

# Oostende-Centrum Golfkrachten op tijdelijke waterkering

ADVIES IN AFWACHTING VAN NIEUWE GOLFGOOTPROEVEN



627\_10

WL Advies

## **Oostende-Centrum - Golfkrachten op tijdelijke waterkering**

Advies in afwachting van nieuwe golfgootproeven

Verwaest, T.; Willems, M.; Mostaert, F.

April 2009

WL2009A627\_10\_rev2\_0

Deze publicatie dient als volgt geciteerd te worden:

Verwaest, T.; Willems, M.; Mostaert, F. Willems, M.; Mostaert, F. (2009). Oostende-Centrum - Golfkrachten op tijdelijke waterkering. Advies in afwachting van nieuwe golfgootproeven. Versie 2\_0. WL Adviezen, 627\_10. Waterbouwkundig Laboratorium: Antwerpen, België



## **Waterbouwkundig Laboratorium**

*Flanders Hydraulics Research*

Berchemlei 115  
B-2140 Antwerpen  
Tel. +32 (0)3 224 60 35  
Fax +32 (0)3 224 60 36  
E-mail: [waterbouwkundiglabo@vlaanderen.be](mailto:waterbouwkundiglabo@vlaanderen.be)  
[www.watlab.be](http://www.watlab.be)

Niets uit deze uitgave mag worden verveelvoudigd en/of openbaar gemaakt door middel van druk, fotokopie, microfilm of op welke andere wijze ook zonder voorafgaandelijke schriftelijke toestemming van de uitgever.



Documentidentificatie

Titel:	Oostende-Centrum - Golfkrachten op tijdelijke waterkering. Advies in afwachting van nieuwe golfgootproeven		
Opdrachtgever:	MOW Afdeling kust	Ref.:	WL2009A627_10_rev2_0
Keywords (3-5):	Golfbelasting, Overtopping, Zeewering		
Tekst (p.):	20	Tabellen (p.):	/
Bijlagen (p.):	/	Figuren (p.):	/
Vertrouwelijk:	<input type="checkbox"/> Ja	Uitzondering:	<input type="checkbox"/> Opdrachtgever
			<input type="checkbox"/> Intern
			<input type="checkbox"/> Vlaamse overheid
		Vrijgegeven vanaf	
	<input checked="" type="checkbox"/> Nee	<input checked="" type="checkbox"/> Online beschikbaar	

Goedkeuring

Auteur Verwaest Toon	Revisor Willems Marc	Projectleider Verwaest Toon	Afdelingshoofd Mostaert Frank
-------------------------	-------------------------	--------------------------------	----------------------------------

Revisies

Nr.	Datum	Omschrijving	Auteur
1 0	mei 2008	Conceptversie	Verwaest, T.
1 1	07/05/2008	Interne revisie	Willems, M.
1 2	06/05/2009	Revisie opdrachtgever	Verwaest, T.
2 0	april 2009	Definitieve versie	Verwaest, T.

Abstract

In Oostende-Centrum plant de afdeling Kust van MDK om in de plaats van het bestaande vaste stormkering een nieuwe tijdelijke waterkering te voorzien die enkel in stormomstandigheden gemobiliseerd zou worden. Aan het WL wordt gevraagd om advies te geven bij de bepaling van de golfbelasting op deze tijdelijke waterkering die in rekening dient te worden genomen, voor een gegeven ontwerpstorm namelijk de 100-jarige storm. Een eerste advies wordt in onderhavige nota geformuleerd op basis van resultaten van onderzoek uit de literatuur. Voorgesteld wordt om door middel van golfgootonderzoek op maat bijkomende informatie te verzamelen waarna een verbeterd advies zal kunnen worden opgesteld.

## Inhoudsopgave

Inhoudsopgave .....	I
Lijst van de tabellen .....	II
Lijst van de figuren .....	III
1 Probleemstelling .....	1
2 Overslagdebietberekeningen .....	2
2.1 Geen quasi-verticaliteit van opstand en stormkering .....	2
2.1.1 Configuratie met peil muurtje op +10,3 m TAW .....	2
2.1.2 Configuratie met peil muurtje op +10,7 m TAW .....	4
2.2 Effect quasi-verticaliteit (factor $\gamma_v$ ) .....	6
2.3 Besluit .....	7
3 Golfkrachtenberekeningen .....	9
3.1 Theoretische bovengrensbenadering .....	9
3.2 Formule van den Heijer .....	11
3.3 Besluit .....	16
3.4 Vooruitblik : ontwikkeling nieuwe empirische formule voor de maximale golfkracht.....	17
4 Conclusie .....	19
5 Referentielijst .....	20

## Lijst van de tabellen

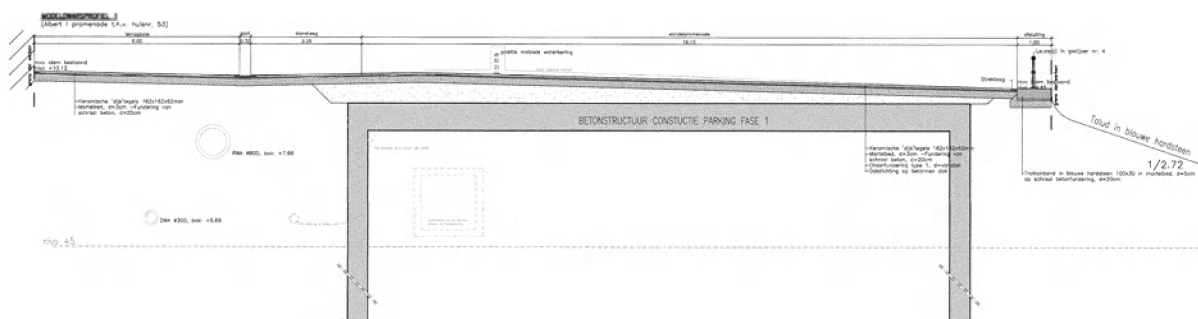
Tabel 1 - resultaten met PC-Overslag (geen rekening houdend met quasi-verticale delen) voor peil muurtje op +10,3 m TAW .....	3
Tabel 2 - resultaten met PC-Overslag (geen rekening houdend met quasi-verticale delen) voor peil muurtje op +10,7 m TAW .....	5
Tabel 3 - resultaten rekening houdend $\gamma_v=0,83$ omwille van de quasi-verticale delen .....	6
Tabel 4 - resultaten rekening houdend $\gamma_v=0,87$ omwille van een schuinite van de quasi-verticale delen (80°) .....	7
Tabel 5 - overzicht resultaten overslagdebietberekeningen .....	7
Tabel 6 - theoretische bovengrensbenadering voor de maximale golfkracht.....	10
Tabel 7 - toetsing configuratie Oostende-Centrum aan het geldigheidsgebied van den Heijer .....	13
Tabel 8 - bijkomende verschillen tussen de configuratie Oostende-Centrum en de configuraties uit het onderzoek van den Heijer .....	13

## Lijst van de figuren

Figuur 1 - Plan renovatie zeedijk Oostende-Centrum (dwarsdoorsnede uit dossier bouwaanvraag “renovatie zeedijk Oostende” (2008)).....	1
Figuur 2 - schematisatie van het profiel in PC-Overslag (geen rekening houdend met quasi-verticale delen) voor peil muurtje op +10,3 m TAW.....	2
Figuur 3 - schematisatie van het profiel in PC-Overslag (geen rekening houdend met quasi-verticale delen) voor peil muurtje op +10,7 m TAW.....	4
Figuur 4 - proefopstelling “talud met berm” (2000 serie) den Heijer (1998) [fig. 2.5] .....	11
Figuur 5 - terminologie voor de configuratie “talud met berm” van den Heijer (1998) [fig. 2.7].....	12
Figuur 6 - proefresultaten “talud” (met en zonder berm) den Heijer (1998) [fig. 4.22a] .....	14
Figuur 7 - proefresultaten “talud met berm” den Heijer versus .....	15
berekende waarden volgens de ontwerpformule den Heijer (1998) .....	15
Figuur 8 - factor $\beta$ in functie van de relatieve hoogte van het muurtje $H/h_{\max}$ volgens de proefresultaten “talud met berm” den Heijer (1998) [ op basis van de tabellen 3.3 en 4.5 ] .....	18

# 1 Probleemstelling

In Oostende-Centrum plant de afdeling Kust van MDK om in de plaats van het bestaande vaste stormkering een nieuwe tijdelijke waterkering te voorzien die enkel in stormomstandigheden gemobiliseerd zou worden. Dit kadert in de plannen voor renovatie van de zeedijk te Oostende-Centrum. Op Figuur 1 is een dwarsdoorsnede getoond waarop de locatie van de tijdelijke waterkering te zien is (namelijk op dezelfde locatie als de bestaande stormkering) en ook de aanpassingen aan het profiel van de zeedijk (ref: dossier bouwaanvraag “renovatie zeedijk Oostende” (2008)).



Figuur 1 - Plan renovatie zeedijk Oostende-Centrum (dwarsdoorsnede uit dossier bouwaanvraag “renovatie zeedijk Oostende” (2008))

Aan het WL wordt gevraagd om advies te geven bij de bepaling van de golfbelasting op deze tijdelijke waterkering die in rekening dient te worden genomen, voor de gegeven ontwerpstorm namelijk de 100-jarige storm. De karakteristieken van de ontwerpstorm zijn beschreven in de nota (Verhaeghe, H. en De Rouck, J. (s.d.)). De karakteristieken zijn :

- bodempeil ter plaatse van de teen van de dijk: + 3.75 m TAW (verlaagd door erosie)
- swl = + 6.46 m TAW
- Hm0 teen dijk = 2.22 m
- Tp = 11.3 s



## 2 Overslagdebietberekeningen

De hoogte van de nieuwe tijdelijke waterkering dient te worden bepaald uitgaande van de eis dat het overslagdebiet ter plaatse van de bebouwing op de zeedijk of ter plaatse van het landwaarts talud van de zeekering niet hoger mag zijn dan het vandaag het geval is met het bestaande vaste stormkering. Dit voor in het bijzonder de 100-jarige ontwerpstorm.

In dit hoofdstuk worden enkele indicatieve overslagdebietberekeningen uitgevoerd om in te schatten wat het effect is van enkele vrijheidsgraden van het ontwerp, namelijk in de eerste plaats de hoogte van het muurtje en ook de quasi-verticaliteit (schuinheid) van het muurtje. In deze nota wordt er van uit gegaan dat voor de nieuwe tijdelijke waterkering geen helling richting zee kant zal gekozen worden (geen neus).

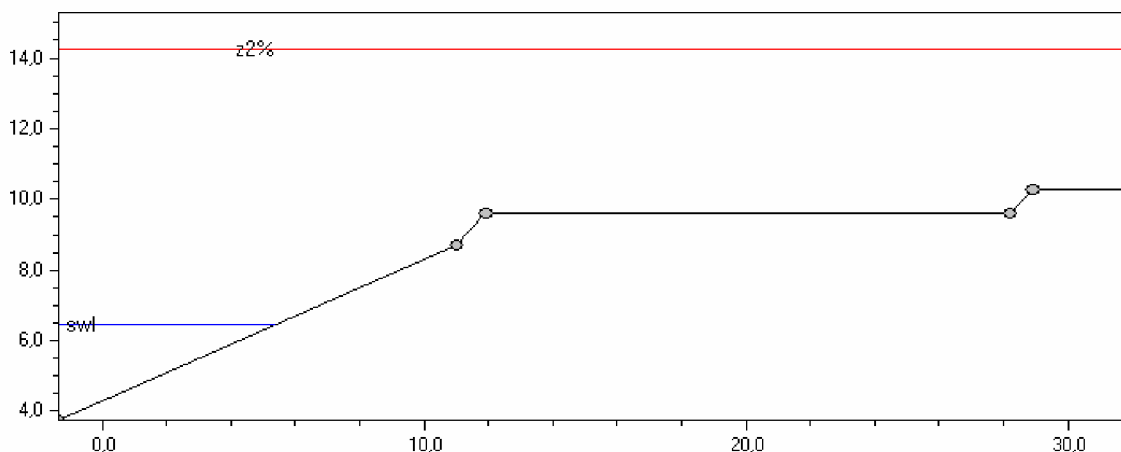
### 2.1 Geen quasi-verticaliteit van opstand en stormkering

De bestaande opstand heeft een gekromd profiel (de typische vorm die voorkomt op vele plaatsen aan de Belgische kust, zie Figuur 1). De bestaande stormkering is verticaal.

Al zijn de bestaande opstand en de bestaande stormkering wel quasi-verticaal en al zal de nieuwe tijdelijke waterkering ook niet sterk afwijken van de verticale, het is nuttig om als referentie berekeningen uit te voeren waarbij geen rekening gehouden wordt met de quasi-verticaliteit van delen van het profiel.

#### 2.1.1 Configuratie met peil muurtje op +10,3 m TAW ..

Resultaten van de berekening met PC-Overslag (deterministische ontwerpwaarden) zijn gegeven in Figuur 2 en Tabel 1.



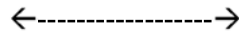
Figuur 2 - schematisatie van het profiel in PC-Overslag (geen rekening houdend met quasi-verticale delen) voor peil muurtje op +10,3 m TAW

Tabel 1 - resultaten met PC-Overslag (geen rekening houdend met quasi-verticale delen) voor peil muurtje op +10,3 m TAW

Teen talud	+ 3,75 m TAW
Helling talud	1/ 2,5 = 0,4
Top kruinsteen	+ 9,6 m TAW
Top stormmuurtje	+10,3 m TAW
Afstand tussen kruinsteen en stormmuurtje	17 m
SWL	+6,46 m TAW
Hm0	2,22 m
Tm-10 (= Tp / 1,1)	10,273 s
$\xi_{m-1,0}$	4,04
gammaB	0,939
gammaF	1,000
Tan( $\alpha$ )	0,475
Z2%+SWL	+14,24 m TAW
Z2%	7,78 m
overslag	38,77 l/s/m

Dit is een geval van niet-brekende golven. De gebruikte formules zijn deze voor deterministisch ontwerp. Er is een systematisch verschil ten opzichte van de verwachte waarden. Zie hieronder de sets van formules voor runup en overslagdebiet.

verwachte waarden



deterministisch ontwerp

$$R_{u,2\%} = H_{m0} \cdot \gamma_v \cdot \left( 4 - \frac{1,5}{\sqrt{\xi_{m-1,0}}} \right)$$

$$R_{u,2\%} = H_{m0} \cdot \gamma_v \cdot \left( 4,3 - \frac{1,6}{\sqrt{\xi_{m-1,0}}} \right)$$

$$q = \sqrt{g \cdot H_{m0}^3} \cdot 0,2 \cdot \exp\left(-2,6 \cdot \frac{R_c}{\gamma_v \cdot H_{m0}}\right)$$

$$q = \sqrt{g \cdot H_{m0}^3} \cdot 0,2 \cdot \exp\left(-2,3 \cdot \frac{R_c}{\gamma_v \cdot H_{m0}}\right)$$

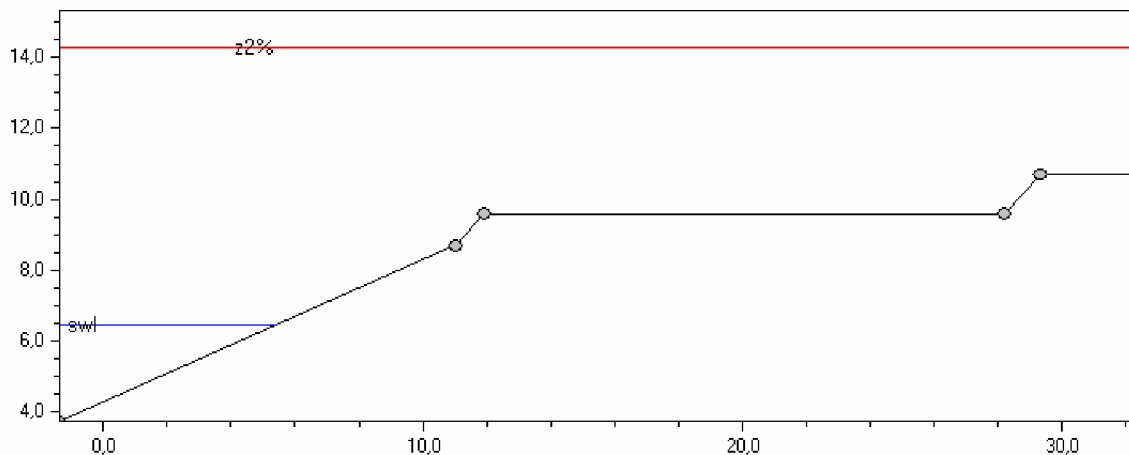
Omdat er (nog) geen rekening wordt gehouden met de quasi-verticaliteit is bij de vorige berekeningen  $\gamma_v = 1$  gesteld.

In de huidige versie van de Eurotop-manual (2007) is deze  $\gamma_v$  aangaande quasi-verticaliteit niet opgenomen in de formules voor niet-brekende golven, voornamelijk door een tekort aan metingen over dit effect (resultaten van golfgootproeven).

In de in uitvoering zijnde studie GKVP (Geïntegreerd KustVeiligheidsPlan) wordt er daarentegen wel rekening gehouden met een reductiefactor  $\gamma_v$  voor niet-brekende golven, zie verder.

## 2.1.2 Configuratie met peil muurtje op +10,7 m TAW ..

Resultaten van de berekening met PC-Overslag (deterministische ontwerpwaarden) zijn gegeven in Figuur 3 en Tabel 2.



Figuur 3 - schematisatie van het profiel in PC-Overslag (geen rekening houdend met quasi-verticale delen) voor peil muurtje op +10,7 m TAW

Tabel 2 - resultaten met PC-Overslag (geen rekening houdend met quasi-verticale delen) voor peil muurtje op +10,7 m TAW

Teen talud	+ 3,75 m TAW
Helling talud	1/ 2,5 = 0,4
Top kruinsteen	+ 9,6 m TAW
Top stormmuurtje	+10,3 m TAW
Afstand tussen kruinsteen en stormmuurtje	17 m
SWL	+6,46 m TAW
Hm0	2,22 m
Tm-10 (= Tp / 1,1)	10,273 s
$\xi_{m-1,0}$	4,163
gammaB	0,882
gammaF	1,000
Tan( $\alpha$ )	0,492
Z2%+SWL	+14,28 m TAW
Z2%	7,81 m
overslag	25,62 l/s/m

## 2.2 Effect quasi-verticaliteit (factor $\gamma_v$ )

Voorgaande berekeningen houden geen rekening met  $\gamma_v$  voor de quasi-verticaliteit van de opstand en van het stormmuurtje. Deze onderdelen werden eerder geschematiseerd met een 1/1 helling. De formules uit de actuele versie van de Eurotop manual geven géén reductie voor de verticale delen voor niet-brekende golven. Echter de oorzaak hiervan is vooral het relatief beperkt aantal metingen (resultaten van golfgootproeven) met verticale delen dat verwerkt is in deze empirische formules.

In afwachting van resultaten van bijkomend onderzoek (golfgootproeven) om betere inschattingen te kunnen maken van het effect van (de verticaliteit van) muurtjes (op relatief grote afstand tot de kruinsteen) en opstanden, wordt de werkwijze gevolgd van de in uitvoering zijnde studies GKVP (Geïntegreerd KustVeiligheidsPlan).

In overleg met de kerngroep wordt er in de studie GKVP een reductiefactor  $\gamma_v$  gehanteerd voor de verticale delen die gebaseerd is op een aantal in de afgelopen jaren uitgevoerde golfgootproeven voor de case van Oostende-Centrum (studie stilling wave basin).

- hoogte quasi-verticaliteit  $< 0,5\text{m}$  dan  $\gamma_v = 1$
- hoogte quasi-verticaliteit  $> 0,5\text{m}$  en niet-brekende golven dan  $\gamma_v = 0,83$
- hoogte quasi-verticaliteit  $> 0,5\text{m}$  en brekende golven dan gamma-factor volgens

$\gamma_v = 1,35 - 0,0078 \cdot a$  met  $a$  de hoek van de opstand in graden (TAW formule), dus

- in geval van volledig verticaal ( $a=90^\circ$ ) komt  $\gamma_v = 0,65$

- in geval van quasi verticaal ( $a=80^\circ$ ) komt  $\gamma_v = 0,73$

Voor het geval van Oostende-Centrum is er zowel de verticaliteit van de opstand als de verticaliteit van het stormmuurtje. De combinatie van beide geeft volgens de benadering die wordt toegepast in de studie GKVP geen verschil met de verticaliteit van enkel de opstand (of enkel de verticaliteit van het stormmuurtje), omdat zowel de opstand als het stormmuurtje een hoogte hebben van meer dan 0,5 m. Omwille van de situatie van niet-brekende golven wordt dan  $\gamma_v = 0,83$  onafhankelijk van de hoek. De resultaten zijn gegeven in Tabel 3.

Tabel 3 - resultaten rekening houdend  $\gamma_v=0,83$  omwille van de quasi-verticale delen

	Muurtje op +10,3 mTAW		Muurtje op +10,7 mTAW	
	Verwachte waarde	Deterministische ontwerpwaarde	Verwachte waarde	Deterministische ontwerpwaarde
Runup $R_{u2\%}$	6,0 m	6,5 m	6,0 m	6,5 m
Overslag $q$	9,2 l/s/m	17,2 l/s/m	5,2 l/s/m	10,4 l/s/m

Om enige voeling te geven van het mogelijke effect van een 80° hoek versus een 90° hoek voor het stormmuurtje wordt gebruik gemaakt van de TAW-formule voor brekende-golven om de factor  $\gamma_v$  van 0,83 te verhogen naar 0,87 ( $=1-(1-0,83)*(1-0,73)/(1-0,65)$ ). Dit geeft de resultaten van Tabel 4.

Tabel 4 - resultaten rekening houdend  $\gamma_v=0,87$  omwille van een schuinite van de quasi-verticale delen (80°)

	Muurtje op +10,3 mTAW		Muurtje op +10,7 mTAW	
	Verwachte waarde	Deterministische ontwerpwaarde	Verwachte waarde	Deterministische ontwerpwaarde
Runup $R_{u2\%}$	6,3 m	6,8 m	6,3 m	6,8 m
Overslag q	11,8 l/s/m	21,4 l/s/m	6,9 l/s/m	13,3 l/s/m

## 2.3 Besluit

De bestaande empirische overslagdebetformules zijn nog te weinig onderbouwd met voldoende golfgootproeven (namelijk voor configuraties die van belang zijn voor de Belgische kust met quasi-verticale opstanden en stormmuurtjes op een zekere afstand van de kruinsteen) om de best mogelijke kwantitatieve inschattingen te geven van het overslagdebet bij de ontwerpstorm.

Het is echter wel mogelijk om kwalitatief te concluderen dat het effect van een 80° hoek versus een 90° hoek van het stormmuurtje op het overslagdebet (namelijk een verhoging van het overslagdebet) relatief klein is ten opzichte van de onzekerheidsmarge op de formules (verwachte waarde versus deterministische ontwerpwaarde) en de verhoging van het kruinniveau van het stormmuurtje met 0,4 m. Zie onderstaande Tabel 5 waar alle voorgaande cijfers van overslagdebieten zijn samengebracht.

Tabel 5 - overzicht resultaten overslagdebetberekeningen

$\gamma_v$	kruinhoogte stormmuurtje	Al dan niet veiligheidsfactor in de overslagdebetformule	q (l/s/m)
0,87 (~80° muurtje)	+10,3 m TAW	verwachte waarde	11.8
0,83 (~90° muurtje)	+10,3 m TAW	verwachte waarde	9.2
0,87 (~80° muurtje)	+10,7 m TAW	verwachte waarde	6.9
0,83 (~90° muurtje)	+10,7 m TAW	verwachte waarde	5.2
0,87 (~80° muurtje)	+10,3 m TAW	deterministische ontwerp	21.4
0,83 (~90° muurtje)	+10,3 m TAW	deterministische ontwerp	17.2
0,87 (~80° muurtje)	+10,7 m TAW	deterministische ontwerp	13.3
0,83 (~90° muurtje)	+10,7 m TAW	deterministische ontwerp	10.4

In relatieve cijfers uitgedrukt:

- door een verhoging van het kruinniveau van het stormmuurtje met 0,4 m wordt het overslagdebiet gereduceerd met ca. 41 %;
- door de hoek van 90° te draaien naar 80° wordt het overslagdebiet verhoogd met ca. 28 %;
- door toepassing van de formules geldig in kader van een deterministisch ontwerp in plaats van de formules geldig voor de verwachte waarden wordt het overslagdebiet verhoogd met ca. 90 %;

### 3 Golfkrachtenberekeningen

Voor een gegeven hoogte van de tijdelijke waterkering dient de maximale golfkracht op deze constructie bepaald te worden, bij optreden van de 100-jarige ontwerpstorm.

#### 3.1 Theoretische bovengrensbenadering

Een theoretische bovengrensbenadering wordt gevonden door te redeneren dat :

*golfkracht = statische kracht van waterkolom tot op hoogte van muurtje + dynamische kracht*

waarbij de dynamische kracht bepaald wordt door de formule van een stationaire waterstroom die 180° omkeert door botsing met het muurtje, waarbij de maximale waarden van waterlaagdikte en –snelheid van de watertong volgens Schüttrumpf (2001) gebruikt worden:

$$F_{\max} < \frac{\rho \cdot g \cdot H^2}{2} + 2 \cdot \rho \cdot h \cdot v^2$$

waarbij de symbolen staan voor:

- $h$  : de dikte van de watertong die overtopt is
- $v$  : de snelheid van de watertong die overtopt is
- $H$  : de hoogte van het muurtje
- $\rho$  : de dichtheid van water
- $g$  : de valversnelling

Dit is vooral een bovengrensbenadering omdat in werkelijkheid de toekomstige impuls niet 180° omkeert maar ook:

- ten dele zijwaarts en opwaarts gericht wordt na de botsing ;
- ten dele over het muurtje overtopt, dus niet botst;

Volgens Schüttrumpf geldt:

$$h_{2\%} = 0,33 \cdot (R_{u,2\%} - R_c) \quad \text{en} \quad v_{2\%} = 1,55 \cdot \sqrt{g} \cdot \sqrt{R_{u,2\%} - R_c}$$

waarbij de symbolen staan voor:

- $h_{2\%}$  en  $v_{2\%}$  : de 2% kans overschrijdingswaarden van  $h$  en  $v$
- $R_{u,2\%}$  : de runup
- $R_c$  : de vrijboord

Maar, de 2% golven zijn nog niet de maximale golven die verwacht worden tijdens een stormpiek (duurtijd stormpiek  $\sim 2u$  & gem. golfperiode  $\sim 10s$  => we verwachten eerder de 0,1% golven als maximale golven tijdens een stormpiek).

Met de door Schüttrumpf gegeven formules voor niet alleen de 2% golven maar ook de 10% golven en de 50% golven is een extrapolatie gemaakt naar de maximale golven (zie Bijlage I van het methodologierapport “overstromingsrisico’s” Verwaest et al, 2008). De formules zijn:

$$h_{\max} = 0,4 \cdot (R_{u,2\%} - R_c) \quad \text{en} \quad v_{\max} = 1,9 \cdot \sqrt{g} \cdot \sqrt{R_{u,2\%} - R_c}$$

Substitutie van deze formules en van de formule voor de runup (deterministisch ontwerp) geeft de volgende formule voor de maximale belasting op het stormmuurtje (bovengrensbenadering):



$$F_{\max} < \frac{\rho \cdot g \cdot H^2}{2} + 2,9 \cdot \rho \cdot g \cdot (R_{u,2\%} - R_c)^2 = \frac{\rho \cdot g \cdot H^2}{2} + 2,9 \cdot \rho \cdot g \cdot \left( H_{m0} \cdot \gamma_v \cdot \left( 4,3 - \frac{1,6}{\sqrt{\xi_{m-1,0}}} \right) - R_c \right)^2$$

Toepassing van deze formule voor de case van Oostende-Centrum levert de resultaten voorgesteld in Tabel 6.

Tabel 6 - theoretische bovengrensbenadering voor de maximale golfkracht

$R_{u,2\%}$ (over de kruinsteen)	6,74 m (*)
q (over de kruinsteen)	49,7 l/s/m (*)
$R_c$ (tov de kruinsteen)	3,14 m
$h_{2\%}$ (over de kruinsteen)	1,19 m
$v_{2\%}$ (over de kruinsteen)	9,2 s
$h_{\max}$ (over de kruinsteen)	1,44 m
$v_{\max}$ (over de kruinsteen)	11,3 m/s
$F_{\max, \text{statisch}}$ (voor een muurtje van 1,1 m hoogte)	5,9 kN/m
bovengrens voor $F_{\max, \text{dynamisch}}$	364 kN/m
bovengrens voor $F_{\max}$	370 kN/m

(\*) met formules voor deterministische ontwerpwaarden en met  $\alpha_v=0,83$

Voor dit geval is de toegepaste bovengrensbenadering van de dynamische kracht duidelijk een sterke overschatting omdat de hoogte van het muurtje (1,1 m) kleiner is dan de maximale hoogte van een overtoppende golf (1,44 m).

Een zeer tentatieve schatting van de werkelijke maximale dynamische kracht is:

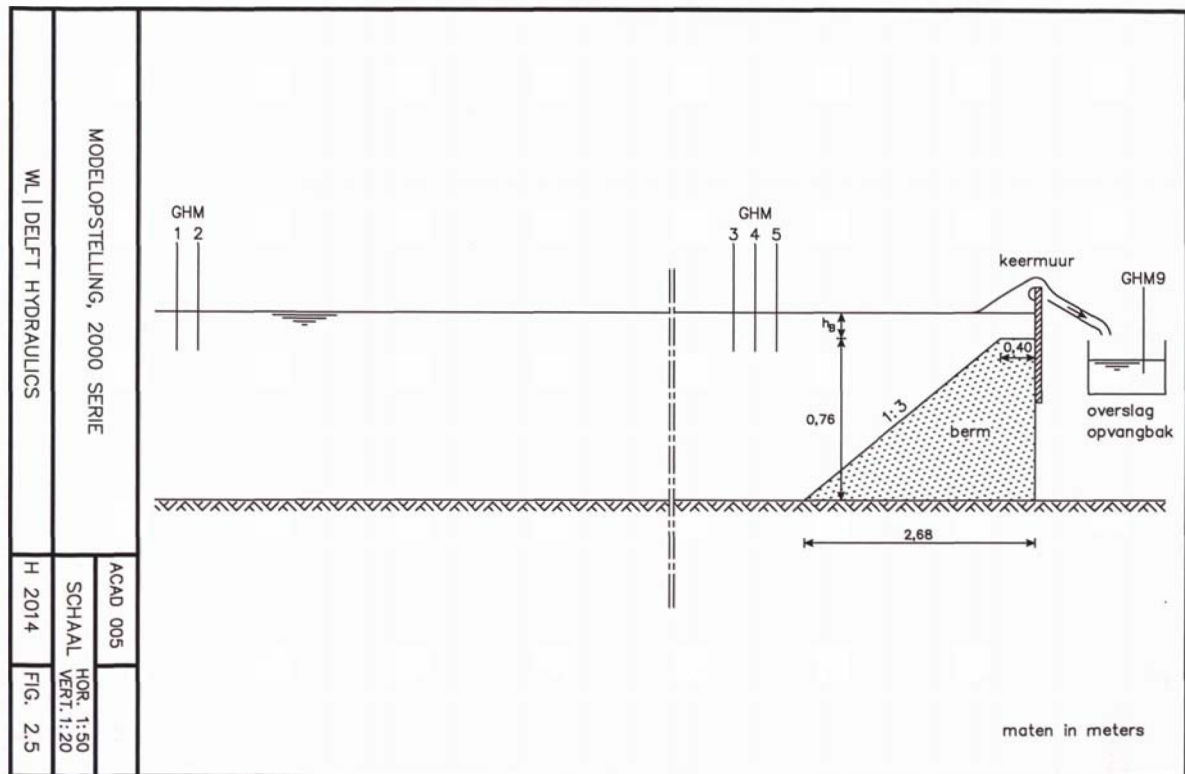
- door rekening te houden met het verschil in hoogte tussen het muurtje en de hoogte van de overtoppende golf: factor 1,1/1,44 toepassen (enkel op het dynamische deel, niet op de hydrostatische kracht);
- door rekening te houden met een gemiddelde impulsverandering die geen omkering is van 180° maar een stoppen tot nul : factor ½ toepassen ; Hierdoor komt dan  $F_{\max} \sim 140$  kN/m.

#### Tussentijds besluit:

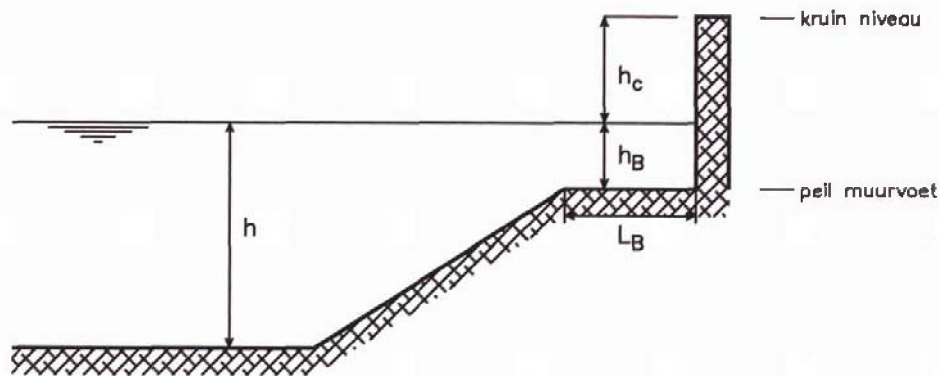
Om een betere inschatting van de krachten op de tijdelijke waterkering te kunnen maken is het in eerste instantie na te kijken of de formules van Den Heijer toegepast kunnen worden (of eventueel de resultaten van een specifieke proef van Den Heijer). Indien dat onvoldoende informatie zou opleveren, dienen nieuwe golfgootproeven op maat uitgewerkt te worden.

### 3.2 Formule van den Heijer

De configuraties die in de Scheldegoot van WLDelft Hydraulics getest zijn door den Heijer (1998) zijn ten dele vergelijkbaar met de configuratie te Oostende-Centrum, namelijk de configuraties die den Heijer "talud met berm" (2000 serie) noemt.



Figuur 4 - proefopstelling "talud met berm" (2000 serie) den Heijer (1998) [fig. 2.5]



Figuur 5 - terminologie voor de configuratie "talud met berm" van den Heijer (1998) [fig. 2.7]

Gelijkenissen en verschillen zijn:

- ⇨ In de proeven van den Heijer was de horizontale afstand tussen de kruinsteen (bovenkant talud) en de positie van de verticale wand (" $L_B$ ") kleiner dan deze afstand voor de configuratie te Oostende-Centrum, namelijk bij den Heijer 6 m (op schaal 1/15 werd dit in de golfgoot 0,4 m) versus de 17 m voor Oostende-Centrum ;
- ⇨ In de proeven van den Heijer werden waterstanden beproefd die relatief hoger gesitueerd zijn ten opzichte van het kruinniveau van de zeedijk dan het geval is voor de configuratie te Oostende-Centrum, namelijk bij den Heijer (" $h_B$ ") is dit niveauverschil gevarieerd tussen + 2,4 en - 2,4 m (schaalfactor 15) versus het niveauverschil van - 3,14 m voor Oostende-Centrum ;
- ⇨ In de proeven van den Heijer was de totale hoogte van de verticale waterkering (" $h_B + h_C$ ") variabel tussen 1 m à 7 m (voor een schaalfactor 15), versus voor Oostende-Centrum een hoogte van de tijdelijke waterkering die zich in de range 0,5 à 1,5 m situeert.
- ⇨ In de proeven van den Heijer was de significante golfhoogte ~ 2 à 3 m (schaalfactor 15) en de piekperiode ~ 7 à 8 s (schaalfactor  $\sqrt{15}$ ), versus voor Oostende-Centrum een sign. golfhoogte van 2,22 m en een  $T_p$  van 11,3 s.
- ⇨ In de proeven van den Heijer was de helling van het talud 1:3 versus voor Oostende-Centrum 1:2,5
- ⇨ In de proeven van den Heijer was het bodemniveau aan de teen van de dijk 11,4 m lager dan het kruinniveau van de dijk (schaalfactor 15) versus voor Oostende-Centrum een niveauverschil van 5,85 m (9,6 - 3,75)

In het rapport van den Heijer wordt er een geldigheidsgebied afgebakend voor de empirische formules. Er dient voor 8 dimensieloze parameters voldaan te worden aan grensregels. De resultaten van de toetsing hiervan staan in Tabel 7.

Tabel 7 - toetsing configuratie Oostende-Centrum aan het geldigheidsgebied van den Heijer

regel den Heijer	toegepast voor Oostende-Centrum
$1 < h_c/H_s < 3$	$h_c = 3,84 \text{ à } 4,24 \text{ m}$ (~top stormmuurtje 10,3 à 10,7 m TAW) met $H_s = 2,22 \text{ m}$ komt $h_c/H_s \approx 2$ <b>voldaan</b>
$h_B/H_s$ geen beperking	$h_B/H_s = -3,14/2,22 = -1,4$ <b>voldaan</b>
$h_{vm}/H_s = 0$	$h_{vm}/H_s = 0,34 / 2,22 = 0,15$ [ $h_{vm}$ is het hoogteverschil tussen de voet van het stormmuurtje en de kruinsteen; de promenade is in casu ongeveer 2 % geheld] <b>niet voldaan</b>
$L_B/L_{op} < 0,25$	$L_B = 16 \text{ m}$ en $L_{op} = g/2\pi T_p^2 = 199 \text{ m}$ Dus $L_B/L_{op} = 0,08$ <b>voldaan</b>
Taludhelling van het benedentalud $0,3 < \tan\alpha < 0,4$	$1/2,5 = 0,4$ <b>voldaan</b>
Gemiddelde taludhelling $0,35 < \tan\alpha < 0,7$	PM: Enkel nodig voor formule golfoverslag
Golfsteilheid $0,02 < s_{op} < 0,04$	$s_{op} = H_s/L_{op} = 2,22 / 199 = 0,011$ <b>niet voldaan</b>
Brekerparameter $1,5 < \xi_{op} < 5$	$\xi_{op} = \tan\alpha / \sqrt{s_{op}} = 0,4 / 0,1 = 4$ <b>voldaan</b>

Bovenop deze door den Heijer afgebakende grenzen, zijn er nog een aantal dimensieloze parameters die verschillen. Zie Tabel 8.

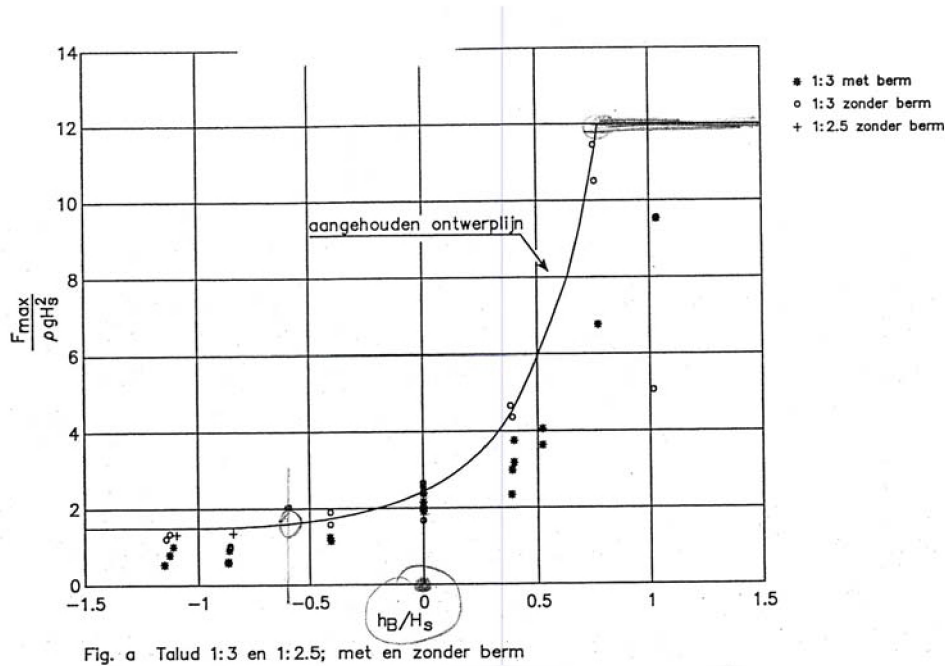
Tabel 8 - bijkomende verschillen tussen de configuratie Oostende-Centrum en de configuraties uit het onderzoek van den Heijer

configuraties den Heijer	configuratie Oostende-Centrum
$L_B/H_s$ in de range tussen 2 en 4	$L_B/H_s = 16 / 2,22 = 7,2$
$(h_B+h_C)/H_s$ in de range tussen 0,5 en 3	$(h_B+h_C)/H_s \approx 0,5$
$d/H_s$ in de range tussen 3,5 en 7	$d/H_s = 2,71/2,22 = 1,2$

Toelichting van het belang van deze drie bijkomende verschillen :

- een eerste range die niet vernoemd wordt bij de regels maar die wel significant verschillend is tussen de proeven van den Heijer en de configuratie van Oostende-Centrum heeft te maken met de relatief beperkte afstand tussen de kruinsteen en de verticale wand bij den Heijer ten opzichte van Oostende-Centrum. De empirische ontwerpformule voor de bepaling van de maximale kracht op de verticale wand van den Heijer houdt geen rekening met de horizontale afstand tussen de kruinsteen en de verticale wand (" $L_B$ "); de formule houdt geen rekening met de al dan niet aanwezigheid van een berm. Nochtans lijkt op de proefresultaten van den Heijer

te zien te zijn dat er een reductie verwacht kan worden van de maximale kracht ten gevolge van deze afstand  $L_B$ . Zie fig. 4.22a uit het rapport, hieronder Figuur 6, namelijk het verschil tussen de proefresultaten “zonder berm” en “met berm”.



Figuur 6 - proefresultaten “talud” (met en zonder berm) den Heijer (1998) [fig. 4.22a]

- In het rapport van den Heijer wordt geen gebruiksregel vermeld in verband met de hoogte van het muurtje. Er kan nochtans verwacht worden dat de maximale kracht kleiner is voor lage muurtjes dan voor hoge muurtjes.
- Ook wordt geen gebruiksregel vermeld in verband met de waterdiepte, in relatie met de significante golfhoogte. Nochtans kan verwacht worden dat voor relatief kleine waterdieptes ten opzichte van de golfhoogte het golfhoogte-spectrum “afgetopt” wordt door de dieptebeperking, dus geen Rayleigh verdeling meer van toepassing. Er kan verwacht worden dat de maximale kracht in geval van sterke dieptebeperking zoals in het geval van Oostende-Centrum lager zal zijn, in vergelijking met de den Heijer situatie van grotere waterdiepte tov  $H_s$ .

Deze drie invloedsparameters die niet vermeld worden in de gebruiksregels van den Heijer geven aanleiding tot lagere golfkrachten voor de case van Oostende-centrum. Zo zijn de gebruiksregels van den Heijer ook geconcipeerd, namelijk dat de formules van den Heijer als een conservatieve ontwerpformule gebruikt kunnen worden in configuraties die verschillen van diegene die beproefd zijn.

De formule van den Heijer is :

$$F_{\max} = \rho \cdot g \cdot H_s^2 \cdot \min \left[ 12,1,62 + \exp\left(3 \cdot \frac{h_B}{H_s}\right) \right]$$

Deze formule geeft een ontwerpwaarde voor de maximale (tijdens een ontwerpstorm) golfgeïnduceerde kracht op de verticale waterkering zonder rekening te houden met een in sommige gevallen misschien mogelijke verlaging van de kracht door de dynamische respons van de verticale waterkering. Er dient

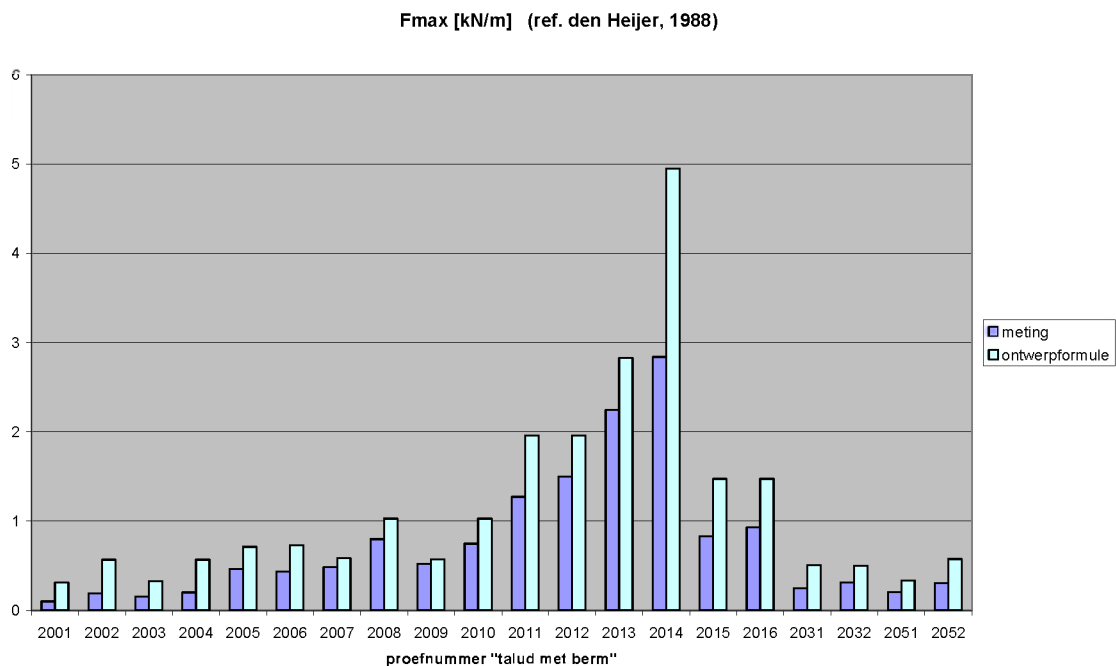
geen hydrostatische belasting meer bijgeteld te worden zolang de waterstand lager is dan het kruinniveau.

Passen we deze formule toe op de tijdelijke waterkering te Oostende-Centrum, dan is de afschatting van de maximale golfbelasting;

$$F_{\max} = \rho g \cdot H_s^2 \cdot 1,63 = 79 \text{ kN/m}$$

Bij de interpretatie van dit resultaat naar een ontwerpbelasting dient rekening gehouden te worden met :

- voor elke proef is de “maximale golf” bepaald door te stellen dat er 10 % kans mag zijn dat bij een ontwerpstorm van 3000 golven deze waarde overschreden wordt (daarbij rekenend met een Rayleigh verdeling zoals bleek uit de metingen).
- voor verschillende configuraties met eenzelfde  $h_B/H_s$  is steeds een ontwerpwaarde gekozen bij de hoogste waarde, die dan steeds een waarde was zoals gemeten voor een configuratie waarbij de verticale constructie ter plaatse van de kruinsteen stond (“zonder berm”). Zie ter illustratie onderstaande Figuur 7.



Figuur 7 - proefresultaten “talud met berm” den Heijer versus berekende waarden volgens de ontwerformule den Heijer (1998)

- onzekerheid ivm het opschalen van de gemeten kracht (schaalfactor  $15^2 = 225$  !). In het rapport van den Heijer wordt verwijzend naar een rapport van van Vledder, 1990 (<<Literature survey to wave impacts on dike slopes>>, Waterloopkundig Laboratorium);, gesteld dat de maximale drukken/kracht in een schaalmodel 30 à 50 % hoger zijn dan in de werkelijkheid omwille van het feit dat het luchtgehalte in het water in een schaalmodel veel geringer is dan in werkelijkheid.
- het effect van de helling van de promenade waardoor het peil ter hoogte van de tijdelijke waterkering ca. 0,35 m hoger is dan het peil aan de kruinsteen. Hiermee wordt geen rekening

gehouden in de formule van den Heijer. Het effect hiervan kan enkel een verlaging van de maximale kracht te betekenen; het is dus conservatief om er geen rekening mee te houden.

- het niet in rekening brengen van de afstand tussen de kruinsteen en de tijdelijke waterkering is ook een conservatieve aanname.
- Er wordt geen rekening gehouden met de quasi-verticaliteit van de opstand (bovenste deel van het profiel van de bestaande zeedijkvloeiing). Dit is een conservatieve aanname.
- Er wordt niet voldaan aan de toepassingsrange qua (piek)golfsteilheid. De (piek)golfsteilheid te Oostende-Centrum is slechts 1,1 % , terwijl in de proeven van den Heijer steilheden tussen 2 en 4 % opgelegd zijn. Dit betekent wellicht een anti-conservatieve inschatting van de maximale kracht, omdat de maximale kracht wellicht toeneemt met de run-up hoogte op het talud en het is bekend dat de run-up hoogte toeneemt voor dalende golfsteilheid. Dit kan ook in termen van golf(piek)periode uitgedrukt worden: de formule van den Heijer is geldig voor golf(piek)perioden van 7 à 8 s maar voor een golf(piek)periode van 11,3 s zoals in Oostende-Centrum wordt verwacht dat de maximale golfkracht op de tijdelijke waterkering groter is omdat de run-up ook groter is (en dus zijn de laagdikten en –snelheden volgens de eerder gegeven formules van Schüttrumpf ook groter).

Een tentatieve inschatting van dit effect is te maken door te stellen:

$$F_{\max} = \beta \cdot \rho \cdot g \cdot (R_{u,2\%} - R_c)^2 \quad \text{waarin } \beta \text{ een (onbekende) functie van de verhouding } H/h_{\max} \text{ dit is de verhouding tussen de hoogte van het muurtje en dikte van de waterlaag (te berekenen met Schüttrumpf (2001))}$$

$$\text{hierbij is (voor niet-brekende golven)} \quad R_{u,2\%} = H_{m0} \cdot \gamma_v \cdot \left( 4,3 - \frac{1,6}{\sqrt{\tan \alpha}} \cdot \sqrt[4]{S_{m-1,0}} \right)$$

Met deze formules kan tentatief ingeschat worden dat het effect van de golfsteilheid van 1,1 % in vergelijking met een golfsteilheid van 3 % voor de beschouwde configuratie te Oostende-Centrum betekent dat de run-up hoogte met 0,45 m zou toenemen en hiermee de maximale kracht met 35 % zou toenemen. Hierbij wordt dan geen rekening gehouden met de afname van  $\beta$  bij een afnemende steilheid; dit is conservatief.

- Het niet in rekening brengen van de hoogte van het muurtje ten opzichte van het kruinniveau (“ $h_c+h_B$ ”) is tegen wat intuïtief kan verwacht worden, namelijk dat de kracht toeneemt naarmate de hoogte van het muurtje toeneemt, totdat een maximale waarde bereikt wordt. Omdat de ontwerpformule van den Heijer opgesteld is uitgaande van de grootste waarden die opgemeten werden voor verschillende configuraties bij eenzelfde  $h_B/H_s$  (zie de figuur 4.22a uit het rapport hiervoor) en dat daarmee een hoogte van het muurtje overeenkomt van meerdere meters (schaalfactor 15 toegepast), zal de formule van den Heijer voor kleinere hoogtes van muurtjes (~orde van grootte 1 m hoogte) een overschatting geven van de kracht  $F_{\max}$ .

Besluit : als ontwerpbelasting voor de tijdelijke waterkering wordt volgens interpretatie van den Heijer de waarde  $F_{\max} = 79 \text{ kN/m} \times 1,35 = 107 \text{ kN/m}$  voorgesteld. Dit is een conservatieve waarde.

### 3.3 Besluit

Op basis van bestaande empirische formules kan als een veilige ontwerpwaarde voor de golfbelasting op de tijdelijke waterkering 107 kN/m gebruikt worden.

Door middel van golfgootonderzoek op maat van de gegeven configuratie kan getracht worden om een scherpere ontwerpwaarde te bepalen.

Er wordt dan immers bij de schaalproeven rekening gehouden met specificiteiten van de configuratie te Oostende-Centrum, namelijk: de quasi-verticale opstand bovenaan het talud, de helling van de promenade, de relatief lage golfsteilheid, de horizontale afstand tussen de kruinsteen en de tijdelijke waterkering, de beperkte waterdiepte ten opzichte van de golfhoogte. Dit onderzoek zal ook toelaten om na te gaan wat het effect is van verschillende hoogtes van de tijdelijke waterkering.

### 3.4 Vooruitblik : ontwikkeling nieuwe empirische formule voor de maximale golfkracht

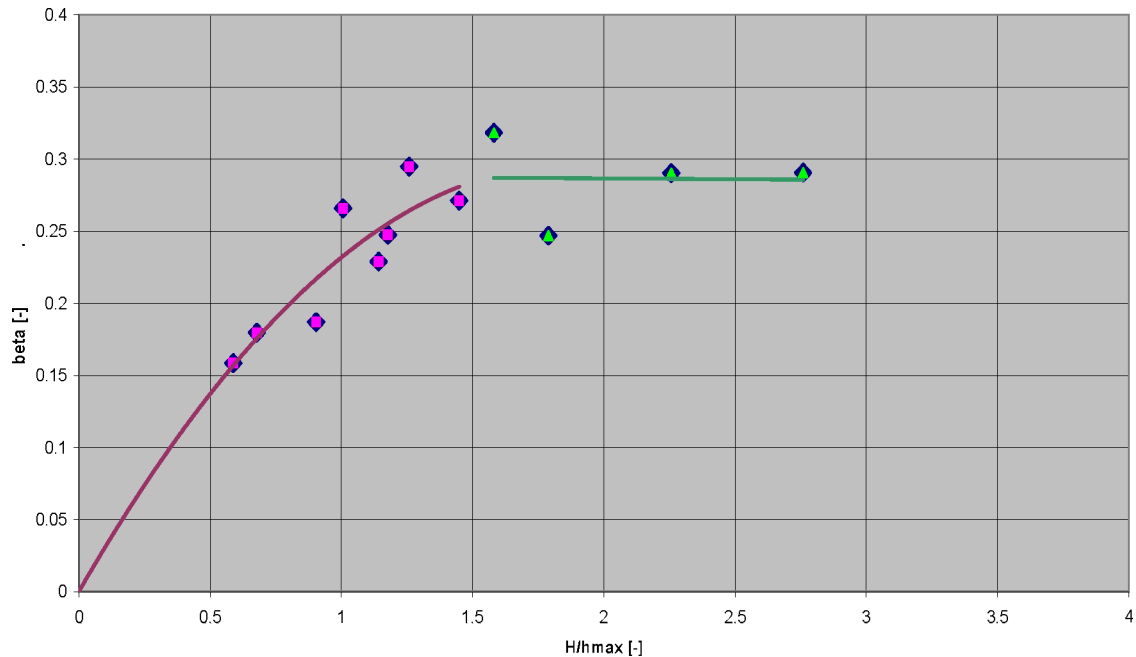
Om resultaten van golfgootproeven die op maat gemaakt worden voor de case Oostende-Centrum ook te kunnen gebruiken voor gelijkaardige maar toch verschillende configuraties langs de Belgische kust, is het nodig om een nieuwe empirische formule op te stellen (inclusief gebruiksregels in verband met het toepassingsgebied). Gelet op de hierboven gegeven theoretische beschouwing van een bovengrensbepaling voor de maximale kracht, is het opzet om een nieuwe empirische formule te baseren op de Schüttrumpf-formules voor de bepaling van de golfkracht (de maximale kracht tijdens een storm) op een tijdelijke waterkering [ mogelijke beperking van het toepassingsgebied: ... die op een minimale afstand landwaarts staat van de kruinsteen ( $> \sim xxx$  m /te relateren aan  $L_{op}$ ) ], dit is een formule van de vorm :

$$F_{\max} = \beta \cdot \rho \cdot g \cdot (R_{u,2\%} - R_c)^2$$

waarin  $\beta$  een (onbekende) functie van de verhouding  $H/h_{\max}$ , dit is de verhouding tussen de hoogte van het muurtje en dikte van de waterlaag (te berekenen met Schüttrumpf (2001))

waarbij de afhankelijkheid van  $\beta$  in functie van de verhouding  $H/h_{\max}$  bepaald kan worden uit proefresultaten. Zie Figuur 8 hieronder opgesteld met proefresultaten van den Heijer voor "talud met berm". De behoorlijke curve-fitting resultaten op deze figuur zijn een pro voor de voorgestelde vorm van de nieuwe empirische formule.





Figuur 8 - factor  $\beta$  in functie van de relatieve hoogte van het muurtje  $H/h_{\max}$  volgens de proefresultaten "talud met berm" den Heijer (1998) [ op basis van de tabellen 3.3 en 4.5 ]

Dit verband kan verder geverifieerd worden met bijkomende proefresultaten op schaal (waarbij ook de laagdikte en de laagsnelheid gemeten wordt analoog als bij de proeven van Schüttrumpf).

Bijkomende afhankelijkheden van de factor  $\beta$  in functie van de afstand van het muurtje tot de kruinsteen (te schalen met  $L_{op}$  wellicht) en in functie van de helling van de promenade ( $\sim$  energieverlies van de overtoppende laag door omzetting van kinetische energie naar potentiële energie) worden van minder belang verwacht, maar deze kunnen uiteraard ook onderzocht worden door variaties op de geometrie te beproeven in een golfgootonderzoek, met name de positie van het muurtje en de helling van de promenade.

#### Voorbeeld van toepassing van deze formule

Voor het voorbeeld te Oostende-Centrum zoals dit in het begin van deze nota gegeven wordt, namelijk een muurtje met een hoogte van 1,1 m dat tijdens een 100-jarige ontwerpstorm door een maximale laagdikte van 1,44 m geïmpacteerd wordt, komt er met deze formule een verwachte waarde voor de maximale kracht:

$$F_{\max} = \beta \cdot \rho \cdot g \cdot (R_{u,2\%} - R_c)^2 = 0,2 \times 1000 \times 9,81 \times (6,74 - 3,14)^2 = 25 \text{ kN/m}$$

Dit is geen ontwerpwaarde, maar dit resultaat geeft wel aan dat verwacht kan worden dat bijkomende golfgootproeven op maat tot een sterk verlaagde ontwerpkracht voor de tijdelijke waterkering te Oostende-Centrum aanleiding kunnen geven.

## 4 Conclusie

Op basis van bestaande empirische formules kan als een veilige ontwerpwaarde voor de golfbelasting op de tijdelijke waterkering 107 kN/m gebruikt worden.

Er wordt voorgesteld om bijkomende golfgootproeven uit te voeren in de grote golfgoot van het WL op maat van de configuratie van Oostende-Centrum, zowel voor de bepaling van het overslagdebiet als voor de bepaling van de maximale golfkracht bij de condities van de 100-jarige ontwerpstorm.

De resultaten van dit onderzoek zullen toelaten om de kruinhoogte van en de golfbelasting op de nieuwe tijdelijke waterkering vast te leggen.

Het WL plant aansluitend wetenschappelijk onderzoek (voortbouwend op de dan geteste configuratie) onder de vorm van bijkomende proeven met variaties van parameters zoals de waterstand, de golfrandvoorwaarden, de hoogte van het muurtje, de positie van het muurtje, de helling van de promenade. Doelstelling is om nieuwe empirische formules te onderbouwen die dienstig kunnen zijn voor de evaluatie van al dan niet tijdelijke stormmuurtjes ten behoeve van de kustveiligheid.

## 5 Referentielijst

Afdeling Kust, dossier bouwaanvraag “renovatie zeedijk Oostende” (2008), dossiernr. 208.085, 8 plannen KWZ.5013st

Den Heijer (1998), Golfoverslag en krachten op verticale waterkeringsconstructies, rapport H2014 van WL Delft Hydraulics in opdracht van Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde.

N.N., EurOtop manual (2007), Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures:

Assessment Manual, EA Environment Agency, UK, ENW Expertise Netwerk Waterkeren, NL, KFKI Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen, DE

[www.overtopping-manual.com](http://www.overtopping-manual.com)

Schüttrumpf, H., (2001), Wellenüberlaufströmung bei Seedeichen – Experimentelle und theoretische Untersuchungen, PhD thesis Technische Universität Braunschweig, Duitsland

Verhaeghe, H. en De Rouck, J. (s.d.) Parking onder de zeedijk van de Albert I promenade Oostende: berekening kracht op damwand en zeedijk tijdens de bouwfase; berekening gemiddeld overslagdebiet tijdens de bouwfase, Universiteit Gent

Verwaest, T., Van Poucke, Ph., Reyns, J., Van der Biest, K., Vanderkimpen, P., Peeters, P., Kellens, W., Vanneuville, W. (2008). Overstromingsrisico's aan de Vlaamse kust. Evaluatie van de zeewering. Deel 1: Methodologie. WL Rapporten, 718/2A. Waterbouwkundig Laboratorium & Universiteit Gent & Soresma-Haecon: Borgerhout, België



**Waterbouwkundig Laboratorium**

*Flanders Hydraulics Research*

Berchemlei 115

B-2140 Antwerpen

Tel. +32 (0)3 224 60 35

Fax +32 (0)3 224 60 36

E-mail: [waterbouwkundiglabo@vlaanderen.be](mailto:waterbouwkundiglabo@vlaanderen.be)

[www.watlab.be](http://www.watlab.be)