speciale onderbouw

Economische levensduur 20 jaar
 Discontovoet 12%

Jaar	Jaar	Kosten	Baten	Rekentafel	Const. kosten	Const. baten
1	1999	22.850.100	230.514	1,120	20.401.875	205.816
2	2000	5.632.500	247.680	1,254	4.490.195	197.449
3	2001	5.632.500	254.504	1,405	4.009.102	181.151
4	2002	5.632.500	341.518	1,574	3.579.556	217.041
5	2003	5.632.500	341.548	1,762	3.196.032	193.803
6	2004	5.632.500	342.586	1,974	2.853.600	173.565
7	2005	5.632.500	351.053	2,211	2.547.857	158.798
8	2006	5.632.500	352.091	2,476	2.274.872	142.204
9	2007	5.632.500	472.979	2,773	2.031.136	170.561
10	2008	5.632.500	481.446	3,106	1.813.514	155.013
11	2009	5.632.500	481.446	3,479	1.619.209	138.404
12	2010	5.632.500	481.446	3,896	1.445.722	123.575
13	2011	5.632.500	481.446	4,363	1.290.824	110.335
14	2012	5.632.500	481.446	4,887	1.152.521	98.513
15	2013	5.632.500	481.446	5,474	1.029.037	87.958
16	2014	5.632.500	481.446	6,130	918.783	78.534
17	2015	5.632.500	481.446	6,866	820.342	70.120
18	2016	5.632.500	481.446	7,690	732.448	62.607
19	2017	5.632.500	481.446	8,613	653.971	55.899
20	2018	5.632.500	2.203.206	9,646	583.903	228.399
				Totaal	57.444.498	2.849.747

Neto contante waarde -54.594.752
 Baten kosten verhouding 0,05

Economische levensduur
Discontovoet

20 jaar
4%

Jaar	Jaar	Kosten	Baten	Rekentafel	Const. kosten	Const. baten
1	1999	22.850.100	230.514	1,040	21.971.250	221.648
2	2000	5.632.500	247.680	1,082	5.207.563	228.995
3	2001	5.632.500	254.504	1,125	5.007.272	226.253
4	2002	5.632.500	341.518	1,170	4.814.685	291.931
5	2003	5.632.500	341.548	1,217	4.629.504	280.727
6	2004	5.632.500	342.586	1,265	4.451.447	270.750
7	2005	5.632.500	351.053	1,316	4.280.237	266.771
8	2006	5.632.500	352.091	1,369	4.115.613	257.269
9	2007	5.632.500	472.979	1,423	3.957.320	332.309
10	2008	5.632.500	481.446	1,480	3.805.115	325.248
11	2009	5.632.500	481.446	1,539	3.658.765	312.738
12	2010	5.632.500	481.446	1,601	3.518.043	300.710
13	2011	5.632.500	481.446	1,665	3.382.734	289.144
14	2012	5.632.500	481.446	1,732	3.252.628	278.023
15	2013	5.632.500	481.446	1,801	3.127.527	267.330
16	2014	5.632.500	481.446	1,873	3.007.238	257.048
17	2015	5.632.500	481.446	1,948	2.891.575	247.162
18	2016	5.632.500	481.446	2,026	2.780.360	237.655
19	2017	5.632.500	481.446	2,107	2.673.423	228.515
20	2018	5.632.500	2.203.206	2,191	2.570.599	1.005.515
				Totaal	93.102.898	6.125.742

Neto contante waarde -86.977.156
Baten kosten verhouding 0,07

Kosten-batenanalyse alternatief II, doorlaatcaisson

Economische levensduur 20 jaar
 Discontovoet 12%

Jaar	Jaar	Kosten	Baten	Rekentafel	Const. kosten	Const. baten
1	1999	23.156.550	230.514	1,120	20.675.491	205.816
2	2000	70.650	247.680	1,254	56.322	197.449
3	2001	70.650	254.504	1,405	50.287	181.151
4	2002	70.650	341.518	1,574	44.899	217.041
5	2003	70.650	341.548	1,762	40.089	193.803
6	2004	70.650	342.586	1,974	35.793	173.565
7	2005	70.650	351.053	2,211	31.958	158.798
8	2006	70.650	352.091	2,476	28.534	142.204
9	2007	70.650	472.979	2,773	25.477	170.561
10	2008	70.650	481.446	3,106	22.747	155.013
11	2009	70.650	481.446	3,479	20.310	138.404
12	2010	70.650	481.446	3,896	18.134	123.575
13	2011	70.650	481.446	4,363	16.191	110.335
14	2012	70.650	481.446	4,887	14.456	98.513
15	2013	70.650	481.446	5,474	12.907	87.958
16	2014	70.650	481.446	6,130	11.525	78.534
17	2015	70.650	481.446	6,866	10.290	70.120
18	2016	70.650	481.446	7,690	9.187	62.607
19	2017	70.650	481.446	8,613	8.203	55.899
20	2018	70.650	2.790.036	9,646	7.324	289.234
				Totaal	21.140.127	2.910.581

Neto contante waarde -18.229.545
 Baten kosten verhouding 0,14

Economische levensduur
Discontovoet

20 jaar
4%

Jaar	Jaar	Kosten	Baten	Rekentafel	Const. kosten	Const. baten
1	1999	23.156.550	230.514	1,040	22.265.913	221.648
2	2000	70.650	247.680	1,082	65.320	228.995
3	2001	70.650	254.504	1,125	62.808	226.253
4	2002	70.650	341.518	1,170	60.392	291.931
5	2003	70.650	341.548	1,217	58.069	280.727
6	2004	70.650	342.586	1,265	55.836	270.750
7	2005	70.650	351.053	1,316	53.688	266.771
8	2006	70.650	352.091	1,369	51.623	257.269
9	2007	70.650	472.979	1,423	49.638	332.309
10	2008	70.650	481.446	1,480	47.729	325.248
11	2009	70.650	481.446	1,539	45.893	312.738
12	2010	70.650	481.446	1,601	44.128	300.710
13	2011	70.650	481.446	1,665	42.431	289.144
14	2012	70.650	481.446	1,732	40.799	278.023
15	2013	70.650	481.446	1,801	39.229	267.330
16	2014	70.650	481.446	1,873	37.721	257.048
17	2015	70.650	481.446	1,948	36.270	247.162
18	2016	70.650	481.446	2,026	34.875	237.655
19	2017	70.650	481.446	2,107	33.533	228.515
20	2018	70.650	2.790.036	2,191	32.244	1.273.336
				Totaal	23.158.137	6.393.563

Neto contante waarde -16.764.574
Baten kosten verhouding 0,28

Kosten-batenanalyse alternatief III, gordijnconstructie

Economische levensduur 20 jaar
 Discontovoet 12%

Jaar	Jaar	Kosten	Baten	Rekentafel	Const. kosten	Const. baten
1	1999	9.639.600	230.514	1,120	8.606.786	205.816
2	2000	19.800	247.680	1,254	15.784	197.449
3	2001	19.800	254.504	1,405	14.093	181.151
4	2002	19.800	341.518	1,574	12.583	217.041
5	2003	19.800	341.548	1,762	11.235	193.803
6	2004	19.800	342.586	1,974	10.031	173.565
7	2005	19.800	351.053	2,211	8.957	158.798
8	2006	19.800	352.091	2,476	7.997	142.204
9	2007	19.800	472.979	2,773	7.140	170.561
10	2008	19.800	481.446	3,106	6.375	155.013
11	2009	19.800	481.446	3,479	5.692	138.404
12	2010	19.800	481.446	3,896	5.082	123.575
13	2011	19.800	481.446	4,363	4.538	110.335
14	2012	19.800	481.446	4,887	4.051	98.513
15	2013	19.800	481.446	5,474	3.617	87.958
16	2014	19.800	481.446	6,130	3.230	78.534
17	2015	19.800	481.446	6,866	2.884	70.120
18	2016	19.800	481.446	7,690	2.575	62.607
19	2017	19.800	481.446	8,613	2.299	55.899
20	2018	19.800	1.443.426	9,646	2.053	149.635
				Totaal	8.737.002	2.770.983

Neto contante waarde -5.966.019
 Baten kosten verhouding 0,32

Economische levensduur
Discontovoet

20 jaar
4%

Jaar	Jaar	Kosten	Baten	Rekentafel	Const. kosten	Const. baten
1	1999	9.639.600	230.514	1,040	9.268.846	221.648
2	2000	19.800	247.680	1,082	18.306	228.995
3	2001	19.800	254.504	1,125	17.602	226.253
4	2002	19.800	341.518	1,170	16.925	291.931
5	2003	19.800	341.548	1,217	16.274	280.727
6	2004	19.800	342.586	1,265	15.648	270.750
7	2005	19.800	351.053	1,316	15.046	266.771
8	2006	19.800	352.091	1,369	14.468	257.269
9	2007	19.800	472.979	1,423	13.911	332.309
10	2008	19.800	481.446	1,480	13.376	325.248
11	2009	19.800	481.446	1,539	12.862	312.738
12	2010	19.800	481.446	1,601	12.367	300.710
13	2011	19.800	481.446	1,665	11.891	289.144
14	2012	19.800	481.446	1,732	11.434	278.023
15	2013	19.800	481.446	1,801	10.994	267.330
16	2014	19.800	481.446	1,873	10.571	257.048
17	2015	19.800	481.446	1,948	10.165	247.162
18	2016	19.800	481.446	2,026	9.774	237.655
19	2017	19.800	481.446	2,107	9.398	228.515
20	2018	19.800	1.443.426	2,191	9.036	658.761
				Totaal	9.518.896	5.778.988

Neto contante waarde -3.739.908
Baten kosten verhouding 0,61

Resultaten kosten-batenanalyse alternatieve constructies

Alternatief	Realisatiekosten	Overlevingskosten	Discontovoet 12%		Discontovoet 4%	
			NCW	KBV	NCW	KBV
Nulalternatief, caisson	24.254.400	0	-18.733.019	13%	-16.874.646	28%
Alternatief I, speciale onderbouw	17.217.600	5.632.500	-54.594.752	5%	-86.977.156	7%
Alternatief II, doorlaatcaisson	23.085.900	70.650	-18.229.545	14%	-16.764.574	28%
Alternatief III, gordijn constructie	9.619.800	19.800	-5.966.019	32%	-3.739.908	61%

NCW: netto contante waarde

BKV: baten kosten verhouding

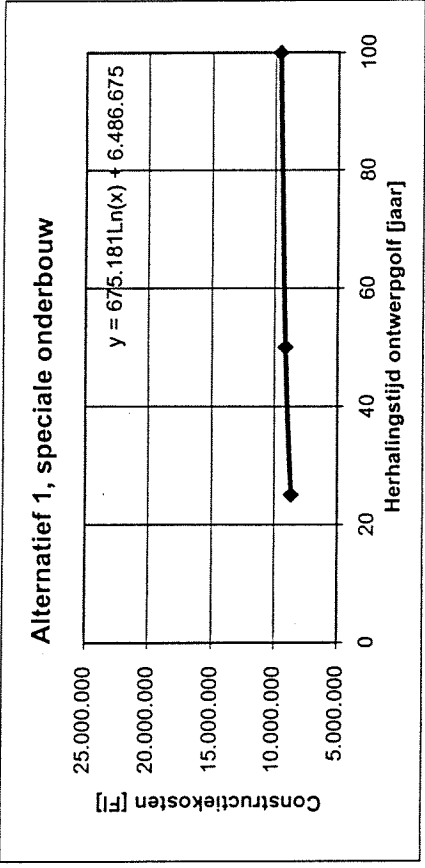
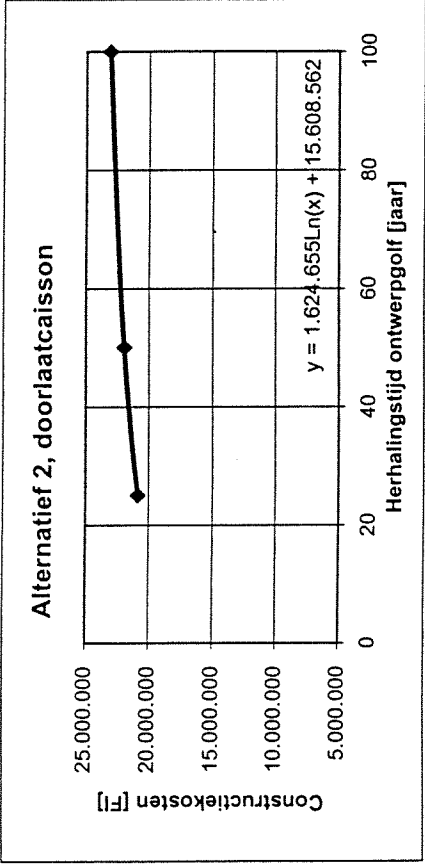
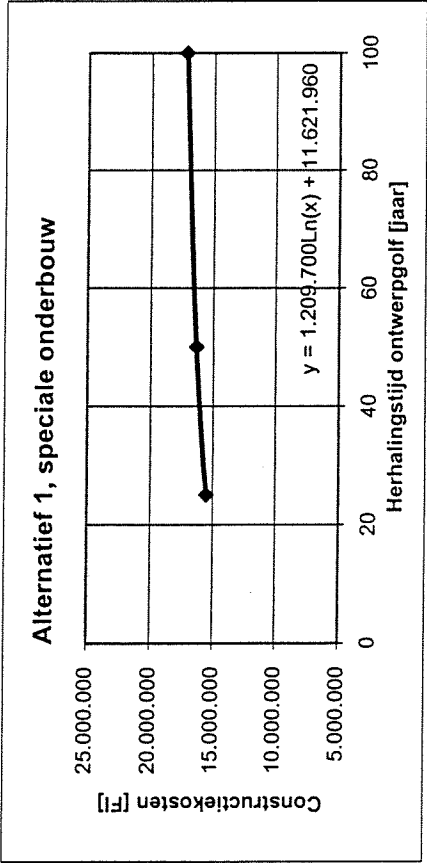
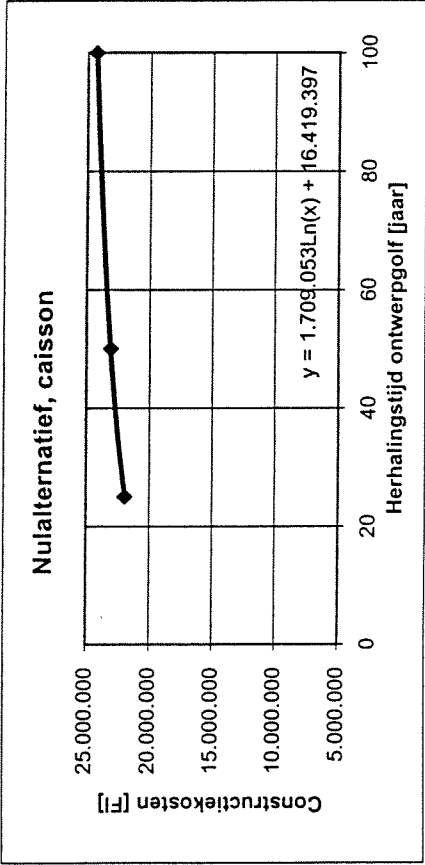
Bijlage T

Optimalisatie ontwerpgolfhoogte

Constructiekosten alternatieve constructies

Alternatief	Herhalingstijd ontwerp golf [jaar]		
	25	50	100
0	21.930.750	23.085.000	24.300.000
1	15.523.000	16.340.000	17.200.000
2	20.847.750	21.945.000	23.100.000
3	8.664.000	9.120.000	9.600.000

Beschrijven functie constructiekosten en herhalingstijd ontwerp golf



Schaderisico alternatieve constructies

Schaderisico constructie met herhalingsjijd ontwerp golfhoogte 100 jaar

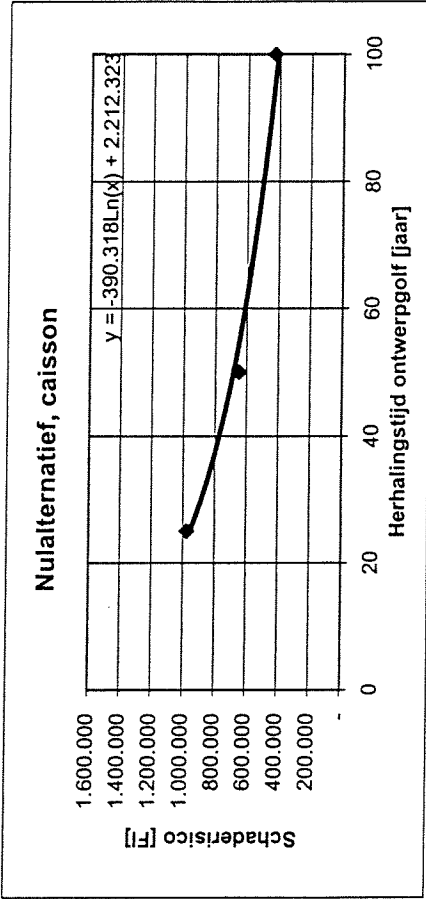
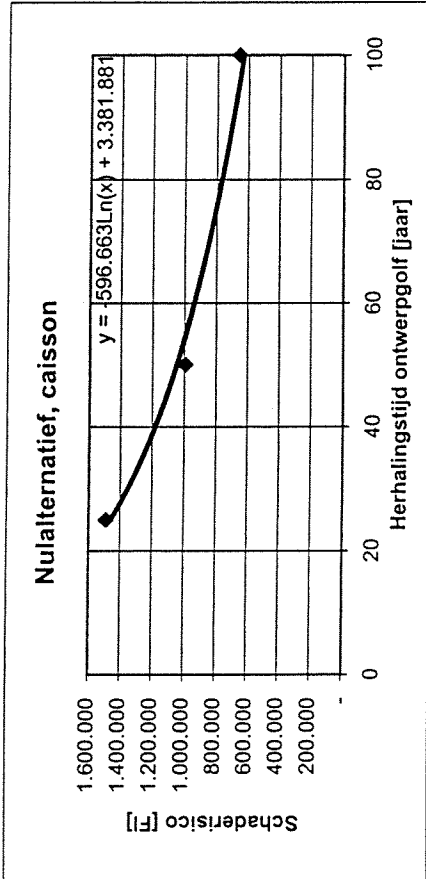
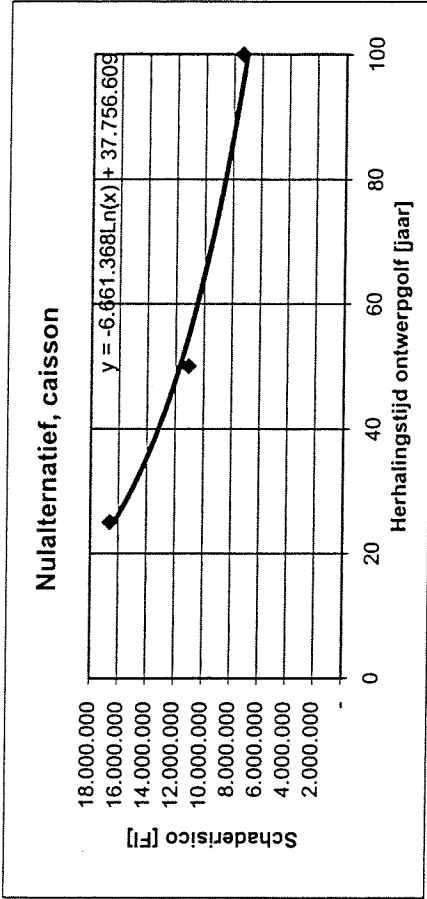
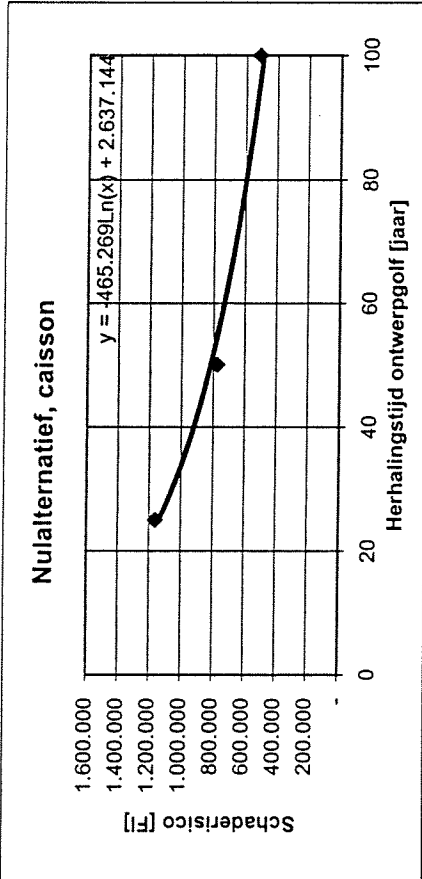
Alternatief	Onderhoud		Demobilisatie		Bezwijken mobiel deel		Bezwijken constructie		Totaal
	Kans	Gevolg	Kans	Gevolg	Kans	Gevolg	Kans	Gevolg	
0	1,00	30.000	0,90	-	0,09	-	0,01	48.600.000	516.000
1	1,00	60.000	0,90	5.632.000	0,09	21.276.600	0,01	34.400.000	7.387.694
2	1,00	100.000	0,90	71.000	0,09	398.000	0,01	46.200.000	661.720
3	1,00	100.000	0,90	20.000	0,09	1.365.300	0,01	19.200.000	432.877

jaarlijks een cycloon
 een keer in de tien jaar bezwijkt schuif
 een keer in de honderd jaar bezwijkt constructie

Alternatief	Herhalingsjijd ontwerp golf [jaar]		
	25	50	100
0	1.161.000	774.000	516.000
1	16.622.312	11.081.541	7.387.694
2	1.488.870	992.580	661.720
3	973.973	649.316	432.877

hoe verloopt deze stap?

Beschrijven functie schaderisico en herhalingstijd ontwerp golf

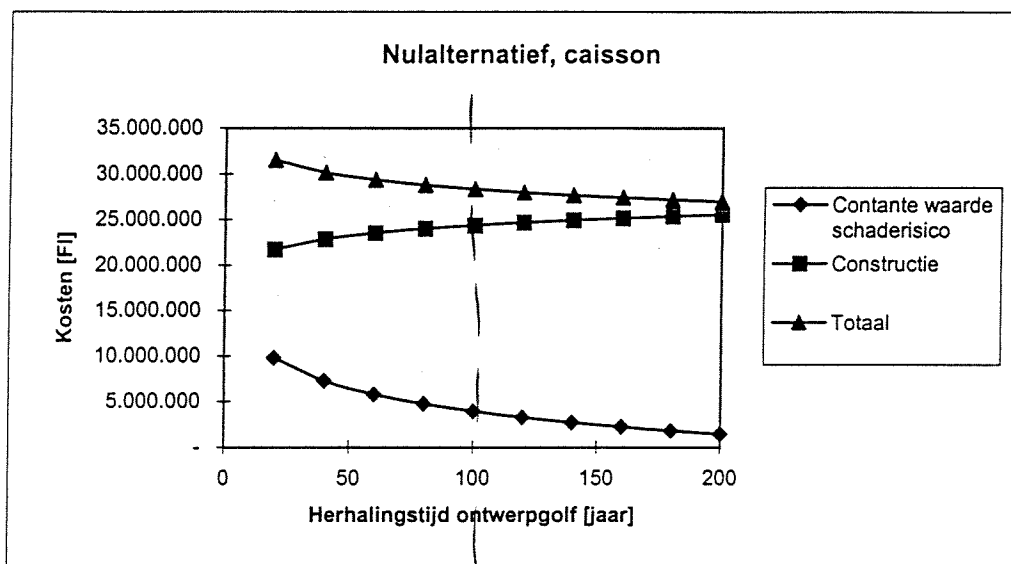


Optimalisatie alternatieve constructies

Levensduur [jaar]: 40
 Discontovoet: 12%
 Contante waarde factor: 8,24

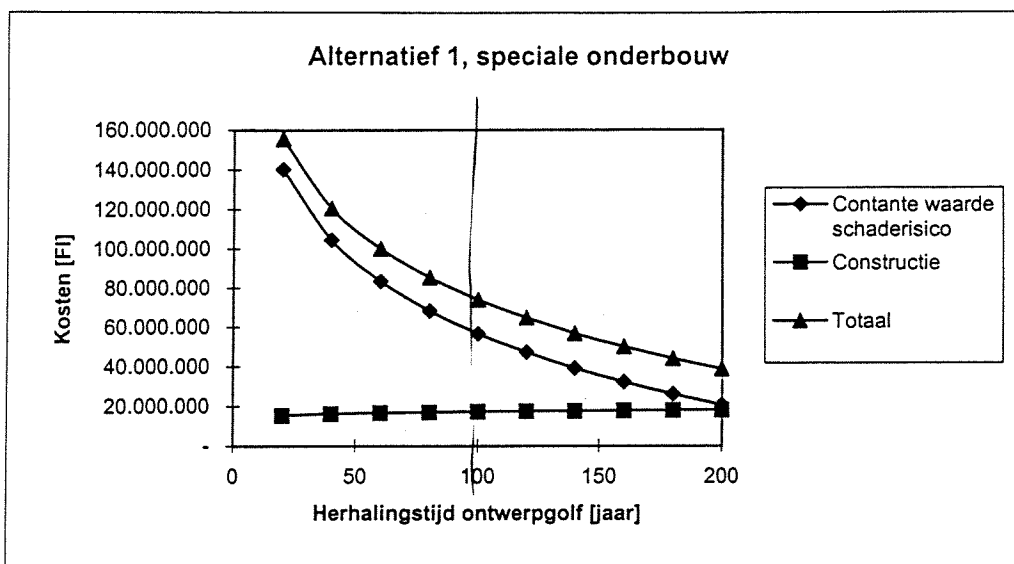
Nulalternatief, caisson constructie

Herhalingstijd ontwerp golf [jaar]	Schaderisico	Contante waarde schaderisico	Constructie	Totaal
20	1.187.507	9.789.544	21.710.603	31.500.147
40	882.466	7.274.855	22.858.822	30.133.676
60	704.029	5.803.856	23.530.487	29.334.342
80	577.425	4.760.166	24.007.040	28.767.206
100	479.224	3.950.616	24.376.684	28.327.300
120	398.988	3.289.167	24.678.705	27.967.872
140	331.149	2.729.919	24.934.060	27.663.979
160	272.384	2.245.476	25.155.259	27.400.735
180	220.550	1.818.168	25.350.370	27.168.538
200	174.183	1.435.927	25.524.902	26.960.830



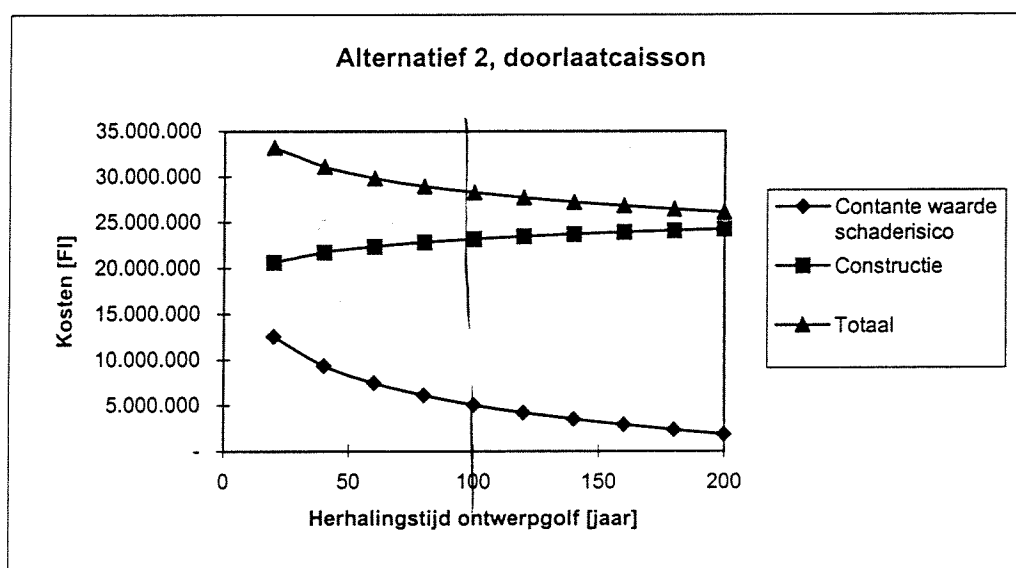
Alternatief 1, speciale onderbouw

Herhalingstijd ontwerp golf [jaar]	Schaderisico	Contante waarde schaderisico	Constructie	Totaal
20	17.001.835	140.159.329	15.367.174	155.526.503
40	12.634.496	104.155.964	16.179.904	120.335.868
60	10.079.767	83.095.345	16.655.321	99.750.666
80	8.267.157	68.152.598	16.992.635	85.145.233
100	6.861.188	56.562.103	17.254.275	73.816.379
120	5.712.428	47.091.980	17.468.051	64.560.031
140	4.741.165	39.085.104	17.648.796	56.733.900
160	3.899.818	32.149.233	17.805.365	49.954.598
180	3.157.698	26.031.361	17.943.468	43.974.829
200	2.493.849	20.558.738	18.067.006	38.625.743



Alternatief 2, doorlaatcaisson

Herhalingstijd ontwerp golf [jaar]	Schaderisico	Contante waarde schaderisico	Constructie	Totaal
20	1.522.864	12.554.147	20.641.470	33.195.617
40	1.131.678	9.329.303	21.733.680	31.062.983
60	902.850	7.442.891	22.372.581	29.815.472
80	740.493	6.104.459	22.825.889	28.930.348
100	614.560	5.066.292	23.177.502	28.243.793
120	511.664	4.218.047	23.464.790	27.682.837
140	424.668	3.500.866	23.707.690	27.208.556
160	349.308	2.879.616	23.918.098	26.797.714
180	282.836	2.331.634	24.103.692	26.435.326
200	223.374	1.841.448	24.269.711	26.111.159



Alternatief 3, gordijn constructie

Herhalingstijd ontwerp golf [jaar]	Schaderisico	Contante waarde schaderisico	Constructie	Totaal
20	996.210	8.212.529	8.577.028	16.789.557
40	740.308	6.102.934	9.030.645	15.133.579
60	590.615	4.868.899	9.295.994	14.164.893
80	484.406	3.993.338	9.484.262	13.477.600
100	402.024	3.314.200	9.630.294	12.944.494
120	334.713	2.759.303	9.749.611	12.508.914
140	277.803	2.290.145	9.850.492	12.140.637
160	228.505	1.883.742	9.937.879	11.821.621
180	185.021	1.525.269	10.014.960	11.540.229
200	146.123	1.204.604	10.083.911	11.288.515

