

De golfbelasting op kruinmuren boven op stortstenen golfbrekers

Eindverslag

Mei 1999
Berend Deiters

TU-Delft
Faculteit der Civiele Techniek
Sectie Waterbouwkunde

Voorwoord

Voor u ligt mijn eindverslag. Dit verslag bespreekt het onderzoek, dat tijdens de afgelopen maanden van mijn studie werd verricht. Het doen van een afstudeeronderzoek behoort tot de laatste fase van de studie Civiele Techniek aan de Technische Universiteit Delft. Het onderzoek is gedaan op verzoek van Delta Marine Consultants in Gouda en in samenwerking met grondmechanica Delft en de faculteit der Civiele Techniek, Sectie Waterbouwkunde. Het onderzoek betreft de golfbelasting op kruinmuren boven op stortstenen golfbrekers. Ik zou graag mijn gehele afstudeercommissie bestaande uit de volgende personen willen bedanken voor hun aanwijzingen en steun tijdens dit onderzoek:

Professor ir. K. d'Angremond	afstudeerhoogleraar
Ir. W.H. Tutuarima	begeleider Civiele Techniek
Ir. J.S. Reedijk	begeleider DMC
Ir. M.B. de Groot	begeleider Grondmechanica Delft

Het is een geweldig gevoel dat het volbrengen van de studie Civiele Techniek nabij is.

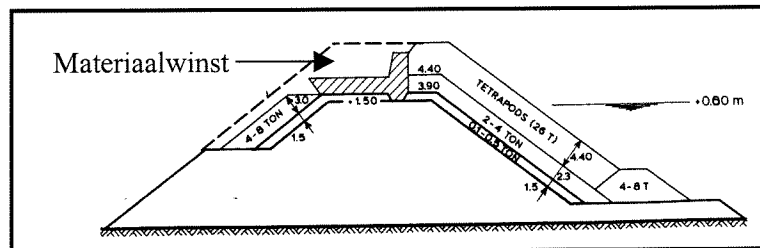
Berend Deiters

Inhoudsopgave

VOORWOORD	I
INHOUDSOPGAVE.....	III
ALGEMENE INLEIDING	IV

Algemene Inleiding

Sinds vele eeuwen worden er stenen constructie gebouwd om havens tegen de zee te beschermen, zogenaamde golfbrekers. Zij dienen niet alleen om de havens te beschermen tegen golven maar ook om stromingen te geleiden en kadefaciliteiten te verschaffen. Veel golfbrekers worden van stortsteen en betonnen elementen gemaakt. Om de golfoverslag te beperken zonder toepassing van zeer veel stortsteen en toplaagelementen worden kruinmuren boven op de kern geplaatst. De kruinmuur dient tevens voor de toegankelijkheid. Een ander woord voor kruinmuur is L-muur.



Figuur 1: Geometrie golfbreker met kruinmuur

Om tot een goed ontwerp van een kruinmuur te komen is het noodzakelijk de mogelijke belasting tegen die kruinmuur te kunnen voorspellen

Deze belasting wordt onder andere veroorzaakt door golven die oplopen over het talud en tegen de kruinmuur aanbotsen. De botsing van het water zorgt voor een horizontale belasting van de kruinmuur.

Een ander gevolg van het oplopen van golven over het talud is infiltratie van water in de golfbreker. De infiltratie en de interne golfbeweging leiden tot een stijging van het freatisch vlak. Daardoor raakt het steenskelet voor en onder de kruinmuur verzadigd, neemt de waterdruk toe en ontstaat er een opwaartse belasting tegen de onderkant van de kruinmuur.

Dit eindverslag beschrijft een onderzoek naar de golfbelasting van kruinmuren boven op stortstenen golfbrekers. Het onderzoek is beschreven in twee verslagen:

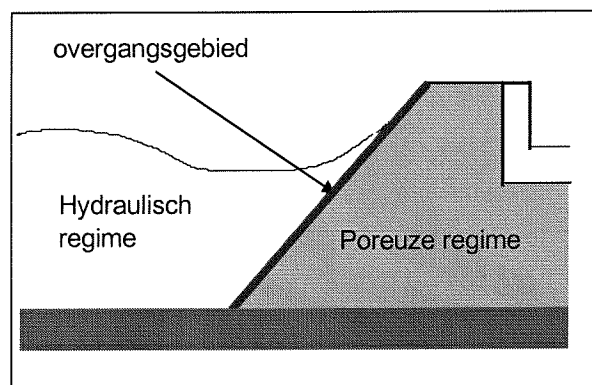
- A. Het vergelijken van de verschillende berekeningsmethodes voor het bepalen van de krachten op een kruinmuur met behulp van modelproeven.
- B. De mogelijkheden van het gebruik van een rekenprogramma voor het bepalen van de opwaartse krachten op een kruinmuur.

Het eerste verslag [Deel A] beschrijft de in de literatuur gevonden berekeningsmethodes voor de belasting door golven op kruinmuren. Tevens is getracht om met behulp van meetresultaten van modelproeven die gedaan zijn op golfbrekers met kruinmuren, de relaties tussen enkele parameters te bepalen. Vervolgens is de bruikbaarheid van de verschillende berekeningsmethodes bepaald met behulp van die modelproeven. Uiteindelijk is er een stappenplan ontworpen voor het bepalen van de belasting op een kruinmuur.

Het tweede verslag [Deel B] beschrijft de mogelijkheden van het gebruik rekenprogramma's voor het bepalen van de verticale belasting op kruinmuren. Deze belasting wordt veroorzaakt

door de interne golfbeweging en door de infiltratie van water door het oplopen van de golf over het talud van de golfbreker. Dit probleem is op te splitsen in drie gebieden

1. Het hydraulisch regime. Dit is het water voor de golfbreker dat vrij kan bewegen en oploopt over het talud van de golfbreker.
2. Het overgangsregime. Dit is het grensvlak tussen het hydraulisch regime en het poreuze regime. In dit gebied treedt infiltratie van water op van het en
3. Het poreuze regime. Dit is de waterbeweging in de golfbreker. De beweging van het water wordt beïnvloedt door het steenskelet en de kruinmuur.



Figuur 2: Schematisatie verschillende regimes

In Nederland zijn twee modellen ontwikkeld die de waterbeweging op en in een golfbreker kunnen beschrijven, Odiflocs en Mbreak. Beide modellen maken gebruik van de lange golf theorie voor het beschrijven van de waterbeweging open in een golfbreker. De modellen zijn met elkaar vergeleken. Vervolgens zijn berekening gemaakt met M-break. In het verslag wordt de bruikbaarheid van dit model beschreven en de mogelijke oplossingen voor de gevonden tekortkomingen.

Samenvatting

Dit verslag geeft een beschrijving van een onderzoek naar de golfbelasting van kruinmuren boven op breukstenen golfbrekers. Een kruinmuur is een betonnen element dat boven op een golfbreker geplaatst wordt. De voornaamste functie is het terugbrengen van de overslag zonder toepassing van zeer veel stortsteen en toplaagelementen.

In dit onderzoek wordt aangenomen dat de golfbelasting tegen de toplaag wordt doorgegeven aan de onderliggende lagen. De golfbelasting tegen de kruinmuur is op te delen in een golfklap en een quasi-statische belasting. Het maximum van de golfklap doet zich voor als de watertong tegen de muur aanslaat. Het maximum van de quasi-statische belasting doet zich voor als het steenskelet voor en onder de muur met water verzadigd zijn en de waterdruk daar verhoogd is.

Om een goed beeld te krijgen van de belasting op een kruinmuur is het nodig de golfploop te voorspellen. Battjes bepaalde dat de golfploop afhankelijk was van de brekerparameter [6]. Van der Meer heeft met behulp van het onderzoek van Van der Meer en door middel van het fitten van meetresultaten van modelproeven een empirische benadering ontwikkeld voor het bepalen van de golfploop gerelateerd aan de overschrijdingskans [blz. 249-34].

De berekeningsmethodes die opgesteld zijn voor het bepalen van de belasting op kruinmuren, zijn in drie groepen onder te verdelen:

- De berekeningsmethode van Jensen [21].
- De berekeningsmethode van Günbak [18] en de vervolgstudies, bestaande uit:
 - De berekeningsmethode van Burcharth [26].
 - De berekeningsmethode van Pedersen [27].
 - De berekeningsmethode van Losada [23,24].
- De berekeningsmethode van het Waterloopkundig Laboratorium [35].

De berekeningsmethode van Jensen bestaat uit een empirische formule voor het bepalen van de horizontale kracht op een kruinmuur. Voor het bepalen van de kracht op een kruinmuur is het echter wel nodig de grootte van twee empirische coëfficiënten te weten.

De berekeningsmethode van Günbak en de hierop volgende studies maken gebruik van het fictief door laten lopen van de golfploop voor het bepalen van de belasting op een kruinmuur. De beperking echter van de meeste berekeningsmethodes is dat deze gelden voor specifieke randvoorwaarden.

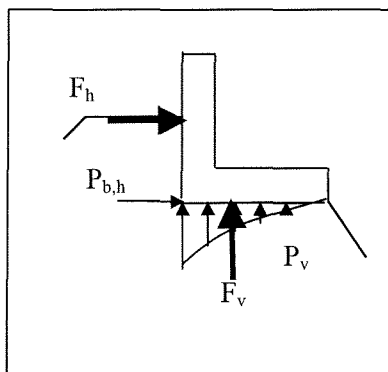
De berekeningsmethode van het Waterloopkundig Laboratorium is aan de hand van modelproeven opgesteld om de belasting te bepalen op de gemodelleerde golfbreker.

Met behulp van de data van de onderstaande modelproefseries zijn de verschillende berekeningsmethodes onderzocht:

- De modelproeven van het Waterloopkundig Laboratorium
- De modelproeven op de golfbreker van Gijon, uitgevoerd door Losada
- De modelproeven van Pedersen

Met behulp van de data uit de drie modelproefseries zijn de relaties onderzocht tussen de belasting op de kruinmuur en de gebruikte golfbrekerconfiguraties en zeecondities. Het

blijkt dat er een lineaire relatie bestaat tussen de horizontale kracht en het produkt van de golfhoogte en de golfperiode gedeeld door het vrijboord van de berm. Als eerste orde benadering geldt dit ook voor de druk in het hoekpunt en de verticale kracht. Tevens blijkt dat de opwaartse druk tegen de onderkant van de kruinmuur parabolisch loopt. Over de ligging van het nulpunt kan nog weinig gezegd worden.



Figuur 1: Schematisatie krachten en drukken

waarin F_h = Horizontale kracht [kN]
 F_v = Verticale kracht [kN]
 $P_{b,h}$ = Horizontale druk in hoekpunt [kN/m²]
 P_v = Verticale druk [kN/m²]

Voor elk van de drie modelproefseries zijn berekeningen uitgevoerd met de berekeningsmethode die is ontwikkeld aan de hand van de modelproef zelf. Bij alle drie de modelproeven kwamen de berekende waarden redelijk overeen met de gemeten waarden.

Tenslotte zijn er berekeningen gedaan met de andere methodes. De uitkomsten hiervan zijn ook vergeleken met de modelproeven. De volgende conclusies kunnen hieruit getrokken worden:

- De methode van Burcharth onderschat de belastingen.
- De methode van Günbak overschat de belastingen.
- De methode van Pedersen kan alleen gebruikt worden als de golfbreker voldoet aan de door Pedersen opgestelde randvoorwaarden.
- De methode van Jensen beschrijft de horizontale kracht goed als de empirische coëfficiënten voor de golfbreker configuratie bepaald zijn aan de hand van resultaten van modelproeven op die golfbreker.
- De methode van Losada is beperkt te gebruiken. Dit komt doordat deze methode opgesteld is aan de hand van proeven met regelmatige golven en doordat het fundatieniveau van deze kruinmuur onder het stilwaterniveau ligt.
- De methode van het WL beschrijft de belastingen nauwkeurig als de kruinmuur niet boven de berm uitsteekt.
- De invloed van de hoogte van het onbeschermd gedeelte van de kruinmuur moet onderzocht worden.
- De invloed van de doorlatendheid van de golfbreker moet onderzocht worden.
- De invloed van de bermbreedte en de fundatiehoogte boven het stilwaterniveau van de onderzijde van de kruinmuur moet onderzocht worden.

- De relatie tussen de belasting door onregelmatige golven en regelmatige golven moet onderzocht worden.

Tenslotte is er een stappenplan opgesteld dat doorlopen moet worden als er geen modelproeven worden gedaan, maar er wel een indicatie nodig is van de te verwachten belasting op een kruinmuur onder invloed van golven. Het stappenplan is gebaseerd op de huidige kennis en geeft de mogelijkheid een waarschijnlijke bovengrens en ondergrens van de belasting te creëren.

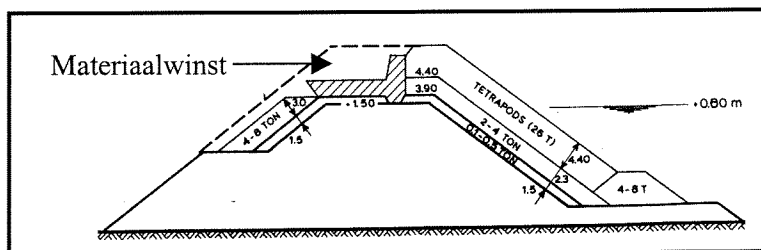
Inhoudsopgave

SAMENVATTING.....	I
INHOUDSOPGAVE	IV
HOOFDSTUK 1: INLEIDING	1
HOOFDSTUK 2: PROBLEEMBESCHRIJVING	3
2.1 Probleemstelling	3
2.2 Doelstelling.....	3
HOOFDSTUK 3: GOLFBELASTING OP KRUIJMUREN	4
3.1 Inleiding	4
3.2 Interactie kruinmuur en toplaag.....	5
3.3 Golfoploop.....	6
3.4 Stabiliteit	8
HOOFDSTUK 4: VERSCHILLENDE BEREKENINGSMETHODES.....	11
4.1 Inleiding	11
4.2 De berekeningsmethode van Jensen en de vervolgstudie van Hamilton en Hall.....	11
4.3 De berekeningsmethode van Günbak en zijn vervolgstudies	14
4.3.1 Günbak.....	14
4.3.2 Burcharth	16
4.3.3 Pedersen	18
4.3.4 Losada en Martin	21
4.4 De berekeningsmethode van het Waterloopkundig Laboratorium	28
HOOFDSTUK 5: MODELPROEVEN VAN HET WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM.....	30
5.1 Inleiding	30
5.2 Gebruikte proeven	30
5.3 Meetresultaten	32
5.4 Gemeten en berekende waarden	34
5.5 Omzetten onregelmatige golven in regelmatige golven	36
5.6 Golfoploop benadering van Van der Meer	39
5.7 Vergelijken meetresultaten met resultaten van andere berekeningsmethodes.....	40
5.8 Samenvatting	44

HOOFDSTUK 6: MODELPROEVEN VAN GIJON.....	46
6.1 Inleiding	46
6.2 Data	47
6.2.1 Gebruikte data.....	47
6.2.2 Omzetten data in meetwaarden.....	48
6.3 Meetresultaten	49
6.4 Gemeten en berekende waarden	52
6.5 Omzetten regelmatige golven in onregelmatige golven	54
6.6 Vergelijken meetresultaten met resultaten van andere berekeningsmethodes.....	55
6.7 Samenvatting	59
HOOFDSTUK 7: MODELPROEVEN VAN PEDERSEN	61
7.1 Inleiding	61
7.2 Meetresultaten	62
7.3 Gemeten en berekende waarden	63
7.4 Omzetten onregelmatige golven in regelmatige golven	65
7.5 Vergelijken meetresultaten met resultaten van andere berekeningsmethodes.....	66
7.6 Samenvatting	69
HOOFDSTUK 8: CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN.....	71
8.1 Conclusies en aanbevelingen modelproeven	71
8.1.1 Conclusies modelproeven	71
8.1.2 Aanbevelingen modelproeven	72
8.2 Conclusies en aanbevelingen gebruikte aannames	73
8.2.1 Omzetten onregelmatige golven in regelmatige golven en andersom	73
8.2.2 Gebruikte aanname om invallende golfhoogte te bepalen	74
8.3 Conclusies en aanbevelingen gebruikte methodes.....	74
8.4 Slotopmerking	75
8.5 Stappenplan	76
BIJLAGEN	I
Literatuurlijst.....	ii
Bijlage 1.1	iv
Bijlage 6.3	v
Bijlage 7.1	vi
Bijlage 7.2	vii

Hoofdstuk 1: Inleiding

Dit onderzoek behandelt de hydraulische stabiliteit van kruinmuren boven op breukstenen golfbrekers onder invloed van golven. Kruinmuren zijn betonnen elementen die op een golfbreker geplaatst worden.



Figuur 1.1: Materiaalwinst door kruinmuur

Een kruinmuur, ook wel L-muur genoemd, heeft de volgende functies:

- Het verminderen van de benodigde hoeveelheid toplaag elementen.
- Het verminderen van de overslag en transmissie van golven.
- Het verschaffen van een weg voor de bouw van de golfbreker.
- Een beschermde plaats bieden voor pijpleidingen en transportbanden.
- Het functioneren als kade aan de lijzijde van de golfbreker.

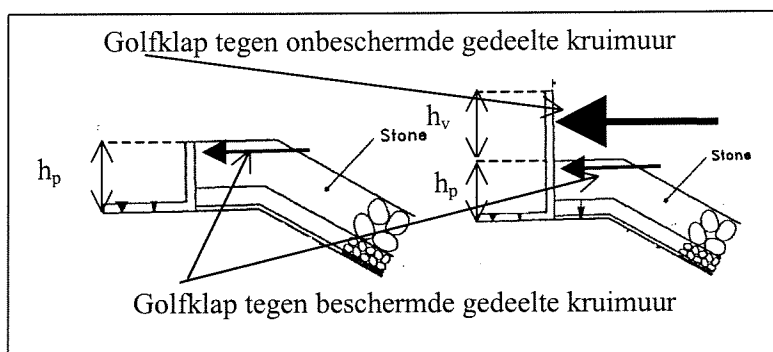
Om een stabiele kruinmuur te ontwerpen is het nodig de optredende hydraulische belastingen te kunnen voorspellen.

Het plaatsen van een kruinmuur boven op een stortstenen golfbreker brengt de volgende complicaties met zich mee:

- Een kruinmuur is een stijve constructie op een van nature vervormbare constructie, ongelijke zettingen kunnen tot grote problemen leiden.
- De neiging de kruinmuur te vergroten om een nog grotere vermindering van materiaal te krijgen door het verlagen van de basis van de kruinmuur leidt tot zeer grote golfkrachten door het vergroten van het onbeschermde gedeelte van de kruinmuur.
- De weerkaatsing van de golf op het verticaal vlak, zorgt voor een vergroting van de kans op erosie van de toplaag.
- De reductie van de overslag door het verhogen van de kruinmuur zorgt voor een grotere aanval op deze kruinmuur.
- Een kruinmuur vergroot het gevaar voor te grote waterspanningen in de kern.
- Het overslaande water vormt een jet en is dus een potentiële belasting voor de lijzijde.

Een belangrijk aspect waarop gelet moet worden is of de kruinmuur wel of niet boven de berm uitsteekt. Als de kruinmuur wel boven de berm uitsteekt zal de golfklap tegen het vrije gedeelte van de kruinmuur groot kunnen zijn. Als de kruinmuur niet boven de berm uitsteekt zal de kruinmuur altijd beschermd worden door toplaagelementen, waardoor de totale

golflap op de kruinmuur relatief klein zal zijn in vergelijking met de golflap bij een muur die wel boven de berm uitsteekt.



Figuur 1.2: Verschil in uitsteken boven berm

waarin h_v = onbeschermde gedeelte kruinmuur [m]
 h_p = beschermde gedeelte kruinmuur [m]

In dit verslag wordt ingegaan op de bestaande theorieën uit de literatuur om de belasting op een kruinmuur te bepalen. Deze belasting wordt veroorzaakt door golven. De wijze waarop golven zich gedragen op een schuin talud en de faalmechanismen die zij veroorzaken bij een kruinmuur, worden in hoofdstuk 3 besproken. In bijlage 1.1 staat een kruinmuur afgebeeld met de belangrijkste benamingen en afkortingen gebruikt in dit verslag.

In hoofdstuk 4 is een opsomming gegeven van de verschillende berekeningsmethodes, opgesteld voor het bepalen van de belasting op een kruinmuur.

In de volgende drie hoofdstukken worden drie series modelproeven, van het Waterloopkundig Laboratorium, van de golfbreker van Gijon en van Pedersen gebruikt om te onderzoeken of er relaties bestaan tussen de belasting op een kruinmuur, de zeeconditie en de golfbrekerconfiguratie. De meetresultaten worden vergeleken met de waarden berekend met de berekeningsmethodes, die zijn ontwikkeld aan de hand van de serie modelproeven en vergeleken met de andere berekeningsmethodes. Hiermee wordt de nauwkeurigheid getoetst van de verschillende berekeningsmethodes.

In het laatste hoofdstuk volgt een opsomming van de conclusies en aanbevelingen omtrent de series modelproeven, de gebruikte berekeningsmethodes en de gedane aannames. Afsluitend wordt een stappenplan beschreven waarmee de belasting op een kruinmuur met de huidige kennis bepaald kan worden.

Hoofdstuk 2: Probleembeschrijving

2.1 Probleemstelling

Aangezien er weinig bekend is over hoe de belastingen op een kruinmuur kunnen worden bepaald, wordt de kruinmuur in veel gevallen niet optimaal ontworpen. Dit heeft ervoor gezorgd dat er kruinmuren zijn bezweken of dat kruinmuren overgedimensioneerd zijn. Om de gehele stabiliteit van een kruinmuur te begrijpen en te kunnen voorspellen is het noodzakelijk het gehele krachtenspel op een kruinmuur te kunnen interpreteren. Alleen als dit bekend is kan er een kruinmuur worden ontwikkeld die 'optimaal' gedimensioneerd is. Dit afstudeeronderzoek wordt gedaan in opdracht van Delta Marine Consultants, een onderdeel van de Hollandsche Beton en Waterbouw. Het onderzoek is uitgevoerd in samenwerking met Grondmechanica Delft.

2.2 Doelstelling

De doelstelling van dit afstudeeronderzoek is het opstellen van een methode voor het bepalen van de belasting op een kruinmuur boven op een breukstenen golfbreker onder invloed van golven.

Hoofdstuk 3: Golfbelasting op kruinmuren

3.1 Inleiding

Golven die over het talud van een golfbreker de kruinmuur bereiken zorgen voor een hydraulische belasting op de kruinmuur; de golfbelasting. De transformatie en het breken van golven op het talud beïnvloeden de golfbelasting sterk. Als de golven over het voorland de golfbreker naderen neemt de waterdiepte meestal af. De bodemwrijving zorgt ervoor dat de golven steiler worden. Bij een bepaalde steilheid ($H/L \approx 0,04-0,07$) worden de golven onstabiel en zullen ze breken.

Het breken van golven kan ook veroorzaakt worden door de diepte waarin de golven zich bevinden. Over het algemeen wordt aangenomen dat golven breken als de verhouding tussen de maximale golfhoogte en de diepte groter is dan 0,78.

Tijdens dit onderzoek is uit gegaan van een maximale steilheid van 0,04 voor de te gebruiken data. Dit is gedaan omdat bij een grotere steilheid de kans bestaat dat een aantal golven al breken, voordat zij de golfbreker bereikt hebben. In dat geval zou de belasting op de kruinmuur gerelateerd worden aan een hogere golfhoogte dan in werkelijkheid optreedt bij de teen van de golfbreker. De gebruikte golf lengte en golfhoogte om de steilheid te bepalen zijn de golf lengte en golfhoogte bij de teen van de golfbreker.

In dit onderzoek wordt slechts gekeken naar de statische stabiliteit van de kruinmuur. Dit wil zeggen dat er vanuit wordt gegaan dat een kruinmuur een star element is. De dynamische respons van de kruinmuur wordt niet onderzocht.

Er wordt aangenomen dat de golfbelasting op de elementen van de berm volledig door de toplaag wordt opgenomen. De golfbelasting tegen de kruinmuur wordt doorgegeven aan de onderliggende lagen van de golfbreker.

Vanwege de dominantie van de zwaartekracht en de traagheidskracht bij het modelleren van oppervlaktegolven, is gebruik gemaakt van de Froudeverschaling [30]. Dit betekent dat het Froudegetal in het model en in de werkelijkheid met elkaar overeen moeten komen. Dit wordt in paragraaf 5.2 en 6.1 nader besproken. In de literatuur [27] wordt er doorgaans vanuit gegaan dat de verticale krachten in schaalmodellen van golfbrekers niet kunnen worden bepaald als gevolg van de grote schaal effecten die optreden bij een stroming door de kern. Als gebruik wordt gemaakt van de Froudeverschaling bij het modelleren van de kern kan het kernmateriaal in het model zo klein worden dat de wrijvingskracht dominant wordt. Dit volgt uit de grootte van het Reynoldsgetal. Het Reynoldsgetal [30] geeft de verhouding weer tussen de traagheidskracht en de wrijvingskracht.

$$Re = \frac{\rho_w v D}{\eta} = \frac{\text{traagheid}}{\text{wrijving}} \quad [\text{Formule 3.1}]$$

waarin ρ_w = soortelijke massa water [kg/m^3]
 v = snelheid [m/s]

D = diameter [m]

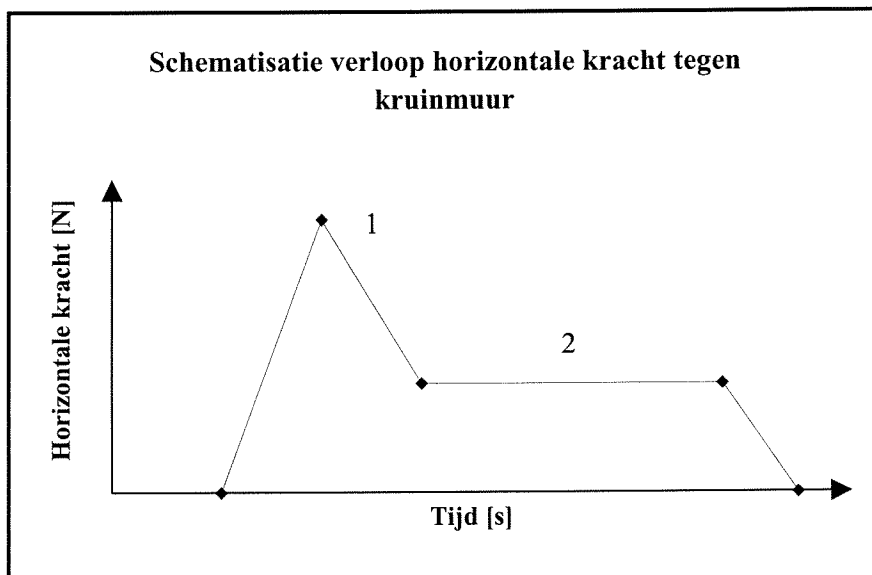
η = viskeuze schuifspanning [kg/ms]

Als de diameter zeer klein wordt gaat de wrijving overheersen. Dit is in werkelijkheid niet het geval. De situatie in het model en de werkelijkheid komen niet overeen. De gemeten kracht vermenigvuldigd met de verschalingsfactor voor een kracht volgens Froude komt dus niet overeen met de werkelijke kracht onder de kruinmuur. In paragraaf 5.2 wordt een methode besproken waarmee de stroming in de kern zo gemodelleerd kan worden dat de wrijving in de kern niet gaat overheersen.

3.2 Interactie kruinmuur en toplaag

Het proces van het breken van de golf op het talud en de daarop volgende oploop van een mengsel van water en lucht op en in het talud is fysisch moeilijk te omschrijven. De drukverdeling onder en tegen de kruinmuur is een complex fenomeen. Dit komt doordat de drukken op verschillende punten en tijdstippen hun maxima hebben. Er zit een tijdsverschil tussen het maximum aan de voorzijde en het maximum aan de onderkant, veroorzaakt door het verschil in snelheid van het water over het talud en in het talud [17].

De kritische situaties voor de stabiliteit van de golfbreker doen zich voor als [figuur 1.2 en figuur 3.1 punt 1] de watertong tegen het onbeschermd deel van de kruinmuur botst of als [figuur 3.1 punt 2] de korrels voor en onder de muur verzadigd zijn geraakt met water en de waterdruk daar verhoogd is. Welke situatie van de twee de meest kritische is, hangt af van de configuratie van de golfbreker en de golf zelf. In figuur 3.1 is het verloop van de horizontale kracht geschematiseerd.



Figuur 3.1: Schematisatie verloop horizontale kracht tegen kruinmuur met onbeschermd gedeelte

waarin 1 = golfklapkracht

2 = quasi-hydrostatische kracht

De kruinmuur en de topplaat zijn delen van de constructie die niet onafhankelijk van elkaar gezien kunnen worden. De kruinmuur heeft invloed op de hydrodynamica aan de voorzijde van de kruinmuur en heeft dus invloed op de stabiliteit van de topplaat. De eigenschappen van de topplaat hebben invloed op de golfloop en op de vorm van de golfloop die tegen de kruinmuur botst. De eigenschappen van het materiaal van de berm hebben invloed op de verticale snelheidsverdeling van het water op de berm. Deze condities hebben tevens invloed op de dynamische druk veroorzaakt, door de botsing van de watertong tegen de kruinmuur.

3.3 Golfloop

Om een goed beeld te krijgen van de golfbelasting is het nodig de golfloop te kunnen voorspellen. Het bepalen van de golfloop is belangrijk, aangezien de belasting op de kruinmuur pas begint als de interne golfloop hoger komt dan de onderkant van de kruinmuur.

Battjes [6] deelde de golven in naar brekertype. De wijze waarop een golf breekt is volgens Battjes afhankelijk van de brekerparameter (of het getal van Iribarren).

$$\xi_m = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{s_{om}}} \quad \text{[formule 3.2]}$$

waarin ξ = getal van Iribarren of breker parameter [-]

α = hellingshoek talud [rad]

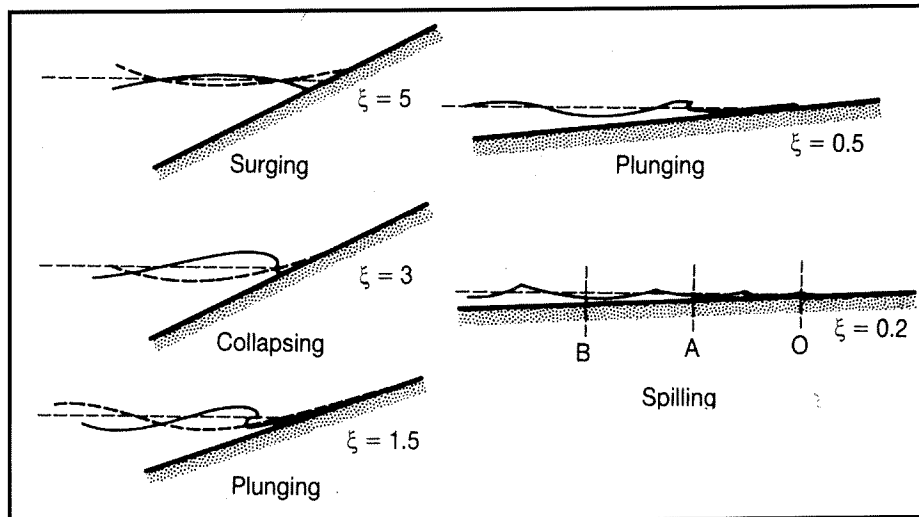
s_{om} = golfsteilheid op de diepwater bij de gemiddelde golfperiode [-]

$$s_{om} = \frac{H_s}{L_{om}} \quad \text{[formule 3.3]}$$

H_s = significante golfhoogte bij een golfbreker [m]

L_{om} = golfsteilheid op de diepwater bij de gemiddelde golfperiode [-]

In figuur 3.2 zijn de verschillende brekertypes getekend.



Figuur 3.2: Verschillende brekertypes

De brekerparameter, en dus de wijze van breken, is bepalend voor de golfloop. Door de brekerparameter te vermenigvuldigen met een reductiefactor is het volgens Battjes mogelijk de relatieve golfloop te bepalen. De grootte van de reductiefactor wordt bepaald door de mate van ontwikkeling van het golfveld. Bij golfvelden die net door de wind zijn gegenereerd komt de golfloop volgens Battjes hoger dan bij de volledig ontwikkelde golfvelden. Voor onregelmatige golven op een vlak en glad talud ontwikkelde Battjes de volgende formule:

$$\frac{R_{u,2\%}}{H_s} = C \xi_m \quad [\text{formule 3.4}]$$

waarin $R_{u,2\%}$ = golfloop die door 2 % van de golven wordt overschreden [m]
 C = reductiefactor [-]

Met behulp van de theorie ontwikkeld door Battjes heeft Van der Meer [34 blz. 249] door het fitten van resultaten van modelproeven, de volgende formules opgesteld voor onregelmatige golven :

$$\frac{R_{u,x}}{H_s} = a \xi_m \quad \text{voor } \xi_m < 1,5 \quad [\text{formule 3.5}]$$

$$\frac{R_{u,x}}{H_s} = b (\xi_m)^c \quad \text{voor } \xi_m \geq 1,5 \quad [\text{formule 3.6}]$$

waarin $R_{u,x}$ = golfloop [m]
 H_s = significante golfhoogte [s]
 a = dimensieloze parameter [-]
 b = dimensieloze parameter [-]
 c = dimensieloze parameter [-]

Voor zeer doorlatende constructies geldt een maximum voor de golfoploop:

$$\frac{R_{u,x}}{H_s} = d \quad [\text{formule 3.7}]$$

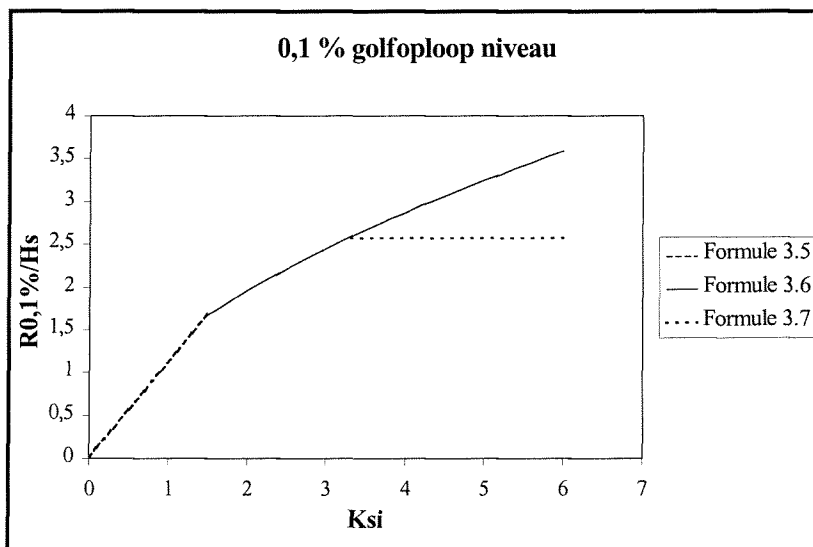
waarin d = dimensieloze parameter [-]

In de volgende tabel staan de waarden van a , b , c en d voor verschillende overschrijdingskansen.

Tabel 3.1: Coëfficiënten voor het berekenen van de golfoploop

Golfoploop Niveau	a	b	c	d
0,1%	1,12	1,34	0,55	2,58
1%	1,01	1,24	0,48	2,15
2%	0,96	1,17	0,46	1,97
5%	0,86	1,05	0,44	1,68
10%	0,77	0,94	0,42	1,35
Sign.	0,72	0,88	0,41	1,35
Gemiddelde	0,47	0,60	0,34	0,82

Figuur 3.3 beschrijft de relatie tussen de relatieve golfoploop met een overschrijdingskans van 1 op 1000 en het getal van Iribarren.

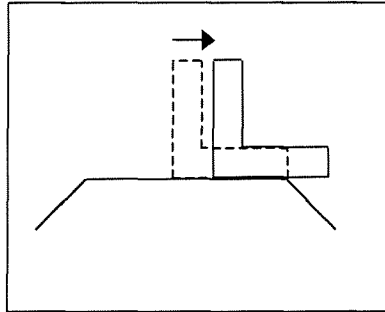


Figuur 3.3: Golfoploop niveau 0,1% volgens formules van Van der Meer

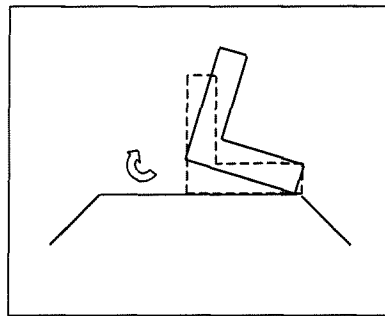
3.4 Stabiliteit

De faalmechanismen van een kruinmuur zijn op te delen in faalmechanismen veroorzaakt door materiaalproblemen en faalmechanismen veroorzaakt door stabiliteitsproblemen. Aan faalmechanismen veroorzaakt door materiaalproblemen wordt in dit onderzoek geen aandacht besteed. Er wordt altijd vanuit gegaan dat het beton de verschillende krachten en momenten

kan opnemen. Een andere belangrijke veronderstelling is dat de golfbreker waar de kruinmuur op staat niet kan bezwijken. De faalmechanismen die bekeken worden zijn het glijden en kantelen van de kruinmuur [26].



Figuur 3.4: Faalmechanisme glijden



Figuur 3.5: Faalmechanisme kantelen

Volgens Goda [15] kunnen de veiligheidscoëfficiënten voor glijden [formule 3.8] en kantelen [formule 3.9] op de volgende manier bepaald worden:

$$\frac{(W - F_v) \mu}{F_h} = \gamma_g \quad \text{[formule 3.8]}$$

waarin : W = gewicht kruinmuur [kN]
 F_v = verticale oprijfkracht [kN]
 μ = frictie coëfficiënt tussen kruinmuur en golfbreker [-]
 F_h = horizontale kracht [kN]
 γ_g = veiligheidscoëfficiënt tegen glijden [-]

$$\frac{M_w - M_v}{M_h} = \gamma_k \quad \text{[formule 3.9]}$$

waarin M_w = moment door eigengewicht [kN/m²]
 M_v = moment door verticale oprijfkracht [kN/m²]
 M_h = moment door horizontale kracht [kN/m²]
 γ_k = veiligheidscoëfficiënt tegen kantelen [-]

Goda gaat er vanuit dat de veiligheidscoëfficiënten minimaal 1 moeten zijn zodat de kruinmuur stabiel is.

In werkelijkheid kan het kantelmechanisme zich niet zo voordoen als in figuur 3.5 en formule [3.8] wordt voorgesteld. Voordat de kruinmuur kantelt, is het beton door de piekspanning in het hoekpunt al bezweken of de laag onder de kruinmuur is al afgeschoven.

Hoofdstuk 4: Verschillende berekeningsmethodes

4.1 Inleiding

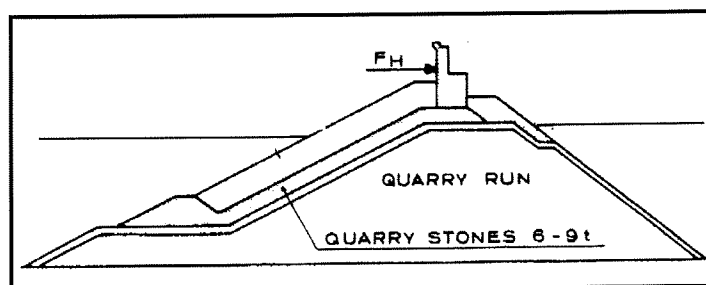
De ontwikkelde berekeningsmethodes op het gebied van de golfbelasting op kruinmuren zijn op te splitsen in drie verschillende groepen.

- 1- De berekeningsmethode van Jensen [21] en de vervolgstudie van Hamilton en Hall [19]. Dit is een berekeningsmethode voor het bepalen van de horizontale kracht op een kruinmuur die met behulp van modelproeven is opgesteld.
- 2- De berekeningsmethode van Günbak [17] en zijn vervolgstudies. Deze berekeningsmethodes bepalen de belasting op een kruinmuur door de golfloop fictief door te laten lopen.
- 3- De berekeningsmethode van het Waterloopkundig Laboratorium [34]. Aan de hand van modelproeven is een empirische formule gefit op de resultaten.

De berekende krachten door de verschillende methodes zijn krachten per strekkende meter kruinmuur.

4.2 De berekeningsmethode van Jensen en de vervolgstudie van Hamilton en Hall

* **Jensen** heeft modelproeven gedaan op een golfbreker met kruinmuur. Jensen gebruikte voor zijn onderzoek onregelmatige golven. In Figuur 4.1 staat de gebruikte geometrie afgebeeld.



Figuur 4.1: Gebruikte geometrie door Jensen

Uit de resultaten van de proeven leidde hij af dat de horizontale kracht lineair afhankelijk was van de invallende golfhoogte gedeeld door de kruinhoogte. Jensen stelde hiervoor de volgende formule op:

$$\frac{F_h}{\rho_w g h_m L_{op}} = a \left(\frac{H_s}{A_c} + b \right) \quad [\text{formule 4.1}]$$

waarin F_h = horizontale kracht [N/m]
 ρ_w = soortelijk gewicht water [kg/m³]

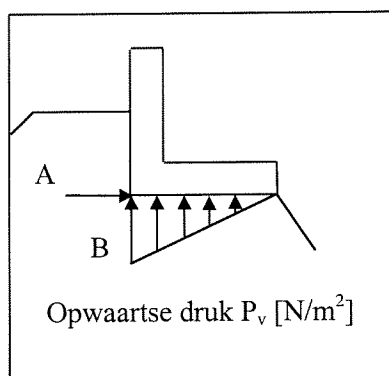
- g = zwaarte kracht versnelling [m/s^2]
 h_m = hoogte kruinmuur [-]
 L_{op} = golflengte die correspondeert met de piekperiode op diepwater [m]
 A_c = vrijboord berm [m]
 a = dimensieloze parameter [-]
 b = dimensieloze parameter [-]

In de formule van Jensen is de horizontale kracht rechtevenredig met de hoogte van de kruinmuur. Verwacht zou worden dat, als de druk volledig hydrostatisch zou zijn, de kracht rechtevenredig zou zijn met het kwadraat van de hoogte. Dit is in de relatie van Jensen niet het geval.

De maximale krachten op het verticale vlak zijn vaak kortdurende golfklapkrachten en dus proportioneel met mv^2 , waarin m de massa van het water is en v de snelheid die rechtevenredig is met \sqrt{gH} . Dit betekent dat de horizontale kracht rechtevenredig is met H_s . Het vergroten van de golfperiode, en dus de golflengte, betekent het vergroten van de golfoploop en dus een grotere kracht. Als de hellingshoek groter wordt neemt de golfoploop toe en dus ook de kracht. De golfkrachten zijn afhankelijk van de doorlatendheid en de ruwheid van het talud. Als beide groter worden wordt de golfoploop kleiner en dus ook de kracht. Dit zit verwerkt in de a en b coëfficiënten in de formule van Jensen.

De druk op het hoekpunt aan de voorzijde [punt A figuur 4.2] bleek even groot te zijn als de druk op het hoekpunt aan de onderzijde [punt B figuur 4.2]. Hierdoor wordt bevestigd dat de druk alzijdig is.

Jensen nam aan dat de opwaartse drukverdeling in de vorm van een driehoek werkte, met het maximum aan de voorkant en het minimum, nul, aan de achterzijde.



Figuur 4.2: Opwaartse druk volgens Jensen

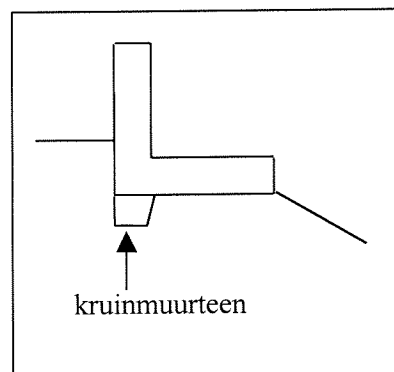
Wrijvingscoëfficiënt μ volgens Jensen: $\mu = \frac{\sum F_H}{W - \sum F_V}$ [formule 4.2]

waarin $\sum F_h$ = som van de horizontale krachten [kN]
 $\sum F_v$ = som van de opwaartse krachten [kN]
 W = eigen gewicht van de constructie [kN]

* **Hamilton en Hall** [19] deden een onderzoek naar de invloed van verschillende parameters.

Dit deden ze door middel van modelproeven met regelmatige golven. Ze bepaalden van verschillende modellen de Minimum Stabiele Massa. Er werd gekeken naar de golfinteractie, de kruinmuur bewegingen en de gehele stabiliteit van kruinmuur en golfbreker. Zij gingen uit van een μ van 0.51. De volgende parameters werden onderzocht:

- Golfhoogte: De golfhoogte moet in eerste instantie hoog genoeg zijn om de constructie te raken, dan pas ontstaat er een lineair verband tussen de MSM en de golfhoogte. Deze lineaire relatie blijft bestaan zolang de overslag relatief klein blijft. Als de overslag zo groot wordt dat het grootste gedeelte van het water over de kruinmuur heenslaat verdwijnt deze relatie.
- Golfperiode: De stabiliteit neemt toe bij afnemende golfperiode.
- Hellingshoek talud golfbreker: De stabiliteit neemt toe bij afnemende hoek.
- Vrijboord kruinmuur (R_c) [zie bijlag 1]: De stabiliteit neemt toe bij afnemende waterdiepte en bij toenemend vrijboord van de kruinmuur.
- Hoogte kruinmuur: De stabiliteit van de kruinmuur wordt vergroot bij lager wordende kruinmuur. Dan slaat het grootste gedeelte van het water over de kruinmuur in plaats van er tegenaan.
- Positie golfbreker: De stabiliteit is groter als de kruinmuur op de kern staat in plaats van op de toplaag. Als de kruinmuur op de kern staat liggen er voor de kruinmuur toplaagelementen waartegen een deel van de golfenergie dissipeert. De toplaagelementen beschermen de kruinmuur tegen golfklapkrachten. Omdat de doorlatendheid van de laag direct onder de kruinmuur geringer is, is de snelheid van de verandering van het intern freatisch vlak lager dan als er toplaagelementen onder de kruinmuur liggen.
- Lengte van de stabiliserende drempels, ook wel kruinmuurteen genoemd: De stabiliteit van de kruinmuur wordt sterk beïnvloed door de aanwezigheid van een kruinmuurteen. De diepte van de kruinmuurteen doet niet ter zake. De aanwezigheid van een kruinmuurteen verandert het faalmechanisme glijden in een quasi-wegdraai faalmechanisme. Dit komt doordat een kleinere kracht nodig is om de kruinmuurteen op te tillen uit de kern (quasi-wegdraaien) dan om het geheel te doen glijden.



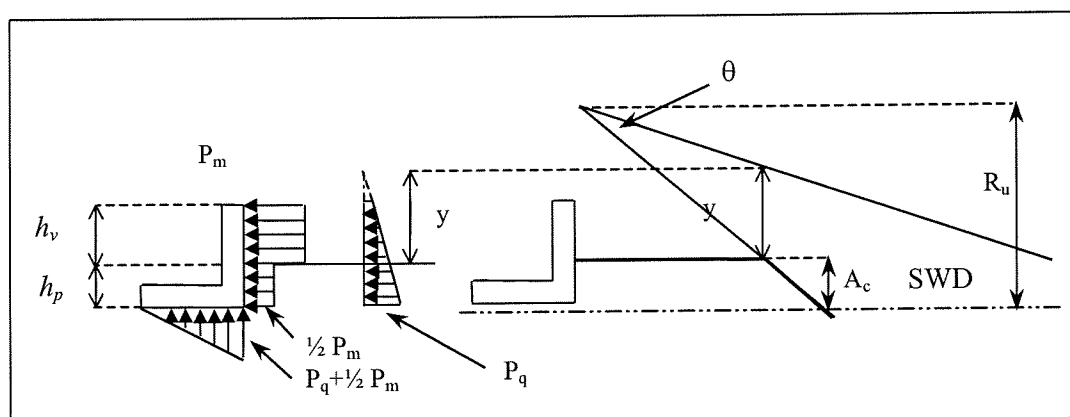
Figuur 4.3: Kruinmuur met teen

4.3 De berekeningsmethode van Günbak en zijn vervolgstudies

4.3.1 Günbak

Günbak heeft zijn methode ontwikkeld aan de hand van de fysische interpretatie van de interactie tussen de golfoploop en een stortstenen golfbreker met kruinmuur [18]. Deze methode is slechts getest door Günbak op enkele reeds gefaalde kruinmuren.

Günbak ging er in zijn benadering vanuit dat de golfbelasting op te splitsen was in een golfklapbelasting en een quasi-hydrostatische belasting.



Figuur 4.4: Schematisatie van drukken en fictieve golfoploop

waarin: P_q = quasi-hydrostatische druk [N/m^2]
 P_m = golfklapdruk [N/m^2]
 A_c = vrijboord berm [m]
 R_u = fictieve golfoploophoogte [m]
 θ = wighoek [$^\circ$]
 y = waterwighoogte bij het begin van de berm [m]
 SWD = stil waterdiepte [m]

De druk P_q is de quasi-hydrostatische druk op het hoekpunt van de muur en P_m is de golfklapdruk veroorzaakt door de golfklap tegen de constructie. Door het breken van de golf tegen de toplaag en door het stromen van het water door de poreuze toplaag treedt er energieverlies op. Hierdoor wordt er aangenomen dat de golfklapdruk in de toplaag is gehalveerd [zie figuur 4.4, $\frac{1}{2}P_m$].

Om zowel P_q en P_m te berekenen wordt er aangenomen dat de golfoploop fictief over het talud doorloopt. Er wordt aangenomen dat de vorm van de golfoploop wigvormig is. De fictieve golfoploop kan worden berekend met de formule van Van der Meer [formule 3.5]. De opwaartse druk kan bepaald worden door de golfklapdruk en de quasi-hydrostatische druk op het hoekpunt bij elkaar op te tellen. De opwaartse druk verloopt lineair. Het nulpunt ligt op het hoekpunt aan de achterkant van de kruinmuur.

Günbak ging aan de hand van de literatuur er vanuit dat de hoek θ van de waterwig 15 graden is. Het feit dat de grootte van de hoek niet verandert voor verschillende configuraties, geeft de onnauwkeurigheid aan van deze benadering.

De verticale afstand y bepalend voor de quasi-hydrostatische druk, kan op de volgende manier worden berekend:

$$y = \frac{R_u - A_c}{\sin \alpha} \left(\frac{\sin 15^\circ}{\cos(\alpha - 15^\circ)} \right) \quad [\text{formule 4.3}]$$

waarin y = waterwighoogte bij het begin van de berm [m]

α = hellingshoek talud [rad]

A_c = vrijboord berm [-]

Om de golfklapdruk uit te rekenen gaat Günbak er vanuit dat de snelheid van het waterfront over het talud te benaderen is door:

$$v_0 = \sqrt{gy} \quad [\text{formule 4.4}]$$

waarin: v_0 = snelheid waterfront op berm [m/s]

Omdat de snelheid bekend is, is de golfklapdruk te bepalen door de drukhoogte van het golffront op de berm te berekenen:

$$P_m = g\rho_w \frac{v_0^2}{2g} = \frac{g\rho_w y}{2} \quad [\text{formule 4.5}]$$

waarin: P_m = golfklapdruk [N/m²]

ρ_w = soortelijk massa water [kg/m³]

Deze methode kan, als de golfoploop bekend is, zowel voor regelmatige als onregelmatige golven gebruikt worden. Günbak gaat er dus vanuit dat de snelheid van het golffront constant blijft over de berm, dit valt te betwijfelen.

De golfklapdruk is rechtevenredig met de wortel van de drukhoogte op de berm. Dit betekent dat de golfklapdruk rechtevenredig is met het verschil tussen golfoploop en vrijboordhoogte van de berm.

De methode van Günbak maakt gebruik van het model van de continue waterjet om de golfklapdruk te bepalen. Dit is een model die ontwikkeld is voor het bepalen van de druk die een brekende golf veroorzaakt tegen een verticaal vlak.

Er bestaan twee modellen voor het bepalen van de druk tegen een verticaal vlak veroorzaakt door een brekende golf [25].

- Het model van de continue waterjet:

$$p = 1/2 \rho_w v^2 g \quad [\text{formule 4.6}]$$

waarin v = snelheid van de jet [m/s]
 ρ_w = soortelijk massa water [kg/m³]

Uit de praktijk blijkt dit model de golfklapbelasting te onderschatten. De berekeningsmethode van Günbak maakt ook gebruik van de benadering van de continue waterjet (vergelijk formule [4.5] en [4.6]). Het is dus te verwachten dat de berekeningsmethode van Günbak de golfklapbelasting onderschat omdat het model van de continue waterjet dit ook doet.

- Het model van de waterslag:

$$p = \rho_w v c g \quad [\text{formule 4.7}]$$

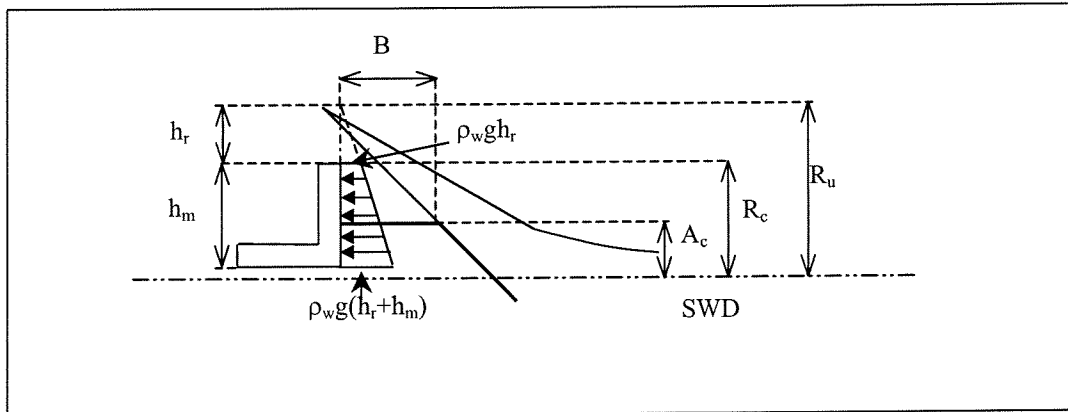
waarin v = snelheid van het water [m/s]
 c = snelheid van het geluid in water (1543 m/sec)

De tijdsduur van de schok is $\Delta t = L/c$, waarin L de lengte van het blok water is. De watersnelheid is gelijk aan de golfsnelheid in ondiep water. Zowel het meten als het berekenen van de golfklapbelasting is erg ingewikkeld. Dit komt doordat de tijdsduur van de klap zeer kort is, in de orde van grootte van 10 à 100 msec en omdat het effect van de luchtbellen in de golf niet precies bekend is. De luchtbellen zijn van grote invloed op de snelheid van geluid in water en op de absorptie van de schok. Uit de praktijk blijkt dit model de golfklapbelasting tegen een vrij verticaal vlak te overschatten.

4.3.2 Burcharth

Burcharth [26] constateerde door middel van modelproeven dat de golfhoogte, de golflengte en het dimensieloze vrijboord van de berm proportioneel zijn met de horizontale belasting tegen een kruinmuur. De horizontale kracht is afhankelijk van de hoogte van de muur. Als de hoogte van de muur vergroot wordt, neemt de belasting toe. Er zal steeds meer water tegen de muur aanslaan in plaats van erover heen gaan. Als de muur boven een bepaald punt verhoogd wordt, groeit de horizontale kracht niet meer. De maximale belasting voor die golfhoogte is dan bereikt.

Burcharth maakte het volgende model:



Figuur 4.5: Schematisatie golfloop en golfbelasting

waarin: B = breedte berm [m]

h_m = hoogte kruinmuur [m]

h_r = hoogte fictieve golfloop boven kruinmuur [m]

A_c = vrijboord berm [m]

R_c = vrijboord kruinmuur [m]

R_u = fictieve golfloophoogte [m]

Burcharth schematiseert de fictieve golfloop alsof het talud oneindig doorloopt. De hoogte van de fictieve golfloop wordt bepaald met de methode van Van der Meer [formule 3.5]. De totale hypothetische horizontale kracht veroorzaakt door de fictieve golfloop is:

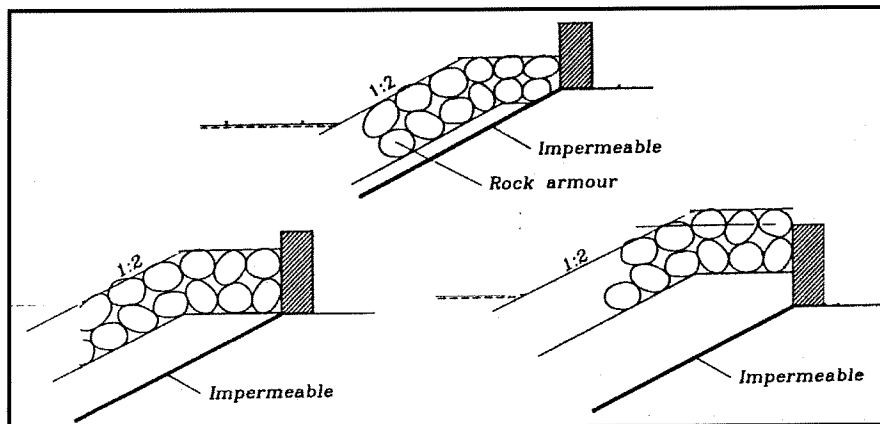
$$F_{h,hypo} = g\rho_w(h_r + 0,5 h_m)h_m \quad [\text{formule 4.8}]$$

Door deze formule te vergelijken met resultaten uit modelproeven van Jensen [21] en Bradburry [8] heeft Burcharth de volgende empirische formule voor de horizontale kracht ontwikkeld:

$$F_h = \left(0,22 + 0,12 \frac{R_c - A_c}{B} \right) F_{h,hypo} \quad [\text{formule 4.9}]$$

Burcharth onderkent dat dit geen nauwkeurige benadering is, aangezien de golfklapkrachten tegen de vrije muur zo geschematiseerd zijn dat de golfklapkrachten groter zijn in de beschermde zone dan in de zone zonder toplaag voor de kruinmuur. In werkelijkheid ondervindt het water weerstand bij het stromen door de poreuze laag en is de belasting tegen het beschermde gedeelte van de muur lager dan tegen het vrije gedeelte.

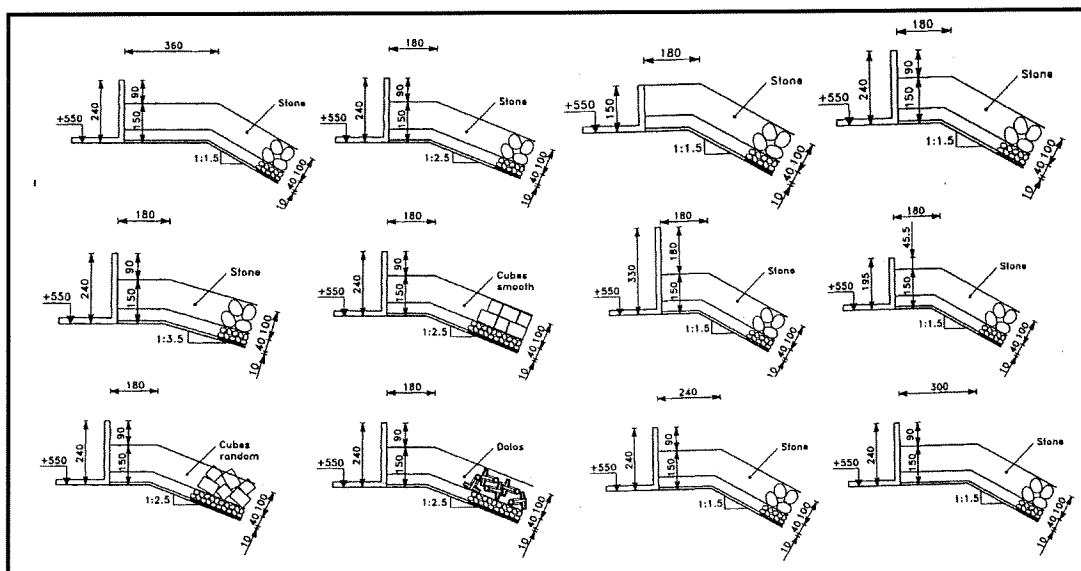
In figuur 4.6 staat de geometrie van de gebruikte modelproeven van Bradburry afgebeeld. De geometrie van de gebruikte modelproeven van Jensen staat afgebeeld in figuur 4.1.



Figuur 4.6: Geometrie van de gebruikte modelproeven van Bradbury

4.3.3 Pedersen

Door middel van modelproeven met onregelmatige golven heeft Pedersen onderzoek gedaan naar de horizontale krachten op een kruinmuur. Pedersen heeft dit gedaan door de druk op het verticale vlak te meten. Aan de hand hiervan heeft Pedersen de maximale horizontale kracht F_h , het maximaal draaimoment M om het hoekpunt van de kruinmuur veroorzaakt door de horizontale kracht en de maximale druk Pb ter hoogte van het hoekpunt bepaald. Uit het feit dat de waterdruk alzijdig is, kan aangenomen worden dat Pb ook de maximale opwaartse druk op het hoekpunt is.



Figuur 4.7: Geometrie onderzochte modellen door Pedersen [25]

Uit de resultaten van de modelproeven is af te leiden dat voor relatief grote golfbelasting geen tijdsverschil bestaat tussen de horizontale kracht F_h en het maximale draaimoment M . Alleen bij relatief kleine golfbelasting is er enig tijdsverschil. De maximale horizontale kracht F_h en

de opwaartse druk P_b treden zelden op hetzelfde tijdstip op. Uit de resultaten van Pedersen valt ook af te leiden dat er lineaire relaties bestaan tussen:

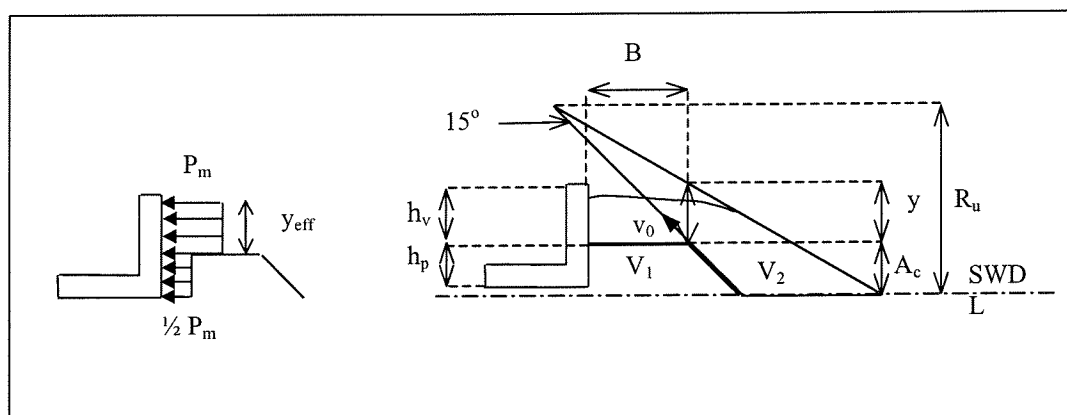
- de horizontale kracht $F_{h,0,1\%}$ en golfhoogte H_s
- de horizontale kracht $F_{h,0,1\%}$ en de golflengte L_p
- de horizontale kracht $F_{h,0,1\%}$ en de golfhoogte gedeeld door het vrijboord van de berm H_s/A_c
- de horizontale kracht $F_{h,0,1\%}$ en de tangens van de hellingshoek van het talud [$1/\cot \alpha$].

N.B.: $X_{0,1\%}$ wil zeggen de X die overschreden wordt door 1 op de 1000 gevallen

Door het doen van modelproeven met geplaatste en willekeurig gestorte stenen is Pedersen er achter gekomen dat de horizontale kracht bij de gezette blokken twee keer zo groot is als bij de willekeurig geplaatste blokken.

Voor golfbrekers met veel overslag geldt volgens hem dat de horizontale kracht proportioneel is met het kwadraat van de hoogte van de kruinmuur. Pedersen gebruikte geen schaalregels. Hij bepaalde de correlaties met de gemeten waarden van het schaalmodel.

Pedersen maakte het volgende model om de horizontale belasting op een kruinmuur te benaderen:



Figuur 4.8: Schematisatie drukverdeling en golfoploop

- waarin P_m = horizontale golfklapdruk [N/m^2]
 y_{eff} = effectieve hoogte waarover P_m werkt [m]
 h_v = hoogte onbeschermd deel kruinmuur [m]
 h_p = hoogte beschermd deel kruinmuur [m]
 B = breedte kruin [m]
 v_0 = snelheid waterfront op berm [m/s]
 y = waterwighoogte bij het begin berm [m]
 A_c = vrijboord berm [m]
 R_u = fictieve golfoploop [m]
 V_1 = volume verzadigde deel berm [m^3]
 V_2 = volume fictieve waterwig [m^3]

In deze schematisatie wordt er weer vanuit gegaan dat de golfoploop fictief doorloopt. De berekeningsmethode maakt gebruik van 0,1 % overschrijdingskans voor de golfoploop $R_{u,0,1\%}$. Deze wordt met behulp van de Van der Meer benadering bepaald [zie paragraaf 3.3].

Nadat het fictieve golfoplooppniveau bepaald is kan, door er vanuit te gaan dat de fictieve golfoploop de vorm van een driehoek heeft [zie figuur 4.8, V2], de hoogte van de waterwig ter plaatse van het begin van de berm bepaald worden met behulp van [formule 4.3]. Pedersen nam aan dat de hoek van de waterwig 15 graden was.

$$y = \frac{R_{u,0,1\%} - A_c}{\sin \alpha} \left(\frac{\sin 15^\circ}{\cos(\alpha - 15^\circ)} \right) \quad [\text{formule 4.3}]$$

Hierna kan de effectieve hoogte waarover P_m werkt worden bepaald:

$$y_{eff} = \min \left[\frac{y}{2}; h_v \right] \quad [\text{formule 4.10}]$$

Bij negatieve waarden van $y/2$ ($R_{u,0,1\%} < A_c$) wordt y_{eff} nul.

De volgende stap is het bepalen van de druk P_m door het water:

$$P_m = \rho_w g (R_{u,0,1\%} - A_c) \quad [\text{formule 4.11}]$$

De volumes V_1 en V_2 moeten berekend worden.

Met behulp van de volgende vergelijking kunnen de horizontale kracht, het moment en de maximale druk bepaald worden.

$$F_{h,0,1\%} = 0,21 \sqrt{\frac{L_{0m}}{B}} \left(1,6 P_m y_{eff} + V \frac{P_m}{2} h_p \right) \quad [\text{formule 4.12}]$$

$$M_{0,1\%} = 0,55 (h_p + y_{eff}) F_{h,0,1\%} \quad [\text{formule 4.13}]$$

$$P_{b,0,1\%} = V P_m \quad [\text{formule 4.14}]$$

$$V = \begin{cases} \frac{V_2}{V_1} \text{ bij } & V_2 < V_1 \\ 1 \text{ bij } & V_2 \geq V_1 \end{cases}$$

Uit de bovenstaande formules wordt duidelijk dat Pedersen de golfbelasting bepaalt aan de hand van de golfklapbelasting.

De benadering van Pedersen is geldig voor de golfcondities en constructieeigenschappen beschreven in Tabel 4.1.

Tabel 4.1: Geldigheid methode

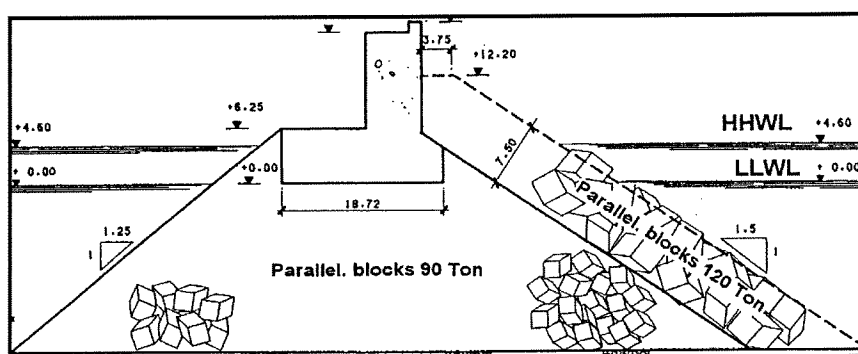
Parameter	Bandbreedte
ξ_m	1,1-4,2
H_g/A_c	0,5-1,5
R_c/A_c	1-2,6
A_c/B	0,3-1,1
$Cot \alpha$	1,5-3,5

Bij constructies met een lage berm en een hoge vrijstaande muur zal de benadering de krachten onderschatten. Als de golfperiode groot is, waardoor de golven niet op de helling breken, overschat deze benadering de krachten. De methode van Pedersen gebruikt geen schaalregels. Dit wil zeggen dat de methode opgesteld is aan de hand van de resultaten van de modelproeven zonder rekening te houden met schaalregels en schaafeffecten.

4.3.4 Losada en Martin

Losada en Martin hebben met behulp van modelproeven met regelmatige golven op de golfbreker van Gijon een empirische methode opgesteld om de belastingen op een kruinmuur te bepalen. De data van de modelproeven zullen later in dit onderzoek gebruikt worden om de verschillende theorieën te toetsen.

In figuur 4.9 is de golfbreker van Gijon afgebeeld.



Figuur 4.9: Golfbreker van Gijon

Losada en Martin [23,24] gaan ervan uit dat de golfbelasting op te splitsen is in een golfklapbelasting en een quasi-hydrostatische belasting. De golfklap wordt veroorzaakt door de abrupte richtingsverandering van het golffront, veroorzaakt doordat het golffront tegen de verticale muur botst. Hierdoor ontstaat er een eerste piek in de belasting. De tweede piek, het maximum van de quasi-hydrostatische druk wordt veroorzaakt direct nadat de golfploop zijn maximum heeft bereikt. De waterhoogte tegen de kruinmuur heeft dan zijn maximum bereikt. Ongeveer tegelijkertijd bereikt ook het intern fretatisch vlak zijn maximum. De horizontale en

De golfklapdruk is constant over de hoogte omdat aangenomen wordt dat het golffront met een over de hoogte constante snelheid stroomt. Met deze aannamen is de golfklapkracht gemakkelijk te bepalen. In de poreuze lagen moet de golfklapdruk vermenigvuldigd worden met de reductiefactor λ , die empirisch bepaald moet worden. Deze parameter hangt af van de maximale golfoploop, de golfhoogte en de hellingshoek. De golfklapdruk is kleiner tegen het beschermde gedeelte van de kruinmuur doordat energie dissipatie optreedt bij het stromen van water door en tegen de poreuze toplaag.

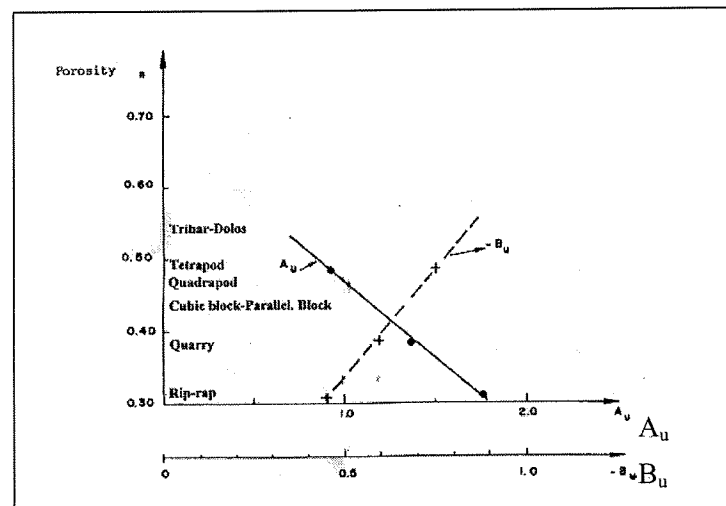
Losada bepaalde aan de hand van modelproeven de maximale golfoploop met de volgende formule:

$$\frac{R_u}{H} = A_u \left[1 - e^{(B_u \xi)} \right] \quad [\text{formule 4.16}]$$

waarin A_u = empirische coëfficiënt [-]
 B_u = empirische coëfficiënt [-]
 ξ = getal van Iribarren/brekerparameter [-]
 R_u = golfoploop [m]
 H = lokale golfhoogte [m]

Opvallend is dat de coëfficiënten A_u en B_u afkankelijk zijn van het poriëngetal. De golfoploop van Losada is afhankelijk van deze twee coëfficiënten en de brekerparameter. Dit in tegenstelling tot de golfoploop benadering van Van der Meer waar de coëfficiënten afhankelijk zijn van de brekerparameter. De golfoploop op zijn beurt is weer afhankelijk van deze coëfficiënten en de brekerparameter. De brekerparameter speelt in de benadering van Van der Meer een dominantere rol.

In de figuur 4.11 zijn de waarden van A_u en B_u grafisch weergegeven zoals ontleend aan enkele modelproeven van Losada.



Figuur 4.11: Golfoploop parameter volgens Losada

Uit modelproeven is door Losada bepaald dat de A_u en B_u voor de golfbreker van Gijon respectievelijk 1,2 en $-0,65$ zijn.

De fictieve waterwighoogte y , ter hoogte van het begin van de berm, is, uitgaande van een fictieve en wigvormige golfoploop [zie figuur 4.10] te bepalen met:

$$y = H \left(1 - \frac{A_c}{R_u}\right) \quad \text{[formule 4.17]}$$

Als de berm breedte gering is (1-3 stenen) kan worden aangenomen dat er geen of bijna geen energieverlies boven de vrijboordhoogte van de berm A_c plaats vindt. Het is dan mogelijk de horizontale snelheid $v_{0,x}$ van het golffront dat over de berm loopt op de volgende manier te bepalen:

$$v_{0,x}(z) = \sqrt{2(R_u - A_c)g} \cos \alpha \quad \text{[formule 4.18]}$$

waarin $v_{0,x}$ = horizontale snelheid golffront ter hoogte berm [m/s]
 R_u = golfoploop hoogte [m]
 A_c = vrijboord hoogte berm [m]
 α = hellingshoek talud [rad]

De aanname dat er geen energieverlies optreedt als het golffront over de berm stroomt leidt tot het overschatten van de snelheid waarmee het golffront tegen de muur aanbootst. In werkelijkheid verloopt de snelheid van het waterfront ook niet constant over de hoogte.

De golfklapdruk veroorzaakt door een golffront dat tegen het verticale deel van de muur aanslaat kan bepaald worden door:

$$P_m = \rho_w C_f N_f^2 \frac{v_0^2}{2} \quad \text{[formule 4.19]}$$

waarin P_{mx} = golfklapdruk [N/m^2]
 ρ_w = soortelijke massa water [kg/m^3]
 C_f = dimensieloze parameter [zie formule 4.22] [-]
 N_f = dimensieloze parameter [zie formule 4.20] [-]
 v_0 = snelheid golffront ter hoogte berm [m/s]

De wijze waarop de golfklapdruk in deze methode wordt bepaald komt in grote lijnen overeen met de methode van de continue waterjet [zie paragraaf 4.3.1]. Het resultaat van de continue waterjet wordt in dit geval vermenigvuldigd met $C_f N_f^2$.

N_f is de dimensieloze parameter die bepaald wordt door:

$$N_f = \frac{v_0}{\sqrt{gy}} = \sqrt{2 \frac{R_u}{H}} \quad \text{[formule 4.20]}$$

De parameter β is te bepalen aan de hand van de volgende formule:

$$\beta = 2C_f \left[\frac{R_u}{H} \cos \alpha \right]^2 \quad [\text{formule 4.21}]$$

Dit geldt alleen als de snelheid van het golffront niet beïnvloed wordt door de berm breedte. Deze veronderstelling is getest voor golfbrekers tot $B/L=0,1$. C_f is bepaald aan de hand van verschillende modelproeven op:

$$C_f = 1 + (\tan \theta)^{1,2} \quad [\text{formule 4.22}]$$

waarin θ = wighoek [rad]

Losada gaat uit van een wighoek van 27° . Hij maakt de volgende kanttkening hierbij dat $C_f = 1,45$ voor muren met een kleine traagheid en dat $C_f = 1,0$ voor muren met een grote traagheid. Deze wighoek is bijna het dubbele van de wighoek van Günbak. Later in dit onderzoek zal hierop teruggekomen worden.

λ is de reductiefactor voor de golfklapbelasting tegen het beschermde deel van de kruinmuur. Tijdens de modelproeven zijn er waarden tussen de 0,25 en 0,65 voor λ gemeten. Met een 'best fit' methode is de volgende empirische formule opgesteld voor deze modelproeven:

$$\lambda = 0,8e^{(-10,9\frac{B}{L})} \quad [\text{formule 4.23}]$$

De quasi-hydrostatische druk P_q doet zich voor net na de maximale golfoploop. De horizontale en verticale snelheden en versnellingen van het water voor de kruinmuur zijn op dat moment zeer klein. De druk kan daarom beschouwd worden als quasi-hydrostatisch. De drukverdeling verloopt lineair over de gehele muur en kan worden beschreven door:

$$P_q(z) = \mu \rho_w g(y + A_c - z) \quad [\text{formule 4.24}]$$

waarin P_q = quasi-hydrostatische druk [N/m^2]
 μ = dimensieloze parameter [-]
 z = hoogte t.o.v. waterniveau [m]

De dimensieloze parameter μ is kleiner of gelijk aan 1 en afhankelijk van de golfsteilheid en de dimensieloze berm lengte B/le . De parameter le is de equivalente grootte van de toplaagelementen en wordt bepaald met de volgende formule:

$$le = \sqrt[3]{\frac{G}{\rho_t g}} \quad [\text{formule 4.25}]$$

waarin le = equivalente grootte van de toplaagelementen [m]

G = gewicht toplaagelement [N]
 ρ_t = soortelijke massa toplaagelement [kg/m^3]
 g = gravitatie versnelling [m/s^2]

Uit de modelproeven is een 'best fit' formule opgesteld voor μ .

$$\mu = ae^{c\left(\frac{H}{L}-b\right)^2} \quad \text{[formule 4.26]}$$

waarin a , b en c dimensieloze parameters zijn die door die 'best fit' bepaald zijn [-]
 H = lokale golfhoogte [m]
 L = golflengte bij teen golfbreker [m]

Tabel 4.2: Aantal toplaagelementen waaruit de berm bestaat en bijbehorende dimensieloze parameters a , b en c .

B/le	a	b	c
1	0,446	0,068	259,0
2	0,362	0,069	357,1
3	0,296	0,073	383,1

Er is slechts onderzoek gedaan naar bermen die bestaan uit maximaal drie toplaagelementen. Dit is gedaan omdat er in deze methode vanuit wordt gegaan dat er geen of bijna geen energieverlies optreedt als het water over de berm stroomt. In de tabel 4.2 staan de waarden van de coëfficiënten uit formule [4.26] verkregen uit modelproeven.

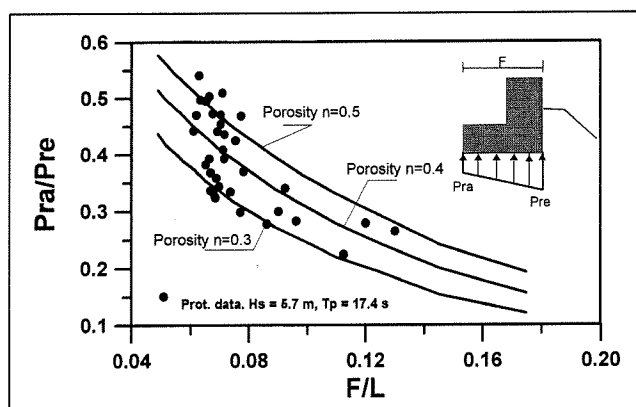
In de literatuur wordt er vaak vanuit gegaan dat de druk onder een kruinmuur lineair verloopt. In dit onderzoek wordt hetzelfde verondersteld. De druk aan de onderkant hangt af van het golftransmissie proces, aangezien er pas een kracht ontstaat tegen de onderkant van de kruinmuur als de doorgegeven amplitude hoger doordringt dan het laagste punt van de kruinmuur.

De opwaartse kracht kan volgens Losada net zoals de horizontale kracht opgesplitst worden in twee verschillende krachten: de opwaartse kracht veroorzaakt door de golfklapbelasting en de opwaartse kracht veroorzaakt door de quasi-hydrostatische kracht.

Voor de opwaartse golfklapkracht geldt dat de opwaartse druk op het hoekpunt gelijk is aan de horizontale druk veroorzaakt door de golfklap op het hoekpunt. Losada nam aan dat de opwaartse golfklapdruk lineair verloopt en nul is op het hoekpunt aan de zijzijde van de kruinmuur.

De opwaartse quasi-hydrostatische druk op het hoekpunt is gelijk aan de horizontale quasi-hydrostatische druk. De druk op het hoekpunt aan de havenzijde hangt af van de verhouding tussen de breedte van de kruinmuur en de golflengte. In figuur 4.12 is P_{qv} , de quasi-hydrostatische druk aan de voorkant van de kruinmuur, gedeeld door P_{qa} , de quasi-hydrostatische druk aan de achterkant uitgezet tegen F , de breedte van de kruinmuur, gedeeld door L , de golflengte ter hoogte van de teen van de golfbreker.

De stippen in figuur 4.12 zijn resultaten van een modelproef van een golfbreker met lage muur.



Figuur 4.12: Opwaartse belasting

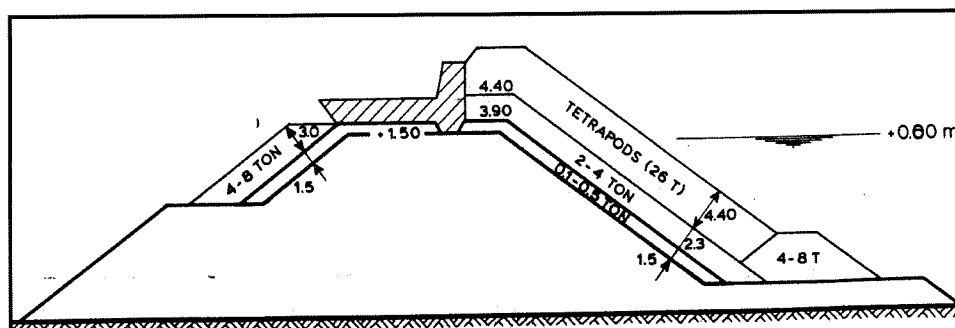
waarin $P_{re} = P_{qv}$ = Quasi-hydrostatische druk aan voorkant [N/m^2]
 $P_{ra} = P_{qa}$ = Quasi-hydrostatische druk aan achterkant [N/m^2]

Uit figuur 4.12 volgt dat de verhouding tussen de druk aan de achter- en voorzijde van de kruinmuur groter wordt als de porositeit groter wordt. Als de verhouding tussen de kruinmuur breedte en de golflengte kleiner wordt, wordt de verhouding tussen de druk aan de achter- en de voorzijde groter.

Met behulp van de formules van Goda [zie paragraaf 3.4] is te bepalen of de golfklapbelasting of de quasi-hydrostatische belasting maatgevend is voor de stabiliteit met betrekking tot het glijden en het kantelen van de kruinmuur.

4.4 De berekeningsmethode van het Waterloopkundig Laboratorium

Het Waterloopkundig Laboratorium heeft modelproeven gedaan op de golfbreker van Homs, in Libië [34]. Aan de hand van de resultaten van 3 meetseries, waarbij gebruik is gemaakt van verschillende golfhoogtes en golfperiodes, zijn empirische formules opgesteld voor het verloop van de horizontale druk en de verticale druk.



Figuur 4.13: Onderzochte golfbreker door het W.

Het verloop van de horizontale druk is volgens het WL met de onderstaande formule te beschrijven:

$$P_h = \rho_w g(\kappa H_s - z) \quad [\text{formule 4.27}]$$

waarin P_{hr} = horizontale druk [N/m^2]
 κ = dimensieloze coëfficiënt [-]
 H_s = golfhoogte bij teen [m]
 z = afstand boven SWD [m]

De horizontale druk is afhankelijk van de golfhoogte en is te beschouwen als de quasi-hydrostatische druk tegen de kruinmuur. De druk verloopt daarom lineair over de hoogte.

Het verloop van de verticale druk is volgens het WL met de onderstaande formule te beschrijven:

$$P_v = \left(\frac{w-x}{w} \right)^\delta P_b \quad [\text{formule 4.28}]$$

waarin P_v = verticale druk [N/m^2]
 P_b = druk in hoekpunt = horizontale druk op hoekpunt [N/m^2]
 w = breedte kruinmuur [m]
 x = afstand tot hoekpunt [m]
 δ = dimensieloze coëfficiënt [-]

Voor de onderzochte golfbreker worden de volgende waarden aanbevolen door het Waterloopkundig Laboratorium:

κ = 1,3
 δ = 2,0

Voor een eerste orde benadering van een andere golfbreker worden de volgende waarden voorgesteld:

$$\kappa = 1,5$$

$$\delta = 1,0$$

Als δ één is dan wordt de opwaartse druk verdeling lineair en dus driehoekig verdeeld.

Door formule [4.27] en formule [4.28] te integreren over de lengte waarover zij spelen is de verticale en horizontale kracht per meter kruinmuur te bepalen.

In dit onderzoek kwam veel overslag voor waardoor een groot deel van het water niet tegen de kruinmuur aansloeg maar er overheen ging. Dit kwam door de geometrie van de onderzochte golfbreker.

Hoofdstuk 5: Modelproeven van het Waterloopkundig Laboratorium

5.1 Inleiding

In hoofdstuk 5 tot en met 7 zullen de uitkomsten van de verschillende berekeningsmethodes, zoals beschreven in het vorige hoofdstuk, worden vergeleken met meetresultaten van modelproeven. Hierbij zal gebruik gemaakt worden van de beperkte data van de modelproeven van Pedersen [27], van de beperkte data van het Waterloopkundig Laboratorium (WL) [35] en van de uitgebreide data van de metingen op het model van Gijon [23,24]. Zowel de data als de verschillende methodes besproken in het vorige hoofdstuk, zijn te verdelen in proeven en methodes die gebruik maken van **regelmatige** golven en proeven en methodes die gebruik maken van **onregelmatige** golven.

Tabel 5.1: Opdelen onderzoeken en datasets in regelmatig en onregelmatige golven

Data	Soort golven	Methode	Soort golven
Golfbreker Gijon Pedersen WL	Regelmatig	Jensen	Onregelmatig
	Onregelmatig	Hamilton en	Regelmatig
	Onregelmatig	Hall	
		Günbak	Onregelmatig
		Burcharth	Onregelmatig
		Pedersen	Onregelmatig
		Losada en	Regelmatig
		Martin WL	Onregelmatig

5.2 Gebruikte proeven

Het onderzoek van het Waterloopkundig Laboratorium bestaat uit drie modelproeven die gedaan zijn op de golfbreker van Homs, waarbij gebruik is gemaakt van drie verschillende significante golfhoogtes en van drie verschillende golfperiodes. De gegeven significante golfhoogtes zijn de golfhoogtes aan de voet van de golfbreker. Aan de hand van deze modelproeven zijn de empirische formules afgeleid uit paragraaf 4.4.

Tabel 5.2: Verschillende proeven

	Proef 13	Proef 14	Proef 15
H_s [m]	7,5	8,3	9,1
T_z [s]	11,8	12,5	13,1

Omdat de quasi-statische belasting tijdens alle proeven groter was dan de golfklapbelasting, is voor dit onderzoek alleen naar de quasi-hydrostatische belasting gekeken.

Vanwege het dominant zijn van de zwaartekracht en de traagheidskracht als oppervlaktegolven gemodelleerd worden, is voor het verscalen van de golfbreker gebruik gemaakt van de schaalregels van Froude [30]. Dit betekent dat het Froudegetal in het model moet overeenkomen met het Froudegetal in de echte golfbreker. Anders gezegd dat de verhouding tussen de traagheid en de zwaartekracht gelijk moet zijn in het model en de werkelijkheid.

$$Fr = \frac{v^2}{gL} = \frac{\text{traagheid}}{\text{zwaartekracht}} \quad [\text{formule 5.1}]$$

waarin: Fr = Froudegetal [-]
 v = snelheid [m/s]
 g = gravitatie versnelling [m/s²]
 L = diameter [m]

De kern is niet gemodelleerd met de schaalregels van Froude maar met de regels van Cohen de Lara [11]. Dit is gedaan omdat de drukken en de snelheid in de kern hierdoor beter gemodelleerd worden en minder vertekend worden door schaaleffecten, dan als alleen gebruik wordt gemaakt van de Froudeverscaling. De schaaleffecten zijn besproken in paragraaf 3.2.

Cohen de Lara gebruikt de Froudeschaalregels, maar gaat er vanuit dat de filtersnelheid van het water dat door een poreus medium stroomt kan worden beschreven door:

$$u_f = \sqrt{2g \frac{D}{C} n^5 i} \quad [\text{formule 5.2}]$$

waarin u_f = filtersnelheid [m/s]
 D = gemiddelde diameter [m]
 C = wrijvingscoëfficiënt [-]
 n = porositeit [-]
 i = verhang van de energie lijnen [-]

De grootte van wrijvingscoëfficiënt C is afhankelijk van het stromingsregime waarin het water zich bevindt. Er worden drie verschillende regimes voorgesteld, deze zijn afhankelijk van het Reynoldsgetal:

$$C = \frac{24}{Re} \quad \text{voor } Re \leq 4 \quad [\text{formule 5.3}]$$

$$C = \frac{12}{\sqrt{Re}} \quad \text{voor } 4 < Re < 576 \quad [\text{formule 5.4}]$$

$$C = 0,5 \quad \text{voor } Re \geq 576 \quad [\text{formule 5.5}]$$

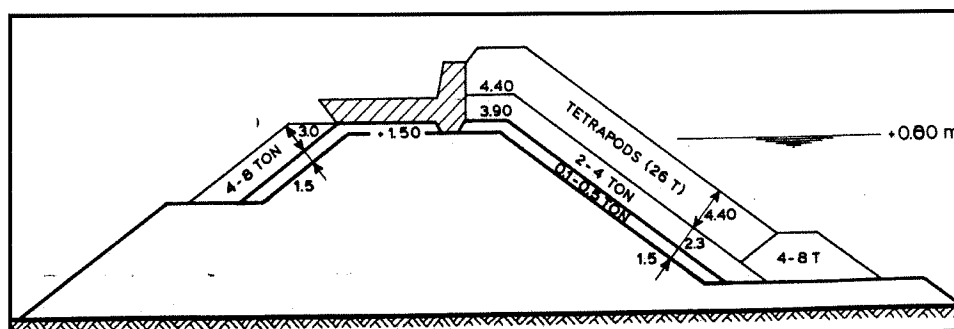
waarin Re = Reynoldsgetal [zie paragraaf 3.2] [-]

Om de stroming door een poreus medium te modelleren moet bekeken worden welke van de drie bovenstaande formules geldt voor het model en welke geldt voor de werkelijkheid. Hieruit volgt dan een lengteschaal voor de kern. De lengteschaal verschilt dus per stromingsregime voor het model en verschilt ook per stromingsregime voor de werkelijkheid. Omdat de lengteschaal direct van invloed is op de massaschaal, als gebruik wordt gemaakt van de Froude regels voor verscalen, is het modelleren van de massa ook afhankelijk van het stromingsregime.

Het onderste regime [$Re < 4$] doet zich niet voor in echte of gemodelleerde golfbrekers. Als uitgegaan wordt van een snelheid van 0,1 m/s moet de gemiddelde diameter dan kleiner zijn 0,4 mm. Het middelste regime [$4 < Re < 576$] doet zich voor als de gemiddelde diameter groter is dan 0,4 mm maar kleiner dan 6 mm. Als de gemiddelde diameter van de kern groter is dan ongeveer 6 mm, heerst het bovenste regime [$Re > 576$]. Als dit voor zowel de werkelijkheid als het model geldt, kan de Froudeschaal gebruikt worden om de lengteschaal te bepalen van de kern.

De methode van Cohen de Lara zorgt ervoor dat in het model het Reynoldsgetal van de stroming door de kern groter is dan als alleen gebruik wordt gemaakt van de Froudeschaalregels. In dat geval gaat de wrijving overheersen. Dit is besproken in paragraaf 3.2.

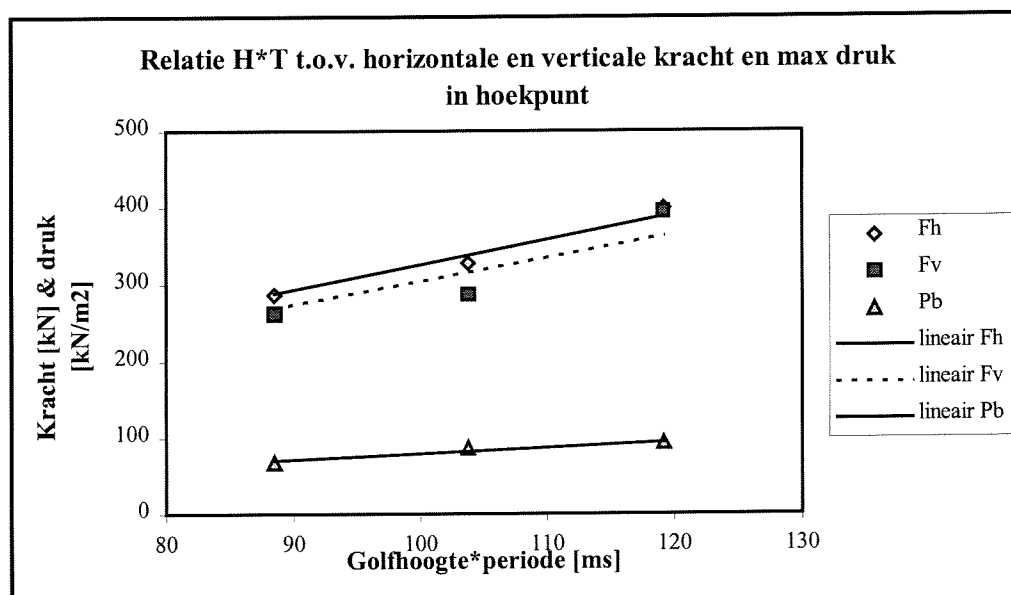
In figuur 5.1 wordt de doorsnede gegeven van de gebruikte golfbreker door het WL.



Figuur 5.1: Gebruikte golfbreker in WL proeven

5.3 Meetresultaten

In deze paragraaf wordt aan de hand van de gemeten waarden tijdens de modelproeven gekeken of er relaties bestaan tussen de belasting, de zeeconditie en de golfbrekerconfiguratie. Door de druk in het hoekpunt en de horizontale en verticale kracht uit te zetten tegen het produkt van golfhogte en periode is er gekeken of er een lineaire relatie bestaat hiertussen.



Figuur 5.2: Relatie product golfhoogte en golfperiode ten opzichte van maximale horizontale en verticale kracht en maximale druk in hoekpunt

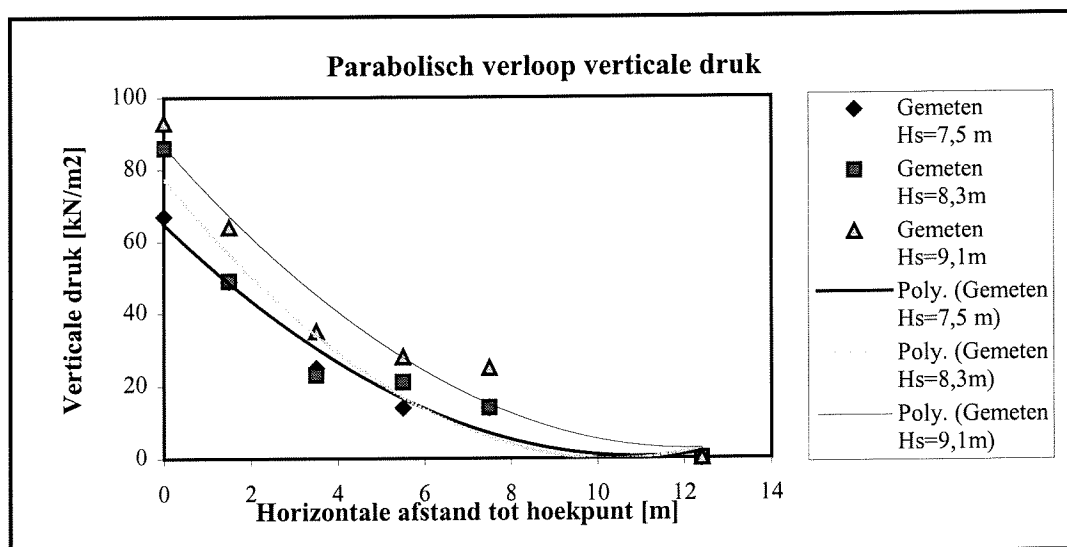
waarin: F_h = horizontale kracht [kN]
 F_v = verticale kracht [kN]
 P_b = maximale druk in hoekpunt [kN/m²]

Uit figuur 5.2 is af te leiden dat de relatie tussen de gemeten maximale druk en het product van de golfhoogte en de gemiddelde golfperiode bij de teen lineair is (onderste lijn figuur 5.2). Dit komt overeen met de bevindingen gedaan door Bradburry [8]. Jensen [21] was van mening dat er een lineaire relatie bestond tussen het product van de golfhoogte en de piekgolflengte.

De kruinmuur wordt over de gehele hoogte beschermd door de toplaag. Omdat de maximale druk lineair is met het product van de golfhoogte en de golfperiode, geldt dit ook voor de maximale horizontale kracht. Ook dit is te zien in figuur 5.2 (bovenste lijn). Voor deze modelproeven geldt dat:

$$\frac{F_{h,max}}{H_s * T_z} = \text{constant}$$

Voor de relatie tussen de maximale verticale kracht en het product van de golfhoogte en de golfperiode is in figuur 5.2 te zien dat de spreiding in de punten groter is dan bij de andere twee relaties. Het is daarom niet direct te zeggen dat deze relatie lineair is, maar voor een eerste orde benadering is dit aan te nemen. Er moet rekening worden gehouden met het kleine aantal meetpunten waardoor de nauwkeurigheid van de gevonden relaties klein is.



Figuur 5.3: Parabolisch verloop druk tegen horizontaal vlak

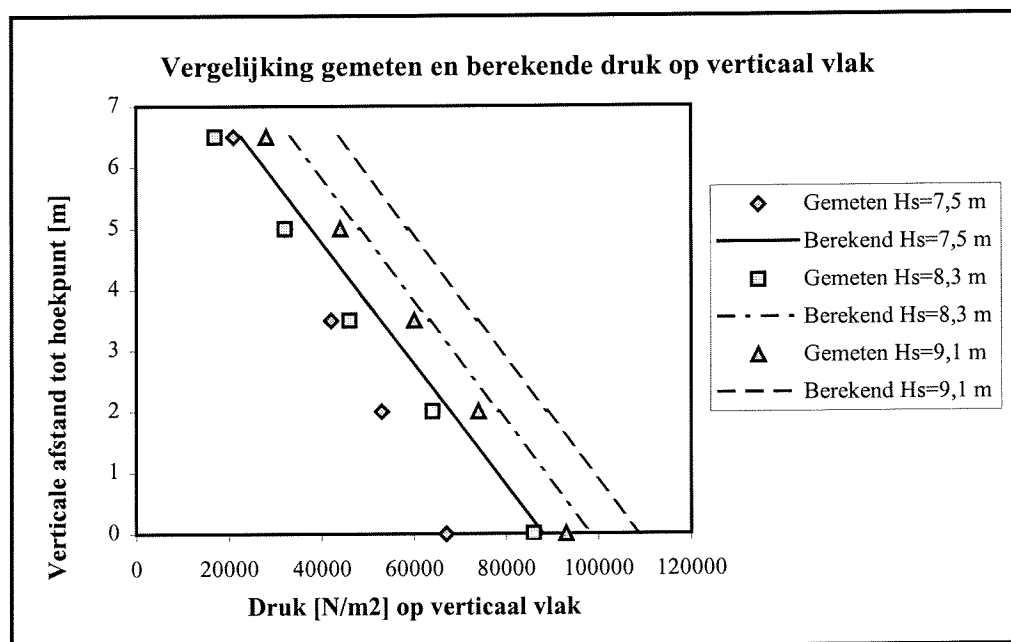
De druk op het horizontale vlak verloopt parabolisch [zie figuur 5.3]. De breedte van de muur is 12,4 meter. Aangezien er niet gemeten is net voor het hoekpunt op de havenzijde is de ligging van het nulpunt onbekend, aangenomen is dat de druk daar nul is.

5.4 Gemeten en berekende waarden

In deze paragraaf worden de berekende waarden met de methode van het Waterloopkundig Laboratorium vergeleken met de gemeten waarden tijdens de modelproeven.

De gegeven krachten zijn de krachten per strekkende meter kruinmuur die berekend zijn met behulp van de kleine hoeveelheid metingen langs de twee verschillende vlakken van de kruinmuur. De nauwkeurigheid is beperkt aangezien slechts op een klein aantal plaatsen de druk gemeten is.

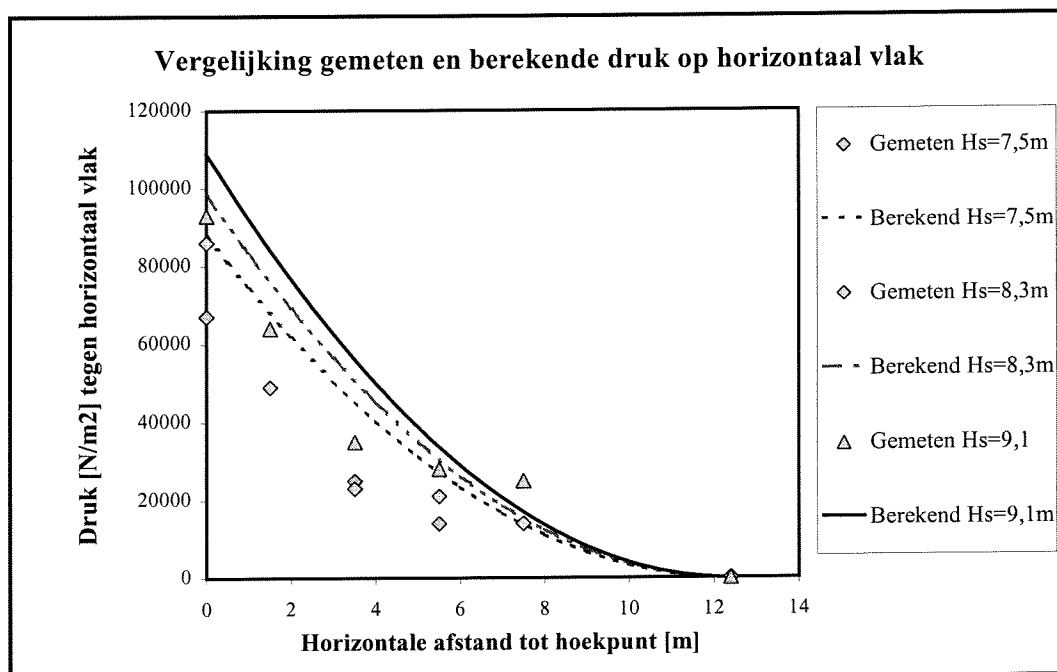
De berekende krachten en drukken zijn met de 'best fit' methode door het Waterloopkundig Laboratorium bepaald aan de hand van de gemeten drukken [zie paragraaf 4.4].



Figuur 5.4: Vergelijking gemeten en berekende druk op het verticale vlak

In figuur 5.4 is duidelijk te zien dat de druk tegen het verticale vlak van de kruinmuur lineair verloopt over de hoogte. De berekende waarden overschatten de gemeten waarden een beetje, maar beschrijven de horizontale druk redelijk goed.

De berekende waarden van de druk op het horizontaal vlak beschrijven de gemodelleerde werkelijkheid redelijke nauwkeurig, maar overschatten de druk in de meeste gevallen [zie figuur 5.5].



Figuur 5.5: Vergelijking gemeten en berekende verticale druk

5.5 Omzetten onregelmatige golven in regelmatige golven

De proeven van het Waterloopkundig Laboratorium zijn uitgevoerd met onregelmatige golven. Zoals in paragraaf 5.1 is besproken maken alle berekeningsmethodes gebruik van onregelmatig golven behalve de berekeningsmethode ontwikkeld door Losada. Om de berekeningsmethode van Losada toe te kunnen passen voor de onregelmatige golven, die gebruikt zijn in het onderzoek van het WL, is het nodig enkele aannames te doen.

1. De maximale belasting door onregelmatige golven wordt veroorzaakt door de grootste onregelmatige golf.
2. De maximale belasting door regelmatige golven is gelijk aan de belasting veroorzaakt door iedere regelmatige golf.

Door de maximale onregelmatige golfhoogte gelijk te stellen aan de regelmatige golfhoogte is het mogelijk de berekeningsmethode van Losada, ontwikkeld voor regelmatige golven te vergelijken, bij de gegeven randvoorwaarden van de proeven van het WL met de meetresultaten van de proeven van het WL.

Uitgangspunt van deze methode is: $H_{regelmatig} = H_{max, WL}$ per modelproef

De golfperiode van de regelmatige golven is gelijk aan de piekperiode van de onregelmatige golven.

De hierboven beschreven aannames zijn probabilistisch niet correct. Het is probabilistisch gezien niet mogelijk regelmatige golven met onregelmatige golven te vergelijken. Dit zou wel kunnen als er een goede joint probability beschikbaar zou zijn van de golfhoogte en de golfperiode.

In de onderstaande alinea's zal beschreven worden hoe de onregelmatige golven, gebruikt in de proeven van het WL, zijn omgezet in regelmatig golven die gebruikt zullen worden in de berekeningsmethode van Losada.

De proeven van het Waterloopkundig Laboratorium duurden 6 uur. Met behulp van de Rayleigh verdeling [34 blz. 196] is het mogelijk de golf met de grootste overschrijdingkans te bepalen:

$$P\{H > H\} = e^{\left[-2\left(\frac{H}{H_s}\right)^2\right]} \quad \text{[formule 5.6]}$$

In tabel 5.3 staat per modelproef de overschrijdingkans van de hoogste golf weergegeven.

Tabel 5.3: Overschrijdingkans hoogste golf per proef

	Proef 13	Proef 14	Proef 15
Golfperiode [s]	11,8	12,5	13,1
Aantal golven	1830	1728	1648
Kans [%]	0,055	0,057	0,06

De hoogste golf wordt belemmerd door zijn diepte. Voor regelmatige golven geldt:

$$\gamma_{br} = \frac{H_{max}}{h} = 0,78 \quad \text{[formule 5.7]}$$

waarin γ_{br} = breking parameter [-]
 H_{max} = maximum golf [m]
 h = waterdiepte [m]

Tabel 5.4: De maximale golfhoogte volgens de Rayleigh verdeling en de bijbehorende relatieve golfhoogte (= golfhoogte/diepte)

	Proef 13	Proef 14	Proef 15
H_{max} [m]	14,4	15,94	17,47
H_{max}/h	0,88	0,98	1,08

Uit tabel 5.4 blijkt dat de golven belemmerd worden door de diepte. Het is dus nodig de diepte afhankelijke golfhoogte te bepalen.

Voor onregelmatige golven zijn de volgende relaties afgeleid door Stive [34 blz. 217] voor het bepalen van de diepte afhankelijke golfhoogtes met een overschrijdingkans van 1 en 0,1 %.

$$H_{1,0\%} = 1,517 H_s \left(1 + \frac{H_s}{h}\right)^{1/3} \quad \text{[formule 5.8]}$$

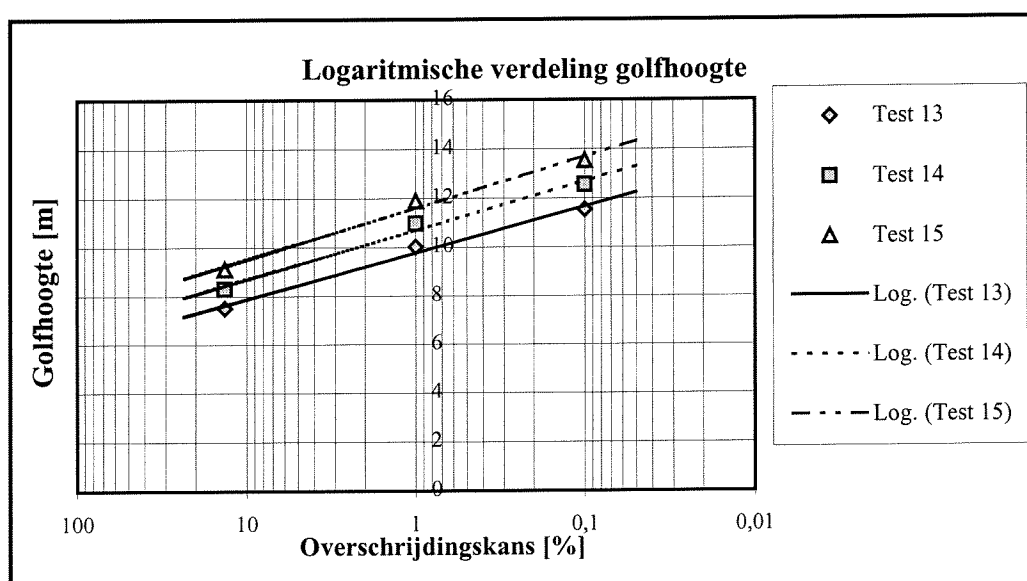
$$H_{0,1\%} = 1,859 H_s / \left(1 + \frac{H_s}{h}\right)^{1/2} \quad [\text{formule 5.9}]$$

waarin $H_{1,0\%}$ = golfhoogte bij teen met een overschrijdingskans van 1 % [m]
 $H_{0,1\%}$ = golfhoogte bij teen met een overschrijdingskans van 0,1 % [m]
 h = waterdiepte bij teen golfbreker [m]

Tabel 5.5: De golfhoogte bij de teen met een overschrijding kans van 1 % en 0,1 % volgens Stive.

	roef 13	Proef 14	Proef 15
$H_{1\%}$ [m]	10,02	10,97	11,89
$H_{0,1\%}$ [m]	11,53	12,55	13,54

Door de golfhoogtes uit tabel 5.3 uit te zetten tegen de logaritmisch verdeelde overschrijdingskans is het mogelijk de bijbehorende grootste golfhoogte te schatten [zie figuur 5.6], omdat per modelproef de overschrijdingskans bekend is.



Figuur 5.6: Logaritmisch verdeelde overschrijdingskans van golfhoogtes

Tabel 5.6: Regelmatige golfhoogtes voor berekeningsmethode van Losada

	Proef 13	Proef 14	Proef 15
$H_{regelmatig}$ [m]	12,09	13,19	14,24

In tabel 5.6 staan de golfhoogtes die gebruikt moeten worden zodat de berekeningsmethode van Losada, die bepaald is voor regelmatig verdeelde golfhoogtes, gebruikt kan worden zodat de uitkomsten vergeleken kunnen worden met de gemeten waarden tijdens de proeven van het WL.

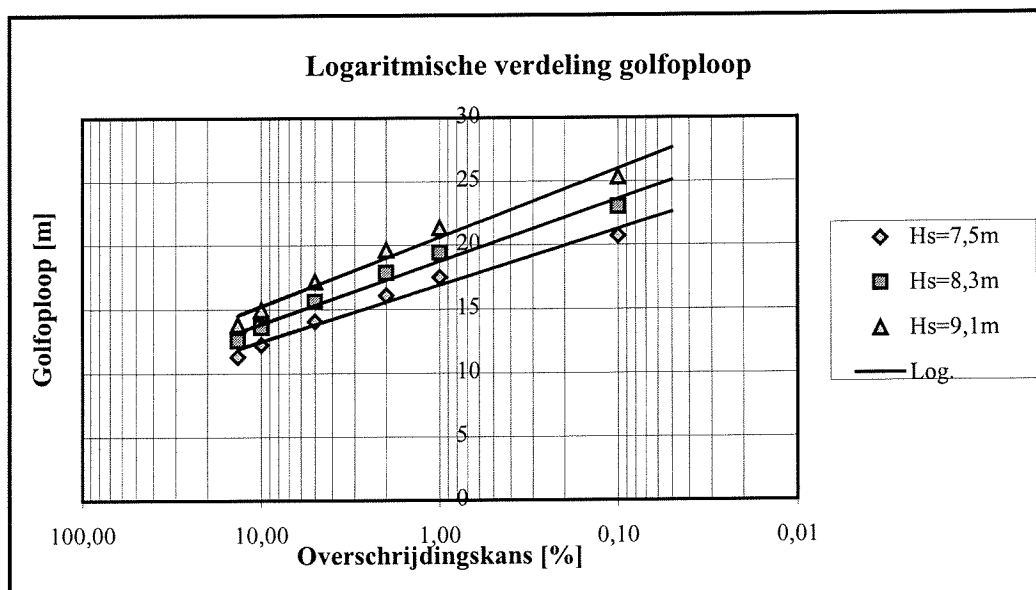
Er is hier getracht een mogelijke oplossing te vinden om regelmatige golven in onregelmatige golven om te zetten, rekening houdend met het aantal golven per modelproef, de golfhoogte

en de waterdiepte. De beschreven beschouwing is een globale benadering aangezien het probabilistisch niet mogelijk is regelmatige golven met onregelmatige golven te vergelijken.

5.6 Golfoploop benadering van Van der Meer

De fictieve golfoploop wordt bij de methodes van Burcharth, Günbak en Pedersen berekend met de Van der Meer benadering [zie paragraaf 3.3]. Omdat de porositeit kleiner is dan 0,4 is formule [3.6] gebruikt.

Uit paragraaf 5.5 is gebleken dat de overschrijdingskansen van de grootste golf bij de 3 gebruikte proeven verschillend zijn. Dit komt doordat de gebruikte golfperioden niet gelijk waren terwijl de proeven even lang duurden. De fictieve golfoploop moet dus ook per modelproef verschillen, omdat deze gekoppeld is aan de golf met de kleinste overschrijdingskans. In figuur 5.7 zijn de verschillende overschrijdingskansen uitgezet tegen de golfoploop. Door dit te extrapoleren is de golfoploop bepaald behorende bij de golf met de kleinste overschrijdingskans voor elke modelproef.



Figuur 5.7: Logaritmische verdeling golfoploop

In tabel 5.7 staan de fictieve golfoploop waarden voor de verschillende overschrijdingskansen.

Tabel 5.7: Golfoploop bij minimale overschrijdingskans

	Proef 13	Proef 14	Proef 15
Kans	0,055 %	0,057 %	0,06 %
Golfoploop	22,41 m	24,81 m	27,20 m

5.7 Vergelijken meetresultaten met resultaten van andere berekeningsmethodes

In deze paragraaf zullen de resultaten besproken worden van de toepassing van de volgende berekeningsmethodes op de in het WL beproefde golfbreker:

- Burcharth
- Günbak
- Pedersen
- Jensen
- Losada

Er dient rekening mee gehouden te worden dat niet alle noodzakelijke invoerparameters beschikbaar waren. Er zal in het kort besproken worden hoe hiermee per methode is omgaan.

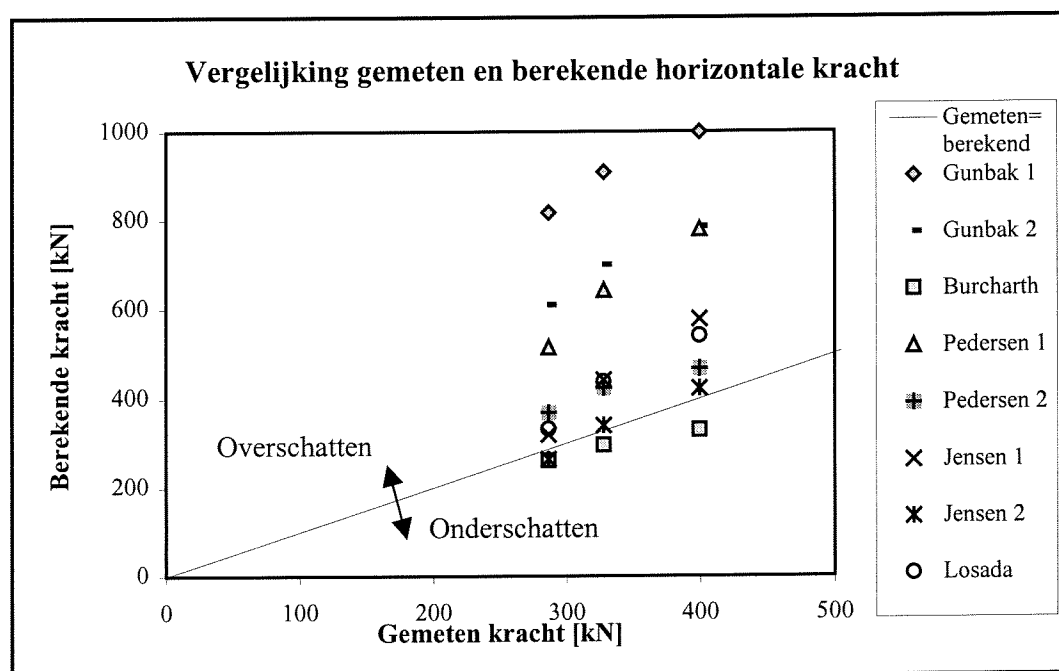
De onderzoeken van **Burcharth** en van **Günbak** maken gebruik van de fictieve golfoploophoogte bepaald in de vorige paragraaf. De gemiddelde golfperiode op diepwater is bepaald door de vergelijking, gegeven in het WL rapport.

De golfbreker en de zeeconditie gebruikt in de WL proeven bleken niet te voldoen aan de randvoorwaarden die **Pedersen** heeft opgesteld voor het gebruik van zijn methode. Toch zijn er ook berekeningen gemaakt met de methode van **Pedersen**.

De methode van **Jensen** maakt gebruik van de coëfficiënten a en b die per golfbrekerconfiguratie bepaald moeten worden [formule 4.1]. Met behulp van de literatuur zijn de grootte van deze coëfficiënten geschat [8]. Er moet hierbij gezegd worden dat de configuratie van de golfbreker getest door het WL slechts globaal voldeed aan de gestelde randvoorwaarden voor de gebruikte coëfficiënten. Door het invoeren van de gemeten waarden in de methode van **Jensen** zijn de coëfficiënten voor de gebruikte golfbreker ook bepaald. Dit is gedaan met behulp van de best fit methode, waarbij gelet is dat de coëfficiënten de krachten voor alle proeven met een redelijke nauwkeurigheid beschrijven.

De methode van **Losada** gebruikt de golfoploop benadering die **Losada** zelf ontwikkelde. Alle andere besproken methodes die de belasting bepalen aan de hand van de fictieve golfoploop maken gebruik van de van Van der Meer benadering [paragraaf 3.3]. Voor de benadering van **Losada** moeten de coëfficiënten A en B uit figuur [4.11] worden geschat. Er is vanuit gegaan dat de golfbreker een porositeitgetal heeft van ongeveer 0,4. A en B zijn daarom geschat op 1,15 en -0,7. Het bepalen van deze coëfficiënten is niet erg nauwkeurig. Door de golfoploop op deze manier te bepalen is deze slechts 65 % van de golfoploop als deze bepaald wordt met de Van der Meer benadering. De waterwighoogte y aan het begin van de berm is ongeveer de helft van de waterwighoogte als deze met de methodes van **Günbak** en **Burcharth** wordt benaderd.

Losada gaat er vanuit dat de hoek van de waterwig 27° is, terwijl **Günbak**, **Burcharth** en **Pedersen** er vanuit gaan dat de hoek 15° is. Een grotere wighoek betekent een lagere golfoploop [zie figuur 5.8].



Figuur 5.9: Vergelijking gemeten en berekende horizontale kracht

- Günbak 1 = normale methode van Günbak
- Günbak 2 = methode van Günbak met golfoploop van Losada
- Pedersen 1 = normale methode van Pedersen
- Pedersen 2 = methode van Pedersen met golfoploop van Losada
- Jensen 1 = methode van Jensen met in de literatuur gevonden coëfficiënten
- Jensen 2 = methode van Jensen met a en b coëfficiënten bepaald met gemeten waarden

- Opmerkingen : -
- Alle punten onder de lijn zijn punten waarbij de gemeten kracht groter is dan de berekende kracht. Alle punten boven de lijn zijn punten waarbij de gemeten kracht kleiner is dan de berekende kracht.
 - De meetpunten van het WL zijn niet weergegeven in deze grafiek aangezien de rekenmethode is gebaseerd op een 'best fit' benadering van de gemeten waarden.

In figuur 5.9 staan de gemeten waarden uitgezet tegen de berekende waarden van de verschillende methodes. Hieruit volgt dat door de methode van **Günbak** de kracht sterk wordt overschat. Dit geldt ook voor de methode van **Pedersen**. Dit is te verklaren doordat bij de gegeven golfhoogtes er bij de kruinmuur overslag plaats vindt. Dit betekent dat de kracht op de muur niet de grootte krijgt die verwacht zou worden uit de methodes van **Günbak** en **Pedersen**, die geen rekening houden met overslag. Deze methodes maken gebruik van de Van der Meer benadering die er vanuit gaat dat de golfoploop fictief doorloopt over een oneindig talud. In werkelijkheid slaat een groot deel van het water over de kruinmuur heen. De gemeten opwaartse druk heeft hier geen last van.

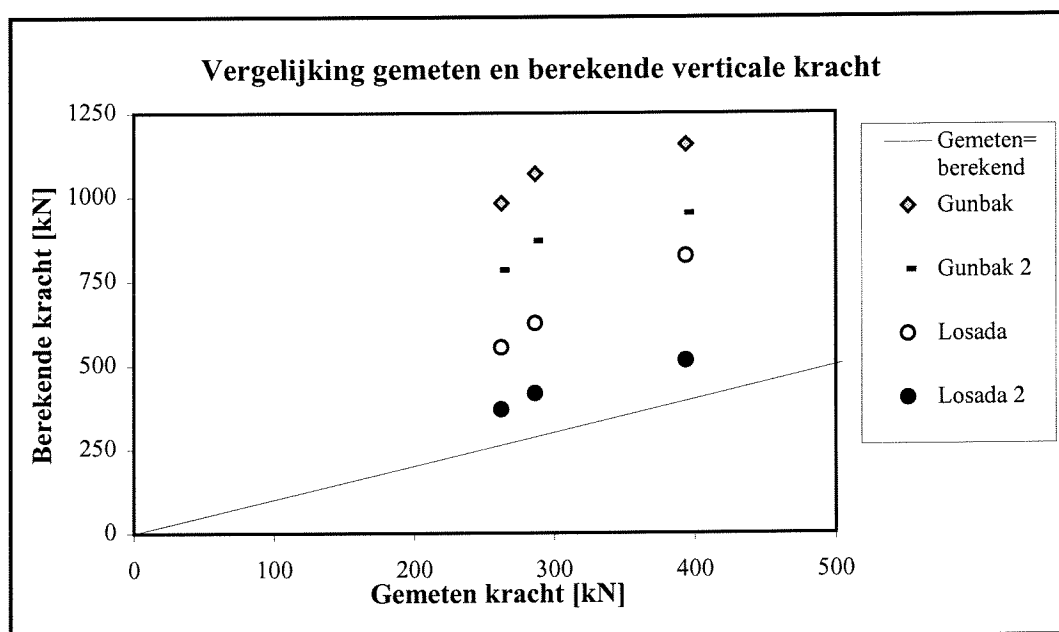
Het resultaat van de berekeningen met de methode van **Burcharth** komt overeen met de gemeten horizontale kracht. Dit komt waarschijnlijk doordat de methode van **Burcharth** is gefit op meetresultaten van een golfbreker met ongeveer een zelfde configuratie.

Met behulp van de uit de literatuur geschatte coëfficiënten bleek de methode van **Jensen** tot 30 % nauwkeurig. Het blijkt dat als met de gemeten waarden de coëfficiënten worden bepaald de gemeten en berekende waarden bijna overeenkomen. Dit is ook te verwachten aangezien de berekende waarden worden bepaald met de gemeten waarden

De methode van **Losada** overschat de horizontale kracht, maar is toch nog redelijk nauwkeurig. Dit is niet zoals verwacht aangezien deze methode opgesteld is voor regelmatige golven. Er wordt dus al een fout gemaakt bij het omzetten van onregelmatige golven in regelmatige golven.

Deze methode gebruikt als enige niet de Van der Meer formule voor de golfploop en gaat er als enige vanuit dat de wighoek 27° is. Als de methode van **Losada** gebruikt wordt voor het benaderen van de golfploop in de methode van **Günbak** dan worden de krachten nog steeds ruim overschat. Als de golfploop methode van **Losada** toegepast wordt bij de methode van **Pedersen** dan komen de gemeten en berekende waarden bijna overeen.

In de grafiek in figuur 5.10 zijn de gemeten verticale krachten uitgezet tegen de berekende verticale krachten.



Figuur 5.10: Vergelijking gemeten en berekende verticale krachten

Günbak 1 = normale methode van Günbak

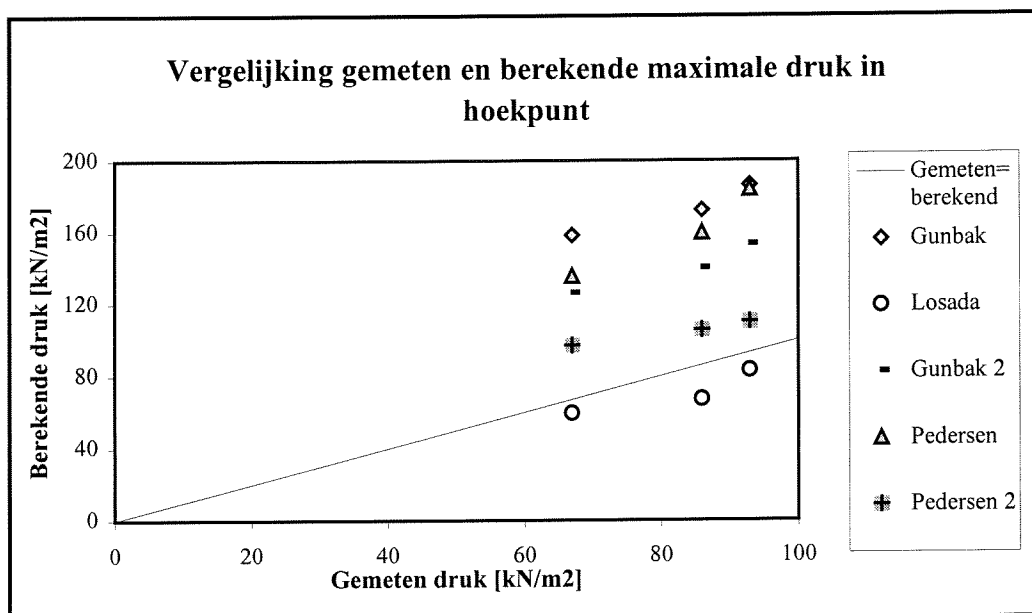
Günbak 2 = methode van Günbak met golfploop van Losada

Losada 1 = normale methode van Losada

Losada 2 = methode van Losada met nulpunt druk op hoekpunt havenzijde

N.B.: De methodes van Jensen, Pedersen en Burcharth hebben geen formules opgesteld voor het bepalen van de verticale kracht.

Voor de verticale kracht geldt dat de methode van **Günbak** de krachten sterk overschat. Dit blijft zo, zelfs als de golfloop methode van **Losada** wordt gebruikt. De methode van **Losada** overschat de verticale kracht. Dit komt omdat de methode uit gaat van een trapeziumvormig verloop van de verticale druk. Aan de havenzijde is, volgens die methode, de opwaartse druk nog 50% van de druk op het hoekpunt. In werkelijkheid is de gemeten druk daar nul. Als de opwaartse druk lineair geschematiseerd wordt met het nulpunt van de druk op het hoekpunt aan de havenzijde komen de gemeten en berekende waarden bijna overeen voor de methode van **Losada**.



Figuur 5.1.1: Vergelijking gemeten en berekende maximale druk in hoekpunt

De maximale druk op het hoekpunt wordt door alle methodes, behalve die van **Losada**, overschat. De methode van **Günbak** overschat zelfs met de golfloop methode van **Losada** de druk. Als de golfloop van **Losada** gebruikt wordt bij de methode van **Pedersen** wordt de druk nauwkeurig beschreven. Dit komt doordat de golfloop bij de benadering van **Losada** lager is dan bij de benadering van Van der Meer, waardoor de druk lager wordt in het hoekpunt.

5.8 Samenvatting

De modelproeven van het Waterloopkundig Laboratorium kunnen als volgt samengevat worden:

- Er bestaat een lineaire relatie tussen het produkt van de golfhoogte en de gemiddelde golfperiode bij de teen en de horizontale kracht. Dit is in overeenstemming met de bevindingen van door Bradburry en Hamilton.
- Met behulp van de meetresultaten is er door het WL een berekeningsmethode opgesteld voor het bepalen van de opwaartse en zijwaartse druk. Volgens het WL verloopt de druk op het verticale vlak lineair. De druk wordt een beetje overschat door de opgestelde formule van het WL. De druk op het horizontale vlak verloopt parabolisch. Over de ligging van het nulpunt is niets bekend, omdat aan de havenzijde

van de kruinmuur niet gemeten is. De door het WL opgestelde formule overschat de opwaartse kracht een beetje, maar gaat ook van een parabolisch verloop uit. De methode van het WL is te gebruiken voor een golfbreker met een geometrie die overeen komt met de geometrie gebruikt in de proeven van het WL. De kruinmuur steekt hier niet door de berm heen. Hierdoor is er veel overslag en is de belasting op de kruinmuur door de golfklap relatief klein.

De verschillende berekeningsmethodes kunnen na het vergelijken van de resultaten met de modelproeven van het Waterloopkundig Laboratorium als volgt samengevat worden:

- De methodes van Günbak en Pedersen overschatten de belastingen omdat zij geen rekening houden met overslag.
- De methode van Burcharth beschrijft de horizontale kracht vrij nauwkeurig. Dit komt doordat de gebruikte golfbrekerconfiguratie door het WL waarschijnlijk ongeveer dezelfde is als de door Burcharth gebruikte configuratie.
- De methode van Jensen kan de horizontale belasting nauwkeurig benaderen als de a en b coëfficiënten voor een geometrie bepaald zijn met de resultaten van modelproeven.
- De methode van Losada beschrijft de krachten redelijk nauwkeurig. Toch moet er eerst meer vergelijkingsmateriaal zijn om vast te kunnen stellen of dit willekeur was of dat de gebruikte manier voor het omzetten van de onregelmatige verdeelde golven in regelmatige verdeelde golven correct is en de methode van Losada nauwkeurig is. De reductiefactor voor de druk op het hoekpunt aan de havenzijde wordt door de methode van Losada zeker onderschat. Het verloop van de opwaartse druk verloopt volgens Losada trapeziumvormig hierdoor. Dit leidt tot een overschatting van de opwaartse kracht.

Hoofdstuk 6: Modelproeven van Gijon

6.1 Inleiding

Bij de universiteit van Cantabria (Spanje) zijn in een golfgoot proeven gedaan op een model van de golfbreker van Gijon. Aan de hand van deze modelproeven heeft Losada een methode ontwikkeld om de belasting op een kruinmuur te bepalen [zie paragraaf 4.3.4]. Een deel van de data verkregen uit de proeven is beschikbaar gesteld voor dit onderzoek. In de beschikbaar gestelde proeven wekt het golfschot regelmatige golven op. Dit is een beperking aangezien de berekeningsmethodes besproken in hoofdstuk 4 zijn ontwikkeld voor onregelmatige golven, behalve de methode van Losada. In paragraaf 6.5 zal hier op teruggekomen worden. In de beschikbaar gestelde proeven zijn de golfhoogte en golfperiode steeds gevarieerd.

Er is voor het modelleren van de golfbreker van Gijon gebruik gemaakt van de Froude-verschaling omdat de zwaartekracht en de traagheidskracht dominant zijn [zie paragraaf 5.2]. De Froudeschaal houdt in dat het Froudegetal in het model moet overeenkomen met het Froudegetal in de echte golfbreker. Anders gezegd komt het erop neer dat de verhouding tussen de traagheid en de zwaartekracht gelijk moeten zijn in het model en in de werkelijkheid.

$$Fr = \frac{v^2}{gL} = \frac{\text{traagheid}}{\text{zwaartekracht}} \quad [\text{formule 5.1}]$$

waarin: Fr = Froudegetal [-]
 v = snelheid [m/s]
 g = gravitatie versnelling [m/s²]
 L = lengte [m]

Als gebruik wordt gemaakt van de Froudeverschaling betekent dit het volgende voor de schaalfactor van het Froudegetal:

$$\text{Schaalfactor Froudegetal [-]} \Rightarrow n_{fr} = 1$$

Omdat de modelproeven met stenen van hetzelfde materiaal gedaan zijn en omdat op die stenen dezelfde zwaartekracht versnelling werkt als in werkelijkheid, geldt voor de schaalfactoren van de soortelijke massa en de zwaartekracht versnelling [30]:

$$\text{Schaalfactor zwaartekracht versnelling [m/s}^2\text{]} \Rightarrow n_g = 1$$

$$\text{Schaalfactor soortelijke massa [kg/m}^3\text{]} \Rightarrow n_\rho = 1$$

Voor de schaalfactoren van de snelheid en de lengte betekent dit:

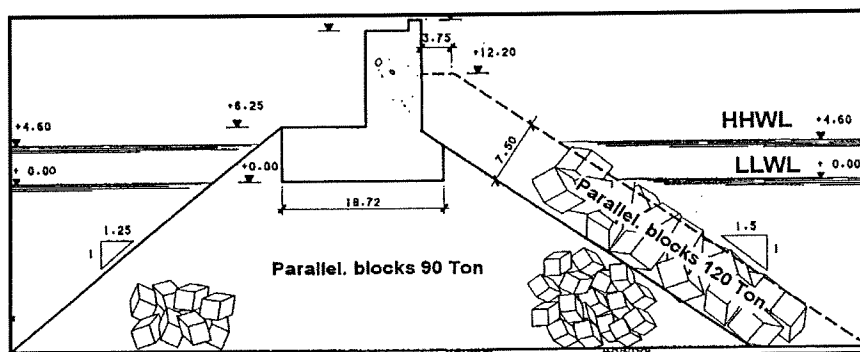
$$n_v^2 = n_l$$

Hieruit volgt dat de volgende schaalfactoren gebruikt moeten worden:

$$\begin{aligned} \text{Schaalfactor lengte [m]} &\Rightarrow n_l = n_l \\ \text{Schaalfactor tijd [s]} &\Rightarrow n_t = \sqrt{n_l} \\ \text{Schaalfactor massa [kg]} &\Rightarrow n_m = (n_l)^3 \end{aligned}$$

Schaalfactor kracht [N] $\Rightarrow n_k = (n_l)^3$

Het schaalmodel is gebouwd op een lengteschaal van 1 op 18,4 ($n_l = 18,4$).



Figuur 6.1: Golfbreker van Gijon

6.2 Data

6.2.1 Gebruikte data

De beschikbaar gestelde data bestaan uit 20 modelproeven, die gedaan zijn op dezelfde golfbreker, waarbij de golfhogte en periode van de regelmatige golven steeds gevarieerd werden. De data bestaan uit de opgewekte golfhogte en periode, de waterbeweging net voor de golfbreker, en de drukken op de kruinmuur.

Als er modelproeven in een golfgoot worden gedaan verandert de golfhogte bij de teen van de golfbreker door de reflectie van eerdere golven tegen de golfbreker. Om de belasting op de kruinmuur te kunnen relateren aan een golfhogte is het nodig de invallende golfhogte te weten. Door gebruik te maken van een omgekeerde Fourier-analyse [24] is het mogelijk de invallende en reflecterende golfhogte te splitsen. De waterbeweging op verschillende plaatsen dichtbij de golfbreker moet dan wel bekend zijn. Vanwege het feit dat er geen computerprogramma beschikbaar was, dat geschikt was voor de specifieke voorkust van de golfbreker van Gijon, is de invallende golfhogte benaderd met behulp van de korte golftheorie. Het resultaat hiervan is minder nauwkeurig dan de Fourier-analyse.

Als golven de kust naderen en de diepte van de zee meestal afneemt, worden de golven beïnvloed door het 'shoaling'-effect. Dit effect beschrijft het van grootte veranderen van de golfhogte en golflengte naarmate de golf de kust nadert. Dit is het gevolg van de overgang van diep water naar ondiep water. Met behulp van de korte golftheorie [7] is het mogelijk de golfhogte ter hoogte van de teen van de golfbreker globaal te benaderen.

Er is net zoals bij de onderzoeken van Pedersen en het WL aangenomen dat, de maximale steilheid van golven 4% is. Dit is gedaan omdat bij een grotere steilheid de kans bestaat dat een aantal golven al gebroken zijn, voordat zij de golfbreker bereiken. Dan zou de belasting op de kruinmuur gerelateerd worden aan een hogere golfhogte dan in werkelijkheid het geval is bij de teen van de golfbreker. De gebruikte golflengte en golfhogte zijn genomen

bij de teen van de golfbreker. De proeven waarin de steilheid bij de teen van de golfbreker groter is, zijn niet gebruikt.

In tabel 6.1 staan de modelwaarden en werkelijke waarden van de opgewekte golfhoogte en golfperiode en de golfhoogte bij de teen van de golfbreker, bepaald met de korte golftheorie.

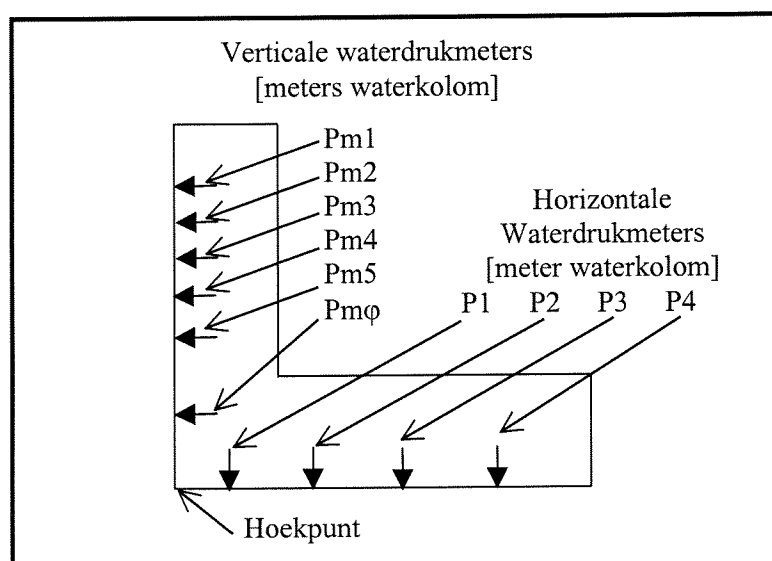
Tabel 6.1: Gebruikte data

H_s [m] Model	T_p [s] Model	H_s [m] diep	H_s [m] teen
0,272	2,56	5	4,57
0,272	3,26	5	4,70
0,380	3,26	7	6,59
0,272	4,2	5	5,01
0,380	4,2	7	7,02
0,489	4,2	9	9,03
0,272	5,13	5	5,40
0,380	5,13	7	7,57
0,489	5,13	9	9,73

De hierboven beschreven methode is slechts een globale benadering om de invallende golfhoogte te bepalen. Er wordt geen rekening gehouden met de reflectie van golven op de golfbreker.

6.2.2 Omzetten data in meetwaarden

In deze paragraaf wordt de methode beschreven die gebruikt is om de datapunten om te zetten in meetwaarden. In figuur 6.2 staat de schematisatie afgebeeld van de kruinmuur en de drukmeters.



Figuur 6.2: Schematisatie kruinmuur met drukmeters

De druk in het hoekpunt is benaderd door het gewogen gemiddelde te nemen van de druk, uitgedrukt in meters waterkolom, en de plaatshoogte op de punten P1 en Pm ϕ . Dit is gedaan voor alle tijdstippen waarop gemeten is.

Tijdens één meetserie is het gemiddelde van de drie grootste drukken in het hoekpunt als maximale druk in dat hoekpunt beschouwd. Dit is gedaan om eventuele uitschieters uit te vlakken. Er is bij het bepalen van de drie grootste drukken opgelet dat deze zich niet tijdens dezelfde golfperiode voordoen. Afgezien van enkele onnauwkeurigheden deden zich geen echte duidelijke uitschieters voor. De oorzaak van de onnauwkeurigheden is te wijten aan meetfouten.

Aangezien de druk in meters waterkolom gegeven is, moet de druk, om in [N/m²] uitgedrukt te worden, vermenigvuldigd worden met de soortelijke massa van de vloeistof [1000 kg/m³] en de gravitatie versnelling [9,81 m/s²].

$$\{[m_{wk}] * [kg/m^3] * [m/s^2] = [kg/m * s^2] = [kg * m/s^2 * m^2] = [N/m^2]\}$$

De verticale en horizontale krachten zijn benaderd door de gemiddelde druk te bepalen tussen twee opeenvolgende drukmeters. De gemiddelde druk is vermenigvuldigd met de afstand tussen de drukmeters en dit is herhaald voor alle drukmeters. Tenslotte zijn alle resultaten voor het horizontale vlak en het verticale vlak bij elkaar opgeteld om de kracht te bepalen. Ook hier is het gemiddelde genomen van de drie grootste krachten en is erop gelet dat deze zich niet tijdens dezelfde golfperiode voordoen.

6.3 Meetresultaten

In tabel 6.2 staan de meetresultaten van de verschillende proeven. De volgende drukken of krachten zijn gegeven:

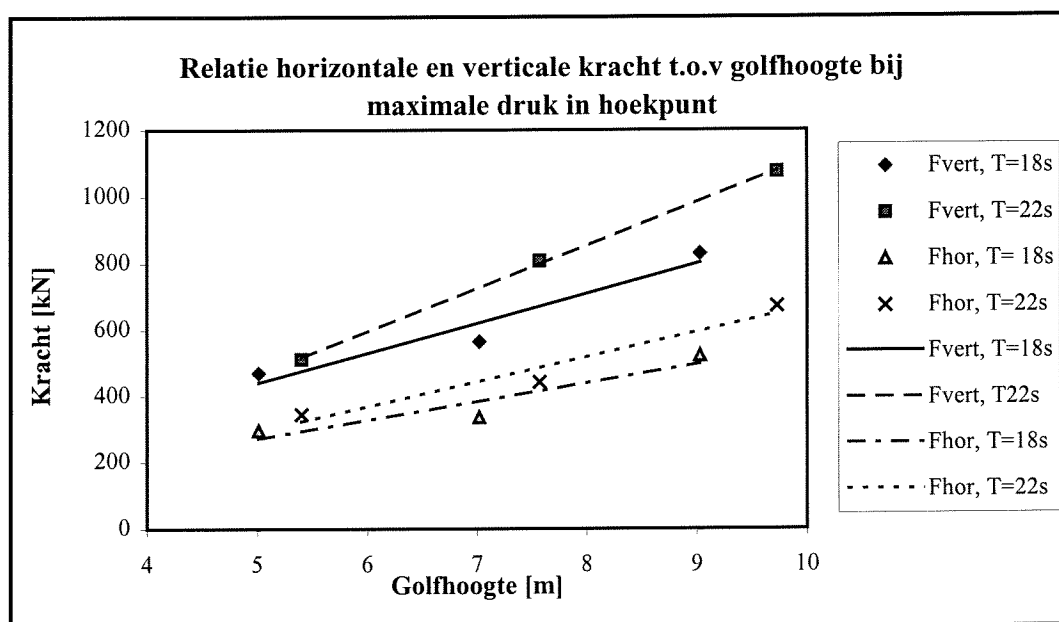
- de maximale druk in het hoekpunt en de daarbij behorende horizontale en verticale kracht
- de maximale verticale kracht en de daarbij behorende druk in het hoekpunt
- de maximale horizontale kracht en de daarbij behorende druk in het hoekpunt.

Tabel 6.2: Berekende krachten en drukken aan de hand van metingen.

Hs [m] teen	Maximale druk in hoekpunt			Max. horizontale kracht		Max. verticale kracht	
	Hor. Kracht [kN]	Druk HP* [kN/m ²]	Vert. Kracht [kN]	Hor. kracht [kN]	Druk HP [kN/m ²]	Vert. kracht [kN]	Druk HP [kN/m ²]
4,57	287	46	328	289	45	351	42
4,70	334	56	478	368	53	518	53
6,59	416	70	662	625	55	711	68
5,01	296	51	470	303	51	479	48
7,02	336	59	565	686	51	604	49
9,03	522	79	830	994	69	869	77
5,40	345	56	512	446	47	556	50
7,57	443	79	808	1092	69	848	70
9,73	671	104	1074	1958	88	1091	104

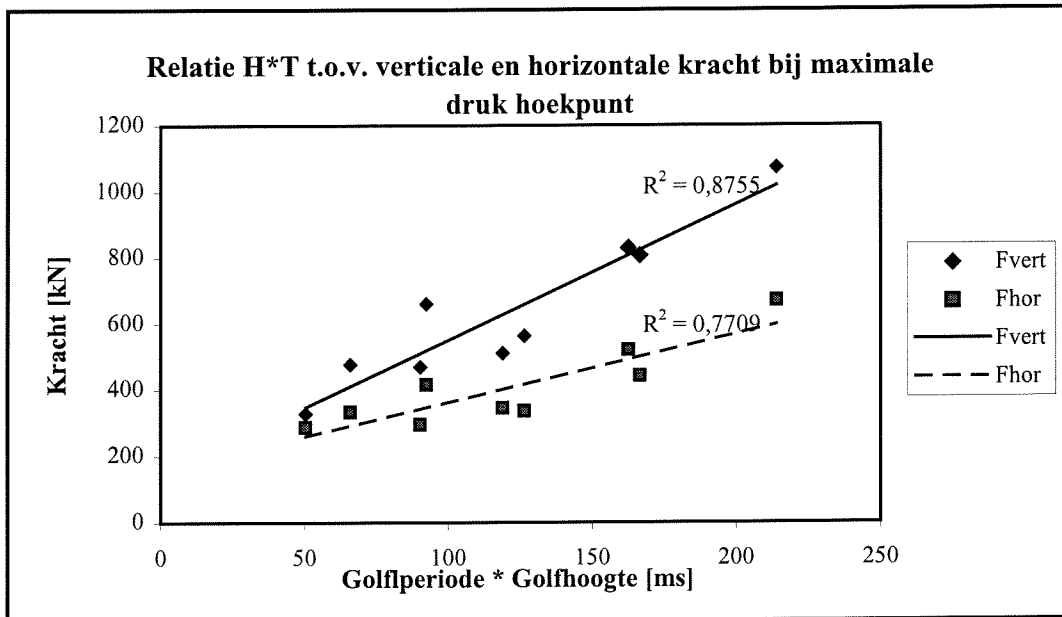
*HP = hoekpunt

Door in een grafiek de horizontale en verticale kracht uit te zetten tegen de bijbehorende significante golfhoogte, is gekeken of er een lineaire relatie bestaat tussen de krachten en de golfhoogte bij een constante golfperiode. Uit figuur 6.3 blijkt dat er een bijna rechte lijn te trekken is door deze punten. Er bestaat dus een lineaire relatie tussen de kracht en de golfhoogte.



Figuur 6.3: Lineaire relatie golfhoogte en krachten

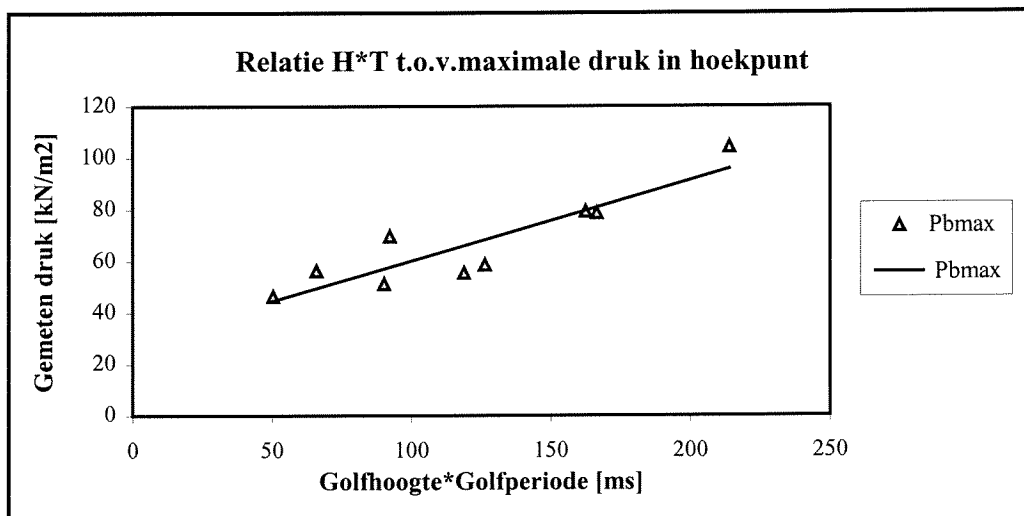
Doordat is aangetoond dat er een lineaire relatie bestaat tussen de golfhoogte en zowel de verticale als de horizontale kracht, is het ook mogelijk aan te tonen dat er een lineaire relatie bestaat tussen de golfperiode en de kracht. Om dit te kunnen moeten de krachten worden uitgezet tegen het product van de golfperiode en de golfhoogte.



Figuur 6.4: Relatie tussen krachten en het produkt van golfhoogte en piekperiode

Uit de grafiek in figuur 6.4 blijkt dat er als eerste orde benadering gesteld kan worden dat er een lineaire relatie bestaat tussen het produkt van de golfhoogte en piekperiode en de krachten. Met de kleinste kwadraten methode is aangetoond dat de lineaire relatie voor de horizontale kracht voor deze meetseries nauwkeuriger is dan de lineaire relatie voor de verticale kracht. In bijlage 6.3 is te zien dat voor deze proeven de lineaire relaties voor zowel de maximale horizontale als de maximale verticale kracht afzonderlijk ook gelden.

In figuur 6.5 staat de maximale druk uitgezet tegen het produkt van de golfhoogte en de golfperiode.



Figuur 6.5: Relatie tussen de maximale druk in hoekpunt en produkt van golfhoogte en golfperiode

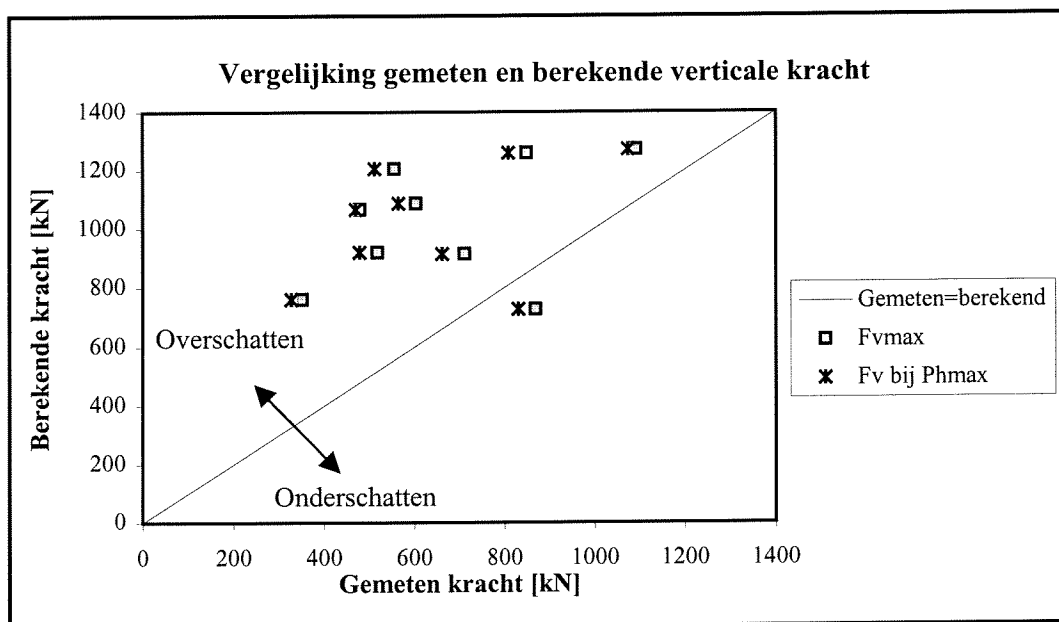
In figuur 6.5 is te zien dat als eerste orde benadering de gesteld kan worden dat de druk in het hoekpunt lineaire afhankelijk is van het produkt van de golfhoogte en de golfperiode.

6.4 Gemeten en berekende waarden

Losada en Martin hebben aan de hand van de meetresultaten een empirische methode opgesteld om de belasting op een kruinmuur te bepalen [zie paragraaf 4.3.4]. Deze methode is vergeleken met de gevonden uitkomsten in de vorige paragraaf.

Doordat de golfhoogte bij de gebruikte proeven relatief laag is ten opzichte van het vrijboord van de berm is de quasi-hydrostatische druk dominerend in deze proeven. De coëfficiënten A en B in de golfoploop formule van Losada zijn hetzelfde gekozen als in het onderzoek van Losada [22]. In figuur 6.6 staan de gemeten maximale verticale kracht en de gemeten verticale kracht tijdens de hoogste druk in het hoekpunt uitgezet tegen de berekende kracht met de methode van Losada.

N.B.: Doordat tijdens deze modelproeven regelmatige golven gebruikt zijn, is het niet mogelijk de resultaten nauwkeurig te vergelijken met waarden berekend met methode die gemaakt zijn voor onregelmatige golven.

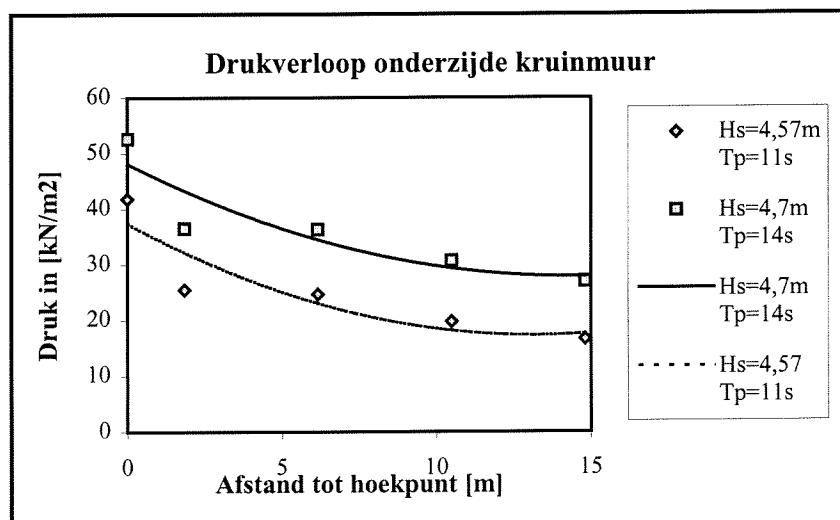


Figuur 6.6: Vergelijking gemeten en berekende verticale kracht

Opmerking: Alle punten rechts van de lijn zijn punten waarbij de gemeten kracht groter is dan de berekende kracht. Alle punten links van de lijn zijn punten waarbij de gemeten kracht kleiner is dan de berekende kracht.

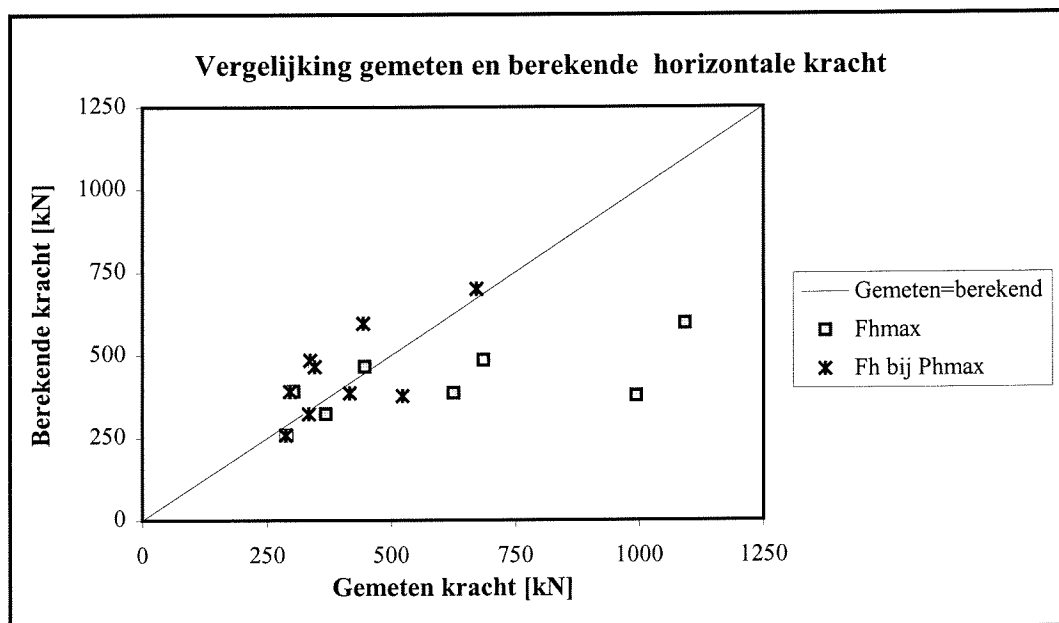
Uit figuur 6.6 blijkt dat de berekende verticale kracht de gemeten verticale kracht in bijna alle gevallen overschat. Een ander aspect dat duidelijk wordt weergegeven is dat de maximale

verticale kracht ongeveer overeenkomt met de verticale kracht bij de maximale druk in het hoekpunt. Uit de data is op te maken dat deze ongeveer tegelijkertijd plaats vinden.



Figuur 6.7: Drukverloop onderzijde kruinmuur

In figuur 6.7 staan twee willekeurige drukverdelingen weergegeven behorende bij de maximale verticale kracht. Uit figuur 6.7 blijkt dat deze ongeveer een parabolisch verloop hebben. Het feit dat ze geen nulpunt hebben komt doordat het fundatieniveau van de kruinmuur 4 meter onder de waterspiegel ligt. Dit betekent dat zelfs als er geen golven zijn er een opwaartse belasting tegen de kruinmuur werkt. In de beschrijving van Losada en Martin wordt er een grafiek gegeven [zie figuur 4.12] om de druk aan de onderkant van de kruinmuur aan de havenzijde te bepalen. In deze grafiek wordt er geen rekening gehouden met de hoogte van de kruinmuur ten opzichte van het stil waterniveau. Dit is niet zoals verwacht aangezien dat bepalend is voor de heersende druk in de rusttoestand van het water. De opwaartse druk verloopt volgens Losada trapeziumvormig. Dit geeft een overschatting van de opwaartse kracht [zie figuur 6.7], een parabolisch verloop zou de opwaartse kracht beter beschrijven. Door Jensen en het WL wordt aangenomen dat een lineair drukverloop een overschatting geeft van de verticale belasting.



Figuur 6.8: Vergelijking gemeten en berekende horizontale kracht

Uit figuur 6.8 blijkt dat de maximale gemeten horizontale kracht in bijna alle gevallen groter is dan de berekende waarden. Dit komt doordat de fictieve golfloop in alle berekeningen aan de lage kant is, waardoor bij de meeste berekeningen niet de golfklap maatgevend is, maar de quasi-hydrostatische belasting.

Voor de horizontale kracht, gemeten tijdens de maximale druk in het hoekpunt, geldt dat deze redelijk overeenkomt met de berekende waarden voor de horizontale druk, die berekend is met de methode voor de quasi-hydrostatische druk.

6.5 Omzetten regelmatige golven in onregelmatige golven

Het onderzoek van Losada gebruikt regelmatige golven. De berekeningsmethodes beschreven in hoofdstuk 4 zijn allen, behalve die van Losada, ontwikkeld voor onregelmatige golven. Dit betekent dat de berekeningsmethodes de maximale belasting berekenen aan de hand van de significante golfhoogte van de onregelmatige golven. Om de uitkomsten van de proeven van Losada te kunnen vergelijken met de verschillende berekeningsmethodes is het dus nodig de significante golfhoogte van een golfveld te bepalen die vergelijkbaar is met de gebruikte regelmatige golfhoogte.

In paragraaf 5.5 zijn de volgende twee aannames gedaan:

1. De maximale belasting door onregelmatige golven wordt veroorzaakt door de grootste onregelmatige golf.
2. De maximale belasting door regelmatige golven is gelijk aan de belasting veroorzaakt door iedere regelmatige golf.

Door de golfhoogte van de regelmatige golven gelijk te stellen aan de maximale golfhoogte van de onregelmatige golf is het mogelijk een significante golfhoogte van een golfveld

onregelmatige golven te bepalen voor de modelproeven van Losada. Deze significante golfhoogte kan dan gebruikt worden voor de verschillende berekeningsmethodes.

Een aspect waar rekening mee gehouden is, is dat de hogere onregelmatige golven breken voordat zij de teen van de golfbreker bereiken. Om de diepte afhankelijke significante golfhoogte te bepalen is gebruik gemaakt van de methode van Stive [34 blz. 217] [zie paragraaf 5.5]. De formule van Stive ziet er voor de $H_{0,1\%}$ als volgt uit:

$$H_{0,1\%} = 1,859 H_s \left(1 + \frac{H_s}{h}\right)^{1/2} \quad \text{[formule 5.9]}$$

Er is gekozen voor de overschrijdingskans van 0,1 % omdat de methode van Pedersen en Jensen deze overschrijdingskans hebben onderzocht. Doordat de waterdiepte bij de teen bekend is, het mogelijk door de regelmatige golfhoogte gelijk te stellen aan $H_{0,1\%}$ in [formule 5.9], de onregelmatige significante golfhoogte te schatten. In tabel 6.3 staan de uitkomsten van deze beschouwing.

Tabel 6.3: Omzetten regelmatige golven in onregelmatige golven

H_r regelmatig [m]	4,57	4,70	6,59	5,01	7,02	9,03	5,4	7,57	9,73
H_{s0} onregelmatig [m]	2,59	2,67	3,82	2,85	4,09	5,39	3,09	4,44	5,85

De golfperiode van de onregelmatige golf wordt beschouwd als piekperiode van de onregelmatige golf.

Er is getracht een mogelijke oplossing te vinden voor het omzetten van regelmatige golven in onregelmatige golven. De beschreven beschouwing is een globale benadering aangezien het probabilistisch niet mogelijk is regelmatige golven met onregelmatige golven te vergelijken.

6.6 Vergelijken meetresultaten met resultaten van andere berekeningsmethodes

In deze paragraaf zullen de resultaten worden besproken van de toepassingen van de berekeningen die gedaan zijn met de volgende methodes op de golfbreker van Gijon:

- Günbak
- Burcharth
- Jensen
- Pedersen
- Waterloopkundig Laboratorium

Er is hierbij aangenomen dat de beginbelasting, aangezien de kruinmuur door de waterlijn steekt, geen invloed heeft op de uitkomst van de verschillende methodes.

Bij de methodes van **Burcharth** en **Günbak** kwam de golfoploop bij de meeste proeven niet boven de berm uit. Omdat deze twee methodes gebruik maken van het fictief door laten lopen

van de golfloop over het talud om de golfbelasting te bepalen, zorgt de lage golfloop ervoor dat er in de berekeningen geen belasting ontstaat tegen het onbeschermd deel van de muur, terwijl dit in de proeven wel het geval is. Het is daarom twijfelachtig of de resultaten vergeleken kunnen worden met de proeven. De fictieve golfloop wordt bepaald met de methode van Van der Meer.

Er is voor gekozen om de gevallen waarin de golfloop lager was dan de bermhoogte, de hoogte van het intern freatisch vlak gelijk te kiezen aan de fictieve golfloophoogte, om toch een quasi-hydrostatische belasting te kunnen berekenen. Het feit dat de fictieve golfloop niet hoger komt dan de berm duidt aan dat de omgerekende onregelmatige golfhoogte waarschijnlijk aan de lage kant is.

Omdat de configuratie van de golfbreker van Gijon te veel verschilt van de configuraties gegeven in de literatuur, waarvoor de a en b coëfficiënten van de methode van **Jensen** bekend zijn, kan de horizontale kracht niet op deze manier worden bepaald. Zelfs met de gemeten waarden voor de horizontale kracht is het onmogelijk de a en b coëfficiënten voor de golfbreker van Gijon te bepalen. Dit heeft te maken met het grote aantal proeven waarmee gewerkt is. Omdat er veel proeven zijn wordt het gecompliceerder om de coëfficiënten a en b te bepalen, die alle proeven met een redelijke nauwkeurigheid beschrijven.

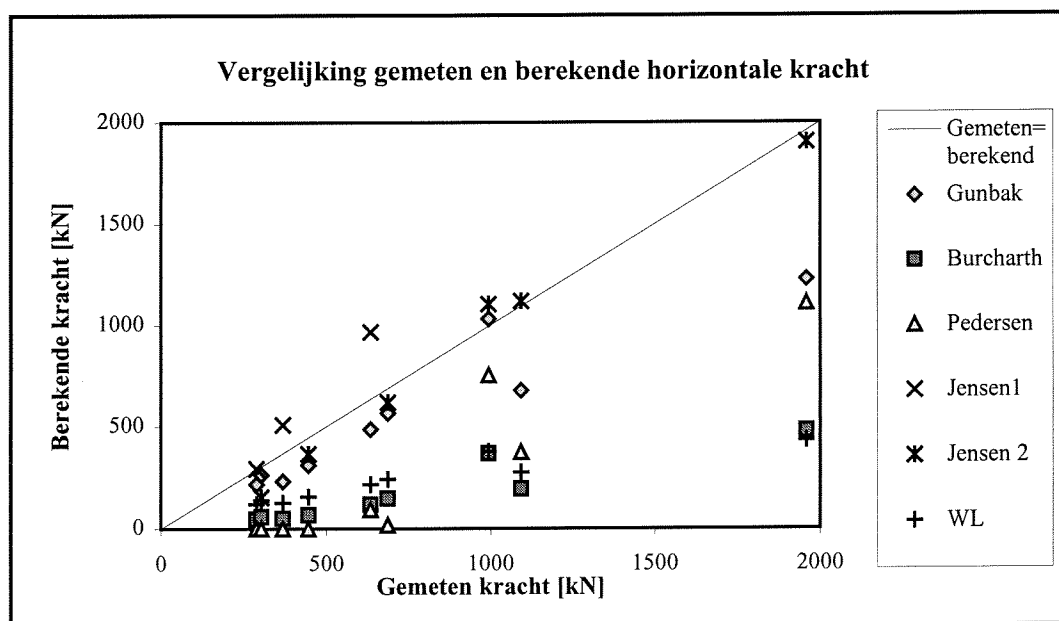
Om de methode van **Jensen** toch te kunnen gebruiken, zijn de proeven in tweeën gesplitst. Een groep met de relatief lage golfperioden ($T < 15$ s) en een groep met de relatief hoge perioden. Voor beide groepen afzonderlijk zijn er andere waarden van a en b gevonden.

Als de methode van **Pedersen** gebruikt wordt blijkt in de meeste gevallen dat de fictieve golfloop ook lager blijft dan de berm, waardoor er geen belasting op de kruinmuur ontstaat. Dit is niet verwonderlijk aangezien de methode van **Pedersen** ook gebruik maakt van de golfloop benadering van Van der Meer.

De golfbreker van Gijon voldoet slechts aan een paar van de gestelde randvoorwaarden waarvoor de methode van **Pedersen** geldig is.

Tenslotte is de methode die is ontwikkeld door het **Waterloopkundig Laboratorium** gebruikt. De configuratie van de golfbreker van Gijon ziet er anders uit dan de configuratie gebruikt in het onderzoek van het **WL**. Vooral de verhouding tussen de golfhoogte en het vrijboord van de kruinmuur verschilt sterk. Deze verhouding is in de proeven van het **WL** gemiddeld ongeveer 1 en in de proeven van **Losada** gemiddeld ongeveer 5. Het gevolg hiervan is dat er in de proeven van het **WL** veel overslag plaats vindt, waardoor een groot deel van het water over de muur heen slaat in plaats van er tegenaan. In de proeven van **Losada** komt, doordat het vrijboord van de kruinmuur relatief groot is, geen overslag voor. Het is dus te verwachten dat de methode van het **WL** de krachten onderschat.

In figuur 6.9 staan de berekende waarden uitgezet tegen de gemeten waarden van de horizontale krachten.



Figuur 6.9: Vergelijking gemeten en berekende horizontale kracht

- Jensen 1* : Resultaten voor de lage golfperioden
- Jensen 2** : Resultaten voor de hogere golfperioden

Opmerking: Alle punten onder de lijn zijn punten waarbij de gemeten kracht groter is dan de berekende kracht. Alle punten boven de lijn zijn punten waarbij de gemeten kracht kleiner is dan de berekende kracht.

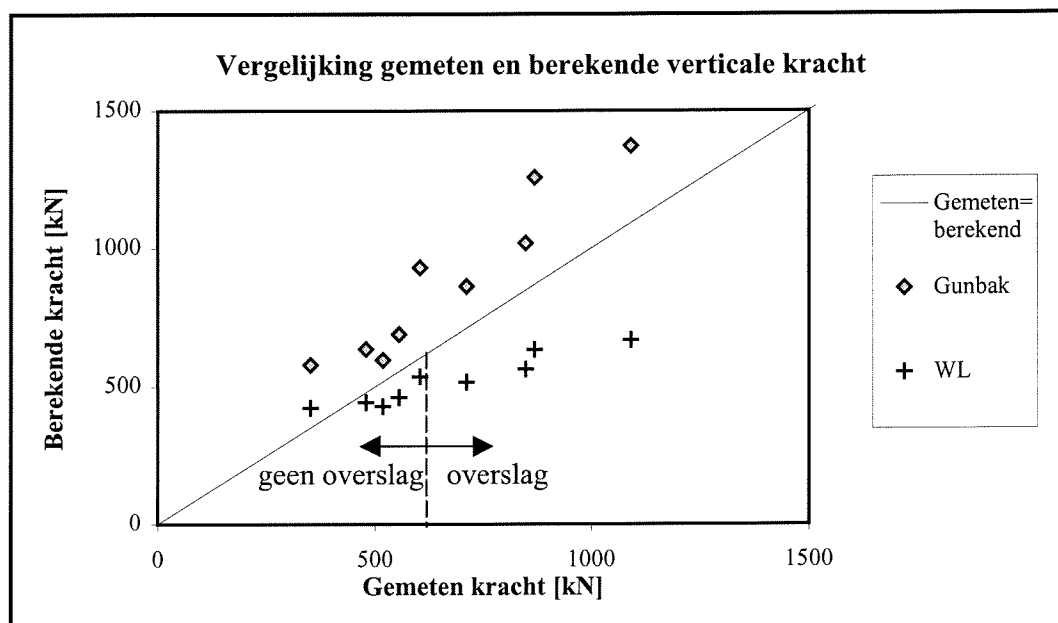
Uit figuur 6.9 blijkt dat de resultaten van **Burcharth** de kracht sterk onderschat. De methode van **Günbak** onderschat de kracht bij lage golven een beetje en bij hoge golven sterk. Dit duidt erop dat de omgerekende golfhoogte aan de lage kant is.

Door het splitsen van de gebruikte proeven naar golfperiode is het mogelijk geworden de proeven te beschrijven met de methode van **Jensen**. Bij de lage perioden wordt de kracht in de meeste gevallen overschat en bij de hogere perioden wordt de kracht in de meeste gevallen iets onderschat.

De berekeningen met de methode van **Pedersen** geven alleen resultaat bij de hogere golfperioden. Bij de lagere golfperioden is de belasting volgens **Pedersen** nul. Dit duidt erop dat de omgerekende golfhoogte te laag is.

De methode van het **Waterloopkundig Laboratorium** onderschat, zoals verwacht, in alle gevallen zeer sterk de krachten. Dit komt doordat er tijdens het onderzoek van Losada geen overslag plaats vindt en doordat de omgerekende golfhoogte aan de lage kant is.

In figuur 6.10 staan de berekende verticale krachten uitgezet tegen de gemeten verticale krachten.

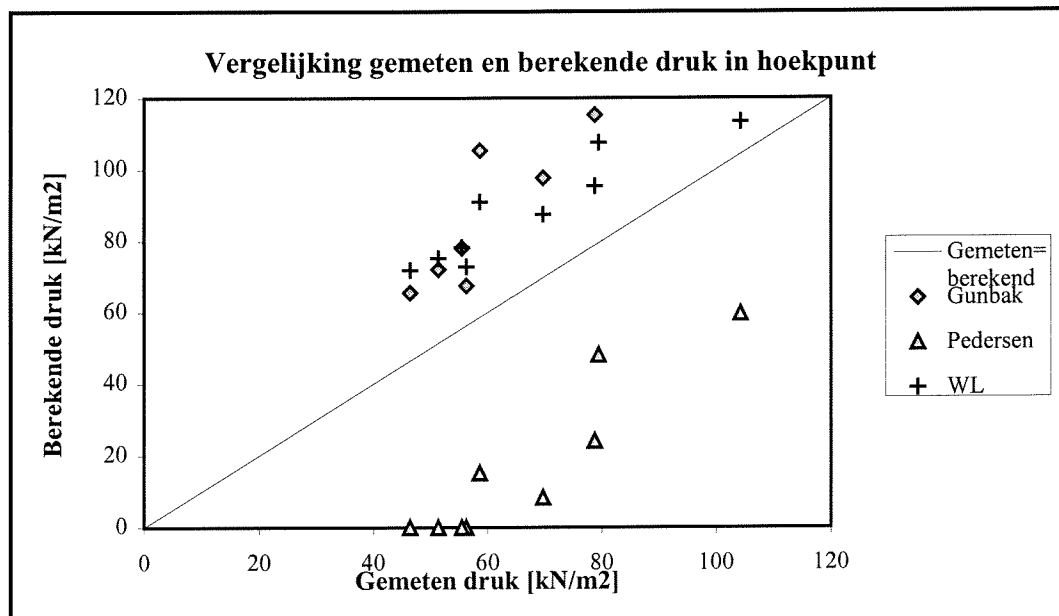


Figuur 6.10: Vergelijking gemeten en berekende verticale kracht

In figuur 6.10 is te zien dat de methode van **Günbak** de verticale kracht iets overschat. Dit komt door de sommatie van de maximale hydrostatische druk en de maximale golfklapdruk in het hoekpunt [zie paragraaf 4.3.1]. Deze belastingen vinden in werkelijkheid na elkaar plaats in plaats van tegelijkertijd. Het verloop van de berekende krachten door **Günbak** komt redelijk overeen met het verloop van de gemeten krachten.

De methode van het **WL** onderschat de verticale kracht. Dit komt doordat de methode van het WL uitgaat van een parabolisch verloop van de opwaartse kracht met een nulpunt op de hoek aan de havenzijde. In werkelijkheid heerst daar een druk aangezien het fundatieniveau van de kruinmuur onder het waterniveau ligt.

Opmerkingen: - Voor de resultaten van het WL is te verklaren dat vanaf ongeveer 600 kN de methode de gemeten kracht gaat onderschatten, doordat vanaf dat punt de golven zo hoog zijn dat er overslag plaats vindt.
 - Door een basis belasting in te voeren (een belasting die aanwezig is als er geen golven op de kruinmuur zijn) is de methode van het WL geschikt te maken voor een kruinmuur die door de waterlijn steekt.

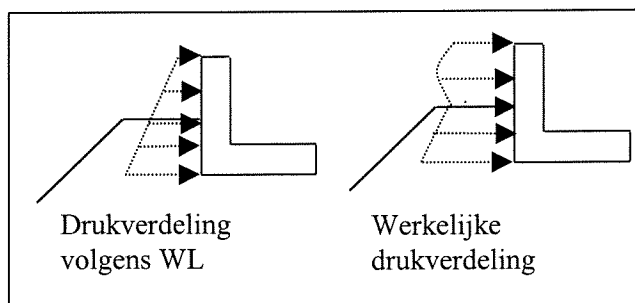


Figuur 6.11: Vergelijking gemeten en berekende maximale druk in hoekpunt

In figuur 6.11 staat de gemeten maximale druk in het hoekpunt uitgezet tegen de berekende maximale druk. De methode van **Günbak** overschat de druk in het hoekpunt. Dit komt door de sommatie van de maximale hydrostatische druk en de maximale golfklapdruk in het hoekpunt [zie paragraaf 4.3.1]. Deze maxima vinden in werkelijkheid na elkaar plaats in plaats van tegelijkertijd.

De methode van **Pedersen** geeft alleen bij de hogere golfperiode een belasting op de kruinmuur. Dit duidt erop dat de omgerekende golfhoogte te laag is.

Het onderzoek van het **Waterloopkundig Laboratorium** overschat de druk in het hoekpunt, dit komt doordat de opgestelde methode geen onderscheid maakt tussen de belasting tegen het beschermde deel van de kruinmuur en het onbeschermde deel.



Figuur 6.12: Verschillende drukverdelingen

6.7 Samenvatting

De modelproeven gedaan op de golfbreker van Gijon kunnen als volgt samengevat worden:

- Er bestaat een lineaire relatie tussen de horizontale kracht en de golfhoogte bij constante golfperiodes. Dit komt overeen met de bevindingen gedaan door Jensen, Hall en Pedersen
- Er bestaat een lineaire relatie tussen de verticale kracht en de golfhoogte bij constante golfperiodes. De druk op het horizontale vlak verloopt parabolisch zoals door het WL geconstateerd wordt.
- Als eerste orde benadering is aan te nemen dat er een lineaire relatie bestaat tussen zowel de verticale als de horizontale kracht en het produkt van de golfperiode en de golfhoogte. Dit komt overeen met de bevindingen gedaan door Bradburry, Hamilton en Hall.
- De maximale verticale kracht heerst op ongeveer hetzelfde moment als de maximale druk in het hoekpunt.
- De berekende verticale krachten met de methode van Losada overschatten de gemeten krachten. Dit komt door de onzekerheid over zowel de grootte van de opwaartse druk ter plaatse van het hoekpunt aan de havenzijde als het aangenomen trapeziumvormig verloop van de opwaartse druk aan de onderkant van de kruinmuur.
- De berekende horizontale kracht met Losada onderschat de maximaal gemeten horizontale kracht, maar komt redelijk overeen met de gemeten horizontale kracht behorende bij de maximale druk in het hoekpunt. Dit komt omdat de maximale horizontale druk wordt veroorzaakt door de golfklap, die niet de maatgevende belasting veroorzaakt. De quasi-hydrostatische belasting is de maatgevende belasting.

De verschillende berekeningsmethodes kunnen na het vergelijken van de resultaten met de modelproeven op de golfbreker van Gijon als volgt samengevat worden:

- Omdat de horizontale kracht door alle methodes wordt onderschat is aan te nemen dat de omgerekende onregelmatige golfhoogte te laag is. Het is twijfelachtig of de gedane aannames juist zijn. Dat de krachten onderschat worden kan ook liggen aan het feit dat de gebruikte methode om de golfhoogte ter plaatse van de teen van de golfbreker te bepalen niet correct is. Waarschijnlijk ligt het aan een combinatie hiervan.
- De resultaten van de methode van Günbak komen het best overeen met de gemeten waarden op het model van de kruinmuur van Gijon. De horizontale kracht wordt onderschat. De verticale kracht wordt overschat, maar vertoont wel hetzelfde verloop als de gemeten kracht.
- De methode van Jensen kan de horizontale belasting nauwkeurig benaderen als de a en b coëfficiënten voor een geometrie bepaald zijn met de resultaten van modelproeven.
- De methode van het WL onderschat de horizontale kracht aangezien er bij de golfbreker van Gijon geen overslag plaats vindt, waardoor de belasting op de kruinmuur toeneemt. Deze methode overschat de druk in het hoekpunt omdat het geen onderscheid maakt tussen een deel van de kruinmuur dat wel of juist niet beschermd is door de toplaag. Hierdoor wordt de verticale kracht ook overschat.

Hoofdstuk 7: Modelproeven van Pedersen

7.1 Inleiding

Pedersen heeft modelproeven [27] gedaan met onregelmatige golven waarmee hij empirische formules heeft ontwikkeld voor het bepalen van de onderstaande belastingen op een kruinmuur [zie paragraaf 4.3.3]:

- de horizontale kracht
- het draaimoment opgewekt door de horizontale kracht
- de maximale druk in het hoekpunt

Uit de resultaten van de modelproeven zijn 6 metingen gekozen waarbij geen overslag plaats vond. Er is een reeks proeven gekozen met een constante piekperiode, nummers 117, 118 en 121, en een reeks gekozen met een nagenoeg gelijke golfhoogte, nummers 121, 137, 150 en 159.

Tabel 7.1: Gebruikte proeven van Pedersen

Num.	H_s [m]	SWD [m]	A_c [m]	T_p [s]	L_p [m]	T_m [s]	L_m [m]
117	0,1368	0,51	0,19	1,6	3,10	1,38	3,03
118	0,1638	0,51	0,19	1,6	3,10	1,42	3,21
121	0,1260	0,53	0,17	1,6	3,14	1,36	2,94
137	0,1264	0,55	0,15	1,2	2,09	1,13	2,03
150	0,1250	0,57	0,11	1,2	2,10	1,15	2,10
159	0,1246	0,59	0,11	1,2	2,07	1,13	2,03

waarin H_s = significante golfhoogte bij golfbreker teen [m]

SWD = stil waterdiepte [m]

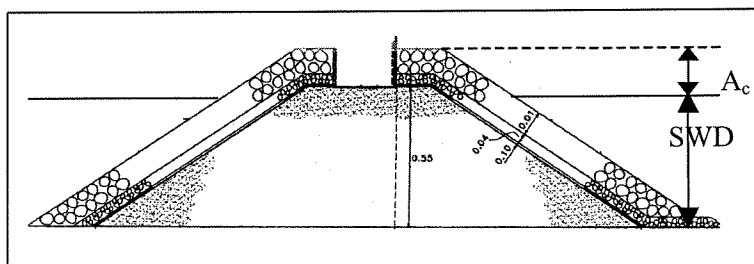
A_c = vrijboordhoogte berm [m]

T_p = lokale piekperiode [s]

L_p = lokale piekgolflengte [m]

T_m = gemiddelde golfperiode op diepwater [s]

L_m = gemiddelde golflengte op diepwater [m]



Figuur 7.1: Gebruikte golfbreker door Pedersen

In tabel 7.2 staan de gemeten belastingen tijdens de gekozen proeven. Er is alleen gekeken naar de belasting die gemiddeld door 0,1% van de golven wordt overschreden. Dat wil zeggen de kracht of het moment of de druk die gemiddeld door 1 op de 1000 golven wordt overschreden.

Tabel 7.2: Gemeten belasting tijdens proeven van Pedersen

Num.	$F_{0,1\%}$ [N/m]	$M_{0,1\%}$ [Nm/m]	$P_{0,1\%}$ [N/m ²]
117	147	14,3	1520
118	222	18,4	1880
121	176	17,0	1760
137	135	11,3	1482
150	218	22,1	1950
159	186	15,2	1560

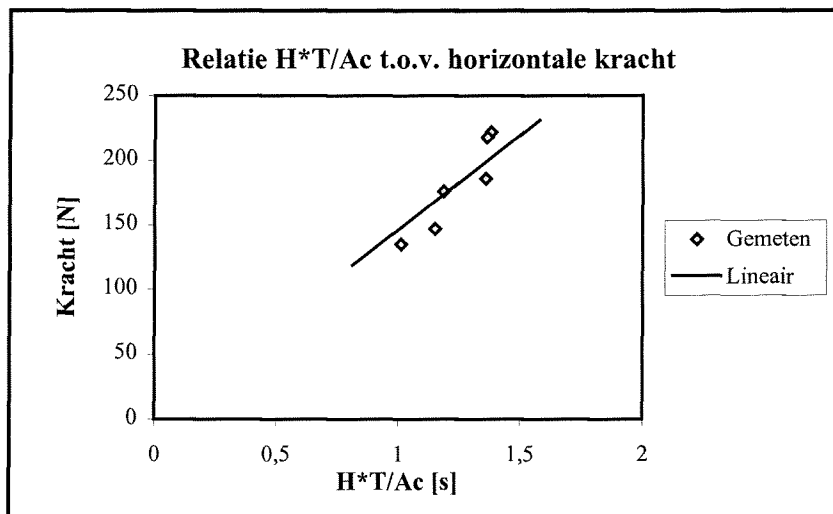
waarin F = horizontale kracht [N/m]

M = moment om hoekpunt door horizontale kracht [Nm/m]

P = druk op hoekpunt [N/m²]

7.2 Meetresultaten

In deze paragraaf worden de meetresultaten van de modelproeven van Pedersen nader bekeken. Door de parameters uit te zetten tegen de meetresultaten wordt er gekeken of er bepaalde relaties hier tussen bestaan.



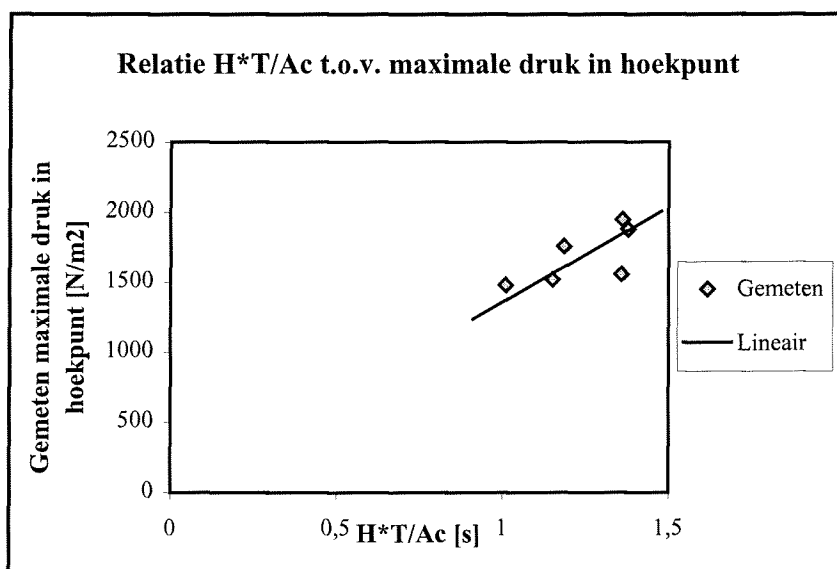
Figuur 7.2: Relatie product golfhoogte en periode gedeeld door vrijboord berm ten opzichte van horizontale kracht

Uit figuur 7.2 blijkt dat voor deze modelproeven als eerste orde benadering kan worden aangenomen dat er een lineaire relatie bestaat tussen het product van de golfhoogte en de periode gedeeld door het vrijboord van de berm en de horizontale kracht. Dit komt overeen

met de bevindingen van Pedersen. Volgens Jensen en Hamilton wordt de horizontale kracht ook groter als de periode groter wordt, maar is deze relatie niet lineair.

$$F_h \Leftrightarrow \frac{H_s T}{A_c} \quad \text{Eerste orde benadering}$$

In bijlage 7.1 is te zien dat deze lineaire relatie zowel voor de gemiddelde periode op diepwater als voor de lokale piekperiode geldt.



Figuur 7.3: Lineaire relatie maximale druk in hoekpunt en het produkt van de golfhoogte en de golfperiode gedeeld door het vrijboord van de berm

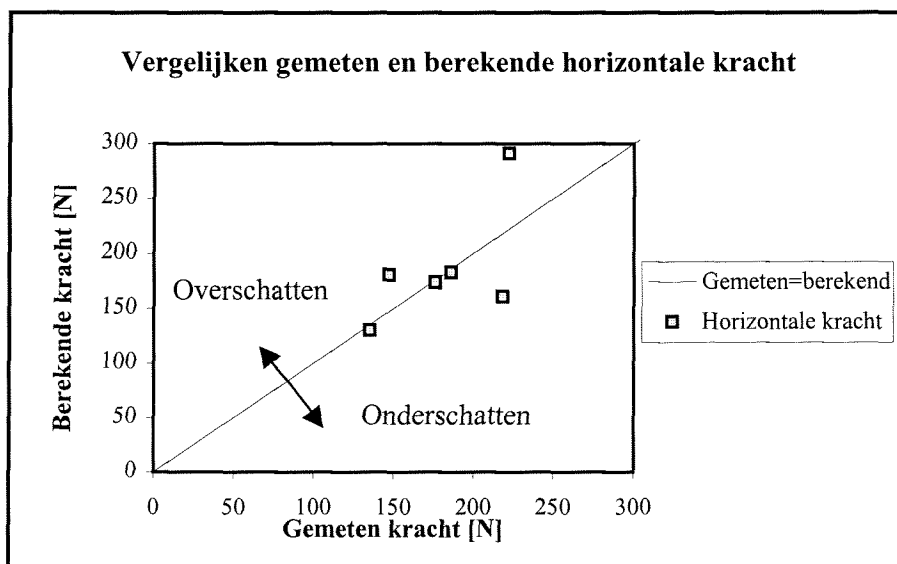
Opmerking: Aangezien tijdens de proeven geen constante periode is gebruikt is het produkt van golfhoogte en periode als eerste onderzocht.

In figuur 7.3 is te zien dat er als eerste orde benadering kan worden aangenomen dat de maximale druk in het hoekpunt lineair is met het produkt van de golfperiode en golfhoogte gedeeld door het vrijboord van de berm. In bijlage 7.2 is deze relatie te zien voor zowel de gemiddelde periode als de piekperiode.

$$P_{hk} \Leftrightarrow \frac{H_s T}{A_c} \quad \text{Eerste orde benadering}$$

7.3 Gemeten en berekende waarden

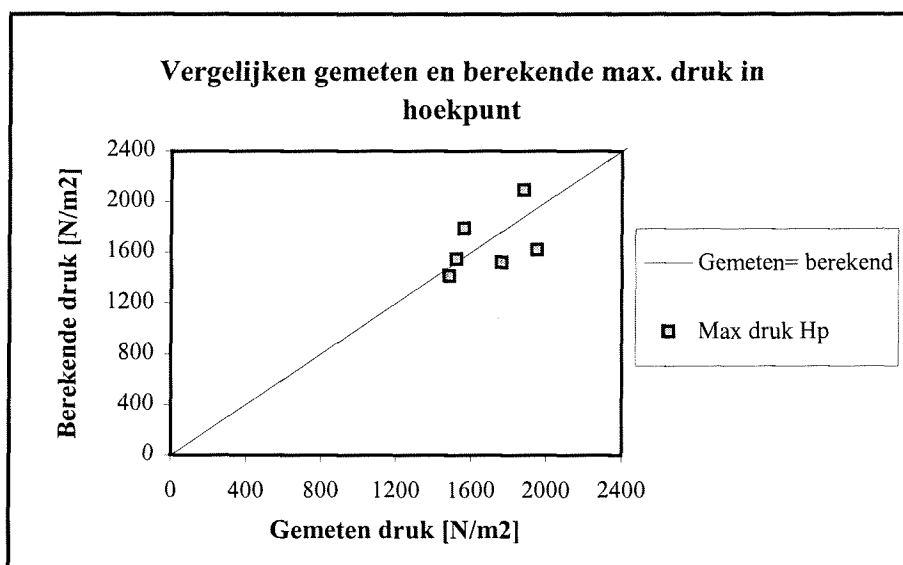
In deze paragraaf worden de gemeten waarden vergeleken met de waarden berekend met de methode van Pedersen zelf.



Figuur 7.4: Vergelijken gemeten en berekende horizontale kracht

Opmerking: Alle punten onder de lijn zijn punten waarbij de gemeten kracht groter is dan de berekende kracht. Alle punten boven de lijn zijn punten waarbij de gemeten kracht kleiner is dan de berekende kracht.

De gegeven parameters in tabel [7.1] zijn ingevoerd in de vergelijkingen van Pedersen [zie paragraaf 4.3.3]. In figuur 7.4 is te zien dat de methode van Pedersen de resultaten van de modelproeven redelijk benadert. Dit is zoals verwacht aangezien de gemeten waarden ook gebruikt zijn om de empirische formules te ontwikkelen. Het blijkt dat de methode van Pedersen bij hogere golfhoogtes de horizontale kracht iets overschat en voor lage golfhoogte en golfperiode de kracht iets onderschat.



Figuur 7.5: Vergelijken gemeten en berekende maximale druk in hoekpunt

Uit figuur 7.5 blijkt dat de berekende waarden van de maximale druk in het hoekpunt redelijk overeenkomen met de gemeten waarden in de modelproeven.

7.4 Omzetten onregelmatige golven in regelmatige golven

De modelproeven van Pedersen zijn uitgevoerd met onregelmatige golven. De berekeningsmethodes, besproken in hoofdstuk 4, zijn allen, behalve de methode van Losada, ontwikkeld voor onregelmatige golven.

In paragraaf 5.5 is een methode besproken voor het omzetten van onregelmatige golven in regelmatige golven. Dit moet gedaan worden om de methode van Losada te kunnen vergelijken met de modelproeven van Pedersen. Er zijn hiervoor in paragraaf 5.5. enkele aannames gedaan.

1. De maximale belasting door onregelmatige golven wordt veroorzaakt door de grootste onregelmatige golf.
2. De maximale belasting door regelmatig golven is gelijk aan de belasting veroorzaakt door iedere regelmatige golf.

Door de maximale onregelmatige golfhoogte gelijk te stellen aan de regelmatige golfhoogte is het mogelijk de berekeningsmethode van Losada ontwikkeld voor regelmatige golven te gebruiken bij de gegeven randvoorwaarden van de modelproeven van Pedersen.

Met andere woorden: $H_{regelmatig} = H_{0,1\%, Pedersen}$ per modelproef

De golfperiode van de regelmatige golven is gelijk aan de piekperiode van de onregelmatige golf.

De hierboven beschreven aannames zijn probabilistisch niet correct. Het is probabilistisch gezien niet mogelijk regelmatige golven met onregelmatige golven te vergelijken.

Er wordt dus aangenomen dat $F_{0,1\%}$ en $P_{0,1\%}$ worden veroorzaakt door de golf met een gemiddeld overschrijdingskans van 0,1%.

De hogere golven worden belemmerd worden door de diepte. Zij zijn al gebroken voordat zij de golfbreker bereiken. Daarom wordt ook hier gebruik gemaakt van de methode van Stive [34 blz. 217] die is afgeleid voor het bepalen van de diepte afhankelijke golfhoogtes met een overschrijdingskans van 0,1 %.

$$H_{0,1\%} = 1,859 H_s / \left(1 + \frac{H_s}{h}\right)^{1/2} \quad \text{[formule 5.9]}$$

In de onderstaande tabel staan de uitkomsten van de regelmatige golfhoogtes die gebruikt moeten worden in de methode van Losada om deze met de meetresultaten van de modelproeven van Pedersen te vergelijken.

Tabel 7.3: Uitkomsten regelmatige golfhoogte berekening

Num.	H_s [m]	$H_{0,1\%}$ [m]	$H_{regelmatig}$ [m]
117	0,1368	0,226	0,226
118	0,1638	0,265	0,265
121	0,126	0,211	0,211
137	0,1264	0,212	0,212
150	0,125	0,210	0,210
159	0,1246	0,211	0,211

Dit is een globale benadering aangezien het probabilistisch gezien niet mogelijk is om proeven waarbij gebruik is gemaakt van regelmatige golven te vergelijken met proeven waarbij gebruik is gemaakt van onregelmatige golven.

7.5 Vergelijken meetresultaten met resultaten van andere berekeningsmethodes

In deze paragraaf zullen de resultaten besproken worden van de toepassing van berekeningen met de volgende methodes op de golfbreker van Pedersen:

- Burcharth
- Günbak
- Jensen
- Losada
- Waterloopkundig Laboratorium

Voor de methode van **Burcharth** en **Günbak** is er gebruik gemaakt van [formule 3.5] van Van der Meer om de golfoploop te bepalen omdat de porositeit kleiner is dan 0,4.

Aangezien de configuratie van de golfbreker en de zeesituatie niet binnen de opgestelde grenzen vallen, kan er geen gebruik worden gemaakt van de coëfficiënten gegeven in de literatuur [26] voor de methode van **Jensen**.

De coëfficiënten a en b zijn bepaald met behulp van de gemeten waarden. De gevonden coëfficiënten moeten in de gekozen modelproeven alle horizontale krachten met een zekere nauwkeurigheid beschrijven. Doordat gebruik wordt gemaakt van de gemeten waarden om de a en b coëfficiënten te bepalen, zal de uitkomst hiervan nauwkeurig zijn.

Als de methode van **Losada** wordt gebruikt, moeten de coëfficiënten A en B voor de golfoploop bepaald worden. Het bepalen van deze coëfficiënten A en B uit figuur [4.11] heeft grote invloed op de nauwkeurigheid van deze methode.

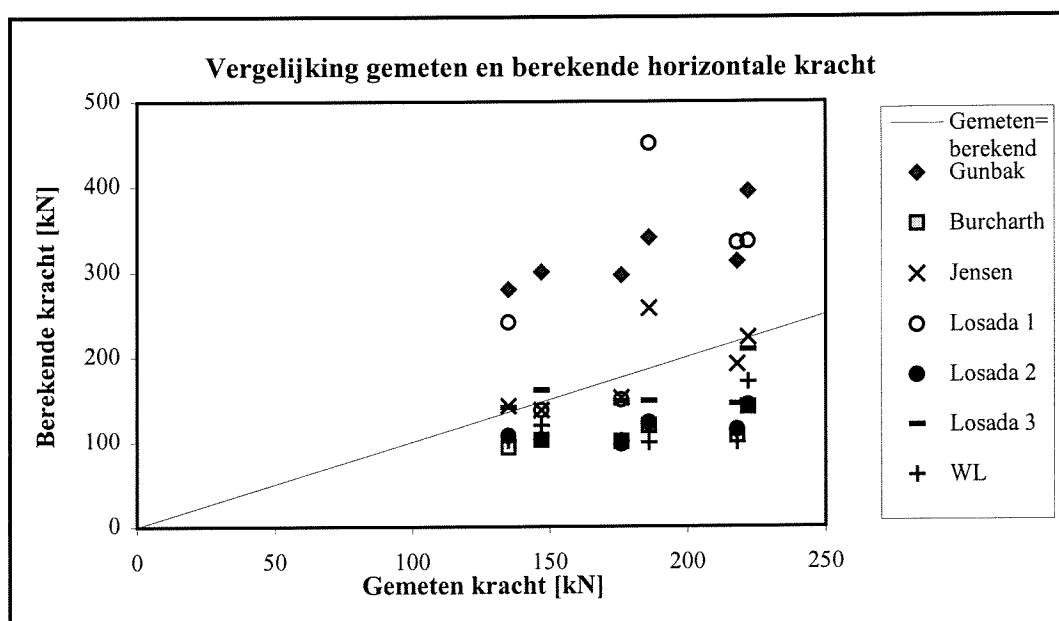
De reductiefactor λ van de golfklapbelasting op het beschermde deel van de kruinmuur is afhankelijk van de breedte van de berm en de golflengte. Voor deze modelproeven is de λ ongeveer 0,55.

De opwaartse quasi-hydrostatische druk is trapeziumvormig volgens **Losada**. De grootte van de opwaartse druk aan de havenzijde is afhankelijk van de golflengte en de kruinmuur breedte. Bij deze modelproeven is de druk aan de achterkant ongeveer de helft van de druk

aan de voorzijde. Aangezien bij deze modelproeven niet bekend is of het maximum van de golfklap of de quasi-hydrostatische kracht maatgevend is, zijn ze allebei berekend.

Tenslotte is gebruik gemaakt van de methode ontwikkeld door het **Waterloopkundig Laboratorium**. De configuratie van de gebruikte golfbreker door Pedersen ziet er anders uit dan de configuratie gebruikt in het onderzoek van het **WL**. Vooral de verhouding van het vrijboord van de kruinmuur en de golfhoogte verschilt sterk. Deze verhouding is in de proeven van het **WL** gemiddeld ongeveer 1 en in de proeven van Pedersen gemiddeld ongeveer 5. Het gevolg hiervan is dat er in de proeven van het **WL** veel overslag plaats vindt, waardoor een groot deel van het water over de muur heen slaat in plaats van er tegenaan. In de proeven van Pedersen komt, doordat het vrijboord van de kruinmuur relatief groot is, geen overslag voor. Het is dus te verwachten dat de methode van het **WL** de krachten onderschat.

In figuur 7.6 staan de berekende waarden voor de horizontale kracht uitgezet tegen de gemeten waarden.



Figuur 7.6: Vergelijking gemeten en berekende horizontale kracht

Losada 1 = golfklapkracht volgens Losada

Losada 2 = quasi-hydrostatische kracht volgens Losada

Losada 3 = quasi-hydrostatische kracht volgens Losada met de golfloop van Van der Meer

Opmerking: Alle punten onder de lijn zijn punten waarbij de gemeten kracht groter is dan de berekende kracht. Alle punten boven de lijn zijn punten waarbij de gemeten kracht kleiner is dan de berekende kracht.

Uit figuur 7.6 volgt dat de methode van **Günbak** de kracht overschat. Het verloop van de kracht komt wel overeen met het verloop van de gemeten kracht.

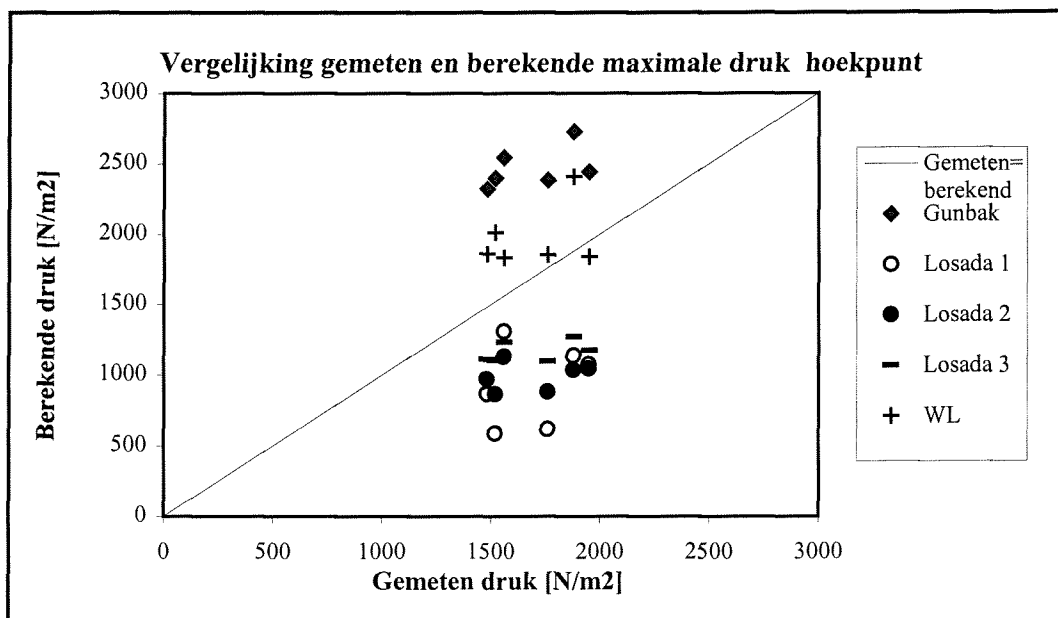
De methode van **Burcharth** onderschat de kracht. De reden hiervoor is dat de configuratie die gebruikt is bij het fitten van de meetresultaten duidelijk anders is dan de gebruikte configuratie bij de modelproeven van Pedersen.

Met de coëfficiënten die bepaald zijn aan de hand van de gemeten krachten, blijkt de methode van **Jensen** de horizontale krachten goed te beschrijven. Dit is zoals verwacht aangezien de coëfficiënten bepaald zijn met de gemeten waarden. Doordat er meer metingen zijn dan bij de **WL** proeven is er meer spreiding in de waarden waardoor de nauwkeurigheid kleiner is.

De benadering van **Losada** overschat in de meeste gevallen de horizontale kracht met de golfklapkracht benadering. Dit komt doordat aangenomen wordt dat de golfoploop over het horizontale vlak geen wrijving ondervindt en tegen de kruinmuur tot dezelfde hoogte komt als de fictieve golfoploop ter hoogte van het begin van de berm [zie figuur 4.10, y]. De benadering van de quasi-hydrostatische horizontale kracht onderschat de horizontale kracht. Dit ligt aan het feit dat de fictieve golfoploop aan de lage kant is als deze met de methode van **Losada** wordt bepaald en door de fout die gemaakt wordt bij het bepalen van de regelmatige golfhoogte. De methode van **Losada** komt overeen met de gemeten krachten als gebruik wordt gemaakt van de golfoploop van Van der Meer. De golfoploop, berekend met deze methode, is hoger dan met de methode van **Losada**.

Met behulp van formules die door het **WL** zijn opgesteld, wordt de horizontale kracht onderschat. Dit is niet verwonderlijk aangezien er bij het model van Pedersen geen overslag plaats vindt. Terwijl dit wel het geval was bij het model van het **WL**. Door de overslag van water is de belasting op de muur kleiner. Het verschil in geometrie is te zien in figuur 5.1 en figuur 7.1.

In figuur 7.7 zijn de berekende maximale drukken op het hoekpunt uitgezet tegen de gemeten maximale druk.



Figuur 7.7: Vergelijking gemeten en berekende maximale druk in hoekpunt

Losada 1 = golfklapdruk volgens Losada

Losada 2 = quasi-hydrostatische drukt volgens Losada

Losada 3 = quasi-hydrostatische druk volgens Losada met de golfoploop van Van der Meer

Vanwege het feit dat tijdens de modelproeven de druk niet aan de onderkant werd gemeten is naast de horizontale kracht alleen de druk in het hoekpunt vergeleken met de methodes die hier een empirische formule voor hebben opgesteld.

De methode van **Günbak** overschat de belasting op het hoekpunt. Dit komt doordat deze methode de maximale golfklapdruk en de maximale quasi-hydrostatische druk bij elkaar optelt, terwijl de maxima van deze belastingen na elkaar plaatsvinden in plaats van tegelijkertijd.

De golfklapmethode van **Losada** onderschat de druk in het hoekpunt. Dit komt doordat de druk in het hoekpunt hoger is dan de golfklapdruk vermenigvuldigd met de reductiefactor voor het beschermde deel van de kruinmuur [zie paragraaf 4.3.4].

De quasi-hydrostatische methode van **Losada** onderschat de druk in hoekpunt. Dit komt door de relatief lage fictieve golfploop als deze met de methode van **Losada** wordt bepaald en door de golfhoogte die bepaald wordt door het omzetten van de onregelmatige golven in regelmatige golven.

Als de quasi-hydrostatische berekening over wordt gedaan met de golfploop van Van der Meer is te zien dat deze methode de druk in het hoekpunt nauwelijks beter beschrijft.

De waarden van de **WL** berekeningen van de druk in het hoekpunt komt redelijk goed overeen met de gemeten waarden van de druk, terwijl het de horizontale kracht onderschat. Dit komt omdat de methode van het **WL** geen onderscheid maakt tussen de belasting tegen het beschermde deel en de belasting tegen het onbeschermde deel van de kruinmuur. Als dit zou worden ingevoerd zou deze methode nauwkeuriger zijn.

7.6 Samenvatting

Voor de modelproeven gedaan door Pedersen kan het volgende samengevat worden:

- Als eerste orde benadering is aan te nemen dat er een lineaire relatie bestaat tussen de horizontale kracht en het produkt van de golfhoogte en de golfperiode gedeeld door het vrijboord van de berm. Dit komt overeen met de bevindingen gedaan door Bradburry, Hamilton en Hall.
- Als eerste orde benadering is aan te nemen dat er een lineaire relatie bestaat tussen de maximale druk in het hoekpunt en het produkt van de golfhoogte en de golfperiode gedeeld door het vrijboord van de berm. Dit komt overeen met de bevindingen gedaan door Pedersen.
- De methode van Pedersen beschrijft de horizontale kracht en de maximale druk in het hoekpunt redelijk nauwkeurig.

Voor de andere berekeningsmethodes kan na het vergelijken van de resultaten met de modelproeven van Pedersen het volgende samengevat worden:

- De methode van Günbak overschat de belasting bij de verschillende golfsituaties. Dit komt door de sommatie van de maximale golfklap en de maximal quasi-hydrostatische belasting.

- De methode van Burcharth onderschat de horizontale kracht op een kruinmuur. Deze methode is alleen geschikt om de horizontale kracht te bepalen op een kruinmuur met dezelfde configuratie als degene die gebruikt is om de methode op te stellen.
- De methode van Jensen kan de horizontale belasting nauwkeurig benaderen als de a en b coëfficiënten voor een geometrie bepaald zijn met de resultaten van modelproeven.
- De resultaten van de methode van Losada om de quasi-hydrostatische belasting te berekenen komt redelijk overeen met de gemeten krachten als de golfoploop benadering van Van der Meer wordt gebruikt. Het feit dat de methode van Losada de belasting onderschat als gebruik wordt gemaakt van de golfoploop van Losada zelf geeft aan dat, als deze golfoploop methode correct is, de omgezette regelmatige golfhoogte te laag is.
- De methode van het WL onderschat de horizontale kracht doordat het geen rekening houdt met het feit dat er geen overslag plaatsvindt.

Hoofdstuk 8: Conclusies en aanbevelingen

8.1 Conclusies en aanbevelingen modelproeven

8.1.1 Conclusies modelproeven

Door de resultaten van de modelproeven van het Waterloopkundig Laboratorium, van Losada en van Pedersen met elkaar te vergelijken kunnen de volgende de volgende conclusies getrokken worden:

1. De horizontale kracht is lineair afhankelijk van het produkt van de golfhoogte en de golfperiode gedeeld door het vrijboord van de berm. Als het vrijboord en de golfperiode constant worden gehouden is de relatie tussen de kracht en de golfhoogte lineair.

$$F_h \Leftrightarrow \frac{H_s T}{A_c}$$

De golfhoogte gedeeld door het vrijboord kan gezien worden als een coëfficiënt die aangeeft tot welke hoogte het water tegen de kruinmuur aan zal slaan. Deze coëfficiënt geeft de relatie weer tussen golfoploop en bermhoogte.

De golfperiode geeft de tijd aan die een golf heeft om de golfoploop te ontwikkelen en geeft de tijd aan die het water heeft om in een golfbreker te stromen. Hoe groter de periode, hoe groter de belasting op een kruinmuur. Het is nog niet duidelijk of juist de piekperiode of de gemiddelde periode een betere lineaire relatie geeft. De periode komt ook terug in de golflengte: hoe groter de golflengte, hoe groter de belasting.

2. De druk aan de onderzijde van de kruinmuur verloopt parabolisch met de maximale druk in het hoekpunt aan de voorzijde van de kruinmuur. De ligging van het druknulpunt aan de onderzijde is afhankelijk van de hoogte van het stilwaterniveau ten opzichte van het fundatieniveau van de kruinmuur.
3. De druk op het hoekpunt is als eerste orde benadering lineair afhankelijk van het produkt van de golfhoogte en de golfperiode gedeeld door het vrijboord van de berm.

$$P_{hk} \Leftrightarrow \frac{H_s T}{A_c}$$

4. De verticale kracht is als eerste orde benadering lineair afhankelijk van het produkt van de golfhoogte en de golfperiode gedeeld door het vrijboord van de berm.

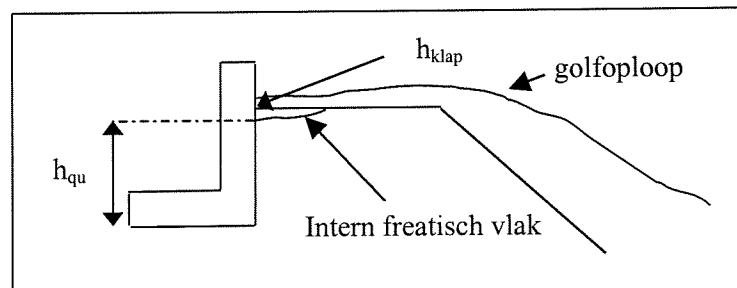
$$F_v \Leftrightarrow \frac{H_s T}{A_c}$$

5. De maximale druk in hoekpunt en de druk in het hoekpunt bij de maximale verticale kracht treden ongeveer tegelijkertijd op.

8.1.2 Aanbevelingen modelproeven

1. Er moet onderzoek worden gedaan naar de invloed van de doorlatendheid van de golfbreker.

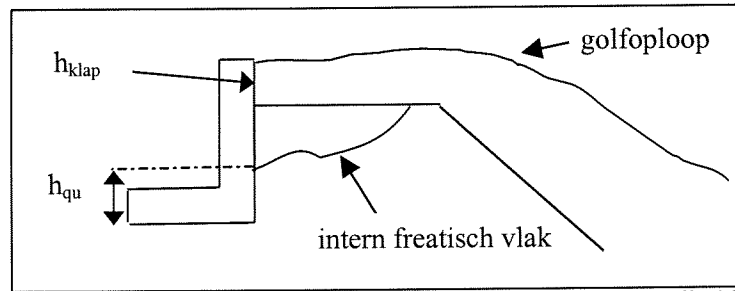
Verwacht wordt dat als de geometrie constant wordt gehouden, maar de doorlatendheid vergroot wordt, door de porositeit te vergroten, er meer water de golfbreker in kan stromen. Hoe meer water er instroomt, hoe minder water er tegen het onbeschermd gedeelte van de kruinmuur aanslaat en hoe hoger het intern freatisch vlak ligt. Als de hoogte van het water dat tegen de kruinmuur aanslaat laag is, zal ook de golfklapbelasting laag zijn. Als er veel water de golfbreker instroomt ligt het intern freatisch vlak relatief hoog, waardoor de quasi-hydrostatische belasting tegen het beschermde deel van de kruinmuur groot is.



Figuur 8.1: Schematisatie golfbreker met grote doorlatendheid

waarin h_{klap} = hoogte waarover de golfklapbelasting werkt
 h_{qu} = hoogte waarover de quasi-hydrostatische belasting werkt

Als de doorlatendheid klein is zal er weinig water de golfbreker instromen, waardoor het verschil tussen de waterhoogte op het hoekpunt van het talud en de hoogte van het water dat tegen de kruinmuur aan slaat klein zal zijn. De golfklapbelasting tegen het onbeschermd gedeelte van de kruinmuur zal relatief groot zijn.



Figuur 8.2: schematisatie kruinmuur met kleine doorlatendheid

2. Er moet onderzoek worden gedaan naar de invloed van de bermbreedte.

De rol van de bermbreedte kan gezien worden als een deel van de infiltratielengte van de golfbreker. Hoe langer deze is, hoe meer water er in de golfbreker kan stromen. De ruwheid, porositeit en steengrootte spelen een belangrijke rol hierin.

3. Er moet onderzoek worden gedaan naar de invloed van de golfperiode en de doorlatendheid op de ligging van het nulpunt van de opwaartse druk.

Verwacht wordt dat als de periode stijgt, het nulpunt meer naar de haven zal gaan liggen. Met betrekking tot de doorlatendheid wordt verwacht dat hoe groter de doorlatendheid is hoe langer de golfbreker erover zal doen om 'gevuuld' te raken, hoe dichter het nulpunt dus bij het voorste hoekpunt zal liggen.

4. Er moet onderzoek gedaan worden naar de invloed van de ligging van het fundatieniveau van de kruinmuur.

Verwacht wordt dat hoe dieper het fundatieniveau ligt hoe groter de belasting op een kruinmuur is. Als het fundatieniveau door het stilwaterniveau steekt zal er ook als er geen golven zijn een belasting zijn op de kruinmuur.

5. Er moet een onderzoek worden gedaan naar de invloed van het uitsteken van de kruinmuur boven de berm.

Verwacht wordt dat de golfklap op het onbeschermd gedeelte van de kruinmuur veel groter is dan op het beschermd gedeelte. De mate van reductie in golfbelasting door de toplaag voor de kruinmuur moet bepaald worden. Door de kruinmuur niet boven de berm te laten uitsteken zal er overslag plaats vinden of de berm zal verhoogd moeten worden om dit te voorkomen.

8.2 Conclusies en aanbevelingen gebruikte aannames

8.2.1 Omzetten onregelmatige golven in regelmatige golven en andersom

Bij het omzetten van de regelmatige golven in onregelmatige golven kan geconcludeerd worden dat de gebruikte methode voor het omzetten van de golven de onregelmatige golfhoogtes onderschat. Onderzocht moet worden welke relatie er bestaat tussen de krachten bij regelmatige golfhoogtes en de krachten bij onregelmatige golfhoogtes. Dan pas is het mogelijk een precieze methode op te stellen om regelmatige golven om te zetten in

onregelmatige golven en andersom. Het is daarom tot nu toe onmogelijk ervan uit te gaan dat de gebruikte aannames [zie paragraaf .5.5] correct zijn.

8.2.2 Gebruikte aanname om invallende golfhoogte te bepalen

Het gebruik van de korte golftheorie om de invallende golfhoogte in een golfgoot te bepalen is niet erg nauwkeurig. Er moet een computerprogramma worden gebruikt dat door middel van een omgekeerde Fourier-analyse de invallende en reflecterende regelmatige golfhoogtes kan splitsen en tegelijkertijd rekening houdt met de specifieke vooroever.

8.3 Conclusies en aanbevelingen gebruikte methodes

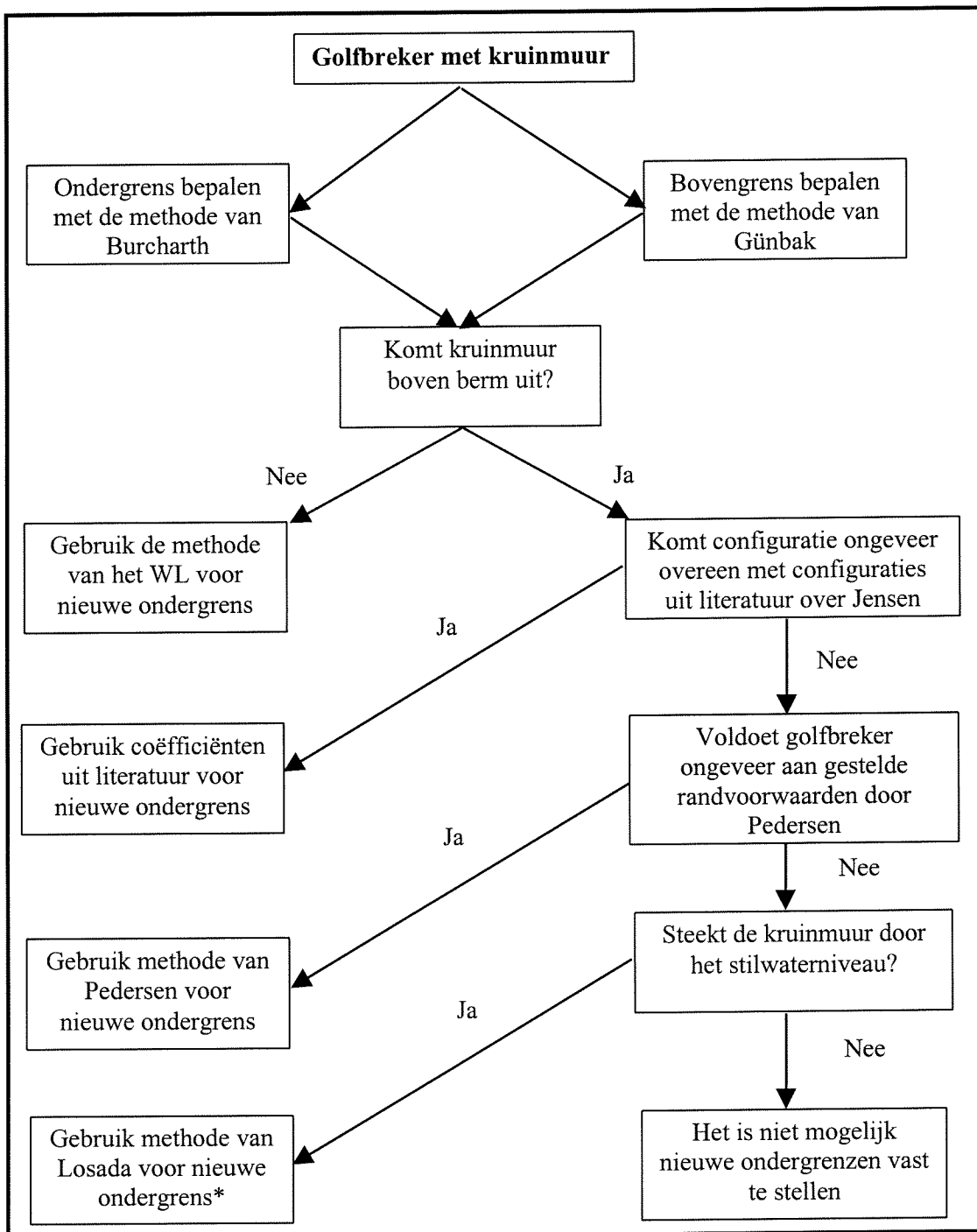
Door de uitkomsten van de gebruikte methodes te vergelijken met de modelproeven is het mogelijk de volgende conclusies te trekken:

1. De methode van **Günbak** overschat de belasting op een kruinmuur.
2. De methode van **Burcharth** onderschat de belasting op een kruinmuur.
3. Als bij dezelfde golfbreker proeven zijn gedaan met verschillende golfsituaties en vrijboordhoogtes van de berm is het mogelijk, door het berekenen van de a en b coëfficiënten in de formule van **Jensen** aan de hand van de gemeten waarden, de horizontale kracht op een kruinmuur bij een andere golfhoogte, golflengte, waterstand en kruinmuurhoogte maar bij dezelfde geometrie voor de golfbreker te bepalen.
4. De methode van **Pedersen** is slechts te gebruiken voor het bepalen van de krachten op een kruinmuur als de golfbreker configuratie voldoet aan de door **Pedersen** opgestelde randvoorwaarden.
5. De methode van **Losada** is te gebruiken voor het bepalen van de belasting op een kruinmuur als er regelmatige golven gebruikt zijn en als de kruinmuur door de stilwaterlijn steekt. Om de methode van **Losada** voor meer situaties te kunnen gebruiken is het nodig een methode te ontwikkelen om onregelmatige golven om te zetten in regelmatige golven. Omdat de kruinmuur van Losada door de stilwaterlijn steekt overschat deze methode de opwaartse druk als de kruinmuur niet door de waterlijn steekt.
6. De methode van het **Waterloopkundig Laboratorium** kan als de kruinmuur niet boven de berm uitsteekt gebruikt worden voor het bepalen van de belasting op een kruinmuur. Dit zijn golfbrekers waar veel overslag voorkomt. Hoewel deze methode rekening houdt met overslag is het een goede basis voor een berekeningsmethode die voor meerdere golfbreker configuraties gebruikt zou kunnen worden. Door de implementatie van extra termen voor de golfklap op het onbeschermd gedeelte van kruinmuur en voor de basis belasting op de onderkant van kruinmuur als de kruinmuur door de stilwaterlijn steekt zou deze methode algemeen toepasbaar kunnen worden gemaakt.

8.4 Slotopmerking

Om de belasting op een kruinmuur te bepalen zal het nog altijd nodig zijn om modelproeven te doen. Als het niet mogelijk is om modelproeven te doen dan wordt het stappenplan voorgesteld op de volgende bladzij.

8.5 Stappenplan



* = Zolang er geen goede methode bestaat voor het omzetten van onregelmatige golven in regelmatige moet de golfloop formule van Van der Meer gebruikt worden.

Bijlagen

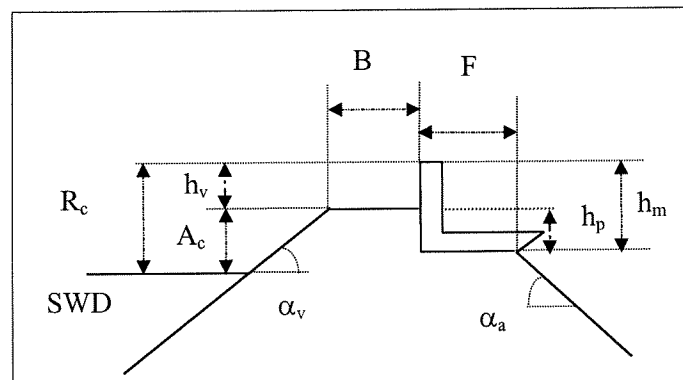
➤ Literatuurlijst	pag. ii
➤ Bijlage 1.1	pag iv
➤ Bijlage 6.3	pag. v
➤ Bijlage 7.1	pag. vi
➤ Bijlage 7.2	pag vii

Literatuurlijst

- [1] Adel, H. den (1987): Heranalyse doorlatendheidsmetingen door middel van de Forchheimer relatie, Grondmechanica Delft, Delft
- [2] Allsop, N.W.H., Vicinanza, D. en McKenna J.E. (1996): Wave forces on vertical and composite breakwater, Report Sr 443, HR Wallingford, Wallingford, U.K.
- [3] Barends, F.B.J., de Groot, M.B. en Hölscher, P. (1995): Hydro-geotechnical stability of breakwaters, Delft. Uit proceedings of the Coastal structures and breakwaters conference (1995), London, Thomas Telford, London, U.K.
- [4] Barends, F.B.J. en Hölscher, P. (1988): Modelling interior process in a breakwater, Delft. Uit proceedings of the conference Breakwaters'88 (1988), Eastbourne, Thomas Telford, London, U.K.
- [5] Barends, F.B.J. en Hagenaar, J.(1994): Hydro-geotechnical stability of breakwaters, Delft. Uit Reconstruction of the west breakwater at Port Sines, Portugal (1994), A.S.C.E., New York, U.S.A.
- [6] Battjes, J.A. (1974): Computation of set-up, longshore currents, run-up and overtopping due to wind-generated waves, TH-Delft, Delft
- [7] Battjes, J.A. (1997): Korte golven, Collegediktaat Ctwa4320, Faculteit der Civiele Techniek, TU-Delft, Delft
- [8] Bradburry, A.P., Allsop, N.W.H. en Stephens, R.V. (1988): Hydraulic performance of breakwater crown walls, Report SR 146, HR Wallingford, Wallingford, U.K.
- [9] Bruun, P. (1985): Design and construction of mounds for breakwaters and coastal protection, Development in geotechnical Engineering 37, Elsevier, Amsterdam
- [10] Burcharth, H.F. en Andersen, O.H. (1992): On the one-dimensional unsteady porous flow equation, Mast G6-S Coastal Structures, Proceedings of final overall workshop Lisbon, HR Wallingford, Wallingford , U.K.
- [11] Cohen de Lara, G. (1955): Coefficient de perte de charge en milieux basé sur l'équilibre hydrodynamique d'un massif. Uit La Houille Blanche, n° 2 (1955), L'Association pour la Diffusion de la Documentation Hydraulique, Grenoble, France
- [12] Engering, F.P.H., Spierenburg, S.E.J. en Yamazaki, H. (1993): M-break: Computer model for the water motion on and inside a rubble mound breakwater, prepared for EEC project Mast 6-project 1, Grondmechanica Delft, Delft
- [13] Gent, M.R.A. van (1992): Numerical model for wave action on and in coastal structures. Communications on Hydraulic and Geotechnical Engineering, TU-Delft, Delft
- [14] Gent, M.R.A. van (1992): Formulae to describe porous flow. Communications on Hydraulic and Geotechnical Engineering, TU-Delft, Delft
- [15] Goda, Y. (1985): Random Seas and Design of maritime structures, University of Tokyo Press, Tokyo, Japan
- [16] Groot, M.B. de (1995): Foundation design of caisson breakwaters volume 1, Norges geotekniske institutt, plub. 198, Oslo, Norway
- [17] Groot, M.B. de, Yamazaki, H., van Gent, M.R.A. en Kheyruri, Z. (1994): Pore pressures in rubble mound breakwaters, Delft. Uit Coastal engineering 1994 (1994), proceedings of the 24th Int. Conference on Coastal Engineering, Kobe, Japan, A.S.C.E., New York, U.S.A.

- [18] Günbak, A.R. en Göcke, T. (1983): Wave screen stability of rubble-mound breakwaters. Uit Int. symposium of maritime structures in the Mediterranean sea (1984), Athens, National technical university Athens, Greece
- [19] Hamilton, D.G. en Hall, K.R. (1992): Preliminary analysis of the stability of rubblemound breakwater crown walls, Ontario. Uit Coastal engineering 1992 (1992), proceedings of the 23rd Int. Conference on Coastal Engineering, Venice, Italy, A.S.C.E., New York, U.S.A.
- [20] Hölscher, P., de Groot, M.B. en van der Meer, J.W. (1988): Simulation of internal water movement in breakwaters. Uit Proceedings of the international symposium on modelling soil-water-structure interactions (1988), SOWAS 88, Delft, Balkema, Rotterdam
- [21] Jensen, O.J. (1984): A monograph on rubble mound breakwaters, Danish Hydraulic institute, Horsholm, Denmark
- [22] Kheyri, Z. (1994): Validation of M-break computer programme to simulate water motion on and in rubble mound breakwaters, International institute for infrastructure, hydraulic and environmental engineering, Delft
- [23] Martin, F.L., Losada, M.A. en Medina, R. (1998): Wave loads on rubble mound breakwater crown walls, Ocean and Coastal Engineering Group, University of Cantabria, Cantabria, Spain
- [24] Martin, F.L. en Losada, M.A. (1998): Wave forces on rubble mound breakwaters crown walls, Preliminary draft PROVERBS, Cantabria, Spain
- [25] Massie, W.W. (1986): Breakwater Design, Coastal Engineering, Volume III, Collegediktaat F5N, Faculteit der Civiele techniek, TU-Delft, Delft
- [26] Pedersen, J. en Burcharth, H.F. (1992): Wave forces on crown walls, Aalborg. Uit Coastal engineering 1992 (1992), proceedings of the 23rd Int. Conference on Coastal Engineering, Venice, Italy, A.S.C.E., New York, U.S.A.
- [27] Pedersen, J. (1996): Wave forces and overtopping on crown walls of rubble mound breakwaters, Series paper 12, Aalborg University, Aalborg, Denmark
- [28] Schiereck, G.J. (1996): Introduction to bed, bank and shore protection, Collegediktaat F4, Faculteit der Civiele techniek, TU-Delft, Delft
- [29] Sun, Z.C., Williams, A.F. en Allsop, N.W.H. (1992): Numerical determination of wave induced flow in rubble mound breakwaters, Wallingford. Uit Coastal engineering 1992 (1992), proceedings of the 23rd Int. Conference on Coastal Engineering, Venice, Italy, A.S.C.E., New York, U.S.A.
- [30] Vries, M. de (1977): Waterloopkundig onderzoek, collegehandleiding B80, Technische hogeschool Delft, afdeling der Civiel Techniek, Delft
- [31] Yamazaki, H. (1993): Validation of coupling methods in M-break en Odiflocs, Grondmechanica Delft, Delft
- [32] Breakwat manual. Conceptual design of rubble mound breakwaters (1993), Delft Hydraulics, report H1509, Delft
- [33] British Standard Code of practise for Maritime Structures (1984), BS 6349: Part 7, British Standard Institute, London, U.K.
- [34] Manual on the use of rock in hydraulic engineering (1991), CUR report 154, Gouda, Ciria special publication 83, London, U.K.
- [35] Two-dimensional tests on stability, wave overtopping and pressures (1981), Homs Harbour Lybia, M1706 volume V, Waterloopkundig laboratorium, Delft

Bijlage 1.1.: Schematisatie kruinmuur



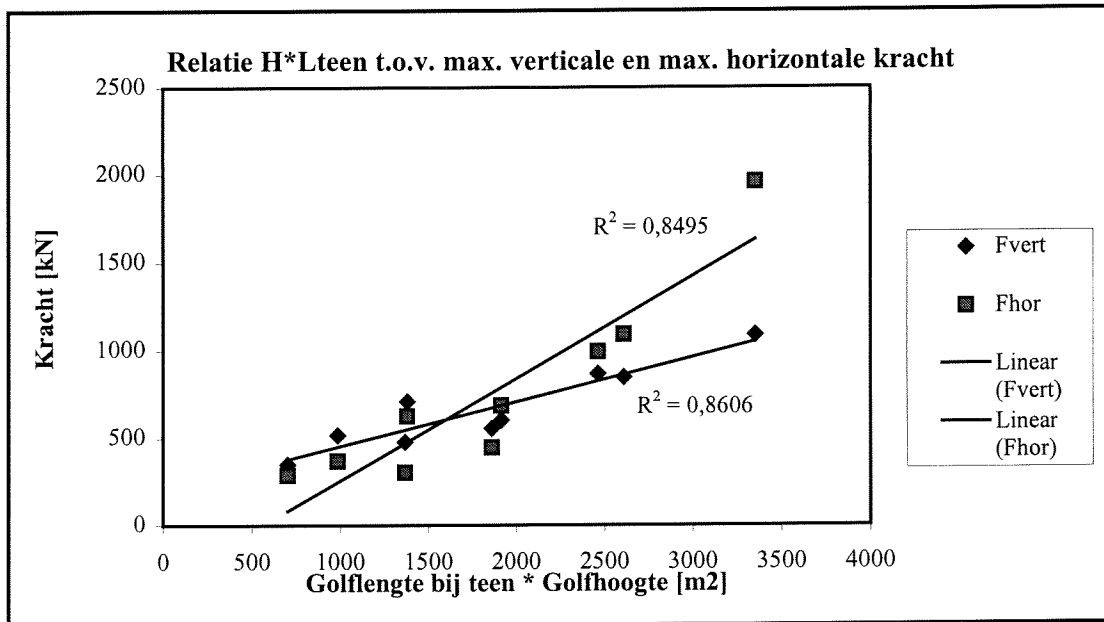
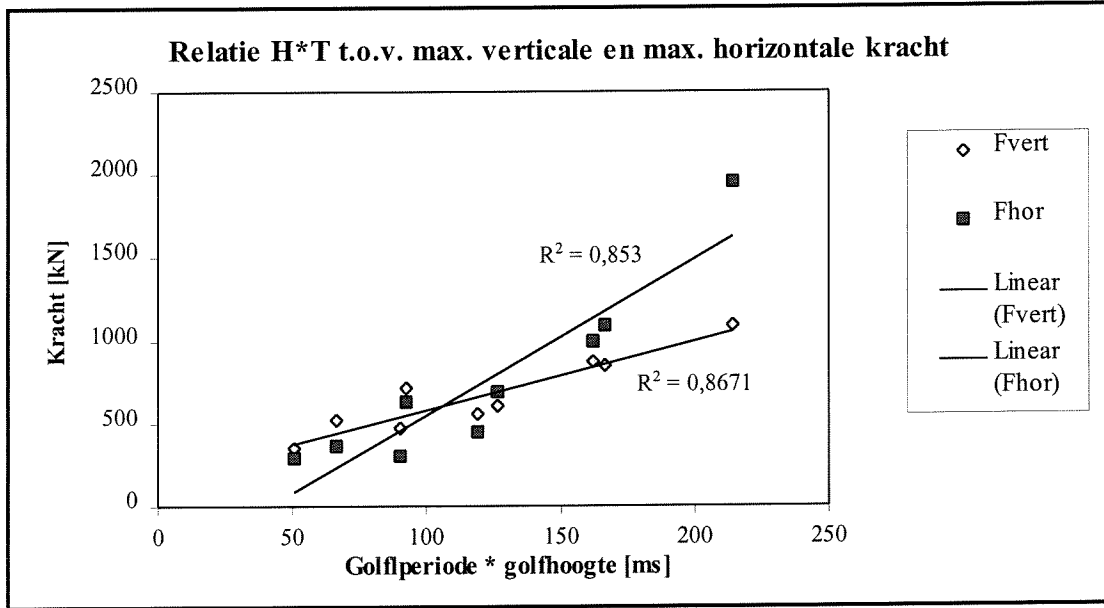
Betekenis afkortingen:

A_c	= vrijboord kruinhoogte [m]
F	= breedte kruinmuur [m]
R_c	= vrijboord kruinmuur [m]
h_m	= hoogte muur [m]
h_p	= beschermd deel kruinmuur [m]
B	= bermbreedte [m]
$\alpha_{(v)}$	= helling buiten talud [rad]
h_v	= hoogte niet beschermd deel kruinmuur [m]
α_a	= helling binnen talud [rad]
SWD	= stil waterdiepte [m]

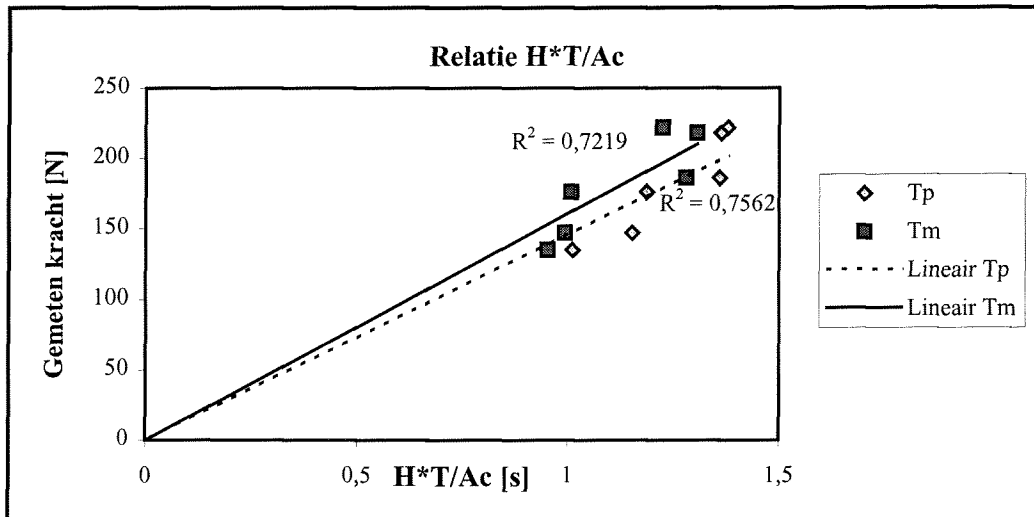
Meest gebruikte afkortingen in verslag:

H_s	= significante golfhoogte [m]
L_{op}	= piekperiode op diepwater [s]
L_{om}	= gemiddelde periode op diepwater [s]
F_v	= verticale kracht [N]
F_h	= horizontale kracht [N]
P_b	= druk in hoekpunt [N/m^2]
P_v	= verticale druk [N/m^2]
P_h	= horizontale druk [N/m^2]
$P_{h,q}$	= horizontale quasi-hydrostatische druk [N/m^2]
$P_{h,m}$	= horizontale golfklapdruk [N/m^2]
$P_{v,q}$	= verticale quasi-hydrostatische druk [N/m^2]
$P_{v,m}$	= verticale golfklapdruk [N/m^2]
R_u	= fictieve golfoploophoogte [m]
θ	= wighoek golfoploop [rad]
y	= waterwighoogte bij begin berm [m]
v_0	= snelheid waterfront op berm
h_r	= golfoploophoogte boven kruinmuur [m]

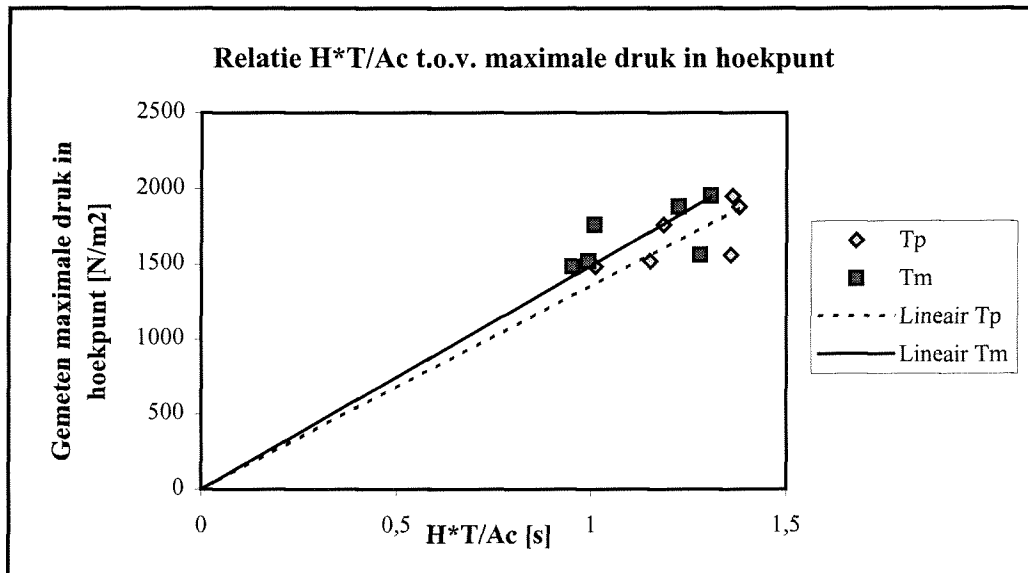
Bijlage 6.3: Relatie maximale horizontale en verticale kracht ten opzichte van golfperiode en golflengte



Bijlage 7.1 : Relatie maximale horizontale kracht ten opzichte van produkt golfhoogte en de golfperiode (piek en gemiddeld) gedeeld door het vrijboord van de berm



Bijlage 7.2 : Relatie maximale druk in hoekpunt ten opzichte van produkt golfhoogte en de golfperiode (piek en gemiddeld) gedeeld door het vrijboord van de berm



Samenvatting

Dit verslag beschrijft een onderzoek naar de mogelijkheid om een programma te gebruiken voor het bepalen van de opwaartse belasting op een kruinmuur boven op een stortstenen golfbreker. Deze belasting wordt veroorzaakt door de interne golfbeweging en de infiltratie van water, waardoor het steenskelet onder en voor de kruinmuur verzadigd raakt en de waterdruk daar verhoogd is.

In Nederland zijn de programma's Mbreak [12], door Grondmechanica Delft, en Odiflocs [13], door de TU-Delft ontwikkeld. Beide programma's beschrijven de golfbeweging in en op een golfbreker met behulp van de lange golftheorie.

Het rekendomein voor de programma's is op te delen in drie gebieden:

- Het hydraulisch regime. Water voor en op de golfbreker dat vrij kan bewegen
- Het overgangsgebied. Gebied tussen de twee regimes waar de infiltratie optreedt van het ene regime naar het andere regime.
- Het poreuze regime. Het interne freatisch vlak.

In opdracht van Grondmechanica Delft zijn de programma's met behulp van modelproeven vergeleken [22,31]. Hieruit bleek dat beide programma's redelijk de waterbeweging in en op een golfbreker beschrijven. Het is niet bekend of er ooit een onderzoek is gedaan naar een golfbreker met meerdere lagen met één van beide programma's. Er is uiteindelijk uit het oogpunt van functionaliteit gekozen voor Mbreak, aangezien ervan uit wordt gegaan dat het programma meerdere lagen kon berekenen. Dit is in Odiflocs onmogelijk.

Tijdens het invoeren van de geometrie en de materiaaleigenschappen van de te onderzoeken golfbreker kwamen er enkele invoerproblemen aan het licht. Om te trachten deze problemen te omzeilen is gebruik gemaakt van trucs. Dit is niet gelukt voor alle problemen. Uiteindelijk bleek dat Mbreak te veel tekortkomingen had waardoor het onmogelijk was om met dat programma de waterbeweging op en in een golfbreker met kruinmuur te berekenen. Mbreak schiet vooral te kort doordat het niet op de juiste manier omgaat met de mesh en de laaieigenschappen in de tweedimensionale berekening en omdat het niet geschikt is voor horizontale laagscheidingen.

Mbreak koppelt de uitgezette mesh aan de freatische lijn, terwijl het gebruik maakt van vaste materiaaleigenschappen per knooppunt. Hierdoor rekent Mbreak met de verkeerde materiaaleigenschappen. Zonder al te diep op programma technische aspecten in te gaan is er geprobeerd enkele oplossingen te geven voor de tekortkomingen van Mbreak. Mbreak moet op een andere manier omgaan met de mesh. Het moet mogelijk worden gemaakt een maximale waterhoogte toe te kennen voor bepaalde delen van de golfbreker. Op deze manier wordt het mogelijk een ondoorlatende horizontale laag te simuleren in Mbreak.

Tenslotte is een methode opgesteld waarmee Mbreak met de huidige tekortkomingen de maximale freatische lijn kan benaderen van een golfbreker bestaande uit meerdere lagen met een kruinmuur. Dit wordt gedaan door de golfbreker op te delen in verticale schijven. Per schijf moeten de parameters afgeleid worden die de stroming gedurende één golfcyclus in de des betreffende schijf zo goed mogelijk beschrijven. De gemiddelde waterhoogte is bepalend in deze methode vanwege het feit dat dit de hoogte is waarmee Mbreak in één golfcyclus gemiddeld rekent. Bij de kruinmuur wordt er gekeken naar de tijdsduur dat de freatische lijn de kruinmuur snijdt en het gemiddeld snijpunt met het verticaal en het horizontaal vlak van de

kruinmuur. Dit is een iteratieve methode. Naarmate de gehele methode wordt herhaald, wordt het antwoord nauwkeuriger. In bijlage Y staan de resultaten van de opgestelde methode.

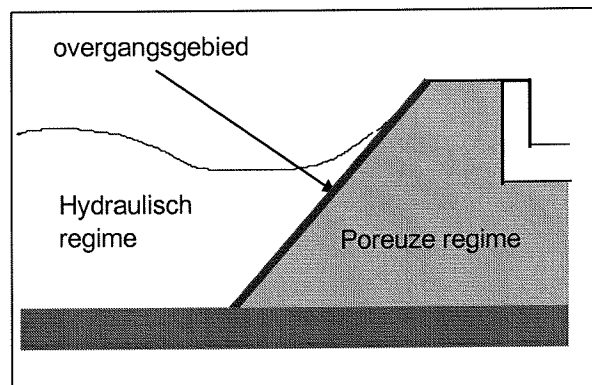
Inhoudsopgave

SAMENVATTING.....	I
INHOUDSOPGAVE.....	III
HOOFDSTUK 1: INLEIDING.....	1
HOOFDSTUK 2: REKENMODELLEN.....	2
2.1 Inleiding.....	2
2.2 Odiflocs en Mbreak.....	2
2.2.1 Inleiding.....	2
2.2.2 Golfoploop.....	3
2.2.3 Interne snelheid.....	3
2.2.4 Intern freatisch vlak.....	3
2.3 Functionaliteit voor dit onderzoek.....	3
2.4 Conclusie.....	4
HOOFDSTUK 3: MBREAK ACHTERGRONDEN.....	6
3.1 Inleiding.....	6
3.2 Lange golftheorie.....	6
3.3 Hydraulische model.....	6
3.4 Poreuze model.....	8
3.4.1 Inleiding.....	8
3.4.2 Eendimensionaal model.....	8
3.4.3 Tweedimensionaal model.....	9
3.5 Berekeningsmethode.....	10
3.6 Koppeling hydraulische en poreuze regime.....	10
HOOFDSTUK 4: INVOER MBREAK.....	12
4.1 Geometrie.....	12
4.2 Mesh.....	12
4.3 Materiaal grootheden.....	12
4.3.1 Inleiding.....	12
4.3.2 Diameter.....	13
4.3.3 Porositeit.....	13
4.3.4 Vormfactoren α en β	14
4.3.5 Wrijving langs het talud, μ	17
4.3.6 Toegevoegde massacoëfficiënt C_m	18
4.3.7 Runup en Rundown coëfficiënten.....	18
4.4 Rekenparameters.....	18

4.4.1 Inleiding	18
4.4.2 Stapgrootte ΔX_p en ΔX_h	19
4.4.3 Relevante waterdikte ΔH	19
4.4.4 Tijdstap Δt	20
HOOFDSTUK 5: PROBLEMEN MET MBREAK.....	21
5.1 Inleiding	21
5.2 Invoeren kruinmuur.....	21
5.2.1 Problemen met vrijstaande verticale vlakken.....	21
5.2.2 Invoeren ondoorlaatbare laag	21
5.2.3 Forchheimer coëfficiënten constant houden	24
5.3 Toelaten fictieve overslag	25
5.4 Conclusies en aanbevelingen Mbreak	26
HOOFDSTUK 6: OPZET INDICATIEF ONDERZOEK MET MBREAK	29
6.1 Inleiding	29
6.2 Bovengrens en ondergrens	29
6.3 Uiterste grenzen	29
6.4 Schematisatie in Mbreak	30
6.4.1 Theorie	30
6.4.2 Bepaling representatieve doorlatendheid per schijf	31
6.4.3 Voorbeeld representatieve doorlatendheid golfbreker zonder kruinmuur....	33
6.4.4 Voorbeeld representatieve doorlatendheid kruinmuur	34
6.4.5 Voorbeeld representatieve porositeit kruinmuur	36
6.4.6 Voorbeeld berekening gehele golfbreker	37
BIJLAGEN	I
Literatuurlijst.....	ii
Bijlage X: Geometrie ontworpen golfbreker.....	iv
Bijlage Y: Resultaat indicatief onderzoek Mbreak	v
Y.1 Inleiding	v
Y.2 Opzet nieuw onderzoek.....	v
Y.3 Invloed bermbreedte.....	vii
Y.4 Niveau onderkant kruinmuur	viii
Y.5 Samenvatting.....	ix
Bijlage Z: Output Mbreak, bijlage 1 tot en met 21	x

Hoofdstuk 1: Inleiding

Dit onderzoek gaat over de mogelijkheid van het gebruik van een programma om de opwaartse belasting, veroorzaakt door golven op een kruinmuur te bepalen. Dit probleem kan worden opgesplitst in een externe stroming [hydraulisch regime], een overgangsgebied en een interne stroming [poreuze regime]. Voor de verschillende regimes zijn de fysische achtergronden verschillend.



Figuur 1.1: Schematisatie regimes

In het hydraulisch regime kan het water vrij bewegen. Het overgangsgebied is het grensvlak tussen het hydraulisch regime en het poreuze regime, waar de infiltratie van water optreedt van het ene regime naar het andere regime. Het poreuze regime is het interne freatisch vlak, waar de waterbeweging wordt beïnvloed door het steenskelet en de kruinmuur.

Er bestaan in Nederland twee rekenmodellen die de waterbeweging op en in een golfbreker kunnen beschrijven. In hoofdstuk 2 wordt er uitvoerig ingegaan op twee rekenmodellen. Uiteindelijk wordt er uit het oogpunt van functionaliteit gekozen voor één van de twee rekenmodellen.

Het daarop volgende hoofdstuk geeft de fysische achtergronden van het gekozen model Mbreak.

Om het rekenmodel te kunnen testen is er een golfbreker met kruinmuur ontworpen. De ontworpen golfbreker staat beschreven in bijlage X. In het vierde hoofdstuk worden de invoergegevens behandeld van Mbreak; gezamenlijk met de problemen die werden ondervonden bij het gebruik van het programma en hun mogelijke oplossingen.

Tijdens het gebruik van Mbreak bleek dat het programma enkele tekortkomingen had waardoor het onmogelijk was om met Mbreak de waterbeweging op en in een golfbreker met kruinmuur te berekenen. Vanwege het feit dat het niet in de lijn van deze afstudeeropdracht lag om het programma te herschrijven, is het gebleven bij een opsomming van mogelijke programma-technische-oplossingsmethode voor de gevonden tekortkomingen.

In hoofdstuk 6 is een beschrijving gegeven hoe het mogelijk moet zijn met Mbreak de waterbeweging in en op een golfbreker te benaderen. In bijlage Y wordt het resultaat hiervan beschreven.

Hoofdstuk 2: Rekenmodellen

2.1 Inleiding

Er bestaan verschillende modellen die de waterbeweging op en in een golfbreker beschrijven. Om de belasting te bepalen op een kruinmuur is het van belang om zowel de waterbeweging op als de waterbeweging in een golfbreker te weten. Er zijn in Nederland twee modellen ontwikkeld die dit kunnen: Mbreak en Odiflocs.

Deze modellen koppelen een hydraulisch model met een vrije waterspiegel aan een poreus model van het damlichaam. Ze zijn in het kader van het MAST-Coastal Structures project in 1991 ontworpen.

Mbreak is ontwikkeld door Grondmechanica Delft [12]. Het is een semi tweedimensionaal model. Het model beschrijft zowel de hydraulische stroming op als de poreuze stroming in een golfbreker. De verhoging van het wateroppervlak buiten en binnen de golfbreker en de bijbehorende horizontale snelheden kunnen worden uitgerekend.

Odiflocs is door Van Gent op de Technische Universiteit te Delft ontwikkeld [13]. Dit is een ééndimensionaal model. Het simuleert de golfbeweging op en in een golfbreker.

2.2 Odiflocs en Mbreak

2.2.1 Inleiding

Beide modellen zijn gebaseerd op de lange golf vergelijking [zie paragraaf 3.1]. In eerste instantie waren beide modellen ééndimensionale modellen. Het programma deelt de golfbreker op in verticale schijven. Per schijf worden de massa en impuls balansen opgesteld. Dit maakt het mogelijk per tijdstap de waterhoogte en horizontale snelheid te bepalen. Voor dit onderzoek is het ééndimensionaal zijn een beperking omdat de golfbreker meerdere lagen heeft. De golfbreker is niet uniform in hoogte, waardoor de snelheid niet uniform is over de hoogte.

In een later stadium zijn in Mbreak tweedimensionale applicaties toegevoegd. Na een bepaald aantal tijdstappen maakt het programma een tweedimensionale berekening. Beide programma's zijn in opdracht van Grondmechanica Delft vergeleken met modelproeven [22,31].

Uit deze onderzoeken [22, 31] is gebleken dat de beide programma's de golfbeweging in en op een uniforme golfbreker redelijk beschrijven. In de volgende beschouwing van de onderzoeken zal worden gelet op aspecten die van belang zijn voor het beschrijven van de druk op een kruinmuur boven op een golfbreker bestaande uit meerdere lagen. De kritische situatie van de waterdruk onder de muur doet zich voor net na de maximale golfoploop.

2.2.2 Golfoploop

De golfoploop speelt een belangrijke rol in dit onderzoek. In de praktijk is dit van belang voor het dimensioneren van de kruinhoogte. De stabiliteit en overslag zijn hiervan afhankelijk. In de modellen is het nodig te weten tot waar de golf oploopt; tot dat niveau treedt infiltratie van het hydraulische model naar het poreuze model op.

De golfoploop in Mbreak is hoger dan de golfoploop in Odiflocs. Uit de gevoeligheidsanalyse [22] die modelproeven gebruikte die door het Waterloopkundig laboratorium in Delft zijn uitgevoerd, is gebleken dat Mbreak nauwkeuriger is in de golfoploop dan Odiflocs. Odiflocs onderschat de golfoploop in veel gevallen.

2.2.3 Interne snelheid.

Met de interne snelheid wordt de watersnelheid in de golfbreker bedoeld. De interne snelheid is in dit onderzoek van belang in verband met de ligging van de freatische lijn ten opzichte van de kruinmuur tijdens de golfoploop. Hoe groter de snelheid hoe sneller de golfbreker vol water loopt. De interne snelheden in Mbreak en Odiflocs verschillen sterk [13]. In Mbreak wordt de interne snelheid onderschat met ongeveer een factor 2. Er is een groot verschil tussen de interne snelheid aan de zeezijde en de interne snelheid aan havenzijde van de golfbreker. Aan de havenzijde zijn de snelheden relatief klein. De reden dat de snelheden sterk worden onderschat, is dat in Mbreak de impulsoverdracht tussen het hydraulisch regime en het poreuze regime wordt verwaarloosd. In Odiflocs wordt de interne snelheid overschat met ongeveer 15 %. Odiflocs geeft dus een reëler beeld hiervan dan Mbreak.

2.2.4 Intern freatisch vlak

De hoogte van het intern freatisch vlak is bepalend voor de belasting op de kruinmuur. Het freatisch vlak in Mbreak komt hoger tijdens de golfoploop dan in Odiflocs. Doordat de interne snelheid in Odiflocs hoger is dan in Mbreak, lijkt het water in de golfbreker sneller te vallen. De golfbreker wordt veel sneller 'gevuuld' en 'geleegd'.

De freatische lijn heeft in Mbreak een parabolische vorm. In Odiflocs is het veel meer een recht lijn. Door het vergelijken van de uitkomsten met modelproeven is gebleken dat in werkelijkheid de uitkomst daartussenin ligt. Odiflocs onderschat de waarden met ongeveer 10%. Mbreak overschat de waarden met ongeveer 10 %.

2.3 Functionaliteit voor dit onderzoek

Een ander belangrijke factor die meespeelt in de keuze tussen Mbreak en Odiflocs is de functionaliteit van het model voor dit onderzoek.

Het berekenen van de golfbeweging in en op een golfbreker met meerdere lagen, voorzien van een kruinmuur is een complexe zaak. De te onderzoeken golfbreker bestaat uit vijf verschillende lagen (accropodslaag, filterlaag, kruinmuur, kern en achtertoplaag).

In Odiflocs is het onmogelijk een golfbreker met meerdere lagen in te voeren. Het maximum toelaatbare aantal lagen is een golfbreker bestaande uit één doorlatende laag en één ondoorlatende laag.

In Mbreak is het mogelijk meerdere lagen in te voeren. De parameters die per laag in Mbreak moeten worden ingevoerd zijn:

- diameter [m]
- porositeit [-]
- toegevoegde massa coëfficiënt [-]
- lineaire Forchheimer vormfactor α [-]
- kwadratische Forchheimer vormfactor β [-]

In de te onderzoeken golfbreker verschillen de meeste van deze parameters per laag.

Bij een golfbreker met een kruinmuur komt bij grote golven overslag voor. In Odiflocs is het mogelijk overslag toe te laten. Dit is in Mbreak niet het geval; bij overslag stopt de berekening.

Er mag in Mbreak geen knik in het talud zitten waarover de golf heen en weer gaat. Dit wordt door het programma als overslag gezien. Het is dus onmogelijk de beschermde teenconstructie in Mbreak in te voeren.

Een verticale laag, zoals het verticale gedeelte van de kruinmuur, is in Odiflocs onmogelijk in te voeren. In Mbreak kunnen wel verschillende verticale lagen worden ingevoerd.

Het is in Mbreak onmogelijk een ondoorlatende laag zoals de kruinmuur in te voeren. Er kan wel een zeer slecht doorlatende laag worden ingevoerd.

2.4 Conclusie

Om een nauwkeurige vergelijking te maken van de twee programma's is het noodzakelijk met beide programma's een berekening te maken van een golfbreker met kruinmuur. Dit betekent dat in beide programma's de geometrie ingevoerd moet kunnen worden. Als dit bij één van de modellen niet lukt dan zal het onmogelijk zijn met dat programma deze constructie te berekenen.

Wetende dat de vergelijkingsonderzoeken door Grondmechanica Delft zijn uitgevoerd, is het moeilijk hier een reëel oordeel over te vellen.

Tot op heden is er nog geen resultaat bekend van onderzoek gedaan met Mbreak of Odiflocs naar golfbrekers met meerdere lagen. Vandaar dat het niet duidelijk is hoe de programma's zullen reageren op de invoergegevens.

Er is gekeken naar de functionaliteit gecombineerd met de voor dit onderzoek belangrijke uitkomsten uit de beperkte literatuur, waaruit naar voren is gekomen dat beide programma's ongeveer even nauwkeurig zijn. In Mbreak is de golfoploop beter gemodelleerd, maar de interne snelheid wordt te laag berekend. De koppeling tussen het hydraulische regime en het poreuze regime is in Odiflocs beter verzorgd.

Hoewel Mbreak tekort schiet door de overdracht van impuls tussen het hydraulische regime en het poreuze regime te verwaarlozen, is er toch besloten met dit programma het onderzoek te beginnen. Dit is voornamelijk voortgekomen uit het feit dat het onmogelijk is in Odiflocs een golfbreker bestaande uit meerdere lagen in te voeren en doordat het poreuze model van Odiflocs slecht ééndimensionaal is. Deze twee bevindingen zijn niet los van elkaar te zien. Het poreuze model van Mbreak heeft tweedimensionale aspecten. Over de precieze werking van Mbreak zal het volgende hoofdstuk gaan.

Hoofdstuk 3: Mbreak achtergronden

3.1 Inleiding

Om de precieze werking van Mbreak duidelijk te maken zal eerst worden ingegaan op de achtergronden van Mbreak. Daarna zullen het hydraulische model en het poreuze model afzonderlijk worden behandeld. Tenslotte wordt ingegaan op de koppeling tussen de twee modellen.

3.2 Lange golftheorie

Mbreak maakt gebruik van de lange golftheorie om de stroming in beide modellen te beschrijven. De lange golftheorie is afgeleid van de Navier-Stokes-vergelijkingen. Het zijn tijdsafhankelijke vergelijkingen in de horizontale richting met nader te bepalen externe krachten. De theorie van de lange golven gaat van het volgende uit:

- de stroming is horizontaal en uniform
- de variaties in verticale richting zijn hydrostatisch

De lange golfvergelijkingen zien er als volgt uit [14]:

$$\text{Impulsbalans: } \frac{\partial hu}{\partial t} + \frac{\partial hu^2}{\partial x} = \sum f_x \quad [\text{formule 3.1}]$$

waarin:

- h = water diepte [m]
- u = horizontale snelheid [m/s]
- t = tijd [s]
- x = x-coördinaat [m]
- $\sum f_x$ = som van externe krachten

$$\text{Massabalans: } \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hu}{\partial x} = 0 \quad [\text{formule 3.2}]$$

3.3 Hydraulische model

De som van de krachten $\sum f_x$ in formule 3.1 bestaat uit [13]:

- Een aangrijpingspunt van de zwaartekracht (als de x-richting niet horizontaal wordt genomen)
- De frictie
- Een gradiënt van de druk in de x-richting

De schuifspanning op de bodem f_w draagt het grootste deel bij aan de frictieterm en wordt beschreven door:

$$f_w = \frac{1}{2} f u |u| \quad [\text{formule 3.3}]$$

Hierin is f een dimensieloze wrijvingscoëfficiënt en u de horizontale snelheid.

De gradiënt van de druk f_d in de x-richting wordt, omdat de druk hydrostatisch wordt aangenomen over de diepte, hoofdzakelijk veroorzaakt door het verhang van het vrije water oppervlak en de helling van de bodem. Als de x-richting horizontaal genomen wordt kan de drukgradiënt als volgt worden beschreven:

$$f_d = gh \frac{\partial h}{\partial x} + gh \frac{\partial z_b}{\partial x} = gh \frac{\partial h}{\partial x} + gh \tan \theta \quad [\text{formule 3.4}]$$

waarin θ de helling van de bodem is en z_b de bodem verhoging.

Door het talud in het overgangsgebied [zie figuur 1.1] is er stroming met een bepaald debiet tussen het hydraulische regime en het poreuze regime. Er is een infiltratie debiet tussen het hydraulische regime en het poreuze regime als de intern freatische lijn onder het niveau van de golfoploop ligt.

Het hydraulisch model kan als volgt beschreven worden door het samenvoegen van [formule 3.1 t/m 3.4]:

$$\frac{\partial hu}{\partial t} + \frac{\partial hu^2}{\partial x} = -gh \frac{\partial h}{\partial x} - gh \tan \theta - \frac{1}{2} f u |u| \quad [\text{formule 3.5}]$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hu}{\partial x} = q_d - q_f \quad [\text{formule 3.6}]$$

waarin:

h	=	waterdiepte [m]
u	=	gemiddelde horizontale snelheid [m/s]
f	=	wrijvingsterm
q_d	=	debiet tussen het hydraulisch model en het poreus model [m/s]
q_f	=	infiltratie tussen het hydraulisch model boven het freatisch niveau en het poreus model [m/s]
$\tan \theta$	=	tangens van de bodemhoek θ [-]

Het hydraulische gedeelte wordt opgelost door een Lax-Wendroff schema [12] (tweede orde expliciet), terwijl een constante puntafstand wordt gebruikt. Mbreak verwaarloost het uitwisselen van impuls tussen het hydraulische en het poreuze regime. Vandaar dat de extra debiettermen niet terug komen in de impulsbalans.

3.4 Poreuze model

3.4.1 Inleiding

De differentiaalvergelijkingen voor het poreuze regime zijn ook lange golfvergelijkingen afgeleid uit de Navier-Stokes vergelijkingen. De stroming is turbulent en niet met Darcy-vergelijkingen maar met behulp van de Forchheimer frictiewet te beschrijven [13, 14]. De interne stroming wordt gedomineerd door de weerstand en de zwaartekracht. Het belangrijkste fenomeen is de interne frictie tussen de vloeistof en de korrels. De bodem wordt horizontaal verondersteld. De vergelijkingen worden uitgedrukt met de filtersnelheid in plaats van de watersnelheid, dit betekent dat u herschreven moeten worden door u/n , waarin n de porositeit is die constant is in tijd en ruimte.

3.4.2 Eendimensionaal model

Door de turbulente stroming ontstaan wervels. Door deze wervels moet meer vloeistof worden versneld dan dat er door het poreuze medium stroomt. De massa van het water waaruit de wervels bestaan moet ook versneld worden, hoewel deze niet direct meedoet in de stroming. Dit fenomeen wordt de toegevoegde massa, c_a , genoemd. De invloed van de toegevoegde massa moet geïmplementeerd worden in de impulsbalans. De gedifferentieerde snelheid moet dus vermenigvuldigd worden met $1 + c_a = c_m$ en met $1/n$ omdat nu de filtersnelheid gebruikt wordt.

De traagheidsterm voor poreuze stroming bevat de traagheidsterm van de laminaire stroming inclusief een extra term voor turbulente stroming.

$$u_f \frac{\partial h}{\partial t} + (1 + c_a)h \frac{\partial u_f}{\partial t} = (1 + c_a) \frac{\partial hu_f}{\partial t} - c_a u_f \frac{\partial h}{\partial t} \quad [\text{formule 3.7}]$$

De schuifspanningstermen zorgen voor een soort weerstand in een niet poreuze stroming. De viskeuze schuifspanningen zorgen voor weerstand in een poreuze stroming, daarom wordt een deel van de frictieterm $f_w = \frac{1}{2} f u |u|$ herschreven als $-A u_f$, waarin A [s/m] de zogenaamde eerste Forchheimer coëfficiënt is. De contributie van turbulente schuifspanningen in $f_w = \frac{1}{2} f u |u|$ wordt in de formule voor poreuze stroming herschreven tot $-B_1 u_f |u_f|$. De term B_1 [s²/m²] is een deel van de tweede Forchheimer term. Deze term kan gezien worden als de term die de turbulentie van een vorige tijdstap weer meeneemt aangezien die dan nog niet uitgewerkt is.

De viskeuze schuifspanning verschilt van de turbulente schuifspanning niet alleen in grootte. De kinematische viscositeit is constant terwijl de wervelviscositeit proportioneel is met het product van de snelheid en de lengte van de herverdeling van impuls, waardoor de schuifspanning evenredig is met het kwadraat van de snelheid.

Er is een kracht nodig (drukgradiënt) om het water een convectieversnelling te geven. Het poreuze medium biedt weerstand tegen deze versnelling. Er wordt een deel van die kracht opgenomen door het poreuze medium. Er is dus een extra convectie term $-B_1 u_f |u_f|$. Door de sommatie van alle B termen verkrijgt men de tweede Forchheimer coëfficiënt.

De krachten f_x bevatten de bijdrage van de Forchheimer termen en de drukverschillen. De Forchheimer termen zijn:

$$f_F = h(Au_f + Bu_f|u_f|) \quad [\text{formule 3.8}]$$

$$A = \text{Forchheimer coëfficiënt [s/m]} \quad A = \alpha \frac{(1-n)^2}{n^3} \frac{\nu}{gd^2} \quad [\text{formule 3.9}]$$

$$B = \text{Forchheimer coëfficiënt [s}^2/\text{m}^2] \quad B = \beta \frac{1-n}{n^3} \frac{1}{gd} \quad [\text{formule 3.10}]$$

waarin: d = steengrootte [m]
 ν = dynamische viscositeit [m/s²]
 α & β = dimensieloze Forchheimer vormfactoren

De drukverschillen zijn op dezelfde wijze geïmplementeerd als bij het hydraulisch regime, alleen valt de $\tan \theta$ -term weg omdat de bodem vlak is.

De impulsbalans wordt:

$$(1+c_a) \frac{\partial hu_f}{\partial t} - c_a u_f \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{n} \frac{\partial hu_f^2}{\partial x} = -ng \frac{\partial \frac{1}{2} h^2}{\partial x} - ngh(Au_f + Bu_f|u_f|) \quad [\text{formule 3.11}]$$

De massabalans vergelijking wordt:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{n} \frac{\partial hu_f}{\partial x} = 0 \quad [\text{formule 3.12}]$$

3.4.3 Tweedimensionaal model

Door de partiële afgeleiden te differentiëren naar x en t , is [formule 3.11] te schrijven als:

$$(1+c_a)h \frac{\partial u_f}{\partial t} + u_f \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{n} hu_f \frac{\partial u_f}{\partial x} + \frac{1}{n} u_f \frac{\partial hu_f}{\partial x} = -ngh \frac{\partial h}{\partial x} - ngh(Au_f + Bu_f|u_f|)$$

Door de massabalans [formule 3.12] in de bovenstaande impulsbalans [formule 3.11] in te vullen en het geheel door h te delen, ontstaat de volgende vergelijking:

$$(1+c_a) \frac{\partial u_f}{\partial t} + \frac{1}{n} u_f \frac{\partial u_f}{\partial x} = -ng \frac{\partial h}{\partial x} - ng(Au_f + B u_f|u_f|) \quad [\text{formule 3.13}]$$

In Mbreak is het mogelijk tweedimensionale effecten te beschouwen. Dit gebeurt door het invoeren van correctiecoëfficiënten. Hierdoor worden de niet uniforme snelheidsverdeling en drukverdeling in het poreuze regime ingepast in het model.

Door de correctiecoëfficiënt C_u voor de Forchheimer vergelijking toe te passen is het mogelijk de niet uniform verdeelde snelheid te beschouwen in het model. Die snelheid leidt tot een niet uniform verdeelde interne wrijving [12]. De niet uniform verdeelde drukverdeling wordt weergegeven door de correctiecoëfficiënt C_p die voor de convectie term in de bewegingsvergelijking of impulsbalans komt te staan. [formule 3.13] wordt herschreven tot:

$$c_m \frac{\partial u_f}{\partial t} + \frac{u_f}{n} \frac{\partial u}{\partial x} + n c_p g \frac{\partial h}{\partial x} = -n c_u g F(u) \quad [\text{formule 3.14}]$$

Het is zelfs mogelijk een verticale snelheid in het model te beschouwen, door deze gezamenlijk met een correctiecoëfficiënt R_{cv} in de Forchheimer formule in te voeren.

$$\frac{f_F}{h} = \left(A + B \sqrt{u^2 + (R_{cv} v)^2} \right) u \quad [\text{formule 3.15}]$$

3.5 Berekeningsmethode

Het berekenen van de stroming gebeurt door:

1. Een ééndimensionaal eindig differentieschema, die de vorm van het freatisch vlak berekent in de golfbreker.
2. Een tweedimensionaal eindig elementen schema, die enkele malen per golfperiode de vloeistof snelheid onder het freatisch niveau berekent.

De resultaten van de berekening met de eindige elementenmethode, worden gebruikt om de berekeningen van de beweging van het freatisch niveau te verbeteren.

Een belangrijk onderdeel van de interactie tussen het hydraulische en poreuze regime is het discontinuïteitseffect op de grenzen [zie paragraaf 3.5]. Dit gebeurt niet alleen op de grens tussen het hydraulische regime en het poreuze regime maar ook tussen verschillende lagen in het poreuze regime afzonderlijk.

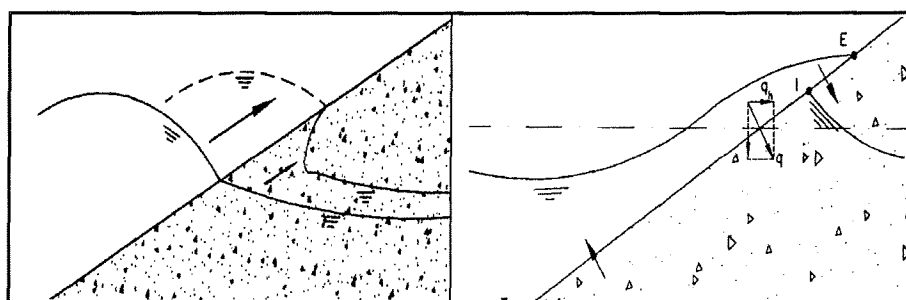
Het poreuze regime wordt numeriek opgelost met een Lax schema [12] en een dissiperende interface.

3.6 Koppeling hydraulische en poreuze regime

Er wordt bij de koppeling tussen het hydraulische en poreuze regime gebruik gemaakt van de methode van Kobayashi [12]. Deze methode maakt gebruik van een waterfilm in het overgangsgedrag [zie figuur 1.1]. De waterfilm zorgt ervoor dat een koppeling ontstaat tussen de interne en de externe stroming. Het programma gebruikt deze waterfilm om de plaats te bepalen tot waar de helling droog wordt verondersteld. De dikte van deze waterfilm heeft grote invloed op de berekening. Is de waterfilm te dik dan is de berekening onnauwkeurig, is de waterfilm te dun dan is de berekening niet stabiel. De koppelingspunten van het

hydraulisch regime en het poreuze regime zijn de maximale externe golfoploop en de maximale hoogte van het intern freatisch vlak.

De toe- of afname van het freatisch vlak is gelimiteerd. De weerstand in de poreuze stroming is veel groter dan die in de externe stroming. Door deze weerstand zal de snelheid van het water in de constructie veel kleiner zijn dan de snelheid van het water daarbuiten. Omdat de snelheid van het freatisch vlak niet groter kan zijn dan die van het vrijbewegend water, zal de snelheid van het intern freatisch vlak lager zijn dan die van het externe vlak. Hierdoor ontstaat er een discontinuïteit op de grens van de interne en externe stroming. Het intern freatisch vlak blijft stijgen totdat het de golf tegen komt die terugloopt. Vanaf het punt van maximale externe golfoploop wordt de infiltratie als een bronterm toegevoegd aan de massabalans van het hydraulische regime. Dit debiet wordt gelijkmatig verdeeld langs de interne grens van het hydraulische regime. In het model treedt er een positieve infiltratie op als de golfterugloop sneller is dan het intern freatisch vlak en een negatieve infiltratie als de golfoploop sneller is dan het intern freatisch vlak.



Figuur 3.1: Verschil in snelheden & Verschil in freatisch niveaus

Het pad van instroom is korter dan het pad van uitstroom. Met andere woorden het beschikbare oppervlak tussen interne en externe stroming is kleiner tijdens de golfterugloop dan tijdens de golfoploop. Dit betekent dat er meer water de constructie instroomt dan uitstroomt. Dit heeft een interne freatische set-up tot gevolg. Dit is een verhoging van het freatisch vlak binnen de golfbreker. In Mbreak ontstaat aan de havenzijde bijna geen set-up.

Hoofdstuk 4: Invoer Mbreak

4.1 Geometrie

Als eerste moet de geometrie van de golfbreker ingevoerd worden. In bijlage 1 is de geometrie van de ontworpen golfbreker ingevoerd. Hierbij moet er op gelet worden dat de verschillende lagen elkaar niet kruisen. De hellingshoek aan de voorkant moet constant zijn. Is dat niet het geval en bevindt zich een 'knik' in het talud, waar de golfoploop of terugloop plaats vindt, dan zal het programma dit als overslag zien. Daarom is het niet mogelijk om de teenconstructie in Mbreak in te voeren.

In het vervolg zal de toplaag aan de achterkant ook weggelaten worden. Deze laag is van kleine invloed op de beweging van het freatisch vlak in de golfbreker. Als laatste wordt het gedeelte, dat onderwater ligt aan de achterkant van de golfbreker, weggelaten. Dit om zo min mogelijk (onnodige) modelruimte te gebruiken [Zie bijlage 2].

4.2 Mesh

De 'mesh' is het netwerk van driehoekjes dat het poreuze rekendomein voorstelt. Dit mesh wordt gebruikt in de tweedimensionale eindige-elementen-berekening. De mesh kan per laag bepaald worden. In bijlage 3 is de mesh te zien voor de te onderzoeken golfbreker.

Er moet altijd geprobeerd worden zoveel mogelijk elementen in de mesh in te passen (maximaal 500).

In Mbreak zit de functie 'refine mesh'. Met behulp van deze functie is het mogelijk de mesh op zelf te kiezen plaatsen te verfijnen. Gedurende het onderzoek is gebleken dat de functie 'refine mesh' niet functioneerde. Er is geprobeerd dit probleem op te lossen door zelf extra lagen in te voeren met dezelfde materiaalgegevens en een fijnere of grovere mesh [Zie bijlage 4]. Dit bemoeilijkt het rekenproces en maakt de kans dat de berekening stabiel blijft een stuk kleiner. Gedurende het onderzoek is deze methode dan ook niet meer gebruikt.

4.3 Materiaal grootheden

4.3.1 Inleiding

In Mbreak moeten de volgende materiaalgrootheden per laag worden ingevoerd:

n	=	porositeit [-]
$Dn15$	=	diameter [m]
α	=	vormfactor voor lineaire coëfficiënt van Forcheimer [-]
β	=	vormfactor voor de kwadratische coëfficiënt van Forcheimer [-]
C_m	=	toegevoegde massacoëfficiënt [-]
Ru	=	golfoploopcoëfficiënt [-]
Rd	=	golfterugloopcoëfficiënt [-]

De bovenste vier parameters zijn benodigd om de twee Forcheimer coëfficiënten te bepalen:

$$A = \alpha \frac{(1-n)^2}{n^3} \frac{\nu}{gD_{n15}^2} \quad [\text{s/m}] \quad [\text{formule 3.9}]$$

$$B = \beta \frac{(1-n)}{n^3} \frac{1}{gD_{n15}} \quad [\text{s}^2/\text{m}^2] \quad [\text{formule 3.10}]$$

waarin ν = kinematische viscositeit ($1 \cdot 10^{-6}$ [m²/s])

g = zwaarte kracht versnelling (9,81 [m/s²])

A is een lineaire wrijvingsterm en B is een kwadratische wrijvingsterm.

4.3.2 Diameter

De te onderzoeken golfbreker heeft de volgende materiaaleigenschappen:

Kern	1-500 kg	ρ	= 2650 kg/m ³	$Dn50$	= 0,25 m
Filterlaag	500-2000 kg	ρ	= 2650 kg/m ³	$Dn50$	= 0,75 m
Toplaag	26800 kg	ρ	= 2350 kg/m ³	$Dn50$	= 2,25 m

Aan de hand van zeefproeven uit de literatuur [20] is gekozen voor de verhouding $Dn50/Dn15$ = 1,173 voor de filterlaag. De verhouding $Dn50/Dn15$ geeft de gradering aan van het materiaal. De $Dn15$ van de filterlaag is hiermee bepaald op 0,69 m.

Voor de kern wordt ervan uitgegaan dat de gradering iets wijder is waardoor gerekend is met de verhouding $Dn50/Dn15$ is 1,2. De $Dn15$ van de kern is daarom 0,21 m.

Voor de toplaag geldt dat de elementen allemaal even groot zijn. De $Dn15$ is daar gelijk genomen aan de $Dn50$. Deze is 2,25 m.

4.3.3 Porositeit

De porositeit van de lagen is geschat aan de hand van de verwachte gradering en met behulp van de literatuur [33, blz. 72-309]. Voor de kern is de porositeit geschat op 0,37. Er wordt uitgegaan van een wijde gradering, waardoor de pakking relatief groot is en dus de porositeit klein. De filterlaag heeft een porositeit van 0,4 dat overeenkomt met de gemiddelde porositeit van stortsteen [33, blz. 72-309]. Voor de Accropodslaag is er gekozen voor 0,45 als porositeitgetal omdat de laag bestaat uit 1 laag elementen met dezelfde grootte. Volgens de ontwikkelaars van de Accropods moet gerekend worden met een porositeit tussen de 0,45 en 0,5.

Kern	$Dn15$	= 0,21 m	n	= 0,37
Filterlaag	$Dn15$	= 0,69 m	n	= 0,4
Toplaag	$Dn15$	= 2,25 m	n	= 0,45

4.3.4 Vormfactoren α en β

De vormfactoren voor de Forcheimer coëfficiënten zijn niet eenduidig te bepalen. Uit de literatuur volgt dat deze afhankelijk zijn van het Reynolds getal en het Keulegan Carpenter getal [14].

$$Re = \frac{U_{\max} D_n}{\nu} \quad [\text{formule 4.1}]$$

$$Ke = \frac{U_{\max} T}{D_n} \quad [\text{formule 4.2}]$$

waarin

U_{\max}	=	maximale snelheid	[m/s]
T	=	golfperiode	[s]
ν	=	kinematische viscositeit	[s/m ²]

Hieruit volgt dat α en β per laag verschillen. Er zijn enkele onderzoeken gedaan naar de grootte van deze parameters [1, 14]. Den Adel heeft een onderzoek gedaan voor stortstenen tot een grootte van 0,4 meter met een uniform karakter. Deze proeven werden uitgevoerd bij een stationaire stroming. De uitkomsten van dit onderzoek zijn te gebruiken voor de kern en de filterlaag. Er zal een bepaalde fout gemaakt worden omdat de stroming in dit onderzoek oscillerend is. Vanwege het feit dat de golfperiode relatief groot is, 11,2 seconde, is de oscillatiesnelheid relatief laag. Daarom zal deze fout meevallen. Voor de filterlaag geldt dat de onzekerheid over de fout groter zal zijn omdat de diameter hiervan groter is dan de maximale diameter van de proeven. Den Adel [1] werkte met dezelfde formule voor A , maar met een andere formule voor B , dan gegeven is in [formule 3.10] van Forchheimer:

$$B = c \frac{1}{n^2} \frac{1}{gD_{n15}} \quad [\text{formule 4.3}]$$

Den Adel [1] vond de volgende waarden voor α en c :

$$\alpha = 160 \quad \alpha, \text{ondergrens} = 75 \quad \alpha, \text{bovengrens} = 360 \quad [\text{formule 3.9}]$$

$$c = 2,2 \quad c, \text{ondergrens} = 0,9 \quad c, \text{bovengrens} = 5,3 \quad [\text{formule 4.3}]$$

Om met dezelfde formule te rekenen als M_{break} gebruikt, moet de c uit de formule van den Adel vermenigvuldigd worden met $n/n-1$. Dan zijn β en c met elkaar te vergelijken.

Kheyruri [22] is van mening dat α en β niet per laag verschillen. Uit gevoeligheidstesten en proeven uit de literatuur bepaalde hij dat $\alpha=1090$ en $\beta=1,4$.

In de volgende beschouwing zal getracht duidelijk te worden gemaakt dat de α van klein belang is bij de te onderzoeken waterbeweging:

Forcheimer wrijvingsterm:

$$I = Au + Bu^2 = u(A + Bu) = Au \left(1 + \frac{Bu}{A} \right)$$

$$\frac{B}{A} = \frac{\frac{\beta(1-n)}{gDn^3}}{\frac{\alpha v(1-n)^2}{gn^3 D^2}} = \frac{gn^3 D^2}{\alpha v(1-n)^2} * \frac{\beta(1-n)}{gDn^3} = \frac{\beta}{\alpha(1-n)} * \frac{D}{v}$$

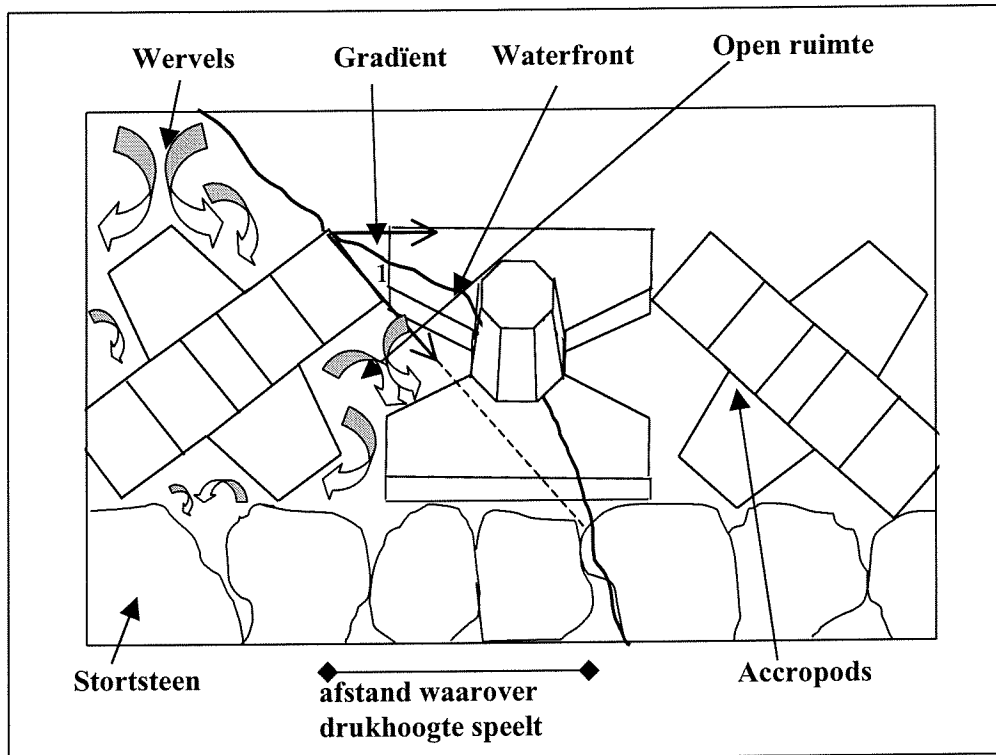
Hieruit volgt:

$$I = Au(1 + u \frac{\beta}{\alpha(1-n)} * \frac{D}{v}) \quad \text{[formule 4.4]}$$

α speelt een kleine rol in deze vergelijking omdat $v=1*10^{-6}$ en $\alpha \approx 1090$. Dit moet ook blijken uit de berekeningen met Mbreak. De factor β speelt een belangrijke rol. Aangezien β een vormfactor is, zit er verschil tussen een vormfactor van de toplaag van Accropods en een vormfactor van de kern. De vormfactor van de stortsteenlagen die uit dezelfde steensoort gemaakt zijn, verschillen niet. Het verschil in grootte en in poriënvolume zit verwerkt in de rest van de A en B formules van den Adel [1].

Er van uitgaande dat de snelheid gelijk blijft, betekent dit dat β groter moet worden dan in stortsteenlagen.

Bij de Accropodslaag bestaat de laag uit identieke elementen. In de andere lagen heeft het materiaal een bepaalde gradering. Dit wil zeggen dat er kleine en grote stenen in zitten. Omdat de Accropodslaag uit uniforme elementen bestaat is het daarom dus mogelijk dat het water minder weerstand ondervindt dan uit [formule 4.4] zou worden verwacht. De stroming is dan te vergelijken met een stroming in open water. De snelheid zal dus groot zijn. Gegeven een constante gemiddelde gradiënt over de hoogte van de Accropodslaag, betekent dit dat de kwadratische Forchheimer coëfficiënt B klein zal moeten zijn, aangezien $I = Au + Bu^2$. De afstand waarover het drukverschil speelt is in deze benadering constant. De demping van de wervels zal dus klein zijn.[zie figuur 4.1]. In deze benadering wordt er vanuit gegaan dat in de formule van B [formule 3.10] alle parameters constant zijn behalve de vormfactor β , die daarom klein zal moeten zijn.



Figuur 4.1: Schematisatie I Accropodslaag

Als uitgegaan wordt van het feit dat omdat de ruimte tussen de accropods relatief groter is dan tussen de stenen in de andere lagen de demping groter is. De weerstand is dan groot, waardoor de snelheid relatief klein is. Gegeven een constante gemiddelde gradiënt over de hoogte van de Accropodslaag (deze is hetzelfde genomen als in de vorige alineë) betekent dit dat de kwadratische Forchheimer coëfficiënt B groot zal moeten zijn, aangezien $I = Au + Bu^2$. De afstand waarover het drukverschil speelt is in deze benadering constant. Het lijkt dus alsof de dissipatie van energie zich afspeelt in een kleinere ruimte omdat het materiaal dichter gepakt is. In deze benadering wordt er weer vanuit gegaan dat in de formule van B [formule 3.10] alle parameters constant zijn behalve de vormfactor β , die daarom groot zal moeten zijn.

Het is niet duidelijk welke waarde van β gekozen moet worden voor de Accropods-laag. Het is zeker niet een waarde die vele malen kleiner of groter is dan werd uitgerekend door den Adel of Kheyuri. De hierboven beschreven twee stromingsmogelijkheden zijn voortgekomen uit een mondelinge communicatie met den Adel. Den Adel schat de fout die gemaakt wordt met zijn coëfficiënten circa 30% te zijn.

In bijlage 5 en 6 worden de waterhoogten op twee plaatsen in een golfbreker onderzocht die uit twee blokken bestaat. Er is een verschil tussen de α -coëfficiënten in de beide blokken. In bijlagen 5 is de α -coëfficiënt van het rechter blok 160 en dat van het linker 1090. In bijlagen 6 is dit precies andersom. De waterhoogten in de grafieken verschillen niet. Het maakt dus niet uit of $\alpha=1090$ of $\alpha=160$ wordt gekozen.

In de volgende twee tabellen worden verschillende waarden van α en β gebruikt om de A en B Forchheimer coëfficiënten uit te rekenen van Kheyruri en den Adel

Tabel 4.1: Kheyruri waarden van α en β en hiermee berekende waarden voor A en B

Laag	α	β	A [s/m]	B [s ² /m ²]
Kern	1090	1,4	1,97*-02	8,45
Filter	1090	1,4	1,31*-03	1,939
Toplaag	1090	1,4	7,29*-05	3,83*-01

Tabel 4.2: Den Adel waarden α en c en hiermee berekende waarden voor A en B

Laag	α ad	c laag	c gem	c hoog	A [s/m]	B laag [s ² /m ²]	B gem [s ² /m ²]	B hoog [s ² /m ²]
Kern	160	0,53	1,29	3,1	2.90*-03	3,12	7,88	18,8
Filter	160	0,6	1,47	3,53	1.92*-04	0,831	2,04	4,89
Toplaag	160	0,74	1,8	4,34	1.07*-05	0,202	0,492	1,19

De interne snelheid in de golfbreker wordt geschat op 0,1 m/s en groter, hetgeen overeen komt met waarden gevonden met Mbreak. Uit de tabel volgt de ondergeschikte rol van A ten opzichte van B . Er is gekozen voor $\alpha=1090$ voor iedere laag. Kheyruri [22] heeft deze waarde vastgesteld aan de hand van een gevoeligheidsanalyse. Bij deze α heeft het rekenproces de meeste kans om stabiel te zijn.

Bij β is gekozen voor de verschillende gemiddelde waarden van den Adel [1]. Dit om tussen de kernlaag en de filterlaag het verschil in gradering beter aan te geven. Voor de Accropods is gekozen voor $\beta=1,8$ omdat een hogere waarden voor β het verschil met de andere lagen beter aangeeft. Er is dus van uitgegaan dat de wervels veel groter zijn vanwege het feit dat de vrije ruimte veel groter is dan bij de andere lagen. De demping is dus groter.

4.3.5 Wrijving langs het talud, μ

Deze parameter is bepalend voor de interne golfoploop. Door Kheyruri [22] is een onderzoek gedaan bij welke waarden van μ zeer grote variaties kunnen ontstaan in het in- en uitstroomdebiet. De golfoploop- en terugloopsnelheden bleken gevoelig te zijn voor kleine waarden van μ . Er wordt door hem aangeraden de volgende formule van Madsen te gebruiken, voor het berekenen van de wrijvingscoëfficiënt:

$$\mu = 0,29 \left(\frac{D_{n50}}{SWD} \right)^{-0,5} \left(\frac{D_{n50} \tan \alpha}{Ru} \right)^{0,7} \quad \text{[formule 4.5]}$$

waarin: D_{n50} = diameter toplaag = D_{n15} toplaag [m]
 SWD = stilwaterdiepte [m]
 Ru = golfoploop hoogte (voor flauw talud is dat ongeveer H en steil talud is $1,5H$ een goede eerste benadering) [m]

In de literatuur [22] is gegeven dat voor poreuze lagen de golfoploop gelijk is aan de golfhoogte.

Met $D=3.3\text{m}$, $SWD=12\text{m}$, $\tan \alpha=0,66$, $Ru=1,0$, $H \approx 10,8\text{m}$ wordt μ 0,1681.

4.3.6 Toegevoegde massacoëfficiënt C_m

Er is in de literatuur geen eenduidige beschrijving te vinden over het fenomeen toegevoegde massa. Het bestaan van dit fenomeen is bekend maar de precieze oorzaak en grootte niet. In de literatuur [10, 12] wordt gesteld dat het in de orde van grootte is van 1,2 à 2,0. Het blijkt uit proeven met M_{break} dat bij kleine diameter de grootte van C_m geen invloed heeft (bij een C_m van 1,2 à 2,0). Voor de toplaag is de invloed iets groter vooral op de interne golfoploop- en terugloophoogte. Bij een toegevoegde massacoëfficiënt van 2,0 is de interne golfoploop lager en is dus de discontinuïteit groter. De externe golfoploop wordt hierdoor iets groter. In bijlage 7 en 8 is het verschil te zien in interne en externe golfoploop tussen een golfbreker met $C_m=1,0$ en een golfbreker met $C_m=2,0$. De invloed van een iets grotere toegevoegde massacoëfficiënt is relatief klein.

Gedacht wordt om de toegevoegde massacoëfficiënt voor de Accropods groter te nemen dan voor de filterlaag en kern. Dit heeft te maken met de veronderstelling dat de poriën en de wervels in de Accropodslaag groter zijn.

Voor het uiteindelijke rekenproces is gekozen voor:

$C_{m,Accropodslaag}$	= 2,0 [-]
$C_{m,filterlaag}$	= 1,4 [-]
$C_{m,kern}$	= 1,4 [-]

4.3.7 Runup en Rundown coëfficiënten

Over deze coëfficiënten is nog veel onduidelijk. De neerwaartse snelheid heeft een maximum dat bepaald wordt door het evenwicht tussen zwaartekracht en wrijving. Als dit maximum overtroffen zou worden dan betekent dit dat de drukgradiënt groter zou zijn dan 1. Hetgeen als gevolg heeft dat het water in de golfbreker sneller zou stromen dan de vrije waterbeweging. Tijdens de berekening worden de maximale golfoploopsnelheid en golfterugloopsnelheid getoetst aan de maximale valsnelheid vermenigvuldigd met de runup en rundown coëfficiënten. De coëfficiënten zitten tussen 0 en 2 [22].

Tussen de interne lagen ontstaat een discontinuïteit veroorzaakt door het verschil in snelheid van het freatisch vlak per laag. Voor de toplaag geldt dat deze zo doorlatend wordt gedacht dat zich hier tijdens de golfoploop slechts een zeer geringe discontinuïteit voordoet. Voor een ondoorlatende laag geldt dat deze coëfficiënten 0 moeten worden gekozen. Dan is er geen poreuze stroming volgens Kheyuri.

4.4 Rekenparameters

4.4.1 Inleiding

Deze rekeninvoergrootheden worden zo gekozen als uit het onderzoek van Kheyuri [22] is bepaald. Deze keuze is gemaakt om niet nogmaals een gevoeligheidsanalyse voor iedere

parameter te moeten doen. Er is door Kheyruri gelet op de volgende punten: tijdsduur berekening, nauwkeurigheid berekening en stabiliteit berekening.

4.4.2 Stapgrootte ΔX_p en ΔX_h

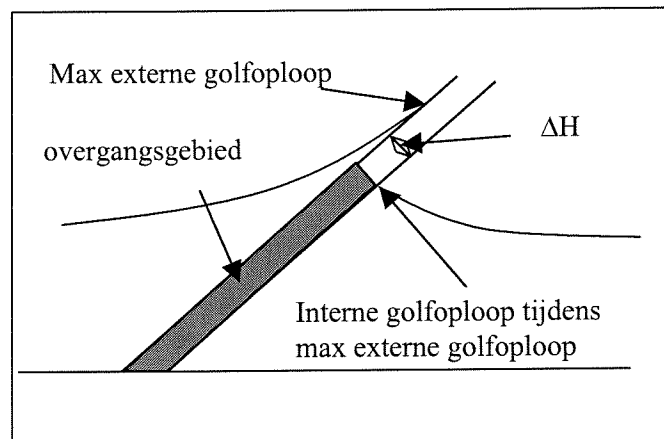
Als voor Δx de volgende waarden worden gekozen, is gebleken dat de berekening optimaal verloopt.

$$\frac{BGOW}{40} \geq \Delta x \geq \frac{BGOW}{60}$$

waarin : $BGOW$ = breedte golfbreker ontwerp waterstand [m]
 Δx = stapgrootte [m]

Er wordt door Kheyruri geen onderscheid gemaakt tussen het hydraulische model en het poreuze model. De ratio 1/40 moet gebruikt worden voor hoge golven en diep water, de ratio 1/60 voor kleine golven en ondiep water. In dit geval zit de Δx tussen 0,775 en 0,517.

4.4.3 Relevante waterdikte ΔH



Figuur 4.2: Relevante waterfilmdikte ΔH

Uit de gevoeligheidsanalyse door Kheyruri [22] uitgevoerd, is gebleken dat voor hellingen steiler dan 1/1.6 de volgende relatie gebruikt moet worden om de dikte van de waterlaag te bepalen:

$$\Delta H = \frac{u_p^{2/3} H^{2/3} \mu^{1/3}}{g^{1/3} (\tan \alpha)^{1/3}} \quad [\text{formule 4.6}]$$

waarin: H = golfhoogte
 μ = wrijvingscoëfficiënt
 g = zwaartekracht versnelling

$$u_p = -\frac{A}{2B} + \frac{1}{2} \sqrt{\left(\frac{A}{B}\right)^2 + \frac{4}{B} I_{max}} \quad [\text{formule 4.7}]$$

waarin: A = Forchheimer coëfficiënt [s/m]
 B = Forchheimer coëfficiënt [s^2/m^2]
 I_{max} = gradiënt poreuze stroming op golfterugloop punt

Voor de top laag betekent het dat $\Delta H = 0,77$ m als de gradiënt gelijk is aan 1.

Voor hellingen flauwer dan 1/1,6 moet de uitdrukking $\Delta H = (H/10) \cdot \cos \alpha$ gebruikt worden.

Het resultaat hiervan is $\Delta H = 0,60$ m. Omdat 1/1,5 en 1/1,6 ongeveer aan elkaar gelijk zijn, het verschil in hoek is 6,3%, kunnen deze twee uitdrukkingen aan elkaar gelijkgesteld worden, waardoor de gradiënt berekend kan worden. De gradiënt is dan gelijk aan 0,47. Hieruit volgt dat ΔH tussen 0,60 m en 0,77 m ligt. Om berekeningen met elkaar goed te kunnen vergelijken is het noodzakelijk een vaste waarde van ΔH te gebruiken. Er wordt gekozen voor $\Delta H = 0,7$.

4.4.4 Tijdstap Δt

Uit de gevoeligheidsanalyse is gebleken dat Δt zo gekozen moet worden dat het $1/4$ tot $1/5$ maal de kritieke tijdstap is. Dan is de kans het grootste dat de berekening stabiel blijft. Dit is een richtwaarde. Aangezien het invoeren in Mbreak van 4 verschillende lagen met andere eigenschappen een complex probleem is, is het voor deze rekenparameter zeer moeilijk grenzen vast te stellen. De tijdstap wordt begrensd door nauwkeurigheid en door totaal aantal mogelijke tijdstappen. Om verschillende berekeningen met elkaar te kunnen vergelijken is het noodzakelijk één vaste waarde voor Δt te gebruiken.

Hoofdstuk 5: Problemen met Mbreak

5.1 Inleiding

Tijdens het rekenen met Mbreak is naar voren gekomen dat Mbreak bepaalde beperkingen heeft. Het is noodzakelijk enkele situaties te omzeilen zodat Mbreak de waterbeweging op en in de golfbreker met kruinmuur kan bepalen. In het eerste deel van dit hoofdstuk zullen de specifieke invoerproblemen bij een golfbreker met kruinmuur besproken worden. In het tweede gedeelte zullen de conclusies en aanbevelingen over Mbreak gegeven worden.

5.2 Invoeren kruinmuur

5.2.1 Problemen met vrijstaande verticale vlakken

Mbreak duwt als het ware bij het begin van de berekening het mesh onder de waterlijn. De uitgezette mesh is niet hetzelfde als de beginmesh. In bijlage 9 is de beginmesh te zien. Er is een groot verschil met de uitgezette mesh [zie bijlage 3]. Op het naar beneden drukken van het mesh zal in de komende paragrafen uitvoerig worden teruggekomen.

Als er in Mbreak een vrijstaand verticaal vlak wordt ingevoerd dan is de uitkomst van de stromingsfiguur niet correct [zie bijlage 10]. Doordat Mbreak de mesh naar beneden duwt ontstaat bij een verticaal vrijstaand vlak een sprong in de mesh en een sprong in de freatische lijn. Het programma laat het water in de tweedimensionale berekening om de sprong heen stromen [zie bijlage 10]. Mbreak geeft de stroming hier niet correct weer.

Mbreak kan dus niet omgaan met een vrijstaand verticaal vlak. Dit is het geval met het verticale gedeelte van de kruinmuur.

Dit probleem kan omzeild worden door een kleine hoek aan te brengen in het verticale vlak. Door die hoek wordt bij het naar beneden drukken van het mesh geen sprong gecreëerd [zie bijlage 10A], waardoor de stroming wel goed wordt weergegeven [zie bijlage 10B].

5.2.2 Invoeren ondoorlaatbare laag

Het is niet mogelijk in Mbreak een ondoorlaatbare laag in te voeren. Dit moet gedaan worden via een truc in de invoergegevens. Gestreefd wordt naar het creëren van een laag met een slechte doorlatendheid.

De gelineariseerde doorlatendheid k' kan uitgedrukt worden door:

$$I = Bu^2 = \frac{u}{k} \Rightarrow k = \frac{1}{Bu} \quad [\text{m/s}]$$

$$k = \frac{1}{\left(\beta \frac{(1-n)}{n^3} \frac{1}{gD} \right) u} = \frac{n^3 gD}{\beta(1-n)} \quad [\text{m/s}]$$

Dit is te schrijven als:

$$k' = \frac{n^3 g D}{\beta} \quad \text{[formule 5.1]}$$

waarin : k'	= gelineariseerde doorlatendheid	[m/s]
n	= porositeit	[-]
g	= zwaartekracht versnelling	[m/s ²]
D	= diameter	[m]
β	= Forchheimer kwadratische vormfactor	[-]

Bij de doorlatendheid speelt de porositeit n een belangrijke rol. Als n zeer klein wordt, wordt het materiaal nagenoeg ondoorlatend. Het feit dat n tot de derde macht is in [formule 5.1] geeft dit duidelijk weer. Het verschil in gelineariseerde doorlatendheid voor $n = 0,1$ en $n = 0,4$ is ongeveer een factor 60. Voor een slecht doorlatende laag volstaat dus een porositeit van 0,1. De filtersnelheid en de Forchheimer coëfficiënten worden in dat materiaal dan groot. Als gevolg hiervan wordt de gradiënt zeer groot. Voor een ondoorlatende laag is echter de gradiënt in werkelijkheid oneindig klein omdat er geen water doorheen kan stromen. Als de ondoorlatende laag verticaal is, zou de waterspiegel parallel langs de ondoorlatende laag moeten lopen met evenwijdige stroomlijnen. Dit is in Mbreak niet mogelijk omdat de waterspiegel door de ondoorlatende laag kan gaan.

De Rup en Rud coëfficiënten moeten 0 genomen worden voor deze laag [zie paragraaf 4.3.6]. Dit betekent dat het freatisch vlak stilligt in deze laag. Dit is alleen het geval als de golfbreker uniform is over de hoogte. Als dit niet het geval is kan de freatische lijn door de laag heen en weer gaan.

In bijlage 11A is de geometrie gegeven die gebruikt is voor tabel 5.1.

Tabel 5.1: Verschillende waarden van α [-], β [-], $Dn15$ [m] en n [-] en de berekende maximale waterhoogte $Hmax$ [m] en de maximale snelheid gemiddelde genomen over de hoogte $umax$ [m/s] in hoekpunt 4 [zie bijlage 11A].

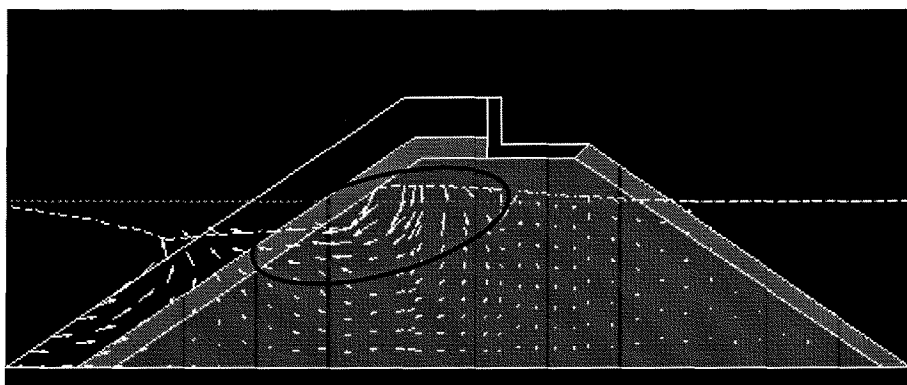
α [-]	β [-]	$Dn15$ [m]	n [-]	$Hmax$ [m]	$Umax$ [m/s]	Bijlage nr
1090	1,8	0,01	0,1	11,26	0,2045	Bijl-11B
1090	1,8	0,1	0,1	11,24	0,2148	Bijl-11C
1090	1,8	0,21	0,1	11,22	0,2105	Bijl-11D
1090	18	0,1	0,1	11,29	0,2066	Bijl-11E
1090	0,0	0,69	0,4	11,13	0,2597	Bijl-11F

Een belangrijk aspect van een slecht doorlatende laag is dat de snelheden daar klein zijn. Het blijkt uit de kleine verschillen in maximale snelheden [tabel 5.1] niet nodig te zijn zeer kleine waarden van n en Dn en zeer grote waarden van α en β aan te nemen om een slecht doorlatende laag te simuleren. In de laatste kolom staan de bijlage nummers waar ongeveer de maxima van de freatisch vlakken afgebeeld staan. Er is weinig verschil tussen de bijlagen.

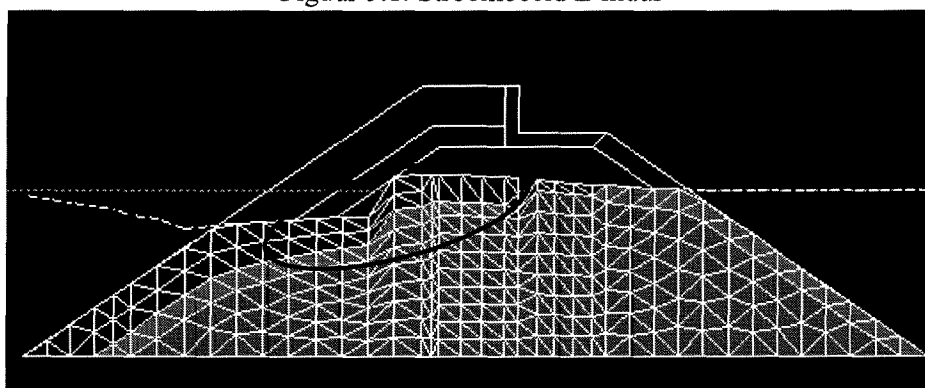
Er is voor de volgende waarden gekozen voor de slecht doorlatende laag:

$$\alpha = 1090, \beta = 1,8, n = 0,1, Dn15 = 0,1 \text{ m}$$

Vanwege het feit dat Mbreak de mesh onder de waterlijn duwt doet zich een extra probleem voor namelijk dat Mbreak met de verkeerde laag eigenschappen snelheden en drukken in de golfbreker uitrekent.



Figuur 5.1: Stroombeeld L-muur



Figuur 5.2: Naar beneden gedrukte mesh

In de ellipsen in figuur 5.1 en figuur 5.2 is duidelijk te zien dat Mbreak met de verkeerde laaieigenschappen de snelheden en drukken uitrekent. Mbreak gaat er vanuit dat het gebied van de ellips zich voornamelijk in de Accropodslaag bevindt. Terwijl in werkelijkheid de ellips zich in de kern bevindt.

De manier, programma technisch gezien, waarmee dit opgelost kan worden wordt beschreven in paragraaf. 5.4.

Het met de verkeerde laaieigenschappen rekenen komt ook duidelijk naar voren bij de slecht doorlatende laag. Bijlage 12 laat zien dat door het naar beneden duwen van het mesh, Mbreak in de tweedimensionale berekening er vanuit gaat dat direct onder de slecht doorlatende muur niet of nauwelijks stroming optreedt. Hoe dikker de laag hoe groter de invloedsdikte is op de lagen eronder in de tweedimensionale berekening. Om zo min mogelijk last hiervan te ondervinden moet de horizontale muur zo dun mogelijk gedimensioneerd worden [zie bijlage 12A]. Dan is het effect tijdens de tweedimensionale berekening op de andere lagen klein. De muur komt er dan uit te zien als in bijlage 13.

Doordat het mesh nog steeds naar beneden wordt gedrukt ontstaat er een niet gewenste 'knobbel' in het mesh die veroorzaakt wordt door het verticale gedeelte van de kruinmuur. Bijlage 14 laat dat zien. Dit kan vermeden worden door de verticale muur zeer dun te maken

en op één punt te laten aansluiten met de horizontale muur [zie bijlage 14B]. Dan is de knobbel het kleinst.

Het probleem bij dunne lagen in Mbreak is echter dat het mesh dan zeer fijn wordt. Dit zorgt ervoor dat in een groot deel van de golfbreker het mesh zeer fijn wordt. Er geldt hoe fijner het mesh hoe meer knooppunten het programma moet berekenen. De kans wordt steeds groter dan dat de berekening instabiel wordt.

Samenvatting:

- De horizontale muur moet zo dun mogelijk geconstrueerd worden zodat de stroming in de tweedimensionale berekening er geen of bijna geen last van heeft.
- De verticale muur moet zo dun mogelijk geconstrueerd worden en in een driehoek naar beneden lopen tot het rechter bovenste hoekpunt van de horizontale muur.
- De dikte van beide muren moet zo gekozen worden dat de meshgrootte van de muren en de rest van de golfbreker in redelijke verhouding staan.
- Mbreak is niet ontwikkeld om meerdere horizontale lagen te berekenen. Dit komt omdat Mbreak een ééndimensionaal programma is met tweedimensionale aspecten. Mbreak rekent per Δx de massabalans en impulsbalans uit. Het neemt de gemiddelde snelheid over de hoogte. Dit is incorrect voor horizontale lagen waar de snelheden per laag verschillen.

5.2.3 Forchheimer coëfficiënten constant houden

Door enerzijds de Forchheimer coëfficiënten constant te houden en een relatief kleine porositeit te kiezen, maar anderzijds de diameter en vormfactoren te veranderen is er gekeken naar de invloed van de berging. Vanwege het feit dat Mbreak eigenlijk een ééndimensionaal programma is, is getracht voor de gehele verticaal waarin de muur zich bevindt de invloed van een kleine berging te bepalen. Door zoals hierboven beschreven de Forchheimer coëfficiënten constant te houden, is geprobeerd de snelheden constant te houden. Immers in de vergelijking van Forchheimer $I = Au + Bu^2$ [formule 3.8] verandert dan niets. Door de kennis van de invloed van de berging zou het misschien mogelijk zijn de kruinmuur op een andere manier te implementeren. Dit is onderzocht omdat Mbreak niet met horizontale laagscheidingen overweg kan gaan. [zie paragraaf 5.1.2].

De maxima van de gemiddelde snelheid over de hoogte en de maximale waterhoogten worden vergeleken ter hoogte van het (fictieve) hoekpunt van de kruinmuur en enkele meters daar achter [zie bijlage 15, hoekpunt muur: knooppunten 6 en 16, enkele meters er achter: 2,5 meter achter hoekpunt].

Dit is gebeurd voor de volgende golfbrekers:

Bijlage 15: een golfbreker met kruinmuur,

Bijlage 16: een golfbreker waar de filter- en top laag zijn doorgetrokken

Bijlage 17: een golfbreker waar de kern is doorgetrokken

Bijlage 18: een golfbreker waar over de gehele verticaal ter hoogte van kruinmuur de porositeit 0,1 is genomen. De Forchheimer coëfficiënten zijn gelijk gesteld aan die in de kern. β is zo klein mogelijk gekozen, 0,01. De diameter werd daarom 0,118 m

Tabel 5.2: Verschillende configuraties golfbrekers met daarvoor berekende maximale snelheid en waterhoogte op het hoekpunt van de muur en er net achter.

Bijlage nummer	Hoekpunt u_{max} [m/s]	Hoekpunt H_{max} [m]	Achter muur u_{max} [m/s]	Achter muur H_{max} [m]
15,15A	0,2766	15,63	0,2173	15,29
16,16A	0,3464	16,04	0,3320	15,67
17,17A	0,3051	16,29	0,2650	15,97
18,18A	0,4431	14,51	0,4310	14,34

Deze snelheden en waterhoogtes worden éédimensionaal berekend. Het doorstroomoppervlak in bijlage 15 ter hoogte van de muur loopt van 0 m tot 15,7 m (dit is inclusief de horizontale muur). De doorstroomoppervlakken van bijlage 16 en 17 lopen van 0 m tot 19,6 m. De verwachting is dat de snelheid in bijlage 15 hoger ligt dan in bijlage 16 en 17, als dezelfde golf wordt gebruikt. Dit is niet het geval. De snelheid is in bijlage 15 lager. Dit is niet zoals verwacht. De ondoorlatende muur heeft invloed op het gehele stromingsveld in Mbreak.

De gemiddelde doorlatendheid ter hoogte van de muur is iets groter in bijlage 16 dan in bijlage 17, [formule 5.1] aangezien de over de hoogte gemiddelde D en de over de hoogte gemiddelde n iets groter zijn. Als gevolg hiervan zijn de gemiddelde Forchheimer coëfficiënten [formule 3.9 en 3.10] kleiner ter hoogte van de muur. Als de gemiddelde gradiënt gelijk is in bijlage 16 en 17, is de snelheid groter in bijlage 16. Ook de berging is in bijlage 16 groter dan in bijlage 17. Dit resulteert zoals verwacht in een grotere snelheid en een lagere waterhoogte in bijlage 16.

De uitkomsten van bijlage 18 zijn verrassend. De Forchheimer coëfficiënten zijn gelijk gesteld aan de coëfficiënten in bijlage 17. De porositeit is relatief klein gemaakt. Men zou verwachten dat de snelheid gelijk zou blijven, maar dat de waterhoogte omhoog zou gaan. Uit bijlage 18A is te zien dat de gradiënt voor de muur zeer groot is, waardoor daar hoge snelheden ontstaan, aangezien de Forchheimer parameters gelijk blijven. Ter hoogte van het hoekpunt en erachter zijn volgens Mbreak de gemiddeld over de hoogte genomen snelheden nog steeds groot. Dit is verrassend aangezien daar de Forchheimer coëfficiënten even groot zijn als in de kern, terwijl de gradiënt zeer klein is. De invloed van de berging op de snelheid blijkt groot te zijn over de gehele golfbreker. Als de berging klein is, is de snelheid groot en de waterhoogte laag. Dit komt door de grote gradiënt die ontstaat voor de laag met een kleine berging.

Er volgt uit tabel 5.2 niet een andere manier om de kruinmuur in te passen in de berekening met Mbreak.

5.3 Toelaten fictieve overslag

In Mbreak is het niet mogelijk overslag te simuleren over een golfbreker. Omdat de golfbreker een berm heeft voor de kruinmuur is het wenselijk het water te laten bewegen tot aan de kruinmuur. Mbreak ziet dit als overslag, hoewel het in werkelijkheid geen overslag is zolang het water niet over de kruinmuur gaat.

De volgende drie manieren zijn onderzocht:

- 1 Een dunne zeer doorlatende laag voor de Accropodslaag te construeren en door te trekken tot het fictieve snijpunt met de verticale muur.
- 2 De Accropodslaag door te trekken tot het fictieve snijpunt met de verticale muur.
- 3 De Accropodslaag door te trekken tot het fictieve snijpunt met de verticale muur. In het gedeelte waarin werkelijkheid vrije ruimte zit een zeer doorlatende laag te construeren.

Ad 1) In bijlage 19 is te zien hoe de geometrie eruit komt te zien. Een dunne laag vergt een kleine mesh. Een schuine dunne laag vergt een kleine mesh voor de gehele golfbreker. De moeilijkheid is de berekening stabiel te houden. Het invoeren van een dunne doorlatende laag als voorste laag maakt de berekening nog gecompliceerder. De snelheden worden groot waardoor het moeilijker wordt de berekening stabiel te houden. Het blijkt een lastige opgave te zijn een dunne doorlatende laag in Mbreak te implementeren. Mbreak is niet ontworpen voor een porositeit van 0,8 à 1.

Ad 2) Hierbij wordt verondersteld dat de Accropodslaag doorloopt tot een fictief snijpunt met de verticale muur. De geometrie is te zien in bijlage 20. Er wordt op de kruin dus een fout gemaakt in de vrije beweging van het water. Deze wordt nu gehinderd door de Accropodslaag. Het probleem bij deze methode is dat er toch water door de verticale muur ontsnapt [zie bijlage 20A]. De muur moet dus dikker gedimensioneerd worden, waardoor de 'knobbel in de mesh' groter wordt.

Ad 3) Boven de Accropodslaag wordt er een laag gevormd die zeer doorlatend is. De porositeit van deze laag is meerdere malen veranderd tijdens deze proef. Boven op deze laag wordt de voorste laag Accropods doorgetrokken tot het snijpunt met de verticale muur. Het probleem hierbij is dat de snelheden in het deel van de mesh met deze laag eigenschappen veel te groot worden [zie bijlage 21]. Het blijkt niet mogelijk in Mbreak een laag in te voeren die uit niets bestaat. Een terugkerend probleem is dat Mbreak met de verkeerde laag eigenschappen de tweedimensionale berekening maakt omdat de mesh naar beneden wordt geduwd.

De enige manier om te zorgen dat de fictieve overslag wordt toegelaten is door het doortrekken van de Accropods tot het snijpunt met de verticale muur. Het is niet mogelijk een verticale muur te construeren waardoor geen water kan stromen en waarbij de mesh niet naar beneden wordt gedrukt.

5.4 Conclusies en aanbevelingen Mbreak

Uit het onderzoek is naar voren gekomen dat het invoeren van een golfbreker met kruinmuur niet direct mogelijk is in Mbreak. De grootste tekortkoming van Mbreak is dat het mesh zich steeds aanpast aan de freatische lijn, terwijl de meshknooppunten vaste materiaaleigenschappen hebben. Dit betekent dat Mbreak nooit met de goede laageigenschappen rekent in de tweedimensionale berekening, tenzij de volledige golfbreker

gevuld zou zijn met water. Het is wel verklaarbaar dat Mbreak dit doet. Op deze manier zorgt het programma ervoor dat er geen lucht in de berekeningsmesh zit.

Door het éédimensionale karakter van Mbreak zorgt het programma dat de verhouding tussen de dikte van de lagen per verticaal constant blijft in de tweedimensionale berekening. Dit volgt uit de volgende tabel:

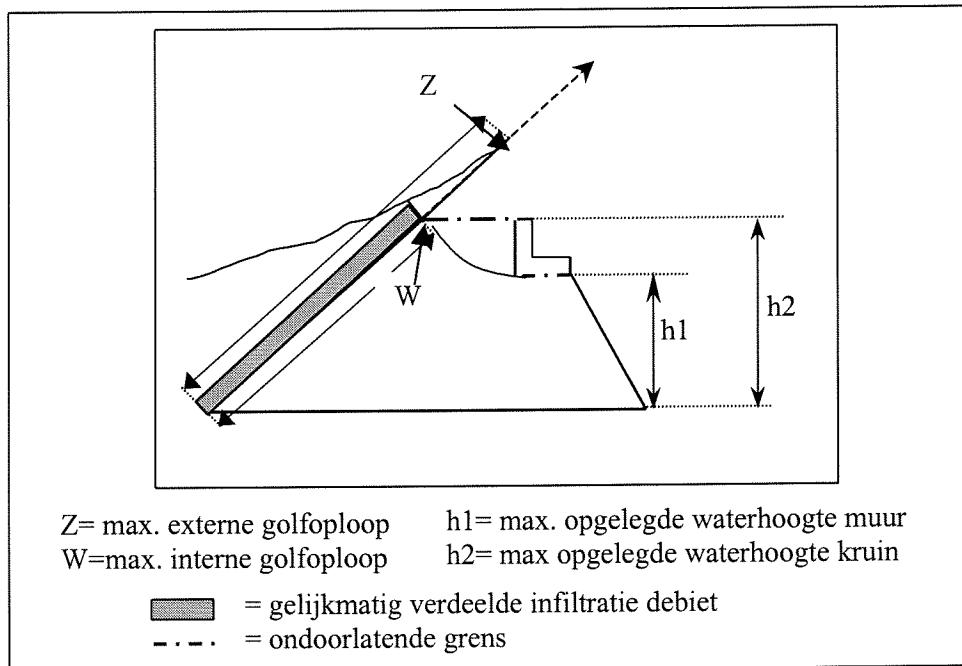
Tabel 5.3: Verhouding dikte lagen figuur 5.2 en begin berekening

Tijdstip	Hoogte kern[1]	Hoogte filterlaag[2]	Hoogte Accropods[3]	3/1	(1-2)/3	(2-3)/3
Ontwerp	19,6 m	16,7 m	15,2 m	0,7755	0,0765	0,1479
18,75s	14,26 m	12,15 m	11,06 m	0,7755	0,0765	0,1479

Er zijn twee mogelijkheden bedacht om het naar beneden duwen van het mesh te verhelpen:

1. Mbreak moet op elk tijdstip de naar beneden geduwde mesh vergelijken met de begin-mesh. Voor elk naar beneden geduwd meshknooppunt moet gekeken worden in welke laag het zich bevindt. Mbreak moet alle veranderingen in laageigenschappen aanpassen voordat het de volgende tweedimensionale berekening uitvoert.
2. Mbreak moet op elk tijdstip kijken door welke begin-meshknooppunten, of het dichtste bij welke begin-meshknooppunten de freatische lijn loopt. Aan de hand daarvan moet Mbreak op elk tijdstip een nieuwe mesh genereren van de begin-meshknooppunten die onder de freatische lijn liggen. De meshknooppunten veranderen niet van materiaal eigenschappen.

Het implementeren van een horizontale slecht doorlatende laag kan gebeuren door het invoeren van een maximale waterhoogte. De snelheid zal in die het deel van de golfbreker, waar de waterhoogte gelimiteerd is, groter worden als de maximale waterhoogte bereikt is. Het toelaten van overslag kan ook geregeld worden door het instellen van een maximale interne waterhoogte ter plaatse van de kruin. Voor het berekenen van de maximale golfoploop [punt Z in figuur 5.3] kan als benadering aangenomen worden dat het talud fictief oneindig doorloopt. Mbreak verdeelt, zoals in paragraaf 3.5 staat, het infiltratiedebiet, dat ontstaat doordat de externe golfoploop groter is dan de interne golfoploop, gelijkmatig langs de interne grens van het hydraulisch regime. De maximale interne golfoploop wordt bereikt als de interne golfoploop zo hoog is als de kruinhoogte [punt W in figuur 5.3]. Vanaf dat moment moet de extra golfoploop, het zogenaamde infiltratiedebiet, dat loopt vanaf punt W tot maximaal punt Z, gelijkmatig worden verdeeld langs de interne grens van het hydraulische regime. De interne grens van het hydraulische regime loopt langs het talud vanaf de bodem tot punt W [Zie figuur 5.3].



Figuur 5.3: Schematisatie overslag

Een onnauwkeurigheid in deze benadering is dat de golfploophoogte niet klopt. De externe infiltratie grens is verlengd tot het fictieve maximale golfloop punt Z . In werkelijkheid zal er water over de kruin stromen. Een andere onnauwkeurigheid is dat er in deze benadering geen rekening wordt gehouden met verticale infiltratie vanaf de kruin. Dit infiltratiedebiet wordt toegevoegd in het overgangsgebied. De penetratieafstand tot de kruinmuur, van het water dat vanaf de kruin in werkelijkheid infiltreert, wordt langer.

Er zal het één en ander aan M_{break} moeten worden veranderd als in de toekomst een nauwkeurige berekening van een golfbreker met kruinmuur gemaakt moet worden. Tot op heden zal het niet lukken om met M_{break} een uitkomst te krijgen die een juiste benadering van de werkelijkheid is. M_{break} kan eigenlijk alleen maar verticale laagscheidingen aan. Deze laagscheidingen moeten over de gehele verticaal lopen.

Hoofdstuk 6: Opzet indicatief onderzoek met Mbreak

6.1 Inleiding

In dit hoofdstuk zal de opzet worden beschreven hoe het waarschijnlijk mogelijk moet zijn om met Mbreak een bovengrens en een ondergrens vast te stellen van de maximale waterdruk op het horizontale basisvlak van de kruinmuur.

6.2 Bovengrens en ondergrens

De bovengrens en ondergrens van de waterdruk worden bepaald door de ligging van de freatische lijn. Het gaat om het verticale maximum van de freatische lijn. De bovengrens van de waterdruk wordt bepaald door de waarden van het maximum van de freatische lijn **waarboven** de freatische lijn met grote waarschijnlijkheid niet loopt. De ondergrens van de waterdruk wordt bepaald door de waarden van het maximum van de freatische lijn **waaronder** de freatische lijn met grote waarschijnlijkheid niet loopt.

6.3 Uiterste grenzen

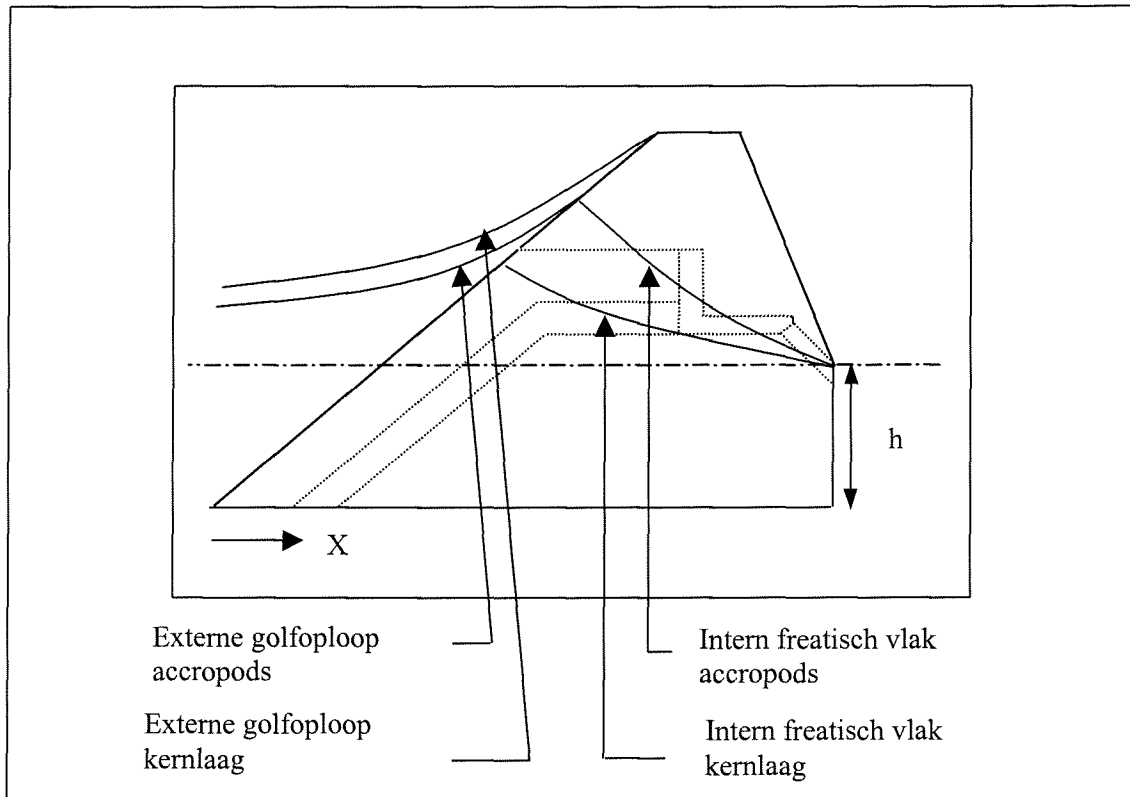
Om een referentie te hebben waartussen de bovengrens en ondergrens van het maximum van de freatische lijn waarschijnlijk moeten liggen, is het nodig de uiterste grenzen vast te stellen.

De uiterste ondergrens is te bepalen door de golfbreker te schematiseren tot golfbreker bestaande uit één laag met de eigenschappen van de kern. Op deze manier wordt er voor gezorgd dat de golfbeweging in de golfbreker geminimaliseerd wordt. Dit in tegenstelling tot de golfloop die gemaximaliseerd wordt door de lage doorlatendheid van de golfbreker. Het talud wordt doorgetrokken zodat er geen overslag kan ontstaan. Bij deze bepaling van de uiterste waarden van de ondergrens wordt er geen rekening met de kruinmuur.

Voor de uiterste waarde van de bovengrens geldt dat deze wordt verkregen door de golfbreker te schematiseren tot een golfbreker bestaande uit één laag met de eigenschappen van Accropods. Deze benadering is niet erg nauwkeurig omdat het talud wordt doorgetrokken en de kruinmuur wordt weggelaten. Deze twee aspecten zijn in werkelijkheid misschien van grote invloed op de uiterste waarde van de bovengrens. De overslag verkort het pad van instroom waardoor het freatisch vlak in de golfbreker wordt verhoogd. Door de kruinmuur wordt het freatisch vlak beïnvloed. Omdat het water niet door de kruinmuur kan gaan stapelt het zich op voor de kruinmuur. De gradiënt is bij het hoekpunt van de kruinmuur sterk waardoor de lokale interne snelheid onder de kruinmuur zeer hoog wordt. Door die hoge snelheid stroomt er wel weer extra water naar het deel van de golfbreker onder de kruinmuur. De invloed van de kruinmuur speelt mee in de gehele golfbreker.

Hetzelfde als hierboven beschreven, kan gedaan worden om de ondergrens en bovengrens van de minimale freatische lijn te bepalen. De uiterste waarde van de ondergrens kan bepaald

worden door uit te gaan van een golfbreker geheel bestaand uit Accropods. Voor de bovengrens kan uit gegaan worden van een golfbreker geheel bestaand uit het kernmateriaal. De golfterugloop zal bij deze configuratie groter zijn dan bij een golfbreker bestaand uit Accropods. Ook de discontinuïteit tussen externe stroming en interne stroming zal dus groter zijn dan bij een golfbreker bestaande uit Accropods.



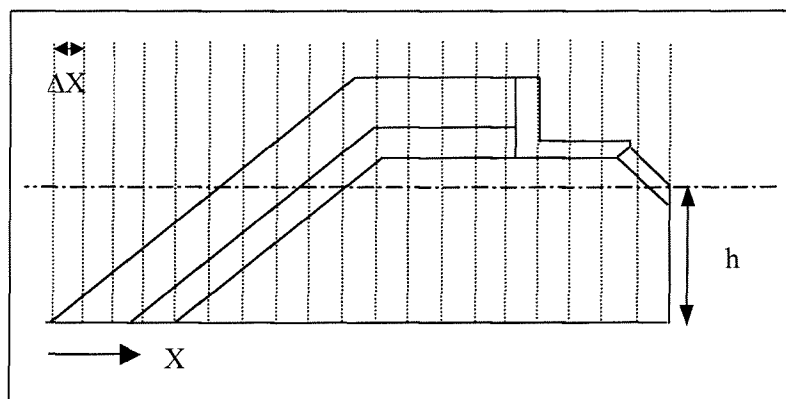
Figuur 6.1: Voorbeeld te verwachten uiterste waarden

6.4 Schematisatie in Mbreak

6.4.1 Theorie

In hoofdstuk 5 zijn de tekortkomingen van Mbreak besproken. Doormiddel van extra handmatig uit te voeren stappen zal geprobeerd worden de tekortkomingen zo goed mogelijk te omzeilen.

Omdat Mbreak alleen verticale laagscheidingen aankan, zal de golfbreker worden opgedeeld in verticale lagen [verticale lagen = schijven]. Elke schijf wordt verondersteld uit één materiaal te bestaan. De eigenschappen van dat materiaal moeten zo gekozen worden dat ze de 2 of 3 materialen die zich in werkelijkheid in de schijf bevinden zo goed mogelijk representeren. De beperking hierin is het maximaal aantal lagen dat Mbreak kan uitrekenen. Het maximaal aantal verticale lagen (schijven) in Mbreak is 19. Het is niet nodig dat de diktes van de verschillende schijven gelijk zijn. Het is denkbaar meer schijven toe te passen bij het talud dan bij de kruinmuur.



Figuur 6.2: Golfbreker opgedeeld in schijven

Omdat ook in dit geval het gedeelte van de golfbreker dat onderwater ligt aan de havenzijde geen rol speelt, zal dat worden weggelaten. Hetzelfde geldt voor de steunberm. Deze wordt verondersteld weinig invloed te hebben op de golfbeweging.

Mbreak rekt de waterbeweging in de golfbreker uit door per stap in de X-richting de massabalans en de impulsbalans op te lossen. Tijdens de tweedimensionale berekening duwt Mbreak de uitgezette mesh onder de waterspiegel [zie figuur 5.2]. Het programma doet dan alsof elke schijf volledig gevuld is met water. De hoogte van elke schijf wordt per tijdstap bepaald. De hoogte van de schijf komt steeds overeen met de waterhoogte in die schijf.

6.4.2 Bepaling representatieve doorlatendheid per schijf

Het is nodig de variatie van de ligging van het freatisch vlak te kennen, die bepaald wordt door de gradiënt van het debiet Q in horizontale richting ($\partial Q/\partial x$) en door het poriënvolume n . Het debiet wordt op zijn beurt voornamelijk bepaald door de gradiënt en het produkt van de doorlatendheid en de hoogte.

Bij benadering geldt:

$$Q(x,t) \approx -i(x,t) \{ h(x,t) k \} \quad [\text{formule 6.1}]$$

De gelineariseerde doorlatendheid kan worden benaderd met behulp van:

$$k' = \frac{n^3 g D}{\beta} \quad [\text{formule 5.1}]$$

waarin : k'	= gelineariseerde doorlatendheid	[m/s]
n	= porositeit	[-]
g	= zwaartekracht versnelling	[m/s ²]
D	= diameter	[m]

De doorlatendheid zelf is niet afhankelijk van de hoogte. Door de doorlatendheid te vermenigvuldigen met de hoogte wordt er een hoogte afhankelijke doorlatendheidsparameter gecreëerd, de zogenaamde doorlatendheidshoogte.

Om Mbreak te kunnen gebruiken is het nodig voor elke schijf de parameters af te leiden die de stroming gedurende één golfcyclus in de desbetreffende schijf zo goed mogelijk beschrijven. De gemiddelde doorlatendheidshoogte gedurende een golfcyclus is een belangrijke parameter vanwege het feit dat Mbreak gemiddeld in een golfcyclus met die hoogte. Dit volgt uit de volgende redenering:

De doorlatendheidshoogte kh kan voor een willekeurige schijfgrens x met constante doorlatendheid k_x en een waterhoogte $h(t)$ per tijdstap bepaald worden:

$$\begin{aligned} \text{Tijdstap} = t_i & \Rightarrow k_x h(x, t_i) \\ \text{Tijdstap} = t_{i+1} & \Rightarrow k_x h(x, t_{i+1}) \\ \text{Tijdstap} = t_{i+2} & \Rightarrow k_x h(x, t_{i+2}) \end{aligned}$$

Over het tijdsinterval T is de som van de doorlatendheidshoogten per tijdstap ook te schrijven als:

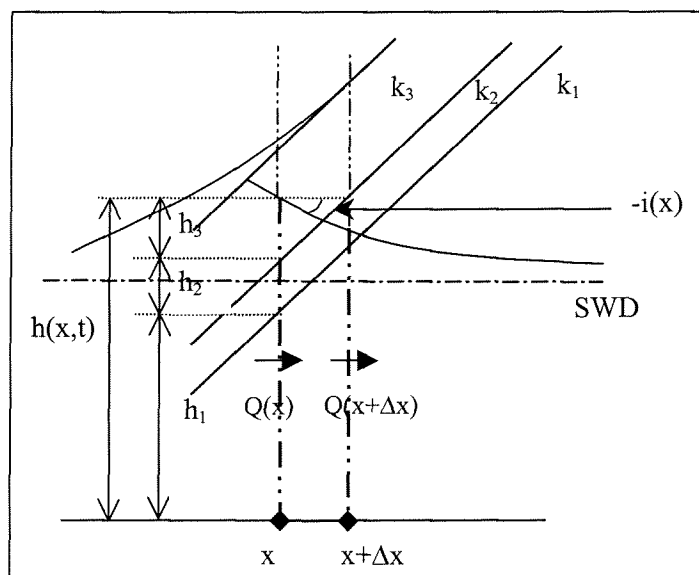
$$\frac{k_x \sum \{ h(x, t) \}}{T} = k_x h_{gem} \quad [\text{formule 6.2}]$$

Dit geldt alleen als de doorlatendheid gelijk is over de hoogte. Hieruit volgt dat het debiet afhankelijk is van de gemiddelde waterhoogte per schijf. Dit komt door het cyclische karakter van de golfbeweging.

Voor een schijf bestaande uit 3 soorten steen is de doorlatendheidshoogte te schrijven als [zie figuur 6.3]:

$$\{ h_1(x, t) k_1 + h_2(x, t) k_2 + h_3(x, t) k_3 \} \quad [\text{formule 6.3}]$$

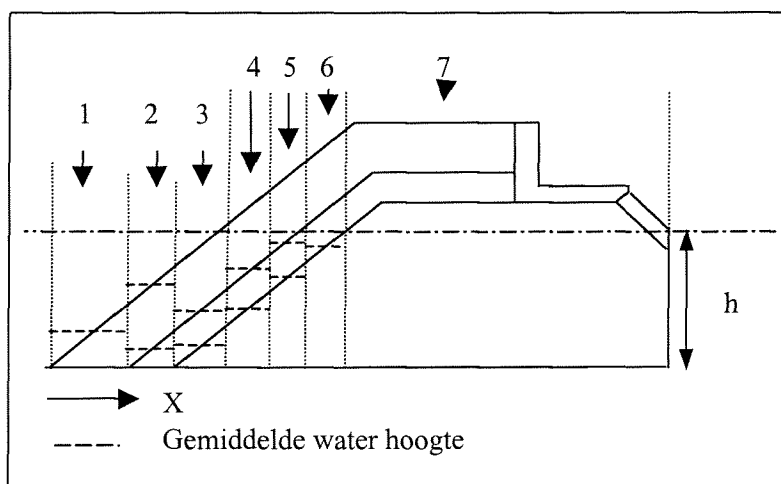
Door [formule 6.3] gelijk te stellen aan [formule 6.2] kan de doorlatendheid per schijf worden bepaald, mits de gemiddelde hoogte bekend is. Een schijf bestaande uit 3 verschillende lagen wordt dan omgezet in een schijf bestaande uit 1 laag.



Figuur 6.3: Schematisatie van één schijf

6.4.3 Voorbeeld representatieve doorlatendheid golfbreker zonder kruinmuur

Een grove benadering van de gemiddelde waterhoogte is de stilwaterdiepte. De gemiddelde waterhoogte ligt in werkelijkheid hoger dan de stilwaterdiepte. Dit komt door de set-up. Deze ontstaat omdat het pad van instroom korter is dan het pad van uitstroom [paragraaf 3.5]. Uit de gemiddelde waterhoogte is af te leiden door welke lagen het water gemiddeld stroomt. Door de golfbreker op te delen in schijven, is per schijf te bepalen welke doorlatendheid die moet hebben om hetzelfde gemiddelde freatisch vlak te verkrijgen. Er zal voor als nog geen rekening worden gehouden met de kruinmuur.



Figuur 6.4: Golfbreker opgedeeld in schijven

In figuur 6.4 is de golfbreker opgedeeld in 7 schijven. Er moet gekeken worden naar het deel van de golfbreker onder de stilwaterdiepte. Door dat deel van de golfbreker stroomt het water gemiddeld genomen doorheen. In de onderstaande tabel is het aandeel van elke laag, de hoogte, de totale doorlatendheidshoogte en de gemiddelde doorlatendheid per schijf te zien. Dit zijn allemaal schattingen van de orde van grootte. De stilwaterdiepte is 12 meter.

Tabel 6.1: Aandeel per laag in voorbeeld golfbreker.

Schijf nummer	Aandeel % toplaag	Aandeel % filterlaag	Aandeel % kern	Gemiddelde h	Totale $k' h/g$	Gemiddelde k'/g
1	100 %	0 %	0 %	3,33 m	0,379 ms	0,114 s
2	80 %	20 %	0 %	6,66 m	0,647 ms	0,097 s
3	55 %	25 %	20 %	10 m	0,718 ms	0,072 s
4	30 %	30 %	40 %	12 m	0,558 ms	0,046 s
5	10 %	24 %	66 %	12 m	0,289 ms	0,024 s
6	0 %	17 %	83 %	12 m	0,143 ms	0,012 s
7	0 %	0 %	100 %	12 m	0,099 ms	0,008 s

De waarden van $Dn15$ worden bepaald door het aandeel van elk materiaal per schijf.

De porositeit wordt in de lagen voor de kruinmuur ook op dezelfde manier bepaald. Met behulp van [formule 5.1], het beschreven verloop van de waarden voor $Dn15$ en n en de waarden uit bovenstaande tabel is het mogelijk de vormfactor β per schijf te bepalen.

Tabel 6.2: Eigenschappen per schijf.

Nummer	Gemiddelde k' / g	$Dn15$	n	β
1	0,114 s	2,25 m	0,45	1,8
2	0,097 s	1,94 m	0,44	1,734
3	0,072 s	1,45 m	0,43	1,616
4	0,046 s	0,97m	0,406	1,497
5	0,024 s	0,53 m	0,397	1,384
6	0,012 s	0,29 m	0,379	1,321
7	0,008 s	0,21 m	0,37	1,29

Dit zijn de nieuwe waarden die in Mbreak moeten worden ingevoerd. Uit de berekening met Mbreak volgen een nieuw maximum en minimum voor het freatisch vlak.

Op dezelfde manier als in paragraaf 6.2 is beschreven, moeten de boven- en ondergrenzen worden bepaald voor de minimale en maximale ligging van het freatisch vlak. Het is nu mogelijk de nieuwe berekening van Mbreak te toetsen aan de verkregen bovengrenzen en ondergrenzen. Als het goed is liggen de nieuwe waarden van het maximum en minimum van het freatisch vlak binnen de oude boven- en ondergrenzen voor zowel de minimale als de maximale ligging van het freatisch vlak. Als de nieuwe gemiddelde waterhoogte bepaald is, moet de gehele procedure herhaald worden. Dit moet gebeuren totdat een antwoord is verkregen met een gewenste nauwkeurigheid. Op een gegeven moment zullen, naar verwacht wordt, de opeenvolgende antwoorden bijna niet meer veranderen. Dit is het moment waarop het programma de golfbeweging met een grote nauwkeurigheid beschrijft.

6.4.4 Voorbeeld representatieve doorlatendheid kruinmuur

Op het moment dat de freatische lijn, op welk moment dan ook, door de kruinmuur gaat moet de volgende methode toegepast worden. Omdat bij de eerste berekening gekozen is dat de gemiddelde waterhoogte overeen kwam met het stilwaterniveau, zal het pas in de eerste uitvoer zo kunnen zijn dat het freatisch vlak door de kruinmuur gaat. Als dit het geval is dan moet gedurende één golfcyclus de hoogte van freatisch vlak, op dezelfde x-afstand als het hoekpunt van de kruinmuur, met behulp van Mbreak worden bepaald [zie figuur 6.5]. Daaruit is de tijdsduur te halen dat het freatisch vlak door de kruinmuur loopt. Aan de hand daarvan is de gemiddelde hoogte, H_t , voor het deel van de golf dat door de kruinmuur snijdt te bepalen.

Door de resterende sinus in extra delen op te splitsen, is voor die delen afzonderlijk de gemiddelde waterhoogtes, H_{II} en H_{III} , te bepalen. Voor een sinus geldt dat het zwaartepunt van een halve golf op één derde van de hoogte ligt. Het gemiddelde is op dezelfde wijze te bepalen.

De gemiddelde waterhoogte op het hoekpunt van de kruinmuur $H_{gem\ hk}$ wordt op de volgende manier berekend:

$$H_I \times t_I + H_{II} \times t_{II} + H_{III} \times t_{III} = H_{gem} \times \sum t \quad [\text{formule 6.4}]$$

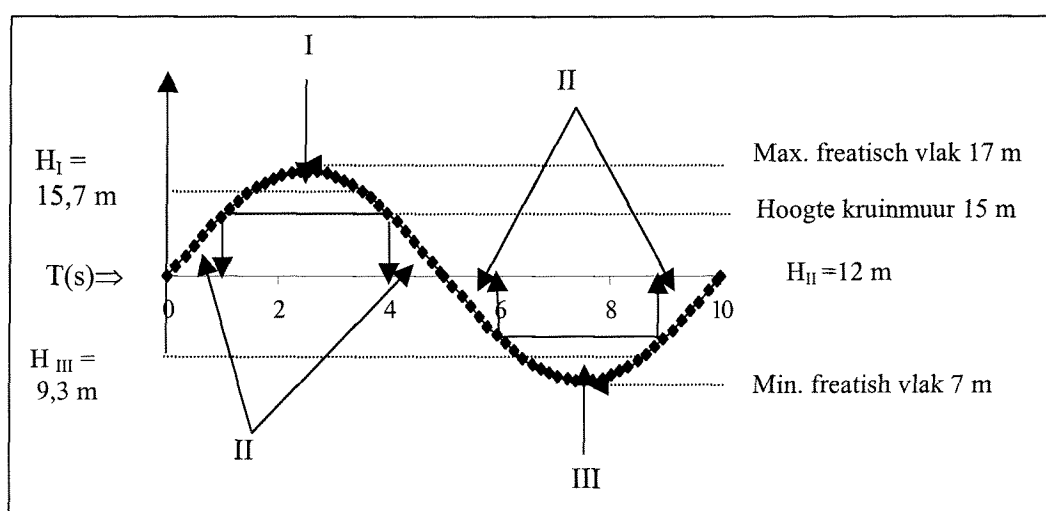
t_I is de tijdsduur waarvoor H_I geldt. t_{II} is de tijdsduur waarvoor H_{II} geldt. t_{III} is de tijdsduur waarvoor H_{III} geldt. $\sum t$ is één golfcyclus.

De doorlatendheid van de verticale grens ter hoogte van het hoekpunt met de kruinmuur $k_{max\ muur}$ wordt op de volgende manier bepaald:

$$H_I \times t_I \times k_I + H_{II} \times t_{II} \times k_{II} + H_{III} \times t_{III} \times k_{III} = H_{gem} \times \sum t \times k_{max\ muur} \quad [\text{formule 6.5}]$$

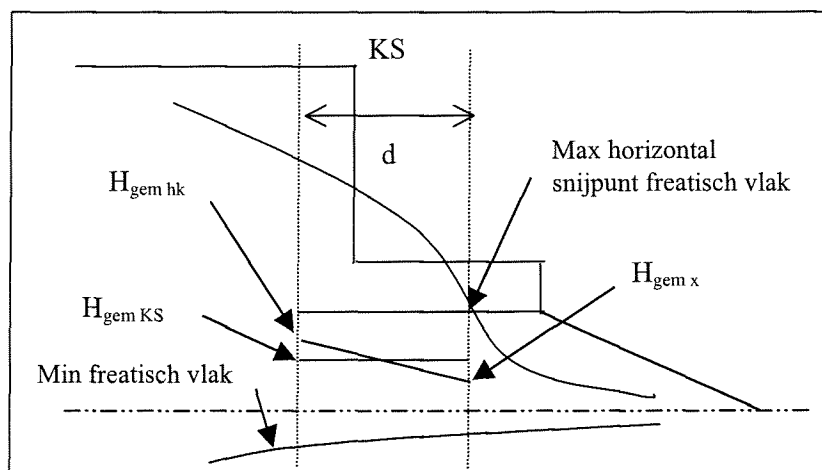
k_{III} en k_{II} zijn even groot als de doorlatendheid voor het kernmateriaal. k_I wordt berekend aan de hand van de volgende formule:

$$(H_{muur} \times k_{kern} + (H_I - H_{muur}) \times k_{muur}) = H_I \times k_I \quad [\text{formule 6.6}]$$



Figuur 6.5: Verticale ligging freatisch vlak ter hoogte van hoekpunt kruinmuur

De freatische lijn snijdt ook het horizontale deel van de kruinmuur. De tijdsduur dat de freatische lijn in horizontale richting de kruinmuur snijdt is gelijk aan de tijdsduur in verticale richting. De kruinmuur wordt het eerst en het laatst gesneden in het hoekpunt van de kruinmuur. Het verste punt, vanaf het hoekpunt gezien richting de havenzijde, waar de freatische lijn de kruinmuur snijdt, is te bepalen uit de uitvoerfile van M_{break} . Voor dit snijpunt is de gemiddelde waterhoogte $H_{gem\ x}$ te berekenen uit het gemiddelde van de minimale waterhoogte en de maximale waterhoogte. De maximale waterhoogte is gelijk aan het snijpunt met de kruinmuur. De doorlatendheid van dit verticale vlak is hetzelfde als de doorlatendheid van de kern



Figuur 6.6: Schematisatie L-muur bij maximaal horizontaal snijpunt

Het bepalen van de gemiddelde waterhoogte $H_{gem\ x}$, voor de kruinmuurschijf KS met breedte d , wordt gedaan door het gemiddelde te nemen van $H_{gem\ hk}$ en $H_{gem\ x}$. Het bepalen van de doorlatendheid gebeurt door het gemiddelde te nemen van $k_{max\ muur}$ en k_{kern} .

6.4.5 Voorbeeld representatieve porositeit kruinmuur

Voor de verticale schijf KS moet de berging bepaald worden. De bergingsvergelijking is een continuïteitsvergelijking en ziet er als volgt uit:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = n \frac{\partial h}{\partial t} \quad [\text{formule 6.7}]$$

De berging is gerelateerd aan de porositeit. De berging moet worden gezien als de ruimte waar het water naar toe kan stromen. Als het water zo hoog is als de kruinmuur dan is er ter hoogte van de kruinmuur geen berging, aangezien het water niet door de kruinmuur kan gaan. Het is nodig de tijd te weten dat het water tot aan de kruinmuur staat. In het voorbeeld van de vorige paragraaf is dat ongeveer een $\frac{1}{4}$ van de golfcyclus T op het hoekpunt en oneindig kort op het maximale horizontale snijpunt [zie figuur 6.5].

De porositeit van de verticale grens ter hoogte van het hoekpunt kan op de volgende manier worden bepaald.

$$\frac{(n_{muur} \times \frac{1}{4} T) + (n_{kern} \times \frac{3}{4} T)}{T} = n_{hk} \quad [\text{formule 6.8}]$$

De porositeit van de verticale grens ter hoogte van het maximale horizontale snijpunt is gelijk aan de porositeit van de kern.

Door het gemiddelde te nemen van beide porositeiten kan de porositeit van de schijf KS bepaald worden. Door de porositeit in te vullen in [formule 5.1] kan de vormfactor β worden bepaald voor de schijf KS. De diameter wordt voor deze schijf gelijk genomen aan de diameter van de kern. Het kan natuurlijk gewenst zijn het deel van de kruinmuur dat door de

freatische lijn wordt gesneden in meerdere schijven te splitsen. De methode blijft hetzelfde alleen moet nu voor meerdere grenzen de porositeit en doorlatendheid bepaald worden.

6.4.6 Voorbeeld berekening gehele golfbreker

De gehele golfbreker moet opnieuw opgedeeld worden in schijven. Met behulp van de berekening waarbij de freatische lijn voor het eerst door de kruinmuur sneed, moet per schijf de doorlatendheid en gemiddelde waterhoogte worden bepaald. Nadat voor alle schijven de parameters zijn bepaald, inclusief de kruinmuurschijf, moet het geheel in Mbreak worden ingevoerd en kan het programma een nieuw maximum en een nieuw minimum voor de freatische lijn bepalen. De uitkomsten van Mbreak moeten binnen de uiterste grenzen liggen. De gehele berekeningscyclus kan weer herhaald worden totdat een antwoord met de gewenste nauwkeurigheid is gevonden.

Op een gegeven moment zal het antwoord, naar verwacht wordt, niet meer noemenswaardig veranderen. Dit is het moment waarop het programma met behulp van deze benaderingsmethode de golfbeweging het nauwkeurigst beschrijft.

Bijlagen

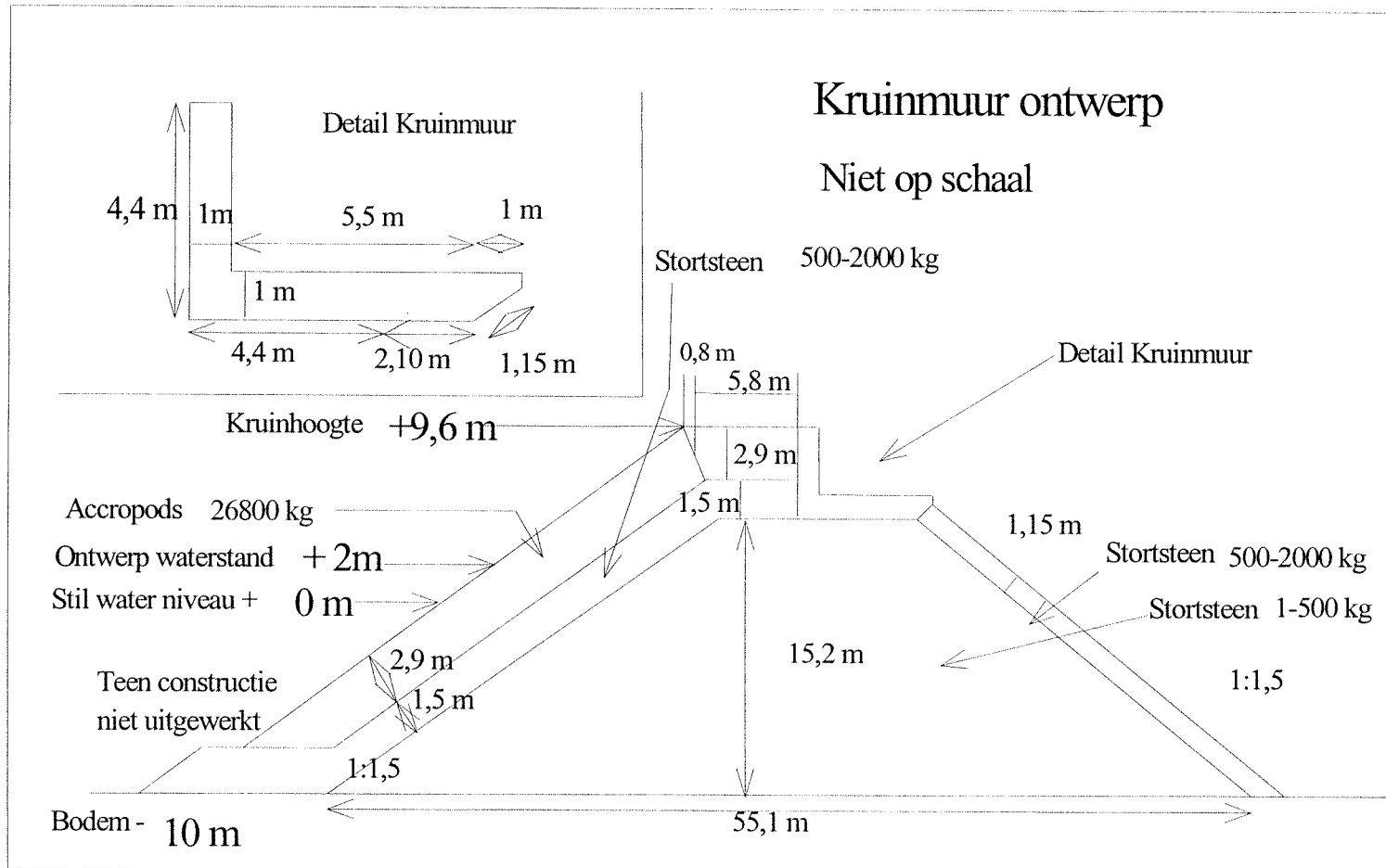
- Literatuurlijst pag. ii
- Bijlage X: Geometrie te onderzoeken golfbreker pag. iv
- Bijlage Y: Resultaat indicatief onderzoek pag. v
- Bijlage Z: Output Mbreak, bijlage 1 tot met 21 pag. x

Literatuurlijst

- [1] Adel, H. den (1987): Heranalyse doorlatendheidsmetingen door middel van de Forchheimer relatie, Grondmechanica Delft, Delft
- [2] Allsop, N.W.H., Vicinanza, D. en McKenna J.E. (1996): Wave forces on vertical and composite breakwater, Report Sr 443, HR Wallingford, Wallingford, U.K.
- [3] Barends, F.B.J., de Groot, M.B. en Hölscher, P. (1995): Hydro-geotechnical stability of breakwaters, Delft. Uit proceedings of the Coastal structures and breakwaters conference (1995), London, Thomas Telford, London, U.K.
- [4] Barends, F.B.J. en Hölscher, P. (1988): Modelling interior process in a breakwater, Delft. Uit proceedings of the conference Breakwaters'88 (1988), Eastbourne, Thomas Telford, London, U.K.
- [5] Barends, F.B.J. en Hagenaar, J.(1994): Hydro-geotechnical stability of breakwaters, Delft. Uit Reconstruction of the west breakwater at Port Sines, Portugal (1994), A.S.C.E., New York, U.S.A.
- [6] Battjes, J.A. (1974): Computation of set-up, longshore currents, run-up and overtopping due to wind-generated waves, TH-Delft, Delft
- [7] Battjes, J.A. (1997): Korte golven, Collegediktaat Ctw4320, Faculteit der Civiele Techniek, TU-Delft, Delft
- [8] Bradburry, A.P., Allsop, N.W.H. en Stephens, R.V. (1988): Hydraulic performance of breakwater crown walls, Report SR 146, HR Wallingford, Wallingford, U.K.
- [9] Bruun, P. (1985): Design and construction of mounds for breakwaters and coastal protection, Development in geotechnical Engineering 37, Elsevier, Amsterdam
- [10] Burcharth, H.F. en Andersen, O.H. (1992): On the one-dimensional unsteady porous flow equation, Mast G6-S Coastal Structures, Proceedings of final overall workshop Lisbon, HR Wallingford, Wallingford , U.K.
- [11] Cohen de Lara, G. (1955): Coefficient de perte de charge en milieux basé sur l'équilibre hydrodynamique d'un massif. Uit La Houille Blanche, n° 2 (1955), L'Assciation pour la Diffusion de la Documentation Hydraulique, Grenoble, France
- [12] Engering, F.P.H., Spierenburg, S.E.J. en Yamazaki, H. (1993): Mbreak: Computer model for the water motion on and inside a rubble mound breakwater, prepared for EEC project Mast 6-project 1, Grondmechanica Delft, Delft
- [13] Gent, M.R.A. van (1992): Numerical model for wave action on and in coastal structures. Communications on Hydraulic and Geotechnical Engineering, TU-Delft, Delft
- [14] Gent, M.R.A. van (1992): Formulae to describe porous flow. Communications on Hydraulic and Geotechnical Engineering, TU-Delft, Delft
- [15] Goda, Y. (1985): Random Seas and Design of maritime structures, University of Tokyo Press, Tokyo, Japan
- [16] Groot, M.B. de (1995): Foundation design of caisson breakwaters volume 1, Norges geotekniske institutt, plub. 198, Oslo, Norway
- [17] Groot, M.B. de, Yamazaki, H., van Gent, M.R.A. en Kheyruri, Z. (1994): Pore pressures in rubble mound breakwaters, Delft. Uit Coastal engineering 1994 (1994), proceedings of the 24th Int. Conference on Coastal Engineering, Kobe, Japan, A.S.C.E., New York, U.S.A.

- [18] Günbak, A.R. en Göcke, T. (1983): Wave screen stability of rubble-mound breakwaters. Uit Int. symposium of maritime structures in the Mediterranean sea (1984), Athens, National technical university Athens, Greece
- [19] Hamilton, D.G. en Hall, K.R. (1992): Preliminary analysis of the stability of rubblemound breakwater crown walls, Ontario. Uit Coastal engineering 1992 (1992), proceedings of the 23rd Int. Conference on Coastal Engineering, Venice, Italy, A.S.C.E., New York, U.S.A.
- [20] Hölscher, P., de Groot, M.B. en van der Meer, J.W. (1988): Simulation of internal water movement in breakwaters. Uit Proceedings of the international symposium on modelling soil-water-structure interactions (1988), SOWAS 88, Delft, Balkema, Rotterdam
- [21] Jensen, O.J. (1984): A monograph on rubble mound breakwaters, Danish Hydraulic institute, Horsholm, Denmark
- [22] Kheyruri, Z. (1994): Validation of Mbreak computer programme to simulate water motion on and in rubble mound breakwaters, International institute for infrastructure, hydraulic and environmental engineering, Delft
- [23] Martin, F.L., Losada, M.A. en Medina, R. (1998): Wave loads on rubble mound breakwater crown walls, Ocean and Coastal Engineering Group, University of Cantabria, Cantabria, Spain
- [24] Martin, F.L. en Losada, M.A. (1998): Wave forces on rubble mound breakwaters crown walls, Preliminary draft PROVERBS, Cantabria, Spain
- [25] Massie, W.W. (1986): Breakwater Design, Coastal Engineering, Volume III, Collegediktaat F5N, Faculteit der Civiele techniek, TU-Delft, Delft
- [26] Pedersen, J. en Burcharth, H.F. (1992): Wave forces on crown walls, Aalborg. Uit Coastal engineering 1992 (1992), proceedings of the 23rd Int. Conference on Coastal Engineering, Venice, Italy, A.S.C.E., New York, U.S.A.
- [27] Pedersen, J. (1996): Wave forces and overtopping on crown walls of rubble mound breakwaters, Series paper 12, Aalborg University, Aalborg, Denmark
- [28] Schiereck, G.J. (1996): Introduction to bed, bank and shore protection, Collegediktaat F4, Faculteit der Civiele techniek, TU-Delft, Delft
- [29] Sun, Z.C., Williams, A.F. en Allsop, N.W.H. (1992): Numerical determination of wave induced flow in rubble mound breakwaters, Wallingford. Uit Coastal engineering 1992 (1992), proceedings of the 23rd Int. Conference on Coastal Engineering, Venice, Italy, A.S.C.E., New York, U.S.A.
- [30] Vries, M. de (1977): Waterloopkundig onderzoek, collegehandleiding B80, Technische hogeschool Delft, afdeling der Civiel Techniek, Delft
- [31] Yamazaki, H. (1993): Validation of coupling methods in Mbreak en Odiflocs, Grondmechanica Delft, Delft
- [32] Breakwat manual. Conceptual design of rubble mound breakwaters (1993), Delft Hydraulics, report H1509, Delft
- [33] British Standard Code of practise for Maritime Structures (1984), BS 6349: Part 7, British Standard Institute, London, U.K.
- [34] Manual on the use of rock in hydraulic engineering (1991), CUR report 154, Gouda, Ciria special publication 83, London, U.K.
- [35] Two-dimensional tests on stability, wave overtopping and pressures (1981), Homs Harbour Lybia, M1706 volume V, Waterloopkundig laboratorium, Delft

Bijlage X: Geometrie ontworpen golfbreker



Bijlage Y: Resultaat indicatief onderzoek Mbreak

Y.1 Inleiding

Nadat bekend was geworden dat Mbreak met de verkeerde laageigenschappen de tweedimensionale berekening uitvoerde, is dit door Grondmechanica Delft aangepast. Het programma duwt nog steeds de mesh onder de freatische lijn, zodat er geen lucht in het berekeningsdomein zit. Als het aangepaste programma een tweedimensionale berekening uitvoert, wordt bekeken in welke laag het zwaartepunt van elke meshdriehoek zich bevindt. De laageigenschappen van alle meshdriehoeken worden aan de hand hiervan aangepast. Op deze manier rekent het programma met de juiste laageigenschappen.

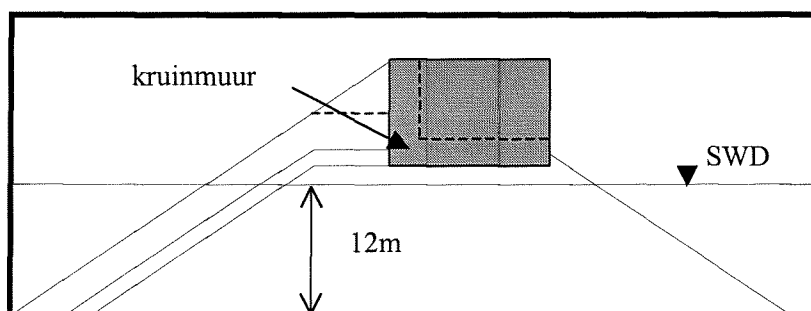
Aangezien de tekortkoming van Mbreak, dat het programma met de verkeerde laageigenschappen rekende verholpen is, is Hoofdstuk 6: Opzet indicatief onderzoek met Mbreak overbodig geworden.

Y.2 Opzet nieuw onderzoek

Daarom is als alternatieve berekening met het nieuwe Mbreak getracht de volgende invloeden te bepalen:

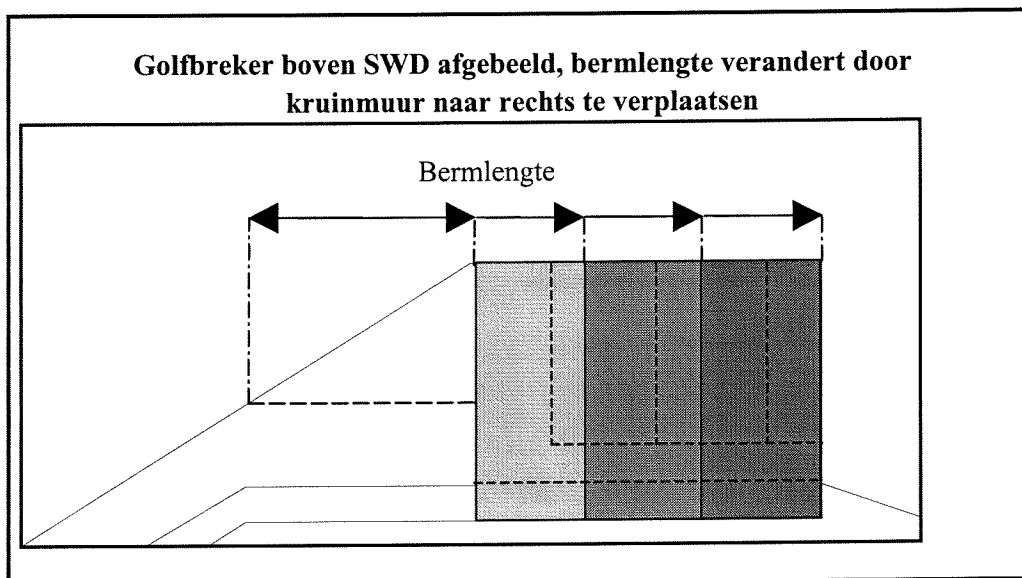
- De invloed van de lengte van de berm op de hoogste ligging van het freatisch vlak.
- De invloed van de hoogte van de onderkant van de kruinmuur op de hoogste ligging van het freatisch vlak.

Dit is onderzocht met behulp van de golfbreker die ontworpen is in bijlage A. De gebruikte basisgeometrie staat afgebeeld in figuur A. De kruinmuur is als blok steeds geschematiseerd.

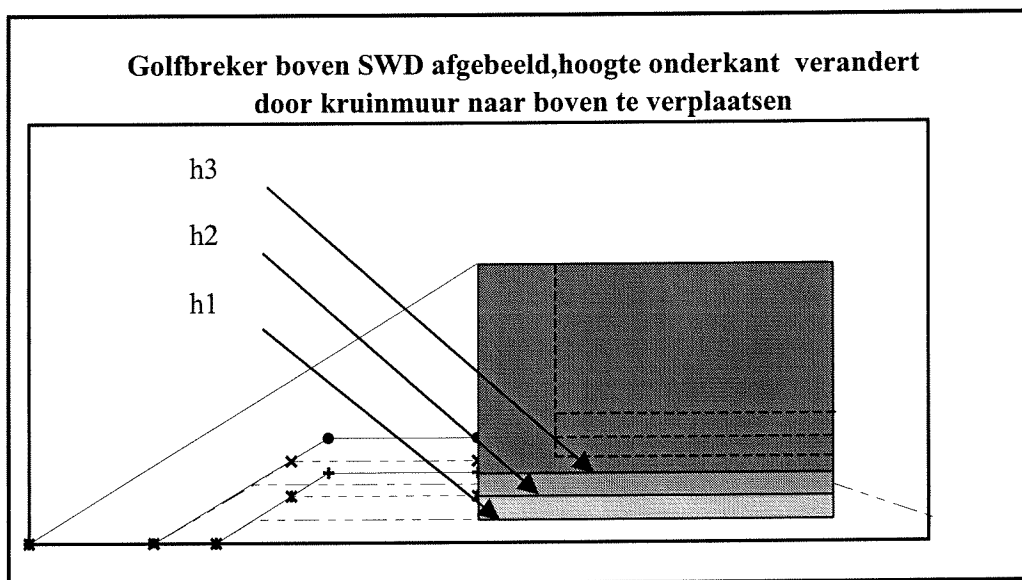


waarin SWD = stilwaterdiepte

De invloed van de lengte van de berm en de hoogte van de onderkant van de kruinmuur op het freatisch vlak is bepaald door de grootte van de kruinmuur steeds te veranderen. Dit is gedaan door het onderhoekpunt van de kruinmuur aan de zeezijde steeds op een andere plaats te kiezen [zie figuur B en C].



Figuur B: Schematisatie verschillende berm lengtes



Figuur C: Schematisatie verschillende hoogtes onderkant kruinmuur

waarin $h_1 = 1$ meter boven SWD
 $h_2 = 2$ meter boven SWD
 $h_3 = 3$ meter boven SWD

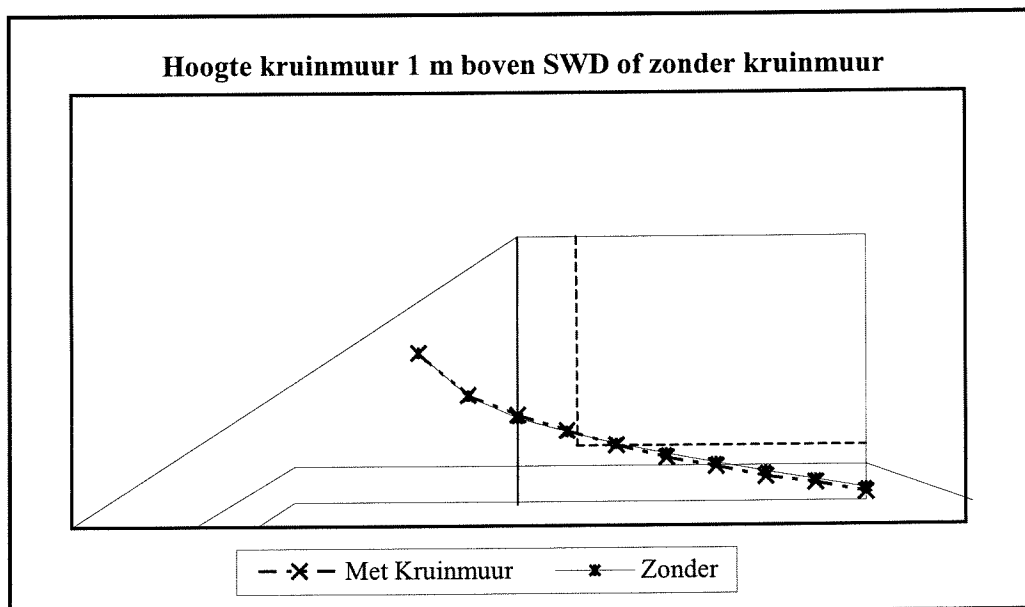
Zowel de grootte van de gehele golfbreker (inclusief kruinmuur), als de ligging van het stilwaterniveau zijn constant gehouden. Dit is gedaan zodat aantal driehoeken niet verandert bij de verschillende berekeningen. Er is in totaal met 12 verschillende configuraties gerekend.

Y.3 Invloed bermbreedte

De invloed van de bermbreedte op de hoogste ligging van het freatisch vlak blijkt bij een constante ligging van de onderkant van de kruinmuur slechts zeer beperkt te zijn. Zelfs als de kruinmuur in zijn geheel wordt weggelaten verandert de ligging van het freatisch vlak bijna niet. Dit geldt voor de drie onderzochte hoogtes van de onderkant van de kruinmuur.

In figuur D is de hoogste ligging van het freatisch vlak gegeven voor twee situaties:

- de golfbreker zonder kruinmuur
- de golfbreker waarbij de kruinmuur het grootste is.



Figuur D: Hoogste ligging freatisch vlak

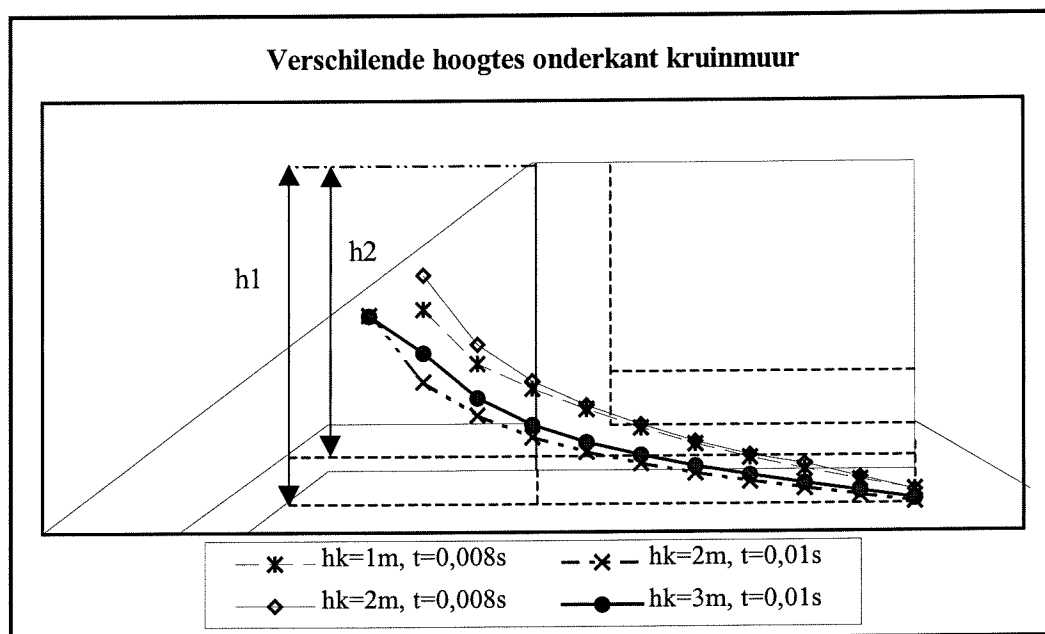
In werkelijkheid wordt verwacht dat de lengte van de berm en dus de verticale ligging van de kruinmuur wel degelijk invloed heeft op de hoogste ligging van het freatisch vlak. Het feit dat er geen verschil is tussen de hoogste ligging van de freatische vlakken met of zonder kruinmuur zorgt voor onzekerheid over de juistheid waarmee Mbreak de ligging van het freatisch vlak bepaald.

Y.4 Niveau onderkant kruinmuur

In figuur E staan de verschillende berekende hoogste liggingen van het freatische vlak afgebeeld voor 4 verschillende situaties:

- hoogte kruinmuur 1 meter boven stilwaterniveau, berekend met tijdstap $t=0,008s$
- hoogte kruinmuur 1 meter boven stilwaterniveau, berekend met tijdstap $t=0,01s$
- hoogte kruinmuur 2 meter boven stilwaterniveau, berekend met tijdstap $t=0,008s$
- hoogte kruinmuur 2 meter boven stilwaterniveau, berekend met tijdstap $t=0,01s$

De breedte van de kruinmuur en dus de berm lengte is constant gehouden



Figuur E: Ligging hoogste freatisch vlakken bij verschillende hoogtes onderkant kruinmuur en bij verschillende tijdstappen

Zoals uit figuur E naar voren komt is het verschil in hoogte van het hoogste freatisch vlak bij dezelfde tijdstap zeer gering. De invloed van de hoogte van de onderkant van de kruinmuur is klein, maar komt wel overeen met de verwachting dat als de onderkant van de kruinmuur dichterbij het stilwaterniveau ligt, de hoogste ligging van het freatisch vlak lager is. Dit heeft te maken met het feit dat als de onderkant van de kruinmuur lager ligt, de kern dunner is en dus de toplaag dikker dan als de onderkant van de kruinmuur hoger ligt. Vergelijk $h1$ en $h2$ in figuur E. Gemiddeld genomen is de porositeit, als de hoogte van de toplaag $h1$ is groter, dan als de hoogte van de toplaag $h2$ is. Dit betekent dat de gemiddelde doorlatendheid voor de kruinmuur groter is, waardoor de hoogste ligging van het freatisch lager is. Dit komt overeen met de afgebeelde resultaten in figuur E.

In figuur E is te zien dat de tijdstap van grote invloed is op de hoogste ligging van het freatisch vlak. De hoogste ligging van het freatisch vlak verschilt sterk als gerekend is met de tijdstappen, $0,01s$ en $0,008s$, die slechts een beetje verschillen. Dit betekent dat de grootte van de tijdstap van grote invloed is op het resultaat van de berekening. Het was niet mogelijk in

Mbreak alle configuraties van golfbrekers met dezelfde tijdstap te berekenen. In veel gevallen was de berekening instabiel en moest de tijdstap aangepast worden.

Y.5 Samenvatting

Geconcludeerd kan worden dat met de aangepaste versie van Mbreak het nog steeds niet mogelijk is om de belasting op een kruinmuur te voorspellen. Dit komt mede door de instabiliteit van de berekening en de gevoeligheid voor de tijdstap. Het feit dat de kruinmuur nauwelijks invloed heeft op de ligging van het freatisch vlak duidt aan dat Mbreak niet op de juiste manier de invloed weergeeft van de slecht doorlatende lagen (kruinmuur).

Bijlage Z: Output Mbreak, bijlage 1 tot en met 21

Bijlage 1 & 2	pag xi
Bijlage 3 & 4	pag xii
Bijlage 5 & 6	pag xiii
Bijlage 7 & 8	pag xiv
Bijlage 9 & 10	pag xv
Bijlage 10A & 10B	pag xvi
Bijlage 11A & 11B	pag xvii
Bijlage 11C & 11D	pag xviii
Bijlage 11E & 11F	pag xix
Bijlage 12 & 12A	pag xx
Bijlage 13	pag xxi
Bijlage 14 & 14A	pag xxii
Bijlage 15 & 15A	pag xxiii
Bijlage 16 & 16A	pag xxiv
Bijlage 17 & 17A	pag xxv
Bijlage 18 & 18A	pag xxvi
Bijlage 19	pag xxvii
Bijlage 20 & 20A	pag xxviii
Bijlage 21	pag xxix

