

Bijlage 1B. Rekenkundige Onderbouwing Ontwerp

1. Inleiding

In voorliggende Bijlage wordt een rekenkundige onderbouwing gegeven van het gekozen voorkeursalternatief, hiertoe wordt veelal verwezen naar specifiek opgestelde memo's/ontwerprapporten. Er is gekozen om in deze Bijlage kort de belangrijkste conclusies te beschrijven, voor meer onderbouwing wordt naar de memo's en ontwerprapporten verwezen. De rekenkundige analyse voor hoofddijkvakken is afgerond in ontwerploop 2. In Ontwerploop 3 zijn de voorkeursoplossingen per dijkvak met elkaar verbonden en zijn principe-oplossingen uitgewerkt voor maatwerkvakken. Veel belangrijke uitgangspunten die zijn gehanteerd in het ontwerpproces zijn vastgelegd in een aparte uitgangspuntennotie (*BH5290-RHD-ZZ-XX-RP-Z-0027 IJMD TUN Ontwerploop 2&3 10022022 C03*).

2. Herverdeling Faalkansruimte

Het Adviesteam Dijkontwerp heeft het projectteam IJsselmeerdijk geadviseerd om in ontwerploop 2 te onderzoeken of een herverdeling van de faalkansbegroting leidt tot een minder grote versterkingsopgave. In ontwerploop 1 werd namelijk al geconstateerd dat de beschikbare faalkansruimte voor piping geschikt lijkt om her te verdelen, gegeven het feit dat piping bij dit dijktraject een zo goed als verwaarloosbare faalkans heeft. In memo *BH5290-HKV-ZZ-XX-NT-Z-0034 IJMD Herverdeling faalkansruimte 24112021 C02* is onderzocht of dit mogelijk is en wat de meest gunstige verdeling is.

In de memo is aangetoond dat de eisen voor piping flink kunnen worden aangescherpt zonder dat pipingmaatregelen nodig zijn, waarmee faalkansruimte ontstaat voor andere maatgevende mechanismen. Op basis van de uitgevoerde analyse wordt voorgesteld om de faalkansruimte voor piping te verlagen van 24% naar 4%. Dat betekent een veel strengere eis voor piping, echter de kansen op piping bij deze dijk zijn zoals aangetoond zéér klein. In theorie is zelfs nog een veel strengere eis voor piping mogelijk, maar aanbevolen wordt om enige robuustheid te behouden om eventuele onvoorziene tegenvallers te kunnen op te vangen zonder dat dit direct leidt tot een versterkingsopgave voor piping. Vanuit deeltraject Markermeerdijk van normtraject 8-3 zijn aanvullende versterkingsmaatregelen als gevolg van een strengere piping-eis ook uitgesloten. Bij een verlaging van 24% faalkansruimte naar 4%, komt er 20% faalkansruimte vrij.

Het verplaatsen van deze vrijkomende faalkansruimte van Piping naar Grasesosie (GEKB en GEBU) heeft direct effect op de versterkingsconfiguratie. Dure en ongewenste dijkverhogingen (GEKB) kunnen worden beperkt en potentieel kan ook de overgangshoogte van harde naar zachte bekleding op het buitentalud (GEBU) worden verlaagd. Beide leiden in theorie dus tot het gebruik van minder grondstoffen en daarmee tot grote duurzaamheidswinst en kostenreducties. De huidige vigerende rekenregels voor GEBU zijn conservatief en wijzigingen op deze rekenregels zijn op handen. De huidige rekenregels leiden doorgaans - zelfs met meer faalkansruimte- tot een harde bekleding tot aan de kruin van de dijk. Er is dus niet gekozen voor het verschuiven van meer faalkansruimte naar GEBU, omdat de potentiële winst nu niet leidt tot een ander ontwerp en de voorziene wijzigingen aan de rekenregels (planuitwerkingsfase) waarschijnlijk al een zeer groot reducerend effect zullen hebben. Mogelijk kan in de planuitwerkingsfase het gecombineerd probabilistisch rekenen voor de grasbekleding (opnieuw) worden heroverwogen.

Er is dus gekozen om de vrijkomende faalkansruimte geheel te verplaatsen naar GEKB. Dit leidt direct tot lagere benodigde kruinhoogtes (circa 40cm lager, zie hoofdstuk Overloop en Overslag). De reductie in kosten voor een dergelijke wijziging is op basis van de kostenramingen opgesteld in ontwerploop 1 geschat op ongeveer 10% van

de totale investeringskosten. Daarnaast wordt de versterkingsopgave compacter, waardoor de negatieve impact van de versterking op de omgeving ook sterk reduceert (40cm lagere kruin is namelijk circa 2,5m minder ruimtebeslag).

GEKB heeft een standaard faalkansruimte van 24%. Wanneer we daar op trajectniveau de vrijgevallen faalkansruimte voor STPH (20%) bij optellen komt het totaal aan faalkansruimte op 44%. De nieuwe eis voor GEKB op doorsnedeniveau ($P_{eis,dsn,ond}$) bedraagt dan $1.4667E-05$ (1/68.182 per jaar). Deze eis volgt uit $P_{max} = 1/10.000$ (ondergrens), $N = 3$ en $\omega = 0,44$. Zie onderstaande tabel voor het totale overzicht.

Cat.	Eis op doorsnedeniveau bij $\omega = 24\%$	1/eis Doorsnedeniveau bij $\omega = 24\%$ (jaar)	Eis op doorsnedeniveau bij $\omega = 44\%$	1/eis doorsnedeniveau bij $\omega = 44\%$ (jaar)	Categorie toelichting
I	8,89E-08	11.250.000	1,63E-07	6.136.364	1/30 x Signalerings waarde doorsnede
II	2,67E-06	375.000	4,89E-06	204.545	Signalerings waarde doorsnede
III	0,000008	125.000	1,47E-05	68.182	Ondergrens doorsnede
IV	0,0001	10.000	0,0001	10.000	Ondergrens traject
V	0,003	333	0,003	333	30 x Ondergrens traject

3. Ontwerp op Overloop en Overslag (GEKB)

Binnen Ontwerploop 2 van de Verkenning IJsselmeerdijk normtraject 8-3 is besloten tot het gebruik van een nieuw probabilistisch model voor graserosie, ontwikkeld door Deltares (Smale A., 2021), in opdracht van waterschap Zuiderzeeland. Het doel was om in Ontwerploop 2 met dit probabilistische model de dimensies van de kansrijke alternatieven, zoals beschreven in de Nota Kansrijke Alternatieven (*BH5290-RHD-ZZ-XX-RP-Z-0015 IJMD Notitie KA 290621 C03*), aan te scherpen. Met het model kan gecombineerd gerekend worden aan graserosie buitentalud (GEBU) en graserosie kruin- en binnentalud (GEKB). Het model is beschreven in rapport Probabilistisch beoordelen en ontwerpen grasbekleding (*11206202-002-HYE-0001 v1.0, 12 juli 2021*) en gevat in een plug-in voor HydraRing. In april 2021 is met dit model een eerste set berekeningen gemaakt en zijn de resultaten vergeleken met een vergelijkbaar model dat bij HKV wordt ontwikkeld (*PR4161.20 Memo Uitgangspunten en Resultaten GEBUGEKB probsommen 23-08-2021*). De resultaten van de gecombineerde GEBU-GEKB berekeningen wekten helaas onvoldoende vertrouwen om nu al over te stappen op deze nieuwe aanpak met de twee gecombineerde graserosie-mechanismen. Zo blijkt bijvoorbeeld de gevoeligheid voor de helling van het ondertalud (1:4 versus 1:5) onwaarschijnlijk groot. De resultaten lieten dus grote verschillen zien bij -gevoelsmatig- beperkte wijzigingen in de invoer, waarbij nadrukkelijk niet gezegd is dat deze resultaten fout zijn. In het project is het echter essentieel dat er voldoende vertrouwen bestaat in de nieuwe rekenmethode. Temeer omdat de huidige vigerende ontwerpformules voor Graserosie Buitentalud (GEBU) na recent uitgevoerd onderzoek waarschijnlijk spoedig zullen wijzigen, is begin september 2021 besloten verder te gaan met het Deltares model, echter nu alleen met Graserosie Kruin- en Binnentalud (GEKB). Graserosie Buitentalud (GEBU) is dus -tot nader orde- weer 'losgekoppeld'.

De IJsselmeerdijk is het eerste dijkversterkingsproject waarbij het nieuwe model van Deltares in het ontwerp wordt toegepast. Het model bevat geen nieuwe inzichten t.a.v. het falen van het gras, maar de geïmplementeerde rekenkundige benadering is wél nieuw. Dat betekent dat de resultaten afwijken van eerdere resultaten uit Ontwerploop 1 (semi-probabilistische HBN berekeningen) en ook verschillen met probabilistische GEKB berekeningen met Riskeer (methode beoordeling) zullen optreden.

In memo *BH5290-HKV-ZZ-XX-RP-Z-0026 IJMD Kruinhoogtebepaling OL2 25112021 C02* wordt beschreven hoe een set probabilistische GEKB berekeningen -dus zonder GEBU- is gemaakt voor de IJsselmeerdijk met het Deltares model (orde 15.000 berekeningen) en een set van 720 berekeningen met zowel Riskeer als het bij HKV ontwikkelde model, ter controle van de berekeningen met het Deltares model. Op basis van de uitgevoerde berekeningen en bijbehorende memo zijn de benodigde kruinhoogtes van de kansrijke alternatieven in ontwerploop 2 bepaald.

Keuze graskwaliteit en kwaliteit binnentalud

Bij het gebruik van een probabilistische kruinhoogtebepaling dient ook een keuze gemaakt te worden over de graskwaliteit (open of gesloten zode) op het binnentalud en of er wel/geen overgangen aanwezig zijn. De kwaliteit van de grasmat is momenteel goed, afgezien van lokale beschadigingen als gevolg van dierlijke graverij. Daarnaast ligt de grasmat op het binnentalud gunstig georiënteerd qua zonligging, de kans dat de grasmat na versterking weer van goede kwaliteit is, is daarmee groot. Gekozen is om in de verkenningsfase een gesloten zode aan te nemen voor het gehele dijktraject. Bij deze keuze hoort ook de veronderstelling dat de grasmat regelmatig en goed wordt beheerd. Deze veronderstelling is onder andere meegenomen in de bepaling van de levensduurkosten. De dijk bevat over het gehele traject een binnenberm met daarop een (onderhouds)weg. Lokaal zijn er ook andere overgangen zoals dijkovergangen aanwezig. Deze dijk heeft dus overgangen, waardoor in de basis voor dit dijktraject wordt gekozen voor de combinatie “gesloten zode met overgangen”. In de verkenningsfase worden echter ook (kansrijke) alternatieven beschouwd met een hoger overslagdebiet, voor deze alternatieven wordt een kruinhoogte gekozen welke hoort bij “open zode zonder overgangen”, waarbij de overgang tussen het binnentalud en de binnenberm wordt versterkt.

Resultaten

In memo *“Herverdelling Faalkansruimte IJsselmeerdijk normtraject 8-3”* wordt onderbouwd om vrijkomende faalkansruimte in te zetten voor het faalmechanisme GEKB. Hierdoor ontstaat een doorsnede-eis van 1/68.182 per jaar voor GEKB. Met deze eis zijn de benodigde kruinhoogtes afgeleid voor zichtjaar 2080.

Voor **deeltraject Meerdijk** zijn in ontwerploop 1 (zeef1) de volgende kansrijke alternatieven geselecteerd:

- Binnenwaarts hoge dijk (voor dijkvak 1)
- Binnenwaarts met hoog overslagdebiet (voor dijkvak 2)
- Buitenwaarts hoge dijk (voor dijkvak 3)
- Vierkant hoge dijk (voor dijkvak 1,2 en 3)
- Voorlandoplossing (geleidelijk aflopend talud) (voor dijkvak 1,2 en 3)

Daarnaast zijn de opties verhogen toelaatbaar golfoverslagdebiet en het verruwen van het boventalud nog als potentieel kansrijke opties geselecteerd. Voor beide opties geldt dat de dijk minder hoog en daardoor compacter kan worden versterkt. Maar in ontwerploop 1 zijn ook diverse nadelen geïdentificeerd voor beide opties, daarom is gekozen om in ontwerploop 2 nader te onderzoeken of dit wenselijke opties zijn. In onderstaande tabel zijn voor de kansrijke alternatieven en de potentieel kansrijke opties de benodigde kruinhoogtes afgeleid met probabilistische model weergegeven. In de tabel zijn de kansrijke alternatieven groen gemarkeerd en de opties geel gemarkeerd. Voor de optie verruwing boventalud is een ruwheidsfactor van 0,8 tot halverwege het boventalud aangenomen. Voor het voorland is onder kolom 4.1a een geleidelijk talud vanaf NAP+1,0m tot NAP-2,0m bepaald waarmee de gehele dijkversterkingsopgave (dus ook de bekledingsopgave) wordt opgelost. Onder kolom 4.1b is een horizontaal voorlandprofiel bepaald, die ook de gehele dijkversterkingsopgave oplost. Hierbij

wordt opgemerkt dat beide voorlandprofielen waarschijnlijk aangevuld dienen te worden met grond en dammen om afslag en verliezen tijdens niet maatgevende condities op te kunnen vangen.

	0	1.1	1.2	1.3	2.1	2.2	2.3	2.4	3.1	3.2	3.3	4.1a	4.1b	4.2
	huidige dijk	Binnenwaarts hoge dijk	Binnenwaarts verruwing boventalud	Binnenwaarts hoog overslagdebiet	Buitenwaarts hoge dijk	Buitenwaarts boventalud	Buitenwaarts verlaauwing boventalud	Buitenwaarts overslagdebiet	Vierkant hoge dijk	Vierkant verruwing boventalud	Vierkant met verlaauwing boventalud	Voorreever	Voorreever met geobbe	Onderstern met kruinverhoging
Dijkvak 1	NAP+5,39	NAP+7,11	NAP+6,52	NAP+6,63					NAP+7,11	NAP+6,52		1:10	20m breed NAP +0m	
Dijkvak 2	NAP+5,00	NAP+7,13	NAP+6,62	NAP+6,70					NAP+7,13	NAP+6,62		1:10	20m breed NAP +0m	
Dijkvak 3	NAP+5,30				NAP+6,51	NAP+6,00		NAP+6,14	NAP+6,51	NAP+6,00		1:10	20m breed NAP -1m	

De hoogte-opgave van de Meerdijk (keuze gesloten zode met overgangen) is ten opzichte van ontwerploop 1 (overslagdebiet van 10 l/s/m met Hydra-NL en doorsnede-eis 1/125.000 per jaar) afgenomen met circa 50cm. Meer dan de helft van deze reductie is toe te schrijven aan de lagere doorsnede-eis na het herverdelen van de faalkansruimte.

Voor deeltraject **Baaidijk** zijn de volgende kansrijke alternatieven in zeef 1 gekozen:

- Binnenwaarts hoge dijk (voor dijkvak 4)
- Vierkant hoge dijk (voor dijkvak 5)
- Golfmuur met brede berm binnen profiel (voor dijkvak 4 en 5)

Daarnaast worden de opties verhogen toelaatbaar golfoverslagdebiet, het verruwen van het boventalud nog als potentieel kansrijke opties gezien. In de tabel zijn deze geel gemarkeerd.

	1.1	1.2	1.3	1.4	2.1	2.2	2.3	3.1	3.2	3.3	4.1	5.1	5.2	5.3
	Binnenwaarts hoge dijk met bermverhoging	Binnenwaarts hoge dijk zonder bermverhoging	Binnenwaarts verruwing boventalud	Binnenwaarts verlaauwing boventalud	Buitenwaarts hoge dijk zonder bermverhoging	Buitenwaarts hoge dijk met bermverhoging	Buitenwaarts verlaauwing boventalud	Vierkant met bermverhoging verruwing boventalud	Vierkant hoge dijk met verhoogde smalle berm	Vierkant hoog overslagdebiet	Voorreever	Golfmuur met verhoogde berm binnen profiel	Golfmuur met extra hoge berm binnen profiel	Vaste kering op de kruin
Dijkvak 4														
Dijkvak 5														

De voorziene hoogteopgave in ontwerploop 1 voor dit deeltraject van 0,4m – 0,6m is door het probabilistisch rekenen en de nieuw afgeleide doorsnede-eis voor GEKB **bijna volledig vervallen** voor alle alternatieven. Alleen op een specifieke locatie bij dijkvak 5 -ter hoogte van Deco Marina- blijft over een traject van circa 30-50m een kleine opgave staan. Deze opgave vervalt bij het opheffen van de buitenberm.

N.B. Voor dijkvak 4 blijft de versterkingsopgave aan de zetsteenbekleding en teenbescherming staan. Voor dijkvak 5 voldoet de huidige zetsteenbekleding en teenbescherming. Voor zowel dijkvak 4 en 5 dient het asfalt op de buitenberm te worden vervangen en dient de buitenberm te worden verhoogd. Het huidige asfalt ligt namelijk onder het niveau van maatgevend hoogwater, waardoor het asfalt kan bezwijken door golfklappen als de ondergrond verzadigd. Daarnaast wacht voor beide dijkvakken mogelijk een versterkingsopgave voor GEBU (overgang harde bekleding-zachte bekleding), al heeft het verhogen van de buitenberm ook voor dit mechanisme een zeer gunstig effect. Voor faalmechanisme GEBU wordt gewacht tot nieuwe rekenregels/leidraden beschikbaar komen.

Voor de **Maatwerkvakken B, C, D, E (Maxima-Centrale, Flevokust, FlevoMarina, Houtribhoekstrand)** geldt dat er geen hoogte-opgave is. Het beeld ten opzichte van ontwerploop 1 is daarmee ongewijzigd. Voor maatwerkvakken B, C, D geldt wel dat er voor GEKB een inpasopgave is; de vakken sluiten aan op vakken die wel versterkt (verhoogd/verbreed) worden.

4. Ontwerp op Graserosie Buitentalud - overgang hard/zacht (GEBU)

De grasbekleding op het buitentalud kan op twee eroderen als gevolg van golfbelasting: golfklap en golfploop. In een ontwerpproces wordt gezocht naar een overgangshoogte; de hoogte tussen de harde bekleding (steen/asfalt) en grasbekleding. Dit is de hoogte waar de grasbekleding voldoende weerstand biedt tegen erosie. De huidige semi-probabilistische systematiek schrijft voor dat de grasbekleding moet voldoen bij hydraulische randvoorwaarden met een terugkeertijd getalsmatig gelijk aan de doorsnede-eis. Hieruit volgt op basis van het OI2014v4 dat de grasbekleding getoetst wordt aan de condities met een terugkeertijd van $1/666.667$ per jaar ($N=3$, $\omega=0.045$). Uit berekeningen met deze methodiek en terugkeertijd volgt een overgangshoogte tot boven de kruin. In het project is geprobeerd om te ontwerpen met een probabilistische methode voor de combinatie GEKB-GEBU (beschrijving van methodiek in memo BH5290-HKV-ZZ-XX-RP-Z-0026 IJMD Kruinhoogtebepaling OL2 25112021 CO2 en memo PR4161.20 Memo Uitgangspunten en Resultaten GEBUGEKB probsommen 23-08-2021) dit leiden tot zeer gevoelige resultaten. In dit project is -specifiek voor de klassieke mogelijke alternatieven- een **vaste overgangshoogte** van de harde bekleding/zachte bekleding aangenomen. De huidige vigerende rekenmethodieken zijn namelijk erg gevoelig en leiden vaak tot zeer hoge overgangshoogtes (tot kruinhoogte), waardoor deze in fase van het project niet goed toepasbaar zijn.

Daarnaast blijkt uit recente kennis en inzichten voortvloeiend uit deltagootproeven dat de overgangshoogte mogelijk significant lager kan worden ontworpen dan de vigerende rekenmethodieken nu berekenen. Een nieuwe leidraad voor het toepassen van nieuwe kennis wordt gedurende planuitwerkingsfase verwacht.

In dit project is gekozen om voor traject Meerdijk een overgangshoogte halverwege het boventalud te kiezen en voor traject Baaidijk bij de grens tussen golfklapzone/golfploopzone te hanteren. Daarnaast is aangenomen dat er op het boventalud een erosiebestendige kleilaag aanwezig is of wordt aangebracht met een dikte van minimaal 0,8 meter. De graszodekwaliteit wordt als 'gesloten' verondersteld. Dit is onafhankelijk van de zichtjaren.

5. Asfaltbekleding

De asfaltbekleding van de IJsselmeerdijk lag bij de aanleg boven de golfklapzone (NAP +1,8m). Met de invoering van de overstromingskansnormen is dit veranderd, waardoor de asfaltbekleding wordt belast door golfklappen (waterstand bij de norm van NAP +2,2m). Omdat de asfaltbekleding op een funderingslaag ligt die op een kleilaag ligt, kan onder extreme omstandigheden de funderingslaag vol water lopen. Dat leidt dan tot een asfaltbekleding op een verzadigde ondergrond die vrijwel zeker zal bezwijken bij de hydraulische belastingen op het asfalt (golfhoogtes van 2 – 3,5m). Daarnaast is het zeer aannemelijk dat de huidige asfaltbekleding tijdens de realisatiefase "kapot" wordt gereden en daarmee sowieso vervangen dient te worden. Voor de verkenningsfase wordt derhalve aangenomen dat voor het gehele traject een versterkingsopgave voor de buitendijkse asfaltbekleding geldt. In het ontwerp is een standaard opbouw van waterbouwasfalt (WAB) verondersteld.

6. Zetsteenbekleding

De huidige zetsteenbekleding op traject Meerdijk is ongeveer bestand tegen golven met een maximale significante golfhoogte van 2m. De huidige zetsteenbekleding op traject Baaidijk is ongeveer bestand tegen golven met een maximale significante golfhoogte van 1,5m. Dit betekent dat voor dijk 1, 2, 3 en 4 de huidige zetsteen onvoldoende sterk is.

Met Steentoets V20.1 is per dijkvak de benodigde nieuwe zetsteendikte bepaald voor 3 willekeurig gekozen type zetsteen. Hierbij is rekening gehouden met huidige geometrie van het ondertalud, behoud van de bestaande filterlagen en zichtjaar 2080. De keuze voor het type zetsteen dient in een latere projectfase gemaakt te worden.

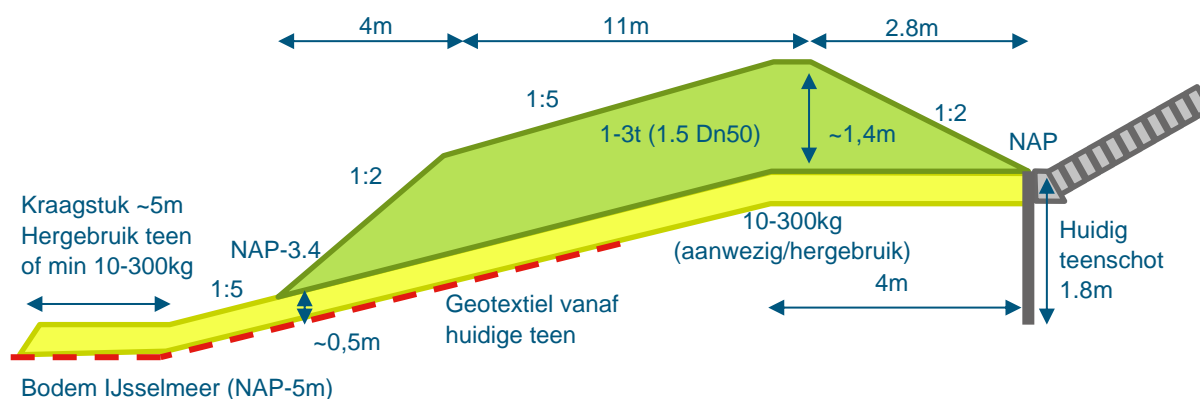
Voor dijkvak 1 en 2 dient zetsteen aangebracht te worden van 0,5m (gemiddelde van 3 gekozen zetsteentype). Voor dijkvak 3 voldoet 0,45m (gemiddelde van 3 gekozen zetsteentype). Voor dijkvak 4 voldoet 0,35m (gemiddelde van 3 gekozen zetsteentype).

7. Teenbescherming

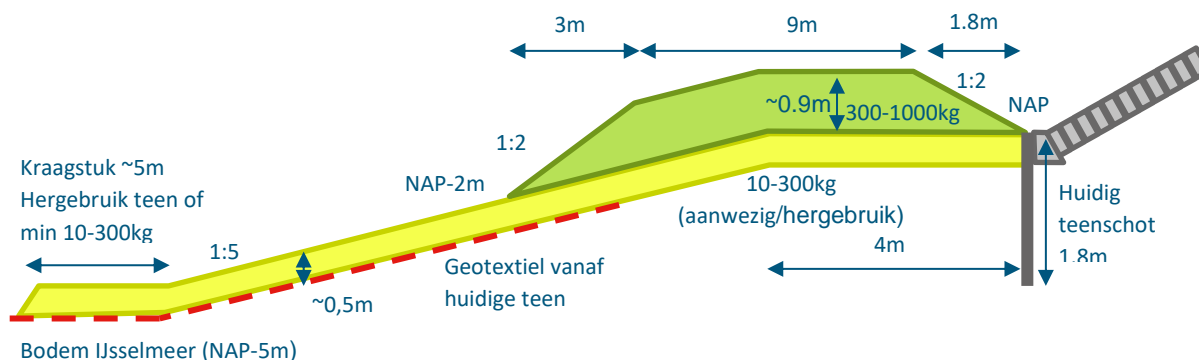
De dijkteen draagt de steenzetting, zodat deze op haar plek blijft. Een stabiele teen zorgt ervoor dat wrijving tussen de elementen van de steenzetting kan ontwikkelen, zodat de steenzetting een maximale sterkte krijgt. Bij een maatgevende storm zal de teen het totale gewicht van de steenzetting onder de maatgevende waterstand dragen. Deze maximale sterkte is het uitgangspunt voor de uitgevoerde beoordelingen met het computerprogramma Steentoets. In de veiligheidsanalyse is beoordeeld dat de huidige teen, bestaande uit een teenschot en teenbestorting, onvoldoende geotechnische weerstand biedt om het gewicht van de steenzetting te kunnen dragen. De huidige teenbekleding op traject Meerdijk is -met toestaan van enorme schade- ongeveer bestand tegen golven met een maximale significante golfhoogte van 2m. De huidige teenbekleding op traject Baaidijk is ongeveer bestand tegen golven met een maximale significante golfhoogte van 1,5m.

Ontwerp:

Voor de dijkvakken 1, 2 en 3 is een zeer forse teenconstructie nodig is. De berekeningen zijn o.a. probabilistisch en met een innovatieve teenconstructietool uitgevoerd. Uit berekeningen blijkt dat een toplaag van breuksteensortering 3-6 ton nodig is (zie memo [BH5290-Ontwerp Teenbekleding v3](#) voor een uitgebreide ontwerponderbouwing). Dit is voor Nederlandse begrippen ongekend zwaar, maar is te verklaren doordat de teenbekleding tijdens maatgevende condities midden in de golfklapzone ligt (golfhoogte 3,2m en periode van 7,2 seconde). We zien meerdere optimalisatiekansen (die in Planuitwerkingsfase onderzocht kunnen worden) en daarom is gekozen om in het ontwerp uit te gaan van een **1-3 ton sortering** voor dijkvakken 1, 2 en 3. Voor dijkvak 4 is een teenbekleding met een toplaag van 300-1000kg ontworpen. Het opgenomen ontwerp voor dijkvak 2 en dijkvak 4 is hieronder weergegeven:



Figuur: Schetsontwerp voor teenbekleding Dijkvak 2



Figuur: Schetsontwerp voor teenbekleding Dijkvak 4

In memo BH5290-Ontwerp_Teenbekleding_v3 worden veel mogelijke optimalisaties beschreven en is ook een advies van het Adviesteam Dijkontwerp opgenomen. Het verdient aanbeveling om in de planuitwerking deze adviezen ter harte te nemen.

Impactanalyse

Gezien de omvang van de dijkteen is middels een impactanalyse onderzocht of optimalisaties van het teenontwerp (2x) en ondertalud (1x) kunnen leiden tot andere keuzes in de zeef 2, meer specifiek; de afweging tussen de traditionele dijkversterkingsalternatieven enerzijds en het voorland anderzijds. Alternatief 1 zijn betonblokken (conform ontwerp Afsluitdijk) die de zetsteen op het ondertalud en de dijkteen van breuksteen op NAP+0m vervangen. Alternatief 2 is een damwand die de functie van een traditionele dijkteen van breuksteen overneemt. Alternatief 3 is een verflauwing van het benedentalud (van 1:4 naar 1:5), waardoor de nieuwe benodigde kruinhoogte van de dijk afneemt. In de impactanalyse zijn de alternatieven vergeleken met de basisvariant op 1. Kosten, 2. Milieu-effect en 3. Overige criteria in zeef 2.

- Alternatief 1 (betonblokken) is te realiseren met minder ruimtegebruik, maar is moeilijker uitvoerbaar, is niet gewenst vanuit ruimtelijke kwaliteit en is meer milieubelastend dan de basisvariant. Daarom is deze optimalisatie niet als kansrijk beschouwd;
- Alternatief 2 (damwand) kent in de uitvoering grote risico's, heeft hoge instandhoudingskosten en is erg milieubelastend en is daarom niet als kansrijke optimalisatie beschouwd;
- Alternatief 3 (flauwer talud) is mogelijk wel een gewenste optimalisatie om te onderzoeken in de planuitwerkingsfase. De investeringskosten, de milieubelasting en hinder binnendijks kunnen iets afnemen. Daartegenover staat wel meer ruimtegebruik buitendijks en mindere score op ruimtelijke kwaliteit.

Deze onderzochte optimalisaties hebben geen significant effect op de afweging tussen voorland en traditionele dijkversterkingen. Voor de volledige zeefanalyse wordt verwezen naar BH5290-RHD-ZZ-XX-NT-Z-0046_IJMD Impactanalyse opties benedentalud 07122021 C01.

8. Vooroever

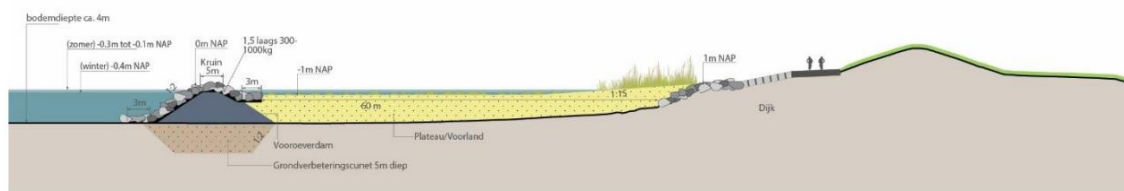
Bij de selectie van kansrijke alternatieven (zogenoemde zeef 1) voor het deeltraject Meerdijk is een voorlandalternatief gekozen als kansrijk alternatief. Het voorland alternatief betreft het aanleggen van een grondlichaam voor de huidige dijk met een golfremmende en -brekende werking. In de Notitie Kansrijke Alternatieven is geadviseerd om het alternatief in ontwerploop 2 dusdanig uitwerken dat deze 1. betrouwbaar

beoordeeld kan worden in zeef 2 en 2. onderbouwd in aanmerking kan komen voor de eventuele programma's als PAGW/ KRW en geschikt is voor een MER-beoordeling. In ontwerprapport BH5290-RHD-ZZ-XX-RP-Z-0030 IJMD Nadere uitwerking voorlandalternatief 18022022 CO3 is deze stap uitvoerig beschreven. Hieronder volgt een korte samenvatting met nadruk op de technische ontwerponderbouwing van het alternatief.

De minimale afmetingen van het voorland zijn zo bepaald dat de golfbelasting tijdens maatgevende stormen zo wordt geremd door het voorland dat er geen verdere versterkingsopgave (exclusief asfaltbekleding op de buitenberm) is aan het huidige dijklichaam. Faalmechanisme Gras Erosie Kruin en Binnentalud (GEKB) is qua versterkingsdimensies voor deze dijk dominant boven andere faalmechanismen (o.a. het bezwijken van de dijkbekleding) ter bepaling van de minimale afmeting van het voorland. Vanuit deze waterveiligheidsanalyse bleken een drietal dimensies van voorland te leiden tot het geheel oplossen van de versterkingsopgave aan het huidige dijklichaam. Deze dimensies zijn in onderstaande tabel weergegeven. De dimensies zijn afgeleid met probabilistische GEKB berekeningen.

	Dijkvak 1	Dijkvak 2	Dijkvak 3
Optie A	Helling van 1:10, aansluiting op NAP +1 m	Helling van 1:10, aansluiting op NAP +1 m	Helling van 1:10, aansluiting op NAP +1 m
Optie B	20 m breed op NAP 0 m	20 m breed op NAP 0 m	20 m breed op NAP 0 m
Optie C	50 m breed op NAP -1 m	50 m breed op NAP -1 m	20 m breed op NAP -1 m

De opties zijn vervolgens ecologisch en morfologisch onderzocht. Hiertoe is een morfologisch model toegepast, waarbij vooral is gekeken hoe zandverliezen effectief kunnen worden voorkomen en hoe vaak onderhoud (bijvoorbeeld een zandsuppletie) nodig is. Uiteindelijk heeft dit geleid tot een ontwerp met een vooroeverdam en een achterliggende luwe zone op NAP -1m. De vooroeverdam sluit het zand effectief op en zorgt voor golfbreking. Het achterliggende plateau op NAP -1m van 50-60 breed (dijkvak 1 en 2) of 30-40m breed (dijkvak 3) blijkt een relatief morfologisch stabiele oplossing en biedt tevens de meeste meerwaarde vanuit ecologisch oogpunt. Een zandbuffer van 30 m³/m die met een 1:15 talud aansluit tegen de dijk op NAP +1m zorgt ervoor dat grootschalig onderhoud (suppleties) ongeveer eens per 10 jaar nodig zijn. Dit alternatief is meegenomen in de zeef 2 analyse en uiteindelijk gekozen als voorkeursalternatief voor 2 lange strekkingen. Een schematisch dwarsprofiel van de vooroever bij dijkvak 1 is hieronder weergegeven.



9. Geotechniek en geohydrologie

In ontwerpploeg 2 zijn er stabiliteitsanalyses uitgevoerd voor de kansrijke traditionele alternatieven om deze te optimaliseren. In notitie BH5290-RHD-ZZ-XX-NT-Z-0032 IJMD Stabiliteitsberekeningen 07112021 zijn de resultaten in detail opgenomen, onderstaand worden de hoofdconclusies bullitsgewijs kort samengevat.

- Alle alternatieven voldoen (na realisatie) aan binnenwaartse stabiliteit zonder aanvullende maatregelen, zelfs de kansrijke binnenwaartse alternatieven die buiten het huidige grondverbeteringscunet raken.

- Bij binnenwaartse alternatieven dient met name bij het onderste binnentalud (gedeelte buiten het huidige grondverbeteringscunet) tijdens de uitvoering rekening gehouden te worden met aanzienlijke zettingsverschillen. Waarschijnlijk leidt dit in de eindsituatie niet tot problemen, omdat 70% van de te verwachten zettingen al binnen een jaar zullen optreden. De restzetting is orde 0,2m. Een mitigerende maatregel tijdens de uitvoering kan een gepaste ophoofphasering zijn of er kan verticale drainage worden toegepast (indicatie h-o-h afstand van de drains is 1,5m).

Specifiek voor de vooroever is een zettingsanalyse uitgevoerd (opgenomen als bijlage 3 in BH5290-RHD-ZZ-XX-RP-Z-0030 IJMD Nadere uitwerking voorlandalternatief 18022022 C03). Doordat de vooroever grotendeels onderwater ligt, zijn de te verwachten zetting relatief beperkt. Een zettingsfactor van 30% is opgenomen in het ontwerp. In genoemde notitie zijn nog een aantal locatie specifieke geotechnische aandachtspunten opgenomen.

In memo BH5290-geohydrologische en geotechnische vragen DVS IJsselmeerdijk OL 3 is kort onderbouwd dat het mogelijk moet zijn om een zandcunet aan te leggen met relatief steile taludhellingen van 1:2 (v:h) en dat de aanleg van een vooroever geen hydrologische invloed heeft op de slotgracht van het Centraal Veterinair Instituut (CVI) van de universiteit Wageningen. Dit instituut grenst binnendijks aan dijkvak 3.

Daarnaast beschrijft genoemde memo de waarschijnlijke hydrologische en geotechnische effecten van de aanleg van een natuurvriendelijke oever in dijkvak 1 en 2. Een effect kan zijn dat de beheerstrook nabij de oeverzone in natte periodes lastiger begaanbaar wordt. Daarnaast wordt een klein negatief effect verwacht voor binnenwaartse macrostabiliteit. Echter de invloed zal niet zo groot zijn dat de aanleg van een natuurvriendelijke oever zal leiden tot het onder de norm zakken op macrostabiliteit binnenwaarts.

Ten behoeve van ontwerploep 3 is een volledige parameterset opgezet op basis van het aanvullend laboratoriumonderzoek. De afleiding van de parameterset is opgenomen in de notitie BH5290-RHD-ZZ-XX-NT-Z-0048 IJMD afleiding geotechnische parameters.

In onderstaande tabel is het overzicht van de sterkteparameters van IJMD opgenomen. Hierin zijn zowel de gedraineerde als de ongedraineerde grondlagen getoond.

Naam grondsoort [-]	VG [kN/m ³]	Φ'_{cs} [°]	S [-]	m [-]	POP [kN/m ²]
Veen, <11 kN/m ³	10,0		0.36	0.87	1.0
Humeuze klei, 11-13 kN/m ³	11,8		0.30	0.90	1,0
Klei, 13 -16,5 kN/m ³	14,7		0.36	0.91	15,0
Dijkszand >16,5 kN/m ³	19,8	31,4			

Met: VG = veldvochtig volumegewicht
 Φ'_{cs} = hoek van inwendige wrijving (critical state parameter)
 S = schuifsterkteratio
 m = schuifsterktetoename exponent
 POP = pré overburden pressure

10. GABi en STMi

Voor Gras Afschuiving Binnentalud (GABi) en Microstabiliteit (STMi) wordt verondersteld dat de huidige drainage goed werkt en goed onderhouden wordt. Dit is voldoende om te voldoen aan deze mechanismen. Dit uitgangspunt

moet worden overgenomen of worden heroverwogen in de planuitwerkingsfase. Daar waar de binnenteen mogelijk verschuift (bijvoorbeeld bij keuze alternatief Binnenwaarts Hoge Dijk bij deel van dijkvak 2) zal de huidige drainage verlegd/vervangen moeten worden in binnenwaartse richting. Ten noorden van de Maximacentrale kan een raakvlak ontstaan over een lengte van maximaal 150m met een aanwezige kwelsloot bij de keuze om hier maximaal binnenwaarts te versterken, dit dient verder onderzocht te worden in de planuitwerkingsfase. Opgemerkt wordt dat drainage óók nodig is vanwege de bruikbaarheidseisen voor de wegen (verkeerswegen en onderhoudspaden) langs de dijk en om overtollig kwelwater tijdens dagelijkse omstandigheden af te voeren. Voor de IJsselmeerdijk zijn deze eisen waarschijnlijk maatgevender dan de eisen voor waterveiligheid.