

Nieuwe Jachthaven Breskens

Ontwerprapport Golfbrekers, Parkeerterrein

Svašek Hydraulics

22 augustus 2008

Definitief rapport

9T2156

HASKONING NEDERLAND B.V.
MARITIEM

George Hintzenweg 85
Postbus 8520
3009 AM Rotterdam
+31 (0)10 443 36 66 Telefoon
Fax
info@rotterdam.royalhaskoning.com E-mail
www.royalhaskoning.com Internet
Arnhem 09122561 KvK

Documenttitel	Nieuwe Jachthaven Breskens
	Ontwerprapport Golfbrekers, Parkeerterrein
Verkorte documenttitel	Ontwerp Golfbrekers en Parkeerterrein
Status	Definitief rapport
Datum	22 augustus 2008
Projectnaam	Nieuwe Jachthaven Breskens
Projectnummer	9T2156
Opdrachtgever	Svašek Hydraulics
Referentie	9T2156/R006/901723/Rott

Auteur(s)	I. Kateman, J. Bos
Collegiale toets	C. van der Lem
Datum/paraaf	
Vrijgegeven door	R. Stive
Datum/paraaf	

INHOUDSOPGAVE

	Blz.
1 INTRODUCTIE	1
1.1 Het Project	1
1.2 De opdracht	2
1.3 Het ontwerprapport Golfbrekers, Parkeerterrein en Schorrand	2
1.4 De methodologie van het Project	3
2 ONTWERPELEMENTEN, COORDINATEN EN REFERENTIENIVEAU	4
2.1 Ontwerpelementen	4
2.2 Coördinaten en referentieniveau	4
3 UITGANGSPUNTEN & ONTWERPCRITERIA	5
3.1 Introductie	5
3.2 Ontwerphilosofie	5
3.3 Omgevingscondities	5
3.4 Ontwerpwaterstand	7
3.5 Constructiemateriaal	8
3.6 Levensduur	8
3.7 Filterwetten	8
3.8 Geotextiel	8
3.9 Kraagstuk	9
3.10 Geotechnisch ontwerp	9
4 OOSTELIJKE GOLFBREKER	10
4.1 Introductie	10
4.2 Hoofdsectie	10
4.3 Bocht in hoofdsectie	12
4.4 Lichte sectie	12
4.5 Kop	12
4.6 Samenvatting	13
5 WESTELIJKE GOLFBREKER	14
5.1 Introductie	14
5.2 Hoofdsectie	14
5.3 Kop	15
5.4 Binnentalud Noordwestzijde jachthaven	16
5.5 Talud Westerschelde Noordwestzijde jachthaven	16
5.6 Samenvatting	16
6 PARKEERTERREIN	17
6.1 Introductie	17
6.2 Oeververdediging	17
6.3 Verharding	19
6.3.1 Type verharding	19
6.3.2 Verhardingsontwerp	19
6.4 Overall stabiliteit grondaanvulling	20
6.5 Samenvatting	20

7	SCHORRAND	21
8	AANBEVELINGEN	22
	REFERENCES	23

BIJLAGEN

Bijlage A	Golfcondities gecorrigeerd met de invalshoek op de golfbreker
Bijlage B	Berekening stroming
Bijlage C	Berekening oostelijke golfbreker
Bijlage D	Berekeningen penetratie met colloïdaal beton
Bijlage E	Berekeningen westelijke golfbreker
Bijlage F	Berekeningen parkeerterrein
Bijlage G	Verharding parkeerterrein
Bijlage H	Geotechnische stabiliteit
Bijlage I	Berekeningen Schorrand

1 INTRODUCTIE

1.1 Het Project

De huidige jachthaven in Breskens, aan de Westerschelde in Zeeuws-Vlaanderen, is in de loop der jaren uitgebreid en op dit moment is er, wegens succes, vraag naar een tweede jachthaven. Hiervoor is door de opdrachtgever, de jachthavenvereniging, een ontwerp gemaakt voor een locatie verder zuidoostelijk langs de zeedijk, zie Figuur 1-1. Als integraal onderdeel van de ontwikkeling van de nieuwe jachthaven in Breskens zal natuurontwikkeling plaatsvinden waarbij een schorregebied direct ten oosten van de locatie van de nieuwe jachthaven wordt gecreëerd.



Figuur 1-1: Locatie nieuwe jachthaven en natuurontwikkeling

In samenwerking met Svašek Hydraulics, Rotterdam, is door de opdrachtgever een schetsontwerp opgesteld voor de nieuwe jachthaven, zie Figuur 1-2. In een vervolgstap in de ontwikkeling van de nieuwe jachthaven is door Svašek Hydraulics aan Royal Haskoning (RH) opdracht verleend tot het maken van een Definitief Ontwerp van een aantal waterbouwkundige constructieve onderdelen. Het betreft hier de twee golfbrekers, de parkeerplaats op een landaanvulling aan de zeedijk en de verdediging (tegen golven en stroming) van de schorrand. Het ontwerp van steigers en overige voorzieningen voor de jachten valt niet binnen de scope van dit RH project.



Figuur 1-2: Schetsontwerp nieuwe jachthaven (bron: Svašek Hydraulics)

1.2 De opdracht

De opdracht voor Royal Haskoning betreft het Definitief Ontwerp van de volgende onderdelen:

- Oostelijke golfbreker;
- Westelijke secundaire golfbreker;
- Grondaanvulling aan zeedijk t.b.v. parkeerplaats inclusief bestorting/steenzetting en aansluitingen aan bestaande bestortingen/steenzettingen;
- Bestrating parkeerplaats;
- Verdediging schorrand natuurcompensatie.

De opdracht betreft het waterbouwkundig en constructief ontwerp van de genoemde onderdelen, exclusief voorzieningen als nautische lichten, betonning, drinkwater, verlichting, riolering etc.

Het ontwerp door Royal Haskoning is gemaakt volgens een schetsontwerp door Svasek Hydraulics.

Havenindeling en nautiek zijn geen onderdeel van deze opdracht.

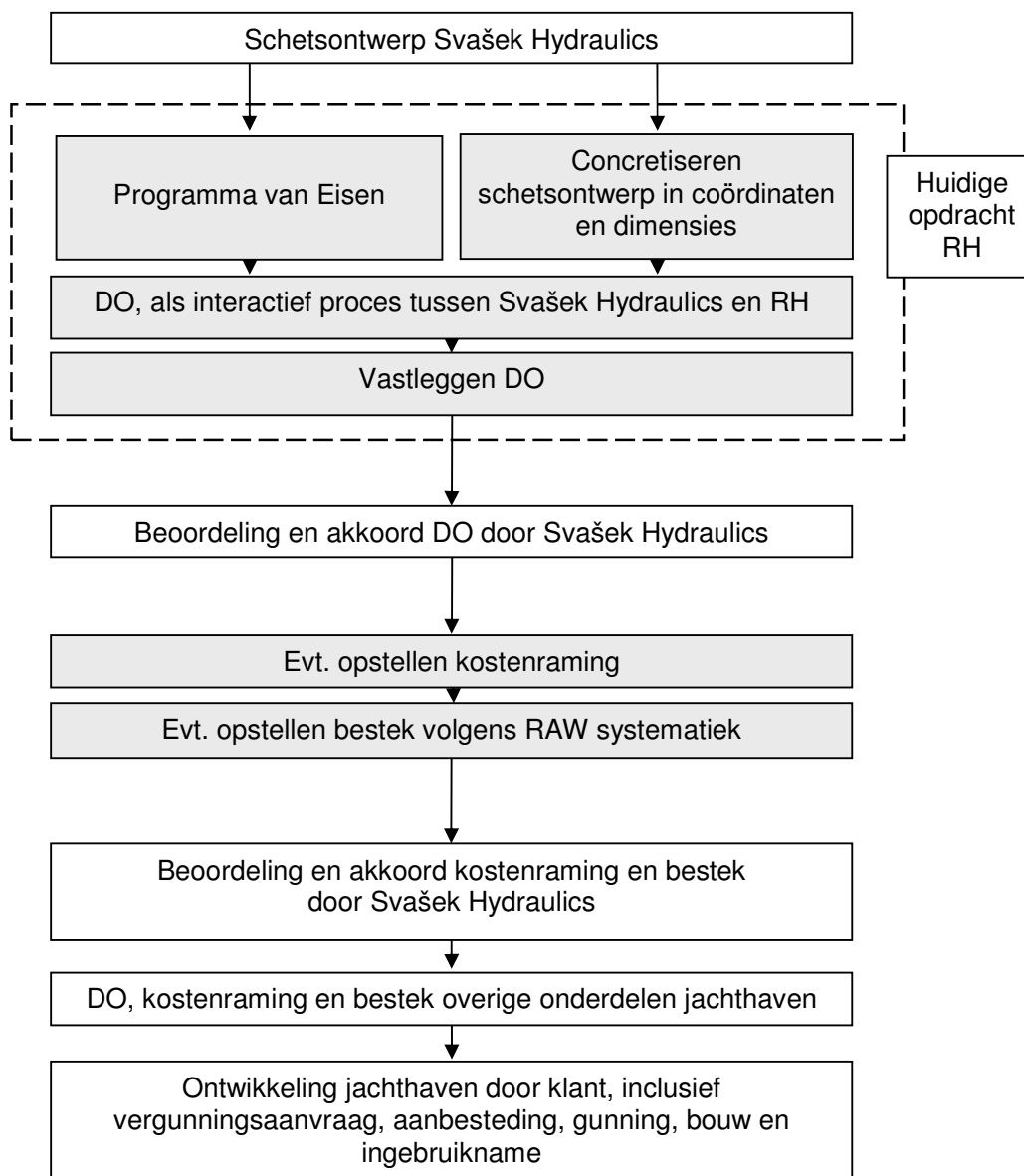
In een vervolfase zullen door RH eventueel een kostenraming en bestek opgesteld worden voor de ontworpen onderdelen.

1.3 Het ontwerprapport Golfbrekers, Parkeerterrein en Schorrand

Dit rapport beschrijft de berekeningen en resultaten van het Definitief Ontwerp (DO) van de beide golfbrekers, de grondaanvulling en bestrating ten behoeve van het parkeerterrein en de schorrand.

1.4 De methodologie van het Project

De beoogde methodologie voor dit project is vastgelegd in onderstaand schema.



Figuur 1-3: Schema van de beoogde methodologie van het Project. Acties door RH zijn aangegeven in grijze kleur.

2 ONTWERPELEMENTEN, COORDINATEN EN REFERENTIE NIVEAU

2.1 Ontwerpelementen

Het Definitief Ontwerp door RH bestaat uit de onderstaande elementen.

ID	Ontwerpelement
1	Oostelijke hoofdgolfbreker
1.1	Hoofdsectie
1.2	Lichte sectie landzijde
1.3	Golfbrekerkop
1.4	Bocht in hoofdsectie
2	Westelijke secundaire golfbreker
2.1	Hoofdsectie
2.2	Golfbrekerkop
3	Binnentalud NW-zijde jachthaven
3.1	Hoofdsectie
4	Parkeerplaats
4.1	Hoofdsectie grondaanvulling en oeverbescherming
4.2	Verharding
5	Schorrand natuurcompensatie
5.1	Hoofdsectie*
6	Aansluitingen & Overgangen
6.1	Overgang kop – hoofdsectie
6.2	Aansluiting hoofdsectie – schorrand
6.3	Overgang hoofdsectie – lichte sectie
6.4	Overgang lichte sectie – zeedijk & parkeerplaats
6.5	Overgang kop – hoofdsectie
6.6	Overgang hoofdsectie – bestaande buitentalud & nieuw binnentalud
6.7	Overgang hoofdsectie – zeedijk & parkeerplaats
6.8	Aansluiting hoofdsectie aan dijk oostzijde**
* Optimalisatie ontwerp Schorrand afgebroken i.v.m. MER proces	
** Niet ontworpen i.v.m. missende informatie	

Figuur 2-1: Ontwerpelementen

2.2 Coördinaten en referentieniveau

Horizontaal: Rijksdriehoeksstelsel: (x,y)-coördinaten in meters t.o.v. van een nulpunt ten zuidwesten van Nederland.

Verticaal: NAP, in meters.

3 UITGANGSPUNTEN & ONTWERPCRITERIA

3.1 Introductie

Als basis voor het Definitief Ontwerp is in een apart document het Programma van Eisen (PvE) vastgelegd [Ref. 1.]. Het PvE omhelst afspraken tussen Svašek Hydraulics en Royal Haskoning over te gebruiken ontwerpmethodieken, gegevens en parameters die van belang zijn om kwaliteit van het product en efficiëntie van het ontwerpproces te waarborgen.

Uitgangspunten en ontwerpcriteria die tijdens het ontwerpproces additioneel gekozen zijn, zijn hieronder vastgelegd.

3.2 Ontwerpfilosofie

Alle constructieve onderdelen worden ontworpen op stabiliteit bij stormcondities met gemiddelde kans van voorkomen van eens in de 100 jaar. Er zijn geen gebruikseisen gesteld aan het ontwerp.

Svašek Hydraulics heeft aangegeven voor een kans van optreden van $1/100 \text{ jr}^{-1}$ uit te willen gaan van een acceptabel schadeniveau van $S = 4$ voor de constructies rond het parkeerterrein en een $S = 6$ voor de schorrenrand. Dit komt overeen met 'ernstige schade', zie [Ref. 1.].

De zeedijk wordt door het Hoogheemraadschap getoetst op condities met een gemiddelde kans van optreden $1/4000 \text{ jr}^{-1}$. Het ontwerp van de ophoging op de zeedijk is gebaseerd op het idee dat de hele ophoging los op de zeedijk wordt geplaatst, zodanig dat het als geheel moet kunnen wegslaan bij een storm met kans van optreden $1/4000 \text{ jr}^{-1}$ terwijl de zeedijk zijn functie nog vervult.

Kruinhoogte van de golfbrekers is opgegeven door opdrachtgever Svašek Hydraulics op NAP+4,5m. Dit niveau is gebaseerd op goede ervaringen met de golfbreker in de bestaande jachthaven waarbij de kruinhoogte ook op NAP+4,5m ligt. Voor het ontwerp is vanwege uitvoerbaarheidsoverwegingen uitgegaan van een kruinhoogte en kruinbreedte van de onderste filterlaag van resp. NAP +2,6m en 4,3m. Met aanvulling van een extra filterlaag en de toplaag komt de uiteindelijke kruinhoogte op NAP +4,5m of NAP +4,6m.

3.3 Omgevingscondities

Bathymetrie

Er wordt uitgegaan van de meetdata van mei 2007.

Zeewaterdichtheid

De dichtheid van het zeewater is 1025 kg/m^3 .

Getijwaterstanden

Onderstaande getijwaterstanden zijn overgenomen van de Getijtafels 2000 voor Vlissingen.

GHW	NAP +2,05 m;
GLW	NAP -1,81 m;
HW springtij	NAP +2,43 m;
LW springtij	NAP -2,04 m;
HW doottij	NAP +1,55 m;
LW doottij	NAP -1,47 m;
LLWS	NAP -2,32 m.

Zeespiegelstijging

Er wordt rekening gehouden met een zeespiegelstijging van 0,30m in 50 jaar (gegeven door Svašek Hydraulics).

Ontwerp golfcondities

Er wordt gerekend met de door Svašek Hydraulics geleverde golfcondities van een storm met een gemiddelde kans van optreden van $1/100 \text{ jr}^{-1}$. Deze golfcondities zijn berekend bij de ontwerpwaterstand (zie paragraaf 3.4). Omdat deze waterstanden niet voor alle ontwerpelementen maatgevend zullen zijn, wordt gerekend met de gegeven golfcondities voor zowel de ontwerpwaterstand als lagere waterstanden. Daarbij wordt rekening gehouden met dieptegelimiteerdheid van golven volgens de volgende methode:

Voor $H_s \geq 0.5 \times \text{waterdiepte} \rightarrow H_s = 0.5 \times \text{waterdiepte}$.

Waarbij de waterdiepte bij de teen van de constructie wordt bepaald.

The ontwerp golfcondities zijn in het PvE opgenomen [Ref. 1.]. Deze golfcondities kunnen schuin op de golfbrekers aankomen. Dit resulteert in kleinere golfaanval en dus minder schade of meer stabiliteit van de toplaag.

Volgens de methode van Galland [Ref.], mag de ontwerp golfhoogte worden gereduceerd vanwege de schuine golfinval. Voor deze equivalente significante golfhoogte geeft Galland:

$$H_{s,eq} = H_s \cdot (\cos \beta)^x$$

Waarin:	$H_{s,eq}$	= Equivalente significante golfhoogte (m);
	H_s	= significante golfhoogte (m);
	β	= invallende golf hoek (t.o.v. de normaal van de golfbreker);
	x	= Coëfficiënt afhankelijk van toplaag/teen stabiliteit of golfoverslag en van de type toplaag.

Voor de toplaag van stortsteen geldt het volgende voor de coëfficiënt 'x':

- Stabiliteit van de toplaag: $x = 0.25$;
- Teen stabiliteit: $x = 0.60$;
- Golfoverslag: $x = 0.333$.

In Bijlage A zijn de gereduceerde golfcondities zijn weergegeven voor alle golfrichtingen. The maatgevende golfcondities zijn weergegeven in Tabel 3-1.

Tabel 3-1: Maatgevende golfcondities

Element	Stabiliteit toplaag		Golfoverslag		Teen stabiliteit	
	H _s (m)	T _p (s)	H _s (m)	T _p (s)	H _s (m)	T _p (s)
Oostelijke golfbreker – hoofdsectie	1.44	7.23	1.39	7.23	1.18	6.06
Oostelijk golfbreker – lichte sectie	0.65	4.6	0.58	4.6	0.41	4.48
Westelijke golfbreker	1.56	7.02	1.56	7.02	1.56	7.02
Parkeerterrein	0.8	7.4	-	-	0.8	7.4
Schorrand	0.75	7.23	-	-	0.5	7.23

Met behulp van het diffractiemodel HARES zijn door de opdrachtgever golfcondities van ca. 1 m berekend bij de teen van de zeedijk. Op verzoek van de opdrachtgever is de ontwerp golf conditie teruggebracht, op basis van de aanname dat de aanwezigheid van drijvende steigers de golven in de haven zou kunnen reduceren.

De ontwerp golfhoogte voor de aanvulling aan de zeedijk is vastgesteld op 0,80 m. Het is aan Jachthaven Breskens om ervoor te zorgen dat de haven zo ingericht wordt dat de pontons tijdens de ontwerpcondities een golfhoogte reductie bewerkstelligen van ca. 80%.

Stroming

De door Svašek Hydraulics geleverde stroming is voor dieper gelegen punten berekend. Deze zijn omgerekend naar stromingen op een diepte vlak voor de teen bij een waterstand van NAP+0m, waarbij stromingen het grootst zijn. Dit wordt gedaan volgens de methode uiteengezet in Bijlage B.

3.4 Ontwerpwaterstand

De te gebruiken ontwerpwaterstand is door Svašek Hydraulics voor de verschillende ontwerp onderdelen als volgt opgegeven.

Golfbrekers en schorrenrand

De ontwerpwaterstand is een optelling van een 1/100 jr⁻¹ extreme waterstand en zeespiegelstijging en komt neer op NAP + 4,7m.

Parkeerterrein

De ontwerpwaterstand is een optelling van een 1/100 jr⁻¹ extreme waterstand en zeespiegelstijging en de toeslag voor buistoten en –oscillaties en komt neer op NAP +5,0m.

De laagste waterstand met een gemiddelde kans van voorkomen van $1/100 \text{ jr}^{-1}$ is door Svašek Hydraulics opgegeven als NAP -3,35 m.

3.5 Constructiemateriaal

Voor het te gebruiken constructiemateriaal is uitgegaan van het materiaal gebruikt in het ontwerp van de jachthavenuitbreiding in 1994. De opdrachtgever heeft de voorkeur uitgesproken voor het gebruik van slakken, aangezien dit materiaal in de nabije omgeving kan worden afgenomen.

3.6 Levensduur

De levensduur van de verschillende constructieve onderdelen is door Svašek Hydraulics gegeven op 50 jaar.

3.7 Filterwetten

Voor het nagaan van de filterwerking van de verschillende steenlagen wordt uitgegaan van de volgende filterwetten. In alle constructieve onderdelen wordt aan deze filtereisen voldaan.

Geometrisch gesloten filter

Stenen kunnen niet migreren door gaten in bovenliggende lagen.

Permeabiliteit

Er vindt geen drukopbouw plaats door relatief lage permeabiliteit van bovenliggende lagen.

Interne stabiliteit

De kleinste korrels/stenen verplaatsen niet door de poriën van dezelfde laag.

3.8 Geotextiel

Afhankelijk van de bovenlagen van de bodem is een geotextiel wel of niet benodigd. Uit de beschikbare geotechnische gegevens kan niet worden opgemaakt of de bovenste laag slechts uit klei bestaat, of ook op enkele plaatsen uit zand. Omdat verder bodemonderzoek ongewenst is, wordt overal geotextiel toegepast tussen de bodem en de kern van de golfbrekers.

3.9 Kraagstuk

Het ontwerp van het kraagstuk is door de aannemer te bepalen, gebaseerd op standaard praktijk. Ten behoeve van de kostenraming is als referentieontwerp de volgende opbouw vastgesteld:

- Basis van geweven geotextiel (Ten Cate Nicolon – Geolon PE/PP-L of vergelijkbaar);
- Rasterwerk van wiepen uit gebonden rijs- of griendhout;
- Afgestort met stortsteen 10-60kg.

3.10 Geotechnisch ontwerp

Het geotechnisch ontwerp van de golfbrekers en grondaanvulling wordt gebaseerd op beschikbare geotechnische informatie in de omgeving en ervaringen met de golfbreker in de huidige jachthaven. Gesignaleerd wordt dat deze locaties te ver van de projectlocatie verwijderd is om een betrouwbare inschatting van geotechnische stabiliteit en zettingen te leveren. Aanvullend bodemonderzoek was binnen het project helaas niet mogelijk.

Geotechnische stabiliteitsberekeningen van de golfbreker zijn niet uitgevoerd. Het verdient aanbeveling deze later in het proces naar uitvoering alsnog uit te voeren. Zettingsberekeningen, inclusief eventuele verschilzettingen, zijn niet uitgevoerd. De uit te berekeningen bepaalde en op tekening gegeven hoogteliggingen zijn de niveaus die (uiteindelijk, na zettingen) gerealiseerd dienen te worden. Vereiste overhoogte dient later in het proces naar uitvoering bepaald te worden. Op basis van lokale ervaring wordt deze overhoogte voor de golfbrekerkruin ingeschat op ca. 0.25m.

De microstabiliteit van de ondergrond op de onderwatertaluds ("instabiele zanddeeltjes op een steile helling") is een aspect dat nader onderzoek verdient. Zonder goede geotechnische informatie op de exacte locatie zijn geen definitieve uitspraken hierover te doen. De onderwatertaluds beneden de teenconstructie is op verzoek van de opdrachtgever op 1:3 (v:h) gesteld, met uitzondering van het onderwatertalud voor de parkeerplaats dat op 1:4 (v:h) is gesteld in verband met de geotechnische macrostabiliteit, zie paragraaf 6.4.

Verwacht wordt dat de taluds vrij steil zijn voor het lokale bodemmateriaal, zodat enig verlies verwacht kan worden. Dit is oplosbaar door of een lichte bestorting te plaatsen van grover materiaal, of regelmatige inspecties uit te voeren in combinatie met aanvulling van zand indien nodig.

4 OOSTELIJKE GOLFBREKER

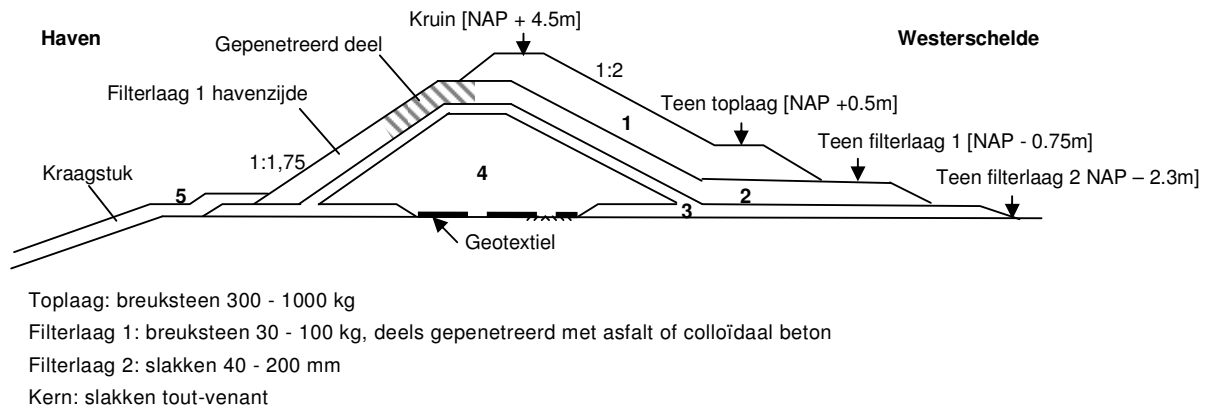
4.1 Introductie

Voor de opbouw van de doorsneden van de ontwerponderdelen is in eerste instantie uitgegaan van de schetsontwerpen van Svašek Hydraulics. Indien bleek dat de ontwerpen niet stabiel zijn of onnodig conservatief is het ontwerp aangepast. Hierbij is rekening gehouden met de wens van de klant voor een zo groot mogelijk bruikbaar oppervlak van de haven.

4.2 Hoofdsectie

Tekening 9T1256.11.0385.0012 laat de doorsnede van de oostelijke golfbreker zien. Hieronder worden de uitkomsten van de stabiliteitsberekeningen besproken. Van alle berekeningen is de maatgevende opgenomen in Bijlage C.

De benamingen van de verschillende lagen van de golfbreker zijn opgenomen in de geschematiseerde tekening in Figuur 4-1.



Figuur 4-1: Schematische doorsnede van de golfbreker

Stabiliteit toplaag Westerscheldezijde (Bijlage C.1)

Bij een toplaag bestaande uit breuksteen klasse 300 - 1000 kg heeft men voor het deel nabij de golfbrekerkop een schadeniveau van $S = 4$ bij een storm met kans van optreden $1/100 \text{ jr}^{-1}$. Richting het oosten loopt het schadeniveau bij dezelfde stormcondities op tot $S = 5.1$. De maatgevende waterstanden zijn die waarbij er geen overslag optreedt en alle golfenergie door de golfbreker wordt gedissipeerd. Dit zijn waterstanden van NAP +1.0m en lager.

Stabiliteit teen toplaag (Bijlage C.2)

Uitgaande van een geaccepteerd schadegetal $N_{od} = 0.7$ voor een storm met kans van optreden $1/100 \text{ jr}^{-1}$ voldoet de breuksteen klasse 300 - 1000 kg voor de teen aan de stabiliteitseisen. Daarbij blijkt de laagst mogelijke waterstand waarvoor de rekenmethode voldoet (NAP +2.3m) maatgevend te zijn. Bij lagere waterstanden zal de

golfhoogte met kans van optreden $1/100 \text{ jr}^{-1}$ in werkelijkheid lager zijn dan de golfhoogte waarmee is gerekend. Een lagere waterstand dan NAP +2.3m is dus niet maatgevend.

Stabiliteit teen filterlaag 1 (Bijlage C.3)

Uitgaande van een geaccepteerd schadegetal $N_{od} = 0.7$ voor een storm met kans van optreden $1/100 \text{ jr}^{-1}$ voldoet de breuksteen klasse 30 - 100 kg voor de teen aan de stabiliteitseisen. Daarbij blijkt de laagst mogelijke waterstand waarvoor de rekenmethode voldoet maatgevend te zijn (NAP +0.5m). Bij lagere waterstanden zal de golfhoogte met kans van optreden $1/100 \text{ jr}^{-1}$ in werkelijkheid lager zijn dan de golfhoogte waarmee is gerekend. Een lagere waterstand dan NAP +0.5m is dus niet maatgevend.

Stabiliteit filterlaag 1 havenzijde (Bijlage C.4)

De achterzijde van de golfbreker wordt aangevallen door golven die over de kruin heen slaan. De stabiliteit van de achterzijde van de golfbreker moet voldoende zijn onder deze golfaanval. Voor een waterstand van NAP +4.4m (maatgevende waterstand: net onder de kruin) en golven behorende bij een storm met kans van optreden $1/100 \text{ jr}^{-1}$ slaan golven over de kruin heen en is de breuksteenklasse 30 - 100 kg onvoldoende stabiel. Om de stabiliteit te verhogen tot een acceptabel niveau moet de steenlaag worden gepenetreerd met colloïdaal beton of asfalt, waarbij 60% van de lege ruimte wordt opgevuld [Ref. 4., Bijlage D].

Dit maakt de laag samenhangend, waardoor de stenen minder snel zullen verplaatsen door golfaanval. De laag moet worden gepenetreerd alvorens de toplaag wordt aangebracht, waarbij de kruin van filterlaag 1 tot de helft van de kruinbreedte wordt gepenetreerd. Een voordeel van het gebruik van asfalt t.o.v. colloïdaal beton is dat asfalt flexibeler is en niet snel breekt bij eventueel ongelijke zettingen. In de bestaande golfbreker bij de jachthavenuitbreiding in 1994 is colloïdaal beton gebruikt. Bij een bezoek aan deze golfbreker is geen schade gezien aan dit materiaal.

Stabiliteit teen filterlaag 2 (Bijlage C.5)

Voor de stabiliteit van de teen van filterlaag 2 aan de Westerscheldezijde is stroming maatgevender dan golven. De maatgevende stroming treedt op tussen hoog en laag water, bij een waterstand van ca. NAP +0m. Deze maatgevende stroming is berekend als 0.7 m/s bij een waterdiepte van 2.3m net buiten de golfbreker (zie Bijlage B), ter plekke van het uiterste deel van de teen van filterlaag 2. De teen van filterlaag 2 is bij deze stroming stabiel bij een slakkenklasse van 40 – 200 mm, met een soortelijk gewicht van 2750 kg/m^3 en ruwheid $r = 0.3$.

Aan de havenzijde wordt de teen van filterlaag 2 bedekt met het kraagstuk. Het kraagstuk beschermt de bodem, maar ook de teen tegen erosie door schroefstralen van boten.

Hellingen

Aan de Westerschelde zijde is gekozen voor de helling van 1:2 uit het schetsontwerp. Bij een steilere helling bleek de toplaag niet voldoende stabiel. Voor de havenzijde is gekozen voor de helling van 1:1.75 uit het schetsontwerp.

Filterwerking

De opbouw van de lagen voldoet bij onderstaande stenengraderingen aan de drie filterwetten:

Tabel 4-1: Steenklassen voor oostelijke golfbreker, gecheckt op filterwetten

Ontwerp-onderdeel	Materiaal	Rho [kg/m ³]	Gradering	D ₅₀ [m]	W ₅₀ [kg]	Ratio D ₈₅ / D ₁₅
Toplaag	breuksteen	2650	300 – 1000 kg	0,76	700	3
Filterlaag 1	breuksteen	2650	30 – 100 kg	0,34	65	2,5
Filterlaag 2	slakken	2750	40 – 200 mm	0,096	1,5	50
Kern	slakken	2750	tout-venant	Eis: D ₈₅ > 8 mm		

Aan de tout-venant-laag wordt de eis gesteld dat D₈₅ groter is dan 8 mm, om te voorkomen dat het materiaal uit deze laag kan verplaatsen door filterlaag 2.

4.3 Bocht in hoofdsectie

In de bocht van de oostelijke golfbreker wordt de oriëntatie van het talud gunstiger t.o.v. de maatgevende golfrichting. In de bocht is de onderlinge insluiting, interlocking, van de stortsteen echter minder, waardoor de stabiliteit van de stortsteen minder is. Door stroomcontractie zouden krachten door stroming ook kunnen toenemen. De fenomenen heffen elkaar deels op.

In de bocht wordt de opbouw van de hoofdsectie doorgezet. Verwacht wordt dat bij gelijkblijvend ontwerp het schadeniveau in de bocht enigszins toeneemt. Indien een verhoogd schadeniveau hier onacceptabel wordt geacht, zou nader onderzocht moeten worden welke zwaardere steenklasse hier wenselijk zou zijn.

4.4 Lichte sectie

Het deel van de oostelijke golfbreker tussen de bocht en de zeedijk ondervindt minder golfaanval doordat het onder een gunstigere hoek ligt t.o.v. de maatgevende golfrichtingen. Op dit deel kan een lichtere toplaag worden toegepast van 60 – 300 kg, zonder penetratie en met een helling van 1:2. Bij behoud van de kruinhoogte van filterlaag 1 heeft de kruin van de toplaag een hoogte van NAP +4.1m en een breedte van 0.9m. De doorsnede van de lichte sectie is weergegeven op tekening 9T1256.11.0385.0012.

4.5 Kop

Een doorsnede van de kop van de oostelijke golfbreker ten oosten van de haveningang is te zien in tekening 9T1256.11.0385.0011.

Door de vergrote golfkrachten en stromingen rond de kop van de golfbreker moet hier een zwaardere steen gradering worden toegepast dan in de rest van de golfbreker. Het

toepassen van een extra factor voor het verdisconteren van de ronding in de golfbrekerkop geeft een benodigde W_{50} van 875 kg [Ref. 3.].

Om een extra steenklasse in het project te vermijden wordt hier rond de gehele kop een conservatieve toplaag van 1000 tot 3000 kg met een helling van 1:2 toegepast. Deze steenklasse wordt reeds in de westelijke golfbreker toegepast (zie hoofdstuk 5).

Een kraagstuk ligt rond een groot deel van de kop, om bodemerosie door schroefstralen te voorkomen. Dit kraagstuk is een doorzetting van het kraagstuk dat aan de binnenzijde van de golfbreker ligt.

4.6 Samenvatting

Onderdeel	Helling Westerscheldezijde [$\cot\alpha$]	Helling havenzijde [$\cot\alpha$]	Toplaag [kg]	Filterlaag 1 [kg]	Filterlaag 2 [mm]	Kern [mm]	Kruinhoogte [NAP m]	Kruinbreedte [m]	Opmerkingen
Kop	2	2	1000-3000	30-100	40-200	tout-venant	4.6	5.2	Kraagstuk onder teen
Lichaam	2	1.75	300-1000	30-100	40-200	tout-venant	4.5	1.9	Kraagstuk over teen, Filterlaag 1 deels 60% gepenetreerd
Bocht	2	1.75	300-1000	30-100	40-200	tout-venant	4.6	~1.9	Kraagstuk over teen, Filterlaag 1 deels 60% gepenetreerd
Lichte sectie	2	1.75	60-300	30-100	40-200	tout-venant	4.1	0.9	Kraagstuk over teen

5 WESTELIJKE GOLFBREKER

5.1 Introductie

Ten westen van de havenmond wordt een korte golfbreker aangelegd. Voor het ontwerp van deze westelijke golfbreker is in principe uitgegaan van de doorsnede van de oostelijke golfbreker.

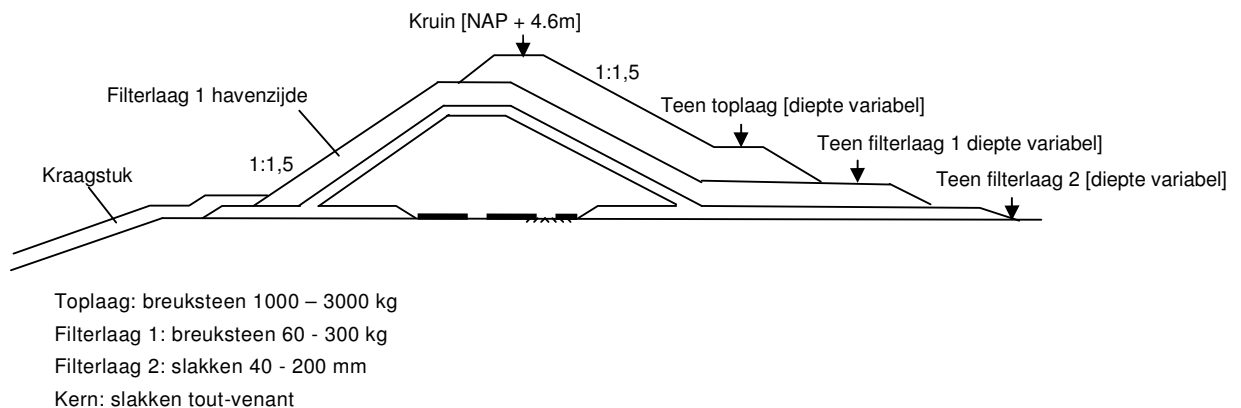
Waar de steenklassen uit dit ontwerp niet blijken te voldoen aan de stabiliteitseisen is gekozen voor een zwaardere steenklasse. Bij deze zwaardere steenklasse kan de golfbreker steiler worden aangelegd. De golfbreker krijgt daardoor een compactere doorsnede, wat om twee redenen gunstig is: meer ruimte in de haven wordt vrijgemaakt en de golfbreker steekt minder diep.

5.2 Hoofdsectie

De huidige bodemligging ter plekke van de westelijke golfbreker verloopt van ca. NAP - 2.0m tot NAP - 8.0m. Tekening 9T1256.11.0385.0011 laat een doorsnede van de golfbreker zien op een willekeurig gekozen bodemligging.

Hieronder worden de uitkomsten van de stabiliteitsberekeningen besproken. Van alle berekeningen is de maatgevende opgenomen in Bijlage E.

De benamingen van de verschillende lagen van de westelijke golfbreker zijn opgenomen in de geschematiseerde tekening in Figuur 5-1.



Figuur 5-1: Schematische doorsnede van de westelijke golfbreker

Stabiliteit toplaag buitenzijde (Bijlage E.1)

Uitgaande van een geaccepteerd schadeniveau van $S = 4$ voor een storm met kans van optreden $1/100 \text{ jr}^{-1}$ kan voor de toplaag een breuksteen klasse van 1000 - 3000 kg worden gebruikt onder een helling van 1:1,5. De maatgevende waterstanden zijn die waarbij er geen overslag optreedt en alle golfenergie door de golfbreker wordt gedissipeerd. Dit zijn waterstanden van NAP +3,1m en lager.

De standaard steenklasse 300 - 1000 kg voldoet niet. De volgende steenklasse 300 - 1000 kg, met een W_{50} van 700 kg, voldoet ruim.

Een tussenliggende steenklasse, die voldoet aan een W_{50} van 1000 kg, zou mogelijk zijn. Dit is dan een klasse die speciaal ontworpen moet worden voor deze golfbreker. Aanbevolen wordt in een latere fase in overleg tussen aannemer en steenleverancier te bepalen welke oplossing het meest economisch is.

Stabiliteit teen toplaag (Bijlage E.2)

Uitgaande van een geaccepteerd schadegetal $N_{od} = 0.7$ voor een storm met kans van optreden $1/100 \text{ jr}^{-1}$ voldoet de breuksteenklasse 60 - 300 kg voor de teen aan de stabiliteitseisen. Daarbij blijkt de laagst mogelijke waterstand waarvoor de rekenmethode voldoet maatgevend te zijn (maatgevende waterstand varieert met de bodemligging). Bij lagere waterstanden zal de golfhoogte met kans van optreden $1/100 \text{ jr}^{-1}$ in werkelijkheid lager zijn dan de golfhoogte waarmee is gerekend. Een lagere waterstand is dan niet maatgevend.

Stabiliteit teen filterlaag 1 (Bijlage E.3)

Uitgaande van een geaccepteerd schadegetal $N_{od} = 0.7$ voor een storm met gemiddelde kans van optreden van $1/100 \text{ jr}^{-1}$ voldoet de breuksteenklasse 60 - 300 kg voor de teen aan Westerscheldezijde aan de stabiliteitseisen. Aan de havenzijde wordt de teen extra beschermd door het kraagstuk.

Stabiliteit filterlaag 1 havenzijde (Bijlage E.4)

Voor een waterstand van NAP +4.4m (maatgevende waterstand: net onder de kruin) en golven behorende bij een storm met kans van optreden $1/100 \text{ jr}^{-1}$ slaan golven over de kruin heen. De breuksteenklasse 60 - 300 kg van filterlaag 1 is voldoende stabiel onder deze golfaanval.

Stabiliteit teen filterlaag 2 (Bijlage E.5)

Voor de stabiliteit van de teen van filterlaag 2 is stroming maatgevender dan golven. De maatgevende stroming aan de Westerscheldezijde treedt op tussen hoog en laag water, bij een waterstand van ca. NAP +0m. Deze maatgevende stroming is berekend als 0.64 m/s bij een waterdiepte van 2.0m net buiten de golfbreker, ter plekke van het uiterste deel van de teen van filterlaag 2. Met een D_{50} van 96mm, soortelijk gewicht van 2750 kg/m^3 en ruwheid $r = 0.3$, is de filterlaag stabiel. Aan de havenzijde wordt de teen extra beschermd door het kraagstuk.

5.3 Kop

Een doorsnede van de kop van de westelijke golfbreker ten westen van de haveningang is te zien in tekening 9T1256.11.0385.0011.

Rond de gehele kop is een helling van 1:1,5 toegepast en een toplaag van 1000 tot 3000 kg. Een kraagstuk ligt rond een groot deel van de kop, om bodemerosie door

schroefstralen te voorkomen. Dit kraagstuk is een doorzetting van het kraagstuk dat aan de binnenzijde van de golfbreker ligt.

De kop van de golfbreker heeft een aanzienlijke breedte omdat de diepte toeneemt. De kop eindigt bij een bodemniveau van ongeveer NAP -8.0m.

5.4 Binnentalud Noordwestzijde jachthaven

Het binnentalud aan de Noordwestzijde binnenin de jachthaven heeft dezelfde toplaag en filterlagen als de westelijke golfbreker. Een doorsnede is gegeven is tekening 9T1256.11.0385.0013.

5.5 Talud Westerschelde Noordwestzijde jachthaven

Het talud aan de Noordwestzijde van de westelijke golfbreker (dus grenzend aan de Westerschelde) heeft dezelfde toplaag en filterlagen als de westelijke golfbreker. Een doorsnede is gegeven is tekening 9T1256.11.0385.0013.

5.6 Samenvatting

ONderdeel	Helling Westerscheldezijde [$\cot\alpha$]	Helling havenzijde [$\cot\alpha$]	Toplaag [kg]	Filterlaag 1 [kg]	Filterlaag 2 [mm]	Kern [mm]	Kruinhoogte [NAP m]	Kruinbreedte [m]	Opmerkingen
Kop	1.5	1.5	1000-3000	60-300	40-200	tout-venant	4.6	5.5	Kraagstuk onder teen
Lichaam	1.5	1.5	1000-3000	60-300	40-200	tout-venant	4.6	1.9	Kraagstuk over teen

6 PARKEERTERREIN

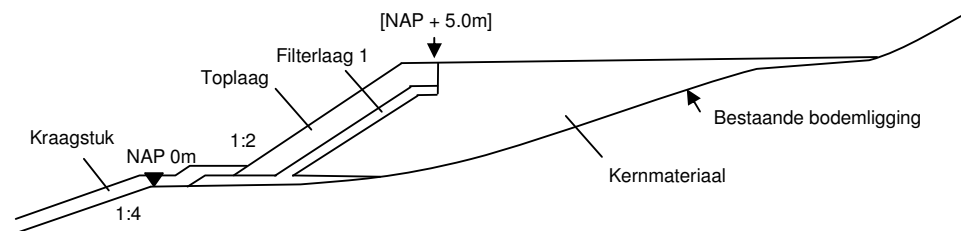
6.1 Introductie

Voor de opbouw van de doorsnede van de parkeerplaats is in eerste instantie uitgegaan van het schetsontwerp van Svašek Hydraulics en de opbouw en materialen zoals in de oostelijke golfbreker zijn toegepast. Waar bleek dat het ontwerp niet stabiel is of onnodig conservatief is het ontwerp aangepast. Hierbij is rekening gehouden met de wens van de klant voor een zo groot mogelijk bruikbaar oppervlak van de haven en voldoende ruimte voor een invulling van alle benodigde functies op de parkeerplaats.

6.2 Oeververdediging

Tekening 9T1256.11.0385.0014 laat de doorsnede van de aanvulling voor het parkeerterrein zien. Hieronder worden de uitkomsten van de stabiliteitsberekeningen besproken. Van alle berekeningen is de maatgevende opgenomen in Bijlage F.

De benamingen van de verschillende lagen van de aanvulling zijn opgenomen in de geschematiseerde tekening in Figuur 6-3.



Toplaag: breuksteen 10 - 60 kg, gepenetreerd of 60 - 300 kg
 Filterlaag 1: slakken 40 - 200 mm
 Filterlaag 2: slakken tout-venant
 Zand
 Kraagstuk met bestorting

Figuur 6-3: Schematische doorsnede aanvulling zeedijk

Hoogte rand

Uitgaande van de hoogte van het huidige fietspad op de zeedijk, diens helling van ca. 1:20 en een breedte van de totale parkeervoorziening van 21m vanaf de landzijde van het fietspad, komt de rand van het parkeerterrein op NAP +5.0m.

Stabiliteit toplaag (Bijlage F.1)

Uitgaande van een schadegetal van $S = 4$ en een helling van 1:2 voldoet steenklasse 60 - 300 kg bij ontwerpstorm met gemiddelde kans van optreden van $1/100 \text{ jr}^{-1}$. De maatgevende waterstanden zijn die waarbij er geen overslag optreedt en alle

golfenergie door de golfbreker wordt gedissipeerd. Dit zijn waterstanden van NAP +1.0m en lager.

Op wens van de klant is ook onderzocht of een lichtere steenklasse kan worden toegepast, eventueel met penetratie van asfalt of beton. Uit stabiliteitsberekeningen met schadeniveau $S = 4$ blijkt dat steenklasse 10 - 60 kg alleen voldoet als de laag voor 60% van de ruimte tussen de stenen wordt gevuld met penetratiemateriaal (asfalt of beton). Een probleem dat in dit geval kan ontstaan is drukopbouw door water als gevolg van de verminderde permeabiliteit van de toplaag. Dit kan leiden tot opbarsten van de toplaag. Om voldoende waterafvoer te realiseren moet ca. 1 m onderaan de toplaag niet worden geopenetreerd.

Stabiliteit teen toplaag (Bijlage F.2)

Uitgaande van een geaccepteerd schadegetal $N_{od} = 1$ (extra bescherming door kraagstuk: schadegetal wordt in combinatie met kraagstuk geschat op $N_{od} = 0.7$) voor een storm met kans van optreden $1/100 \text{ jr}^{-1}$ voldoen zowel de breuksteenklasse 60 - 300 kg als breuksteenklasse 10 - 60 kg (60% geopenetreerd) voor de teen aan de stabiliteitseisen.

Daarbij blijkt een waterstand van NAP +1.0m maatgevend te zijn. Bij lagere waterstanden zal de golfhoogte met kans van optreden $1/100 \text{ jr}^{-1}$ in werkelijkheid lager zijn dan de golfhoogte waarmee is gerekend. Een lagere waterstand dan NAP +1.0m is dus niet maatgevend. De teen van filterlaag 1 bevindt zich onder het kraagstuk en wordt daardoor tijdens een storm beschermd tegen schade zolang het kraagstuk intact blijft.

Stabiliteit bestorting kraagstuk (Bijlage F.3)

Het kraagstuk bedekt de gehele teen van filterlaag 1 en heeft een bestorting van breuksteen 10 - 60kg. De bestorting is, uitgaande van schadegetal $N_{od} = 0.7$, voldoende stabiel bij de gegeven golfcondities bij een storm met kans van optreden $1/100 \text{ jr}^{-1}$.

Filterwerking

De opbouw van de lagen voldoet bij onderstaande stenengraderingen aan de drie filterwetten als genoemd in de uitgangspunten.

Tabel 6-1: Steenklassen voor aanvulling op de zeedijk, gecheckt op filterwetten

Ontwerp- onderdeel	Materiaal	Rho [kg/m ³]	Gradering	D ₅₀ [m]	W ₅₀ [kg]	Ratio D ₈₅ / D ₁₅
Toplaag	breuksteen	2650	10 – 60 kg	0,5	210	4,8
Filterlaag 1	slakken	2750	40 – 200 mm	0,096	1,5	50
Filterlaag 2	slakken	2750	tout-venant	Eis: D ₈₅ > 8 mm		
Kern	zand	2600	-	200*10 ⁻⁶	1,28*10 ⁻⁸	75

Aan de tout-venant-laag wordt de eis gesteld dat D₈₅ groter is dan 8 mm, om te voorkomen dat het materiaal uit deze laag kan verplaatsen door filterlaag 2.

Geotextiel

Bij bovenstaande stenengraderingen is geen geotextiel benodigd. Echter, indien de kern wordt opgebouwd uit zand met een afwijkende gradering, dan zal een extra controle moeten worden gedaan of een geotextiel benodigd is.

6.3 Verharding

6.3.1 Type verharding

Voor de parkeerplaatsverharding zijn twee oplossingsrichtingen bekeken:

- Betonklinkerverharding (80mm) op straatzand op menggranulaat, ingesloten tussen opsluitbanden;
- Asfaltverharding op menggranulaat.

Bouwkosten van beide varianten zijn vergelijkbaar gebleken in een bondige vergelijking. Betonklinkers sluiten goed aan bij de ontwerpfilosofie dat de grondaanvulling een tijdelijke constructie is en dat elementen van de tijdelijke constructie bij zware storm geen schade mogen doen aan de zeedijk. Een verharding uit losse elementen biedt ook flexibiliteit bij het plaatsen van nutsvoorzieningen in de toekomst en het repareren van ongelijke zakkings.

Een asfaltverharding sluit aan bij constructies in de bestaande jachthaven. Overgangsoptlossingen tussen bestaande dijk, verharding en oeververdediging zijn bij een asfaltverharding eenvoudig uit te voeren.

De opdrachtgever heeft gekozen voor een asfaltverharding.

6.3.2 Verhardingsontwerp

Twee typen asfaltverharding zijn ontworpen:

- Een verharding voor op het dijklichaam, voldoende bestand tegen de 1:4000jaar ontwerpstorm (type B);
- Een verharding voor op de grondaanvulling, voldoende bestand tegen de 1:100jaar ontwerpstorm (type C).

Daarnaast zijn varianten op deze types gemaakt, ten behoeve van de overlaging van het bestaande fietspad en de bestaande oeverbekleding.

De 1:4000 jr⁻¹ sterke verharding op het dijklichaam bestaat uit de volgende constructie:

- 0,092 m asfalt (=0,095m asfalt);
 - 0,035 m AC 11 SURF D4;
 - 0,060 m AC 32 BASE O3;
- 0,400 m menggranulaat 0/31,5;
- Geotextiel type 2;
- Ondergrond.

De 1:100 jr⁻¹ sterke verharding op de grondaanvulling bestaat uit de volgende constructie:

- 0,095 m asphalt;
 - 0,035 m AC 11 SURF D4;
 - 0,060 m AC 32 BASE O3;
- 0,250 m menggranulaat 0/31,5;
- Ondergrond.

De variant constructies zijn beschreven in Bijlage G.

Tussen asfaltlagen dienen kleeflagen te worden aangebracht.

Over de lengte van de parkeerplaats dient een zaagsnede te worden aangebracht in het asfalt ten behoeve van dilatatie tussen het dijklichaam en de grondaanvulling (die als tijdelijke constructie gezien wordt). Om doorgroei van onkruid t.p.v. de zaagsnede te voorkomen, dienen deze ingeveegd te worden met brekerzand.

Om de veiligheid van de fietsers en voetgangers te verhogen worden in de parkeerhavens stootbanden aangebracht. Deze worden op de asfaltdeklaag geplakt.

6.4 Overall stabiliteit grondaanvulling

De combinatie van een grondaanvulling, ten behoeve van het parkeerterrein, met een ontgraving, ten behoeve van de jachthaven, vermindert de geotechnische stabiliteit van de zeedijk. Het ontwerp van beiden dient zodanig te zijn dat de minimaal benodigde veiligheid hiervoor gegarandeerd blijft.

Voor een door RH verder uitgewerkte versie van het schetsontwerp door Svasek zijn controleberekeningen uitgevoerd. Hierin bleek de veiligheid onvoldoende. Een aantal oplossingsrichtingen is geïdentificeerd. Op de tekeningen door RH is een conceptoplossing geïntegreerd met een smalle berm op circa NAP niveau en een smalle berm op circa -2m NAP niveau.

Alvorens de bouw van de parkeerplaats te starten, dient na aanvullend grondonderzoek de geotechnische stabiliteit opnieuw gecontroleerd en bevestigd te worden. Nadere toelichting en informatie is opgenomen in Bijlage H.

6.5 Samenvatting

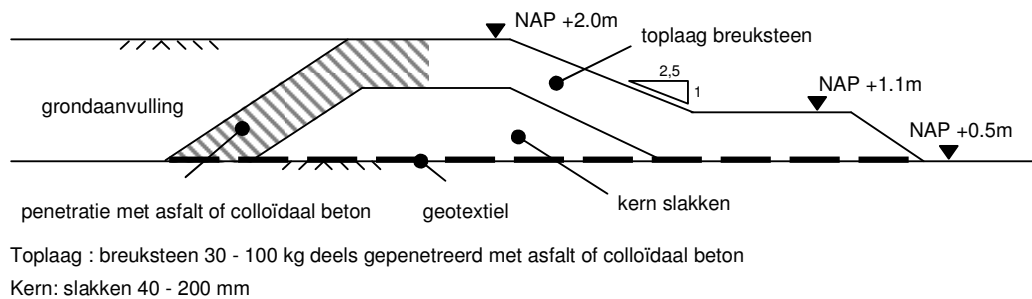
Onderdeel	Helling [cotα]	Toplaag [kg]	Filterlaag [mm]	Kern	Kruinhoogte [NAP m]	Opmerkingen
Lichaam	2	10 - 60	40 - 200	tout-venant	5.0	Toplaag 60% gepenetreerd op onderste 1m na. Kraagstuk over teen filterlaag en toplaag

7

SCHORRAND

Ten oosten van de geplande jachthaven wordt een gebied opgehoogd ten behoeve van de ontwikkeling van schorren. Langs de ophoging is een rand ontworpen die ervoor zorgt dat het opgehoogde gebied niet wegspoelt. Hieronder worden de uitkomsten van de stabiliteitsberekeningen besproken. Van alle berekeningen is de maatgevende opgenomen in Bijlage I.

De benamingen van de verschillende lagen van de schorrenrand zijn opgenomen in de onderstaande geschematiseerde tekening.



Figuur 7-1: Schematische doorsnede schorrenrand

Hoogte rand

De gewenste hoogte van het schorrengebied is door Svašek Hydraulics aangegeven als NAP +2.0m. De kruinhoogte van de schorrenrand zal op dezelfde hoogte van NAP +2.0m worden aangelegd. In het schorrengebied moeten op natuurlijke wijze geultjes kunnen ontstaan. Daarvoor zal op enkele plaatsen de kruin verlaagd worden aangelegd. De locaties van deze verlagingen worden door Svašek Hydraulics aangegeven.

Stabiliteit toplaag (Bijlage I.1)

Uitgaande van een schorrenrand op de huidige dieptelijn van NAP +0.5m en een schadegetal van $S=4$ voldoet de steenklasse 30 - 100 kg onder een helling van 1:2,5 aan de stabiliteitseisen.

Stabiliteit teen toplaag (Bijlage I.2)

Voor de stabiliteit van de teen is stroming maatgevend. Op eenzelfde wijze als in Bijlage C is de maatgevende stroming berekend op de diepte van de teen. Deze is 0,39 m/s. Bij deze stroming in combinatie met golven (H_s helft van de diepte) voldoet de steenklasse 30 - 100 kg aan de stabiliteitseisen.

Filterwetten

De kern wordt opgebouwd uit slakken van klasse 40 - 200 mm. Er is dan geen filterlaag benodigd tussen de kern en de toplaag. Wel is een geotextiel benodigd onder de constructie, om te voorkomen dat sediment uit de bodem kan migreren door de

aangebrachte lagen, waardoor de constructie in de bodem wegzakt. De toplaag wordt aan de zijde van de grondaanvulling gepenetreerd met asfalt of colloïdaal beton, om het wegspoelen van de grondaanvulling door de constructie heen te voorkomen. De penetratie is benodigd over de volledige hoogte van de helling en aansluitend één meter van de kruin.

8 AANBEVELINGEN

Falling apron

Het terugtrekende talud van de geul kan een bedreiging vormen voor de stabiliteit van de golfbrekers. Ook zou erosie aan de westkant van de westelijke golfbreker een probleem kunnen vormen voor de golfbreker. Om deze reden is voor een falling apron gekozen aan de Westerscheldezijde van beide golfbrekers die erosie van de bodem op afstand houdt van de constructie.

Aanbevolen wordt regelmatig te inspecteren hoe de bodemligging buiten de haven is veranderd en eventueel maatregelen te nemen door de falling apron aan te vullen met stenen.

Geotechnisch onderzoek

De berekeningen die aan de basis staan van het definitief ontwerp, zijn gebaseerd op geotechnische informatie van locaties in de omgeving van de projectlocatie.

Aanbevolen wordt alsnog grondonderzoek uit te laten voeren in de verdere voorbereiding tot de uitvoering. Op basis van de uitkomsten van dit grondonderzoek dient met name de geotechnische stabiliteit van de grondaanvulling aan de zeedijk opnieuw te worden gecontroleerd en bevestigd. Op basis hiervan kan het ontwerp van met name de dubbele onderwaterberm wellicht geoptimaliseerd worden.

Daarnaast dient op basis van de grondonderzoek de microstabiliteit van de ondergrond op de onderwatertaluds bevestigd te worden en kunnen zettingen en vereiste overhoogtes van de verschillende constructies bepaald worden.

Steensortering westgolfbreker

Op de westgolfbreker is steenklasse 1000 - 3000 kg toegepast, met een W_{50} van 2000 kg. Deze voldoet ruim. Steenklasse 300 - 1000kg voldoet niet.

Een tussenliggende steenklasse, die voldoet aan een W_{50} van 1000 kg, zou mogelijk zijn. Dit is dan een klasse die speciaal ontworpen moet worden voor deze golfbreker. Aanbevolen wordt in een latere fase in overleg tussen aannemer en steenleverancier te bepalen welke oplossing het meest economisch is.

REFERENCES

1. Royal Haskoning, Nieuwe Jachthaven Breskens – Programma van Eisen, 21 maart 2008
2. Galland, 24th ICCE, Kobe, Japan, 1994
3. CUR/CIRIA, The Rock Manual, The use of rock in hydraulic engineering, 2nd edition, London, 2007
4. Krystian W. Pilarczyk, Coastal Protection, Delft 1990

Bijlage A

Golfcondities gecorrigeerd met de invalshoek op de golfbreker

NIEUWE JACHTHAVEN BRESKENS HOOFDGOLFBREKER						STABILITY ARMOUR			OVERTOPPING			TOE		
Location	Hs	Tp	dir.	angle	beta	Galland			Galland			Galland		
						red.	Hseq.arm	max Hseq.arm	red.	Hseq.ov	max Hseq.ov	red.	Hseq.toe	max Hseq.toe
122 buiten	1,17	4,34	31	39	0	1,00	1,17		1,00	1,17		1,00	1,17	
	1,22	4,73	61	39	22	0,98	1,20		0,98	1,19		0,95	1,16	
	1,16	4,88	76	39	37	0,95	1,10		0,93	1,08		0,86	1,00	
	0,85	4,73	88	39	49	0,90	0,76		0,87	0,74		0,76	0,64	
	1,15	5,88	335	39	64	0,81	0,94		0,76	0,88		0,58	0,67	
	1,38	7,45	339	39	60	0,84	1,16		0,80	1,10		0,63	0,87	
	1,54	7,34	342	39	57	0,86	1,32		0,82	1,26		0,67	1,03	
	1,56	7,02	345	39	54	0,88	1,37		0,84	1,31		0,70	1,10	
	1,51	6,22	349	39	50	0,90	1,35		0,86	1,31		0,75	1,13	
	1,36	5,01	4	39	35	0,95	1,29	1,37	0,94	1,27	1,31	0,88	1,19	1,19
125 buiten	1,16	4,48	28	39	0	1,00	1,16		1,00	1,16		1,00	1,16	
	1,18	4,73	58	39	19	0,99	1,16		0,98	1,16		0,96	1,14	
	1,09	4,88	72	39	33	0,96	1,04		0,94	1,03		0,89	0,97	
	0,78	4,73	84	39	45	0,92	0,72		0,89	0,70		0,80	0,62	
	0,79	8,5	328	39	71	0,76	0,60		0,69	0,55		0,48	0,38	
	1,25	5,69	337	39	62	0,83	1,03		0,78	0,97		0,61	0,76	
	1,47	7,45	341	39	58	0,85	1,25		0,81	1,19		0,66	0,97	
	1,62	7,45	343	39	56	0,86	1,40		0,83	1,34		0,68	1,10	
	1,64	7,23	346	39	53	0,88	1,44		0,85	1,39		0,72	1,17	
	1,57	6,22	349	39	50	0,90	1,41		0,86	1,36		0,75	1,17	
OGB buiten	1,37	6,06	2	39	37	0,95	1,30	1,44	0,93	1,27	1,39	0,86	1,18	1,18
	1,03	4,6	45	140	75	0,00	0,00		0,00	0,00		0,00	0,00	
	0,91	4,6	60	140	75	0,71	0,65		0,64	0,58		0,41	0,37	
	0,64	4,48	80	140	60	0,84	0,54	0,65	0,80	0,51	0,58	0,63	0,41	0,41

NIEUWE JACHTHAVEN BRESKENS WESTELIJKE GOLFBREKER						STABILITY ARMOUR			OVERTOPPING			TOE		
Location	Hs	Tp	dir.	angle	beta	Galland			Galland			Galland		
						red.	Hseq.arm	max Hseq.arm	red.	Hseq.ov	max Hseq.ov	red.	Hseq.toe	max Hseq.toe
122 buiten	1,17	4,34	31	356	35	0,95	1,11		0,94	1,10		0,88	1,03	
	1,22	4,73	61	356	65	0,81	0,98		0,75	0,92		0,57	0,69	
	1,16	4,88	76	356	75	0,71	0,83		0,64	0,74		0,41	0,48	
	0,85	4,73	88	356	75	0,00	0,00		0,00	0,00		0,00	0,00	
	1,15	5,88	335	356	21	0,98	1,13		0,98	1,12		0,96	1,10	
	1,38	7,45	339	356	17	0,99	1,36		0,99	1,36		0,97	1,34	
	1,54	7,34	342	356	0	1,00	1,54		1,00	1,54		1,00	1,54	
	1,56	7,02	345	356	0	1,00	1,56		1,00	1,56		1,00	1,56	
	1,51	6,22	349	356	0	1,00	1,51		1,00	1,51		1,00	1,51	
	1,36	5,01	4	356	0	1,00	1,36	1,56	1,00	1,36	1,56	1,00	1,36	1,56

Bijlage B

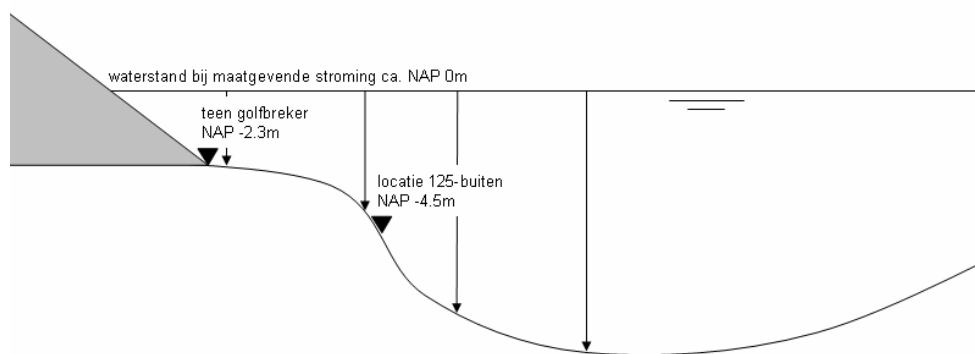
Berekening stroming

De stroming waarmee in de ontwerpen rekening mee moet worden gehouden wordt berekend volgens onderstaande formule. Svašek Hydraulics heeft stromingsgrafieken geleverd op locatie “125-buiten” nabij de golfbreker. De maatgevende stroming uit deze grafieken wordt aangepast op de diepte bij de teen van de golfbreker.

$$\bar{u}_{h=4,5m} = 1,1m/s = 18 \log\left(\frac{12 \cdot h}{0,1}\right) \sqrt{h \cdot i}$$

$$i = 1,1 \cdot 10^{-4}$$

$$\bar{u}_{h=2,3m} = 18 \log\left(\frac{12 \cdot h}{0,1}\right) \sqrt{h \cdot 1,1 \cdot 10^{-4}} = 0,7m/s$$



Berekening van de dieptegemiddelde stroomsnelheid ter plekke van de teen van de golfbreker (waterdiepte ca. 2.3m) uit de maatgevende dieptegemiddelde stroomsnelheid van 1,1m/s bij een waterdiepte van ca. 4.5m.

Bijlage C

Berekening oostelijke golfbreker

Bijlage C.1 Stabiliteit toplaag Westerscheldezijde

STABILITY OF ROCK AGAINST WAVE ATTACK

CONSTANTS:	$g = 9.807 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$	hour := 3600 · sec
INPUT:		$g := 9.81 \cdot \frac{\text{m}}{\text{sec}^2}$
design wave height:	$H_s := 1.44 \text{ m}$	damage figure: $S := 4$
design mean wave period:	$T_m := \frac{7.23}{1.2} \cdot \text{sec}$	porosity number: $P := 0.2$
storm duration:	$S_d := 6 \cdot \text{hour}$	slope angle: $\cot \alpha := 2$
density water:	$\rho_w := 1025 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	density armour: $\rho_a := 2650 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
H2%/Hs (Rayleigh = 1.4):	$R_{2\%} := 1.4$	Fourier asperity roughness: $P_R := 0.01$
Incident wave direction:	$\beta := 0 \text{ deg}$	
DERIVED PARAMETERS:		
	$\beta := \text{if}(\beta < 30 \cdot \text{deg}, 0 \cdot \text{deg}, \text{if}(\beta > 75 \cdot \text{deg}, 75 \cdot \text{deg}, \beta))$	
	$H_{s_{eq}} := H_s \cos \left[\beta \cdot \left(\frac{\pi}{180 \cdot \text{deg}} \right) \right]^{0.25}$	$H_{s_{eq}} = 1.44 \text{ m}$
wave steepness:	$s_m := \frac{2 \cdot \pi \cdot H_s}{g \cdot T_m^2}$	$s_m = 0.02540734$
	$\tan \alpha := \frac{1}{\cot \alpha}$	$\tan \alpha = 0.5$
Iribarren numbers:	$\xi_m := \frac{\tan \alpha}{\sqrt{s_m}}$	$\xi_m = 3.1368$
	$\xi_{mc} := \left(6.2 \cdot P^{0.31} \cdot \sqrt{\tan \alpha} \right)^{\frac{1}{P+0.5}}$	$\xi_{mc} = 4.05$
relative density:	$\Delta := \frac{\rho_a - \rho_w}{\rho_w}$	$\Delta = 1.585$
storm duration (waves):	$N_w := \frac{S_d}{T_m}$	$N_w = 3585$
roughness coefficients:	$C_{pl} := (5.5 + 70 \cdot P_R) \cdot 1.4$	$C_{pl} = 8.68$
	$C_{su} := (0.6 + 40 \cdot P_R) \cdot 1.4$	$C_{su} = 1.4$

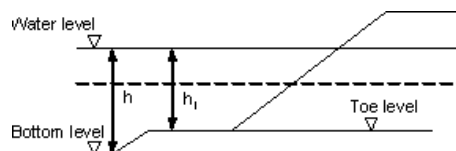
Bijlage C.2 Stabiliteit teen toplaag Westerscheldezijde

TOE ARMOUR STABILITY

Ref. J.W. van der Meer (PAO Course on Breakwaters, Section BW 10, March 2003).

INPUT:

Water level:	$\text{level}_{\text{water}} := 2.3\text{m}$
Bottom level:	$\text{level}_{\text{bottom}} := -2\text{m}$
Level of toe:	$\text{level}_{\text{toe}} := 0.5\text{m}$
Incident wave height:	$H_s := 1.19\text{m}$
Incident wave direction:	$\beta := 0\text{deg}$
Galland stability factor "x":	$x := 0.6$
Mass density stone (kg/m ³):	$\rho_s := 2650\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$
Mass density water (kg/m ³):	$\rho_w := 1025\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$
Acceptable damage:	$N_{\text{od}} := 0.7$



FORMULAE:

$$h := \text{level}_{\text{water}} - \text{level}_{\text{bottom}}$$

$$h = 4.3\text{m}$$

$$h_t := \text{level}_{\text{water}} - \text{level}_{\text{toe}}$$

$$h_t = 1.8\text{m}$$

$$\beta := \text{if}(\beta < 30\text{-deg}, 0\text{-deg}, \text{if}(\beta > 75\text{-deg}, 75\text{-deg}, \beta))$$

$$H_{s_{\text{eq}}} := H_s \cdot \cos\left(\beta \cdot \frac{\pi}{180\text{-deg}}\right)^x$$

$$H_{s_{\text{eq}}} = 1.19\text{m}$$

$$R_{\text{Galland}} := \frac{H_{s_{\text{eq}}}}{H_s}$$

$$R_{\text{Galland}} = 1$$

$$\Delta := \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$$

$$D_{n50} := \frac{H_s}{\Delta \cdot N_{\text{od}}^{0.15}} \cdot \frac{1}{2 + 6.2 \cdot \left(\frac{h_t}{h}\right)^{2.7}} \cdot R_{\text{Galland}}$$

$$W_{50} := \rho_s \cdot D_{n50}^3$$

OUTPUT:

$$D_{n50} = 0.31\text{m}$$

$$W_{50} = 75.69\text{kg}$$

De teen van de toplaag is stabiel bij een steenklasse van 300 – 1000 kg.

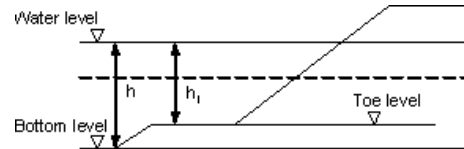
Bijlage C.3 Stabiliteit teen filterlaag Westerscheldezijde

TOE ARMOUR STABILITY

Ref. J.W. van der Meer (PAO Course on Breakwaters, Section BW 10, March 2003).

INPUT:

Water level:	$\text{level}_{\text{water}} := 0.5\text{m}$
Bottom level:	$\text{level}_{\text{bottom}} := -2\text{m}$
Level of toe:	$\text{level}_{\text{toe}} := -0.75\text{m}$
Incident wave height:	$H_s := 1.19\text{m}$
Incident wave direction:	$\beta := 0\text{deg}$
Galland stability factor "x":	$x := 0.6$
Mass density stone (kg/m ³):	$\rho_s := 2650\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$
Mass density water (kg/m ³):	$\rho_w := 1025\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$
Acceptable damage:	$N_{od} := 0.7$



FORMULAE:

$$h := \text{level}_{\text{water}} - \text{level}_{\text{bottom}}$$

$$h = 2.5\text{m}$$

$$h_t := \text{level}_{\text{water}} - \text{level}_{\text{toe}}$$

$$h_t = 1.25\text{m}$$

$$\beta_{\text{eq}} := \text{if}(\beta < 30\text{-deg}, 0\text{-deg}, \text{if}(\beta > 75\text{-deg}, 75\text{-deg}, \beta))$$

$$H_{s_{eq}} := H_s \cdot \cos\left(\beta \cdot \frac{\pi}{180\text{-deg}}\right)^x$$

$$H_{s_{eq}} = 1.19\text{m}$$

$$R_{\text{Galland}} := \frac{H_{s_{eq}}}{H_s}$$

$$R_{\text{Galland}} = 1$$

$$\Delta := \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$$

$$D_{n50} := \frac{H_s}{\Delta \cdot N_{od}^{0.15}} \cdot \frac{1}{2 + 6.2 \cdot \left(\frac{h_t}{h}\right)^{2.7}} \cdot R_{\text{Galland}}$$

$$W_{50} := \rho_s \cdot D_{n50}^3$$

OUTPUT:

$$D_{n50} = 0.27\text{m}$$

$$W_{50} = 51.04\text{kg}$$

De teen van filterlaag 1 is stabiel met een steenklasse van 30 – 100 kg ($W_{50} = 65\text{kg}$).

Bijlage C.4 Stabiliteit filterlaag 1 havenzijde

References:

Delft Cluster: Low-exceedance wave overtopping events. Estimate of wave overtopping parameters at the crest and landward sides of dikes.

Marcel van Gent: Wave overtopping at dikes. Proc. ICCE 2002

INPUT:

Wave height	$H_s := 1.39 \cdot \text{m}$
Wave period	$T_m := 6.03 \text{ s}$
Water level:	$H_{\text{water}} := 4.4 \cdot \text{m}$
Crest elevation	$H_{\text{crest}} := 4.5 \cdot \text{m}$
Crest width	$B_c := 2 \cdot \text{m}$
Slope gradient	$\text{slope} := 2.25$
Roughness slope	$\gamma_f := 0.55$
Roughness crest	$\gamma_{f\text{Crest}} := 0.55$
Run-up parameters	$c_0 := 1.35$ $c_1 := 4.7$
Green water parameters:	$c1_h := 0.1$
	$c1_u := 1.7$ $c11_u := 0.1$
	$c1_q := 0.17$ $c11_q := 0.1$

FORMULAE:

$$R_c := H_{\text{crest}} - H_{\text{water}} \quad R_c = 0.1 \text{ m}$$

$$\tan \alpha := \frac{1}{\text{slope}}$$

$$L_{0m} := \frac{g \cdot T_m^2}{2 \cdot \pi}$$

$$\xi_s := \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{L_{0m}}}}$$

$$p := 0.5 \cdot \frac{c_1}{c_0}$$

$$c_2 := 0.25 \cdot \frac{c_1^2}{c_0}$$

Fictitious wave run-up:

$$z := \text{if} \left(\xi_s < p, c_0 \cdot \xi_s, c_1 - \frac{c_2}{\xi_s} \right) \cdot \gamma_f \cdot H_s \quad z = 2.492 \text{ m}$$

Thickness of water layer:

$$h := c_{1h} \cdot \left(\frac{z - R_c}{\gamma_f \cdot H_s} \right) \cdot H_s \quad h = 0.435 \text{ m}$$

Velocity in water layer:

$$u := c_{1u} \cdot \gamma_{f\text{Crest}}^{0.5} \cdot \frac{\left(\frac{z - R_c}{\gamma_f \cdot H_s} \right)^{0.5}}{1 + c_{11u} \cdot \frac{B_c}{H_s}} \cdot \sqrt{g \cdot H_s} \quad u = 7.198 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Discharge of water layer:

$$q := c_{1q} \cdot \gamma_{f\text{Crest}}^{0.5} \cdot \frac{\left(\frac{z - R_c}{\gamma_f \cdot H_s} \right)^{1.5}}{1 + c_{11q} \cdot \frac{B_c}{H_s}} \cdot \sqrt{g \cdot H_s^3} \quad q = 3.13 \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$$

OUTPUT:

Fictitious wave run-up:

$$z = 2.492 \text{ m}$$

Thickness of water layer:

$$h = 0.43 \text{ m}$$

Velocity in water layer:

$$u = 7.2 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$q = 3130 \cdot \frac{\text{liter}}{\text{m} \cdot \text{s}}$$

$$\frac{q}{h} = 7.198 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$\frac{q}{u} = 0.435 \text{ m}$$

$$h \cdot u = 3.13 \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$$

European Rock Manual pp. 631 - 632

$$R_{\text{crear}} := H_{\text{crest}} - H_{\text{water}} = 0.1 \text{ m}$$

$$\cot \alpha := 2.25$$

$$\tan \alpha := \frac{1}{\cot \alpha}$$

$$T_p := 7.23 \cdot s$$

$$\rho_{\text{water}} := 1025 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\rho_{\text{rock}} := 2650 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$T_{\text{mmin10}} := \frac{T_p}{1.1}$$

$$S := 4$$

$$N := 2988$$

$$\Delta := \frac{\rho_{\text{rock}}}{\rho_{\text{water}}} - 1 \quad \Delta = 1.585$$

$$D_{n50} := 0.008 \cdot \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{\frac{1}{6}} \cdot \left(\frac{u \cdot T_{\text{mmin10}}}{\Delta^{0.5}} \right) \cdot \cot \alpha^{\frac{2.5}{6}} \cdot \left(1 + 10 \cdot \exp \left(\frac{R_{\text{crear}}}{H_s} \right) \right)^{\frac{1}{6}} \quad D_{n50} = 0.411 \text{ m}$$

$$D_{n50}^3 \cdot \rho_{\text{rock}} = 183.871 \text{ kg}$$

Als steenklasse 30 – 100 kg ($W_{50} = 65 \text{ kg}$) is gepenetreerd met asfalt of beton, waarbij de ruimtes voor 60% worden gevuld, verkrijgt men een $W_{50, \text{equivalent}}$ van 219kg, dus voldoende stabiel.

Bijlage C.5 Stabiliteit teen filterlaag 2 Westscheldezijde

Assessment of stability of sediments under influence of currents and waves, based on a Shields stability number

Source: manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering, pp. 295 - 300

INPUT:

Current velocity: $V := 0.7 \cdot \text{m} \cdot \text{sec}^{-1}$
 Water depth (m CD): $\text{depth} := -2.3 \cdot \text{m}$
 Water level (m CD): $\text{level} := 0 \cdot \text{m}$
 Wave height: $H_{s0} := 1.15 \cdot \text{m}$
 Wave period: $T := 6.06 \cdot \text{sec}$
 Density sea water: $\rho_w := 1025 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$
 Density sediment: $\rho_s := 2750 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$
 Diameter sediment: $D_{50} := 96 \cdot \text{mm}$
 Bottom roughness: $r := 0.3 \cdot \text{m}$

FORMULAE:

$$\Delta := \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \quad h := \text{level} - \text{depth} \quad \Delta = 1.683 \quad h = 2.3 \text{ m}$$

COMPUTATION OF THE WAVE LENGTH

$$L_0 := \frac{g \cdot T^2}{2 \cdot \pi} \quad X := L_0 \quad L_0 = 57.317 \text{ m}$$

Given

$$X = L_0 \cdot \tanh\left(\frac{2 \cdot \pi \cdot h}{X}\right)$$

$$L := \text{Find}(X) \quad L = 27.567 \text{ m}$$

SHOALING (FROM DEEP WATER)

$$k := \frac{2 \cdot \pi}{L} \quad \omega := \frac{2 \cdot \pi}{T}$$

$$K_s := \sqrt{\frac{1}{\tanh(k \cdot h) \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot k \cdot h}{\sinh(2 \cdot k \cdot h)}\right)}} \quad K_s = 1.064$$

$$H_{sh} := H_{s0} \cdot K_s \quad H_{sh} = 1.223 \text{ m}$$

AMPLITUDES

$$u_b := \frac{\omega \cdot H_{sh}}{2} \cdot \frac{1}{\sinh(k \cdot h)}$$

$$u_b = 1.156 \text{ s}^{-1} \cdot \text{m}$$

$$a_b := \frac{H_{sh}}{2} \cdot \frac{1}{\sinh(k \cdot h)}$$

$$a_b = 1.115 \text{ m}$$

BOTTOM ROUGHNESS

$$C := 17.72 \cdot \log\left(\frac{10 \cdot h}{r}\right) \cdot \text{m}^{0.5} \cdot \text{sec}^{-1}$$

$$C = 33.395 \text{ s}^{-1} \cdot \text{m}^{0.5}$$

$$f_w := \exp\left[-5.997 + 5.213 \cdot \left(\frac{a_b}{r}\right)^{-0.194}\right]$$

$$f_w := \text{if}(f_w > 0.32, 0.32, f_w)$$

$$\xi := \frac{C \cdot \sqrt{f_w}}{\sqrt{2 \cdot g}}$$

$$\tau_c := \rho_w \cdot g \cdot \frac{V^2}{C^2}$$

$$\tau_{cw} := \tau_c \cdot \left[1 + \frac{1}{2} \cdot \left(\xi \cdot \frac{u_b}{V}\right)^2\right]$$

$$\Psi_{cw} := \frac{\tau_{cw}}{(\rho_s - \rho_w) \cdot g \cdot D_{50}}$$

OUTPUT:

$$\tau_c = 4.416 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{m}^2}$$

$$\tau_{cw} = 52.839 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{m}^2}$$

$$H_{sh} = 1.223 \text{ m}$$

$$T = 6.06 \text{ s}$$

$$D_{50} = 0.096 \text{ m}$$

$$\rho_s \cdot D_{50}^3 = 2.433 \text{ kg}$$

$$\Psi_{cw} = 0.032537$$

$$\text{if}(\Psi_{cw} < 0.05, \text{"stable"}, \text{"not stable"}) = \text{"stable"}$$

Bijlage C.6 Stabiliteit filterlaag 1 lichte sectie

References:

Delft Cluster: Low-exceedance wave overtopping events. Estimate of wave overtopping parameters at the crest and landward sides of dikes.

Marcel van Gent: Wave overtopping at dikes. Proc. ICCE 2002

INPUT:

Wave height	$H_s := 0.83 \cdot \text{m}$
Wave period	$T_m := \frac{4.73}{1.2} \text{ s}$
Water level:	$H_{\text{water}} := 3.9 \cdot \text{m}$
Crest elevation	$H_{\text{Crest}} := 4.0 \cdot \text{m}$
Crest width	$B_c := 0.9 \cdot \text{m}$
Slope gradient	$\text{slope} := 2$
Roughness slope	$\gamma_f := 0.55$
Roughness crest	$\gamma_{f\text{Crest}} := 0.55$
Run-up parameters	$c_0 := 1.35 \quad c_1 := 4.7$
Green water parameters:	$c1_h := 0.1$
	$c1_u := 1.7 \quad c11_u := 0.1$
	$c1_q := 0.17 \quad c11_q := 0.1$

FORMULAE:

$$R_c := H_{\text{crest}} - H_{\text{water}} \quad R_c = 0.1 \text{ m}$$

$$\tan \alpha := \frac{1}{\text{slope}}$$

$$L_{0m} := \frac{g \cdot T_m^2}{2 \cdot \pi}$$

$$\xi_s := \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{L_{0m}}}}$$

$$p := 0.5 \cdot \frac{c_1}{c_0}$$

$$c_2 := 0.25 \cdot \frac{c_1^2}{c_0}$$

Fictitious wave run-up:	$z := \text{if} \left(\xi_s < p, c_0 \cdot \xi_s, c_1 - \frac{c_2}{\xi_s} \right) \cdot \gamma_f \cdot H_s$	$z = 1.455 \text{ m}$
Thickness of water layer:	$h := c1_h \cdot \left(\frac{z - R_c}{\gamma_f \cdot H_s} \right) \cdot H_s$	$h = 0.246 \text{ m}$
Velocity in water layer:	$u := c1_u \cdot \gamma_{fCrest}^{0.5} \cdot \frac{\left(\frac{z - R_c}{\gamma_f \cdot H_s} \right)^{0.5}}{1 + c11_u \cdot \frac{B_c}{H_s}} \cdot \sqrt{g \cdot H_s}$	$u = 5.59 \frac{\text{m}}{\text{s}}$
Discharge of water layer:	$q := c1_q \cdot \gamma_{fCrest}^{0.5} \cdot \frac{\left(\frac{z - R_c}{\gamma_f \cdot H_s} \right)^{1.5}}{1 + c11_q \cdot \frac{B_c}{H_s}} \cdot \sqrt{g \cdot H_s^3}$	$q = 1.377 \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$
OUTPUT:		
Fictitious wave run-up:	$z = 1.455 \text{ m}$	
Thickness of water layer:	$h = 0.25 \text{ m}$	
Velocity in water layer:	$u = 5.59 \frac{\text{m}}{\text{s}}$	
	$q = 1377 \cdot \frac{\text{liter}}{\text{m} \cdot \text{s}}$	
	$\frac{q}{h} = 5.59 \frac{\text{m}}{\text{s}}$	$\frac{q}{u} = 0.246 \text{ m}$
	$h \cdot u = 1.377 \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$	

European Rock Manual pp. 631 - 632

$$R_{\text{crear}} := H_{\text{crest}} - H_{\text{water}} = 0.1 \text{ m}$$

$$\cot \alpha := 2$$

$$\tan \alpha := \frac{1}{\cot \alpha}$$

$$T_p := 4.73 \cdot s$$

$$\rho_{\text{water}} := 1025 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\rho_{\text{rock}} := 2650 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$T_{\text{mmin10}} := \frac{T_p}{1.1}$$

$$S := 4$$

$$N := 4567$$

$$\Delta := \frac{\rho_{\text{rock}}}{\rho_{\text{water}}} - 1 \quad \Delta = 1.585$$

$$D_{n50} := 0.008 \cdot \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{\frac{1}{6}} \cdot \left(\frac{u \cdot T_{\text{mmin10}}}{\Delta^{0.5}} \right) \cdot \cot \alpha^{\frac{2.5}{6}} \cdot \left(1 + 10 \cdot \exp \left(\frac{R_{\text{crear}}}{H_s} \right) \right)^{\frac{1}{6}} \quad D_{n50} = 0.193 \text{ m}$$

$$D_{n50}^3 \cdot \rho_{\text{rock}} = 19.14 \text{ kg}$$

Filterlaag 1 met steenklasse 30 – 100 kg ($W_{50} = 65 \text{ kg}$) is dus voldoende stabiel, ook zonder penetratie.

Bijlage D

Berekeningen penetratie met colloïdaal beton

Het mediaan steen gewicht W_{50} wordt genomen uit de voorhanden stenengradering.

$W_{50,eq}$ is de equivalente W_{50} na penetratie met colloïdaal beton, waarvoor geldt:

$$W_{50,eq} = \left(\frac{\psi_u}{1.0} \right)^3 \cdot W_{50}$$

Waarin:

- ψ_u = Stabiliteitsopwaarderingsfactor;
- ψ_u = 1.0 voor losse stenen;
- ψ_u = 1.05 voor penetratie van breuksteen met colloïdaal beton waarbij 30% van de lege porieruimte wordt opgevuld;
- ψ_u = 1.5 voor penetratie van breuksteen met colloïdaal beton waarbij 60% van de lege porieruimte wordt opgevuld.

Bijlage E

Berekeningen westelijke golfbreker

Bijlage E.1 Stabiliteit toplaag Westerscheldezijde

STABILITY OF ROCK AGAINST WAVE ATTACK

CONSTANTS:	$g = 9.807 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$	hour := 3600 · sec
INPUT:		$g := 9.81 \cdot \frac{\text{m}}{\text{sec}^2}$
design wave height:	$H_s := 1.56 \text{ m}$	damage figure: $S := 4$
design mean wave period:	$T_m := \frac{7.02}{1.2} \cdot \text{sec}$	porosity number: $P := 0.2$
storm duration:	$S_d := 6 \cdot \text{hour}$	slope angle: $\cot \alpha := 1.5$
density water:	$\rho_w := 1025 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	density armour: $\rho_a := 2650 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
H2%/Hs (Rayleigh = 1.4):	$R_{2\%} := 1.4$	Fourier asperity roughness: $P_R := 0.01$

Incident wave direction: $\beta := 0 \text{ deg}$

DERIVED PARAMETERS:

$\beta := \text{if}(\beta < 30 \cdot \text{deg}, 0 \cdot \text{deg}, \text{if}(\beta > 75 \cdot \text{deg}, 75 \cdot \text{deg}, \beta))$

$$H_{s_{eq}} := H_s \cos \left[\beta \cdot \left(\frac{\pi}{180 \cdot \text{deg}} \right) \right]^{0.25} \quad H_{s_{eq}} = 1.56 \text{ m}$$

$$\text{wave steepness: } s_m := \frac{2 \cdot \pi \cdot H_s}{g \cdot T_m^2} \quad s_m = 0.02919603$$

$$\tan \alpha := \frac{1}{\cot \alpha} \quad \tan \alpha = 0.667$$

$$\text{Iribarren numbers: } \xi_m := \frac{\tan \alpha}{\sqrt{s_m}} \quad \xi_m = 3.9016$$

$$\xi_{mc} := \left(6.2 \cdot P^{0.31} \cdot \sqrt{\tan \alpha} \right)^{\frac{1}{P+0.5}} \quad \xi_{mc} = 4.974$$

$$\text{relative density: } \Delta := \frac{\rho_a - \rho_w}{\rho_w} \quad \Delta = 1.585$$

$$\text{storm duration (waves): } N_w := \frac{S_d}{T_m} \quad N_w = 3692$$

$$\text{roughness coefficients: } C_{pl} := (5.5 + 70 \cdot P_R) \cdot 1.4 \quad C_{pl} = 8.68$$

$$C_{su} := (0.6 + 40 \cdot P_R) \cdot 1.4 \quad C_{su} = 1.4$$

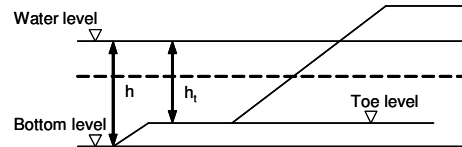
Bijlage E.2 Stabiliteit teen toplaag Westerscheldezijde

TOE ARMOUR STABILITY

Ref. J.W. van der Meer (PAO Course on Breakwaters, Section BW 10, March 2003).

INPUT:

Water level: $\text{level}_{\text{water}} := -0.4\text{m}$
 Bottom level: $\text{level}_{\text{bottom}} := -5\text{m}$
 Level of toe: $\text{level}_{\text{toe}} := -2.3\text{m}$
 Incident wave height: $H_s := 1.56\text{m}$
 Incident wave direction: $\beta := 0\text{deg}$
 Galland stability factor "x": $x := 0.6$
 Mass density stone (kg/m³): $\rho_s := 2650\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$
 Mass density water (kg/m³): $\rho_w := 1025\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$
 Acceptable damage: $N_{\text{od}} := 0.7$



FORMULAE:

$$h := \text{level}_{\text{water}} - \text{level}_{\text{bottom}}$$

$$h = 4.6\text{m}$$

$$h_t := \text{level}_{\text{water}} - \text{level}_{\text{toe}}$$

$$h_t = 1.9\text{m}$$

$$\beta := \text{if}(\beta < 30\text{-deg}, 0\text{-deg}, \text{if}(\beta > 75\text{-deg}, 75\text{-deg}, \beta))$$

$$H_{s_{\text{eq}}} := H_s \cdot \cos\left(\beta \cdot \frac{\pi}{180\text{-deg}}\right)^x \quad H_{s_{\text{eq}}} = 1.56\text{m}$$

$$R_{\text{Galland}} := \frac{H_{s_{\text{eq}}}}{H_s} \quad R_{\text{Galland}} = 1$$

$$\Delta := \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$$

$$D_{n50} := \frac{H_s}{\Delta \cdot N_{\text{od}}^{0.15}} \cdot \frac{1}{2 + 6.2 \cdot \left(\frac{h_t}{h}\right)^{2.7}} \cdot R_{\text{Galland}}$$

$$W_{50} := \rho_s \cdot D_{n50}^3$$

OUTPUT:

$$D_{n50} = 0.40\text{m}$$

$$W_{50} = 174.72\text{kg}$$

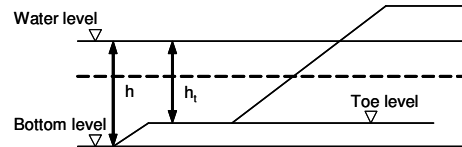
Bijlage E.3 Stabiliteit teen filterlaag 1 Westerscheldezijde

TOE ARMOUR STABILITY

Ref. J.W. van der Meer (PAO Course on Breakwaters, Section BW 10, March 2003).

INPUT:

Water level: $\text{level}_{\text{water}} := -1.88\text{m}$
 Bottom level: $\text{level}_{\text{bottom}} := -5\text{m}$
 Level of toe: $\text{level}_{\text{toe}} := -3.6\text{m}$
 Incident wave height: $H_s := 1.56\text{m}$
 Incident wave direction: $\beta := 0\text{deg}$
 Galland stability factor "x": $x := 0.6$
 Mass density stone (kg/m³): $\rho_s := 2650\cdot\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$
 Mass density water (kg/m³): $\rho_w := 1025\cdot\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$
 Acceptable damage: $N_{\text{od}} := 0.7$



FORMULAE:

$$h := \text{level}_{\text{water}} - \text{level}_{\text{bottom}}$$

$$h = 3.12\text{m}$$

$$h_t := \text{level}_{\text{water}} - \text{level}_{\text{toe}}$$

$$h_t = 1.72\text{m}$$

$$\beta := \text{if}(\beta < 30\text{-deg}, 0\text{-deg}, \text{if}(\beta > 75\text{-deg}, 75\text{-deg}, \beta))$$

$$H_{s_{\text{eq}}} := H_s \cdot \cos\left(\beta \cdot \frac{\pi}{180\text{-deg}}\right)^x$$

$$H_{s_{\text{eq}}} = 1.56\text{m}$$

$$R_{\text{Galland}} := \frac{H_{s_{\text{eq}}}}{H_s}$$

$$R_{\text{Galland}} = 1$$

$$\Delta := \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$$

$$D_{n50} := \frac{H_s}{\Delta \cdot N_{\text{od}}^{0.15}} \cdot \frac{1}{2 + 6.2 \cdot \left(\frac{h_t}{h}\right)^{2.7}} \cdot R_{\text{Galland}}$$

$$W_{50} := \rho_s \cdot D_{n50}^3$$

OUTPUT:

$$D_{n50} = 0.32\text{m}$$

$$W_{50} = 87\cdot\text{kg}$$

Bijlage E.4 Stabiliteit havenzijde filterlaag 1

References:

Delft Cluster: Low-exceedance wave overtopping events. Estimate of wave overtopping parameters at the crest and landward sides of dikes.

Marcel van Gent: Wave overtopping at dikes. Proc. ICCE 2002

INPUT:

Wave height	$H_s := 1.56 \cdot \text{m}$
Wave period	$T_m := 5.85 \text{ s}$
Water level:	$H_{\text{water}} := 4.4 \cdot \text{m}$
Crest elevation	$H_{\text{crest}} := 4.5 \cdot \text{m}$
Crest width	$B_c := 2 \cdot \text{m}$
Slope gradient	$\text{slope} := 2.5$
Roughness slope	$\gamma_f := 0.55$
Roughness crest	$\gamma_{f\text{Crest}} := 0.55$
Run-up parameters	$c_0 := 1.35$ $c_1 := 4.7$
Green water parameters:	$c1_h := 0.1$
	$c1_u := 1.7$ $c11_u := 0.1$
	$c1_q := 0.17$ $c11_q := 0.1$

FORMULAE:

$$R_c := H_{\text{crest}} - H_{\text{water}} \quad R_c = 0.1 \text{ m}$$

$$\tan \alpha := \frac{1}{\text{slope}}$$

$$L_{0m} := \frac{g \cdot T_m^2}{2 \cdot \pi}$$

$$\xi_s := \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{L_{0m}}}}$$

$$p := 0.5 \cdot \frac{c_1}{c_0}$$

$$c_2 := 0.25 \cdot \frac{c_1^2}{c_0}$$

Fictitious wave run-up:	$z := \text{if} \left(\xi_s < p, c_0 \cdot \xi_s, c_1 - \frac{c_2}{\xi_s} \right) \cdot \gamma_f \cdot H_s$	$z = 2.533 \text{ m}$
Thickness of water layer:	$h := c_{1h} \cdot \left(\frac{z - R_c}{\gamma_f \cdot H_s} \right) \cdot H_s$	$h = 0.442 \text{ m}$
Velocity in water layer:	$u := c_{1u} \cdot \gamma_{f\text{Crest}}^{0.5} \cdot \frac{\left(\frac{z - R_c}{\gamma_f \cdot H_s} \right)^{0.5}}{1 + c_{11u} \cdot \frac{B_c}{H_s}} \cdot \sqrt{g \cdot H_s}$	$u = 7.36 \frac{\text{m}}{\text{s}}$
Discharge of water layer:	$q := c_{1q} \cdot \gamma_{f\text{Crest}}^{0.5} \cdot \frac{\left(\frac{z - R_c}{\gamma_f \cdot H_s} \right)^{1.5}}{1 + c_{11q} \cdot \frac{B_c}{H_s}} \cdot \sqrt{g \cdot H_s^3}$	$q = 3.256 \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$
OUTPUT:		
Fictitious wave run-up:	$z = 2.533 \text{ m}$	
Thickness of water layer:	$h = 0.44 \text{ m}$	
Velocity in water layer:	$u = 7.36 \frac{\text{m}}{\text{s}}$	
	$q = 3256 \cdot \frac{\text{liter}}{\text{m} \cdot \text{s}}$	
	$\frac{q}{h} = 7.36 \frac{\text{m}}{\text{s}}$	$\frac{q}{u} = 0.442 \text{ m}$
	$h \cdot u = 3.256 \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$	

European Rock Manual pp. 631 - 632

$$R_{\text{crear}} := H_{\text{crest}} - H_{\text{water}} = 0.1 \text{ m}$$

$$\cot \alpha := 2.5$$

$$\tan \alpha := \frac{1}{\cot \alpha}$$

$$T_p := 7.02 \cdot s$$

$$\rho_{\text{water}} := 1025 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\rho_{\text{rock}} := 2650 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$T_{\text{mmin10}} := \frac{T_p}{1.1}$$

$$S := 4$$

$$N := 3077$$

$$\Delta := \frac{\rho_{\text{rock}}}{\rho_{\text{water}}} - 1 \quad \Delta = 1.585$$

$$D_{n50} := 0.008 \cdot \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{\frac{1}{6}} \cdot \left(\frac{u \cdot T_{\text{mmin10}}}{\Delta^{0.5}} \right) \cdot \cot \alpha^{\frac{2.5}{6}} \cdot \left(1 + 10 \cdot \exp \left(\frac{R_{\text{crear}}}{H_s} \right) \right)^{\frac{1}{6}} \quad D_{n50} = 0.425 \text{ m}$$

$$D_{n50}^3 \cdot \rho_{\text{rock}} = 203.072 \text{ kg}$$

Bijlage E.5 Stabiliteit filterlaag 2 Westerscheldezijde

Assessment of stability of sediments under influence of currents and waves, based on a Shields stability number

Source: manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering, pp. 295 - 300

INPUT:

Current velocity: $V := 0.64 \cdot \text{m} \cdot \text{sec}^{-1}$
 Water depth (m CD): $\text{depth} := -2.0 \cdot \text{m}$
 Water level (m CD): $\text{level} := 0 \cdot \text{m}$
 Wave height: $H_{s0} := 1.15 \cdot \text{m}$
 Wave period: $T := 7.02 \cdot \text{sec}$
 Density sea water: $\rho_w := 1025 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$
 Density sediment: $\rho_s := 2750 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$
 Diameter sediment: $D_{50} := 96 \cdot \text{mm}$
 Bottom roughness: $r := 0.3 \cdot \text{m}$

FORMULAE:

$$\Delta := \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \quad h := \text{level} - \text{depth} \quad \Delta = 1.683 \quad h = 2 \text{ m}$$

COMPUTATION OF THE WAVE LENGTH

$$L_0 := \frac{g \cdot T^2}{2 \cdot \pi} \quad X := L_0 \quad L_0 = 76.916 \text{ m}$$

Given

$$X = L_0 \cdot \tanh\left(\frac{2 \cdot \pi \cdot h}{X}\right)$$

$$L := \text{Find}(X) \quad L = 30.241 \text{ m}$$

SHOALING (FROM DEEP WATER)

$$k := \frac{2 \cdot \pi}{L} \quad \omega := \frac{2 \cdot \pi}{T}$$

$$K_s := \sqrt{\frac{1}{\tanh(k \cdot h) \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot k \cdot h}{\sinh(2 \cdot k \cdot h)}\right)}} \quad K_s = 1.159$$

$$H_{sh} := H_{s0} \cdot K_s \quad H_{sh} = 1.333 \text{ m}$$

AMPLITUDES

$$u_b := \frac{\omega \cdot H_{sh}}{2} \cdot \frac{1}{\sinh(k \cdot h)}$$

$$u_b = 1.395 \text{ s}^{-1} \cdot \text{m}$$

$$a_b := \frac{H_{sh}}{2} \cdot \frac{1}{\sinh(k \cdot h)}$$

$$a_b = 1.558 \text{ m}$$

BOTTOM ROUGHNESS

$$C := 17.72 \cdot \log\left(\frac{10 \cdot h}{r}\right) \cdot \text{m}^{0.5} \cdot \text{sec}^{-1}$$

$$C = 32.32 \text{ s}^{-1} \cdot \text{m}^{0.5}$$

$$f_w := \exp\left[-5.997 + 5.213 \cdot \left(\frac{a_b}{r}\right)^{-0.194}\right]$$

$$f_{w_{\text{min}}} := \text{if}(f_w > 0.32, 0.32, f_w)$$

$$\xi := \frac{C \cdot \sqrt{f_w}}{\sqrt{2 \cdot g}}$$

$$\tau_c := \rho_w \cdot g \cdot \frac{V^2}{C^2} \quad \tau_{cw} := \tau_c \cdot \left[1 + \frac{1}{2} \cdot \left(\xi \cdot \frac{u_b}{V}\right)^2\right]$$

$$\psi_{cw} := \frac{\tau_{cw}}{(\rho_s - \rho_w) \cdot g \cdot D_{50}}$$

OUTPUT:

$$\tau_c = 3.942 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{m}^2}$$

$$\tau_{cw} = 58.624 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{m}^2}$$

$$H_{sh} = 1.333 \text{ m}$$

$$T = 7.02 \text{ s}$$

$$D_{50} = 0.096 \text{ m}$$

$$\rho_s \cdot D_{50}^3 = 2.433 \text{ kg}$$

$$\psi_{cw} = 0.036099$$

$$\text{if}(\psi_{cw} < 0.05, \text{"stable"}, \text{"not stable"}) = \text{"stable"}$$

Bijlage F

Berekeningen parkeerterrein

Bijlage F.1 Stabiliteit toplaag

STABILITY OF ROCK AGAINST WAVE ATTACK

CONSTANTS:

$$g = 9.807 \text{ s}^{-2} \cdot \text{m}$$

$$\text{hour} := 3600 \cdot \text{sec}$$

INPUT:

			$g := 9.81 \cdot \frac{\text{m}}{\text{sec}^2}$
design wave height:	$H_s := 0.8 \text{ m}$	damage figure:	$S := 4$
design mean wave period:	$T_m := \frac{7.4}{1.2} \cdot \text{sec}$	porosity number:	$P := 0.1$
storm duration:	$S_d := 6 \cdot \text{hour}$	slope angle:	$\cot \alpha := 2$
density water:	$\rho_w := 1025 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	density armour:	$\rho_a := 2650 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
H2%/Hs (Rayleigh = 1.4):	$R_{2\%} := 1.35$	Fourier asperity roughness:	$P_R := 0.01$
Incident wave direction:	$\beta := 0 \text{ deg}$		

DERIVED PARAMETERS:

$$\beta := \text{if}(\beta < 30 \cdot \text{deg}, 0 \cdot \text{deg}, \text{if}(\beta > 75 \cdot \text{deg}, 75 \cdot \text{deg}, \beta))$$

$$H_{s_{eq}} := H_s \cos \left[\beta \cdot \left(\frac{\pi}{180 \cdot \text{deg}} \right) \right]^{0.25} \quad H_{s_{eq}} = 0.8 \text{ m}$$

$$\text{wave steepness: } s_m := \frac{2 \cdot \pi \cdot H_s}{g \cdot T_m^2} \quad s_m = 0.0134741$$

$$\tan \alpha := \frac{1}{\cot \alpha} \quad \tan \alpha = 0.5$$

$$\text{Irribarren numbers: } \xi_m := \frac{\tan \alpha}{\sqrt{s_m}} \quad \xi_m = 4.3074$$

$$\xi_{mc} := \left(6.2 \cdot P^{0.31} \cdot \sqrt{\tan \alpha} \right)^{\frac{1}{P+0.5}} \quad \xi_{mc} = 3.574$$

$$\text{relative density: } \Delta := \frac{\rho_a - \rho_w}{\rho_w} \quad \Delta = 1.585$$

$$\text{storm duration (waves): } N_w := \frac{S_d}{T_m} \quad N_w = 3503$$

$$\text{roughness coefficients: } C_{pl} := (5.5 + 70 \cdot P_R) \cdot 1.4 \quad C_{pl} = 8.68$$

$$C_{su} := (0.6 + 40 \cdot P_R) \cdot 1.4 \quad C_{su} = 1.4$$

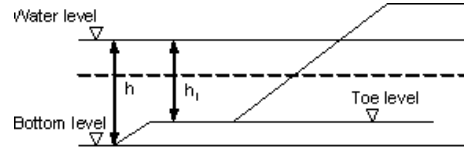
Bijlage F.2 Stabiliteit teen toplaag

TOE ARMOUR STABILITY

Ref. J.W. van der Meer (PAO Course on Breakwaters, Section BW 10, March 2003).

INPUT:

Water level: $\text{level}_{\text{water}} := 1.4\text{m}$
 Bottom level: $\text{level}_{\text{bottom}} := -0.2\text{m}$
 Level of toe: $\text{level}_{\text{toe}} := 0.2\text{m}$
 Incident wave height: $H_s := 0.8\text{m}$
 Incident wave direction: $\beta := 0\text{deg}$
 Galland stability factor "x": $x := 0.6$
 Mass density stone (kg/m³): $\rho_s := 2650\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$
 Mass density water (kg/m³): $\rho_w := 1025\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$
 Acceptable damage: $N_{\text{od}} := 0.7$



FORMULAE:

$$h := \text{level}_{\text{water}} - \text{level}_{\text{bottom}}$$

$$h = 1.6\text{m}$$

$$h_t := \text{level}_{\text{water}} - \text{level}_{\text{toe}}$$

$$h_t = 1.2\text{m}$$

$$\beta := \text{if}(\beta < 30\text{-deg}, 0\text{-deg}, \text{if}(\beta > 75\text{-deg}, 75\text{-deg}, \beta))$$

$$H_{s_{\text{eq}}} := H_s \cdot \cos\left(\beta \cdot \frac{\pi}{180\text{-deg}}\right)^x$$

$$H_{s_{\text{eq}}} = 0.8\text{m}$$

$$R_{\text{Galland}} := \frac{H_{s_{\text{eq}}}}{H_s}$$

$$R_{\text{Galland}} = 1$$

$$\Delta := \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$$

$$D_{n50} := \frac{H_s}{\Delta \cdot N_{\text{od}}^{0.15}} \cdot \frac{1}{2 + 6.2 \cdot \left(\frac{h_t}{h}\right)^{2.7}} \cdot R_{\text{Galland}}$$

$$W_{50} := \rho_s \cdot D_{n50}^3$$

OUTPUT:

$$D_{n50} = 0.11\text{m}$$

$$W_{50} = 3.5\text{kg}$$

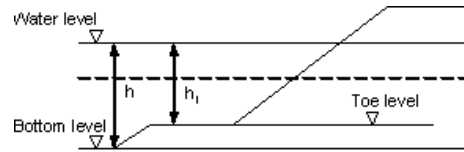
Bijlage F.3 Stabiliteit bestorting kraagstuk

TOE ARMOUR STABILITY

Ref. J.W. van der Meer (PAO Course on Breakwaters, Section BW 10, March 2003).

INPUT:

Water level: $\text{level}_{\text{water}} := 1.0\text{m}$
 Bottom level: $\text{level}_{\text{bottom}} := -0.6\text{m}$
 Level of toe: $\text{level}_{\text{toe}} := -0.2\text{m}$
 Incident wave height: $H_s := 0.8\text{m}$
 Incident wave direction: $\beta := 0\text{deg}$
 Galland stability factor "x": $x := 0.6$
 Mass density stone (kg/m³): $\rho_s := 2750\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$
 Mass density water (kg/m³): $\rho_w := 1025\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$
 Acceptable damage: $N_{\text{od}} := 0.7$



FORMULAE:

$$h := \text{level}_{\text{water}} - \text{level}_{\text{bottom}}$$

$$h = 1.6\text{m}$$

$$h_t := \text{level}_{\text{water}} - \text{level}_{\text{toe}}$$

$$h_t = 1.2\text{m}$$

$$\beta := \text{if}(\beta < 30\text{-deg}, 0\text{-deg}, \text{if}(\beta > 75\text{-deg}, 75\text{-deg}, \beta))$$

$$H_{s_{\text{eq}}} := H_s \cdot \cos\left(\beta \cdot \frac{\pi}{180\text{-deg}}\right)^x$$

$$H_{s_{\text{eq}}} = 0.8\text{m}$$

$$R_{\text{Galland}} := \frac{H_{s_{\text{eq}}}}{H_s}$$

$$R_{\text{Galland}} = 1$$

$$\Delta := \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$$

$$D_{n50} := \frac{H_s}{\Delta \cdot N_{\text{od}}^{0.15}} \cdot \frac{1}{2 + 6.2 \cdot \left(\frac{h_t}{h}\right)^{2.7}} \cdot R_{\text{Galland}}$$

$$W_{50} := \rho_s \cdot D_{n50}^3$$

OUTPUT:

$$D_{n50} = 0.10\text{m}$$

$$W_{50} = 3.04\text{kg}$$

Bijlage G

Verharding parkeerterrein

Principeprofiel

Het principeprofiel is vanaf de knik in het dijkprofiel als volgt opgebouwd:

0,50 m berm/obstakelvrije zone (1:20);
3,10 m fietspad (2,5%);
0,50 m berm/obstakelvrije zone (2,5%);
5,00 m parkeren (2,5%);
6,00 m rijweg (2,5%);
5,00 m parkeren (2,5%);
1,90 m voetpad (2,5%).

Uitgangspunten en randvoorwaarden

Documenten

Als basis voor het verhardingsadvies zijn (naast het Programma van Eisen) de volgende documenten gebruikt:

- 1) Notitie "Site visit", document N009, Royal Haskoning, 19 februari 2008;
- 2) Tekening "Doorsnede raai 117", project "Nieuwe jachthaven Breskens" 9T01256, tekening nummer 0385.0004, date 20 februari 2008;
- 3) E-mail van Paul Geernaert (Waterschap, Beleidsmedewerker Projectmatig Beheer afdeling Waterkeringen) aan Caroline Gautier (Svasek hydraulics), date 17 maart 2008, 12:30;
- 4) E-mail van Caroline Gautier aan Paul Geernaert, date 19 maart 2008, 16:12.

Constructie bestaand fietspad

Document 3: Paul Geernaert: fietspad constructie moet wel 1:4000 sterk gemaakt worden (asfalt op 40 cm betonpuin of fosforslakken op geotextiel type 2).

Document 4: Op waterschapstekeningen bestaat het fietspad bij dijkpaal 19 en 20 uit 6 cm grindasfaltbeton op 0,30m dik menggranulaat.

Ondergrond

De huidige dijkbekleding wordt gehandhaafd.
Het huidige fietspad wordt overlaagd.

Belastingen

Op de kade komt geen zwaar materieel. De zwaarste belasting is een standaard vrachtwagen en verhuiswagen (incidenteel).
Weg wordt gebruikt voornamelijk als toegang van de personen auto's tot de Jachthaven.

Berekeningen

Bij het ontwerp van de verhardingen is het computerprogramma CARE 2.20 toegepast. De berekeningen zijn bijgevoegd in deze bijlage.

Verkeersbelasting

Aantal werkbare werkdagen (haven) 320;
 Aantal vrachtwagens per dag 2;
 Ontwerplevensduur asfaltverharding 20 jaar;
 Per 15 jaar $2,2 \times 10^4$;
 Bij het ontwerp wordt rekening gehouden met de statische belastingen en het langzaam rijdende verkeer.

Ontwerp & Aanbevelingen

Van dijk naar haven gezien is de volgorde van de constructies als volgt:

- Constructie B = Nieuwe constructie op de oude dijk (geen zand) niet standaard;
- Constructie A = Minimale constructie ter plaatse van het bestaande fietspad;
- Constructie D = Constructie ter plaatse van bestaande bestorting;
- Constructie C = Nieuwe constructie ter plaatse van dijkverbreding (ondergrond zand).

Constructie A = Minimale constructie ter plaatse van het bestaande fietspad

0,06 m bestaand asfalt;
 0,30 m menggranulaat 0/31,5;
 Ondergrond.
 Extra dikte asfalt bedraagt 35mm.

In de praktijk zal naar verwachting (afgaand op het uitgewerkte principe profiel A) ter plaatse van het bestaande fietspad de volledige asfaltconstructie zoals hieronder geadviseerd voor constructie B (9,5cm) worden toegepast. Door het aanbrengen van de nieuwe asfaltverharding onder een helling van 2,5% t.o.v. het huidige fietspad ca. 5% is een uitvullaag noodzakelijk. Alvorens deze uitvullaag aan te brengen de bestaande asfaltverharding schoon borstelen en een kleeflaag aanbrengen.

De constructie ter plaatse van het bestaande fietspad wordt als volgt:

0,095 m asfalt;
 0,035 m AC 11 SURF D4;
 0,060 m AC 32 BASE O3;
 Uitvullaag;
 Bestaand fietspad.

Constructie B = Nieuwe constructie op de oude dijk (geen zand) niet standaard

De minimale dikte fundering uit oogpunt uitvoering bedraagt 0,400 m.

0,092 m asfalt (=0,095m asfalt);
 0,035 m AC 11 SURF D4;
 0,060 m AC 32 BASE O3;
 0,400 m menggranulaat 0/31,5;

Geotextiel type 2.
Ondergrond.

Constructie C = Nieuwe constructie ter plaatse van dijkverbreding (ondergrond zand)

0,095 m asfalt;
0,035 m AC 11 SURF D4;
0,060 m AC 32 BASE O3;
0,250 m menggranulaat 0/31,5;
Ondergrond.

Constructie D = Constructie ter plaatse van bestaande bestorting

Door het aanbrengen van de nieuwe asfaltverharding onder een helling van 2,5% ontstaat er ter plaatse van de bestaande bestorting een hoogteverschil van ca. 10cm. Deze 10cm is benodigd om middels het menggranulaat een voldoende vlakke laag te creëren waarop het asfaltpakket kan worden aangebracht.

0,095 m asfalt;
0,035 m AC 11 SURF D4;
0,060 m AC 32 BASE O3;
Ca. 0,100 m menggranulaat 0/31,5;
Bestaande bestorting.

Tussen de asfaltlagen dient een kleeflaag te worden aangebracht.

Dilatatie

Er is aangegeven dat bij het voorkomen van een storm met een kans van $1:4000 \text{ jr}^{-1}$ de dijkverbreding moet kunnen afschuiven. De bestaande dijk en de daarop gelegen verharding moet hierbij intact blijft. Dit kan worden gedaan door het aanbrengen van een dilatatie ter hoogte van de bestaande bestorting direct naast het huidige fietspad. De volgende opties zijn mogelijk:

- Doorzagen van de asfaltconstructie;
- Aanbrengen van een opsluitband als afscheiding tussen de twee gebieden.

Onze voorkeur gaat hierbij uit naar het aanbrengen van een zaagsnede (goedkoper, makkelijker aan te brengen). Om doorgroei van onkruid t.p.v. de zaagsnede te voorkomen, deze invegen met brekerzand.

Afwatering

Let op: zorg dat afwatering in orde is. Dit geldt ook voor de grondwaterstroming onder de dijk (om te voorkomen dat deze grondwaterstroming zanddeeltjes meevoert waardoor de dijk ondermijnd wordt, kan een eenvoudige drainageconstructie aangelegd worden aan de binnenzijde van de dijk).

Ophoging

De hoogte en de snelheid waarmee de ophoging/aanvulling van de dijkverbreding wordt gerealiseerd, moet geoptimaliseerd zijn met het oog op de stabiliteit van het dijklichaam.

Aansluitingen en uitvoering

De bestaande dijkbekleding moet gehandhaafd blijven.

Om de veiligheid van de fietsers en voetgangers te verhogen worden in de parkeerhavens stootbanden aangebracht. Deze worden op de asfaltdeklaag geplakt, bijvoorbeeld door middel van Ronabond (www.synthasco.nl). Een andere optie is Poltec lijm (www.poltec.be)

De voordelen van Ronabond t.o.v. Poltec lijm: makkelijker te verwerken (minder gevoelig) en goedkoper. Wel moet de cementkar op tijd besteld worden (bij Boels maar 2 karren), ongeveer 2 maanden wachttijd.

Eventueel kunnen de stootbanden ook op de onderlaag worden geplakt zodat de banden zijdelings worden ingeklemd door de deklaag. Dit is echter niet noodzakelijk.

Berekeningsuitvoer

Logboek: onderdeel Ontwerpen

Gereeddatum (dd/mm/jj) 01/04/08
 Ontwerpbestand Bresk 2

Algemene Gegevens

Projectnaam Breskens - toegangsweg Jachthaven
 Directie 0,3m menggranulaat op ondergrond

Wegvakgegevens

Wegnummer
 Wegomschrijving **CONSTRUCTIE A: t.p.v. bestaand fietspad**

Randvoorwaarden	Keuze RWS	Keuze gebruiker
Luchttemperatuur [°C]	14.0	14.
Healing [-]	4.0	4.
Snelheid vrachtv. [km/u]	80	20.
Straal contactvlak [m]	0.105	0.105
Wielafstand [m]	0.315	0.315
Rijstrookbreedte [m]		3.
Versporing [m]	0.237	0.237
Zettingsverschillen	volgens menu	geen
Gefaseerd	Nee	Nee
Extra dikte randbelast. [m]	0.00/0.01/0.02	0.01
Ontwerpcriterium		Asfaltrek
Betrouwbaarheid asf. [%]	85/75/70	75
Toelaatbare schade [%]	15	15

Verkeersgegevens	Keuze RWS	Keuze gebruiker

Vrachtwagens per werkdag		4
Aantal werkdagen per jaar	270	320
Jaarlijkse groei [%]	3.5	0.00
Vrw. schadefactor [100kN]	0.9 - 2.3	1.70
Huidig aandeel breedb. [%]	40	40.00
Aantal stroken	1/2/>2	1
Factor aantal stroken [-]	1.00	1.00
Ontwerpperiode [jr]	20	20.00
Herkomst verkeersgegevens	volgens menu	Schatting
Factor onzekerheid	2.00	2.00
Verkeersklasse		2
Verkeersbelasting [100 kN]		78336

Levensduur

Levensduur [jaren]	19.9	
Toel. belasting [100kN]	7.807E+004	
Asfaltrek [mikron/m]	205.0	
Betrouwbaarheid [%]	75	
Betrouwbaarh. factor [-]	2.3	
Toel. Minergetal [-]	0.60	
Constructie		

0.094m	6205 0.35 Asfalt, karakteristieken: S78*1.00 en F78*1.00	
0.250m	400 0.35 Menggranulaat	
0.050m	100 0.35 Fundering	
	50 0.35 Vaste klei, karakteristieken: SPDM*1.00	

Resultaten Controleren Opbouw Constructie

OPM: De opbouw van uw constructie is conform de
Handleiding Wegenbouw - Ontwerp Verhardingen

Logboek: onderdeel Ontwerpen

Gereeddatum (dd/mm/jj) 01/04/08
 Ontwerpbestand Bresk 1

Algemene Gegevens

 Projectnaam Breskens - toegangsweg Jachthaven
 Directie 0,4 menggranulaat op ondergrond

Wegvakgegevens

 Wegnummer
 Wegomschrijving **CONSTRUCTIE B: nieuwe constructie op oude dijk**

Randvoorwaarden	Keuze RWS	Keuze gebruiker

Luchttemperatuur [°C]	14.0	14.
Healing [-]	4.0	4.
Snelheid vrachtv. [km/u]	80	20.
Straal contactvlak [m]	0.105	0.105
Wielafstand [m]	0.315	0.315
Rijstrookbreedte [m]		3.
Versporing [m]	0.237	0.237
Zettingsverschillen	volgens menu	geen
Gefaseerd	Nee	Nee
Extra dikte randbelast. [m]	0.00/0.01/0.02	0.01
Ontwerpcriterium		Asfaltrek
Betrouwbaarheid asf. [%]	85/75/70	75
Toelaatbare schade [%]	15	15

Verkeersgegevens	Keuze RWS	Keuze gebruiker

Vrachtwagens per werkdag		4
Aantal werkdagen per jaar	270	320
Jaarlijkse groei [%]	3.5	0.00
Vrw. schadefactor [100kN]	0.9 - 2.3	1.70
Huidig aandeel breedb. [%]	40	40.00
Aantal stroken	1/2/>2	1
Factor aantal stroken [-]	1.00	1.00
Ontwerpperiode [jr]	20	20.00
Herkomst verkeersgegevens	volgens menu	Schatting
Factor onzekerheid	2.00	2.00
Verkeersklasse		2
Verkeersbelasting [100 kN]		78336

Levensduur

 Levensduur [jaren] 20.3
 Toel. belasting [100kN] 7.935E+004
 Asfaltrek [mikron/m] 204.4

Betrouwbaarheid [%]	75
Betrouwbaarh. factor [-]	2.3
Toel. Minergetal [-]	0.60

Constructie

```

-----
0.092m    6199 0.35 Asphalt, karakteristieken: S78*1.00 en F78*1.00
0.250m     400 0.35 Menggranulaat
0.150m     100 0.35 Menggranulaat
           50 0.35 Vaste klei, karakteristieken: SPDM*1.00
  
```

Resultaten Controleren Opbouw Constructie

OPM: De opbouw van uw constructie is conform de
Handleiding Wegenbouw - Ontwerp Verhardingen

Logboek: onderdeel Ontwerpen

Gereeddatum (dd/mm/jj) 01/04/08
 Ontwerpbestand Bresk

Algemene Gegevens

 Projectnaam Breskens - toegangsweg Jachthaven
 Directie menggranulaat op ondergrond

Wegvakgegevens

 Wegnummer
 Wegomschrijving CONSTRUCTIE A: bestaand fietspad

Randvoorwaarden Keuze RWS Keuze gebruiker

 Luchttemperatuur [°C] 14.0 14.
 Healing [-] 4.0 4.
 Snelheid vrachtv. [km/u] 80 20.
 Straal contactvlak [m] 0.105 0.105
 Wielafstand [m] 0.315 0.315
 Rijstrookbreedte [m] 3.
 Versporing [m] 0.237 0.237
 Zettingsverschillen volgens menu geen

Gefaseerd Nee Nee
 Extra dikte randbelast. [m] 0.00/0.01/0.02 0.01
 Ontwerpcriterium Asfaltrek
 Betrouwbaarheid asf. [%] 85/75/70 75
 Toelaatbare schade [%] 15 15

Verkeersgegevens Keuze RWS Keuze gebruiker

 Vrachtwagens per werkdag 4
 Aantal werkdagen per jaar 270 320
 Jaarlijkse groei [%] 3.5 0.00
 Vrw. schadefactor [100kN] 0.9 - 2.3 1.70
 Huidig aandeel breedb. [%] 40 40.00
 Aantal stroken 1/2/>2 1
 Factor aantal stroken [-] 1.00 1.00
 Ontwerpperiode [jr] 20 20.00
 Herkomst verkeersgegevens volgens menu Schatting
 Factor onzekerheid 2.00 2.00
 Verkeersklasse 2
 Verkeersbelasting [100 kN] 78336

Levensduur

 Levensduur [jaren] 20.0
 Toel. belasting [100kN] 7.830E+004
 Asfaltrek [mikron/m] 204.9

Betrouwbaarheid [%]	75
Betrouwbaarh. factor [-]	2.3
Toel. Minergetal [-]	0.60

Constructie

0.096m	6208	0.35	Asfalt, karakteristieken: S78*1.00 en F78*1.00
0.250m	400	0.35	Menggranulaat
	50	0.35	Vaste klei, karakteristieken: SPDM*1.00

Resultaten Controleren Opbouw Constructie

NOOT laag2: De dikte van de fundering is kleiner dan de dikte van 0.40 m volgens de Handleiding Wegenbouw - Ontwerp Verhardingen.
FUNDERNG.RLS melding 300

OPM: De opbouw van uw constructie is niet conform de Handleiding Wegenbouw - Ontwerp Verhardingen

Logboek: onderdeel Ontwerpen

Gereeddatum (dd/mm/jj) 01/04/08
 Ontwerpbestand Bresk

Algemene Gegevens

 Projectnaam Breskens - toegangsweg Jachthaven
 Directie menggranulaat

Wegvakgegevens

 Wegnummer
 Wegomschrijving **CONSTRUCTIE C: nieuwe weg op zand en fundering**

Randvoorwaarden	Keuze RWS	Keuze gebruiker

Luchttemperatuur [°C]	14.0	14.
Healing [-]	4.0	4.
Snelheid vrachtv. [km/u]	80	20.
Straal contactvlak [m]	0.105	0.105
Wielafstand [m]	0.315	0.315
Rijstrookbreedte [m]		3.
Versporing [m]	0.237	0.237
Zettingsverschillen	volgens menu	geen
Gefaseerd	Nee	Nee
Extra dikte randbelast. [m]	0.00/0.01/0.02	0.01
Ontwerpcriterium		Asfaltrek
Betrouwbaarheid asf. [%]	85/75/70	75
Toelaatbare schade [%]	15	15

Verkeersgegevens	Keuze RWS	Keuze gebruiker

Vrachtwagens per werkdag		4
Aantal werkdagen per jaar	270	320
Jaarlijkse groei [%]	3.5	0.00
Vrw. schadefactor [100kN]	0.9 - 2.3	1.70
Huidig aandeel breedb. [%]	40	40.00
Aantal stroken	1/2/>2	1
Factor aantal stroken [-]	1.00	1.00
Ontwerpperiode [jr]	20	20.00
Herkomst verkeersgegevens	volgens menu	Schatting
Factor onzekerheid	2.00	2.00
Verkeersklasse		2
Verkeersbelasting [100 kN]		78336

Levensduur

 Levensduur [jaren] 19.9
 Toel. belasting [100kN] 7.777E+004
 Asfaltrek [mikron/m] 205.3

Betrouwbaarheid [%]	75
Betrouwbaarh. factor [-]	2.3
Toel. Minergetal [-]	0.60

Constructie

0.090m	6197	0.35	Asfalt, karakteristieken: S78*1.00 en F78*1.00
0.250m	400	0.35	Menggranulaat
0.300m	95	0.35	Zand
	50	0.35	Vaste klei, karakteristieken: SPDM*1.00

Resultaten Controleren Opbouw Constructie

OPM: De opbouw van uw constructie is conform de
Handleiding Wegenbouw - Ontwerp Verhardingen

Bijlage H

Geotechnische stabiliteit

Introductie

Deze notitie beschrijft de controle van geotechnische stabiliteit van de parkeerplaats, met uitkomsten, consequenties en voorstel voor ontwerpwijzigingen op e.e.a. op te lossen.

Controle geotechnische stabiliteit

Het ontwerp van de parkeerplaats op een grondaanvulling aan het buitentalud langs de zeedijk is gecontroleerd op geotechnische dwars stabiliteit (glijcirkels, MStab). Grondgegevens van de havenuitbreiding in de jaren 1990 zijn 1-op-1 gebruikt, met daarnaast ook enige interpretatie en check op gevoeligheid van grondparameters.

Het huidige ontwerp, inclusief slakken en onderwater talud 1:3, geeft een veiligheid van ca 1,1. De minimaal benodigde veiligheid is ca 1,7 (zie "veiligheidsfactoren" hieronder). Eventueel is deze iets te reduceren in overleg met het Waterschap.

De veiligheid van het huidige ontwerp is niet voldoende. De combinatie van zware grondaanvulling voor de parkeerplaats en diepe ontgraving voor de jachthaven is te veel voor de zeedijk. Er zal in de (voor zeedijken erg strenge) ontwerpcondities evt. een (ondiepe) afschuiving ontstaan van een deel van de parkeerplaats en de teen van de zeedijk.

Het huidige ontwerp zal moeten worden aangepast om de benodigde veiligheid te garanderen.

Opties voor verbeteren ontwerp

Kern van het probleem is een teveel aan 'aandrijvend' gewicht aan de dijkzijde en een tekort aan 'contragewicht' aan de havenzijde. Oplossingen zijn gericht op het voldoende verminderen van deze onbalans.

Opties zijn:

- Berm van ca 10m breedte op niveau 0,0m NAP. Goede oplossing maar verlies van uitgeefbaar havenoppervlak;
- Combinatie van smalle berm op NAP en smalle diepere berm op ca -2/-3m NAP niveau. Totale breedte ca 10m. Kleinere jachten zouden boven de diepe berm moeten kunnen liggen. Goede oplossing met enig verlies van uitgeefbaar havenoppervlak;
- Gewicht grondaanvulling terugbrengen, dus slakken vervangen door bijvoorbeeld zand. Lichte aanvulmaterialen zoals piepschuim zijn hier in praktijk erg duur. Mogelijke deeloplossing met beperkte invloed;
- Helling veel flauwer dan gewenste 1:3. Positief effect hiervan wordt pas bereikt bij zeer flauwe taluds, en dan nog is het als losstaande oplossing vermoedelijk niet voldoende. Wel positief effect op microstabiliteit (op kleinere schaal wegspoelen/instorten steil zandtalud), waardoor evt. met steen bestorten van onderwatertalud vermeden kan worden. Mogelijke deeloplossing met beperkte invloed;

- Bedekken van gehele onderwatertalud met geotextiel en steenbestorting. Beperkt positief effect op stabiliteit, met tegelijk een positief effect op microstabiliteit. Mogelijke deeloplossing.

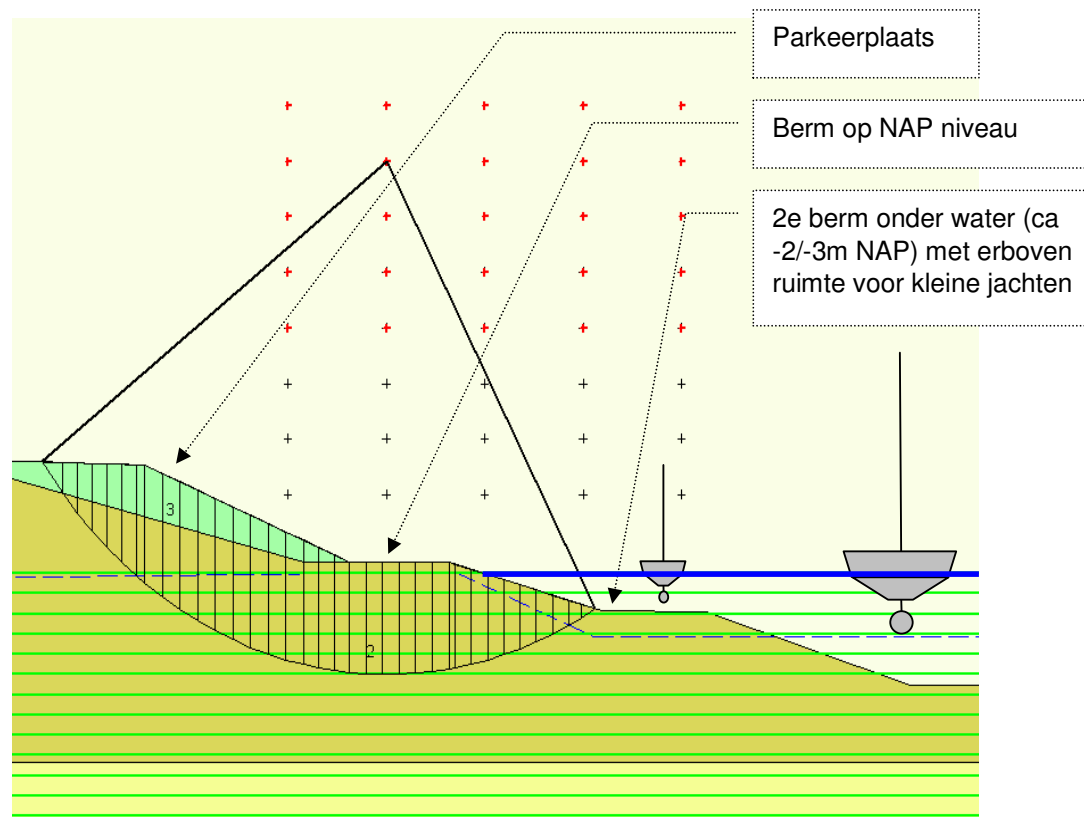
Voor bovengenoemde oplossingen is (in orde van grootte) de controleberekening opnieuw gemaakt om de invloed van de verschillende opties te bepalen.

Naast ontwerpaanpassingen kan in overleg tussen het Waterschap en RH mogelijk de vereiste veiligheid teruggebracht worden. Hierdoor hoeven de wijzigingen eventueel minder ingrijpend uitgevoerd te worden.

Voorgestelde oplossing

Voorgestelde oplossing is de dubbele berm in combinatie met onderwater taludhelling van 1:4 en zandaanvulling i.p.v. slakken.

Het lijkt mogelijk deze oplossing verder te optimaliseren (Kosten voor berm lager door zo smal mogelijke berm. Opbrengsten door uitgeefbaar havenoppervlak zo hoog mogelijk). Daarvoor is echter nader grondonderzoek nodig op de exacte locatie van de parkeerplaats.



Figuur 1: Dwarsdoorsnede parkeerplaats met dubbele berm, met indicatie glijcirkel

Nader grondonderzoek

Nader grondonderzoek is noodzakelijk in de bevestiging van de geotechnische stabiliteit van de parkeerplaats, noodzakelijk voor de toestemming van het waterschap. Zonder nader grondonderzoek kan geen garantie worden gegeven door RH over de stabiliteit. Nader grondonderzoek is daarnaast noodzakelijk om het ontwerp te kunnen optimaliseren, de bouw kosten te minimaliseren en het uitgeefbare havenoppervlak zo groot mogelijk te houden.

Beperkt extra grondonderzoek (8 sonderingen, ca 2 000 euro) met verder gebruik van grondparameters uit 1990 zou ons in staat stellen het gewijzigd ontwerp te bevestigen en evt. te optimaliseren.

Combinatie van extra grondonderzoek plus laboratoriumproeven (5* triaxiaalproef, ca 5 000 euro extra) zou ons in staat stellen evt. gunstiger grondparameters te gebruiken waardoor evt. het ontwerp nog verder kan worden geoptimaliseerd. Daarnaast zou dit ons meer houvast geven in de discussie met het Waterschap over evt. reduceren vereiste veiligheid. Het zou uiteraard kunnen dat de laboratoriumproeven uitwijzen dat de grondparameters gelijk of slechter zijn dan bij de bestaande haven; dat is dan ook nuttige informatie in de controle van stabiliteit.

Achtergrond informatie: Veiligheidsfactoren

De veiligheidsfactoren die doorgaans van toepassing zijn bij de beschouwing van een primaire waterkering zijn de volgende:

$$\gamma_r = \gamma_b \gamma_d \gamma_m \gamma_n$$

$$\gamma_b = \text{schematiseringsfactor}$$

$$= 1.3$$

$$\gamma_d = \text{modelfactor}$$

$$= 1.0$$

$$\gamma_m = \text{materiaalfactor}$$

$$= 1.2$$

$$\gamma_n = \text{schadefactor}$$

$$= 1.1$$

De totale veiligheidsfactor komt daarmee rond de 1,7 uit.

Bijlage I

Berekeningen Schorrand

Bijlage I.1 Stabiliteit toplaag

STABILITY OF ROCK AGAINST WAVE ATTACK

CONSTANTS:	$g = 9.807 \text{ s}^{-2} \cdot \text{m}$	hour := 3600 · sec	
INPUT:			$g := 9.81 \cdot \frac{\text{m}}{\text{sec}^2}$
design wave height:	$H_s := 0.75 \text{ m}$	damage figure:	$S := 6$
design mean wave period:	$T_m := \frac{7.23}{1.2} \cdot \text{sec}$	porosity number:	$P := 0.1$
storm duration:	$S_d := 6 \cdot \text{hour}$	slope angle:	$\cot \alpha := 2.5$
density water:	$\rho_w := 1025 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	density armour:	$\rho_a := 2650 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
H2%/Hs (Rayleigh = 1.4):	$R_{2\%} := 1.3$	Fourier asperity roughness:	$P_R := 0.01$
Incident wave direction:	$\beta := 0 \text{ deg}$		
DERIVED PARAMETERS:			
	$\beta := \text{if}(\beta < 30 \cdot \text{deg}, 0 \cdot \text{deg}, \text{if}(\beta > 75 \cdot \text{deg}, 75 \cdot \text{deg}, \beta))$		
	$H_{s_{eq}} := H_s \cos \left[\beta \cdot \left(\frac{\pi}{180 \cdot \text{deg}} \right) \right]^{0.25}$		$H_{s_{eq}} = 0.75 \text{ m}$
wave steepness:	$s_m := \frac{2 \cdot \pi \cdot H_s}{g \cdot T_m^2}$		$s_m = 0.01323299$
	$\tan \alpha := \frac{1}{\cot \alpha}$		$\tan \alpha = 0.4$
Iribarren numbers:	$\xi_m := \frac{\tan \alpha}{\sqrt{s_m}}$		$\xi_m = 3.4772$
	$\xi_{mc} := \left(6.2 \cdot P^{0.31} \cdot \sqrt{\tan \alpha} \right)^{\frac{1}{P+0.5}}$		$\xi_{mc} = 2.967$
relative density:	$\Delta := \frac{\rho_a - \rho_w}{\rho_w}$		$\Delta = 1.585$
storm duration (waves):	$N_w := \frac{S_d}{T_m}$		$N_w = 3585$
roughness coefficients:	$C_{pl} := (5.5 + 70 \cdot P_R) \cdot 1.4$		$C_{pl} = 8.68$
	$C_{su} := (0.6 + 40 \cdot P_R) \cdot 1.4$		$C_{su} = 1.4$

$$T_p := 7.23 \cdot \text{sec}$$

$$L_{op} := \frac{g \cdot T_p^2}{2 \cdot \pi} \quad s_{op} := \frac{H_s}{L_{op}} \quad L_{op} = 81.614 \text{ m} \quad s_{op} = 9.19 \times 10^{-3}$$

$$h_{\text{structure}} := 2.0 \cdot \text{m} \quad \text{depth} := 1.5 \cdot \text{m}$$

$$\text{relative crest} \quad R_c := h_{\text{structure}} - \text{depth} \quad R_c = 0.5 \text{ m}$$

$$\text{.. level:}$$

$$R_p := \frac{R_c}{H_s} \cdot \sqrt{\frac{s_{op}}{2 \cdot \pi}} \quad R_p = 0.025 \quad R_p := \text{if}(R_p < 0, 0, \text{if}(R_p > 0.052, 0.052, R_p))$$

$$\text{reduction factor } (D_{n50}) = \quad R_{Dn50} := \frac{1}{1.25 - 4.8 \cdot R_p} \quad R_{Dn50} = 0.887$$

$$\text{reduction factor } (W_{n50}) = \quad R_{Wn50} := R_{Dn50}^3 \quad R_{Wn50} = 0.697$$

$$W_D := W_n \cdot R_{Wn50} \quad W_D = 44 \text{ kg}$$

Bijlage I.2 Stabiliteit teen toplaag

Assessment of stability of sediments under influence of currents and waves, based on a Shields stability number

Source: manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering, pp. 295 - 300

INPUT:

Current velocity: $V_w := 0.39 \cdot \text{m} \cdot \text{sec}^{-1}$
 Water depth (m CD): depth := 1 · m
 Water level (m CD): level := 1.5 · m
 Wave height: $H_{so} := 0.5 \cdot \text{m}$
 Wave period: $T := 7.23 \cdot \text{sec}$
 Density sea water: $\rho_w := 1025 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$
 Density sediment: $\rho_s := 2650 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$
 Diameter sediment: $D_{50} := 0.34 \cdot \text{m}$
 Bottom roughness: $r := 1 \cdot \text{m}$

FORMULAE:

$$\Delta := \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \quad h := \text{level} - \text{depth} \quad \Delta = 1.585 \quad h = 0.5 \text{ m}$$

COMPUTATION OF THE WAVE LENGTH

$$L_0 := \frac{g \cdot T^2}{2 \cdot \pi} \quad X := L_0 \quad L_0 = 81.586 \text{ m}$$

Given

$$X = L_0 \cdot \tanh\left(\frac{2 \cdot \pi \cdot h}{X}\right)$$

$$L_w := \text{Find}(X) \quad L = 15.907 \text{ m}$$

SHOALING (FROM DEEP WATER)

$$k := \frac{2 \cdot \pi}{L} \quad \omega := \frac{2 \cdot \pi}{T}$$

$$K_s := \sqrt{\frac{1}{\tanh(k \cdot h) \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot k \cdot h}{\sinh(2 \cdot k \cdot h)}\right)}} \quad K_s = 1.612$$

$$H_{sh} := H_{so} \cdot K_s \quad H_{sh} = 0.806 \text{ m}$$

AMPLITUDES

$$u_b := \frac{\omega \cdot H_{sh}}{2} \cdot \frac{1}{\sinh(k \cdot h)}$$

$$u_b = 1.762 \text{ s}^{-1} \cdot \text{m}$$

$$a_b := \frac{H_{sh}}{2} \cdot \frac{1}{\sinh(k \cdot h)}$$

$$a_b = 2.027 \text{ m}$$

BOTTOM ROUGHNESS

$$C := 17.72 \cdot \log\left(\frac{10 \cdot h}{r}\right) \cdot \text{m}^{0.5} \cdot \text{sec}^{-1}$$

$$C = 12.386 \text{ s}^{-1} \cdot \text{m}^{0.5}$$

$$f_w := \exp\left[-5.997 + 5.213 \cdot \left(\frac{a_b}{r}\right)^{-0.194}\right]$$

$$f_w := \text{if}(f_w > 0.32, 0.32, f_w)$$

$$\xi := \frac{C \cdot \sqrt{f_w}}{\sqrt{2 \cdot g}}$$

$$\tau_c := \rho_w \cdot g \cdot \frac{V^2}{C^2}$$

$$\tau_{cw} := \tau_c \cdot \left[1 + \frac{1}{2} \cdot \left(\xi \cdot \frac{u_b}{V}\right)^2\right]$$

$$\psi_{cw} := \frac{\tau_{cw}}{(\rho_s - \rho_w) \cdot g \cdot D_{50}}$$

OUTPUT:

$$\tau_c = 9.966 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{m}^2}$$

$$\tau_{cw} = 196.159 \cdot \frac{\text{newton}}{\text{m}^2}$$

$$H_{sh} = 0.806 \text{ m}$$

$$T = 7.23 \text{ s}$$

$$D_{50} = 0.34 \text{ m}$$

$$\rho_s \cdot D_{50}^3 = 104.156 \text{ kg}$$

$$\psi_{cw} = 0.036204$$

$$\text{if}(\psi_{cw} < 0.05, \text{"stable"}, \text{"not stable"}) = \text{"stable"}$$