



Vlaanderen
is wetenschap



24_109_1
WL rapporten

Overstromingsrisico haven Zeebrugge

Dimensionering stormmuur glooiing kaai 111-113

DEPARTEMENT
MOBILITEIT &
OPENBARE
WERKEN

waterbouwkundiglaboratorium.be

Overstromingsrisico haven Zeebrugge

Dimensionering stormmuur glooiing kaai 111-113

Vanneste, D.; Gruwez, V.

Juridische kennisgeving

Het Waterbouwkundig Laboratorium is van mening dat de informatie en standpunten in dit rapport onderbouwd worden door de op het moment van schrijven beschikbare gegevens en kennis.

De standpunten in deze publicatie zijn deze van het Waterbouwkundig Laboratorium en geven niet noodzakelijk de mening weer van de Vlaamse overheid of één van haar instellingen.

Het Waterbouwkundig Laboratorium noch iedere persoon of bedrijf optredend namens het Waterbouwkundig Laboratorium is aansprakelijk voor het gebruik dat gemaakt wordt van de informatie uit dit rapport of voor verlies of schade die eruit voortvloeit.

Copyright en wijze van citeren

© Vlaamse overheid, Departement Mobiliteit en Openbare Werken, Waterbouwkundig Laboratorium 2025
D/2025/3241/242

Deze publicatie dient als volgt geciteerd te worden:

Vanneste, D.; Gruwez, V. (2025). Overstromingsrisico haven Zeebrugge: Dimensionering stormmuur glooiing kaai 111-113. Versie 4.0. WL Rapporten, 24_109_1. Waterbouwkundig Laboratorium: Antwerpen

Overname uit en verwijzingen naar deze publicatie worden aangemoedigd, mits correcte bronvermelding.

Documentidentificatie

Opdrachtgever:	Agentschap Maritieme Dienstverlening en Kust, afdeling Kust	Ref.:	WL2025R24_109_1
Trefwoorden (3-5):	Haven Zeebrugge, Masterplan Kustveiligheid, stormmuur, kaai 111-113		
Kennisdomeinen:	Kustbescherming >kustveiligheid bij extreme stormen>constructies in havens>literatuur- en desktoponderzoek		
Tekst (p.):	15	Bijlagen (p.):	4
Vertrouwelijk:	☒ Nee ☒ Online beschikbaar		

Auteur(s):	Vanneste, D. (golfoverslag, muurhoogte); Gruwez, V. (golfkrachten)
------------	--

Controle

	Naam	Handtekening	
Revisor(en):	Gruwez, V.	Signed by:Vincent Gruwez (Signature) Signed at:2025-10-01 15:56:32 +02:00 Reason:I approve this document	Signed by:Dieter Vanneste (Signature) Signed at:2025-10-02 09:03:13 +02:00 Reason:Ik keur dit document goed
	Vanneste, D.		  Vlaamse overheid
Projectleider:	Vanneste, D.		

Goedkeuring

Afdelingshoofd:	Bellafkih, K.	Getekend door: Bellafkih Abdelkarim Getekend op: 2025-10-02 13:00:10 +02:00 Reden: Ik keur dit document goed  
-----------------	---------------	--

Abstract

Bij extreme stormvloed tot +7.25 m TAW (T1000 peil in combinatie met zeespiegelstijging) vormt de golfoverslag over de glooiing op de kaai 111-113 (P&O terminal) in de haven van Zeebrugge een gevaar voor overstroming landinwaarts. Direct ingrijpen op deze golfoverslag door het plaatsen van een stormmuur op de glooiing wordt als meest effectieve en efficiënte maatregel beschouwd om dit overstromingsrisico te beperken.

In dit advies werd de benodigde kruinhoogte van een stormmuur berekend op basis van Eurotop. Een vlakke muur met kruinpeil op +8.4 m TAW beperkte het overslagdebiet tot een veilige waarde van 10 l/m/s. Dit kruinpeil kan nog 20 cm gereduceerd worden indien met een parapet gewerkt wordt. De golfkrachten werden bepaald op basis van den Heijer (1998) en een controle met SPM (1977), Van Doorslaer et al. (2017) en De Finis et al. (2020). Een maximale horizontale kracht van 16.0 kN/m werd bekomen met een aangrijpingspunt 0.54 m hoger dan de voet van de stormmuur (zonder parapet).

Inhoudstafel

Abstract	III
Inhoudstafel.....	V
Lijst van de tabellen.....	VI
Lijst van de figuren	VII
1 Context en vraagstelling.....	1
2 Methodiek en uitgangspunten	3
2.1 Eigenschappen glooiing.....	3
2.2 Hydraulische randvoorwaarden.....	5
2.3 Methodiek.....	5
2.3.1 Gemiddeld overslagdebiet.....	5
2.3.2 Toelaatbaar overslagdebiet.....	6
2.3.3 Golfimpact	7
3 Resultaten.....	11
3.1 Berekende muurhoogte	11
3.2 Berekende krachtswerking	13
4 Conclusie.....	14
Referenties	15
Appendix Berekeningsmethode SPM voor de golfbelasting op een stormmuur op helling	A1

Lijst van de tabellen

Tabel 1 – Kruinpeil en helling snedes	4
Tabel 2 – Invallende golfcondities aan de teen van de glooiing (T1000 2070)	5
Tabel 3 – Controle van de geldigheidscriteria voor toepassing van de formules van den Heijer (1998) in deze studie.	8
Tabel 4 – Minimale en maximale gerapporteerde krachtstoename factor $k_{parapet,F}$ voor de maximale horizontale kracht F_{max} ten gevolge van een parapet aan de stormmuur, voor $R_c/H_{m0} < 1.5$	10
Tabel 5 – Berekend gemiddeld overslagdebiet kruinpeil, vlakke muur	12
Tabel 6 – Berekend gemiddeld overslagdebiet kruinpeil en muurhoogte, muur met parapet	13
Tabel 7 – Resultaten voor de verwachtingswaarde van de maximale golfbelasting tijdens een ontwerpstorm (geen en met parapet).	13

Lijst van de figuren

Figuur 1 – Luchtbeeld interessegebied met aanduiding van de veiligheidslijn (geel) en reeds gebouwde stormmuur (rood). De onderdoorgang van de spoorlijnen met de New Yorklaan is omcirkeld.....	1
Figuur 2 – Schematische aanduiding overstroming kaai 111-113 en doorgang naar spoorwegbedding (rood gearceerd)	2
Figuur 3 – Foto's glooiing genomen door afdeling Kust 23.01.2024.....	3
Figuur 4 – Locatie snedes	3
Figuur 5 – Opgemeten snedes 1-4 (aKUST 23.01.2024)	4
Figuur 6 – Definitie geometrie parapet in (EurOtop, 2018):	6
Figuur 7 – Overstromingsbeeld bij een maximale golfoverslag 10 l/s/m over de glooiing aan kaai 111-113 ..	6
Figuur 8 – Modelopstelling voor een talud (dijkhelling) met keermuur (stormmuur). Figuur 2.6 uit (den Heijer, 1998).....	7
Figuur 9 – Relatie gemiddeld overslagdebiet en kruinpeil muur met aanzet op +7.5 m TAW	11
Figuur 10 – Relatie gemiddeld overslagdebiet en kruinpeil muur met aanzet op +7.5 m TAW en +7.6 m TAW (resultaten D&A).....	12
Figuur 11 – Figure 7-3 van de SPM (CERG, 1977b): brekerhoogte index versus diepwater golfsteilheid.	A1
Figuur 12 – Figure 7-2 van de SPM (CERG, 1977b): maximale en minimale breekpunt waterdiepte coëfficiënten α_b en β_b versus breekpuntgolfsteilheid.....	A2

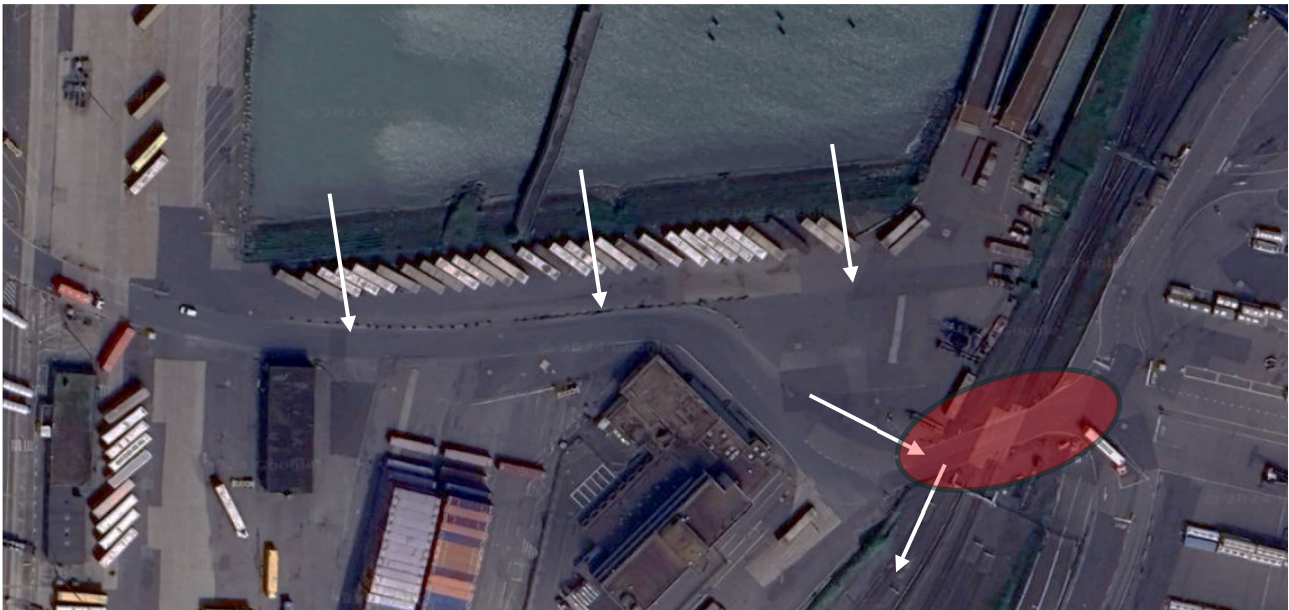
1 Context en vraagstelling

In de haven van Zeebrugge werd in de loop van 2021 in het kader van het Masterplan Kustveiligheid een stormmuur gebouwd ten westen van de Visartsluis. In Figuur 1 wordt de locatie van deze stormmuur weergegeven op een luchtbeeld, samen met de veiligheidslijn. Daar waar de spoorlijnen onder de New Yorklaan (omcirkeld in Figuur 1) en verder de N34 lopen, ontstaat een zwakke schakel in de zeewering. Bij extreem stormtij bestaat het risico dat overslaand water uit de havendokken deze zone bereikt en verder stroomt naar het gebied ten zuiden van de N34 (binnen de zone afgebakend door de veiligheidslijn).



Figuur 1 – Luchtbeeld interessegebied met aanduiding van de veiligheidslijn (geel) en reeds gebouwde stormmuur (rood). De onderdoorgang van de spoorlijnen met de New Yorklaan is omcirkeld.

Een analyse van overstroming door golfoverslag en overloop van kaaivlakken in de zone ten westen van de Visartsluis (Vanneste & Nguyen, 2024) bevestigt het risico voor waterbezwaar bij een 1000-jarige stormvloed via de doorgang van de spoorwegbedding onder de N34. Specifiek gaat het om aanzienlijke hoeveelheden golfoverslag over de glooiing van kaai 111-113 (gelegen aan de P&O Ferries terminal, kruinpeil op gemiddeld +7.6 m TAW). Het water op het kaaivlak stroomt via een kruising met de spoorweg (aangeduid in Figuur 2) naar de spoorwegbedding die afheft richting de onderdoorgang met de New Yorklaan en bereikt vervolgens zuidwaarts de kruising met de N34.



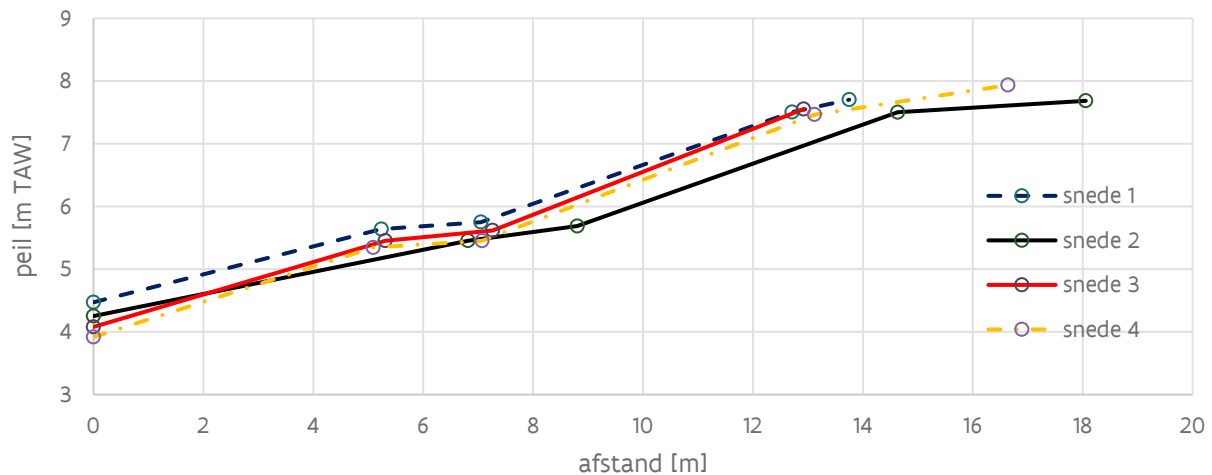
Figuur 2 – Schematische aanduiding overstroming kaai 111-113 en doorgang naar spoorwegbedding (rood gearceerd)

In Vanneste & Nguyen (2024) werd bestudeerd of het sluiten van de spoorweg een oplossing kan bieden voor mogelijk overstromingsgevaar. De interactie van inkomende golven en terugstroming van water op het kaaiterrein naar het dok werd daarbij op 2 manieren gemodelleerd: (i) d.m.v. een conservatieve benadering waarbij de terugstroom van water op het kaaiterrein naar het dok werd verhinderd en (ii) met het beschouwen van terugstroom naar het dok op basis van een berekend overloopdebiëet over het ‘dijk-type’ structuur op de grens tussen dok en glooiing¹. De resultaten van beide aanpakken leiden tot een tegengestelde conclusie: volgens de niet-conservatieve aanpak met terugstroom richting dok verdwijnt het overstromingsgevaar, volgens de conservatieve aanpak is er nog steeds overstroming doorheen de onderdoorgang met de N34.

Gelet op de onzekerheid m.b.t. de niet-conservatieve aanpak (het gevolg van de beperking om in Mike21-FM een hydrodynamisch golfproces te beschouwen) werd beslist om de oplossing met het afsluiten van de spoorwegkruising niet te aanvaarden. In plaats daarvan wordt een oplossing voorgesteld waarbij de golfoverslag over de glooiing aan kade 111-113 beperkt wordt door het plaatsen van een stormmuur, al dan niet met parapet.

Uit deze aanpak volgt een concrete adviesvraag om de kruinhoogte van deze stormmuur te bepalen, waarmee de haalbaarheid van de maatregel verder onderzocht zal worden. Deze adviesvraag gaat ook in op de rekenwaarde van de golfimpact voor het structureel ontwerp van de stormmuur.

¹ Hierbij wordt de interactie tussen een pulserend overslaand golffront en de terugstroom gedreven door een (benaderd) hydrostatisch drukverschil over de dijk evenwel niet in rekening gebracht.



Figuur 5 – Opgemeten snedes 1-4 (aKUST 23.01.2024)

Tabel 1 bevat het kruinpeil en hellingsgraad van het onderste en bovenste deel van het talud.

Als rekenwaarden voor het kruinpeil en de taludhelling worden resp. +7.5 m TAW en 1:3 aangenomen in de verdere berekening. Het kruinpeil +7.5 m TAW benadert een gemiddelde waarde die geen rekening houdt met het flauw oplopende gedeelte dat de overgang maakt met het kaaiterrein.

Tabel 1 – Kruinpeil en helling snedes

snede	Kruinpeil (einde talud) [m TAW]	Helling onderste deel talud [-]	Helling bovenste deel talud [-]
1	+7.504	0.22	0.31
2	+7.502	0.18	0.31
3	+7.552	0.26	0.34
4	+7.465	0.28	0.33

2.2 Hydraulische randvoorwaarden

De referentiesituatie die beschouwd wordt in de berekening is een 1000-jarig (omnidirectioneel) waterpeil van +7.25 m TAW in de haven van Zeebrugge, met inachtnaam van een zeespiegelstijging van +0.38 m in 2070 t.o.v. 2020 (het referentiejaar van het Hydraulisch Randvoorwaardenboek).

Het invallend golfspectrum werd samengesteld op basis van de bijdrage van golfindringing (Mike21-BW) en lokaal opgewekte windgolven (SWAN). Tabel 2 bevat de golfparameters.

Tabel 2 – Invallende golfcondities aan de teen van de glooiing (T1000 2070)

	Hm0 [m]	Tm-1,0 [s]
Golfindringing	0.12	15.78
Windgolven	0.87	5.10 (*)
Gecombineerd	0.88	5.31
(*) T _{m-1,0} verhoogd van 3.02 naar 5.1 sec op basis van waargenomen bias 2.5 sec op SWAN gemodelleerde golfpiekperiode (zie Fig.19 in Vanneste et al. (2024)).		

2.3 Methodiek

2.3.1 Gemiddeld overslagdebiet

Het gemiddeld overslagdebiet wordt berekend op basis van de Eurotop golfoverslagformules (5.10) en (5.11) voor resp. brekende en niet-brekende golven op een dijkelling (EurOtop, 2018):

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = \frac{0.023}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_b \cdot \xi_{m-1,0} \cdot \exp\left[-\left(2.7 \frac{R_c}{\xi_{m-1,0} \cdot H_{m0} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \gamma_v}\right)^{1.3}\right] \quad 5.10$$

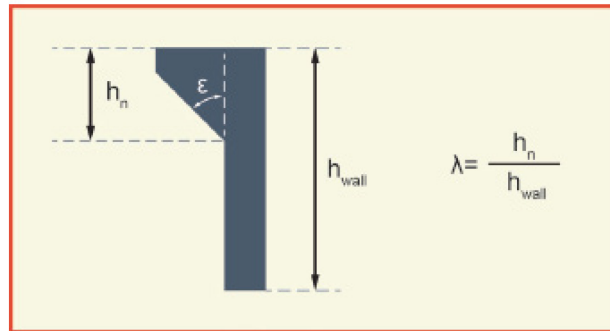
with a maximum of

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = 0.09 \cdot \exp\left[-\left(1.5 \frac{R_c}{H_{m0} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \gamma^*}\right)^{1.3}\right] \quad 5.11$$

met γ^* de invloedsfactor voor de stormmuur geldig voor niet-brekende omstandigheden. De toegepaste golfparameters (zie §2.2) en de helling (1:3) resulteren in een brekerparameter $\xi_{m-1,0} = 2.4$, zodat de golven als niet-brekend geclassificeerd kunnen worden en de invloedsfactor voor de stormmuur dus overeenstemt met de omstandigheden waarin deze werd afgeleid.

De volgende aannames worden gemaakt bij de toepassing van deze formule:

- de stormmuur wordt geplaatst op de glooiing of in extremis op de rand van de glooiing, met de voet boven de waterlijn. Er wordt niet gerekend op het bijkomend reducerend effect van een promenade;
- het toegepaste waterpeil (+7.25 m TAW) ligt voldoende hoog boven de berm waardoor deze geen reducerend effect uitoefent ($\gamma_b = 1$). De taludhelling $\tan \alpha$ wordt bepaald door de helling van het gedeelte van de glooiing boven de berm (1:3 verondersteld);
- er wordt niet gerekend op de ruwheid van de bekleding ($\gamma_f = 1$, conservatieve aanname)
- de golven worden verondersteld loodrecht in te vallen op de glooiing ($\gamma_\beta = 1$, conservatieve aanname)
- voor de berekening met parapet wordt een verhouding $\lambda = 0.3$ en epsilon = 45 aangenomen (Figuur 6)

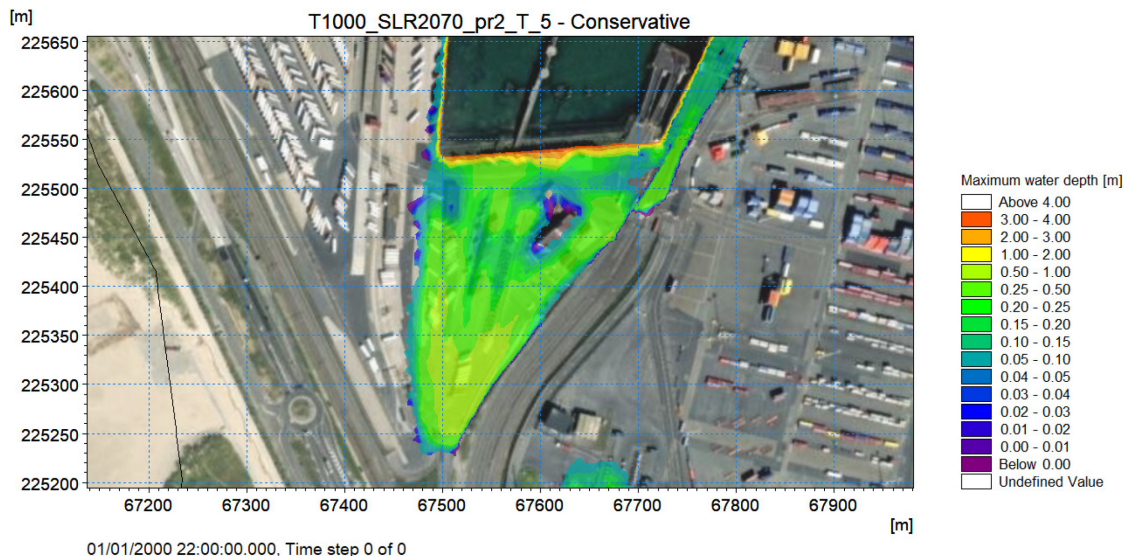


Figuur 6 – Definitie geometrie parapet in (EurOtop, 2018):

Bovenstaande formules zijn geldig voor de verwachtingswaarde van het gemiddeld overslagdebiet. Voor ontwerpdoeleinden wordt aanbevolen de regressieconstanten met 1 standaardafwijking te verhogen of verlagen. Dit betekent dat de factor 0.023 verhoogd wordt tot 0.026 en de factor 2.7 verlaagd tot 2.5 in bovenstaande formule (5.10) en dat de factor 0.09 verhoogd wordt tot 0.1035 en de factor 1.5 verlaagd tot 1.35 in bovenstaande formule (5.11).

2.3.2 Toelaatbaar overslagdebiet

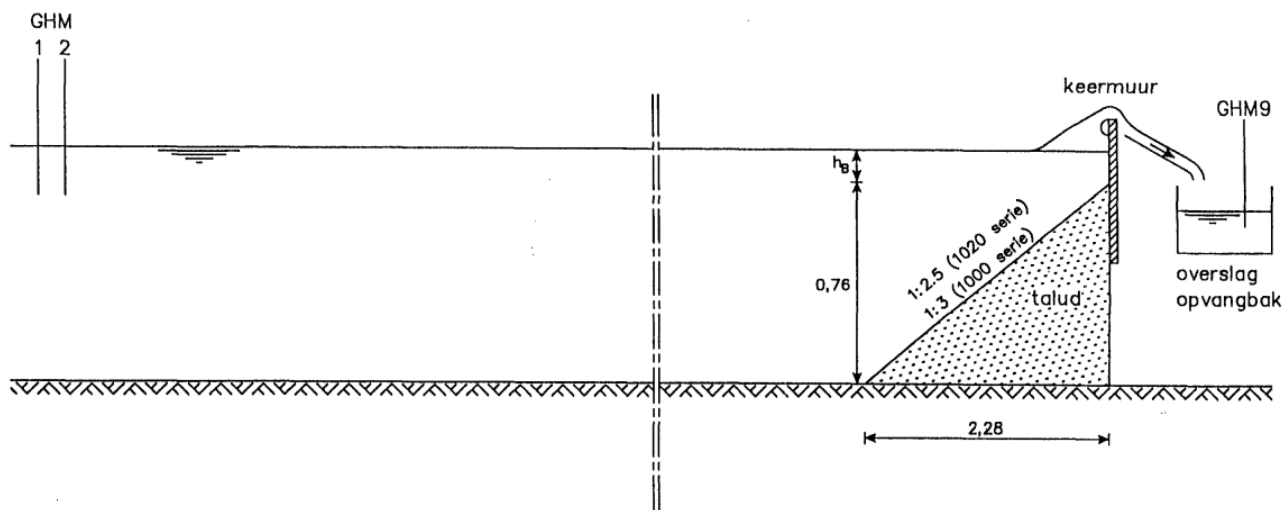
De norm voor het toelaatbaar overslagdebiet in het Masterplan Kustveiligheid bedraagt 1 l/s/m aan de veiligheidslijn. Over de glooiing is in principe een hoger debiet toelaatbaar, vermits de aanpalende kaaiterreinen buiten de veiligheidszone vallen. Er wordt voorgesteld om het maximaal overslagdebiet op de hoogwaterpiek te verhogen tot **10 l/s/m**. Een simulatie (met conservatieve aanpak voor de terugstroom, zie hoger) waarbij de tijdreeks van golfoverslagdebiet over de glooiing overeenkomstig werd aangepast toont aan dat de overstroming op die manier beperkt blijft tot het aanpalend kaaiterrein (Figuur 7).



Figuur 7 – Overstromingsbeeld bij een maximale golfoverslag 10 l/s/m over de glooiing aan kaai 111-113

2.3.3 Golfimpact

Voor het structureel ontwerp van de stormmuur dient de ontwerpgolfkracht en -momentarm berekend te worden. De golfkrachtwerking op de stormmuur is sterk afhankelijk van de dijkgeometrie zeewaarts van de stormmuur. In kader van aanpassingen aan de waterkeringen in de haven van Harlingen (NL) werden fysische modelproeven uitgevoerd door WL|delft hydraulics (nu Deltares) voor een dijk- en stormmuurgeometrie gelijkaardig aan de huidig beschouwde geometrie van een stormmuur op een dijkhelling zonder promenade (Figuur 8).



Figuur 8 – Modelopstelling voor een talud (dijkhelling) met keermuur (stormmuur). Figuur 2.6 uit (den Heijer, 1998).

Uit de resultaten van deze proeven werden rekenregels afgeleid voor de krachtswerking op het verticale deel van de waterkering (=stormmuur) (den Heijer, 1998):

- De verwachtingswaarde van de maximale horizontale kracht F_{max} tijdens een storm van 3000 golven (stormduur van 4u) wordt gegeven door:

$$\frac{F_{max}}{\rho g H_s^2} = 1.62 + \exp \left(3 \frac{h_B}{H_s} \right) \quad \text{voor} \quad \frac{h_B}{H_s} \leq 0.78, \text{ en}$$

$$\frac{F_{max}}{\rho g H_s^2} = 12 \quad \text{voor} \quad \frac{h_B}{H_s} > 0.78$$

Waarin $H_s = H_{m0}$ en h_B de waterdiepte van de berm/promenade of – bij afwezigheid – de voet van de stormmuur t.o.v. SWP (i.e., $h_B < 0$ voor een SWP lager dan voet van de stormmuur). In deze studie is een stormduur van 2u meer relevant (dus ongeveer 1500 golven i.p.v. 3000 golven). De F_{max} -waarde berekend met bovenstaande wordt hier dus als een veilige waarde beschouwd.

- De bijhorende moment-arm h_M t.o.v. SWP:

$$\frac{h_M}{H_s} = 1.5 \quad \text{voor} \quad -1.5 < \frac{h_B}{H_s} \leq -1,$$

$$\frac{h_M}{H_s} = 0.66 - 0.84 \frac{h_B}{H_s} \quad \text{voor} \quad -1 < \frac{h_B}{H_s} \leq 0.78,$$

$$\frac{h_M}{H_s} = 0 \quad \text{voor} \quad \frac{h_B}{H_s} > 0.78.$$

Het geldigheidsdomein van deze formules wordt gegeven door:

- de relatieve kruinhoogte, $1 < h_c/H_s < 3$.
- de relatieve hoogte van de berm ten opzichte van de waterstand: h_B/H_s , geen beperking.
- de relatieve hoogte van de voet van de kruinmuur ten opzichte van het bermniveau: $h_{vm}/H_s = 0$.
- de relatieve bermbreedte, $L_B/L_{Op} < 0.25$.
- de taludhelling van het benedentalud: $0.3 < \tan\alpha < 0.4$.
- de gemiddelde taludhelling: $0.35 < \tan\alpha < 0.7$.
- de golfsteilheid: $0.02 < s_{Op} < 0.04$.
- de brekerparameter: $1.5 < \xi_{Op} < 5$.

In Tabel 3 worden de geldigheidscriteria gecontroleerd voor de beschouwde situatie. Er wordt voldaan aan alle geldigheidscriteria, behalve deze voor de golfsteilheid s_{Op} . Aangezien de golfsteilheid ($s_{Op} = 0.017$) echter – bij benadering – wel voldoet aan de ondergrens van 0.02, wordt verondersteld dat aan het volledige geldigheidsdomein wordt voldaan.

Tabel 3 – Controle van de geldigheidscriteria voor toepassing van de formules van den Heijer (1998) in deze studie.

Dimensieloze parameter en geldigheids criterium	Waarde in deze studie [-]	Geldigheids criterium voldaan?
$1 < R_c/H_{m0} < 3$	1.31	ja
h_B/H_{m0} (geen beperking)	-0.28	ja
$h_{vm}/H_{m0} = 0$	0	ja
$L_B/L_{Op} < 0.25$	0	ja
$0.3 < \tan(\alpha) < 0.4$	0.33	ja
$0.02 < s_{Op} < 0.04$	0.017	bij benadering
$1.5 < \xi_{Op} < 5$	2.59	ja

Daarnaast worden een aantal alternatieve berekeningsmethoden toegepast – met een niet exact maar aansluitend toepassingsgebied – ter controle van de grootteorde van het resultaat bekomen met den Heijer (1998):

- In de Shore Protection Manual (CERG, 1977a) wordt een theoretische berekeningsmethode beschreven van een ontwerp golfkracht ten gevolge van de impact van een gebroken (regelmatige) golf (met brekingsgolfhoogte H_b) die een strand oploopt tegen een verticale muur (zie Appendix 1). De methode wordt hier echter toegepast voor een dijkelling (met helling 1/3) i.p.v. een strandhelling ($< 1/10$ (EurOtop, 2018)). De geldigheid van deze methode is niet duidelijk voor hellingen steiler dan 1/10. H_b wordt berekend op basis van Figuur 11, en door aan te nemen dat de maximale belasting veroorzaakt wordt door de maximale golfhoogte in de onregelmatige golftrein, of dus: $H_0' = H_{max} = 1.8 * H_{m0}$ (Goda, 2000). De waterdiepte bij breking van de golf kent een minimale en maximale waarde en wordt bepaald a.d.h.v. Figuur 12. Dit geeft aanleiding tot een minimale en maximale verwachte waarde voor de horizontale ontwerp golfkracht.

De methode gebuikt de maximale golfploophoogte $R_{u2\%}$ op de (virtueel verlengde) strandhelling tijdens de storm. Voor een meer accurate waarde hiervan – specifiek voor een steilere dijkhelling – wordt deze berekend op basis van de EurOtop-formule voor golfploop op een dijkhelling (EurOtop, 2018):

$$\frac{R_{u2\%}}{H_{m0}} = 1.75 \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \xi_{m-1,0}$$

with a maximum of

$$\frac{R_{u2\%}}{H_{m0}} = 1.07 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \left(4.0 - \frac{1.5}{\sqrt{\gamma_b \cdot \xi_{m-1,0}}} \right)$$

De golfkracht bepaald met deze methode is de horizontale golfkracht op een oneindig hoge verticale muur. Er gaat dus geen golfimpactenergie verloren door golfoverslag. Het resultaat van deze methodiek wordt dus beschouwd als een bovengrens (overschatting) in deze studie.

- Van Doorslaer et al. (2017) stelde een semi-empirische formule voor gebaseerd op fysische modelproeven voor de horizontale golfkracht op een stormmuur op een dijk met promenade (formule voor ontwerp/toetsing):

$$\frac{F_{1/250}}{\rho g R_c^2} = 7.8 \exp \left(-2.04 \frac{R_c}{H_{m0}} \right)$$

Het geldigheidsdomein van deze formule wordt grotendeels voldaan voor de situatie in deze studie (niet getoond), behalve het feit dat deze formule enkel geldig is voor een minimale berm-/promenadebreedte L_B van $0.13 \cdot L_{m-1,0}$, (met $L_{m-1,0}$ de diepwater golflengte berekend met $T_{m-1,0}$) terwijl in de huidige beschouwde situatie helemaal geen berm/promenade aanwezig is. Omdat de promenade voor een reductie zorgt in de belasting van de stormmuur, wordt het resultaat van deze formule dus beschouwd als een ondergrens (onderschatting).

- De Finis et al. (2020) breidde de dataset van Van Doorslaer et al. (2017) uit met numerieke CFD resultaten en stelde een verbeterde semi-empirische formule op voor de horizontale golfkracht op een stormmuur op een dijk met promenade (formule voor ontwerp/toetsing):

$$\frac{F_{1/250}}{\rho g L_B R_c} = 0.947 \exp \left(-1.456 \left(\frac{R_c}{H_{m0} \xi_{m-1,0}} \right)^{0.753} \left(\frac{L_B}{h_{wall}} \right)^{0.468} \right)$$

Deze formule laat geen nul-breedte van de berm/promenade ($L_B = 0$) toe, daarom wordt een waarde van $L_B = 4.5$ m aangenomen. Deze L_B -waarde werd iteratief gevarieerd tot de maximum waarde voor $F_{1/250}$ met deze formule werd bekomen (bij constante waarden voor de andere parameters). Analooq aan de vorige formule, wordt het resultaat van deze formule dus beschouwd als een ondergrens (onderschatting).

Voor een stormmuur met parapet neemt de horizontale ontwerpkracht toe met volgende k -factor (Kortenhaus et al., 2004):

$$k_{parapet,F} = \frac{F_{max,parapet}}{F_{max,geen parapet}}$$

De k -waarde is afhankelijk van de relatieve vrijboord (R_c/H_{m0}) en de geometrie van de parapet. In Tabel 5 worden de minimale en maximale gerapporteerde k -waarden gegeven uit de literatuur (voor $R_c/H_{m0} < 1.5$). De relatieve vrijboord in deze studie bedraagt ~ 1.3 . Omdat de geometrie van de parapet momenteel onbekend is, wordt de maximale k -waarde aangenomen uit Tabel 5 (i.e., $k_{parapet,F} = 1.6$). Het effect van de parapet op het krachtmoment en de verticale krachtswerking op de stormmuur wordt in dit advies niet verder beschouwd.

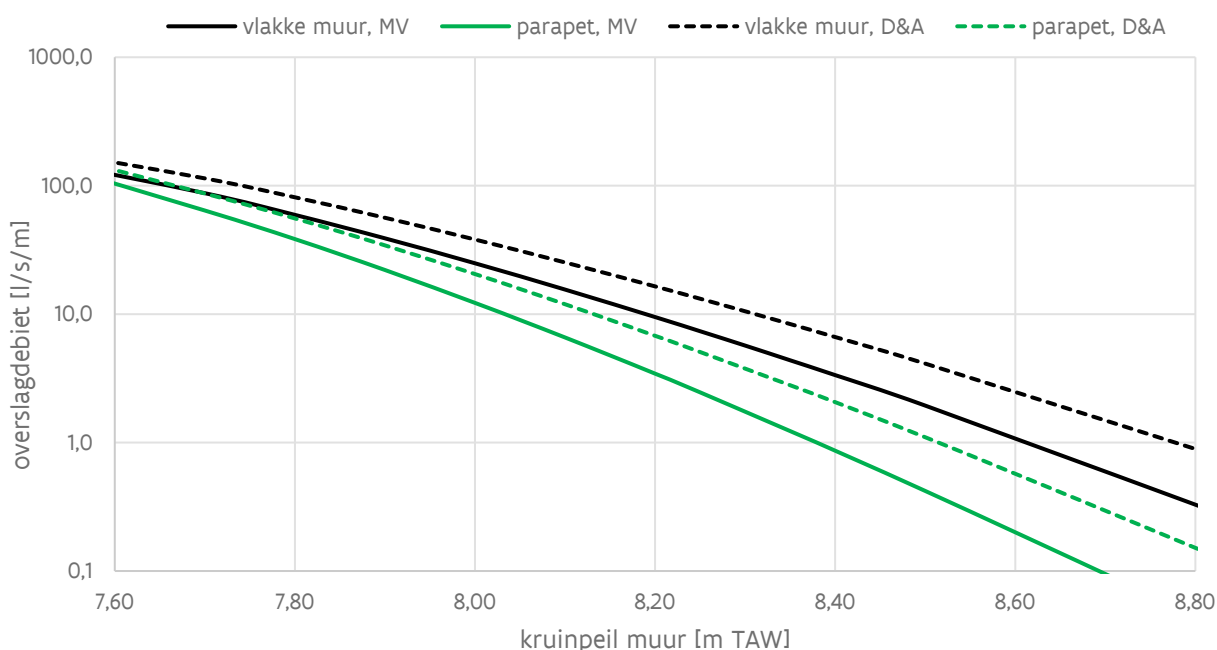
Tabel 4 – Minimale en maximale gerapporteerde krachtstoename factor $k_{parapet,F}$ voor de maximale horizontale kracht F_{max} ten gevolge van een parapet aan de stormmuur, voor $R_c/H_{m0} < 1.5$.

Bron [-]	Min. $k_{parapet,F}$ [-]	Max. $k_{parapet,F}$ [-]
(den Heijer, 1998)	1.1	1.3
(Kortenhuis <i>et al.</i> , 2004)	1.3	1.6
(Dong <i>et al.</i> , 2021)	1.3	1.5

3 Resultaten

3.1 Berekende muurhoogte

Figuur 9 toont het berekende gemiddeld overslagdebiet in functie van de muurhoogte voor een vlakke stormmuur met en zonder parapet. De berekening werd uitgevoerd zowel voor de verwachte waarde van gemiddeld overslagdebiet (*mean value approach*, MV) als voor de waarde verhoogd met 1 standaardafwijking (*design and assessment approach*, D&A).

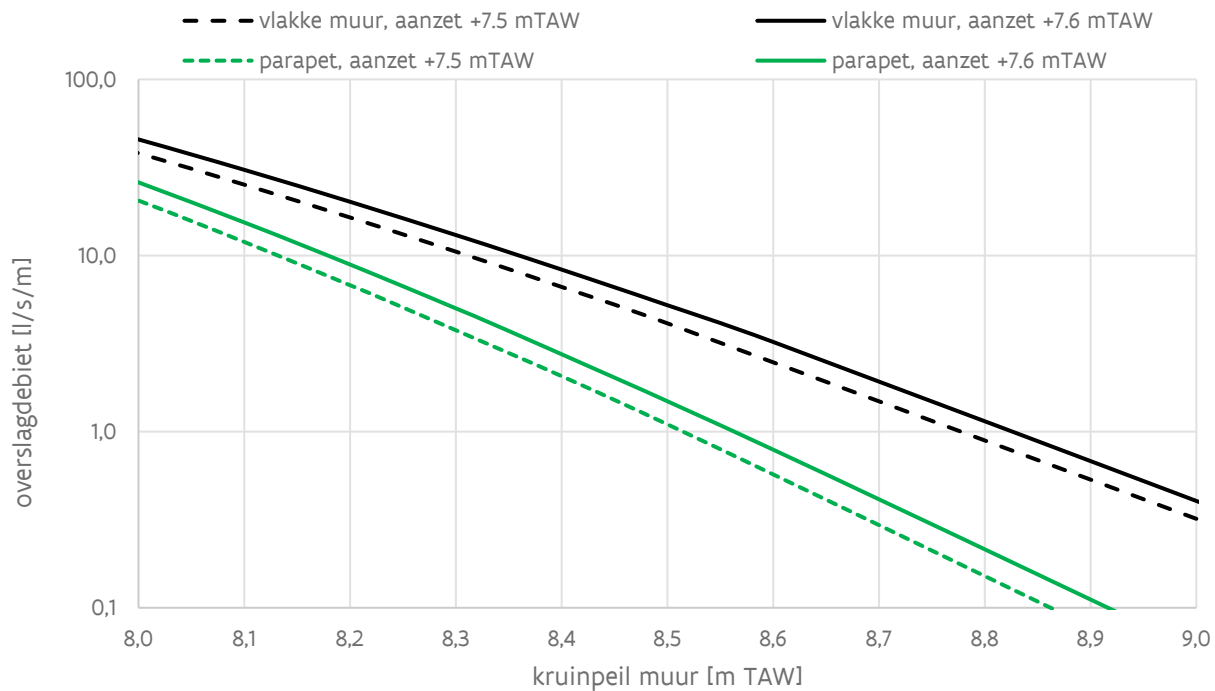


Figuur 9 – Relatie gemiddeld overslagdebiet en kruinpeil muur met aanzet op +7.5 m TAW

Omdat er een bepaalde onnauwkeurigheid bestaat op de aanname van het kruinpeil van de glooiing op +7.5 m TAW (=aanzetpeil van de stormmuur) werd de berekening ook uitgevoerd voor een kruinpeil op +7.6 m TAW (Figuur 10). Logischerwijs daalt het overslagdebiet wat naarmate de muurhoogte toeneemt (bij een constant kruinpeil van de muur).

Tabel 6 en Tabel 7 bevatten de overslagdebieten i.f.v. kruinpeil en muurhoogte, eveneens berekend voor 2 verschillende aanzetpeilen van de stormmuur.

Een vlakke muur op peil +8.40 m TAW (0.80 m hoog boven de kaairand op +7.6 m TAW) of +8.35 m TAW (0.85 m hoog boven kaairand op +7.5 m TAW) reduceert het gemiddelde overslagdebiet tot minder dan 10 l/m/s. Indien deze muur voorzien wordt van een parapet kan het kruinpeil nog 15-20 cm lager komen, tot +8.2 m TAW (0.60 m hoog boven kaairand op +7.6 m TAW) of +8.15 m TAW (0.65 m hoog boven kaairand op +7.5 m TAW).



Figuur 10 – Relatie gemiddeld overslagdebiet en kruinpeil muur met aanzet op +7.5 m TAW en +7.6 m TAW (resultaten D&A)

Tabel 5 – Berekend gemiddeld overslagdebiet kruinpeil, vlakke muur

Muurhoogte [m]	aanzet muur: +7.5 mTAW			aanzet muur: +7.6 mTAW		
	kruinpeil muur [m TAW]	q [l/m/s]		kruinpeil muur [m TAW]	q [l/m/s]	
		MV	D&A		MV	D&A
1.50	9.00	0.1	0.3	9.10	0.1	0.2
1.00	8.50	1.9	4.1	8.60	1.5	3.2
0.90	8.40	3.4	6.6	8.50	2.6	5.2
0.85	8.35	4.4	8.4	8.45	3.3	6.6
0.80	8.30	5.7	10.5	8.40	4.4	8.3
0.75	8.25	7.4	13.2	8.35	5.6	10.5
0.70	8.20	9.5	16.4	8.30	7.3	13.1
0.60	8.10	15.5	25.3	8.20	12.0	20.2
0.50	8.00	24.9	38.1	8.10	19.4	30.7
0.40	7.90	38.9	56.3	8.00	30.6	45.6
0.30	7.80	59.3	81.2	7.90	47.0	66.4
0.20	7.70	87.4	114.0	7.80	70.2	94.1
0.00	7.50	167.3	200.7	7.60	139.6	171.4

Tabel 6 – Berekend gemiddeld overslagdebiët kruinpeil en muurhoogte, muur met parapet

Muurhoogte [m]	aanzet muur: +7.5 mTAW			aanzet muur: +7.6 mTAW		
	kruinpeil muur [m TAW]	q [l/m/s]		kruinpeil muur [m TAW]	q [l/m/s]	
		MV	D&A		MV	D&A
1.50	9.00	0.0	0.0	9.10	0.0	0.0
1.00	8.50	0.4	1.1	8.60	0.3	0.8
0.75	8.25	2.5	5.1	8.35	1.7	3.7
0.70	8.20	3.4	6.8	8.30	2.4	5.0
0.65	8.15	4.8	9.0	8.25	3.4	6.7
0.60	8.10	6.6	11.9	8.20	4.7	8.9
0.55	8.05	9.0	15.7	8.15	6.5	11.7
0.50	8.00	12.2	20.5	8.10	8.8	15.4
0.40	7.90	22.1	34.3	8.00	16.1	26.0
0.30	7.80	38.4	55.6	7.90	28.3	42.6
0.20	7.70	64.1	86.9	7.80	48.0	67.6
0.00	7.50	167.3	200.7	7.60	139.6	171.4

3.2 Berekende krachtswerking

Voor de muurhoogte berekend in sectie 3.1 worden nu de resulterende golfkrachten gegeven in Tabel 7, berekend volgens de methodieken gegeven in sectie 2.3.3. De methodiek van den Heijer (1998) is de enige methodiek die volledig toepasbaar is voor de ontwerprandvoorwaarden in deze studie, en geeft een verwachtingswaarde voor de maximale totale horizontale golfimpactkracht van 16.0 kN/m op de stormmuur zonder parapet tijdens de ontwerpcondities, met een verticale momentarm van 0.54 m t.o.v. de voet van de stormmuur ($h_{M,voet}$). Voor de stormmuur met parapet, verhoogt deze waarde naar 25.6 kN/m (momentarm en verticale kracht op parapet niet gekend). Ter controle zijn andere rekenmethodieken toegepast waarbij de verwachting in sectie 2.3.3 was dat SPM (CERG, 1977a) een overschatting oplevert, en Van Doorslaer et al. (2017) en De Finnis et al. (2020) beide een onderschatting opleveren. De resultaten in Tabel 7 bevestigen deze verwachting, zodat deze controle het resultaat met den Heijer (1998) ondersteunt.

Tabel 7 – Resultaten voor de verwachtingswaarde van de maximale golfbelasting tijdens een ontwerpstorm (geen en met parapet).

Berekeningsmethode [-]	$F_{max,geen parapet}$ [kN/m]	h_M ($h_{M,voet}$) [m]	$F_{max,parapet}$ [kN/m]
den Heijer (1998)	16.0	0.79 (0.54)	25.6
SPM (CERG, 1977a)	21.1 (min) 30.2 (max)	0.86 (0.61) (min) 0.90 (0.65) (max)	33.8 (min) 48.3 (max)
Van Doorslaer et al. (2017)	7.2	N/A	11.5
De Finnis et al. (2020)	6.8	N/A	10.9

4 Conclusie

Bij extreme stormvloed tot +7.25 m TAW (T1000 peil in combinatie met zeespiegelstijging) vormt de golfoverslag over de glooiing op de kaai 111-113 (P&O terminal) in de haven van Zeebrugge een gevaar voor overstroming landinwaarts. Direct ingrijpen op deze golfoverslag door het plaatsen van een stormmuur op de glooiing wordt als meest effectieve en efficiënte maatregel beschouwd om dit overstromingsrisico te beperken.

In dit advies werd de benodigde kruinhoogte van een stormmuur berekend op basis van Eurotop. Een vlakke muur met kruinhoogte op +8.4 m TAW beperkt het overslagdebiet tot een veilige waarde van 10 l/m/s. Dit kruinpeil kan nog 20 cm gereduceerd worden indien met een parapet gewerkt wordt.

De verwachtingswaarde voor de maximale totale horizontale golfimpactkracht op de stormmuur zonder parapet tijdens de ontwerpcondities werd berekend met den Heijer (1998) en is 16.0 kN/m, met een verticale momentarm van 0.54 m t.o.v. de voet van de stormmuur. Voor de stormmuur met parapet, verhoogt deze waarde naar 25.6 kN/m (momentarm niet berekend). Het effect van de parapet op het moment en de verticale krachtswerking werd in dit advies niet verder beschouwd.

Referenties

- CERG.** (1977a). Shore protection manual: Volume I. U.S. Army Coastal Engineering Research Center: Fort Belvoir, Va. doi:10.5962/bhl.title.47830
- CERG.** (1977b). Shore protection manual: Volume II. U.S. Army Coastal Engineering Research Center: Fort Belvoir, Va. doi:10.5962/bhl.title.47830
- De Finis, S.; Romano, A.; Bellotti, G.** (2020). Numerical and laboratory analysis of post-overtopping wave impacts on a storm wall for a dike-promenade structure. *Coastal Engineering* 155: 103598. doi:10.1016/j.coastaleng.2019.103598
- den Heijer, F.** (1998). Golfverslag en krachten op verticale waterkeringsconstructies. WL|Delft Hydraulics. Available at: <https://repository.tudelft.nl/record/uuid:eabd2a30-ec31-4c18-b8b6-68bfaf43e6d6> [date of retrieval: 17/06/2025]
- Dong, S.; Salauddin, M.; Abolfathi, S.; Pearson, J.** (2021). Wave Impact Loads on Vertical Seawalls: Effects of the Geometrical Properties of Recurve Retrofitting. *Water* 13(20): 2849. doi:10.3390/w13202849
- EurOtop.** (2018). Manual on wave overtopping of sea defences and related structures. An overtopping manual largely based on European research, but for worldwide application. Second Edition (Final version). (J. W. Van der Meer, Ed.). Available at: www.overtopping-manual.com
- Goda, Y.** (2000). Random seas and design of maritime structures 2. ed.. *Advanced series on ocean engineering*. World Scientific: Singapore. ISBN 978-981-02-3256-6
- Kortenhaus, A.; Pearson, J.; Bruce, T.; Allsop, N.W.H.; Van Der Meer, J.W.** (2004). Influence of Parapets and Recurves on Wave Overtopping and Wave Loading of Complex Vertical Walls, *in*: (2004). *Coastal Structures 2003*. American Society of Civil Engineers: Portland, Oregon, United States. ISBN 978-0-7844-0733-2. pp. 369–381. Presented at the Coastal Structures 2003. doi:10.1061/40733(147)31
- Van Doorslaer, K.; Romano, A.; De Rouck, J.; Kortenhaus, A.** (2017). Impacts on a storm wall caused by non-breaking waves overtopping a smooth dike slope. *Coastal Engineering* 120: 93–111. doi:10.1016/j.coastaleng.2016.11.010
- Vanneste, D.; Nguyen, D.A.; De Roo, S.** (2024). Toetsing kunstwerken in kusthavens: deelrapport 4. Golfbelasting Demeysluis. Versie 4.0. *WL Rapporten*, 20_025_4. Waterbouwkundig Laboratorium: Antwerpen. Available at: <https://documentatiecentrum.watlab.be/owa/imis.php?module=ref&refid=404701>
- Vanneste, D.; Nguyen, D.A.** (2024). Overstromingsrisico haven Zeebrugge - onderdoorgang spoorwegen t.h.v. New Yorklaan en N34. *WL Memo's*, 20_093_15. Waterbouwkundig Laboratorium

Appendix Berekeningsmethode SPM voor de golfbelasting op een stormmuur op helling

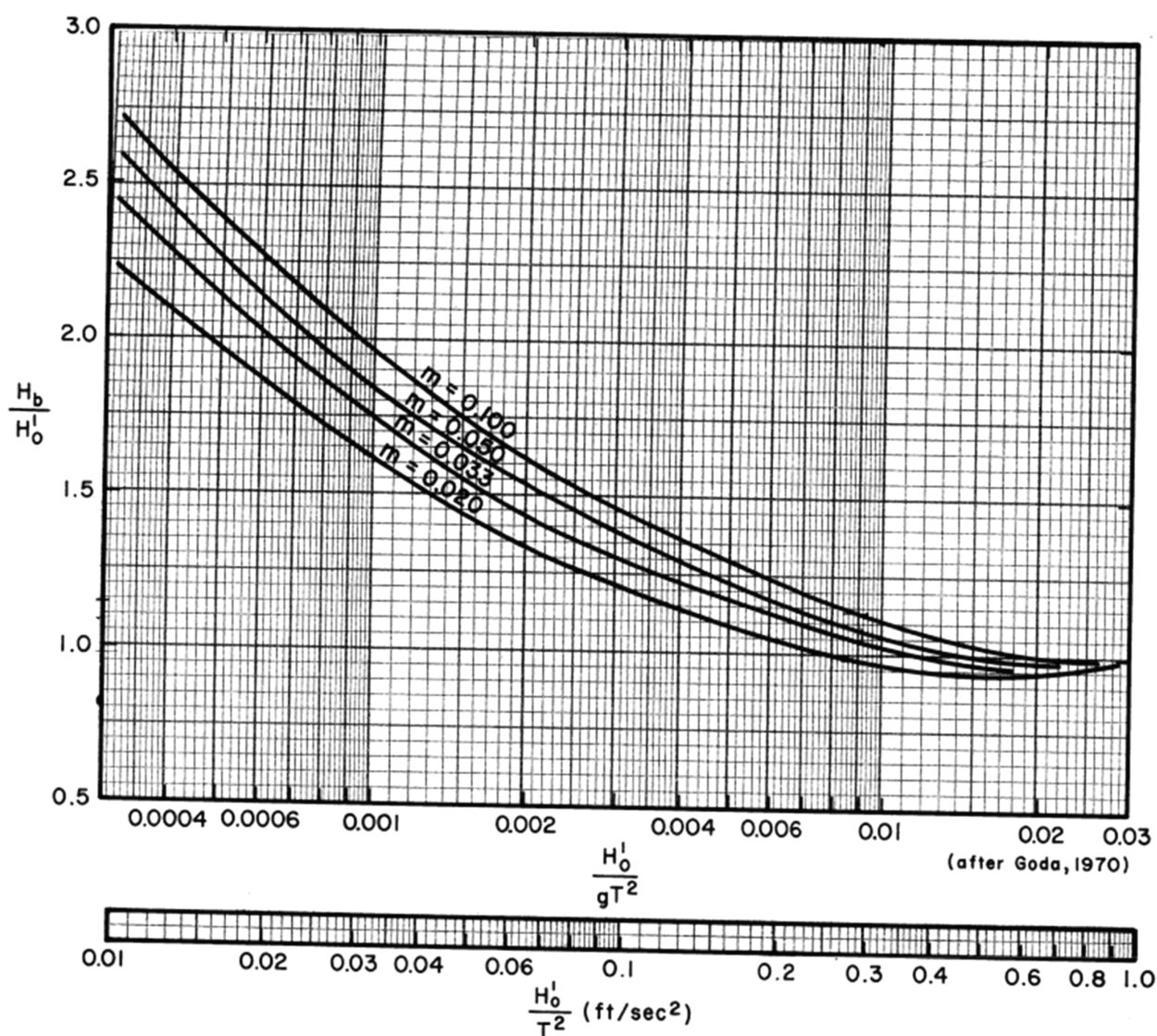


Figure 7-3. Breaker Height Index, H_b/H'_0 Versus Deep Water Wave Steepness, H'_0/gT^2

Figuur 11 – Figure 7-3 van de SPM (CERG, 1977b): brekerhoogte index versus diepwater golfsteilheid.

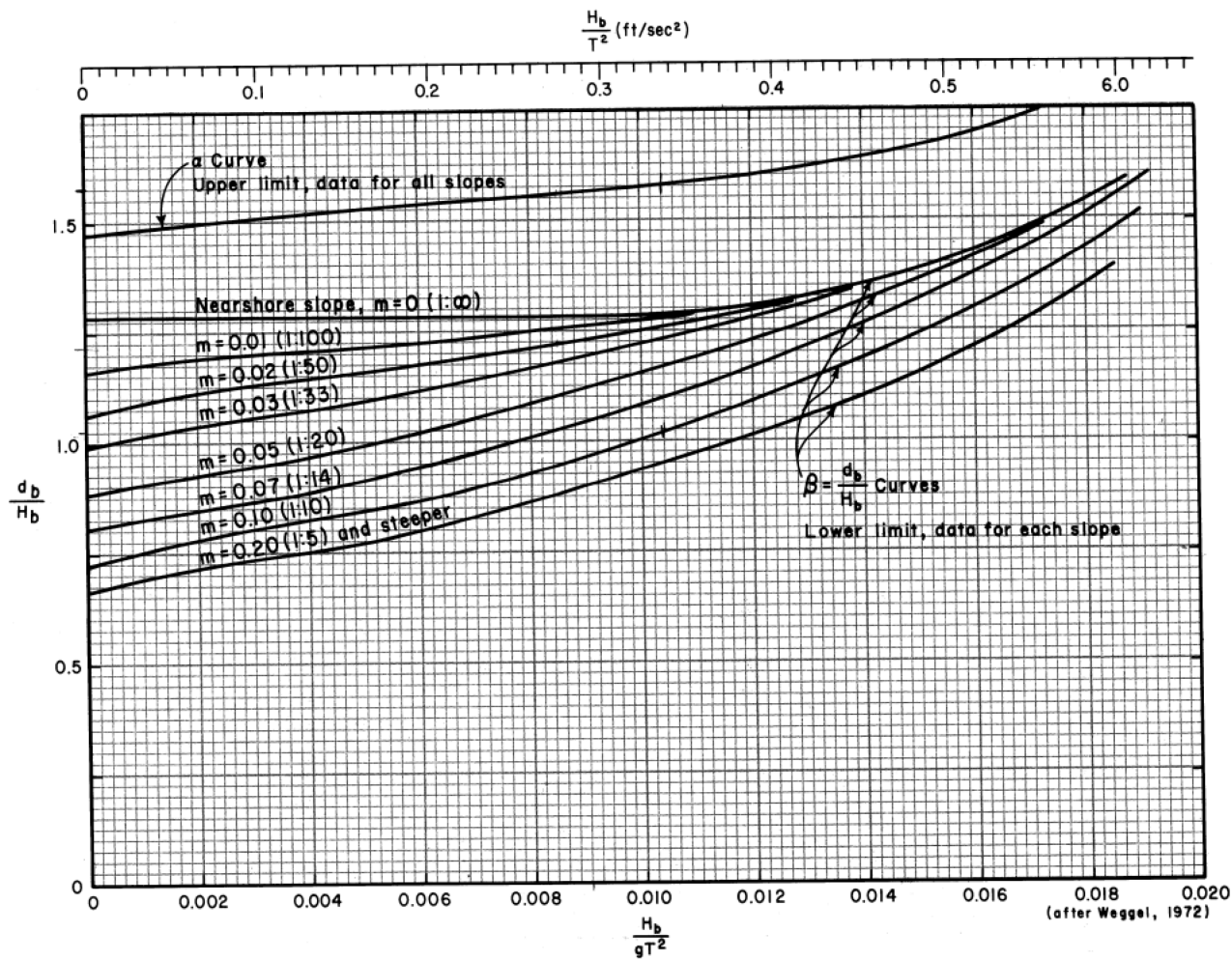


Figure 7-2. α and β Versus H_b/gT^2

Figuur 12 – Figure 7-2 van de SPM (CERG, 1977b): maximale en minimale breekpunt waterdiepte coëfficiënten α_b en β_b versus breekpuntgolfsteilheid.

7.342 Wall Shoreward of Stillwater Line. For walls landward of the stillwater line as shown in Figure 7-84 the velocity v' of the water mass at the structure at any location between the SWL and the point of maximum wave runup may be approximated by,

$$v' = C \left(1 - \frac{x_1}{x_2} \right) = \sqrt{gd_b} \left(1 - \frac{x_1}{x_2} \right), \quad (7-99)$$

and the wave height h' above the ground surface by,

$$h' = h_c \left(1 - \frac{x_1}{x_2} \right), \quad (7-100)$$

where

x_1 = distance from the stillwater line to the structure,

x_2 = distance from the stillwater line to the limit of wave uprush;
 $x_2 = 2H_b \cot \beta = 2H_b/m$ Note: (The actual wave runup as found from the method outlined in Section 7.21 could be substituted for the value $2H_b$.) β = the angle of beach slope, and $m = \tan \beta$.

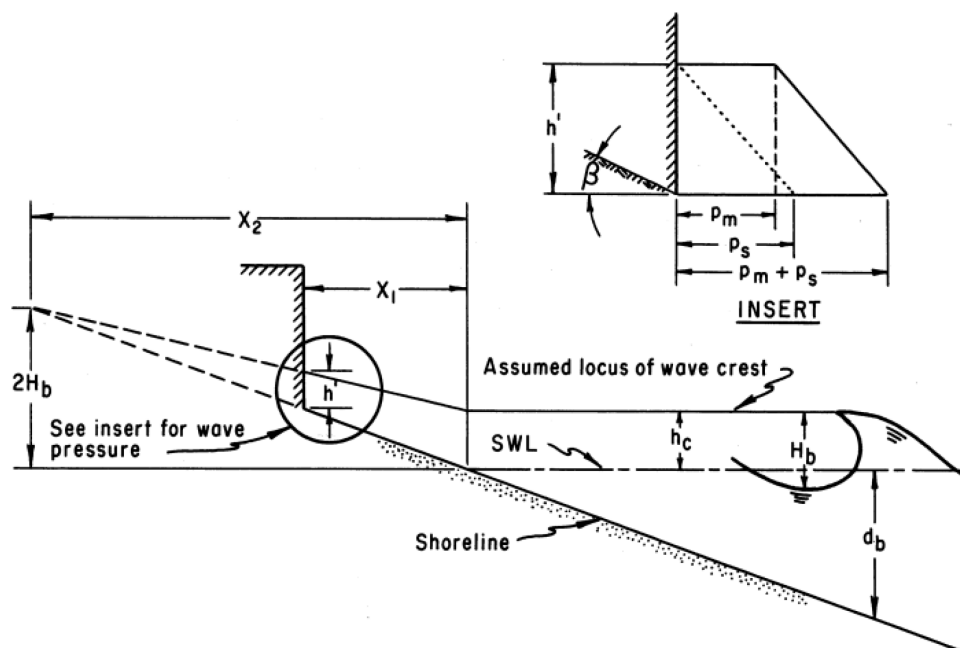


Figure 7-84. Wave Pressures from Broken Waves: Wall Landward of Stillwater Line

An analysis similar to that for structures located seaward of the still-water line gives for the dynamic pressure,

$$p_m = \frac{wv'^2}{2g} = \frac{wd_b}{2} \left(1 - \frac{x_1}{x_2}\right)^2 \quad (7-101)$$

The dynamic pressure is assumed to act uniformly over the height h , hence the dynamic component of force is given by,

$$R_m = p_m h' = \frac{wd_b h_c}{2} \left(1 - \frac{x_1}{x_2}\right)^3 \quad (7-102)$$

and the overturning moment by,

$$M_m = R_m \frac{h'}{2} = \frac{wd_b h_c^2}{4} \left(1 - \frac{x_1}{x_2}\right)^4 \quad (7-103)$$

The hydrostatic force component is given by,

$$R_s = \frac{wh'^2}{2} = \frac{wh_c^2}{2} \left(1 - \frac{x_1}{x_2}\right)^2 \quad (7-104)$$

and the moment resulting from the hydrostatic force by,

$$M_s = R_s \frac{h'}{3} = \frac{wh_c^3}{6} \left(1 - \frac{x_1}{x_2}\right)^3 \quad (7-105)$$

The total forces and moments are the sums of the dynamic and hydrostatic components; therefore, as before,

$$R_t = R_m + R_s \quad (7-106)$$

and,

$$M_t = M_m + M_s \quad (7-107)$$

The pressures, forces and moments computed by the above procedure will be *approximations* since the assumed wave behavior is simplified. Where structures are located landward of the stillwater line the preceding equations will not be exact, since the runup criterion was assumed to be a fixed fraction of the breaker height. However, the assumptions should result in a high estimate of the forces and moments.

DEPARTEMENT **MOBILITEIT & OPENBARE WERKEN**
Waterbouwkundig Laboratorium

Berchemlei 115, 2140 Antwerpen

T +32 (0)3 224 60 35

F +32 (0)3 224 60 36

waterbouwkundiglabo@vlaanderen.be

www.waterbouwkundiglaboratorium.be