3 VEILIGHEIDSBEREKENINGEN FLAAUWE WERK

3.1 Inleiding

Dit hoofdstuk geeft de resultaten weer van de veiligheidsberekeningen voor het Flaauwe Werk en een analyse van de uitkomsten. De berekeningen zijn gemaakt ten behoeve van de MER-studie voor de versterking van het Flaauwe Werk. Eerder heeft Alkyon berekeningen gemaakt om de huidige dijk te toetsen (beheerdersoordeel) en ontwerpberekeningen voor verschillende alternatieven (voorfase planstudie).

Het doel van de veiligheidsberekeningen is het bepalen van de minimale kruinverhoging (Binnendijk-50 en Binnendijk-100) en benodigde hoeveelheid zand voor het Flaauwe Werk (Steunduin-50 en Steunduin-groei). Deze gegevens worden gebruikt in het programma van eisen voor het MER Versterking Flaauwe Werk en dienen als basis voor het ontwerp van de versterking.

Ten behoeve van het MER zijn voor diverse raaien berekeningen uitgevoerd voor de alternatieven Binnendijk-50 en Binnendijk-100 en Steunduin-50. De berekeningen zijn uitgevoerd conform afspraken en uitgangspunten die te vinden zijn in bijlage 1 van deze rapportage en zijn afgestemd met de Projectgroep.
Aanvullend op deze afspraken is in de loop van de planstudie besloten om extra berekeningen uit te voeren voor:

- een extra alternatief Steunduin-groei
- een wijziging van het toelaatbare overslagdebiet voor het huidige binnentalud van 1 l/s/m naar 0,1 l/s/m

Extra alternatief Steunduin-groei
In de projectgroep van 2 maart 2006 is besloten dat een alternatief dat bestaat uit het structureel aanbrengen van suppleties moet worden beschreven en beoordeeld, naast Binnendijk-50, Binnendijk-100 en Steunduin-50. In het Bestuurlijk Overleg Kust van 27 oktober 2003 is namelijk besloten dat aan de zeedijk het Flaauwe Werk zowel oplossingsrichting A[1] als oplossingsrichting C[1] worden toegekend. Een suppletiealternatief valt geheel binnen oplossingsrichting A. Om die reden is het extra alternatief Steunduin-groei geformuleerd.

Aanpassing uitgangspunt overslagdebiet
Aan de start van de MER studie zijn de uitgangspunten en randvoorwaarden vastgesteld waar de veiligheidsberekeningen mee uitgevoerd dienen te worden. In de loop van de MER studie heeft het waterschap een toetsing laten uitvoeren naar de huidige staat van het binnentalud. Daaruit bleek dat het huidige binnentalud van de dijk niet bestand is tegen een overslagdebiet van 1 l/s/m (toetsing binnentalud, maart 2006).

Voor de Binnendijk alternatieven veranderen de uitgangspunten niet aangezien bij een dijkversterking het gehele binnentalud aangepast dient te worden. Dit kan dusdanig plaatsvinden zodat het nieuwe binnentalud wel bestand is tegen een golfoverslag van 1 l/s/m (zie hoofdstuk 8). Berekeningen zijn echter wel uitgevoerd met een kleiner overslagdebiet van 0,1 l/s/m om inzicht te krijgen in de eventuele extra benodigde dijkverhoging bij dit overslagdebiet.

---

[1] Oplossingsrichting A: nagaan of het mogelijk is om structureel de veiligheid te garanderen door periodiek suppleren;
Oplossingsrichting C: structurele maatregelen die de veiligheid garanderen.

Bij het Steunduin-50 en Steunduin-groei alternatief wordt echter het binnentalud van de huidige dijk niet aangepast en is besloten het uitgangspunt overslagdebiet voor dit alternatief aan te passen naar 0,1 l/s/m in plaats van 1 l/s/m. Dit houdt in dat de benodigde steunduinvolumes in de raaien toenemen.
Voor de volledigheid zijn de uitkomsten van de veiligheidsberekeningen van Steunduin-50 en Steunduin-groei met q = 1 l/s/m ook opgenomen in bijlage 8.

Alle uitgevoerde berekeningen zijn samengevoegd. De resultaten van de berekeningen die relevant zijn voor het MER zijn opgenomen in dit hoofdstuk, te weten:

- Steunduin-groei (startsituatie 2005: steunduin-5 jaar, eindsituatie steunduin-50), overslagdebiet 0,1 l/s/m (paragraaf 3.3.1 en bijlage 4)
- Steunduin- 50 , overslagdebiet 0,1 l/s/m (paragraaf 3.3.1 en bijlage 4)
- Binnendijk-50, overslagdebiet 1 l/s/m (paragraaf 3.3.2 en bijlage 3)
- Binnendijk-100, overslagdebiet 1 l/s/m (paragraaf 3.3.2 en bijlage 3)

De resultaten van de overige berekeningen zijn opgenomen in bijlage 7 (Binnendijk-50 en Binnendijk-100 met q = 0,1 l/s/m en bijlage 8 (Steunduin-groei en Steunduin-50 met q = 1 l/s/m).

Voorkeursalternatief
Voor het voorkeursalternatief (Binnendijk-50) dient in verband met de ruimtereservering te worden bekeken hoe hoog de dijk moet worden met het doorrekenen van het 200 jaar scenario. Dit wordt alleen gedaan voor de raaien waar de grootste dijkverhoging plaats dient te vinden in het voorkeursalternatief (raai 12,00). Het resultaat van deze berekeningen is beschreven in paragraaf 3.3.3 en in bijlage 5.
Tevens is voor het voorkeursalternatief een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd door de stormduur te verlengen en te bekijken welke dijkverhoging bij een dergelijke stormduur benodigd is. Deze berekening is uitgevoerd conform het rekenrecept van de provincie Zuid Holland. Het resultaat van deze berekeningen is te vinden in paragraaf 3.3.3 en bijlage 6.

3.2 Aanpak berekeningen

De berekeningen zijn uitgevoerd met behulp van de programma's Durosta en PC-Overslag.
Met Durosta is de profielontwikkeling tijdens een storm en de golfhoogte bepaald. Met PC-overslag is bepaald hoe groot de overslag is (in geval van steunduin) en hoe groot de benodigde kruinhoogte is (in geval van binnendijk).

Voor beide alternatieven zijn berekeningen uitgevoerd voor twee randvoorwaarden voor waterstanden en golven: 50 jaar basis gemiddeld scenario met q_{max} = 0,1 l/s/m en q_{max} = 1 l/s/m. In bijlage 1 zijn alle randvoorwaarden en uitgangspunten beschreven. In deze analyse worden alleen de resultaten besproken voor het 50 jaar basis gemiddeld scenario, waarbij de resultaten zijn vergeleken voor een maximaal overslagdebiet van q = 0,1 l/s/m en q = 1 l/s/m. Er is vooraf een controle uitgevoerd door een herberekening te maken met het beheerdersoordeel (zie uitwerking in bijlage 9)

Bij het alternatief Steunduin-50 en Steunduin-groei wordt de veiligheid gerealiseerd door voor de dijk een berm van zand aan te brengen. De hoeveelheid zand dat minimaal voor het Flaauwe Werk moet liggen wordt bepaald door het bodem-, strand- en dijkprofiel in combinatie met het maximale overslagvolume van 0,1 l/m/s. Bij de berekening is uitgegaan van een kruinhoogte van NAP + 6 m van het steunduin en een aanlegprofiel van het steunduin boven NAP + 3 m met een talud van 1:4 en onder NAP + 3 m met een talud van 1:40. Variabele in de berekeningen is de breedte van de kruin van het steunduin die in de berekeningen via iteratie is bepaald. De op deze wijze bepaalde hoeveelheid/omvang van het steunduin moet altijd minimaal aanwezig zijn. Langs- en dwarstransport zijn bepalend voor de hoeveelheid zand die

in de loop der tijd verdwijnt en bepalen daarmee de hoeveelheid extra zand dat gedurende de planperiode moet worden aangebracht om te zorgen dat de minimale hoeveelheid op elk tijdstip aanwezig is.

Bij de alternatieven Binnendijk- 50 en Binnendijk-100 worden de minimaal vereiste kruinhoogtes (dijktafelhoogte) bepaald bij een overslagcriterium van gemiddeld 1 l/s/m. Voor de bepaling van de vereiste aanleghoogte moet hierbij nog een overhoogte voor zettingen en onzekerheden in de berekeningen worden opgeteld. Tijdens het projectgroepoverleg van 2 februari 2006 is afgesproken hiervoor voor beide alternatieven een overhoogte van een 0,5 m aan te houden om zo rekening te houden met zettingen en onzekerheden (waterstand, golven, zeespiegelstijging etc.). Het verschil tussen de aanleghoogte en de huidige hoogte geeft aan met welke maat de bestaande kruinhoogte moet worden verhoogd.

Voor Binnendijk-50 en Binnendijk-100 zijn voor meerdere raaien (11.5 km, 11.75 km, 12.0 km, 12.25 km, 12.5 km, 12.75 km en 13.0 km) voor de 2 scenario's (q_{max} = 0,1 l/s/m en q_{max} = 1 l/s/m) berekeningen gemaakt. Voor steunduin is voor het 50 jaar scenario voor meerdere raaien een berekening gemaakt om de benodigde hoeveelheid zand voor het Flaauwe Werk te bepalen. Met behulp van het stormprofiel uit Durosta en de Jarkusraai[2] is het benodigde volume bepaald.

De profielen die zijn ingevoerd om de berekeningen te kunnen uitvoeren zijn afkomstig uit de gegevens van de Jarkus raaien. In bijlage 1 is de keuze voor het door te rekenen jaar toegelicht.

[2] Dit zijn raaien waarlangs de jaarlijkse kustmeting wordt uitgevoerd. Deze raaien bevatten hoogtegegevens van profielen dwars op de kust en hebben een onderlinge afstand van 250 meter.

3.3 Overzicht resultaten berekeningen

In deze paragraaf wordt een beknopt overzicht gegeven van de resultaten van de veiligheidsberekeningen. In paragraaf 3.4 en 3.5. komen de rekenresultaten per raai uitgebreider aan bod. In bijlage 3 en 4 zijn de afbeeldingen met de profielontwikkelingen van respectievelijk Binnendijk-50 en 100 en Steunduin-groei en Steunduin-50 gepresenteerd.

3.3.1 Steunduin-groei en Steunduin-50

In Tabel 10 en Tabel 11 wordt een overzicht gegeven van de berekeningsresultaten van twee steunduin scenario's. In Afbeelding 27 zijn de kruinbreedtes gepresenteerd. Het scenario 5 jaar is berekend ten behoeve van het Steunduin-groei alternatief. Voor dit alternatief moeten namelijk de benodigde afmetingen in de start- en eindsituatie van het Steunduin-groei bekend zijn om het alternatief goed te kunnen definiëren. Het basis gemiddeld scenario 50 jaar is berekend ten behoeve van het Steunduin-50 alternatief en wordt tevens gebruikt in de berekening van de omvang van het Steunduin-groei, omdat het hiervan de eindsituatie representeert.

Uit de berekeningen in Durosta kunnen redelijk eenvoudig de benodigde kruinbreedte van het Steunduin worden afgelezen. In het programma excel kan vervolgens een indicatief benodigd volume worden berekend. Om het alternatief zo goed mogelijk te ontwerpen dienen echter de meer exacte benodigde kruinbreedtes van het steunduin te worden ingevoerd. Dit komt in hoofdstuk 4 in paragraaf 4.1.2 ook nog aan de orde.

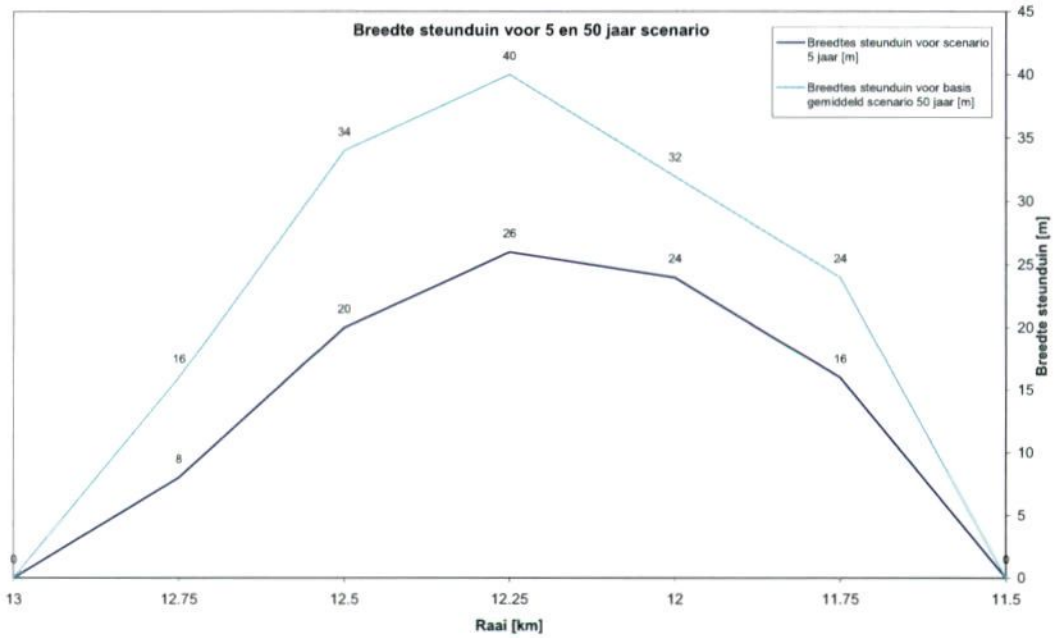
Tabel 10 Benodigde breedte kruin Steunduin-groei en Steunduin-50 (bepaald m.b.v. Durosta)

Raai	Scenario 5 jaar (q = 0,1 l/s/m) [m]	Basis gemiddeld scenario 50 jaar (q = 0,1 l/s/m) [m]
11.5 km	0	0
11.75 km	16	24
12.0 km	24	32
12.25 km	26	40
12.5 km	20	34
12.75 km	8	16
13.0 km	0	0

Tabel 11 Benodigd volume Steunduin-groei en Steunduin-50 (bepaald m.b.v. Durosta)

Raai	Scenario 5 jaar (q = 0,1 l/s/m) [m³/m]	Basis gemiddeld scenario 50 jaar (q = 0,1 l/s/m) [m³/m]
11.5 km	0	0
11.75 km	190	205
12.0 km	275	290
12.25 km	330	405
12.5 km	230	295
12.75 km	45	60
13.0 km	0	0

Afbeelding 27 Benodigde breedte alternatieven Steunduin-groei (5 jaar) en Steunduin-50



3.3.2 Binnendijk- 50 en Binnendijk-100

In Tabel 12 en Afbeelding 28 worden de berekeningsresultaten weergegeven van de Binnendijk berekeningen. Voor de berekening van de benodigde dijkverhoging is het jaar van de Jarkusraai gebruikt dat de BKL het beste benaderd, de rekenraai genoemd (zie bijlage 1).

Tabel 12 Benodigde kruinhoogte (dijktafelhoogte) binnendijk (bepaald m.b.v. Durosta en PC-Overslag)

(De getallen tussen haakjes geven de vereiste kruinhoogte en verhoging weer incl overhoogte i.v.m. zetting en onzekerheden)

Raai [km]	Jaar[1]	Huidige kruinhoogte [m +NAP]		Benodigde kruinhoogte voor basis gemiddeld scenario 50 jaar (q = 1 l/s/m) [m +NAP]		Benodigde kruinhoogte voor robuust maximum scenario 100 jaar (q = 1 l/s/m) [m +NAP]	
		Asfalt[2]	Zand[3]	Met bodem-verhoging[4] 0,3 m [m]	Vereiste verhoging harde bekleding[6] [m]	Met bodem-verhoging 0,85 m [m]	Vereiste verhoging harde bekleding[6] [m]
11.5	2000	9,7	9,7	7,0	0 (0)	8,5	0 (0)
11.75	2003	9,7	10,7	11,0 (11,5)	1,3 (1,8)	12,5 (13,0)	2,8 (3,3)
12.0	1997	9,7	9,7	12,1 (12,6)	2,4 (2,9)	13,3 (13,8)	3,6 (4,1)
12.25	1992	9,7	9,7	12,1 (12,6)	2,4 (2,9)	13,3 (13,8)	3,6 (4,1)
12.5	1996	9,7	10,4	11,8 (12,3)	2,1 (2,6)	12,9 (13,4)	3,2 (3,7)
12.75	1995	9,7	9,7	9,3	0 (0)	11,6 (12,1)	1,9 (2,4)
13.0	1996	9,7	11,3	(n.v.t.)	0 (0)	8,3	0 (0)

[1] jaar dat MKL dichtst bij de BKL ligt

[2] kruinhoogte van de asfaltbekleding

[3] indien deze waarde groter is dan de kruinhoogte van de asfaltbekleding dan is zand aanwezig op het asfalt

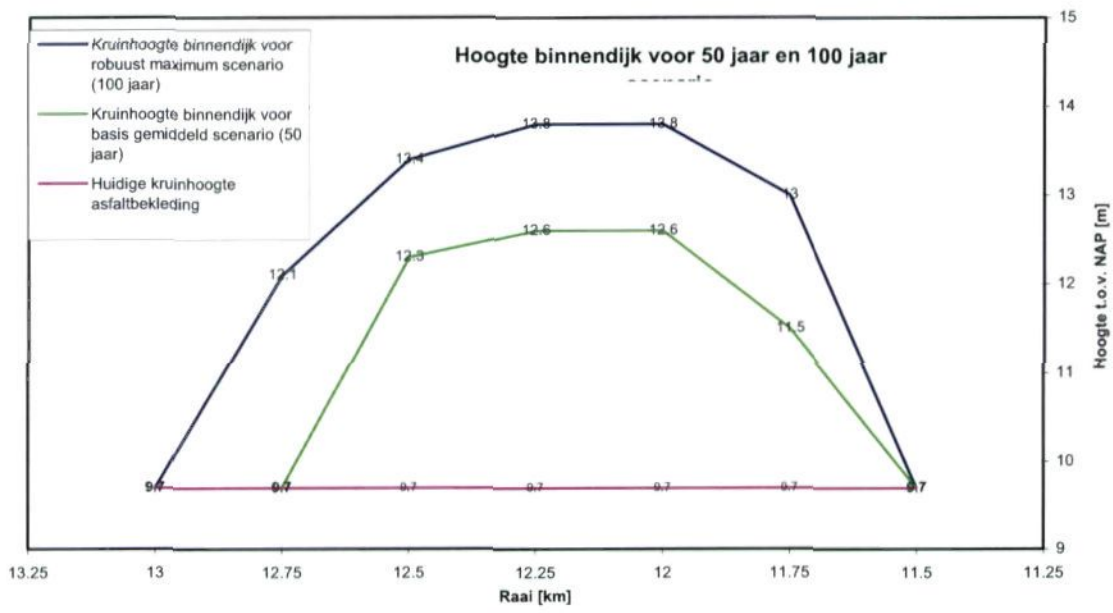
[4] er ontwikkelt zich bij geen enkele raai een ontgrondingskuil

[5] de golf breekt voordat de teen van de dijk is bereikt, hierdoor is er een zeer geringe golfoploop en geen golfoverslag

[6] tussen haakjes is de vereiste verhoging van de kruin weergegeven met het in rekening brengen van de zettingen en andere onzekerheden: bij beide alternatieven 0,5 m waarvan 0,1 m voor zettingen 50 jaar scenario en 0,2 m bij 100 jaar scenario

Afbeelding 28 Benodigde kruinhoogte alternatieven Binnendijk-50 en Binnendijk-100

(de weergegeven kruinhoogtes in onderstaande grafiek zijn kruinhoogtes inclusief overhoogte)



Aanwezig zandvolume buiten BKL zone

In de projectgroepvergadering van 19 december 2005 is afgesproken dat voor de bepaling van de benodigde kruinverhoging/ steunduin volume uitgegaan wordt van het gehele Jarkusprofiel, dus inclusief het zandvolume van het duin aan de zeewaartse zijde van de dijk. Het Jarkusprofiel van het jaar dat het dichtste bij de BKL ligt wordt gebruikt als rekenraai waarmee de benodigde kruinverhoging dan weel steunduin volume wordt berekend.

In alle raaien is in meer of mindere mate een hoeveelheid zand aanwezig in de rekenraai boven de BKL zone. Dit zandvolume draagt niet bij aan de ligging van de basiskustlijn en heeft dus ook geen rol gespeeld in de keuze van de rekenraai. Het hoog gelegen zand zal echter wel bijdragen aan de veiligheid aangezien dit zand wordt meegenomen in de berekening waarmee de kruinhoogte/ kruinbreedte steunduin wordt bepaald. Impliciet wordt er dus vanuit gegaan dat dit zand altijd in het profiel aanwezig is terwijl dit zand niet in stand wordt gehouden door het uitvoeren van BKL suppleties. Het is dus van belang dat het boven de BKL zone gelegen zandvolume tevens in stand wordt gehouden.

Ter illustratie van het belang van het onderhouden van de zandvolumes in de hoog gelegen zone wordt een voorbeeld gegeven van de benodigde veiligheidsmaatregelen bij raai 11,5:

Bij raai 11,5 is in de rekenraai aan de zeewaartse zijde van de dijk een duin aanwezig. Het zandvolume van dit hoger gelegen duin telt zoals hierboven is uitgelegd niet mee voor de bepaling van de basiskustlijn. Uit veiligheidsberekeningen is gebleken dat op deze locatie geen kruinverhoging dan wel steunduin nodig is.
Het hoger gelegen duin blijkt echter een belangrijke veiligheidsfunctie te vervullen. Uit extra uitgevoerde berekeningen blijkt namelijk dat een dijkversterking wél benodigd is indien het hoger gelegen duin niet wordt meegenomen in de veiligheidsberekening. Ter plaatse van raai 11,5 maakt het aanwezige zandvolume boven de BKL zone dus het verschil. Dit voorbeeld illustreert het belang van het in stand houden van de hoog gelegen zone naast het in stand houden van de BKL zone.

Ter indicatie van de morfologische variabiliteit van raai 11,5 is in bijlage 10 de ontwikkeling van deze raai in de loop van de tijd weergegeven. Sinds 1970 is een duin in deze raai aanwezig die in de loop van de tijd in volume is toegenomen. Pas in 1998 was voldoende zand in de raai aanwezig om te voldoen aan de basiskustlijn.

Inpassing verdedigingsprofiel in Jarkusraai
Voor drie raaien (11,75, 12,0 en 12,5) bleek dat het verdedigingsprofiel niet binnen het gemeten profiel van de Jarkus raai valt. Dit is opgelost door het verdedigingsprofiel voor deze drie raaien over een bepaalde afstand landwaarts te verplaatsen. Deze afstanden zijn:

- 11.75 km: 9 m;
- 12.0 km: 2 m;
- 12.5 km: 13 m.

Benodigde kruinverhoging
Voor de raaien 11.75 km t/m 12.5 km is een verhoging van de kruinhoogte benodigd voor het alternatief van Binnendijk-50. Bij het alternatief Binnendijk -100 moet de kruin bij één raai meer worden verhoogd dan in het 50 jaar alternatief. Tevens zijn de benodigde kruinhoogtes in het 100 jaar alternatief uiteraard groter dan bij het 50 jaar alternatief.

Benodigde aanpassing binnentalud
Voor de raaien 11.75 km t/m 12.5 km is een verhoging van de kruinhoogte benodigd voor het alternatief Binnendijk-50 bij een overslagdebiet van 1l/s/m. Daarnaast is voor raai 12,75 een aanpassing van het binnentalud nodig, omdat hier het overslagdebiet ligt tussen 0,1 en 1 l/s/m, zie paragraaf 3.5. Uit een recent onderzoek (Royal Haskoning, 2006) blijkt dat het maximaal toelaatbare overslagdebiet 0,1 l/s/m bedraagt voor de huidige grasbetonbekleding.
Voor de overige raaien geldt dat het overslagdebiet kleiner is dan 0,1 l/s/m en om die reden is hier geen aanpassing benodigd.

Ongunstigste raaien
Uit Tabel 12 blijkt dat de raaien 12.0 en 12.25 km de meest ongunstige raaien zijn voor het alternatief Binnendijk. Dit in tegenstelling tot de berekeningen in het beheerdersoordeel waarbij voor raai 12 de meest ongunstigste waarden werden berekend. Dit is te verklaren door het feit dat in het beheerdersoordeel voor alle raaien het bodemprofiel uit 1998 is genomen. Zoals in Tabel 44 in bijlage 1 is te zien is voor raai 12.25 km het jaar 1992 ongunstiger. De BKL wijkt voor het jaar 1992 minder af dan voor het jaar 1998.

3.3.3 Voorkeursalternatief

Ruimtereservering

De kruinhoogte die nodig is om een maximaal overslagdebiet van 1 l/s/m te verkrijgen bij 200 jaar scenario (randvoorwaarden zie bijlage 1) is berekend voor raai 12,0 en raai 12,25. Bij raai 12,25 blijkt de grootste dijkverhoging nodig te zijnen dient de dijk NAP + 14,5 m te worden (inclusief overhoogte voor zettingen en onzekerheden). Dit is 4,80 m hoger dan de huidige kruinhoogte van de dijk. Dit resulteert in een ruimtereservering van 48 meter landwaarts van de huidige dijk. Het betreft bij deze ruimtereservering slechts de ruimte benodigd voor het verhogen van de dijk. Het eventuele verplaatsen van de huidige voorzieningen zit hier niet bij in begrepen. Deze berekende ruimtereservering voor 200 jaar valt binnen de huidige beschermingszone zoals deze wordt aangehouden door het waterschap.
De volledige resultaten van de berekeningen die uitgevoerd zijn met betrekking tot de benodigde ruimtereservering staan weergegeven in bijlage 5.

Gevoeligheidsanalyse

Gevoeligheidsberekeningen zijn uitgevoerd voor raai 12,0 voor een stormduur met 10x, 20x en 40 x de stormopzet. Voor verschillende stormduren is met Durosta bepaald hoe het profiel vervormt en hoe groot de golfhoogte bedraagt en vervolgens is de benodigde kruinhoogte bepaald met PC-overslag.
Het verschil in benodigde kruinhoogte voor 10x en 40 x de stormopzet is minder dan 10 cm, de golfhoogte varieert slechts enkele centimeters. De golfhoogte en benodigde kruinhoogte blijkt dus redelijk ongevoelig voor de duur van de storm.
De verklaring van deze ongevoeligheid ligt in het feit dat het berekenen van een langere stormduur betrekking heeft op de aanloop van de storm en niet de duur van de piek van de storm (zie Afbeelding 97). De aanloop van de storm heeft weinig effect op de maximale golfhoogte die relevant is voor de benodigde kruinhoogte.
In bijlage 6 staan de uitgangspunten en de resultaten van de gevoeligheidsanalyse gepresenteerd.

3.4 Berekeningsresultaten Steunduin-groei (5 jaar) en Steunduin-50 (q=0,1 l/s/m)

Het benodigd volume om met een steunduin de golfoverslag te reduceren is bepaald door de hoeveelheid zand te berekenen die benodigd is om het profiel van de rekenraai te verhogen tot het benodigde profiel met een steunduin. De hoeveelheid zand is dus de hoeveelheid zand 'tussen het profiel met steunduin en de rekenraai. Het kan zijn dat tussen het jaar van de rekenraai en nu aanzanding heeft plaatsgevonden en dat in het huidige profiel meer zand aanwezig is. De benodigde hoeveelheid zand zal in dat geval kleiner zijn.

Tabel 13 Berekeningsresultaten steunduin raai 11.5 km

Raai 11.5 km, jaar: 2000, kruinhoogte zand = NAP + 9,74 m, kruinhoogte asfalt = NAP + 9,7 m, 35 uur storm, H_s = 5,1 m en T_p = 11,4 s (scenario's 5 en 50 jaar), H_s = 5,4 m en T_p = 11,7 s (scenario 100 jaar)				
Scenario	**Kruinbreedte [m]**	**H_s bij teen volgens Durosta [m]**	**Kruinhoogte voor kruinbreedte van 0 m voor max. 0,11 l/s/m [m NAP]**	**Golfoverslag bij huidige kruinhoogte [l/s/m]**
Scenario, 5 jaar	**0**	0,64	6,7	0,00
Basis gemiddeld scenario, 50 jaar	**0**	0,66	7,6	0,00
Conclusies:				
Conclusie 5 jaar:	*Geen steunduin benodigd omdat de benodigde kruinhoogte voor 0,1 l/s/m lager is dan de huidige kruinhoogte*			
Conclusie 50 jaar:	*Geen steunduin benodigd omdat de benodigde kruinhoogte voor 1 l/s/m lager is dan de huidige kruinhoogte*			

Tabel 14 Berekeningsresultaten steunduin raai 11.75 km

Raai 11.75 km, jaar: 2003, kruinhoogte zand = NAP + 10,69 m, kruinhoogte asfalt = NAP + 9,7 m, 35 uur storm, H_s = 5,1 m en T_p = 11,4 s (scenario's 5 en 50 jaar), H_s = 5,4 m en T_p = 11,7 s (scenario 100 jaar)				
Scenario	**Kruinbreedte [m]**	**H_s bij teen volgens Durosta [m]**	**Kruinhoogte voor kruinbreedte van 0 m voor max. 0,11 l/s/m [m NAP]**	**Golfoverslag bij huidige kruinhoogte [l/s/m]**
Scenario, 5 jaar	**16**	1,18	9,5	0,066
Basis gemiddeld scenario, 50 jaar	**24**	1,15	9,6	0,085
Conclusies:				
Conclusie 5 jaar:	Steunduin met kruinbreedte van **16 m** benodigd (190 m³)			
Conclusie 50 jaar:	Steunduin met kruinbreedte van **24 m** benodigd (205 m³)			

Tabel 15 Berekeningsresultaten steunduin raai 12.0 km

Raai 12.0 km, jaar: 1997, kruinhoogte zand = NAP + 9,67 m, kruinhoogte asfalt = NAP + 9,7 m, 35 uur storm, H_s = 5,1 m en T_p = 11,4 s (scenario's 5 en 50 jaar), H_s = 5,4 m en T_p = 11,7 s (scenario 100 jaar)				
Scenario	**Kruinbreedte [m]**	**H_s bij teen volgens Durosta [m]**	**Kruinhoogte voor kruinbreedte van 0 m voor max. 0,11 l/s/m [m NAP]**	**Golfoverslag bij huidige kruinhoogte [l/s/m]**
Scenario, 5 jaar	**24**	1,22	9,6	0,088
Basis gemiddeld scenario, 50 jaar	**32**	1,15	9,6	0,079
Conclusies:				
Conclusie 5 jaar:	Steunduin met kruinbreedte van **24 m** benodigd (275 m³)			
Conclusie 50 jaar:	Steunduin met kruinbreedte van **32 m** benodigd (290 m³)			

Tabel 16 Berekeningsresultaten steunduin raai 12.25 km

Raai 12.25 km, jaar: 1992, kruinhoogte zand = NAP + 9,67 m, kruinhoogte asfalt = NAP + 9,7 m, 35 uur storm, H_s = 5,1 m en T_p = 11,4 s (scenario's 5 en 50 jaar), H_s = 5,4 m en T_p = 11,7 s (scenario 100 jaar)				
Scenario	**Kruinbreedte [m]**	**H_s bij teen volgens Durosta [m]**	**Kruinhoogte voor kruinbreedte van 0 m voor max. 0,11 l/s/m [m NAP]**	**Golfoverslag bij huidige kruinhoogte [l/s/m]**
Scenario, 5 jaar	**26**	1,19	9,5	0,066
Basis gemiddeld scenario, 50 jaar	**40**	1,08	9,3	0,038
Conclusies:				
Conclusie 5 jaar:	Steunduin met kruinbreedte van **26 m** benodigd (330 m³)			
Conclusie 50 jaar:	Steunduin met kruinbreedte van **40 m** benodigd (405 m³)			

Tabel 17 Berekeningsresultaten steunduin raai 12.5 km

Raai 12.5 km, jaar: 1996, kruinhoogte zand = NAP + 10,36 m, kruinhoogte asfalt = NAP + 9,7 m, 35 uur storm, H_s = 5,1 m en T_p = 11,4 s (scenario's 5 en 50 jaar), H_s = 5,4 m en T_p = 11,7 s (scenario 100 jaar)				
Scenario	**Kruinbreedte [m]**	**H_s bij teen volgens Durosta [m]**	**Kruinhoogte voor kruinbreedte van 0 m voor max. 0,11 l/s/m [m NAP]**	**Golfoverslag bij huidige kruinhoogte [l/s/m]**
Scenario, 5 jaar	**20**	1,22	9,7	0,091
Basis gemiddeld scenario, 50 jaar	**34**	1,09	9,4	0,044
Conclusies:				
Conclusie 5 jaar:	Steunduin met kruinbreedte van **20 m** benodigd (230 m³)			
Conclusie 50 jaar:	Steunduin met kruinbreedte van **34 m** benodigd (295 m³)			

Tabel 18 Berekeningsresultaten steunduin raai 12.75 km

Raai 12.75 km, jaar: 1995, kruinhoogte zand = NAP + 9,72 m, kruinhoogte asfalt = NAP + 9,7 m, 35 uur storm, H_s = 5,1 m en T_p = 11,4 s (scenario's 5 en 50 jaar), H_s = 5,4 m en T_p = 11,7 s (scenario 100 jaar)				
Scenario	**Kruinbreedte [m]**	**H_s bij teen volgens Durosta [m]**	**Kruinhoogte voor kruinbreedte van 0 m voor max. 0,11 l/s/m [m NAP]**	**Golfoverslag bij huidige kruinhoogte [l/s/m]**
Scenario, 5 jaar	**8**	1,22	9,7	0,094
Basis gemiddeld scenario, 50 jaar	**16**	1,16	9,6	0,087
Conclusies:				
Conclusie 5 jaar:	Steunduin met kruinbreedte van **8 m** benodigd (45 m³)			
Conclusie 50 jaar:	Steunduin met kruinbreedte van **16 m** benodigd (60 m³)			

Tabel 19 Berekeningsresultaten steunduin raai 13.0 km

Raai 13.0 km, jaar: 1996, kruinhoogte zand = NAP + 11,26 m, kruinhoogte asfalt = NAP + 9,7 m, 35 uur storm, H_s = 5,1 m en T_p = 11,4 s (scenario's 5 en 50 jaar), H_s = 5,4 m en T_p = 11,7 s (scenario 100 jaar)				
Scenario	**Kruinbreedte [m]**	**H_s bij teen volgens Durosta [m]**	**Kruinhoogte voor kruinbreedte van 0 m voor max. 0,11 l/s/m [m NAP]**	**Golfoverslag bij huidige kruinhoogte [l/s/m]**
Scenario, 5 jaar	Geen berekening uitgevoerd, geen steunduin benodigd			
Basis gemiddeld scenario, 50 jaar	Geen berekening uitgevoerd, geen steunduin benodigd			
Conclusies:				
Conclusie 5 jaar:	*Geen steunduin benodigd omdat de benodigde kruinhoogte voor 0,1 l/s/m lager is dan de huidige kruinhoogte*			
Conclusie 50 jaar:	*Geen steunduin benodigd omdat de benodigde kruinhoogte voor 1 l/s/m lager is dan de huidige kruinhoogte*			

3.5 Berekeningsresultaten Binnendijk- 50 en Binnendijk-100 (q=1 l/s/m)

Tabel 20 Berekeningsresultaten Binnendijk raai 11.5 km

Raai 11.5 km, jaar: 2000, kruinhoogte zand = NAP + 9,74 m, kruinhoogte asfalt = NAP + 9,7 m, 35 uur storm, H_s = 5,1 m en T_p = 11,4 s (scenario 50 jaar), H_s = 5,4 m en T_p = 11,7 s (scenario 100 jaar)				
Scenario	**Ontgrondingskuil [m]**	**H_s bij teen volgens Durosta [m]**	**Benodigde kruinhoogte voor max. 1 l/s/m [m NAP]**	**Golfoverslag bij Huidige kruinhoogte [l/s/m]**
Basis gemiddeld scenario, 50 jaar	n.v.t.	0,66	**7,0**	0,00
Robuust maximum scenario, 100 jaar	n.v.t.	0,86	**8,5**	0,03
Conclusies:				
Conclusie 50 jaar:	*Geen binnendijk benodigd omdat de berekende kruinhoogte voor 1l/s/m lager is dan de huidige kruinhoogte*			
Conclusie 100 jaar:	*Geen binnendijk benodigd omdat de berekende kruinhoogte voor 1l/s/m lager is dan de huidige kruinhoogte*			

Tabel 21 Berekeningsresultaten Binnendijk raai 11.75 km

Raai 11.75 km, jaar: 2003, kruinhoogte zand = NAP + 10,69 m, kruinhoogte asfalt = NAP + 9,7 m, 35 uur storm, H_s = 5,1 m en T_p = 11,4 s (scenario 50 jaar), H_s = 5,4 m en T_p = 11,7 s (scenario 100 jaar)				
Scenario	**Ontgrondingskuil [m]**	**H_s bij teen volgens Durosta [m]**	**Benodigde kruinhoogte voor max. 1 l/s/m [m NAP]**	**Golfoverslag bij Huidige kruinhoogte [l/s/m]**
Basis gemiddeld scenario, 50 jaar	n.v.t.	1,94	**11,0**	9,53
Robuust maximum scenario, 100 jaar	n.v.t.	2,25	**12,5**	48,19
Conclusies:				
Conclusie 50 jaar:	Binnendijk met een kruinhoogte van **NAP +11,0 m**			
Conclusie 100 jaar:	Binnendijk met een kruinhoogte van **NAP +12,5 m**			

Tabel 22 Berekeningsresultaten Bbinnendijk raai 12.0 km

Raai 12.0 km, jaar: 1997, kruinhoogte zand = NAP + 9,67 m, kruinhoogte asfalt = NAP + 9,7 m, 35 uur storm, H_s = 5,1 m en T_p = 11,4 s (scenario 50 jaar), H_s = 5,4 m en T_p = 11,7 s (scenario 100 jaar)				
Scenario	**Ontgrondingskuil [m]**	**H_s bij teen volgens Durosta [m]**	**Benodigde kruinhoogte voor max. 1 l/s/m [m NAP]**	**Golfoverslag bij Huidige kruinhoogte [l/s/m]**
Basis gemiddeld scenario, 50 jaar	n.v.t.	2,52	**12,1**	22,21
Robuust maximum scenario, 100 jaar	n.v.t.	2,74	**13,3**	90,64
Conclusies:				
Conclusie 50 jaar:	Binnendijk met een kruinhoogte van **NAP +12,1 m**			
Conclusie 100 jaar:	Binnendijk met een kruinhoogte van **NAP +13,3 m**			

Tabel 23 Berekeningsresultaten Binnendijk raai 12.25 km

Raai 12.25 km, jaar: 1992, kruinhoogte zand = NAP + 9,67 m, kruinhoogte asfalt = NAP + 9,7 m, 35 uur storm, H_s = 5,1 m en T_p = 11,4 s (scenario 50 jaar), H_s = 5,4 m en T_p = 11,7 s (scenario 100 jaar)				
Scenario	**Ontgrondingskuil [m]**	**H_s bij teen volgens Durosta [m]**	**Benodigde kruinhoogte voor max. 1 l/s/m [m NAP]**	**Golfoverslag bij Huidige kruinhoogte [l/s/m]**
Basis gemiddeld scenario, 50 jaar	n.v.t.	2,49	**12,1**	21,11
Robuust maximum scenario, 100 jaar	n.v.t.	2,74	**13,3**	91,47
Conclusies:				
Conclusie 50 jaar:	Binnendijk met een kruinhoogte van **NAP +12,1 m**			
Conclusie 100 jaar:	Binnendijk met een kruinhoogte van **NAP +13,3 m**			

Tabel 24 Berekeningsresultaten Binnendijk raai 12.5 km

Raai 12.5 km, jaar: 1996, kruinhoogte zand = NAP + 10,36 m, kruinhoogte asfalt = NAP + 9,7 m, 35 uur storm, H_s = 5,1 m en T_p = 11,4 s (scenario 50 jaar), H_s = 5,4 m en T_p = 11,7 s (scenario 100 jaar)				
Scenario	**Ontgrondingskuil [m]**	**H_s bij teen volgens Durosta [m]**	**Benodigde kruinhoogte voor max. 1 l/s/m [m NAP]**	**Golfoverslag bij Huidige kruinhoogte [l/s/m]**
Basis gemiddeld scenario, 50 jaar	n.v.t.	2,34	**11,8**	16,61
Robuust maximum scenario, 100 jaar	n.v.t.	2,48	**12,9**	66,50
Conclusies:				
Conclusie 50 jaar:	Binnendijk met een kruinhoogte van **NAP +11,8 m**			
Conclusie 100 jaar:	Binnendijk met een kruinhoogte van **NAP +12,9 m**			

Tabel 25 Berekeningsresultaten Binnendijk raai 12.75 km

Raai 12.75 km, jaar: 1995, kruinhoogte zand = NAP + 9,72 m, kruinhoogte asfalt = NAP + 9,7 m, 35 uur storm, H_s = 5,1 m en T_p = 11,4 s (scenario 50 jaar), H_s = 5,4 m en T_p = 11,7 s (scenario 100 jaar)				
Scenario	**Ontgrondingskuil [m]**	**H_s bij teen volgens Durosta [m]**	**Benodigde kruinhoogte voor max. 1 l/s/m [m NAP]**	**Golfoverslag bij Huidige kruinhoogte [l/s/m]**
Basis gemiddeld scenario, 50 jaar	n.v.t.	1,36	**9,3**	0,44
Robuust maximum scenario, 100 jaar	n.v.t.	1,79	**11,6**	15,31
Conclusies:				
Conclusie 50 jaar:	Binnendijk met een kruinhoogte van **NAP +9,3 m**			
Conclusie 100 jaar:	Binnendijk met een kruinhoogte van **NAP +11,6 m**			

Tabel 26 Berekeningsresultaten Binnendijk raai 13.0 km

Raai 13.0 km, jaar: 1996, kruinhoogte zand = NAP + 11,26 m, kruinhoogte asfalt = NAP + 9,7 m, 35 uur storm, H_s = 5,1 m en T_p = 11,4 s (scenario 50 jaar), H_s = 5,4 m en T_p = 11,7 s (scenario 100 jaar)				
Scenario	**Ontgrondingskuil [m]**	**H_s bij teen volgens Durosta [m]**	**Benodigde kruinhoogte voor max. 1 l/s/m [m NAP]**	**Golfoverslag bij Huidige kruinhoogte [l/s/m]**
Basis gemiddeld scenario, 50 jaar	n.v.t.	0 (golf reeds gebroken)	**n.v.t.**	n.v.t.
Robuust maximum scenario, 100 jaar	*n.v.t.*	*0 (golf reeds gebroken)*	***n.v.t.***	*n.v.t.*
Conclusies:				
Conclusie 50 jaar:	*Geen binnendijk benodigd omdat de berekende kruinhoogte voor 1l/s/m lager is dan de huidige kruinhoogte*			
Conclusie 100 jaar:	*Geen binnendijk benodigd omdat de berekende kruinhoogte voor 1l/s/m lager is dan de huidige kruinhoogte*			

4 BEPALING OMVANG AANLEG EN ONDERHOUD ALTERNATIEVEN

In dit hoofdstuk worden de resultaten van de uitgevoerde veiligheidsberekeningen en morfologiestudie gecombineerd om de benodigde omvang voor aanleg en onderhoud van de alternatieven te kunnen bepalen. Deze omvang heeft betrekking op dijkhoogte en zandvolumes die moeten worden gerealiseerd/ aangelegd. Achtereenvolgens worden behandeld:

- aanlegvolumes van de alternatieven;
- onderhoudsvolumes van de alternatieven;
- totaal benodigde zandvolumes van de alternatieven.

4.1 Omvang aanleg alternatieven

4.1.1 Minimum aanleghoogte Binnendijk alternatieven

Ten behoeve van de aanleg van het alternatief Binnendijk dient de kruin van de dijk te worden verhoogd en landwaarts te worden verbreed. De kosten van de aanleg van het alternatief door het verhogen en verbreden van de dijk komen terug in de kostenraming. Dit is o.a. bepaald op basis van de benodigde kruinverhoging berekend met de veiligheidsberekeningen (zie hoofdstuk 3).
De kruinhoogtes die staan weergegeven in hoofdstuk 3, inclusief overhoogte en zettingen, moeten minimaal aangelegd worden bij de versterking van de dijk.
Afgesproken is dat minimaal benodigde kruinhoogte wordt aangelegd zoals deze is berekend voor de raaien en dat deze vervolgens landschappelijk wordt ingepast. Het lengteprofiel over de kruin is weergegeven in een tekening die is bijgevoegd in het versterkingsplan.

4.1.2 Minimum aanleg volumes Steunduin alternatieven

Voor de aanleg van het Steunduin alternatief zijn wel zandhoeveelheden nodig aan de zeezijde van het Flaauwe Werk. Omdat bij het uitvoeren van de veiligheidsberekeningen twee uitgangspunten gehanteerd zijn die een invloed hebben op de vertaling van de resultaten van de veiligheidsberekeningen naar werkelijk aan te leggen volumes moet hiermee rekening gehouden worden. Deze uitgangspunten zijn:

- de bodem stijgt mee met de zeespiegelstijging (evt. door het uitvoeren van suppleties);
- het profiel gebruikt bij de veiligheidsberekeningen benadert zo goed mogelijk de basiskustlijn (MKL~BKL).

Voor de vertaling van de volumes berekend met de veiligheidsberekeningen naar de werkelijk aan te leggen volumes (in 2006) is de volgende correctie toegepast:

- Correctie verschil bodemstijging: de aanlegvolumes met de veiligheidsberekeningen zijn bepaald inclusief de verwachte bodemstijging. Op dit moment heeft geen bodemstijging plaatsgevonden en dient een groter volume aangelegd te worden.
- Correctie profiel 2005: de gebruikte rekenraai voor de veiligheidsberekeningen representeert niet de situatie in 2005. Omdat in 2005 meer zand in het profiel aanwezig is dan in de rekenraai is voor de aanleg van het minimum Steunduin minder zand benodigd.

De bovenstaande correcties worden toegelicht in de volgende subparagrafen.

Correctie volumes veiligheidsberekeningen bodemstijging

Aanlegvolume (m^3/m)

Met behulp van veiligheidsberekeningen is bepaald hoe groot de afmeting van het minimum Steunduin volume moet zijn. Uit de uitvoer van de veiligheidsberekeningen kan redelijk nauwkeurig de benodigde kruinbreedte van het Steunduin worden afgelezen. Vervolgens is in Excel een profiel geconstrueerd met deze kruinbreedte en is het volume van het minimum Steunduin bepaald ten opzichte van de verhoogde rekenraai. Bij het doorrekenen van de veiligheidsberekeningen wordt er namelijk vanuit gegaan dat een bodemverhoging optreedt gelijk aan de voorspelde zeespiegelstijging gedurende de planperiode. Hierdoor worden met behulp van deze methode kleinere aanlegvolumes voor het steunduin berekend dan op dit moment aangelegd moeten worden.

Door de benodigde breedtes van de kruin van het steunduin in te voeren in Autocad (hiermee worden de technische ontwerpen gemaakt) is het mogelijk om de benodigde aanlegvolumes te bepalen ten opzichte van de niet verhoogde rekenraai. De verschillen tussen beide aanlegvolumes voor Steunduin-50 en Steunduin-groei staan weergegeven in respectievelijk Tabel 27 en Tabel 28.

Tabel 27 Verschil aanlegvolumes veiligheidsberekeningen en autocad voor het Steunduin-50 alternatief (volumes ten opzichte van de rekenraai)

Raai	Volume (m3/m) veiligheidsberek.	Volume (m3/m) autocad
11,5	0	0
11,75	205	247
12	290	337
12,25	405	455
12,5	295	336
12,75	60	72
13	0	0

Tabel 28 Verschil aanlegvolumes veiligheidsberekeningen en autocad voor het Steunduin-groei alternatief (volumes ten opzichte van de rekenraai)

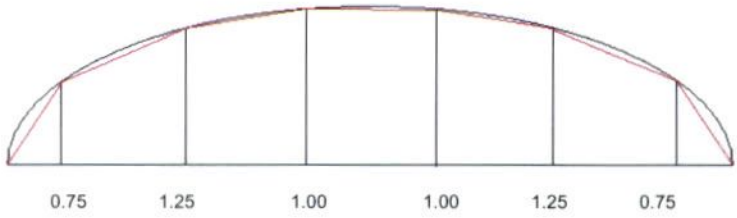
Raai	Volume (m3/m) veiligheidsberekeningen	Volume (m3/m) autocad
11,5	0	0
11,75	190	197
12	275	284
12,25	330	344
12,5	230	223
12,75	45	44
13	0	0

De volumes in Tabel 27 en Tabel 28 weergegeven in lichtblauw worden gebruikt bij het bepalen van de benodigde aanlegvolumes van het minimum Steunduin.

Aanlegvolume (m^3)

Om het totaal benodigde aanlegvolume te kunnen bepalen moet het volume in (m^3/m) omgerekend worden naar (m^3). Dit zou simpelweg plaats kunnen vinden door de aanlegvolumes te vermenigvuldigen met de onderlinge afstand tussen de raaien (250 meter). De ervaring leert echter dat op deze wijze een onderschatting van het benodigde volume plaats vindt. Met name aan de randen van het aan te leggen volume vindt deze onderschatting plaats. Door de buitenste raaien voor ¾ mee te laten tellen en de hiernaast liggende raaien voor 1¼ (en de overige raaien gewoon 1 x) worden iets grotere volumes ingeschat die de werkelijk benodigde volumes beter benaderen (zie Afbeelding 29). Deze methode is daarom gebruikt voor het berekenen van de benodigde zandvolumes.

Afbeelding 29 'Gewicht' dat wordt toegekend aan de verschillende raaien bij het berekenen van volumes



Correctie volumes veiligheidsberekeningen profiel 2005

De in Tabel 27 en Tabel 28 weergegeven minimum aanlegvolumes zijn berekend ten opzichte van de rekenraai; het jaar van de Jarkusraai die het BKL profiel het beste benadert. In de meeste gevallen is in de huidige situatie meer zand aanwezig in het profiel (o.a. door het langslopen van de zandgolf) dan in de raai waar de benodigde volumes voor zijn bepaald. Op dit moment hoeft dus minder zand aangelegd te worden ten behoeve van het minimum Steunduin.

Het benodigde aan te leggen zandvolume (verschil tussen minimum steunduin en Jarkusraai 2005) is voor Steunduin-50 en Steunduin-groei voor iedere raai met behulp van het programma Autocad bepaald. In onderstaande tabel staan de nog benodigde zandvolumes ten behoeve van de aanleg van het minimum steunduin in het jaar 2005 gepresenteerd voor beide alternatieven.

Tabel 29 Benodigde zandvolumes ten behoeve van het minimum steunduin (Steunduin-50 en Steunduin-groei) in 2005 (startsituatie)

Raai	Steunduin-50	Steunduin-groei
	Benodigd zandvolume (m^3/m) in 2005	Benodigd zandvolume (m^3/m) in 2005
11,75	18	7
12	80	56
12,25	111	69
12,5	80	38
12,75	2	0

Bij de bepaling van de aan te brengen zandvolumes worden de zandvolumes, weergegeven in blauw, uit bovenstaande tabel gebruikt.

NB Opgemerkt dient te worden dat de benodigde zandvolumes bepaald zijn ten opzichte van de situatie in 2005. De uitvoering van de versterking staat echter gepland in 2007/ 2008. Met eventuele tussentijdse

aanzanding dan wel erosie gedurende deze periode ter plaatse van de benodigde versterking dient rekening gehouden te worden met de benodigde zandhoeveelheden ten tijde van de verbetering.

Aanlegvolume van het Steunduin

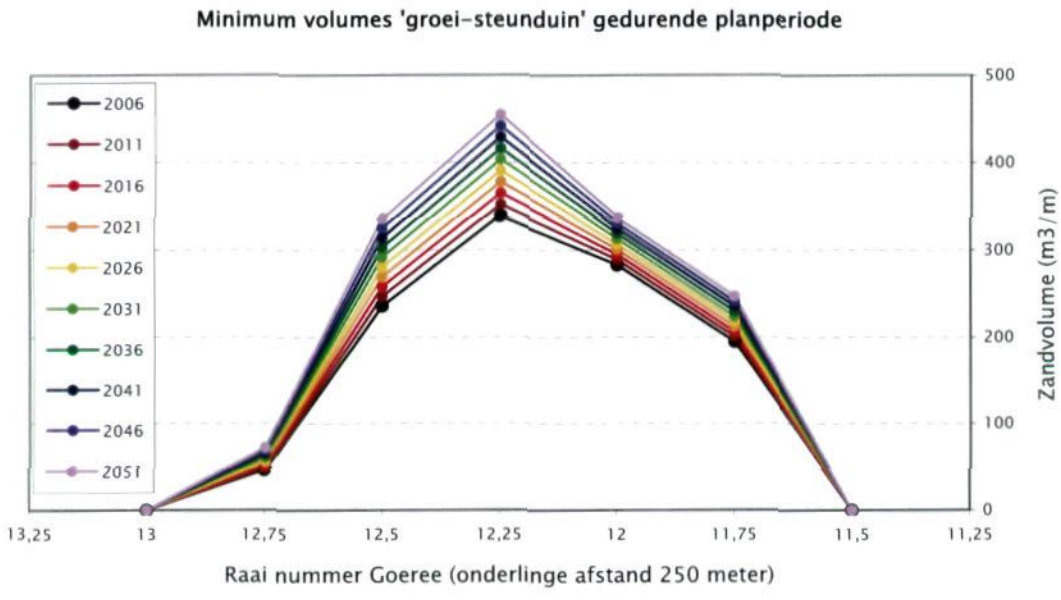
Het totaal aan te brengen zandvolume ten behoeve van het minimum Steunduin-50, rekening houdend met de reeds aanwezige zandvolumes in 2005, bedraagt 81.500 m^3.

Aanlegvolume van het Steunduin-groei

Het aan te brengen zandvolume bij het Steunduin-groei alternatief in de startsituatie (Steunduin 5 jaar) bedraagt 62.000 m^3. Het minimum aanlegvolume neemt bij dit alternatief in de loop van de planperiode toe. Elke 5 jaar dient er ca 2.000 m^3 gesuppleerd te worden ten behoeve van de groei van het minimum benodigde steunduin. Aan het einde van de planperiode is op deze wijze een minimum steunduin aanwezig gelijk aan het Steunduin-50 alternatief.

Het principe van het Steunduin-groei alternatief wordt uitgebeeld in Afbeelding 30.

Afbeelding 30 Verloop minimum steunduin volumes in de tijd van het 'Steunduin-groei' alternatief



4.2 Onderhoud alternatieven

4.2.1 Referentiesituatie

De onderhoudsbehoefte in de referentiesituatie is in de morfologische studie bepaald voor een groter traject dan alleen het Flaauwe Werk. De daadwerkelijke versterking van het Flaauwe Werk dient slechts over een deel van het geanalyseerde traject plaats te vinden, namelijk bij het 50 jaar scenario met een overslagdebiet van q =1 l/s/m van raai 11,75 tot en met raai 12,50. Om het onderhoud en de uiteindelijke kosten van de verschillende alternatieven goed te kunnen vergelijken met de referentiesituatie is het van belang dat in de referentiesituatie alleen het onderhoud ter plaatse van de benodigde versterking wordt gepresenteerd.

Tabel 30 Verwachte benodigde onderhoudsbehoefte van het referentiealternatief ter plaatse van de benodigde versterking in het 50 jaar middenscenario

Jaar	Onderhoud (m^3)
2006	+
2011	+
2016	+
2021	100.000
2026	200.000
2031	200.000
2036	200.000
2041	200.000
2046	200.000
2051	200.000
Totaal onderhoud (m^3)	**1.300.000**

De plussen in de tabel geven weer dat verwacht wordt dat geen onderhoud nodig is in de betreffende periode in verband met het langslopen van de longitudinale zandgolf (zie hoofdstuk 2, paragraaf 2.5.3).
Op basis van bovenstaande tabel wordt verwacht dat voor het onderhoud van de kustzone in de referentiesituatie ter plaatse van de benodigde ingreep een volume van 1.300.000 m^3 gesuppleerd dient te worden.

4.2.2 Binnendijk-50

Bij het alternatief Binnendijk is de onderhoudsbehoefte gelijk aan de referentiesituatie, aangezien bij de binnendijk alternatieven geen ingreep plaatsvindt aan de zeezijde van het Flaauwe Werk en de onderhoudsbehoefte in de referentiesituatie is bepaald voor het scenario waarmee het Binnendijk-50 alternatief is berekend. Het benodigde onderhoud voor het Binnendijk-50 alternatief wordt dus weergegeven in Tabel 30.

4.2.3 Binnendijk-100

De dijkversterking dient bij het Binnendijk-100 alternatief plaats te vinden over 1 raai meer dan in het Binnendijk-50 alternatief, namelijk van raai 11,75 tot en met raai 12,75. Ondanks dat aan de zeezijde van de huidige dijk bij dit alternatief geen ingreep benodigd is, is het onderhoud van dit alternatief Groter dan in de referentiesituatie (en het Binnendijk-50 alternatief). Ter vergelijking van de alternatieven wordt namelijk het onderhoud beschreven ter plaatse van de versterking. Omdat de versterking bij dit alternatief plaatsvindt over een grotere afstand neemt als gevolg hiervan het onderhoud van het alternatief als geheel ook toe. Het onderhoud per strekkende meter is uiteraard hetzelfde. In de onderstaande tabel wordt het benodigde onderhoud van het Binnendijk-100 alternatief weergegeven.

Tabel 31 Verwachte benodigde onderhoudsbehoefte van het Binnendijk-100 alternatief

Jaar	Onderhoud (m^3)
2006	+
2011	+
2016	+
2021	150.000
2026	250.000
2031	250.000
2036	250.000
2041	250.000
2046	250.000
2051	250.000
Totaal onderhoud (m^3)	**1.650.000**

4.2.4 Steunduin-50 (q = 0,1 l/s/m)

De totaal benodigde minimum omvang van het Steunduin-50 alternatief bedraagt 384.000 m^3. Volgens de relatie tussen aanlegvolume en onderhoudsbehoefte uit de morfologiestudie (zie paragraaf 2.8.3) hoort bij deze omvang van het steunduin een onderhoudsbehoefte van 507 (m^3/m)/ 5 jaar. Dit resulteert in een aan te brengen onderhoudsvolumes van 633.900 m^3/ 5 jaar.

4.2.5 Steunduin-groei (q = 0,1 l/s/m)

De totale omvang van het minimum steunduin in de startsituatie van het Steunduin-groei bedraagt 292.500 m^3. Dit resulteert in een onderhoudsbehoefte van 434 (m^3/m)/ 5 jaar (zie paragraaf 2.8.3). Gedurende de planperiode neemt het onderhoud van het steunduin toe, om dat de minimum volumes van het steunduin ook toenemen. In onderstaande tabel staan de onderhoudsvolumes per onderhoudsperiode weergegeven.

Tabel 32 Verwachte benodigde onderhoudsbehoefte van het Steunduin-groei alternatief

Jaar	Onderhoud (m^3)
2006	542.400
2011	552.600
2016	562.800
2021	572.900
2026	583.100
2031	593.200
2036	603.400
2041	613.600
2046	623.700
2051	633.900
Totaal onderhoud (m3)	**5.881.600**

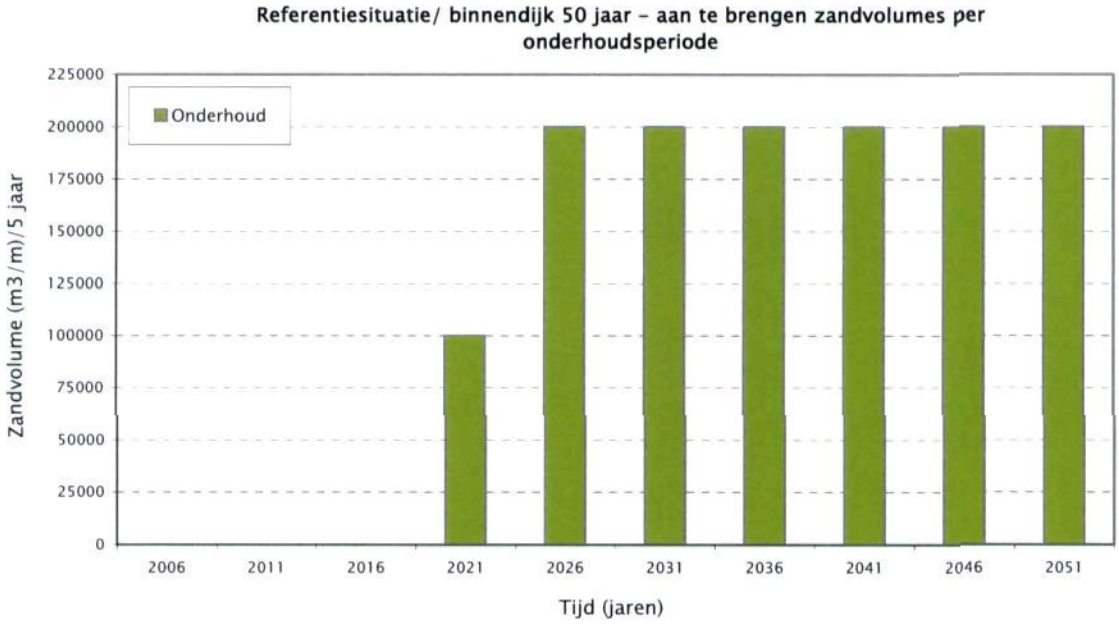
4.3 Totaal aan te brengen zandvolumes alternatieven

In deze paragraaf worden de verwachte aan te brengen zandvolumes en onderhoudsvolumes samen gepresenteerd.

4.3.1 Referentiesituatie en Binnendijk-50

In de referentiesituatie wordt slechts onderhoud van de kustzone gepleegd en geen zandvolume aangelegd ten behoeve van het alternatief. Aangezien is gebleken dat het onderhoud in het Binnendijk-50 alternatief gelijk is aan het referentiealternatief wordt de onderhoudsbehoefte van beide alternatieven in een afbeelding gepresenteerd (zie Afbeelding 31).

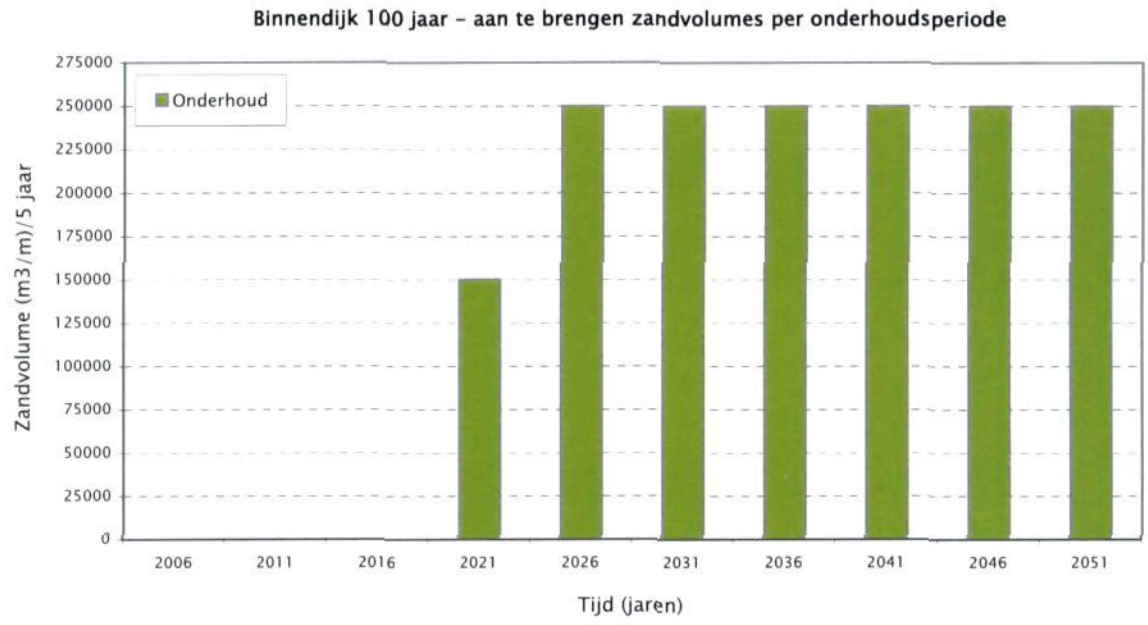
Afbeelding 31 Aan te brengen zandvolumes per onderhoudsperiode voor de referentiesituatie en het Binnendijk-50 alternatief



4.3.2 Binnendijk-100

Bij het Binnendijk-100 alternatief wordt alleen onderhoud gepleegd aan de kustzone en wordt geen zandvolume aangelegd ten behoeve van het alternatief. Het verwachte totaal aan te brengen zandvolume bij dit alternatief wordt weergegeven in Afbeelding 32.

Afbeelding 32 Aan te brengen zandvolumes per onderhoudsperiode voor het Binnendijk-100 alternatief



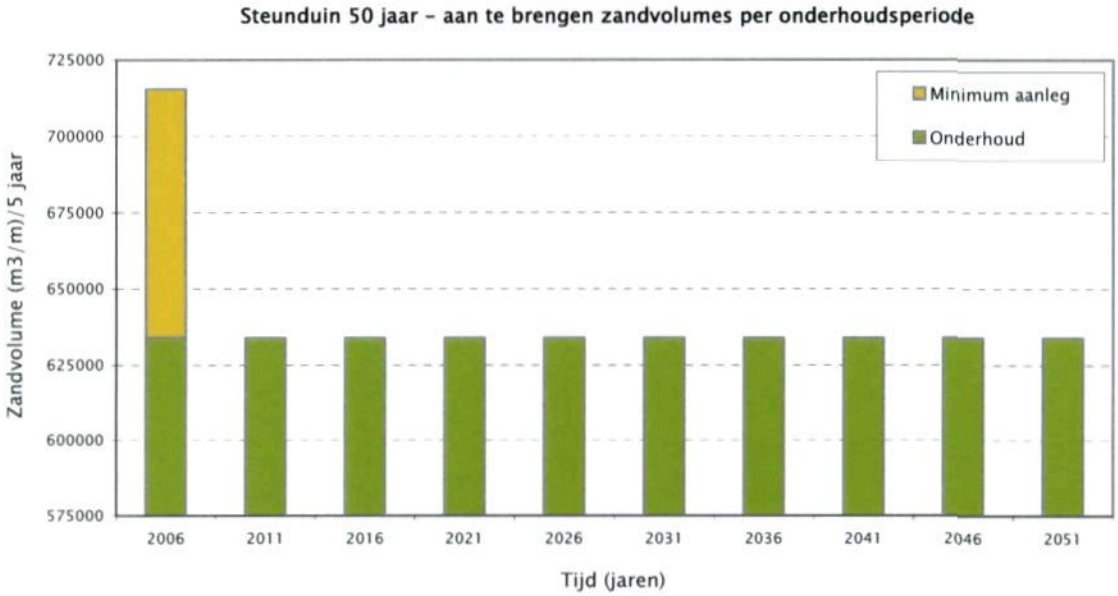
4.3.3 Steunduin-50 (q = 0,1 l/s/m)

Bij het alternatief Steunduin-50 dient initieel een minimum steunduinvolume te worden aangebracht naast het uitvoeren van onderhoudssuppleties iedere 5 jaar. In onderstaande tabel en afbeelding staan de aan te brengen volumes weergegeven.

Tabel 33 Overzicht aan te brengen zandvolumes voor Steunduin-50 alternatief

Jaar	Aan te leggen volume (m^3) t.b.v minimum steunduin	Onderhoud (m^3)	Totaal aan te leggen volume (m^3) in onderhoudsperiode
2006	81.500	633.900	715.400
2011	-	633.900	633.900
2016	-	633.900	633.900
2021	-	633.900	633.900
2026	-	633.900	633.900
2031	-	633.900	633.900
2036	-	633.900	633.900
2041	-	633.900	633.900
2046	-	633.900	633.900
2051	-	633.900	633.900
Totaal aan te leggen voor Steunduin-50			**6.420.500**

Afbeelding 33 Aan te brengen zandvolumes per onderhoudsperiode voor het Steunduin-50 alternatief



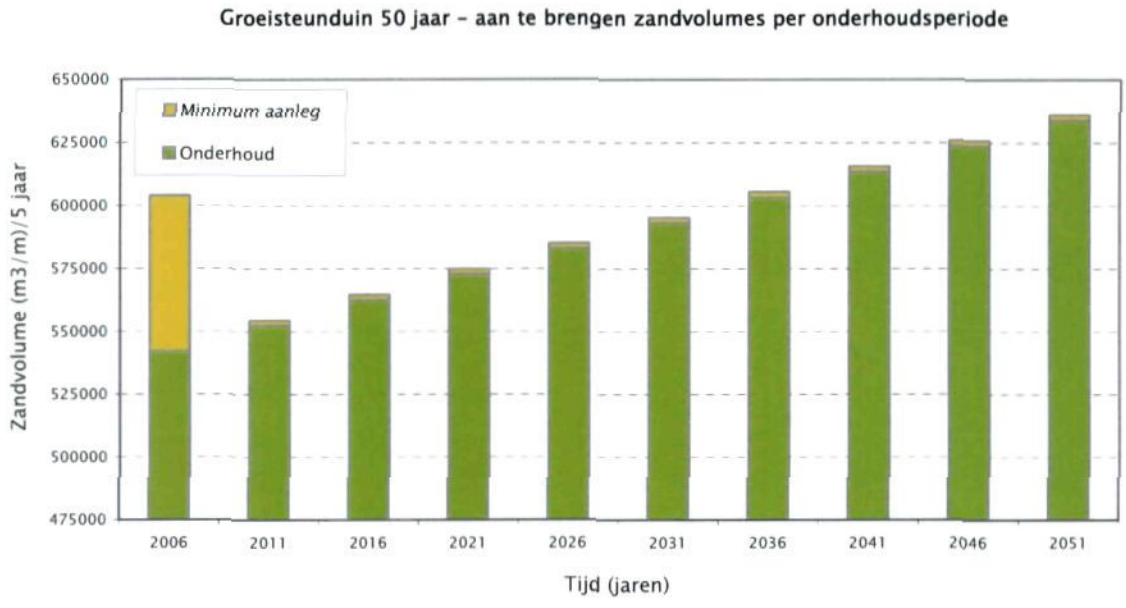
4.3.4 Steunduin-groei (q = 0,1 l/s/m)

Bij het Steunduin-groei neemt de omvang van het minimum steunduin toe en dienen gedurende de planperiode zandvolumes ten behoeve van het ontwerp te worden aangelegd. Tevens dient er onderhoud van de kustzone en de ingreep te worden gepleegd. De aanleg en onderhoudsvolumes staan weergegeven in onderstaande tabel en afbeelding.

Tabel 34 Overzicht aan te brengen zandvolumes voor het Steunduin-groei alternatief

Jaar	Aan te leggen volume (m3) t.b.v minimum steunduin	Onderhoud (m3)	Totaal aan te leggen volume (m3) in onderhoudsperiode
2006	62.000	542.400	604.400
2011	2.200	552.600	554.800
2016	2.200	562.800	565.000
2021	2.200	572.900	575.100
2026	2.200	583.100	585.300
2031	2.200	593.200	595.400
2036	2.200	603.400	605.600
2041	2.200	613.600	615.800
2046	2.200	623.700	625.900
2051	2.200	633.900	636.100
Totaal aan te leggen voor Steunduin-groei			**5.963.400**

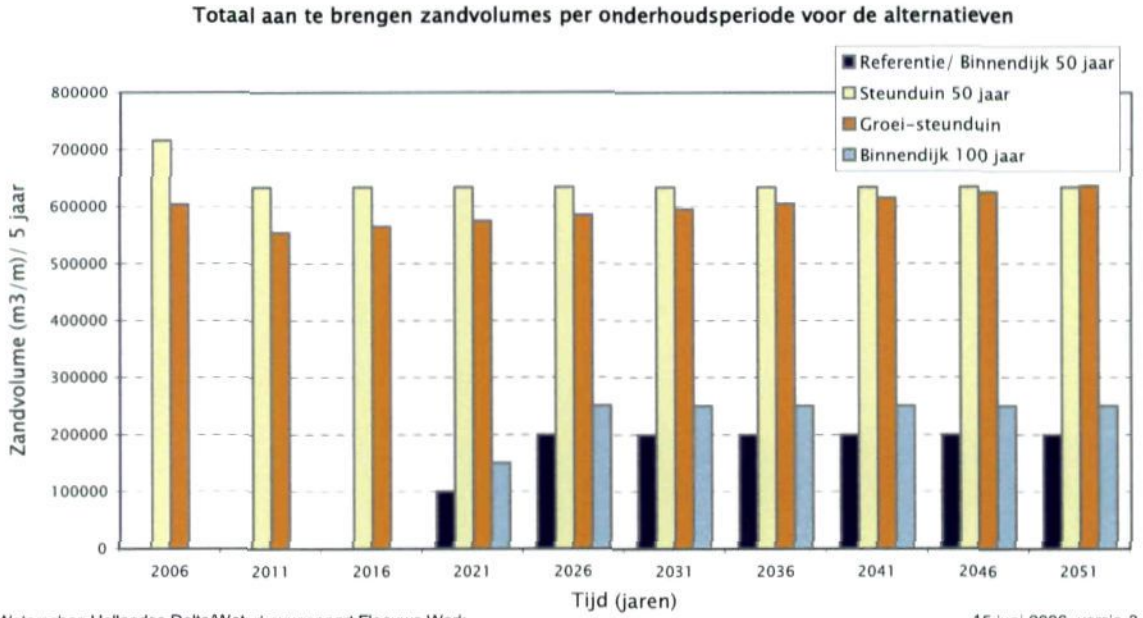
Afbeelding 34 Aan te brengen zandvolumes per onderhoudsperiode voor het Steunduin-groei alternatief



4.3.5 Vergelijking alternatieven

Ter vergelijking van de verschillende alternatieven staan de totaal aan te brengen zandvolumes gedurende de planperiode weergegeven in onderstaande afbeelding. Duidelijk te zien is dat de zandvolumes die aangebracht dienen te worden ten behoeve van de Steunduin alternatieven vele malen groter zijn dan van de alternatieven Binnendijk en het referentiealternatief. Tevens kan worden opgemerkt uit Afbeelding 33 en Afbeelding 34 dat het onderhoud dat gepleegd moet worden ten behoeve van de steunduin alternatieven vele malen groter is dan het benodigde minimum steunduinvolume. In dit onderhoud is voor alle alternatieven het onderhoud van de BKL zone en daarbuiten meegenomen.

Afbeelding 35 Totaal aan te brengen zandvolumes voor de verschillende alternatieven



5 GEOTECHNISCHE ANALYSE

5.1 Inleiding

Het Flaauwe Werk is gedefinieerd als 'zwakke schakel' in de Nederlandse kust, waarvoor verbetermaatregelen voorzien zijn. De twee veiligheidsproblemen die hierbij onderscheiden zijn betreffen het optreden van golfoverslag en het ontstaan van een ontgrondingskuil tijdens maatgevende omstandigheden. Met het ontwerp "Alternatief binnendijk 50" (tek.nr. FW-1-002, DHV, 06-06-'06) worden deze problemen ondervangen. In dit ontwerp zijn een kruinverhoging en een binnendijkse verzwaring van het grondlichaam voorzien. In voorliggend hoofdstuk zijn de resultaten opgenomen van de geotechnische aspecten van de waterkerende grondconstructie van dit ontwerp. Hiertoe zijn de verschillende geotechnische faalmechanismen beoordeeld conform de vigerende ontwerpleidraden.
Daarnaast zijn de resultaten opgenomen van de inventarisatie (KLIC-melding) van aanwezige ondergrondse niet-waterkerende objecten (kabels en leidingen) binnen de invloedssfeer van de waterkering.
Als laatste zijn in het kader van het grondstromenplan enkele milieuhygiënische aspecten beschreven ten behoeve van de uitvoering van de dijkverzwaring.

5.1.1 Doel

Het doel van de geotechnische analyse is het controleren van de eerste functie van de waterkerende grondconstructie van het basisontwerp in het versterkingsplan (VKA binnendijk 50), het beschermen van het achterland tegen inundatie bij hoge buitenwaterstanden.

Hierbij worden de volgende onderdelen onderscheiden:
- Beoordeling geschiktheid huidige geotechnische gegevens ten behoeve van ontwerp;
- Inventarisatie ruimte in huidig ontwerp ten aanzien van geotechnische faalmechanismen;
- Beoordelen invloed ontstaan ontgrondingskuil op stabiliteit zeewering;
- Opstellen ontwerpuitgangspunten voor geotechnisch profiel;

Daarnaast zullen enkele afgeleide gegevens geïnventariseerd worden:
- Door middel van een KLIC-melding zal informatie met betrekking tot kabels en leidingen verzameld worden;
- Ten aanzien van milieukundige aspecten zal in beeld worden gebracht welke gegevens benodigd zijn in het kader van eventuele grondstromen (aan- en afvoer van grond).

5.1.2 Conclusies

Geconcludeerd wordt dat voldoende geotechnisch onderzoek beschikbaar is voor het uitvoeren van ontwerpberekeningen voor versterking van het Flaauwe Werk. In het kader van de eerste wettelijke veiligheidsbeoordeling (Geodelft, 2000) is geotechnisch veldonderzoek uitgevoerd. Gezien de intensiteit van dit onderzoek en de variatie in aangetroffen bodemopbouw, wordt geconcludeerd dat deze informatie voldoet voor het opstellen van een dijkontwerp en bestek waarbij wordt uitgegaan van een verzwaring binnendijks.

Geconcludeerd wordt dat de geotechnische stabiliteit van de dijk zowel in de huidige toestand als van het toekomstig ontwerp voldoende is. Uit beoordeling van de toetsresultaten uit de eerste toetsronde (Geodelft, 2000) aangevuld met enkele berekeningen bij het belastingniveau behorend bij het ontwerp,

blijkt dat het profiel dusdanig ruim gekozen is dat de geotechnische stabiliteit van de huidige dijk altijd gewaarborgd is. In onderstaand overzicht zijn de gehanteerde ontwerpuitgangspunten en resultaten van de geotechnische analyse van het ontwerp opgenomen.

			toetsspoor geotechnische analyse [3]							
ontwerp	HR [2]	kruinhoogte	STPH		STBI		STBU		STMI	
	[m tov NAP]	[m tov NAP]	ben.	besch.	ben.	ber.	ben.	ber.	ben.	besch.
50 jaar [1]	4,95	12,6	71,1	126	1,2	1,87	1,12	>1,33	2,2	5
100 jaar	5,40	14,5	79,2	147	1,2	>1,34	1,12	>1,33	2,2	5
200 jaar	6,35	16,0	96,3	165	1,2	1,34	1,12	1,33	2,2	5

1) basisontwerp Versterkingsplan (=VKA binnendijk 50)

2) Hydraulische Randvoorwaarden (gehanteerd als Toetspeil)

3) Toelichting toetssporen: STPH = Piping en heave (benodigde en beschikbare lengte [m])
STBI = Stabiliteit binnenwaarts (benodigde en berekende stabiliteitsfactor [-])
STBU = Stabiliteit buitenwaarts (benodigde en berekende stabiliteitsfactor [-])
STMI = Microstabiliteit (benodigde en beschikbare taludhelling [1:x])

Op basis van bovenstaand overzicht wordt geconcludeerd dat zowel het voorkeursontwerp (binnendijk 50) als de ontwerpen voor 100 en 200 jaar (robuust) voldoen aan de geotechnische ontwerprandvoorwaarden. Hierbij wordt opgemerkt dat het ontstaan van een ontgrondingkuil geen negatieve invloed heeft op de veiligheidstoestand van de waterkering.

Nadere onderzoek wijst uit dat bij geen enkele raai een ontgrondingskuil ontstaat (zie hoofdstuk 3, veiligheidsberekeningen). Als gevolg van het zeer flauwe buitentalud heeft een dergelijke ontgronding aan de teen van de dijk geen negatieve invloed op de macrostabiliteit van het buitentalud, noch onder maatgevend hoogwater (MHW) omstandigheden, noch onder laag buitenwater (LB) condities. Aangezien de teen van de waterkering in tact blijft, blijft eveneens de aanwezige pipinglengte in stand, waarmee de veiligheid tegen het optreden van piping gegarandeerd is.

Geconcludeerd wordt dat een geotechnisch ontwerp gebaseerd op de huidige dimensies van de dijk een voldoende veilig profiel oplevert en dat het onderste deel van het binnentalud eventueel versteild kan worden tot 1:3. Bij het doorrekenen van de verschillende faalmechanismen is uitgegaan van een buitentaludhelling van 1:6. Voor het binnentalud is uitgegaan van een helling van 1:3, met een berm ter breedte van 4 à 5 m op 3m beneden de kruin. De berm heeft vanuit stabiliteitsoverwegingen een gunstige invloed, maar is om te voldoen aan de stabiliteiteisen niet noodzakelijk.

Uit de inventarisatie van de kabels en leidingen blijkt dat uitsluitend ter plaatse van de teen van de dijk in het oostelijk deel over een lengte van ca. 450 m een waterleiding en een elektriciteitskabel liggen en dat er verschillende nuts-voorzieningen naar de woning de Wulk aan de Westerweg lopen. Voor deze zones zijn echter geen verbeterwerkzaamheden voorzien, zodat geconcludeerd kan worden dat er in het ontwerp geen rekening gehouden hoeft te worden met het verplaatsen of verwijderen van of het nemen van *bijzondere maatregelen ten behoeve van kabels en leidingen.*
Voorliggend document beoogt het opstellen van de geotechnische ontwerpuitgangspunten voor het Flaauwe Werk. Voor inzicht in de huidige veiligheidstoestand van de waterkering, en dan met name ten aanzien van kabels en leidingen, wordt verwezen naar de veiligheidstoetsing welke de beheerder van de dijk vorig jaar heeft gerapporteerd aan het bevoegd gezag (provincie Zuid-Holland). Indien hieruit blijkt dat de kabels en leidingen in de huidige situatie niet aan de vereiste veiligheid voldoen, kan overwogen worden de aanpassing hiervan gelijk mee te nemen in het ontwerp.

Ter plaatse van het achterland (fietspad, parkeerplaats, ecologische zone, sloot en/of landbouwgronden) dient derhalve de huidige milieuhygiënische kwaliteit van de grond in beeld te worden gebracht. Zowel boven- en ondergrond als grondwater dienen onderzocht te worden conform de NEN5740. Dit geldt zowel voor de zone waar het ontwerp van de dijk betrekking op heeft als voor het nieuwe fietspad, de nieuwe parkeerplaats en de nieuwe ecologische zone, voor zover deze worden aangelegd op een nieuwe locatie. Vooralsnog worden op basis van de bestaande situatie geen problemen van milieutechnisch aard verwacht.

5.2 Gegevens met betrekking tot de geotechnische stabiliteit van het Flaauwe Werk

De algemene ontstaanswijze van het Flaauwe Werk wordt als volgt beschreven. De eerste aanleg van het Flaauwe Werk stamt reeds uit de 18e eeuw. Toen werd een kleidijk en strandhoofden aangelegd om de achteruitgang van dit kustgedeelte tegen te gaan. Na de stormvloed van 1953 was de in de loop der jaren aangelegde duinvoetverdediging grotendeels vernield en restte slechts een zeer smalle en veel te lage zeewering. Toen is besloten om binnenwaarts een nieuwe zeedijk (zandasfaltdijk) aan te leggen. De laatste versterking stamt uit 1981. Van de periode tot 1981 zijn geen veld- en/of laboratoriumgegevens bekend. Ook zijn geen geotechnische sterkteberekeningen aangetroffen voor de faalmechanismen die voor primaire waterkeringen onderscheiden zijn.

In 2000 is de zeewering getoetst op veiligheid tegen overstromen. In de rapportage door Geodelft zijn de resultaten van grondonderzoek opgenomen. Het betreft 15 sonderingen in kruin en achterland en drie handboringen, eveneens in het achterland van de dijk. Op basis van de binnendijkse sonderingen en handboringen is een geotechnisch lengteprofiel opgesteld. Op basis van het veldonderzoek wordt de geologie van het dijktracé als volgt omschreven: De ondergrond bestaat hoofdzakelijk uit zand, behorend tot de afzettingen van Duinkerken (Westland Formatie). De toplagen (max. 1,5m) bestaan uit jonge duinzanden met daaronder een kleilaag van maximaal 0,5m. Het dijklichaam is volledig opgebouwd uit zand. In Tabel 35 zijn geotechnische parameters opgenomen voor de onderscheiden grondlagen. Deze parameters zijn gebaseerd op tabel 1 van NEN6740.

Tabel 35 Rekenparameters Flaauwe Werk

Grondsoort	γ_{droog} [kN/m^3]	γ_{nat} [kN/m^3]	c' [kN/m^2]	φ' [°]
Dijkzand	17,0	20,0	0	25,7
Klei (Duinkerken)	18,0	18,0	6,7	19,0
Zand (Duinkerken)	17,0	20,0	0	25,7

γ=volumiek gewicht

c'= cohesie

φ'= hoek van interne wrijving

In Tabel 36 is de bepaling van de schadefactor weergegeven.

Tabel 36 Schadefactor Flaauwe Werk

deelfactor $\gamma_{n,f}$	1,09	jaar-overschrijdingsfrequentie van het ontwerppeil
deelfactor $\gamma_{n,c}$	1,07/1,00	instabiliteit al dan niet samenhangend met optreden hoogwater
deelfactor $\gamma_{n,L}$	1,03	lengte-effect
schadefactor γ_n	**1,2/1,12**	**voor respectievelijk binnen- en buitentalud**

5.3 Beoordeling informatie ten behoeve van geotechnisch ontwerp

Op basis van de toetsresultaten (Geodelft, 2000) en de ontwerppeilen voor 50 en 100 jaar[3] is de ruimte in het bestaande profiel beoordeeld voor de verschillende geotechnische faalmechanismen. Hierbij is het onderzoek naar de invloedsgrenzen[4] (Geodelft, 2000) als referentie voor het ontwerp gehanteerd.
Opgemerkt wordt dat zowel bij de veiligheidstoets als bij het bepalen van de invloedslijnen is uitgegaan van een dijkprofiel zonder de aanwezigheid van de (kunstmatige) duinenrij die op en voor de dijk aanwezig is. Deze duinenrij wordt gezien als flexibele kering, de dijk wordt beoordeeld als afslagprofiel nadat het duinmateriaal geërodeerd is.

5.3.1 Piping en heave

De dijk is beoordeeld als type dijk 2B, zanddijk op een zandondergrond. Opgemerkt wordt dat een type 2B dijk geen piping kent, mits bij aanleg geen sliblaagje is achtergebleven. De gedachte hierachter is dat, indien het materiaal uitspoelt bij de binnenteen van een zanddijk, er geen pipe zal kunnen ontstaan, omdat het gat direct weer instort aangezien zand cohesieloos is. Het uitspoelen van zanddeeltjes nabij de teen wordt in deze gezien als een probleem dat onder het spoor microstabiliteit wordt beoordeeld.
In dit geval wordt de kleilaag van maximaal 0,5 m die plaatselijk is aangetroffen als waterremmende laag gezien, waaronder mogelijk piping kan plaatsvinden. Een beoordeling op piping heeft derhalve plaatsgevonden in het kader van de veiligheidstoetsing. Aangezien niet duidelijk is in hoeverre de laag aaneengesloten is, is de weerstand van de laag in voor- en achterland van de waterkering niet meegenomen in de toets.
Op basis van de analyseresultaten wordt geconcludeerd dat er in het huidige profiel genoeg ruimte zit om veiligheid te bieden tegen piping bij zowel het ontwerppeil voor 50 (gemiddeld) als voor 100 jaar (robuust). De minimaal benodigde pipinglengte in het basisontwerp in het versterkingsplan (=VKA binnendijk 50) bedraagt ruim 71 m, de beschikbare lengte is 126 m.

5.3.2 Macrostabiliteit binnenwaarts

Op basis van de geometrie van de dijk wordt de veiligheid op basis van eenvoudige ontwerpregels onvoldoende bevonden. Aangezien geen ontwerpberekeningen bekend zijn heeft Geodelft ten behoeve van de toets enkele stabiliteitsberekeningen uitgevoerd. De berekende stabiliteitsfactor is getoetst aan de schadefactor van de waterkering. Hieruit blijkt dat de macrostabiliteit binnenwaarts van het Flaauwe Werk voldoende veilig is. Ook voor het profiel 2200 (200 jaar) zijn in het kader van het invloedslijnenonderzoek stabiliteitsberekeningen uitgevoerd. Ook hieruit wordt afgeleid dat bij de gehanteerde ontwerpuitgangspunten (behoud van taludhellingen binnen- en buitenwaarts) de veiligheid van macrostabiliteit binnenwaarts altijd voldoende gewaarborgd is. Alle berekende stabiliteitsfactoren (afbeelding 110 tot en met 112; bijlage 11) zijn hoger dan de schadefactor van de waterkering van 1,2.

5.3.3 Macrostabiliteit buitenwaarts

Aangezien voor het gehele getoetste dijkvak een voorland aanwezig is over aanzienlijke lengte, gelegen boven NAP 0m, wordt het onderdeel macrostabiliteit buitenwaarts op LB (laag buitenwater) beoordeeld op basis van de eenvoudige toetsregels. De waterkering beschikt over dusdanige afmetingen dat op basis

[3] Planstudie versterking Flaauwe Werk, Plan van aanpak fase 2, Prinvincie Zuid-Hollland/ Waterschap Hollandse Delta, november 2005. Het betreft het ontwerp 50 jaar op basis van gemiddeld scenario en het ontwerp 100 jaar robuust maximum scenario.

[4] Dit onderzoek is uitgevoerd op basis van de ontwerpgegevens bij DTH_{2200} (200 jaar robuust ontwerp), waarbij een kruinhoogte van NAP +16,0m is aangehouden.

van deze geometrische regels de score voldoende behaald wordt. Aangezien voor het ontwerp een gelijkblijvende taludhelling voorzien is en het ontwerp tevens geprojecteerd is met dezelfde teenlocatie, geldt deze score ook voor het ontwerppeil behorend bij 50 (gemiddeld) en voor 100 jaar (robuust).
Naast deze beoordeling op laag buitenwater, dient de standvastigheid van het voorland zelf beoordeeld te worden. Dit houdt in een beschouwing van de aspecten zettingsvloeiing en afschuiving van het voorland. Uit de resultaten van de veiligheidstoetsing (Geodelft, 2000) blijkt dat het profiel van het voorland dusdanige dimensies heeft dat een eventuele zettingsvloeiing of afschuiving van de vooroever geen nadelige consequenties heeft voor de stabiliteit van de waterkering. Aangezien het ontwerp van de dijk geen invloed heeft op de ligging en morfologie van het voorland, wordt geconcludeerd dat dit oordeel kan worden overgenomen voor de situatie behorend bij een ontwerpperiode van zowel 50 als 100 jaar. De berekende stabiliteit buitenwaarts (stabiliteitsfactor, figuur 105 tot en met 109; bijlage 11) is altijd hoger dan de schadefactor van 1,12 voor de waterkering.

5.3.4 Microstabiliteit

Onder het faalmechanisme piping en heave is geconstateerd dat gezien de opbouw van de dijk uittredend water in het binnentalud mogelijk een probleem kan vormen. In de veiligheidstoetsing (Geodelft, 2000) is derhalve de indringingsdiepte bepaald. Deze is dusdanig dat gezien de breedte van de dijk geen problemen met microstabiliteit verwacht worden. Aanvullend zijn in het kader van voorliggende studie enkele MSeep berekeningen uitgevoerd ter bepaling van waterdrukken in en naast de dijk tengevolge van hoogwater situaties. Hierin is tevens de invloed van neerslag meegenomen. Uit de berekeningen blijkt dat in de huidige situatie, noch in de beoordeelde ontwerpen voor 50 en 100 jaar, de waterdrukken aanleiding zullen geven tot het ontstaan van micro-instabiliteit. Daarnaast is voor de afdeklaag van het onderste binnentalud, bestaande uit een kleilaag met grasbetontegels, de veiligheid tegen opdrukken en afschuiven gecontroleerd. Voor zowel de huidige (1:3 bovenste deel binnentalud en 1:5 onderste deel talud) als een eventueel steiler talud (gehele binnentalud 1:3) is de veiligheid ten aanzien van microstabiliteit altijd voldoende gewaarborgd. Het kritische talud voor deze waterkering is 1:2,2.

5.3.5 Invloed ontstaan ontgrondingskuil op stabiliteit dijklichaam

Teneinde de invloed van een eventuele teenversterkende constructie te beoordelen is de invloed van het ontstaan van een ontgrondingskuil aan de buitenteen van de dijk op de geotechnische stabiliteit van de dijk in beeld gebracht. Hiervoor is de beïnvloeding op de betreffende faalmechanismen (piping en heave en macrostabiliteit buitenwaarts) in beeld gebracht. Macrostabilteit binnenwaarts en microstabiliteit worden niet negatief beïnvloed, aangezien de freatische lijn door de dijk niet wijzigt als gevolg van de ontgrondingskuil. In de beoordeling is uitgegaan van een ontgrondingskuil met een diepte van maximaal 1,5m en een breedte van 10m vanaf de teen van de dijk.

Bij het berekenen van de veiligheid van de dijk tegen het mechanisme piping en heave is uitgegaan van een minimaal beschikbare lengte, van teen tot teen. Het ontstaan van een eventuele ontgrondingskuil voor de teen en/of in het voorland heeft hiermee geen invloed op de aanwezige pipinglengte. Het risico op het optreden van piping zal hierdoor niet toenemen.

Ten behoeve van de beoordeling van de macrostabiliteit buitenwaarts zijn twee scenario's doorgerekend, de situatie die zal optreden bij laag buitenwater[5] (LB, na een storm die een ontgrondingskuil heeft

[5] In de berekeningen is een val gemodelleerd van MWH naar NAP 0 m. Hierbij is er vanuit gegaan dat de freatische lijn in de dijk als gevolg van het hoogwater (staionair) gehandhaafd blijft. Dit scenario is dusdanig conservatief dat het

veroorzaakt) en de situatie van een ontgrondingskuil tijdens maatgevend hoogwater (MHW). In beide gevallen blijkt het ontstaan van een kuil met de gedimensioneerde afmeting niet of nauwelijks een verslechtering van de veiligheid tegen instabiliteit in te houden. Het buitentalud heeft een dusdanig flauwe helling, waardoor het aandrijvend moment bij een relatief geringe kuil niet voldoende is om instabiliteit te veroorzaken. Zowel bij de situatie LB als MHW wordt een veiligheidsfactor >1,2 berekend, dit is hoger dan de schadefactor voor deze waterkering van 1,2. Bij LB-condities mag met een lagere schadefactor (1,12) gerekend worden aangezien deze situatie niet gekoppeld is aan het optreden van maatgevende omstandigheden.

5.4 Resultaten KLIC-melding (kabels en leidingen)

In verband met de waterkerende functie is het niet wenselijk dat er leidingen, kabels en/of mantelbuizen binnen het beoordelingsprofiel[6] van de dijk (komen te) liggen. Om na te gaan in hoeverre in de huidige en in de toekomstige situatie hiervan sprake kan zijn, is inzicht verkregen in de ligging van dergelijke objecten door middel van informatie uit de bedrijvengids van KLIC en het opvragen van informatie bij de belanghebbenden (beheerders en/of eigenaren/gebruikers van leidingen, kabels en/of mantelbuizen). Uit de inventarisatie blijkt dat uitsluitend ter plaatse van de teen van de dijk in het oostelijk deel over een lengte van ca. 450 m een waterleiding en een elektriciteitskabel liggen en dat er verschillende nuts-voorzieningen naar de woning de Wulk aan de Westerweg lopen. Voor deze zones zijn echter geen verbeterwerkzaamheden voorzien, zodat geconcludeerd kan worden dat er in het ontwerp geen rekening *gehouden hoeft te worden met het verplaatsen of verwijderen van of het nemen van bijzondere* maatregelen ten behoeve van kabels en leidingen. De volgende belanghebbenden zijn op basis van de KLIC-bedrijvengids geselecteerd:

- UPC Nederland Regio Zuid
- ENECO Energie afdeling Infra
- Waterschap Hollandse Delta (resultaat gecheckt met G. van den Nieuwendijk)
- DELTA NV. GOES
- KPN Telecom Rayon Zuid-West
- Gemeente Goedereede

5.5 Milieukundig bodemonderzoek

In het kader van de twee versterkingsvarianten (buitendijks aanbrengen zand/duinen en binnendijks verhogen/verbreden dijk) is de noodzaak van eventueel milieukundig bodemonderzoek in beeld gebracht. Ten behoeve van de eerste variant (buitendijkse zandsuppletie) is geen bodemkundig bodemonderzoek noodzakelijk. Ter plaatse van de buitenzijde van de dijk en het voorland worden al sinds enige jaren zandsuppleties uitgevoerd ten behoeve van het handhaven van de veiligheidssituatie. De enige verandering ten opzichte van de huidige situatie is er in gelegen dat de voorgestelde ophoging in het kader van de versterkingsmaatregelen hoger is dan in de huidige situatie. Er is geen sprake van een wijziging in de bestemming of het gebruik van de grond en derhalve is geen milieukundig bodemonderzoek nodig.

Ten behoeve van de Binnendijk varianten dient aandacht te worden besteed aan twee aspecten. In de eerste plaats zal over een bepaalde lengte en breedte van het dijkprofiel het huidige waterbouwasfaltbeton worden verwijderd, alvorens met de ophoogwerkzaamheden kan worden gestart. Daarnaast zal de

---

optreden van extreme neerslag niet als maatgevend hoeft te worden beschouwd. Bovendien is de ondergrond dusdanig doorlatend dat het verzadigen van het volledig zandige dijklichaam niet aannemelijk is.

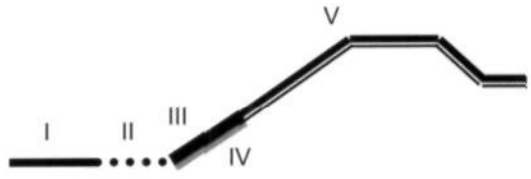
[6] Conform de ontwerprichtlijnen in het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (TRWG)

fundering en het asfalt van het fietspad/de weg onder aan de dijk verwijderd moeten worden. Het asfalt is waarschijnlijk teerhoudend en de fundering verontreinigd.
Onbekend is of dit materiaal in het werk zal worden hergebruikt. Onafhankelijk hiervan dient te worden onderzocht of het materiaal teerhoudend is. Indien het wordt afgevoerd, dient de samenstelling bekend te zijn en indien het wordt hergebruikt is er sprake van bewerking, zodat eveneens de milieukundige samenstelling inzichtelijk dient te zijn, ditmaal conform het Bouwstoffenbesluit. Er is van uit gegaan dat het overige te ontgraven materiaal (klei op het onderste binnentalud) in ieder geval kan worden hergebruikt in het nieuwe ontwerp. Aangezien dit materiaal uitsluitend verwerkt en niet bewerkt zal worden, is het vaststellen van de milieuhygiënische kwaliteit (Bouwstoffenbesluit) niet aan de orde. Van de grasbetontegels wordt er vanuit gegaan dat deze niet hergebruikt worden en dat ze moeten worden afgevoerd. Er is geen reden voor aanvullend onderzoek.
Aangezien de versterking tevens een verbreding van het dijkprofiel inhoudt, is er sprake van een wijziging in grondgebruik. Ter plaatse van het achterland (fietspad, parkeerplaats, ecologische zone, sloot en/of landbouwgronden) dient derhalve de huidige milieuhygiënische kwaliteit van de grond in beeld te worden gebracht. Zowel boven- en ondergrond als grondwater dienen onderzocht te worden conform de NEN5740. Dit geldt zowel voor de zone waar het ontwerp van de dijk betrekking op heeft als voor het nieuwe fietspad, de nieuwe parkeerplaats en de nieuwe ecologische zone, voor zover deze worden aangelegd op een nieuwe locatie.
Voor de te dempen sloten en of waterpartijen geldt dat deze dienen te worden opgeschoond alvorens deze gedicht kan worden. Dit houdt in dat slib en/of overig organisch materiaal verwijderd moet worden. Onbekend is hoeveel slib/organisch materiaal het betreft en of dit materiaal afgevoerd moet worden, danwel uitgespreid kan worden over het achterland (verwerken binnen werkgrenzen). De dikte van eventuele te verwijderen lagen dient te worden vastgesteld en tevens dient hiervan de milieuhygiënische kwaliteit te worden vastgesteld.

6 ANALYSE VEILIGHEIDSELEMENTEN ASFALTBEKLEDING

6.1 *Inleiding*

Eén van de zwakke schakels in de Nederlandse kust is "Het Flaauwe Werk". "Het Flaauwe Werk" is een dijk met een asfaltbekleding, die gedeeltelijk is afgedekt door zand. De huidige opbouw van de asfaltbekleding[7] ziet er als volgt uit:



I: *Teen; slab*, dicht steenasfalt (gietasfalt)
II: *Teen; gabion*, open steenasfalt
III: *Onderbeloop,* gepenetreerde breuksteen
IV: *Onderbeloop*, onderlaag van zandasfalt
V: *Bovenbeloop, kruin en binnentalud t/m berm*, waterbouwasfaltbeton

Ten behoeve van verbetering van "Het Flaauwe Werk" zijn in de startnotitie MER drie oplossingsrichtingen gekozen om nader uit te werken in een MER. Deze twee oplossingsrichtingen zijn:
- Steunduin (Steunduin-groei en Steunduin-50)
- Binnendijk (50 en 100 jaar)

Voor deze eerste twee oplossingsrichtingen zijn veiligheidsberekeningen uitgevoerd om te kijken welke eisen aan de verbetering van "Het Flaauwe Werk" worden gesteld (zie hoofdstuk 3). De veiligheidsberekeningen gaan uit van verzwaarde hydraulische randvoorwaarden voor een ontwerpperiode van 50 jaar (basis omstandigheden) en een doorkijk naar 100 jaar (robuuste omstandigheden).

Om in te kunnen schatten of de asfaltbekleding bij de ontwerprandvoorwaarden van 50 en 100 jaar nog voldoende veilig is, is inzicht nodig hoe de bekleding zich gedraagt onder hogere hydraulische randvoorwaarden. Daartoe is beschouwd of de huidige bekleding voldoet in de toekomst of dat verbetermaatregelen voor het asfalt noodzakelijk zijn.

Hiertoe is een update gemaakt van een al eerder uitgevoerde toetsing van de asfaltbekleding [Achtergrondrapport Toetsing Asfaltbekleding Flaauwe Werk, oktober 2004].

6.2 Conclusies

- Toetsen met de verhoogde hydraulische randvoorwaarden bij 50 of 100 jaar geeft geen verschil in uitkomst met betrekking tot de asfalttoets. Wat dat betreft is het verschil in deze randvoorwaarden niet onderscheidend. Wat bij 50 jaar goed is blijft goed bij 100 jaar en wat onvoldoende is bij 50 jaar is ook onvoldoende bij 100 jaar.
- Onder maatgevende omstandigheden zal een deel van de asfaltbekleding door zand bedekt blijven, ook na het ontstaan van het afslagprofiel. Gedeeltes waar circa één meter zand blijft liggen, hebben als asfaltbekleding geen functie meer en voldoen dus altijd voor alle beoordelingsaspecten. In de oplossingsrichting steunduin zal dit in het algemeen een groter oppervlak betreffen dan in de oplossingsrichting binnendijk.

[7] Op basis van bestekstekeningen gegevens van Versterking Zeewering Flaauwe Werk bestek ZH2541 uit 1981.

- Gedeeltes van de asfaltbekleding die bloot komen te liggen onder maatgevende omstandigheden moeten hun functie kunnen blijven vervullen. Voor deze gedeeltes is ten aanzien van het beoordelingsaspect golfklap (AGK) voor het open steenasfalt reguliere inspectie noodzakelijk.
- Ten aanzien van het beoordelingsaspect wateroverdruk (AWO) kunnen er problemen ontstaan op het waterbouwasfalt net boven de gepenetreerde breuksteen wanneer deze overgang bloot komt te liggen. Geavanceerd onderzoek naar de noodzakelijke verbetermaatregelen is vereist. In 2006 laat het waterschap los van het MER aanvullend onderzoek uitvoeren.

6.3 Uitkomsten per aspect en per type asfalt

- Het aspect materiaaltransport (AMT) geeft in alle zones geen problemen bij verhoogde randvoorwaarden, onder voorwaarde dat voldoende vervolginspectie en onderhoud wordt gepleegd.
- Het aspect golfklap (AGK) geeft in betreffende zones voor gepenetreerde breuksteen geen problemen en voor het waterbouwasfalt vooralsnog geen problemen bij verhoogde golfrandvoorwaarden. Op termijn zal veroudering en onderhoud aan het waterbouwasfalt een rol gaan spelen in de toetsing. De asfaltbekleding periodiek geïnspecteerd moet worden. Gezien de extra aanwezige dikte van het waterbouwasfalt ten opzichte van de benodigde dikte lijkt het niet waarschijnlijk dat de sterkte zodanig afneemt, dat de dikte bij gedetailleerd toetsen kritisch wordt. Los van het MER zal het waterschap in 2006 onderzoek laten uitvoeren voor de gedetailleerde toetsing. Indien maatregelen nodig zijn, dan kunnen zij als reguliere onderhoudsmaatregel meegenomen worden tijdens de uitvoering.
- Het aspect golfklap (AGK) geeft in betreffende zone voor het open steenasfalt in die zin problemen, dat gedetailleerde toetsing noodzakelijk is (er wordt namelijk niet voldaan aan de toepasbaarheid van eenvoudig toetsen t.a.v. veroudering, tabel 8-3.6 VTV). Op dit moment zijn de gegevens voor gedetailleerde toetsing niet beschikbaar en is gedetailleerde toetsing niet uitvoerbaar. Gedetailleerd toetsen valt buiten de huidige insteek van de MER. Echter, stel dat het open steenasfalt zou voldoen aan de toepassingsvoorwaarden voor eenvoudig toetsen, dan zou de benodigde laagdikte ca. 0,3 m zijn; de aanwezige laagdikte is ca. 0,6 m waarmee de bekleding voldoet. Gezien dit feit lijkt het niet waarschijnlijk dat de sterkte zodanig afneemt, dat de dikte bij gedetailleerd toetsen kritisch wordt. Los van het MER zal het waterschap in 2006 onderzoek laten uitvoeren voor de gedetailleerde toetsing. Indien maatregelen nodig zijn, dan kunnen zij als reguliere onderhoudsmaatregel meegenomen worden tijdens de uitvoering.
- Het aspect wateroverdruk (AWO) scoort onder de huidige randvoorwaarden net goed. Onder verzwaarde hydraulische randvoorwaarden bij 50 en 100 jaar zal de belasting door wateroverdrukken toenemen.
    - Naar verwachting zal het blijven liggen van meer dan circa 1 meter zand in de wateroverdrukkenzone onder maatgevende omstandigheden, voldoende zijn om de toegenomen wateroverdruk op te vangen.
    - Daar waar onder maatgevende omstandigheden geen zand blijft liggen op de bekleding, kunnen problemen ontstaan op de overgang van de gepenetreerde breuksteen naar het waterbouwasfalt. Deze overgang ligt op NAP+2m. Uit de veiligheidsberekeningen blijkt dat de overgang rond raai 12, 12,5 bloot kan komen te liggen na maatgevende omstandigheden uitgaande van het magere BKL profiel. Geavanceerd onderzoek is noodzakelijk naar de benodigde maatregelen. Nader onderzoek naar de werking van de open teen kan uitwijzen of het risico van wateroverdruk aanwezig is. Aanvullend onderzoek zal in 2006 los van het MER worden uitgevoerd. Indien blijkt dat een maatregel nodig is, zijn mogelijke oplossingen extra zand aanbrengen voor de overgang,

extra waterbouwasfalt aanbrengen in de wateroverdrukzones, of het doortrekken van de gepenetreerde breuksteen hoger op het talud.

- Voor alle asfalttypes blijft daar waar mogelijk (op de delen welke niet door een dikke laag zand worden afgedekt) onderhoud van belang.

6.4 Uitwerking van de toetsing

De update van de toetsing is uitgevoerd conform het VTV 2004, katern 8, hoofdstuk 3. De beschouwde aspecten conform het VTV zijn:

- Materiaaltransport (AMT)
- Golfklap (AGK)
- Wateroverdruk (AWO)

Het aspect bezwijken onderlaag (ABO) is niet beschouwd. Bij ABO wordt bekeken hoeveel reststerkte de onderlagen hebben tegen belasting. De onderlaag van het waterbouwasfalt bestaat uit zand. Dit is een loskorrelig materiaal en hiervan is de reststerkte te verwaarlozen. Voor de overige bekledingstypen is ABO niet van toepassing, aangezien deze bekledingen op de overige sporen goed scoren.

De uitwerking van de toetsing staat in 12 Hierin is een overzicht opgenomen van de verzwaarde hydraulische randvoorwaarden waar mee is gerekend, de huidige opbouw van de dijk, en de zone indeling voor de toetsing conform het VTV. Tevens is hier de update van de toets uitgewerkt.

6.5 Algemene uitgangspunten

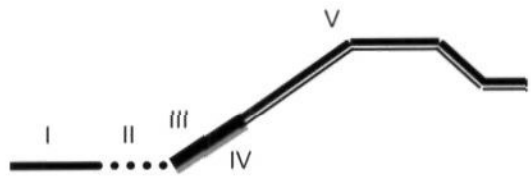
- De update van de toetsing bouwt voort op het "Achtergrondrapport Toetsing Asfaltbekleding Flaauwe Werk, oktober 2004". Een aantal van in betreffend rapport vermelde overwegingen zijn verkort gebruikt in de onderliggende toetsing. Hierbij gaat het om de toepassingsvoorwaarden voor eenvoudige toetsing op AGK en AWO.
- Er is in deze update uitgegaan van een situatie waarbij de bodemhoogte niet mee omhoog gaat bij de rijzing van de zeespiegel. De uitkomsten van deze update van de toetsing zijn derhalve conservatief.
- De update van de toetsing gaat uit van de toestand van de asfaltbekleding zoals deze nu is. Behoud van de goede toestand van de asfaltbekleding en derhalve goed onderhoud van de bekleding is dus belangrijk. Conform het VTV is rekening gehouden met veroudering van het asfalt, waardoor de mechanische eigenschappen van het asfalt verminderen.
- De update is uitgevoerd met verhoogde hydraulische randvoorwaarden, zoals vastgesteld in het Plan van Aanpak voor fase 2 voor de versterking van het Flaauwe Werk. De hydraulische randvoorwaarden gelden voor periodes van 50 en 100 jaar. De hier vermelde golfhoogtes gelden op diep water. Ten behoeve van de toetsing is conservatief gerekend met de golfhoogtes aan de teen van de dijk in de oplossing binnendijk (de golfhoogtes aan de teen zijn in deze oplossingsrichting hoger dan bij de oplossingsrichting steunduin), zoals berekend in de uitgevoerde veiligheidsberekeningen (hoofdstuk 3). Dit betekent voor de ontwerpperiode van 50 jaar dat Hs = 2,81 meter en voor 100 jaar Hs = 3,24 meter.
- De teenslab en het open steenasfalt zijn in de eerder uitgevoerde toetsing niet meegenomen. In deze update zijn deze onderdelen van de asfaltbekleding wel meegenomen.

- Aangezien onzeker is hoe de teenslab onder extreme omstandigheden functioneert en het ontbreken van toetsregels hiervoor, is dit deel van de constructie niet meegenomen in de toetsing. De teenslab kan worden gezien als een overgangsconstructie tussen de teen van de asfaltbekleding en het strand, welke essentieel is voor de stabiliteit van het asfalt. Echter, op basis van de geotechnische overwegingen (hoofdstuk 5) en de veiligheidsberekeningen (hoofdstuk 3) wordt verwacht dat de teenslab geen problemen geeft onder maatgevende omstandigheden. In de geotechnische overwegingen is namelijk rekening gehouden met een ontgrondingskuil tot NAP – 1,5 m. Hierbij blijft het dijklichaam stabiel. In de veiligheidsberekeningen is berekend dat onder de meest ongunstige omstandigheden een ontgrondingskuil ontstaat tot NAP –0,32 m. Gezien bovenstaande en de voldoende dikte van de teenslab van 0,2 meter (in het Technisch Rapport voor Asfalt voor Waterkeren wordt als praktische maat 0,10 tot 0,15 meter aangehouden voor aanleg onder water en 0,20 meter voor aanleg boven water), worden geen problemen met de teenslab verwacht.
- De uitwerking van de update in bijlage 12 gaat niet uit van een specifieke oplossingsrichting. De toetsing is beschouwd alsof er geen zand op de bekleding ligt. Derhalve is in de toetsing bekeken of de bekleding de hydraulische belasting op zich kan weerstaan zonder zand op de bekleding. Op sommige gedeeltes van de dijk blijft onder maatgevende omstandigheden zand liggen op de bekleding. In de oplossingsrichting steunduin zal dit oppervlak groter zijn dan in de oplossingsrichting binnendijk. Daarom is ten behoeve van de verwachte invloed van het zand daar waar nodig (score onvoldoende of anderszins twijfelachtig) een opmerking geplaatst, wat de invloed van het zand is op de uitkomst van de toetsing. Daarnaast is uiteindelijk ook een algemene opmerking gemaakt ten behoeve van de bekleding die onder maatgevende omstandigheden bedekt blijft onder zand.

7 ANALYSE ASFALTBEKLEDING LEVENSDUUR EN ONDERHOUD

7.1 *Inleiding*

Eén van de zwakke schakels in de Nederlandse kust is "Het Flaauwe Werk". "Het Flaauwe Werk" is een dijk met een asfaltbekleding, die gedeeltelijk is afgedekt door zand. De huidige opbouw van de asfaltbekleding[8] ziet er als volgt uit:



I: *Teen; slab*, dicht steenasfalt (gietasfalt)
II: *Teen; gabion*, open steenasfalt
III: *Onderbeloop*, gepenetreerde breuksteen
IV: *Onderbeloop*, onderlaag van zandasfalt
V: *Bovenbeloop, kruin en binnentalud t/m berm*, waterbouwasfaltbeton

Ten behoeve van verbetering van "Het Flaauwe Werk" zijn in de startnotitie MER twee oplossingsrichtingen gekozen om nader uit te werken in een MER. Deze twee oplossingsrichtingen zijn:
- Steunduin (Steunduin-groei en steunduin 50 jaar)
- Binnendijk (Binnendijk-50 en Binnendijk-100)

Een onderdeel van het nader onderzoek zijn de kosten voor het onderhoud aan de asfaltbekleding.

Om het waterschap een onderbouwde keuze te kunnen laten maken voor een oplossingsrichting in de MER is mede inzicht vereist in de onderhoudskosten van de asfaltbekleding. Er is echter geen inzicht in het onderhoud dat moet worden gepleegd in de oplossingsrichtingen, zodoende ook niet in de onderhoudskosten.

Dit hoofdstuk beschrijft de uitgangspunten voor het onderhoud aan de asfaltbekleding van "Het Flaauwe Werk" in de 2 mogelijke oplossingsrichtingen.

7.2 Huidige opbouw asfaltbekleding dijk en restlevensduur

Wat betreft de levensduur van de aanwezige asfaltbekledingstypen wordt uitgegaan van de memo "Levensduur asfaltbekleding Flaauwe Werk, van C. Montauban [Rijkswaterstaat 2005].

[8] Op basis van bestekstekeningen gegevens van Versterking Zeewering Flaauwe Werk bestek ZH2541 uit 1981.

Tabel 37 Resterende levensduur en belasting asfalt

Nr	Locatie	Hoogte [m + NAP]	Materiaal [RWS 2005]	Inschatting restlevensduur in huidige situatie, d.d. juni 2005 [RWS 2005]	Belasting tijdens ontwerpduur mogelijk veroorzaakt door: (dagelijkse, geen maatgevende omstandigheden)
I	Teen; slab	0	Dicht steenasfalt (gietasfalt)	Duurzaamheid verzekerd, gedrag onder extreme omstandigheden onbekend	Hydraulische belastingen
II	Teen; gabion	0	Open steenasfalt	30 jaar	Inwerking van water en harde voorwerpen meegevoerd door water
III	Onderbeloop	0 – 2,25	Gietasfaltpenetratie van breuksteen	80 jaar	Hydraulische belastingen
IV	Onderbeloop	0 – 2,25	Onderlaag van zandasfalt*	Gezien functie (werkvloer tijdens aanleg) niet van belang	N.v.t.
V	Bovenbeloop, kruin en binnentalud t/m berm	2,25 – 9,70 – 6,45	Waterbouwasfaltbeton	55 jaar	Hydraulische belastingen en inwerking van UV-straling

* Wordt gezien de functie tijdens aanleg verder niet meer beschouwd.

7.3 Uitgangspunten

- Er wordt uitgegaan van de resultaten van de update van de toetsing (hoofdstuk 6)
- De benodigde levensduur is minimaal 50 jaar.
- Tijdens de levensduur van 50 jaar is de kans op de maatgevende belasting bij de overschrijdingsfrequentie van 1/4000 per jaar minimaal. Voor het onderhoud wordt dan ook uitgegaan van de dagelijkse omstandigheden.
- Bij de oplossing steunduin zal onder maatgevende omstandigheden een deel van de asfaltbekleding door zand bedekt blijven, ook na het ontstaan van het afslagprofiel. Dat gedeelte heeft bij de oplossing steunduin geen functie meer en voldoet in de toetsing dus altijd voor alle beoordelingsaspecten.
- In de oplossingsrichting binnendijk zullen grotere oppervlaktes bekleding bloot komen te liggen onder maatgevende omstandigheden Hier wordt ervan uitgegaan dat de bekleding moet kunnen functioneren zonder aanwezigheid van een zandpakket op de bekleding. Gedeeltes die bloot komen te liggen hebben inspectie en onderhoud nodig. Gedeeltes die niet bloot komen te liggen onder maatgevende omstandigheden hebben geen onderhoud nodig.
- In het geval van onderhoud of inspectie bij een steunduin en een binnendijk zal eerst het aanwezige zand weggehaald moeten worden, of het zand moet bij een storm zijn weggeslagen, waarna inspectie en onderhoud kan worden verricht.

7.4 Onderbouwing benodigd onderhoud (kwalitatief)

Bij de in Tabel 37 vermelde restlevensduur wordt er van uitgegaan dat periodiek onderhoud benodigd is. *Per oplossingsrichting en per onderdeel van de bekleding is hieronder een beschouwing gegeven van het* te verwachten onderhoud. Op basis hiervan zijn onderhoudsmaatregelen opgesteld en gekwantificeerd. Gezien de twee oplossingrichtingen voor verbetering van het Flaauwe Werk (Steunduin en Binnendijk) worden ten aanzien van het onderhoud aan het asfalt de volgende situaties onderscheiden:

Steunduin

Waterbouwasfaltbeton:

Het waterbouwasfaltbeton is op het talud afgedekt door zand en op de kruin is het niet afgedekt. Op plaatsen waar het waterbouwasfalt niet is afgedekt door zand zal slijtage ontstaan door de inwerking van UV-straling. De kruin bevindt zich hoog op de dijk, daarom is de kans dat hier schade door hydraulische belasting optreedt zeer klein. Uitgaande dat er geen zetting van het dijklichaam is, zullen op de kruin en de berm beperkt scheuren kunnen ontstaan. Op de kruin zal periodiek een nieuwe slijtlaag aangebracht moeten worden ten gevolg van de inwerking van de UV-straling.

Op de door zand afgedekte gedeeltes op het talud treedt geen slijtage op aan het waterbouwasfalt, ervan uitgaand dat slijtage alleen kan ontstaan door hydraulische belasting. Gezien de ontwerpduur van 50 jaar wordt niet verwacht dat in het geval van een steunduin het aanwezige zand zo ver zal wegspoelen, dat de bekleding wordt blootgesteld aan hydraulische belasting. Het is echter onzeker hoe waterbouwasfaltbeton zich gedraagt onder een permanente bedekking van (vochtig) zand. In [Rijkswaterstaat 2005] wordt dan ook aanbevolen periodiek na te gaan of de sterkte van het waterbouwasfaltbeton opmerkelijk is veranderd. Op de gedeelten waar ook na de maatgevende storm voldoende zand blijft liggen op de asfaltbekleding, is geen inspectie of onderhoud nodig, aangezien deze gedeelten als harde asfaltbekleding geen functie hebben.

Benodigd onderhoud:

- Elke 12 jaar nieuwe slijtlaag aanbrengen op niet door zand afgedekte delen (kruin en binnentalud).
- Op de gedeeltes van het waterbouwasfalt die onder maatgevende situatie bloot komt te liggen is over 10 jaar inspectie noodzakelijk. Hiertoe dient naast inspectie en staat van *onderhoud ook sterkteparameters van het asfalt te worden verzameld. Dit kan bijvoorbeeld* door op een drietal plaatsen een sleuf van ca. 5 meter breed te graven tot op het asfalt. Op deze plaatsen kan de sterkte worden gecontroleerd door middel van valdeflectiemetingen, grondradar en asfaltboringen. Voorgesteld wordt om na 20 jaar nog eens de sterkte te controleren aangezien de kwaliteit van het asfalt achteruit zal gaan.

Gepenetreerde breuksteen:

Vocht krijgt op deze bekleding geen kans binnen te treden en slijtage te veroorzaken, gezien het feit dat het gietasfalt is overvuld met bitumen [Rijkswaterstaat 2005]. Slijtage door hydraulische belasting is tijdens de ontwerpduur van 50 jaar niet te verwachten. Op dit gedeelte blijft ook na de maatgevende storm voldoende zand liggen op de bekleding, zodoende is geen inspectie of onderhoud nodig, aangezien deze gedeelten als harde asfaltbekleding geen functie hebben

Benodigd onderhoud:

- Aan de gepenetreerde breuksteen hoeft geen onderhoud te worden gepleegd, aangezien het geen functie heeft in de oplossingsrichting steunduin.

Open steenasfalt (gabion):
Slijtage aan open steenasfalt wordt veroorzaakt door inwerking van water en door mechanische invloeden als door water meegevoerd hout en steen. Slijtage door mechanische invloeden is tijdens de levensduur van 50 jaar niet te verwachten. Tijdens de ontwerpduur van 50 jaar krijgt vocht wel regelmatig de kans om het open steenasfalt binnen te dringen en slijtage te veroorzaken. De in [RWS 2005] genoemde restlevensduur van 30 jaar wordt ook aangenomen van toepassing te zijn in het geval er een steunduin wordt aangebracht. Ondanks dat de sterkte van het open steenasfalt achteruit gaat, hoeft geen inspectie van het open steenasfalt plaats te vinden, omdat het in het geval van een steunduin in de maatgevende situatie geen functie meer heeft.
De functie van de 2 meter brede strook met filterdoek en daarbovenop het open steenasfalt is een filter [RWS, dir Zuid Holland, Versterking van de Zeewering het Flaauwe Werk, jaartal onbekend], zodat wateroverdrukken onder de bovenliggende bekleding zoveel mogelijk worden voorkomen. Verondersteld wordt dat de functie van het open steenasfalt is om het onderliggende filterdoek op de plaats te houden. De open structuur van het steenasfalt zorgt ervoor dat de doorlatendheid groter of minimaal net zo groot is als het omringende zand. Voor de filterwerking van de gehele constructie maakt het naar verwachting niet uit dat zand, dat boven op het open steenasfalt ligt, in het open steenasfalt kan spoelen. Aangenomen wordt, dat controle en eventueel schoonmaken van de filterwerking van het open steenasfalt niet noodzakelijk is.

Benodigd onderhoud:

- Aan het open steenasfalt hoeft geen onderhoud te worden gepleegd, aangezien het geen functie heeft in de oplossingsrichting steunduin.
- Ook hoeft het open steenasfalt na 30 jaar niet te worden vervangen. Voorwaarde hiervoor is dat er voldoende zand in het profiel van het steunduin aanwezig blijft.

Dicht steenasfalt (slab):
De duurzaamheid van het materiaal is voor de ontwerpperiode van 50 jaar verzekerd [RWS 2005]. Gezien de ontwerpperiode van 50 jaar en de tot aan de teen van de dijk verlengde stekdammen, wordt verondersteld dat de slab geen hydraulische belasting ondergaat. Daarom zal naar verwachting geen onderhoud benodigd zijn.

Benodigd onderhoud:

- Aan de teenslab hoeft geen onderhoud te worden gepleegd, aangezien het geen functie heeft in de oplossingsrichting steunduin.

Binnendijk
In het geval van een binnendijk wordt de bekleding op soortgelijke wijze belast als in de huidige situatie. Derhalve gelden dezelfde overwegingen als in [Rijkswaterstaat 2005] zijn geformuleerd voor wat betreft levensduur en inspectie.

Waterbouwasfaltbeton:
Hiervoor gelden in het geval van een binnendijk grotendeels dezelfde overwegingen als in het geval van een steunduin. Niet door zand afgedekte delen zullen periodiek voorzien moeten worden van een nieuwe slijtlaag en de wel door zand afgedekte delen zullen periodiek gecontroleerd moeten worden op de sterkte. Verschil met een steunduin is echter dat het zandpakket bovenop het asfalt geringer is. Verwacht wordt dat het waterbouwasfaltbeton in de ontwerpperiode van 50 jaar regelmatiger wordt belast, doordat het zandpakket op het waterbouwasfaltbeton relatief sneller weg slaat tijdens een storm. Hierdoor kan regelmatiger beschadiging in de vorm van scheuren in het waterbouwasfaltbeton optreden. Het

waterbouwasfaltbeton dat na een storm bloot is komen te liggen, zal visueel geïnspecteerd moeten worden en eventuele scheuren moeten worden gerepareerd.

Benodigd onderhoud:

- Elke 12 jaar nieuwe slijtlaag aanbrengen op niet door zand afgedekte delen (kruin en binnentalud).
- Na storm visuele inspectie, uitgaan van 2 maal in 50 jaar inspectie na storm, uitvoeren inspectie en repareren beperkt aantal scheuren met voegvullingsmassa.
- Aangezien in deze oplossingsrichting het waterbouwasfaltbeton in de maatgevende situatie over de gehele hoogte wordt belast, dient de sterkte gewaarborgd te zijn. Voor het waterbouwasfalt wordt aanbevolen in het kader van regulier onderhoud en inspectie gedetailleerd onderzoek uit te voeren. Hiertoe dient naast inspectie en staat van onderhoud ook sterkteparameters van het asfalt te worden verzameld. Dit kan bijvoorbeeld door op een drietal plaatsen een sleuf van ca. 5 meter breed te graven tot op het asfalt. Op deze plaatsen kan de sterkte worden gecontroleerd door middel van valdeflectiemetingen, grondradar en asfaltboringen. Voorgesteld wordt om vervolgens in 2030 nog eens de sterkte te controleren aangezien de kwaliteit van het asfalt achteruit zal gaan.
-

Gepenetreerde breuksteen:

Vocht krijgt op deze bekleding geen kans binnen te treden en slijtage te veroorzaken, gezien het feit dat het gietasfalt is overvuld met bitumen [Rijkswaterstaat 2005]. Verwacht wordt dat de gepenetreerde breuksteen in de ontwerpperiode van 50 jaar regelmatiger wordt belast, doordat het zandpakket op het waterbouwasfaltbeton relatief sneller weg slaat tijdens een storm. Na een storm zal middels een visuele inspectie nagegaan moeten worden of er schade is opgetreden. Eventuele schade dient te worden hersteld.

Benodigd onderhoud:

- na storm visuele inspectie, uitgaan van 2 maal in 50 jaar inspectie na storm, uitvoeren inspectie en repareren beperkt aantal scheuren met voegvullingsmassa.

Open steenasfalt (gabion):

Hiervoor gelden in het geval van een binnendijk grotendeels dezelfde overwegingen als in het geval van een steunduin. De resterende levensduur is 30 jaar en er dient periodieke controle van de sterkte plaats te vinden. In het geval van de binnendijk is het zandpakket op het open steenasfalt niet heel dik, zodat weggraven voor inspectie minder ingrijpend is dan in het geval van een steunduin.
Verwacht wordt dat het open steenasfalt in de ontwerpperiode van 50 jaar regelmatiger wordt belast, doordat het zandpakket op het waterbouwasfaltbeton relatief sneller weg slaat tijdens een storm. Het open steenasfalt dat na een storm bloot is komen te liggen, zal visueel geïnspecteerd moeten worden en eventuele schade moet worden gerepareerd.

Benodigd onderhoud:

- Na storm visuele inspectie, uitgaan van 2 maal in 50 jaar inspectie na storm, uitvoeren inspectie en repareren beperkt aantal scheuren met voegvullingsmassa.
- Gedetailleerd onderzoek naar de kwaliteit van het open steenasfalt zoals dat er nu bij ligt. Hiertoe dient naast inspectie en staat van onderhoud ook sterkteparameters van het asfalt te worden verzameld. Een manier waarop dit bijvoorbeeld kan is om op een drietal plaatsen een sleuf van ca. 5 meter breed te graven tot op het asfalt. Op deze plaatsen kan de sterkte worden gecontroleerd door middel van valdeflectiemetingen, grondradar en asfaltboringen.

Voorgesteld wordt om vervolgens in 2035 nog eens de sterkte te controleren aangezien de kwaliteit van het asfalt achteruit zal gaan.

- Afhankelijk van het gedetailleerde onderzoek in 2030 kan worden beslist of het open steenasfalt over 30 jaar, dus in 2035 daadwerkelijk aan vervanging toe is. Als open steenasfalt dan aan vervanging toe is, alleen die gedeelten vervangen die bij de maatgevende storm bloot komen te liggen.

Dicht steenasfalt (slab):

De duurzaamheid van het materiaal is voor de ontwerpperiode van 50 jaar verzekerd [Rijkswaterstaat 2005]. Gezien de ontwerpperiode van 50 jaar en de tot aan de teen van de dijk verlengde stekdammen, wordt verondersteld dat de slab geen hydraulische belasting ondergaat. Daarom zal naar verwachting geen onderhoud benodigd zijn. Overigens kan het dichte steenasfalt van de slab tijdens inspectie of onderhoud van het open steenasfalt tegelijkertijd ook visueel worden geïnspecteerd.

Benodigd onderhoud:

- Na storm visuele inspectie, uitgaan van 2 maal in 50 jaar inspectie na storm, inspectie tegelijk met inspectie overige taluddelen, geen schade, dus geen extra kosten.
- Tegelijkertijd met het gedetailleerde onderzoek naar de open steenbekleding op een drietal plaatsen een visuele inspectie van de teenslab. Dus tweemaal, zoals het er nu bij ligt en in 2030.

8 ONTWERPKEUZE HARDE BEKLEDING BINNENTALUD

8.1 *Inleiding*

In dit hoofdstuk is onderbouwd welke bekleding moet worden toegepast voor het alternatief Binnendijk.

Voor de bekleding van het binnentalud kan worden gekozen voor zachte en harde opties. De zachte opties (gras, klei en doorgroeistenen) zijn in een eerder stadium reeds verworpen. Aangezien wordt gestreefd om het binnentalud het aanzien van een duinlandschap te geven, is het niet mogelijk een bekleding van gras toe te passen. Ook een verborgen bekleding van erosiebestendige klei is onzeker. De mate van structuurvorming gedurende de levensduur en voortschrijdende erosie tijdens maatgevende omstandigheden onder invloed van schurend zand en losliggende doorgroeistenen is niet voldoende bekend.

Na afweging van de harde opties stellen wij een binnentalud voor met een bekleding van open steenasfalt. Deze keuze wordt in dit hoofdstuk onderbouwd.
Drie harde opties zijn beschouwd (waterbouwasfaltbeton, open steenasfalt en een bekleding van beton elementen)
Onderstaand worden de kenmerken van de drie harde opties eerst kort beschreven (erosiebestendigheid, laagdikte, taludhelling, eventueel aanvullende maatregelen, enz). Vervolgens worden de opties onderling afgewogen. Tot slot wordt voor de voorgestelde bekleding een detailschets gegeven van de overgang van kruin naar binnentalud.

8.2 Korte beschrijving harde opties

Waterbouwasfaltbeton

- Waterbouwasfaltbeton is goed bestand tegen stroming. Bij latere toetsing volgens het VTV kan een bekleding van waterbouwasfaltbeton op kruin en binnentalud altijd worden goedgekeurd.
- Een laagdikte voor het binnentalud is niet met het Technisch Rapport Asfalt voor Waterkeren te bepalen. Een beperkte laagdikte (ca 12 cm) is voldoende.
- *De kostprijs van deze bekleding bedraagt circa 50 €/m^2.*
- De levensduur van een goed aangelegde bekleding kan tot meer dan 50 jaar bedragen.
- Het talud kan met enige inspanning worden aangelegd onder een helling van 1:3. In 1984 is het binnentalud van het Flaauwe Werk gedeeltelijk bekleed met asfaltbeton (1:3); toen is een speciaal verdichtingsapparaat gemaakt om dit steile talud te verdichten.
- Om luchtinsluitingen onder de bekleding te voorkomen zijn maatregelen noodzakelijk. Dit kan door in de kruin gaten rond 20 à 30 cm in de waterbouwasfaltbeton aan te brengen en deze te vullen met open steenasfalt. Een alternatief is een doorlopende strook van open steenasfalt.
- De waterbouwasfaltbeton dient, om wateroverdrukken aan de binnenteen te voorkomen niet verder naar beneden te worden doorgetrokken dan tot NAP+1m.
- Een bekleding van waterbouwasfaltbeton behoeft onderhoud. Om de kwaliteit te behouden is een oppervlaktebehandeling noodzakelijk. Op de plekken waar de zandoverlaging niet aanwezig is, dient deze oppervlaktebehandeling bij groot onderhoud te worden gecontroleerd en zo nodig te worden vervangen.

Open steenasfalt

- Een bekleding met open steenasfalt is bestand tegen stroming tot 6 m/s. Volgens het VTV kan een bekleding van open steenasfalt op kruin en binnentalud altijd worden goedgekeurd.

- Open steenasfalt kan aangelegd worden met een laagdikte van 4* D_{max} waarbij D_{max} de diameter van de korrels is. Dit geeft een minimaal benodigde laagdikte van ca. 20 cm. Aanbevolen wordt om in het ontwerp een extra dikte van ca 5 cm aan te brengen. Dan is de geplande levensduur gemakkelijk haalbaar. Het open steenasfalt wordt aangelegd op een geotextiel.
- De kostprijs van deze bekleding bedraagt circa 70 €/m^2.
- De levensduur van een goed aangelegde bekleding kan tot 50 jaar bedragen. In het Technisch Rapport Asfalt voor Waterbouw worden hulpmiddelen beschreven waarmee de duurzaamheid kan worden verbeterd. Wortels van niet houtvormende gewassen (grassen e.d.) vormen geen bedreiging voor de kwaliteit van de bekleding. Houtvormende gewassen dienen te worden verwijderd als hun wortels tot in de open steenasfalt groeien.
- De maximale taludhelling voor toepassing van open steenasfalt is 1:2. Om afglijden langs het onderliggende geotextiel te voorkomen is een flauwer talud aan te bevelen. Voor het binnentalud van het Flaauwe Werk wordt uitgegaan van een talud van 1:3 (bovenberm) en 1:5 onderberm.
- Overdrukken door lucht en water aan de onderzijde van de bekledingen zijn niet mogelijk. Er is altijd voldoende open ruimte in de bekleding om lucht en water door te laten, zelfs als de bekleding is ingewassen met grond. Zelfs in de getijzone is wateroverdruk geen relevant faalmechanisme.
- Open steenasfalt behoeft niet met een wals te worden verdicht. Door het oppervlak aan te drukken of licht te rollen kan de duurzaamheid worden verbeterd. Daarmee wordt een negatieve invloed van vocht (o.a. gevolg van het afdekzand) op de onderlinge binding/structuur beperkt, dit komt de levensduur ten goede.
- De bekleding behoeft gedurende de gebruiksperiode geen onderhoud.

Elementenbekleding

- In het Technisch Rapport Steenzettingen, deel Ontwerp, blz 110 worden rekenregels gegeven om de laagdikte van een gezette steenbekleding op kruin en binnentalud te dimensioneren. Bij voldoende kruinhoogte is een laagdikte van 0,2 m voldoende.
- De kostprijs van deze bekleding bedraagt circa 110 €/m^2 excl. filter- en kleilaag.
- Bekleding van het binnentalud met betonelementen is niet gebruikelijk (wordt meestal toegepast voor buitentalud). Er is weinig onderzoek voor deze toepassing beschikbaar. Daarom wordt uitgegaan van een complete bekleding, inclusief onderliggende filterlaag en kleilaag.
- De levensduur van de bekleding kan zeker 50 jaar bedragen
- De minimale taludhelling waarop elementenbekleding kan worden aangelegd is 1:3
- Een bekleding van beton elementen behoeft geen onderhoud. Er wordt van uitgegaan dat in de ondergrond geen ongelijkmatige zettingen zullen optreden die herzetten gedurende de planperiode van 50 jaar nodig zullen maken.

8.3 Onderlinge afweging harde opties

In het voorgaande zijn de mogelijke, harde constructies puntsgewijs omschreven. Nu volgt een tabel waarin de onderlinge afweging plaatsvindt. Om de tabel eenvoudig te houden is alleen gebruik gemaakt van + en -, waarbij een + gunstig is en een – ongunstig.

Tabel 38 Overzicht afweging mogelijke harde constructies

Type harde constructie	Aanleg	Leeftijd	Taludhelling	Onderhoud	Overdrukken	Aanlegkosten
Waterbouwasfaltbeton	-	>50	1:3	-	-	+
Open steenasfalt	+	50	1:2	+	+	+
Beton elementen	+	>50	1:3	+	+	-

8.4 Samenvatting

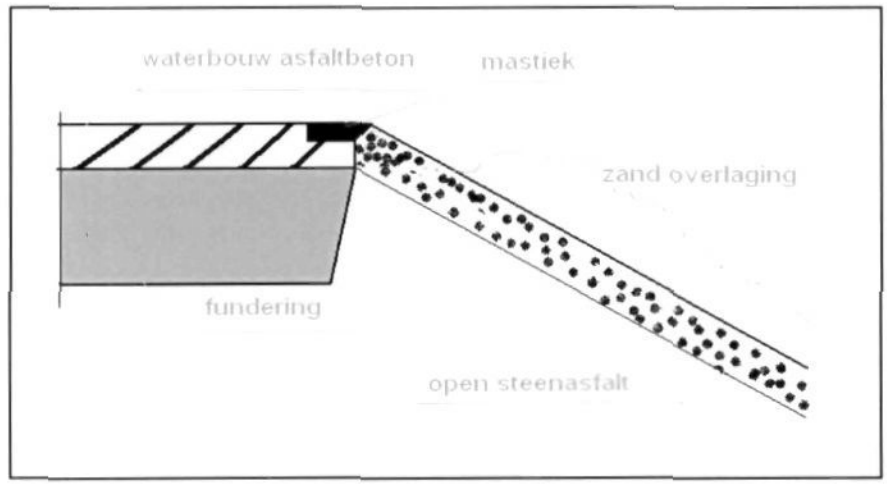
Met alle beschreven harde opties kan een binnentalud wordt ontwerpen dat voldoet aan de veiligheidseisen. Een bekleding met betonelementen is voor het binnentalud een (onnodig) zware constructie die bovendien veel duurder is dan beide asfaltopties.

De materiaalkosten van beide asfalttypen liggen in dezelfde orde van grootte. Het aanbrengen van open steenasfalt is echter eenvoudiger en goedkoper dan het aanbrengen van waterbouwasfaltbeton. Daarnaast zijn voor waterbouwasfaltbeton voorzieningen noodzakelijk om de wateroverdruk en luchtinsluiting te voorkomen. Deze voorzieningen komen bij open steenasfalt niet aan de orde. Indien gewenst, en indien mogelijk vanuit geotechnisch oogpunt, kan een bekleding van open steenasfalt steiler worden aangebracht dan de beide alternatieven. Dit beperkt de kosten van de asfaltbekleding, maar het grondverzet zal toenemen. Wel zal, als de bekleding dieper ligt, de kans op aantasting door wortels van houtvormend struikgewas worden verminderd.

8.5 Conclusie

Op basis van bovenstaande afweging stellen wij voor te kiezen voor een bekleding van het binnentalud met open steenasfalt.

Afbeelding 36 Detailschets overgang kruin waterbouwasfaltbeton naar open steenasfalt binnentalud



9 ANALYSE STRANDHOOFDEN

9.1 Inleiding

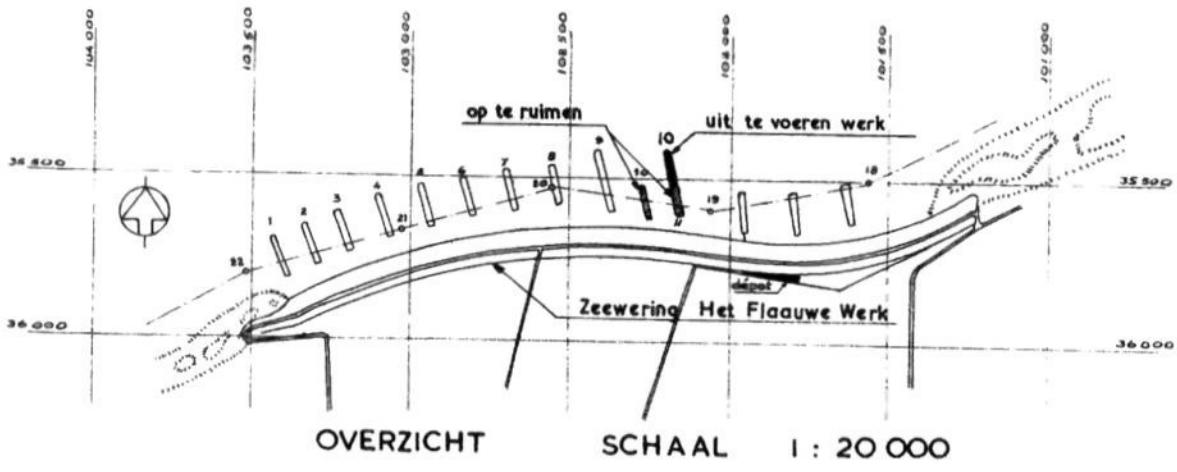
Een onderdeel van het onderzoek dat in het kader van het MER wordt uitgevoerd is onderzoek naar de serie strandhoofden die voor de zeedijk het Flaauwe Werk aanwezig is. Het doel van de analyse is om te bepalen wat er gebeurt met de strandhoofden bij de verschillende alternatieven.
Achtereenvolgens zullen worden beschreven de de geschiedenis, de huidige situatie, onderhoud, de uitgangspunten die zijn vastgesteld, de invloed van de verschillende alternatieven op de strandhoofden en de veiligheid rond de strandhoofden.
Conclusie van de analyse is dat de strandhoofden bij geen van de alternatieven worden aangepast.

9.2 Geschiedenis

In het begin van de 18de eeuw veranderde de vorm van het eiland Goeree sterk. Op 3 maart 1715 werd de toen aanwezige zeedijk tijdens een stormvloed op diverse plaatsen weggevaagd. Het herstel van de schade liet tot 1719 op zich wachten. In eerste instantie werd besloten om een zomerkade aan te leggen (www.flakkee.net). Echter later is besloten om in 1719 een kleidijk aan te leggen tussen de huidige strandpalen 8.75 en 12.25, waarbij de kustlijn landinwaarts werd verplaatst (DHV, 2005-2).

Hoogstwaarschijnlijk zijn de eerste strandhoofden aangelegd ten tijde van aanleg van de kleidijk in 1719. In een beschrijving van de geschiedenis van het eiland Goeree (www.flakkee.net) wordt namelijk gesproken over de vernieling van de aanwezige strandhoofden van rijzenhout tijdens een februaristorm in 1736. Omdat het eiland het gevaar liep in tweeën te splitsen werden opnieuw rijzenhouten strandhoofden aangelegd. Tegen de dijk vormden zich duintjes die men probeerde op allerlei mogelijke manieren vast te leggen. In 1775 slaagde men hier dusdanig in dat men geen noodzaak zag om de rijzenhouten strandhoofden te onderhouden (www.flakkee.net).

Afbeelding 37: Strandhoofden voor het Flaauwe Werk (Rijkswaterstaat, 1954)



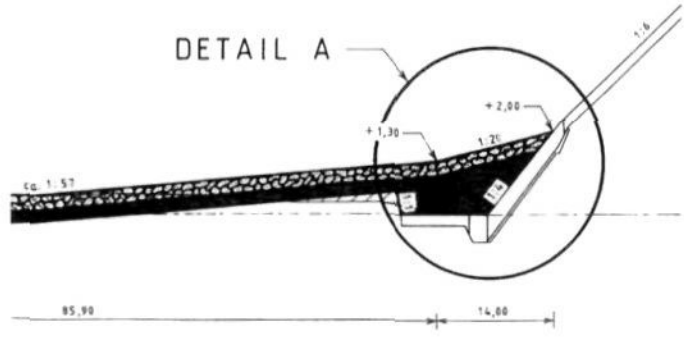
De situatie aan het eind van de 18de eeuw vormt de basis voor het Flaauwe Werk in zijn huidige vorm. In de periode 1835-1863 worden extra strandhoofden aangelegd. Dit proces herhaalt zich in de periode 1928-1953 waarbij tevens de bestaande strandhoofden worden verbeterd (DHV, 2005-2).

Uit een bestek van Rijkswaterstaat uit 1955 blijkt dat in 1955 11 strandhoofden voor het Flaauwe Werk aanwezig waren (zie Afbeelding 37). Bij de uitvoering van dit bestek zijn de strandhoofden nrs. 1 tot en met 9 ingekort, verlaagd en versterkt en de strandhoofden nrs. 10 en 11 opgeruimd. Op de locatie van het voormalig strandhoofd nr. 10 is een nieuw strandhoofd aangelegd. Tevens wordt een gietasfaltmengsel als voegvulling in de steenbekledingen van de strandhoofden aangebracht.

In een notitie van Robijn (1986) wordt beschreven dat in de periode 1981-1982 het strand dusdanig is verlaagd dat de strandhoofden achterloops zijn geworden. Deze achterloopsheid resulteert in het ontstaan van muistromen dicht langs de kust. Om dit probleem te verhelpen wordt voorgesteld om de 10 strandhoofden achterwaarts te verlengen.

In de nota waarin het voorstel wordt gedaan van de aanpassingswerkzaamheden aan de strandhoofden (Johanson, 1987) wordt gesproken over de aanwezigheid van 9 strandhoofden voor het Flaauwe Werk. Wellicht is één strandhoofd in de tussentijd opgeruimd en is dat in geen van de documenten vermeld. Voorgesteld wordt om vijf van de negen strandhoofden om en om achterwaarts te verlengen (Afbeelding 38) en aan te sluiten op het dijklichaam het Flaauwe Werk. De situatie is namelijk zo dat tussen de waterkering en de wortel van het strandhoofd een afstand van 100 meter aanwezig is. De kruin en het talud van het nieuwe deel van het strandhoofd worden bekleed met gepenetreerde breuksteen (5-40 met een gewicht van 600 kg/m^2) met een laagdikte van 0,35 m. Onder de bekleding wordt een geotextiel aangebracht.

Afbeelding 38: Ontwerp achterwaartse verlenging strandhoofd aan dijk Flaauwe Werk (Rijkswaterstaat, 1987)



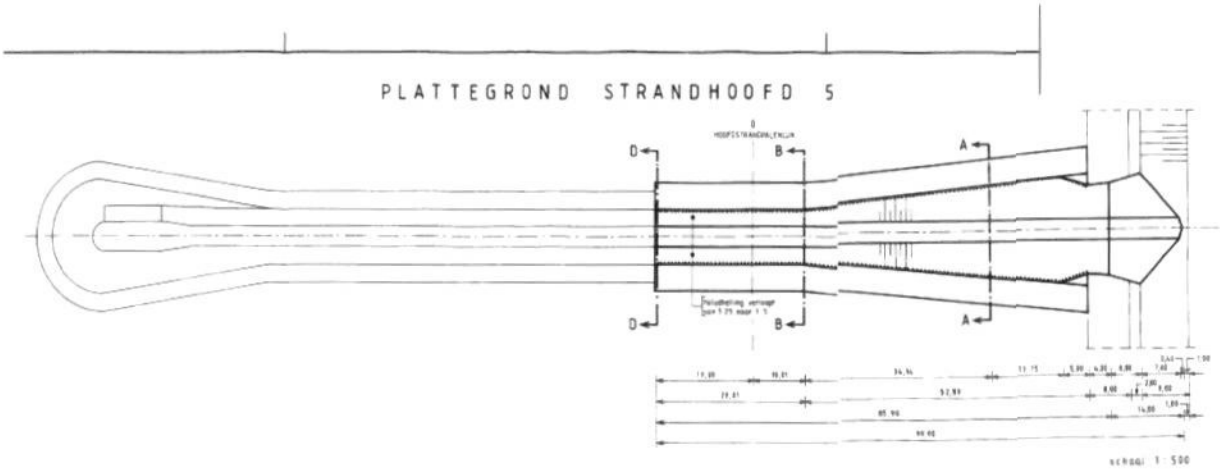
In het najaar van 1987 zijn de aanpassingwerkzaamheden aan strandhoofd 1 en 3 uitgevoerd. Vanwege de (tijdelijke) verlaging van het strand die ter plaatse van strandhoofd 7 en 9 plaats heeft gevonden in 1987 is het niet mogelijk geweest om in 1987 de verlenging van de overige 3 strandhoofden uit te voeren. Om een strandhoofd te kunnen verlengen dient namelijk ter plaatse voldoende zand aanwezig te zijn om de werkzaamheden op het droge uit te kunnen voeren. In het bestek van Robijn (1987) wordt de verwachting uitgesproken dat in februari 1988 voldoende zand aanwezig zal zijn om strandhoofd 5 te verlengen. Gelijktijdig met deze verlenging wordt de door de strandverlaging aangetaste asfaltslab tussen strandhoofd 3 en 5 hersteld. Vanwege gebrek aan financiële middelen in 1988 wordt het verlengen van strandhoofd 7 en 9 uitgesteld tot de winterperiode 1988-1989.

In het verleden zijn dus slechts 5 van de 9 strandhoofden achterwaarts verlengd. De verlenging heeft plaatsgevonden bij strandhoofd 1, 3, 5, 7 en 9. Strandhoofden 2, 4, 6 en 8 zijn niet verlengd. Verondersteld werd dat het om en om verlengen van de strandhoofden de ontstane achterloopsheid zou opheffen. Deze maatregel is effectief gebleken.

9.3 Huidige situatie

Op dit moment liggen er 9 strandhoofden voor het Flaauwe Werk. De lengte van de strandhoofden is ongeveer 200 meter. In de lengterichting varieert de kruin van de strandhoofden tussen NAP –0,4 m (teen) en NAP +1,3 m (Flaauwe Werk). De kruinbreedte van de strandhoofden is ongeveer 3,5 m. De strandhoofden zijn opgebouwd uit diverse soorten zetsteen die met gietasfalt zijn ingegoten (Johanson, 1987). De in eind jaren 80 verlengde delen van de strandhoofden bestaan uit een gepenetreerde breukstenen bekleding met een laagdikte van 0,35 m.
De primaire functie van de strandhoofden is het uit de kust houden van stroming en daarmee het tegengaan van erosie. De strandhoofden voldoen prima in de huidige situatie. Na de achterwaartse verlenging is namelijk geen ontgronding voor de asfaltslab meer waargenomen. Tussen de strandhoofden is voldoende zand aanwezig, waardoor de stabiliteit van de dijk niet in gevaar komt. Afhankelijk van de aanwezigheid van een zandgolf of het uitvoeren van een strandsuppletie liggen de strandhoofden onder het zand of bloot.

Afbeelding 39: Plattegrond van strandhoofd 5 (Rijkswaterstaat, 1987)



Onderhoud

Het beheer van de strandhoofden berust bij het waterschap. Het huidige beleid omtrent de strandhoofden bestaat uit het in goede staat houden van de strandhoofden. In de praktijk betekent dit het uitvoeren van inspectie en onderhoud van de delen die bloot komen te liggen. Na de verlenging is geen onderhoud meer gepleegd aan de strandhoofden. Volgens de beheerder zal onderhoud in de toekomst plaats moeten gaan vinden. Het onderhoud zal bestaan uit het aanvullen van zetsteen of het behandelen van een deel van het strandhoofd met gietasfalt. Het waterschap heeft geen vaste kostenpost voor het onderhoud van de strandhoofden, waardoor de kosten van het onderhoud in de toekomst moeilijk zijn in te schatten.

Veiligheid

Bij strandhoofden kunnen gevaarlijke situaties ontstaan voor zwemmers en vaartuigen. In een veiligheidsfolder van Veero (2005) wordt het zwemmen rond en langs de strandhoofden sterk afgeraden. De Ouddorpse Reddingsbrigade onderstreept dit (www.ouddorpsereddingsbrigade.nl). Voor de onveilige situatie nabij de strandhoofden wordt op het strand en de dijk gewaarschuwd met een waarschuwingsbord (zie Afbeelding 40).
Bij aflandige wind is het met name gevaarlijk voor drijvende voorwerpen; tijdens aanlandige wind ontstaat er een onderstroom naar zee toe die met name gevaarlijk is voor zwemmers.

9.4 Alternatieven

Onderhoud

Bij de alternatieven Binnendijk-50 en Binnendijk-100 vinden geen aanpassingswerkzaamheden aan de zeezijde plaats. Hierdoor blijft wat de strandhoofden betreft bij deze alternatieven de huidige situatie gehandhaafd. De strandhoofden zullen afhankelijk van de aanwezigheid van een zandgolf en uitgevoerde suppleties wel of niet onder het zand liggen. Onderhoud zal bij deze alternatieven gepleegd moeten blijven worden. Uitgegaan wordt van 5 jaarlijkse inspectie en het uitvoeren van onderhoud door het aanvullen van zetsteen en het ingieten van asfalt over kleine oppervlakken.

Bij het alternatief Steunduin wordt een kunstmatig duin hoog tegen de dijk aan gelegd, waardoor de golfoverslag wordt verminderd en de veiligheid wordt vergroot. De minimale afmeting van het Steunduin is bepaald met behulp van veiligheidsberekeningen (zie hoofdstuk 3). Uit de minimale omvang van het Steunduin blijkt dat de hoeveelheid zand die hiervoor nodig is de strandhoofden deels bedekt. Onderhoud zal daarom bij dit alternatief gepleegd moeten blijven worden.

Afbeelding 40 : Waarschuwingsbord op het Flaauwe Werk over onveilige situatie strandhoofden

Functie

De huidige functie van de strandhoofden, het uit de kust houden van een (potentiële) geul, blijft bij de alternatieven Binnendijk en Binnenduin ongewijzigd. Het alternatief Steunduin bedekt met het minimale aanwezige volume zand de strandhoofden deels. Door de aanleg van een Steunduin met een levensduur van bijvoorbeeld 5 jaar is het mogelijk dat de strandhoofden in zijn geheel worden bedekt met zand. Het is dan echter wel mogelijk dat door het eroderen van het onderhoudszand de strandhoofden deels vrij komen te liggen.

In beide gevallen blijft de functie met betrekking tot het uit de buurt houden van een eventuele geul bij de dijk bestaan en komt de veiligheid van de dijk niet in gevaar. Dit óf door de blootliggende strandhoofden, óf door de aanwezigheid van het Steunduin. De aanwezigheid van een geul kan er overigens wel voor zorgen dat het Steunduin sneller erodeert.

In de huidige situatie vervullen de strandhoofden wellicht ook een functie met betrekking tot het vasthouden van zand voor het Flaauwe Werk. Deze functie verdwijnt bij het deels bedekken van de strandhoofden in verband met de kans op het ontstaan van muistromen door een veranderende verhouding tussen lengte van en afstand tussen de strandhoofden. Muistromen zullen namelijk zand het kustvak uit transporteren. Indien de strandhoofden in zijn geheel bedekt zijn hebben de strandhoofden geen functie met betrekking tot het vasthouden van zand. Door beide effecten is het mogelijk dat er meer erosie optreedt van de verlegde kustlijn in vergelijking met de huidige situatie.

Veiligheid

Bij de alternatieven Binnendijk en Binnenduin blijven de strandhoofden zoals in de huidige situatie aanwezig gehandhaafd. De onveilige situatie met gevaarlijke stromingen rond en langs de strandhoofden blijft dus bestaan.

Bij het alternatief Steunduin worden de strandhoofden in zijn geheel bedekt met zand en verdwijnt de onveilige situatie voor zwemmers en strandgasten zoals die nu aanwezig is.

Gezien bovenstaande punten is het bij geen van de alternatieven logisch om de strandhoofden aan te passen of te verlengen.

10 REFERENTIES

Arcadis/ Alkyon/ Nieuwe Gracht (2000)
Visie Hollandse Kust Kustmorfologische ontwikkelingen. Rev 1: 31 januari 2000.

Alkyon (2003)
Extra berekeningen met een afwijkende stormvorm van 2-9-2003

Alkyon/ Arcadis (2004)
Voorfase planstudie Flaauwe Werk, 110403/WA4/6F8/ 001440/001.

Deltadienst (1978)
Notitie DDMI-78.333 Visueel landschappelijke-, cultuurhistorische- en natuurwetenschappelijke consequenties van de verschillende mogelijkheden voor verzwaring van het Flaauwe Werk.

DHV (2005-1)
Hoe omgaan met morfologische onzekerheid, memo fase 1, WG-SE20050516.

DHV (2005-2)
Startnotitie m.e.r Planstudie versterking zeedijk Flaauwe Werk Goeree, WG-SE20050498.

DHV (2005-3)
Beleidsevaluatie 'Dynamisch Handhaven', MC-BP20050171.

Geodelft (2000)-1
Briefrapport invloedsgrenzenonderzoek dijkvak het Flaauwe Werk (CO-395350/0011)

Geodelft (2000)-2
Beoordeling primaire waterkering 1e categorie Goeree-Overflakkee dijkvak het Flaauwe Werk (CO-395350/0014)

Maas, C., Rakhorst, H.D., Roelse, P. en Heide van der, P.M. (2001)
De functie van strandhoofden langs de Noord-Hollandse kust, Hoogheemraadschap van Uitwaterende Sluizen.

Ministerie van verkeer en waterstaat (1955)
Aanbesteding aanpassing strandhoofden Flaauwe Werk

Rijkswaterstaat (2005)
Memo 'Levensduur asfaltbekleding Flaauwe Werk, d.d. 21 juni 2005' van C Montauban (DWW) aan Martin Schellevis

Mulder, J.P.M (2000)
Zandverliezen in het Nederlandse kustsysteem – advies voor dynamisch handhaven in de 21e eeuw. rapport RIKZ 2000.36.

Johanson, J.C.P. (1987)
Aanpassen strandhoofden ter plaatse van het Flaauwe Werk, notanummer WB-N-87.084, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Hoofdafdeling Waterkeringen, afdeling advies.

Projectbureau zeeweringen
Ontwerp binnentalud fort Ellewoudsdijk

Rijkswaterstaat Directie Zuid Holland (1954)
Bijlage behorende bij brief dd 29-1-1955 nr 1069, Maken van strandhoofd nr 10 in het verlengde van op te ruimen strandhoofd nr 11, registratienummer 54.230.

Rijkswaterstaat Directie waterhuishouding en waterbeweging, district kust en zee (1979)
Nota WWKZ-79G001 Versterking Flaauwe Werk.

Rijkswaterstaat Directie Zuid Holland (1979)
Versterking van het Flaauwe Werk in het kader van de deltawet, Technische werkgroep Flaauwe Werk.

Rijkswaterstaat Directie Zuid Holland (1982)
Versterking van zeewering 'het Flaauwe Werk'.

Rijkswaterstaat Directie Zuid Holland (1987)
Verlenging strandhoofden nabij het Flaauwe Werk, strandhoofd 5, situatie en profielen, registratienummer ZH.MH.87.103.

Rijn van (1998)
Principles of coastal morphology, Aqua publications, ISBN 90-800356-3-7

RIKZ (1998)
Kustlijnkaart 1998

RIKZ (2003)
Weten wat te meten, Evaluatie Landelijke Fysische Monitoring, bijlagen.

Robijn, P. (1986)
Strandhoofden Flaauwe Werk, notitie ZH.MH.FW.001.

Robijn, P. (1987)
Bestek nr. ZH 3180, dienst 1987-1988. Ontwerp-staat van meerwerk nr. 02.

Roelse, P. (1996)
Evaluatie van zandsuppleties aan de Nederlandse kust 1975-1994, een morfologische beschouwing, Rapport RIKZ-96.028, ISBN 90-369-0455-2

Roelse, P. (2002)
Water en zand in balans Evaluatie zandsuppleties na 1990; een morfologische beschouwing Rapport RIKZ/2002.003 ISBN 90-36-369-3426-5.

Roelse, P. (2004)
Suppletie Flaauwe Werk 2004, Werkdocument

Royal Haskoning (2006)
Beoordeling binnentalud Flaauwe Werk. 9R9249.A0/N0001/LVN/SEP/Nijm

Stam J.M.T., Groen M., Walburg L. (2002)
Haringvlietmonding: reconstructie van een afsluiting Beschrijving, verklaring en modelaanpak van de effecten van de sluiting van de Haringvlietmonding 1970-2000 Rapport RIKZ/2002.028.

Steijn, R.C. (1998)
In: Arcadis/ Alkyon/ Nieuwe Gracht (2000) Visie Hollandse Kust
Kustmorfologische ontwikkelingen. Rev 1: 31 januari 2000.
In: Vessem van. P. (1998) Morfologie monding Haringvliet. Veranderingen van een dynamisch onderwaterlandschap. MER beheer Haringvlietsluizen Rapport RIKZ 98.016.

Svasek Hydraulics (2004)
Bandbreedte morfologische voorspellingen Haringvlietmonding. Gd/04459/1306.

Technisch Rapport Steenzettingen

Technisch rapport asfalt voor waterkeren

Tönis, I.E., Stam, J.M.T., Graaf van de, J. (2002)
Morphological changes of the Haringvliet estuary after closure in 1970. Coastal engineering 44 (2002) 191-203.

TAW (1995)
Basisrapport zandige kust – behorende bij de leidraad zandige kust. Technische adviescommissie voor de waterkeringen.

Veero (2005)
Veiligheid voor alles – veiligheid op de Kop van Goeree.

Vessem van. P. (1998)
Morfologie monding Haringvliet. Veranderingen van een dynamisch onderwaterlandschap. MER beheer Haringvlietsluizen Rapport RIKZ 98.016.

Voorschrift toetsen veiligheid

Withagen, L (2000)
Delta 2000 Inventarisatie huidige situatie Deltawateren, RIKZ 2000.047

Walhout, T. (2002)
Evaluatie zandsuppleties Flaauwe Werk (Goeree) 1994 en 1998, Werkdocument *RIKZ/AB/2002.824x*.

Waterschap Hollandse Delta (2004)
Achtergrondrapport Toetsing Asfaltbekleding Flaauwe Werk, oktober 2004

Internet

www.flakkee.net
www.grevelingen.nl
www.haringvlietsluizen.nl
www.ouddorpsereddingsbrigade.nl
www.riza.nl

Gesprekken

K. Montauban (DWW) inzake levensduur en onderhoud asfaltbekleding.

11 COLOFON

Opdrachtgever	:	Waterschap Hollandse Delta
Project	:	Waterbouwrapport Flaauwe Werk
Dossier	:	W3736-03-001
Omvang rapport	:	115 pagina's
Auteur	:	Lisette Veeken, Nicole Geurts van Kessel
Bijdrage	:	M. Cats, M. Eversdijk, H. Johanson, G.J.M de Jonge, M. Sokolewicz, C. Spoorenberg
Projectleider	:	T. Klink
Projectmanager	:	T. Louters
Datum	:	15 juni 2006
Naam/Paraaf	:	