RAPPORT

Technische Uitgangspuntennotitie

Dijkversterking Lauwersmeerdijk - Vierhuizergat

Klant: Noorderzijlvest

Referentie: BG3034WATRP1902081527
Status: Definitief/5.0
Datum: 6-4-2020

Royal HaskoningDHV
Enhancing Society Together

HASKONINGDHV NEDERLAND B.V.

Laan 1914 no.35
3818 EX AMERSFOORT
Water
Trade register number: 56515154

+31 88 348 20 00 **T**
+31 33 463 36 52 **F**
info@rhdhv.com **E**
royalhaskoningdhv.com **W**

Titel document:	Technische Uitgangspuntennotitie
Ondertitel:	
Referentie:	BG3034WATRP1902081527
Status:	5.0/Definitief
Datum:	6-4-2020
Projectnaam:	DVS Lauwersmeerdijk - Vierhuizergat
Projectnummer:	BG3034
Auteur(s):	Sander Post en Gerbert Pleijter
Opgesteld door:	Sander Post en Gerbert Pleijter
Gecontroleerd door:	Wouter ter Horst en Michel Tonneijck
Datum/paraaf:	7 november 2019/ M.R.T. 27 februari 2020/ S.P (versie 4.0)
Goedgekeurd door:	Jan Valk
Datum/paraaf:	6-4-2020 / J.V.

Classificatie

Alleen voor intern gebruik

Disclaimer

Niets uit deze specificaties/drukwerk mag worden verveelvoudigd en/of openbaar gemaakt door middel van druk, fotokopie, microfilm of op welke andere wijze dan ook, zonder voorafgaande schriftelijke toestemming van HaskoningDHV Nederland B.V.; noch mogen zij zonder een dergelijke toestemming worden gebruikt voor andere doeleinden dan waarvoor zij zijn vervaardigd. HaskoningDHV Nederland B.V. aanvaardt geen enkele verantwoordelijkheid of aansprakelijkheid voor deze specificaties/drukwerk ten opzichte van anderen dan de personen door wie zij in opdracht is gegeven en zoals deze zijn vastgesteld in het kader van deze Opdracht. Het geïntegreerde QHSE-managementsysteem van HaskoningDHV Nederland B.V. is gecertificeerd volgens ISO 9001:2015, ISO 14001:2015 en ISO 45001:2018.

Inhoud

1 Inleiding 1
1.1 Aanleiding voor dijkversterking 1
1.2 Context van het project 2
1.2.1 Projectgebied 2
1.2.2 Doelstellingen en belangen Opdrachtgever 2
1.3 Doel van de technische uitgangspuntennotitie 3
1.4 Leeswijzer 4

Deel A – Algemene uitgangspunten 5

2 Algemene uitgangspunten 6
2.1 Coördinaten 6
2.2 Niveaus/peilen 6
2.3 Software en bestandsformaten 6
2.4 Afkortingen 7
2.5 Ontvangen documenten 8
2.6 Definities 9

3 Ligging van de Lauwersmeerdijk 10
3.1 Dijktraject en projectgebied 10
3.2 Huidige situatie 11

4 Veiligheidsopgave waterveiligheid 15
4.1 Asfalt- en steenbekleding 16
4.2 Grasbekleding 17
4.3 Cleveringsluizen 17
4.4 Havendammen 17

5 Ontwerpen met het OI2014 18
5.1 Normering 18
5.2 Faalkansruimte 18
5.3 Detailniveau verkenningsfase en daarmee voorkeursalternatief 20
5.4 Dijkvakken 20
5.5 Ontwerplevensduur dijkversterking 21
5.6 Overstromingskans gedurende levensduur 22
5.7 Innovatieve oplossingen 22

Deel B – Technische uitgangspunten 23

6 Waterstands- en golfbelastingen op de dijk 24
6.1 Hydraulische randvoorwaarden Waddenzee 24
6.1.1 Software 24
6.1.2 Zeespiegelstijging en bodemdaling 26
6.1.2.1 Klimaatscenario zeespiegelstijging 26
6.1.2.2 Bodemdaling en zetting/klink dijk 26
6.1.3 Invloed voorland 27
6.1.4 Stormduur en waterstandsverloop 27
6.1.5 Getijde-informatie 28
6.2 Grondwaterstanden achterland 30
6.3 Verkeersbelasting 30
6.4 Aardbevingsbelasting 30
6.5 Overige belastingen 30

7 Technische Ontwerpuitgangspunten per faalmechanisme 31
7.1 Geotechniek 31
7.1.1 Binnenwaartse macrostabiliteit (STBI) 31
7.1.1.1 Faalkanseis en veiligheidsfactoren 31
7.1.1.2 Grondparameters 32
7.1.1.3 Freatische lijn 33
7.1.1.4 Stijghoogte watervoerende zandlagen 33
7.1.1.5 Maatgevend glijvlak 34
7.1.1.6 Schematisering ondergrond 34
7.1.1.7 Schematiseringsfactor 34
7.1.1.8 Macrostabiliteit in combinatie met significante golfoverslag 34
7.1.2 Buitenwaartse macrostabiliteit (STBU) 35
7.1.2.1 Faalkanseis en veiligheidsfactoren 35
7.1.2.2 Grondparameters, ondergrondschematisatie en schematiseringsfactor 35
7.1.2.3 Freatische lijn en stijghoogte 35
7.1.2.4 Maatgevend glijvlak 35
7.1.3 Microstabiliteit en piping (STMI - STPH) 35
7.2 Bekledingen 36
7.2.1 Asfaltbekleding (AGK en AWO) 36
7.2.1.1 Golfklappen (AGK) 36
7.2.1.2 Wateroverdrukken (AWO) 37
7.2.2 Graserosie buitentalud (GEBU) 37
7.2.3 Afschuiven buitentalud (GABU) 37
7.2.4 Hoogte – Graserosie kruin en binnentalud (GEKB) 37

7.2.5 Grasbekleding Afschuiven binnentalud (GABI) 38
7.2.6 Stabiliteit steenzetting (ZST) 38
7.3 Kunstwerken (HTKW, BSKW, PKW, STKWp en STKWl) 38
7.3.1 Uitgangspunten langsconstructies (STKWl) 38
7.4 Voorland (VLGA, VLAF en VLZV) 39
7.5 Niet-waterkerende objecten (NWO) 39
7.6 Havendammen (HAV) 39

8 Referenties 41

Bijlagen

Appendix A: Gevoeligheidsberekeningen
Appendix B: Geotechnische lengteprofiel
Appendix C: Ondergrond schematisatie
Appendix D: KPR Review veiligheidsanalyse voorverkenning
Appendix E: Kaarten projectgebied met dijkpaalnummering
Appendix F: Bepaling freatische lijn a.d.h.v. uitgevoerde peilbuisanalyse
Appendix G: Nieuwe beoordeling STBI/STBU/STPH
Appendix H: Aanscherping hydraulische belastingen en onderbouwing keuze overslagdebiet
Appendix I: Analyse versterken Havendammen Lauwersoog

1 Inleiding

1.1 Aanleiding voor dijkversterking

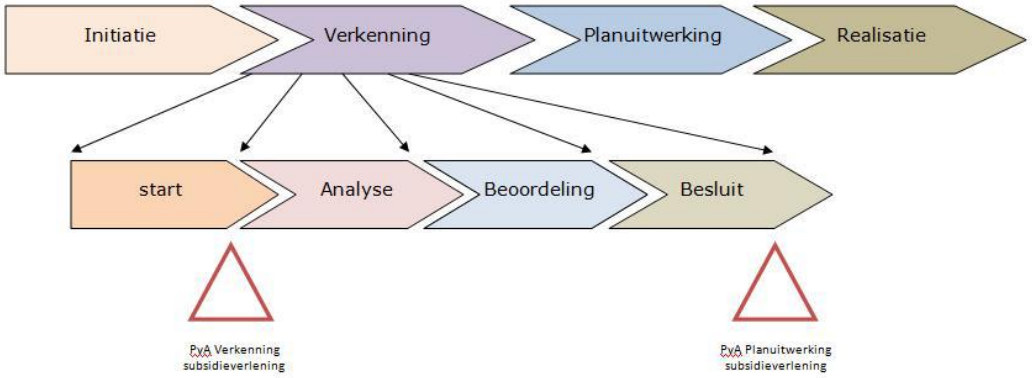
Opdrachtgever: Waterschap Noorderzijlvest (NZV)
Naam project: Verkenning Dijkversterking Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat

Het HWBP-project Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat bestaat uit de versterking van dijktraject 6-5 in het beheergebied van Waterschap Noorderzijlvest met een opgave vanuit de 3e toetsronde, waarin de asfaltbekleding (AGK en AWO) is afgekeurd. In de voorverkenning (2018) is tevens aangetoond dat de faalmechanismen zetsteenbekleding (ZST) (STBU) en grasbekleding (GEKB en GEBU) traject dekkend niet voldoen aan de eisen uit de Waterwet [2]. In deze voorkenning kwamen ook opgaves voor de geotechnische sporen; macrostabiliteit buitenwaarts (STBU), macrostabiliteit binnenwaarts (STBI) en piping (STPH) naar voren. Door aanvullend uitgevoerd geohydrologisch onderzoek kon dit oordeel echter worden bijgesteld; de huidige dijk hoeft niet geotechnisch versterkt te worden

Momenteel bevindt het project zich in de verkenningsfase. Het doel van deze verkenning is om het voorkeursalternatief (VKA) vast te stellen voor de dijkversterking het dijktraject. De planning is dat de verkenning in december 2019 wordt afgerond.

Het project volgt de fase-indeling conform de HWBP-systematiek:

- Initiatiefase;
- Verkenningsfase (huidige fase);
- Planuitwerkingsfase;
- Realisatiefase.



Figuur 1-1: Fasering HWBP dijkversterking project

Royal HaskoningDHV en HKV hebben op 21-12-2018 opdracht gekregen om de Verkenningsfase uit te voeren. In deze fase worden bouwstenen ontwikkeld en samengevoegd tot mogelijke oplossingsrichtingen. Door een beoordelingsproces o.b.v. diverse afwegingscriteria wordt via kansrijke alternatieven tot een Voorkeursalternatief (VKA) gekomen.

De verkenningsfase is ingedeeld in de volgende projectfasen:

1) Opstartfase: Kennismaken, analyseren en uitgangspunten vaststellen
2) Inventariseren en selecteren bouwstenen
3) Selectie oplossingen en samenstellen kansrijke alternatieven
4) Uitwerken kansrijke alternatieven en selectie VKA

1.2 Context van het project

1.2.1 Projectgebied

Het traject Lauwersmeerdijk-Vierhuizergat, onderdeel van normtraject 6-5, is gelegen langs de Waddenzee en ligt ten noorden van het Lauwersmeer. Het westelijk deel van de Lauwersmeerdijk, dat loopt tot aan de Cleveringsluizen, valt binnen het beheergebied van Wetterskip Fryslân. Dit deel maakt geen onderdeel uit van de verkenning. Het projectgebied betreft het oostelijk deel van normtraject 6-5, dat binnen het beheergebied van waterschap Noorderzijlvest (NZV) valt. Het projectgebied betreft het dijklichaam in grond (inclusief bekleding, voor- en achterland) en de dijkbekleding van het Cleveringsluizencomplex. De constructieve elementen van de Cleveringsluizen en de Robbengatsluis maken geen deel uit van het project, dit zijn de enige kunstwerken binnen het traject.
Direct ten oosten van de Cleveringsluizen ligt de haven van Lauwersoog. In het projectgebied bevindt zich de getijdegeul “het Vierhuizergat” voor de dijk. Het projectgebied is afgebeeld in Figuur 1-2.

Figuur 1-2: Projectgebied Dijkversterking Lauwersmeerdijk - Vierhuizergat

1.2.2 Doelstellingen en belangen Opdrachtgever

Het projectdoel is het realiseren van een veilige en toekomstbestendige dijk. De dijk wordt gerealiseerd op basis van een bestuurlijk en maatschappelijk gedragen voorkeursalternatief (VKA). De nieuwe dijk wordt goed ingepast in de omgeving en waar mogelijk en zinvol worden kansen voor innovatieve en duurzame oplossingen en meekoppelkansen (wensen of projecten van stakeholders meenemen) benut.

Op hoofdlijnen gelden de volgende doelstellingen voor ontwerp:

- *Veilig en toekomstbestendig:*
  - De nieuwe dijk lost de veiligheidsopgave op.
- *Bestuurlijk en maatschappelijk gedragen plan:*
  - Het VKA wordt bestuurlijk gedragen en bestuurlijk vastgesteld
- *Goed ingepast in de omgeving:*
  - Er wordt specifieke aandacht besteed aan de natuurwaarden aan de buitenzijde; een goede inpassing in het Waddenzeegebied, dat onderdeel is van Natura2000.
  - Bestaande functies worden zoveel als mogelijk en gewenst gehandhaafd of verbeterd.
- *Benutten innovatieve en duurzame oplossingen en meekoppelkansen:*

- Meekoppelkansen worden benut waar mogelijk, deze worden beschouwd op hun haalbaarheid en nut (bijvoorbeeld het bewerkstelligen van een kostenverlaging, meer draagvlak, minder hinder). Een goed mee te koppelen initiatief mag effect hebben op de uitgangspunten van het project.
- Innovatie is geen doel op zich maar wordt wel wenselijk geacht om de kans op een ingepast ontwerp met meerwaarde voor de projectomgeving te vergroten.

Met de opdrachtgever zijn vanuit de hierboven benoemde doelstellingen kritische succesfactoren (KSF's) benoemd voor de producten van RHDHV-HKV en voor de onderlinge samenwerking in het project. Deze KSF's worden bij de op te leveren producten geverifieerd en per projectfase gespecificeerd.

Specifiek voor de verkenningsfase is het hoofddoel om te komen tot een onderbouwde keuze van het voorkeursalternatief en het bestuurlijk vaststellen van dat voorkeursalternatief voor december 2019.

1.3 Doel van de technische uitgangspuntennotitie

De technische uitgangspuntennotitie heeft tot doel om de uitgangspunten vast te leggen op basis waarvan de verkenningsfase wordt uitgevoerd. Deze uitgangspunten worden vastgehouden tijdens de gehele verkenningsfase, tenzij aanvullende informatie voldoende reden geven om onderbouwd af te wijken. De technische uitgangspuntennotitie wordt in dit geval aangepast. Zo is de technische uitgangspuntennotitie aangepast aan nieuwe geohydrologische uitgangspunten die tijdens de verkenningsfase zijn afgeleid uit een peilbuisanalyse. De notitie faciliteert daarnaast vroegtijdige discussie en afstemming tussen betrokken deskundigen, zowel binnen het projectteam als daarbuiten.
Naast deze technische uitgangspuntennotitie worden aparte notities opgesteld met uitgangspunten voor het ontwerp die voortvloeien uit wensen voor het toekomstige beheer, wensen vanuit het ruimtelijk kader en wensen van stakeholders. Alle ontwerpuitgangspunten landen uiteindelijk in de ontwerpnota VKA.
Deze technisch uitgangspuntennotitie kan gezien worden als vertrekpunt voor de planuitwerkingsfase.

1.4 Leeswijzer

Deze uitgangspuntennotitie bestaat uit 2 delen:

Tabel 1-1: Onderdelen in de technische uitgangspuntennotitie

Deel A	Algemene uitgangspunten	2 – 5
Deel B	Technische uitgangspunten: - Belastingen op de dijk - Ontwerpuitgangspunten per faalmechanisme	6 en 7

Deel A –
Algemene uitgangspunten

2 Algemene uitgangspunten

2.1 Coördinaten

Als coördinatenstelsel wordt het volgende stelsel gebruikt:

Netherlands, Rijksdriehoeksmeting datum, Oblique Steropgraphic, Rdnew:EPSG 28992

2.2 Niveaus/peilen

Alle niveaus worden ten opzichte van N.A.P. weergegeven. De volgende notatie wordt gebruikt NAP +/- xx,xx m.

2.3 Software en bestandsformaten

Om de continuïteit van het ontwerp te waarborgen is het belangrijk om vast te leggen in welke software (versies) en bestandsformaten gewerkt wordt. Zie Tabel 2-1.

Tabel 2-1: Software en bestandsformaten

Software	Doel	Bestandsformaat
Acrobat Adobe, Microsoft Word	Rapportages	.pdf
AutoCAD Civil 3D 2018	3D ontwerp	.dwg/.dxf
AutoCAD Navisworks 2018	BIM/Hoeveelheden bepaling	.nwc/.nwf
AutoCAD Infraworks	Illustraties/Weergaves	
D-Geostability (versie 18.1)	Geotechnische berekeningen	
Plaxis	langsconstructies	
Plaxflow		
QGis 3.2.2. / ArcMAP	Kaarten	.mxd en geodatabases
Inkscape	Illustratie/Figuren	.svg
Google Earth	Google Earth Dynamische kaarten	.kmz
Hydra-NL versie 2.3.5 [1]	Hydraulische randvoorwaarden zoals gerapporteerd in de voorverkenning [9]	-
Hydra-NL versie 2.4.1 [2]	Aanvullende berekeningen i.h.k.v. eventuele ontwerpexercities in de verkenningsfase	-
BM-Gras versie 17.1.1.4941	Grasbekledingen	
BM-Asfalt golfklap versie 17.1.1.4941	Asfaltbekledingen (golfklap)	
Steentoets versie 17.1.1.1	Steenzettingen	.xlsx
Autodesk Recap	Point Clouds	.rcp
Unity3D model	Interactieve 3d visuals	.exe
Waterstandsverloop versie 3.0.1	Waterstanden verlopen	

1) Als onderdeel van de WBI beoordeling in de voorverkenning om de scope vast te stellen zijn hydraulische randvoorwaarden voor de verkenningsfase afgeleid o.b.v. Hydra NL 2.3.5 (conform OI2014 versie 4).
2) Vigerende ontwerpinstrumentarium c*onform van Werkwijzer bepaling Hydraulische Ontwerprandvoorwaarden, aanvulling OI2014, versie 5 (Hydra-NL 2.4.1)* [1]

2.4 Afkortingen

Tabel 2-2: overzicht van gebruikte afkortingen

DTB	Digitaal Topografisch Bestand
GBKN	Grootschalige Basiskaart Nederland
HWBP	Hoogwaterbeschermingsprogramma
ILT	Inspectie Leefomgeving en Transport
KPR	Kennisplatform Risico Benadering
LMD	Lauwersmeerdijk
LT3(+)	Landelijke Toetsronde – derde (verlengde)
N2000	Natura 2000
NZV	Waterschap Noorderzijlvest
OI	Ontwerp Instrumentarium
PDOK	Datasets van overheid met actuele Geo-informatie (https://www.pdok.nl/)
TRWD	Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken
VHG	Vierhuizergat
VKA	Voorkeursalternatief
WBI	Wettelijk Boordelings Instrumentarium
Faalmechanismen	
AGK	Asfaltbekleding - Golfklappen
AWO	Asfaltbekleding – Wateroverdrukken
GABI	Hoogte-Grasbekleding afschuiven binnentalud
GABU	Grasbekleding afschuiven buitentalud
GEBU	Grasbekleding erosie buitentalud
GEKB	Hoogte-Grasbekleding erosie kruin en binnentalud
NWO	Niet waterkerende objecten
STKW-l	Stabiliteit kunstwerken - langsconstructies
STKW-p	Stabiliteit kunstwerken - puntconstructies
STMI	Microstabiliteit
STPH	Piping
STBU	Macrostabiliteit buitenwaarts
VLAF	Afschuiving voorland
VLGA	Golfafslag voorland
VLZV	Zettingsvloeiing voorland
ZST	Steenbekleding

2.5 Ontvangen documenten

Bij de uitvraag zijn de volgende bijlages meegeleverd:

- 2a: Waterschap Noorderzijlvest, september 2018, Veiligheidsoordeel Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat, Veiligheidsoordeel van de beheerder voor het HWBP project Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat
- 2b: HKV, Tauw, Inframm, september 2018, Veiligheidsbeoordeling Lauwersmeerdijk, referentie: PR3524.40
- 3: B. van Bree, juni 2018, WBI-beoordeling kunstwerken Cleveringsluizen en Robbengatsluis, WBI-beoordeling in het kader van de vierde wettelijke beoordelingsronde
- 4: Periplus Archeomare, juni 2018, Lauwersmeerdijk-VierhuizergatInventariserend Veldonderzoek (opwaterfase), rapport nr.18A001-01, versie 2.0.
- 5: Dijkstra Tuin, Park en Landschap, maart 2018, Dijkverbetering Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat, inventariserend onderzoek naar cultuurhistorische en landschappelijke waarden, ref: 10-3_DijLaVi
- 6: MUG, juli 2018, Historisch vooronderzoek (water)bodem buitendijks dijktracé Lauwersmeerdijk-Vierhuizergat
- 7: MUG, juli 2018, Inventarisatie kabels en leidingen, Dijkverbetering Lauwersmeerdijk-Vierhuizergat
- 8: T&A Survey, februari 2018, Vooronderzoek Conventionele Explosieven, Dijkverbetering Lauwersmeerdijk-Vierhuizergat, ref: GPR6978
- 9: Altenburg & Wymenga, juli 2018, Ecologische beoordeling dijkverbetering Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat, A&W-rapport 2442
- 10: MUG, 15 februari 2018, Situatie en hoogtemeting Lauwersmeerdijk (DTM)
- 11: Wiertsema & Partners, januari 2018, Geotechnisch onderzoek, Dijkverbetering Lauwermeerdijken-Vierhuizergat te Lauwersoog, ref: VN-68912-1

Verder zijn de volgende documenten aangeleverd:

- Peilbuismetingen 201811_68912_Lauwersoog
- Wiertsema & Partners, november 2018, Grondwatermonitoring, Dijkverbetering Lauwermeerdijken-Vierhuizergat te Lauwersoog, ref: VN-68912-2

Medio 2019 is aanvullend conditionerend onderzoek uitgevoerd. Dit onderzoek heeft zich gericht op de volgende onderzoeken:

- Bepaling eventuele teerhoudendheid asfaltbekleding
- Bepaling staat en mogelijke verontreiniging mijnsteen
- Bepaling mogelijke verontreiniging gecreosoteerde perkoenpalen
- Bepaling dikte en erosieklasse kleilagen

Bovenstaand onderzoek heeft geleid tot het volgende document:

- 13: Aanvullend conditionerend onderzoek LMD-VHG 2019, oktober 2019, RHDHV

De aangeleverde hoogtemeting (DTM) bij de uitvraag (punt 10 in de lijst) is van onvoldoende kwaliteit gebleken, er is een nieuw DTM opgesteld. Deze is toegepast in het project. Voor de opbouw van het hoogtemodel is er gebruik gemaakt van de volgende bronnen:

- Actueel Hoogtebestand Nederland (AHN)

Het Actueel Hoogtebestand Nederland (AHN) is de digitale hoogtekaart voor heel Nederland. Het bevat gedetailleerde en precieze hoogtegegevens met gemiddeld acht hoogtemetingen per vierkante meter. Voor Provincie Groningen is er nog geen recente AHN3 data beschikbaar en daarom werd AHN2 alleen gebruikt voor de visualisatie van de omgeving van het projectgebied.

- LiDAR (Laser Imaging Detection And Ranging)

Voor actuele en accurate maaiveldhoogtes is in augustus 2019 een LiDAR inwinningsopdracht uitgevoerd door Kavel10. LiDAR is een technologie die de afstand tot een object of oppervlak bepaalt door het gebruik van laserpulsen. Dit resulteert in een 3D puntenwolk waarmee een hoogtemodel opgebouwd kan worden. De puntdichtheid van deze meting was 10-15 hoogtemetingen per vierkante meter.

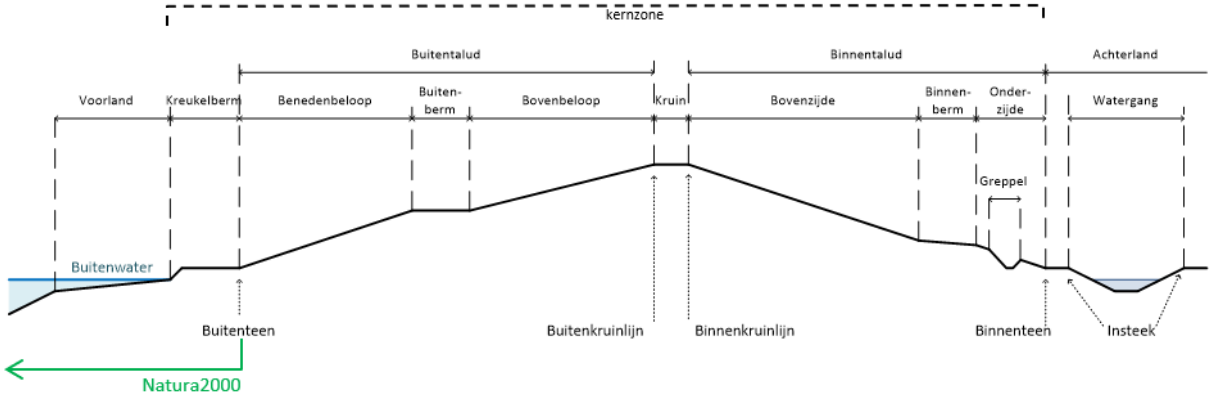
- Bathymetrie

Voor de topografische hoogtes van de zeebodem is er gebruik gemaakt van de onderstaande bathymetries.

- Vierhuizergat 2018
- Zoutkamperlaag 2018
- Rijkswaterstaat open vaklodingen 2012

2.6 Definities

In Tabel 2-3 zijn de toegepaste definities weergegeven. Deze zijn visueel weergegeven in Figuur 2-1.



Figuur 2-1: Visualisatie definities

Tabel 2-3: Overzicht definities

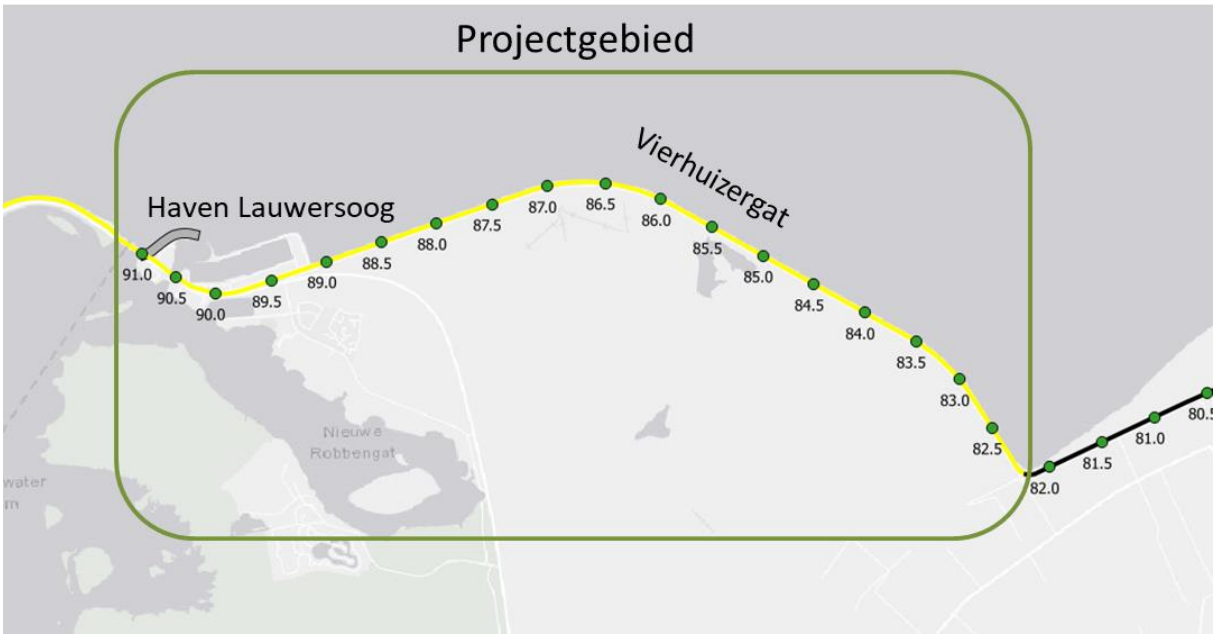
Begrip	Definitie
Buitenwater	Het buitenwater kan het dijklichaam of kunstwerk belasten (dagelijks en onder maatgevende condities) en kan bij het falen van de dijk leiden tot inundatie van het achterland.
Voorland	Maaiveld of bodem aan de buitenzijde van de dijk dat een significante reductie van de windgolfbelasting geeft door zijn relatief hoge ligging.
Buitenteen	Het snijpunt van het buitentalud met voorland of buitenwater.
Buitentalud benedenbeloop	Het buitentalud is het talud dat zich aan de Waddenzeezijde bevindt. Het deel onder de buitenberm heet het benedenbeloop.
Buitenberm	Een relatief vlak deel van het buitentalud..
Buitentalud bovenbeloop	Het deel van het buitentalud dat zich boven de buitenberm bevindt en aan de kant van het buitenwater van de kruin, heet het bovenbeloop.

Buitenkruinlijn	De lijn die verkregen wordt door de punten aan de bovenzijde van het buitentalud te verbinden.
Kruin	Een relatief vlak deel aan de bovenzijde van de dijk, tussen buitentalud en binnentalud.
Binnenkruinlijn	De lijn die verkregen wordt door de punten aan de bovenzijde van het binnentalud te verbinden.
Bovenzijde binnentalud	De bovenzijde van het binnentalud bevindt zich tussen de kruin en de binnenberm.
Binnenberm	Een vlakker gelegen deel aan de binnenzijde van het dijklichaam bevindt. De binnenberm biedt vaak extra stabiliteit aan de dijk.
Onderzijde binnentalud	Het gedeelte tussen de binnenberm en het achterland of de watergang.
Binnenteen	Het snijpunt tussen binnentalud en watergang of achterland
Insteek	Het knikpunt tussen 2 taludhellingen.
Watergang	Een verdiept gedeelte aan de binnenzijde van de waterkering die permanent water bevat.
Achterland	Het terrein dat beschermd wordt door de dijk.
Greppel	Onderbreking op het binnentalud/berm om hemelwater af te voeren of op te vangen.
Dijklichaam	Het gedeelte tussen de buitenteen en de binnenteen.
Buitentalud	Buitenzijde van de dijk tussen voorland of buitenwater en de kruin
Binnentalud	Binnenzijde van de dijk tussen kruin en watergang of achterland
Kunstwerk	Onderbreking of doorsnijding van het dijklichaam door een constructie in de waterkering, bedoeld om water of schepen door te laten. Het kunstwerk moet tevens waterkerend zijn (omdat het in de waterkering ligt).
Buitenzijde	De zijde van de waterkering waar het buitenwater zich bevindt
Binnenzijde	De zijde van de waterkering waar het achterland zich bevindt
Natura 2000 lijn	De grens waar het Natura2000 gebied start. Voor het landelijke dijk traject ligt deze grens op de buitenteen van de dijk.
Kernzone	het centrale gedeelte van het dijklichaam, het betreft de zone welke minimaal benodigd is om de waterveiligheid te garanderen. Voor deze dijk ligt de kernzone tussen de kreukelberm en de binnenteen van de dijk

3 Ligging van de Lauwersmeerdijk

3.1 Dijktraject en projectgebied

Het projectgebied ligt in dijktraject 6-5 (Lauwersmeerdijk). De scope van het HWBP project is niet gelijk aan het hele dijktraject. In het westen loopt het dijktraject verder dan de projectscope. Dit deel valt binnen het beheer van Wetterskip Fryslân. De scope van de dijkversterking is als volgt gedefinieerd d.m.v. dijkpalen:



Figuur 3-1: Dijktrajecten 6-5 (gele lijn) en het projectgebied (groene vierkant)

De totale lengte van het dijktracé in de scope is 9,0 kilometer. Het tracé is ingedeeld in dijkvakken, zie hiervoor paragraaf 5.4. Het meest westelijke punt van het projectgebied is X = 208403, Y = 603102 (westelijke uitstroomkoker Cleveringsluis). Het meest oostelijke punt is X=216161, Y= 601054. Hier eindigt het dijktraject 6-5. In Bijlage E zijn een tweetal kaarten opgenomen van het dijktraject.

De volgende onderdelen vallen wel binnen dijktraject 6-5, maar maken geen deel uit van het project:

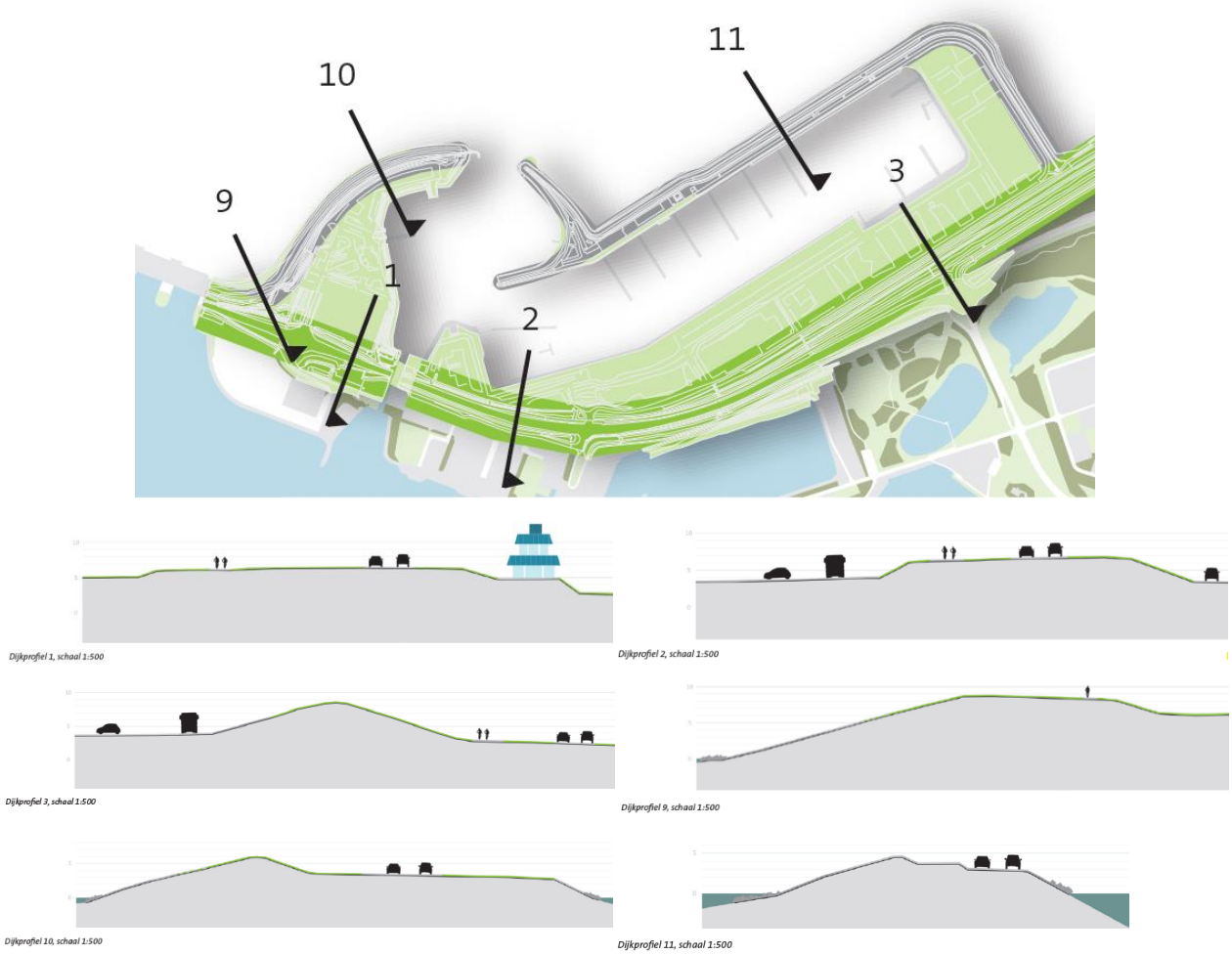
- Kunstwerk Robbengatsluis, bij kmp90.6+25, is beoordeeld en voldoet aan de gestelde eisen. Het kunstwerk maakt daarom geen onderdeel uit van de versterkingsscope.
- Het deel van de Lauwersmeerdijk ten westen van de Cleveringsluizen, dat binnen beheer valt van Wetterskip Fryslân.
- De Cleveringsluizen, met uitzondering van de gehele dijkbekleding op het buitentalud. Het versterken van deze bekleding maakt wel onderdeel uit van het project.

3.2 Huidige situatie

Het dijktracé wordt onderverdeeld in twee trajecten; het havengebied en de landelijke dijk.

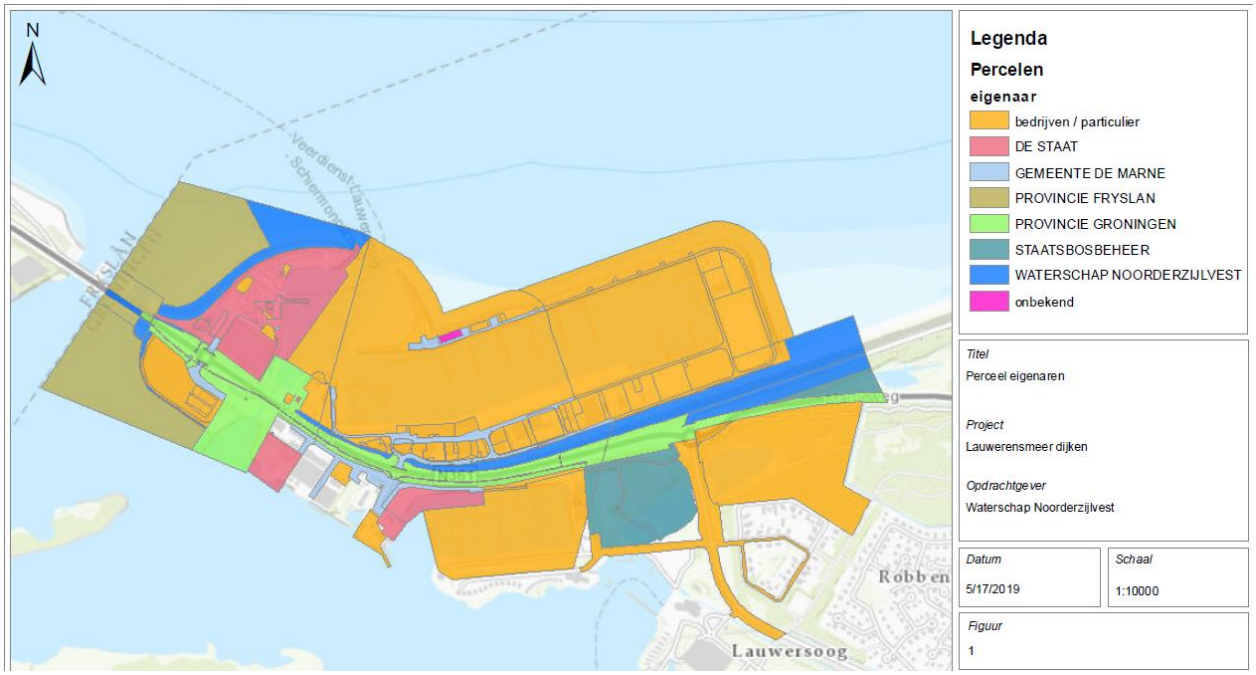
Beschrijving dijk rond het havengebied

De dijkopbouw rond het havengebied is heel divers, de hoogte varieert ook sterk. De dijk kenmerkt zich door een hele brede kruin waar een weg op is gelegen. Zowel het binnen- als het buitentalud heeft een helling van circa 1:3. Aan de buitenzijde ligt een haventerrein, welke wordt beschermd door twee havendammen met een hoogte van circa NAP+4m tot NAP+6m. Een overzicht en een aantal dwarsprofielen zijn weergegeven in Figuur 3-2.



Figuur 3-2: Ligging en dwarsprofielen havengebied (profielen conform DTM/AHN2)

Voor de eigendomssituatie wordt het register van het kadaster d.d. 15mei 2019 vigerend gesteld. Een eigendomskaart van het havengebied is in opgenomen in Figuur 3-3. De westelijke havendam is in het bezit van het Waterschap. De provincie is eigenaar van een groot deel van het dijklichaam. De oostelijke havendam is eigendom van Exploitatiemaatschappij Havencomplex Lauwersoog B.V.



Figuur 3-3: Percelenkaart Havengebied (geen onderscheid tussen particulieren) bron: Kadaster, 15 mei 2019

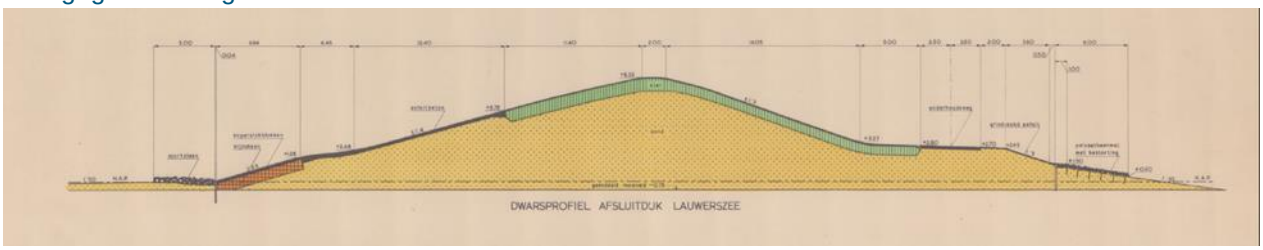
Beschrijving landelijke dijk

De landelijke dijk heeft over de gehele lengte een groene uitstraling. De bekleding aan de buitenzijde bestaat uit een teen van breuksteen en een ondertalud van koperslakblokken (circa 1:3,5), een lage berm rond NAP+2m van asfalt met een 1:10 talud. Boven de berm volgt een talud van asfalt tot circa NAP+6m. Boven het asfalt ligt grasbekleding op een kleidek van circa 1m dikte. Het boventalud heeft een gemiddelde helling van circa 1:4. De binnenzijde heeft een grasbekleding (1:4). Op de binnenberm ligt een weg. Het gras op de dijk wordt grotendeels beweid met schapen. Het Natura2000 gebied start direct bij de buitenteen van de dijk.

Figuur 3-4: Ligging en dwarsprofielen landelijke dijk

Dijklichaam

Het dijklichaam bestaat langs het gehele traject uit zand. Vanaf halverwege het buitentalud, bovenop de kruin en de bovenste helft van het binnentalud is een deklaag van klei aanwezig. Bij de haven ontbreekt deze deklaag, daar ligt een weg op een zandlichaam bovenop de kruin. Het asfalt op het buitentalud ligt ook direct op het zand. Het benedenbeloop van het buitentalud ligt onder de koperslakken en de filterlaag een 1m dikke mijnsteenlaag. De kenmerkende dijkopbouw (op het deel zonder weg op de kruin) is weergegeven in Figuur 3-5.



Figuur 3-5: Aanlegtekening dijklichaam landelijke dijk

Geologie en ondergrond

Algemeen kan worden gesteld dat de bovenste 10 tot 20m van de ondergrond onder de Lauwersmeerdijk behoort tot de Formatie van Naaldwijk. Hierin zijn vooral kleiige zandlagen en zandige kleilagen te vinden. In het westen van het traject komen enkele slappere kleilagen voor en sporadisch een laag basisveen. Onder de Formatie van Naaldwijk liggen de Pleistocene afzettingen, die behoren tot de formatie van Peelo. De samenstelling van het Pleistoceen varieert tussen Pleistoceen zand en potklei.

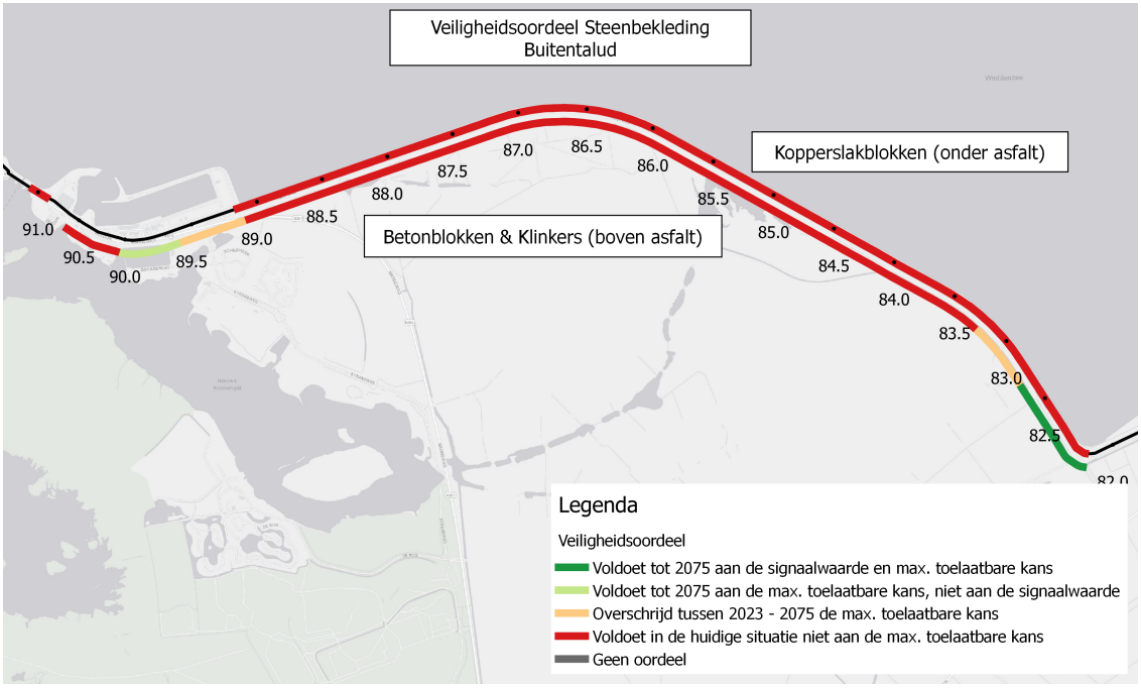
Van onder naar boven is de ondergrond ter plaatse van de Lauwersmeerdijk ruwweg uit:

- Pleistocene afzettingen Formatie van Peelo (zand en potklei)
- Holocene zand- en kleiafzettingen Formatie Naaldwijk
- Recente zandafzettingen en door mens opgebrachte grond

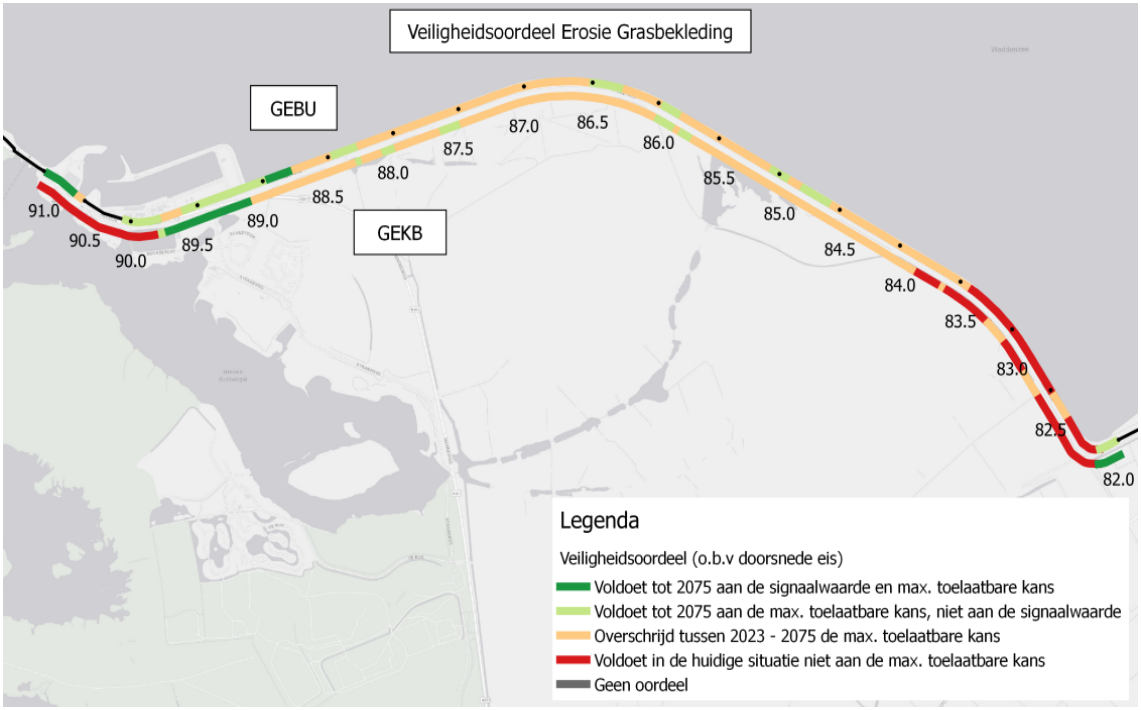
4 Veiligheidsopgave waterveiligheid

In 2018 is de Lauwersmeerdijk beoordeeld met het WBI2017 en is een restlevensduur analyse uitgevoerd [9]. In de winter van 2018 / 2019 zijn vervolgens peilbuismetingen uitgevoerd om extra informatie te verzamelen over de geohydrologische eigenschappen van de waterkering. Tijdens de verkenningsfase is de beoordeling op de geotechnische sporen STBI, STBU en STPH daarom herzien (zie Bijlage G voor deze update van het veiligheidsbeeld). Dit hoofdstuk beschrijft de waterveiligheidsopgave die aan de basis ligt van het VKA. In het kort komt dit neer op:

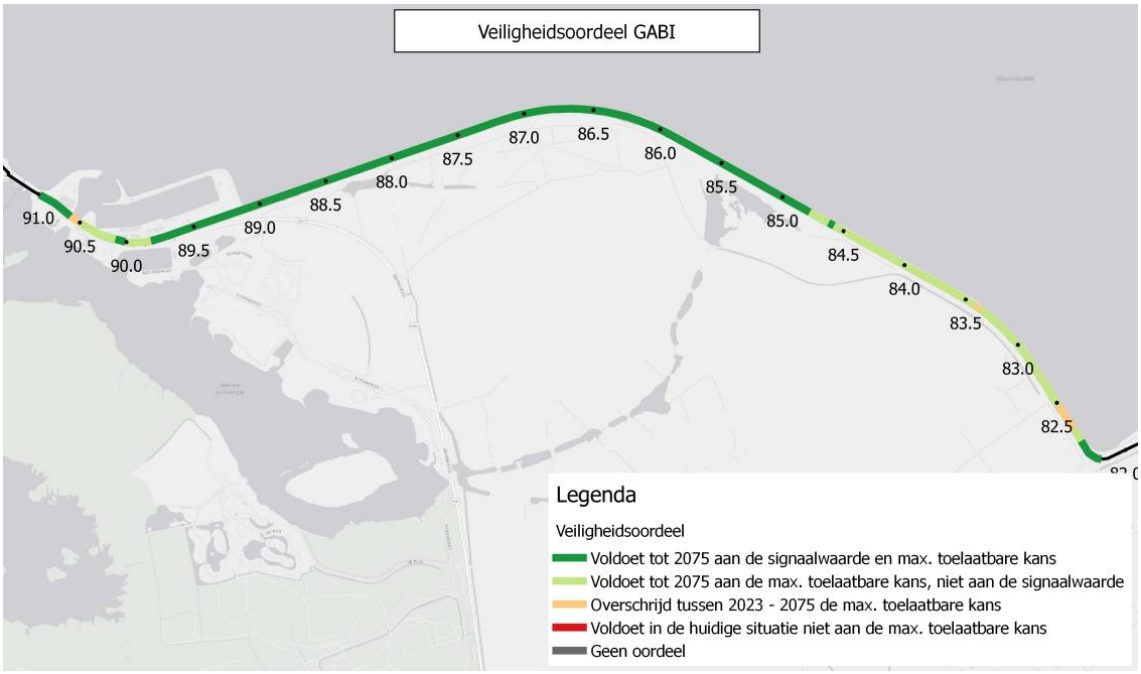
- De steen- en asfaltbekleding op het buitentalud voldoet zowel nu als in de toekomst niet aan de eisen. De faalmechanismen ZST, AWO en AGK behoren daarom tot de scope van het project.
- De grasbekleding op het binnentalud en op het buitentalud voldoet in 2075 voor het grootste deel van de Lauwersmeerdijk niet meer aan de ondergrens. De faalmechanismen GEKB en GEBU behoren daarom tot de scope van het project.
- De geotechnische stabiliteit STBI, STBU en STPH behoren niet meer tot de scope van het project.



Figuur 4-1: Overzicht veiligheidsopgave en restlevensduur Steenbekleding buitentalud Lauwersmeerdijk-Vierhuizergat



Figuur 4-2: Overzicht veiligheidsopgave en restlevensduur GEBU/GEKB Lauwersmeerdijk-Vierhuizergat



Figuur 4-3: Overzicht veiligheidsopgave en restlevensduur GABI Lauwersmeerdijk-Vierhuizergat

4.1 Asfalt- en steenbekleding

De asfalt- en steenbekleding op het buitentalud van de Lauwersmeerdijk maken onderdeel uit van de scope van de dijkverbetering. Het asfalt is in de derde toetsronde afgekeurd, waarna het project geprogrammeerd is bij het HWBP. De steenbekleding is beoordeeld in de voorverkenning. Daarin is gebleken dat de steenbekleding niet voldoet aan de maximaal toelaatbare overstromingskans. Daarnaast

is sprake van schade aan de koperslakblokken en zijn de klinkers en betonblokken slecht gefundeerd (deze liggen direct op het zand of de klei) en is de dikte onvoldoende.

De steenbekleding ligt tegen het afgekeurde asfalt (voor het grootste deel van de Lauwersmeerdijk). De verbeteringsopgave voor de steenbekleding wordt integraal verkend in de verkenningsfase.

4.2 Grasbekleding

De opgave aan de grasmat maakt onderdeel uit van de verkenningsfase van het HWBP-project. Het betreft een opgave voor GEKB (de hoogteopgave – grasmat op het binnentalud) en GEBU (grasmat op het buitentalud). De opgave voor GABI en GABU is zeer beperkt van omvang. De opgave voor de grasbekleding wordt integraal verkend met de opgave op het buitentalud. Dit betekent dat voor de bouwstenen die van toepassing zijn op het buitentalud (voor de opgave ZST, GEBU en AGK) wordt onderzocht of ze de hoeveelheid golfoverslag verkleinen en dus of ze de hoogteopgave reduceren.

4.3 Cleveringsluizen

Voor de Cleveringsluizen (de sluisconstructie zelf) geldt dat er geen sprake is van een veiligheidsopgave [10] en daarom behoren de sluizen niet tot de scope van het HWBP project. De gehele dijkbekleding op het buitentalud behoort wel tot de projectscope.

Mogelijke versterkingsopgaves worden integraal verkend. De bekleding op het buitentalud voor de Cleveringsluizen heeft grotendeels niet direct een waterkerende functie, omdat de grote betonnen constructies in het dijklichaam de werkelijke kering vormen. Bij de tusseneilanden mist de betonnen constructie echter. Om zwakke plekken in de dijkbekledingen ten plaatste van overgangen te voorkomen, wordt de bekleding direct voor de Cleveringsluizen integraal versterkt.

4.4 Havendammen

De havendammen hebben invloed op de hydraulische belasting op de Lauwersmeerdijk. Dit komt het sterkst tot uiting bij de bekledingsmechanismen en de hoogte-opgave.

Uit de veiligheidsbeoordeling [9] blijkt dat de faalkans van de westelijke havendam dusdanig groot is dat het niet waarschijnlijk is, dat de havendam tijdens omstandigheden waarbij de kering faalt nog leidt tot een reductie van de hydraulische belastingen. De westelijke havendam is aanvankelijk toegevoegd aan de scope van de verkenningsfase van het HWBP project Lauwersmeerdijk - Vierhuizergat. In de verkenningsfase is een afweging gemaakt of de westelijke havendam wordt versterkt als primaire waterkering en daarmee onderdeel wordt van de versterkingsscope vanuit waterveiligheid of dat de opgave aan de dam als grootschalig onderhoud beschouwd dient te worden.

De oostelijke havendam is geen eigendom van het waterschap. In de verkenningsfase wordt verkend of het kansrijk is om versterking van deze havendam mee te nemen in de scope (versterking van de oostelijke havendam is dus een bouwsteen in de verkenningsfase).

Inmiddels is aangetoond dat het versterken van de havendammen geen effectieve bouwstenen (niet sober en doelmatig) zijn voor de versterkingsopgave van de primaire waterkering. De onderbouwing is opgenomen in Appendix I.

5 Ontwerpen met het OI2014

Dit hoofdstuk beschrijft in het kort de technische basis waarmee de verkenningsfase wordt uitgevoerd. De uitgangspunten die in dit hoofdstuk zijn beschreven vormen de basis voor de uitwerking van technische uitgangspunten in Deel B van voorliggende notitie en voor de ontwerpnota die separaat van deze notitie wordt opgesteld. Voor de bepaling van de uitgangspunten is het OI2014 leidend. Afwijkingen op het OI2014 worden expliciet vermeld.

5.1 Normering

In de Waterwet zijn twee normen gedefinieerd per dijktraject: een ‘Signaleringswaarde’ en een Maximaal Toelaatbare Kans. De Maximaal Toelaatbare Kans mag niet overschreden worden. De Signaleringswaarde betreft ook een kans, is kleiner of gelijk aan de Maximaal Toelaatbare Kans en dient als een waarschuwing voor de waterkeringbeheerder om te starten met een dijkversterkingsproject. Het duurt immers enige tijd voordat een dijk is versterkt.

Conform het OI2014 v4 is het ontwerp van een kering erop gericht om nog net te voldoen aan de maximaal toelaatbare overstromingskans aan het einde van de beoogde levensduur. Voor het normtraject 6-5 geldt de procedure voor een volgende dijkverbetering in gang moet worden gezet als de veiligheid afneemt tot de signaleringswaarde. Dat biedt tijd voor planvorming en realisatie voordat de sterkte van de dijk nog verder afneemt en de overstromingskans stijgt tot de maximaal toelaatbare overstromingskans. In Tabel 5-1 zijn de normen weergegeven zoals die binnen dit project worden gehanteerd.

Tabel 5-1: De faalkansnormen conform de Waterwet (kansen per jaar)

Kans	Traject 6-5: Lauwersmeerdijk
Signaleringswaarde	1 / 3.000
Maximaal Toelaatbare (overstromings)kans	1 / 1.000

5.2 Faalkansruimte

Een dijk kan door verschillende oorzaken (faalmechanismen) bezwijken. De som van de afzonderlijke kansen van deze faalmechanismen moet zo klein zijn dat de gezamenlijke kans niet groter wordt dan de maximaal toelaatbare overstromingskans, aldus de Waterwet. Om dit rekenkundig hanteerbaar te maken, splitsen we deze maximaal toelaatbare overstromingskans, zoals in Tabel 5-1 is afgeleid, naar de verschillende faalmechanismen. Dit resulteert in faalkanseisen per faalmechanisme. In het OI2014-v4 is de onderstaande faalkansruimteverdeling afgegeven. Deze verdeling is op ervaring gebaseerd en in het algemeen gericht op een optimalisering van het dijkontwerp. Het ontwerpinstrumentarium OI2014-v4 geeft ruimte om deze standaard faalkansverdeling aan te passen om zo de versterkingsopgave voor een specifiek project te optimaliseren. De verkenningsfase wordt uitgevoerd met de standaard faalkansbegroting uit het OI2014-v4 (Tabel 5-2). Het variëren met de faalkansbegroting wordt in de verkenningsfase als bouwsteen meegenomen. De primaire kering langs het Lauwersmeergebied ten westen van de Cleveringsluizen (onderdeel van dijktraject 6-5) wordt door het Wetterskip versterkt conform de standaard faalkansverdeling.

Tabel 5-2: Standaard faalkansruimteverdeling conform (Rijkswaterstaat WVL, feb 2017)

Type waterkering	Faalmechanisme	ω [-]
Dijk	Overloop en golfoverslag	0,24

Type waterkering	Faalmechanisme	ω [-]
	Opbarsten en Piping	0,24
	Macrostabiliteit binnenwaarts	0,04
	Beschadiging bekleding en erosie buitentalud • Gras • Harde bekleding	 0.05 0,05
Kunstwerk	Niet sluiten	0,04
	Piping	0,02
	Constructief falen	0,02
Overig		0,30
Totaal		1,00

De overstromingskansnorm op trajectniveau wordt vertaald naar een faalkanseis per faalmechanisme op doorsnede-niveau [3] volgens Vergelijking 1:

Vergelijking 1:

$$P_{eis,dsn} = \frac{P_{max} \cdot \omega}{N}$$

-

Hierin is:

$P_{eis,dsn}$	:	maximaal toelaatbare faalkans op doorsnedeniveau	[per jaar]
P_{max}	:	maximaal toelaatbare faalkans op trajectniveau	[per jaar]
ω	:	Faalkansruimtefactor	[-]
N	:	lengte-effectfactor	[-]

Het lengte-effect (N) is een trajectafhankelijke maat en kan voor het mechanisme hoogte variëren tussen een waarde van 1, 2 of 3. In het OI2014-v4 [3] is voor het dijktraject 6-5 een N-waarde van 3 vastgesteld.

Voor de geotechnische faalmechanismen dient de N-waarde te worden berekend met de volgende Vergelijking 2:

Vergelijking 2:

$$N = 1 + \frac{a \cdot L_{traject}}{b}$$

Hierin is:

N	:	lengte-effectfactor	[-]
a	:	fractie van de lengte van het traject dat gevoelig is voor het betreffende faalmechanisme, voor dit traject: a= 0,4 voor STPH en 0,033 voor STBI.	[-]
b	:	lengte van onafhankelijke, equivalente vakken voor het betreffende faalmechanisme, voor dit traject, voor dit faalmechanisme (b=300 voor SPTH en b=50 voor STBI)	[m]
$L_{traject}$	:	lengte van het dijktraject waarop de norm van toepassing is, L = 13,4 km.	[m]

5.3 Detailniveau verkenningsfase en daarmee voorkeursalternatief

De verkenningsfase richt zich op het ontwikkelen van een voorkeursalternatief. De ontwerpen moeten van een dusdanig niveau zijn dat er een breed gedragen keuze gemaakt wordt. Dit houdt in dat het (detail)niveau van de uitwerking van de ontwerpen (zowel berekeningen als ruimtelijke ontwerpen) gebaseerd wordt op 'alternatief onderscheidend'. Met andere woorden: ontwerpelementen die geen invloed hebben op de keuze voor een voorkeursalternatief worden niet uitgewerkt of positiever geformuleerd: de hoofdafmetingen en belangrijkste omgevingseffecten zijn zodanig bekend dat het te kiezen voorkeursalternatief bij nadere uitwerking in de planuitwerkingsfase standhoudt en geen belangrijke veranderingen meer ondergaat die een andere beoordeling aan de afwegingscriteria rechtvaardigen.

Op hoofdlijnen leidt dit tot het detailniveau zoals weergegeven in onderstaande tabel.

Tabel 5-3: Detailniveau ontwerpen Verkenningsfase

Doel	Wel uitwerken	Niet uitwerken
Vaststellen bestaande situatie tbv (parametrisch) ontwerp	• Bekledingsvlakken visualiseren • 3D geometrie (oppervlakte) van dijk • Dijkpalen • Dijkvakindeling • Bepaling maatgevende 2D dwarsprofielen per dijkvak • Geotechnische lengteprofielen • Analyse aanlegtekeningen • Eigendomssituatie	• 3D model van dijkopbouw • Nader veldonderzoek anders dan benoemd/afgesproken
Berekeningen t.a.v. dijkstabiliteit	• 2D Stabiliteitsberekeningen en constructieve berekeningen; indicatief, om te bepalen welke type constructie minimaal benodigd is en welke taluds stabiel blijven • Uitvoeringsduur indicatief t.b.v. afweging en planning	• Detailberekeningen constructies t.b.v. verankering • Zettingen t.g.v. vervorming • Berekeningen per fasering
Berekeningen t.a.v. stabiliteit bekledingen	• Afweging bekledingstype • Inschatting dikte Steenzettingen/Asfalt/Breuksteen • Berekening overgang grasbekleding	• Detailberekeningen steenzettingen, asfalt, breuksteen.
Ontwerp nieuwe situatie (VKA)	• Principedoorsnedes voor haven en landelijk gebied • Uitwerking principedoorsnedes (ontwerphoogtes) in verticale dwarsdoorsnedes en bovenaanzichten • 3D Weergave en visualisaties met invloed op eigendomssituatie • Bepaling overstromingskans tijdens levensduur	• Uitwerking alle dijkvakken • 3D uitwerking opritten • Bepaling aanleghoogtes • 3D uitwerking overgangen en aansluitingen (horizontaal en verticaal)

5.4 Dijkvakken

Voor het ontwerp van de dijkversterking, wordt het dijktraject opgedeeld in dijkvakken. Deze zijn gebaseerd op:

- Geometrie en oriëntatie van de dijk (inclusief aanwezigheid opritten)
- Hydraulische randvoorwaarden
- Aan- of afwezigheid van voorland
- Aanwezigheid van type bekleding
- Dijkopbouw
- Samenstelling van de ondergrond
- Geohydrologische situatie

De dijkvakken zijn als volgt gedefinieerd:

Havengebied:
1. Cleveringsluizen
2. Westelijke havendam
3. Robbengatsluis
4. Jachthaven Lauwersmeer
5. Haven Lauwersoog

Landelijk gebied:
6. Haven Lauwersoog-Vierhuizergat West (Landelijke dijk 1)
7. Vierhuizergat
8. Vierhuizergat Oost-Westpolder (Landelijke dijk 2)

Figuur 5-1: Dijkvakindeling

Bovenstaande dijkvakindeling wijkt af van de dijkvakindeling zoals aangehouden in de veiligheidsanalyse [9]. In de veiligheidsanalyse is namelijk per faalmechanisme een specifieke vakindeling opgesteld. Bij het aanscherpen van het veiligheidsoordeel in de verkenningsfase is dezelfde werkwijze toegepast. Hiermee wordt aangegeven waar wel en waar geen sprake is van een veiligheidsopgave (bijv. voor buitenwaartse stabiliteit).

Overgangen tussen de verschillende vakken en binnen (verticale overgangen) de vakken zelf (horizontale overgangen) zijn belangrijk voor de stabiliteit van de (bekledings)vakken als geheel. Aan deze overgangen kan niet kwantitatief gerekend worden. Uitgangspunt voor de verkenningsfase is dat de overgangen stabiel kunnen worden gemaakt bij verdere uitwerking in de planfase en definitief in het detailontwerp.

5.5 Ontwerplevensduur dijkversterking

Het uitgangspunt voor de verkenningsfase is een ontwerplevensduur (planperiode) van 50 jaar voor versterking in grond en 100 jaar voor de constructies. Hierbij wordt het jaar 2025 als startwaarde (einde realisatiefase) aangehouden. De ontwerplevensduur voor de dijkversterking voor de veiligheidsanalyse/verkenningsfase is dus:

- Grondconstructies: ontwerplevensduur 50 jaar en zichtjaar 2075 (zeespiegelstijging 52cm)

- Constructieve elementen: ontwerplevensduur 100 jaar en zichtjaar 2125 (zeespiegelstijging 102cm)

De levensduur van bouwmaterialen staat los van de ontwerplevensduur van de dijk. Als de levensduur van bouwmaterialen korter is dan de ontwerplevensduur van de dijk (zoals bijv. asfaltbekledingen) wordt dit effect in een LCC analyse beschreven.

5.6 Overstromingskans gedurende levensduur

De overstromingskans van een traject dient elk jaar kleiner dan of gelijk aan de maximaal toelaatbare kans te zijn (zie paragraaf 5.2), met uitzondering van de periode van 4 jaar na oplevering van de dijkversterking als hiermee hoge kosten kunnen worden vermeden. In deze periode geldt dat de veiligheid in geen enkel jaar kleiner mag zijn dan de overstromingskans direct voorafgaand aan de versterking. Dit uitgangspunt is gebaseerd op de Grondslagen voor hoogwaterbescherming [4]. Bij het uitwerken van het voorkeursalternatief wordt gecontroleerd of aan deze eis voldaan wordt.

5.7 Innovatieve oplossingen

In de verkenningsfase worden alle mogelijke bouwstenen en oplossingen verkend om de dijk te versterken zodat deze voldoet aan de waterveiligheidsopgave. Innovatie oplossingen zullen worden verkend om bijv. de kosten van de versterking te verlagen of de inpassingsmogelijkheden te vergoten. Als nieuwe kennis wordt toegepast dient dit te worden gevalideerd door ENW, alvorens het in het project toegepast kan worden.

Deel B –
Technische uitgangspunten

6 Waterstands- en golfbelastingen op de dijk

6.1 Hydraulische randvoorwaarden Waddenzee

Voor het definitief vaststellen van de veiligheidsopgave en voor het opstellen van de ontwerpen in de verkenningsfase, worden hydraulische randvoorwaarden afgeleid voor het huidige zichtjaar en de toekomst. In de veiligheidsbeoordeling zijn voor de zichtjaren 2023, 2050, 2075 en 2100 de volgende grootheden afgeleid:

- Waterstand bij de norm (maximaal toelaatbare overstromingskans en de signaleringswaarde van de norm);
- Hydraulische belastingniveaus bij q = 0,1, 1, 5,10 en 50 l/s/m (HBN);
- Golfcondities voor bekledingen (gras, steenzetting betonzuilen (normale golfsteilheid), steenzetting blokken en asfalt) per waterstandsniveau van 0,5 m.

Onderstaande tabel toont de overschrijdingsfrequenties van de hydraulische belastingen die worden gehanteerd.

*Tabel 6-1: Overschrijdingsfrequenties van de hydraulische belastingen conform het OI2014 v4 (*conform Vergelijking 2)

Type	Hydraulische belasting bij	Kans
Hydr. Belasting kruinhoogte/GEKB[1)]	Doorsnede-eis	1 / 12.500 *(o.b.v. ω = 24% N=3)*
Golfrandvoorwaarden grasbekleding[1)]	Doorsnede-eis	1/66.666 (o.b.v. *ω = 4,5%* N=3)
Golfrandvoorwaarden harde bekledingen (asfalt, steen) [1)]	Max. toelaatbare faalkans	1 / 1.000
Waterstand geotechnische faalmechanismen[1)]	Max. toelaatbare faalkans	1 / 1.000
Waterstand voor overgang / hard zacht	Doorsnede-eis	1/66.666 (o.b.v. *ω = 4,5%* N=3)

1) De kansen betreffende de hydraulische belasting en de waterstand van de overige mechanismen zijn overschrijdingsfrequenties.

6.1.1 Software

Na het bepalen van de hydraulische randvoorwaarden in de voorverkenning, is een nieuwe versie van Hydra-NL beschikbaar gekomen (versie 2.4.1). De bepaling van de hydraulische ontwerprandvoorwaarden zijn beschreven in de Werkwijzer bepaling Hydraulische Ontwerprandvoorwaarden, versie 5 [1]. In de veiligheidsbeoordeling is Hydra-NL 2.3.5 toegepast.

In het rekenhart van versie 2.4.1. van Hydra-NL zijn enkele aanpassingen doorgevoerd t.o.v. versie 2.3.5., die hebben geleid tot volgende wijzigingen:

- Het HBN is ongewijzigd, de waterstand / golfhoogte in een illustratiepunt bij de teen van de dijk (de illustratiepunten) zijn licht gewijzigd.
- De berekende golfcondities zijn licht gewijzigd.
- De waterstand is ongewijzigd;

In de verificatie en effect bepaling van de nieuwe ontwerpen in de verkenningsfase (fase bouwstenen en kansrijke alternatieven) is Hydra-NL versie 2.4.1. toegepast.

Aanpassing Database

Tijdens een reviewmoment van Deltares zijn de volgende zaken aangeduid:

- Het verloop van het berekende hydraulisch belastingsniveau (HBN/benodigde kruinhoogte) langs het landelijke deel van de Lauwersmeerdijk wijkt sterk af van het verloop van de huidige kruinhoogte en komt niet geheel overeen met het ontwerpersgevoel.
- De golfsteilheid is over het algemeen erg hoog. Dit geldt zowel voor de golfhoogte in het illustratiepunt van de HBN-berekeningen als de golfbelastingen voor bekledingen. In de review van Deltares en het HWBP (november 2019) wordt geadviseerd om in het ontwerp uit te gaan van reële ontwerpbelastingen (golfsteilheden).
- De bias-correctie die onderdeel is van de gedefinieerde modelonzekerheden op de golfhoogte en -periode is met omgekeerd teken in de WBI2017 databases opgenomen [RWS WVL, 4 september 2019]. Aanbevolen wordt om deze omissie in een nieuwe beschouwing aan te passen.
- De modelonzekerheden in de golfhoogte en periode zijn in het WBI2017 onafhankelijk verondersteld. Terwijl onderzoek (Smale [2019]) heeft aangetoond dat dit niet terecht is. Door het aannemen van correlatie verandert de maatgevende golfbelasting.
- De diepe getijdengeulen direct voor de Lauwersmeerdijk hebben significante invloed op de berekende hydraulische belastingen, onduidelijk is of SWAN dit effect juist heeft gesimuleerd.

HaskoningDHV/HKV hebben bovenstaande aandachtspunten geanalyseerd en hebben voor elk punt een advies opgesteld hoe dit het beste verwerkt kan worden in het project (Bijlage H). Op 20 januari zijn de analyse en de voortvloeiende adviezen besproken met specialisten vanuit Deltares, NZV, RWS en het HWBP. In dit comité is gezamenlijk tot de volgende conclusies gekomen:

- In de originele hydra-database bevond zich voor dit dijktraject een overgang tussen twee SWAN modellen[1], dit leverde resulteerde in een onjuist HBN-verloop in het oostelijk dele van het dijktraject. Er is een gecorrigeerde hydra-database opgesteld, uitgaande van 1 model, waardoor het HBN nu overeenkomt met het ontwerpersgevoel; de lokale hoge HBN-piek vlakt sterk af.
- Er wordt uitgegaan van 100% correlatie tussen de modelonzekerheden op golfhoogte en golfperiode. Daarnaast wordt uitgegaan van een lokale piekperiode die meer passend is bij de Waddenzee. De correctie resulteert in minder steile ontwerpgolven en wordt gezien als fysisch meest realistische situatie. Per saldo neemt de ontwerpbelasting voor hoogte en bekleding door deze aanpassing iets toe (circa 5-20%).
- De omissie in de bias-correctie wordt hersteld, dit resulteert in een hoger HBN, tot circa 30cm.
- Het effect van getijdegeulen lijkt goed meegenomen te worden in de SWAN modellen, er is in ieder geval geen correctie benodigd op de ontwerpbelastingen.
- Voor de havendijk wordt een toelaatbaar golfoverslagdebiet van 5 l/s/m[1] leidend en voor de landelijke dijk wordt een toelaatbaar golfoverslagdebiet van 10 l/s/m[1] leidend. Bij maatwerklocaties kan hier van worden afgeweken. Zowel bij het haventraject en de landelijke dijk dient het binnentalud (bij de haven over een lengte van 5m) voorzien te worden van een erosiebestendige kleilaag.

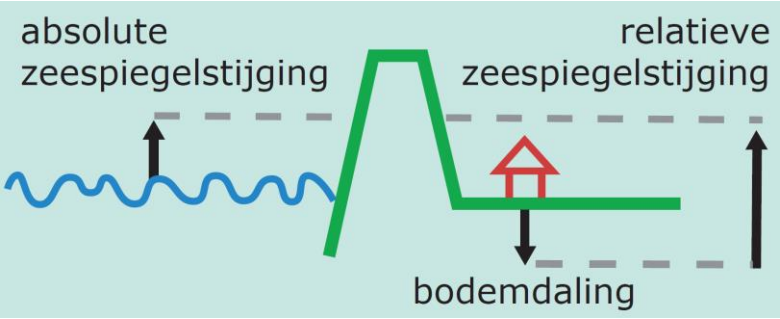
In de planuitwerking moet met de aangepaste database worden verder gewerkt. De database kan door RHDHV/HKV ter beschikking worden gesteld.

[1] *Met een SWAN model wordt de golfbelasting op de dijk afgeleid.*

6.1.2 Zeespiegelstijging en bodemdaling

6.1.2.1 Klimaatscenario zeespiegelstijging

In Figuur 6-1 is schematisch het verschil tussen absolute en relatieve zeespiegelstijging weergegeven als gevolg van bodemdaling. In de ontwerpfase moet rekening worden gehouden met zowel bodemdaling als zeespiegelstijging. De absolute bodemdaling wordt toegepast bij het afleiden van de hydraulische randvoorwaarden. Dit betekent dat wordt aangenomen dat de autonome daling van de Waddenzeebodem wordt gecompenseerd door aanzanding van de bodem, waardoor de maatgevende waterkolom die tegen de dijk staat in stormcondities niet wijzigt.



Figuur 6-1: Absolute en relatieve zeespiegelstijging

Bij de afleiding van de hydraulische randvoorwaarden wordt rekening gehouden met het KNMI'06 W+ scenario. Voor zeespiegelstijging worden de volgende waarden gehanteerd t.o.v. de WBI2017 statistiek:

- 0 cm in 2023
- 27 cm in 2050
- 77 cm in 2100

In de verkenningsfase wordt het jaar waarin de dijkversterking wordt gerealiseerd, te weten 2023, als ijkmoment aangehouden. In Tabel 6-2 is de toe te passen absolute zeespiegelstijging gegeven voor de zichtjaren: 2023 – 2075 en 2025 - 2125.

Tabel 6-2: Toe te passen absolute zeespiegelstijging

#	Zichtjaar	Absolute zeespiegelrijzing
1	2023 (referentiejaar)	0 cm
2	2024	2 cm
3	2050	27 cm
4	2075 (50 jaar ontwerphorizon)	52 cm
5	2100	77 cm
6	2125 (100 jaar ontwerphorizon)	102 cm

6.1.2.2 Bodemdaling en zetting/klink dijk

Op basis van de prognoses met betrekking tot de bodemdaling, aangeleverd door commissie Bodemdaling [9], is de inschatting dat er in 2080 sprake is van ongeveer 10 cm bodemdaling. Dit is een combinatie van autonome bodemdaling en bodemdaling door gaswinning.

De bodemdaling wordt toegepast op de hoogteligging van het maaiveld: bijv. de kruin en de hoogte van de bekledingsovergangen. Bodemdaling wordt niet toegepast beneden het maaiveld. Dit betekent dat er geen bodemdaling wordt toegepast op de laagscheidingen in de ondergrondsopbouw. Dit omdat de ligging van de lagen over het algemeen niet met een nauwkeurigheid van 10 cm bekend zijn (wat gelijk is aan de maximale bodemdaling).

De te verwachten zetting/klink gedurende de gebruiksperiode hangt samen met een aantal aspecten waaronder:

- Samenstelling materiaal ophoging en verdichting;
- Mate van ophoging in relatie tot samenstelling (samendrukbaarheid) ondergrond;
- Uitvoeringsperiode en toepassing van eventuele zetting-versnellende maatregelen (verticale drainage en/of tijdelijke overhoogte).

Aan de hand van het opstellen van uitvoeringseisen (verdichting, materialisatie etc.) en zettingsberekeningen, wordt een inschatting gemaakt van de te verwachten zetting/klink gedurende de levensduur van de waterkering. Dit wordt verdisconteerd in de aanleghoogte.

6.1.3 Invloed voorland

De hydraulische belastingen worden berekend op basis van de huidige hoogteligging van voorland. Ook het voorland tussen de uitvoerlocatie in de database fysica en de teen van de dijk wordt expliciet meegenomen in de bepaling van de hydraulische randvoorwaarden. Dit is conform het KPR-advies. In een expertsessie [16] is dit wederom als reëel uitgangspunt verondersteld. Wel wordt opgemerkt dat dit een afwijking is ten opzicht van de schematiseringshandleiding en daarmee ook tegenstrijdig is met het uitgangspunt in de veiligheidsbeoordeling [9].
Voorland ontbreekt in zijn geheel bij het Vierhuizergat, omdat hier aan de teen van de dijk een getijdegeul ligt. In de dimensionering en verificatie van de alternatieven is dit als volgt vormgegeven:

- Bij de afleiding van de golfrandvoorwaarden voor bekledingen is de ligging van de bodem meegenomen. Het niet meenemen van de bodemhoogte leidt tot onrealistische golfhoogtes voor de lage niveaus op het buitentalud.
- Het wad ten westen van dijkpaal 83.0 ligt lager dan NAP+0 m (deels ligt hier de getijdegeul Vierhuizergat). Gezien de grote waterdiepte tijdens maatgevende waterstaden (waterstand bij norm is ongeveer NAP+5,5 m) heeft het aanvullend schematiseren van het wad/voorland tussen het hydra-uitvoerpunt en de dijkteen geen invloed op het berekende HBN. Voor de bepaling van het HBN is het voorland daarom alleen meegenomen voor het traject ten oosten van dijkpaal 83.0.

In de haven zorgen de hooggelegen haventerreinen voor reductie van de golfbelasting op de Lauwersmeerdijk. Deze voorlanden zijn meegenomen in bij het bepalen van de golfbelastingen en worden als standzeker verondersteld tijdens maatgevende omstandigheden, omdat ze (1) zijn gelegen achter havendammen waardoor de belasting op de kades relatief laag is en (2) de havenkades conform het bouwbesluit in ieder geval zijn ontworpen op basis van een faalkans van 1/2.100 voor de gehele levensduur (o.b.v. gevolgklasse CC1 – o.b.v. een levensduur van 50 jaar betekent dit een faalkans van orde 1/100.000 per jaar).

6.1.4 Stormduur en waterstandsverloop

De stormduur en het waterstandsverloop worden als volgt bepaald:

Tabel 6-3: Bepaling waterstandsverloop

Ontwerpspoor	Bepaling waterstandsverloop
Geotechnische stabiliteit	Tool Waterstandsverloop v3.0.1.
Stabiliteit steenbekleding	Standaard verlopen in Steentoets
Grasbekleding	Conform schematiseringshandleiding grasbekleding [5], conform methode zoals beschreven in VTV2004
Asfaltbekleding	Opgenomen in BM Asfalt Golfklap

6.1.5 Getijde-informatie

De getijde-informatie is weergegeven in Figuur 6-2. Dit zijn de kenmerkende waarden zoals vrijgegeven door RWS – WVL. De kenmerkende waarden worden alleen toegepast voor de hoogfrequente hoogwaterstanden en de laagwaterstanden. De laagfrequente hoogwaterstanden worden niet toegepast. Omdat de hoogwaterstanden die minder vaak voorkomen dan eens per 5 jaar worden bepaald kunnen worden met Hydra-NL.

Standen in cm t.o.v. NAP

	Slotgemiddelden			Waarden maansverloop	
Getijtype cq grootheid	**HW-stand**	**LW-stand**	**tijverschil**	**HW**	**LW**
Gem. springtij	119	-142	261	9:33	15:47
Gem. tij	106	-126	232	9:29	15:39
Gem. doodtij	87	-102	189	9:22	15:28
Gem. duur rijzing				6:15	
Gem. duur daling				6:10	
Gem. waterstand		4			

Gemiddelde over- en onderschrijdingsfrequenties		
Frequentie	**Overschrijding hoogwaterstanden**	**Onderschrijding laagwaterstanden**
1x per 10.000 jaar	520	
1x per 5.000 jaar	510	
1x per 4.000 jaar	500	
1x per 2.000 jaar	490	
1x per 1.000 jaar	470	
1x per 500 jaar	460	
1x per 200 jaar	440	
1x per 100 jaar	420	
1x per 50 jaar	400	
1x per 20 jaar	375	-270
1x per 10 jaar	355	-260
1x per 5 jaar	340	-250
1x per 2 jaar	315	-235
1x per jaar	280	-225
2x per jaar	255	-215
5x per jaar	230	-200
LAT		-175

Bepaling met Hydra NL

Hoogst bekende waarde	375 cm	3 jan 1976	Periode 1970-2010
Laagst bekende waarde	-290 cm	2 mrt 1987	Periode 1970-2010

Bijzonderheden:
- 21 mei 1965 Aanvang waarnemingen
- 23 mei 1969 Afsluiting Lauwerszee
- 1 jan 1988 DNM geplaatst

Figuur 6-2: Kenmerkende waarden Lauwersoog

6.2 Grondwaterstanden achterland

Voor de analyse van macrostabiliteit bij hoogwateromstandigheden (norm condities) wordt uitgegaan van een volledig verzadigd achterland , zowel bij de aan- als afwezigheid van een teensloot.

Voor de analyse van piping wordt uitgegaan van:
- Uittredepunt in de waterpartij (haven, sloot of overige waterpartij)
- Uittredepunt elders: lokaal maaiveldniveau

Het grondwaterregime volgt de autonome bodemdaling. Er wordt vanuit gegaan dat de polderpeilen op den duur worden aangepast aan de bodemdaling. Voor de normale omstandigheden wordt uitgegaan van het gemeten grondwaterregime en de polderpeilen uit het huidige peilbesluit van het waterschap. Voor het Lauwersmeer wordt een peil van NAP -0,93 m aangehouden.

6.3 Verkeersbelasting

Alleen voor buitenwaartse stabiliteit wordt conform het OI2014v4 tijdens extreme omstandigheden (UGT-situatie) rekening gehouden met een belasting door verkeer omdat dit een realistische en voorstelbare belasting is tijdens voor STBU maatgevende omstandigheden (zie het OI2014v4 en de factsheet verkeersbelasting van het KPR). Bij binnenwaartse stabiliteit wordt aangenomen dat bij extreme condities het in het algemeen niet aannemelijk is dat belasting door verkeer kan optreden (conform OI2014 v4). Uitzondering is hierop zijn de locaties waar de N-weg op de dijk ligt.

Bij een verkeersbelasting wordt uitgegaan van 13 kN/m² over een breedte van 2,5 m, een belastingspreiding 45 graden en een aanpassingspercentage in de slecht doorlatende kleilagen van 10%. (Conform het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [6]). Daarbij is de locatie van de verkeersbelasting afhankelijk van de aanwezigheid van een verharding. Hierbij wordt zoveel mogelijk de buitendijkse zijde van de verharding belast.

6.4 Aardbevingsbelasting

Over aardbevingen en aardschokken is het volgende opgenomen: “In het OI2014 zijn geen methoden opgenomen voor de beoordeling van de invloed van aardbevingen op de overstromingskans van een dijktraject. Met aardbevingen die het gevolg zijn van gaswinning wordt in de toets op maat binnen het toetsspoor macrostabiliteit binnenwaarts rekening gehouden.”

De waterkering van NZV ligt niet in een aardbevingsgevoelig gebied (KNMI). Daarom wordt geen rekening gehouden met aardbevingsbelasting.

6.5 Overige belastingen

In Nederland bestaat geen regelgeving omtrent de wijze waarop bij het ontwerpen en beoordelen van grondconstructies rekening moet worden gehouden met ijsbelasting. Bij het ontwerp van constructies wordt kruiend ijs of drijvend ijs meegenomen als belasting. In de Leidraad Kunstwerken is dit omschreven (TAW, 2003). Bij het ontwerp van de dijk wordt geen rekening gehouden met ijsbelastingen.

7 Technische Ontwerpuitgangspunten per faalmechanisme

In dit hoofdstuk worden de technische ontwerpuitgangspunten beschreven die van toepassing voor de verkenningsfase.

De geotechnische faalmechanismen behoren niet tot de scope van de dijkversterking. Gezien wel sprake is van een hoogteopgave hebben de onderzochte alternatieven mogelijk wel invloed op de geotechnische stabiliteit van de waterkering. De gehanteerde uitgangpunten bij de verificatie van de alternatieven is beschreven in deze paragraaf. De alternatieven hebben geen invloed op de faalkans voor piping. De uitgangspunten voor dit faalmechanismen zijn daarom niet beschreven.

De indeling van dit hoofdstuk volgt de bekende faalmechanismen van een dijk, te weten:

- Macrostabiliteit binnen- en buitenwaarts (STBI en STBU)
- Microstabiliteit (STMI)
- Asfaltbekleding (AGK en AWO)
- Grasbekleding (GEBU en GABU)
- Hoogte-Grasbekleding (GEKB en GABI)
- Stabiliteit steenzetting (ZST)
- Kunstwerken (HTKW, BSKW, PKW)
- Sterkte en stabiliteit punt- en langsconstructies (STKWp en STKWl)
- Voorland (VLGA, VLAF en VLZV)
- Niet-waterkerende objecten (NWO)
- Havendammen (HAV)

7.1 Geotechniek

7.1.1 Binnenwaartse macrostabiliteit (STBI)

Deze paragraaf beschrijft de technische uitgangspunten specifiek voor het faalmechanisme binnenwaartse macrostabiliteit (STBI).

7.1.1.1 Faalkanseis en veiligheidsfactoren

De faalkanseis voor STBI is bepaald conform Bijlage III op de Toelichting bij de Ministeriële Regeling Veiligheid primaire waterkeringen 2017. De faalkanseis voor STBI is opgenomen in Tabel 7-1. De veiligheidsfactoren zijn opgenomen in Tabel 7-2. De minimaal benodigde stabiliteitsfactor in D-GeoStability is 1,14. Voor STBI wordt gebruikt gemaakt van het glijvlakmodel van LiftVan.

Tabel 7-1: Faalkanseis voor STBI

Faalmechanisme	Norm [per jaar]	Lengte [km]	Faalkanseis op doorsnedeniveau [per jaar]
STBI	1/3.000	13,4	$1{,}4 \cdot 10^{-6}$
STBI	1/1.000	13,4	$4{,}1 \cdot 10^{-6}$

Tabel 7-2: Veiligheidsfactoren voor STBI

Norm [per jaar]	Schadefactor [-]	Materiaalfactor [-]	Modelfactor Uplift-Van [-]	Vereiste SF D-GeoStability [-]
Signaalwaarde (1/3.000)	1,11	1,00	1,06	1,18
Max. toelaatbare kans (1/1.000)	1,08	1,00	1,06	1,14

7.1.1.2 Grondparameters

In 2017 heeft Wiertsema & Partners grondonderzoek uitgevoerd op de Lauwersmeerdijk. Hierbij zijn 215 sonderingen en 80 handboringen uitgevoerd. Daarnaast zijn 17 mechanische boringen uitgevoerd, deels met peilbuizen en monsternames. Op basis van de sonderingen en boringen is een geotechnisch lengteprofiel opgesteld. Daarnaast zijn de gestoken monsters beproefd in geotechnisch laboratoriumonderzoek.

Specifieke uitgangspunten:
Voor grondparameters wordt het Critical State Soil Mechanics (CSSM) model toegepast. In de basis worden voor macrostabiliteit dezelfde uitgangspunten gehanteerd als in de veiligheidsbeoordeling. De gehanteerde uitgangspunten zijn in deze fase gecontroleerd. Onderstaande uitgangspunten zijn toegepast bij het bepalen van de grondparameter:

- Afhankelijk van de doorlatendheid van de grondlagen (Bq- waarden), zijn deze gedraineerd of ongedraineerd doorgerekend;
- Voor de grondlaag H_Mkw_z&k is de sterkte bepaald op basis van laboratoriumproeven. Voor andere lagen zijn standaardwaarden gebruikt (geen/ te weinig proeven beschikbaar). De sterkte van deze lagen is bepaald o.b.v. de schematiseringshandleiding macrostabiliteit;
- Voor het volumiek gewicht wordt de gemiddelde waarde uit de schematiseringshandleiding toegepast;

Tabel 7-3: Volumiek gewicht grondlagen

Grondlaag	Type	Onverzadigd volumiek gewicht	Verzadigd volumiek gewicht
H_Mg_zk	Zand, plaatselijk gelaagd met klei (getijdenafzetting)	18,0	20,0
H_Mkw_z&k	Zand, sterk gelaagd met klei (getijdenafzetting)	18,5	18,5
H_Mp_k	Klei	14,5	14,5
H_Vbv_v	Veen	11,0	11,0
P_Mg_zk	Zand, plaatselijk gelaagd met klei (getijdenafzetting)	18,0	20,0
P_Ova_sd	(Pot)klei	14,5	14,5
P_Rg_zm	Zand	18,0	20,0
P_Wdz_zf	Zand	18,0	20,0
Zand dijkmateriaal	Zand	18,0	20,0

Conform OI/WBI worden geen materiaalfactoren toegepast voor CSSM berekeningen.

In Tabel 7-4 zijn de sterkteparameters van de grondlagen weergegeven voor gedraineerde grondlagen. Over het grootste deel van het traject hebben de grondlagen een zandig karakter. Deze lagen mogen volgens de schematiserings-handleiding als gedraineerd doorgerekend worden met een representatieve waarde van de hoek van inwendige wrijving als onder andere de Bq waarde onder de 0,10 blijft. Dit is

geverifieerd door de sonderingen in de CPT-tool te laden. Daaruit bleek dat deze lagen inderdaad als gedraineerd beschouwd mogen worden. Daarom zijn de grondsterkteparameters voor gedraineerd rekenen aangehouden [9]. De toegepaste rekenwaarden zijn weergegeven in Tabel 7-4. De berekende parameters uit laboratoriumproeven (voor klei) zijn toegewezen aan de grondsoort H_mkw_z&k, omdat deze grondsoort het meeste klei bevat. Voor H_mg_zk en dijksmateriaal zijn standaardwaarden gebruikt uit de schematiseringshandleiding.

De ongedraineerde lagen uit Tabel 7-4 lagen hebben geen zandig karakter, en dus moet de sterkte ongedraineerd worden berekend. De POP-waarden zijn gebruikt om grensspanningen uit te rekenen. Deze grensspanningen zijn berekend door de POP op te tellen bij de effectieve spanning in een grondlaag gedurende dagelijkse omstandigheden. Over de sterkte eigenschappen merken we het volgende op:

- De POP van potklei is niet beschreven in de schematiseringshandleiding, hiervoor is op basis van expert judgement een veilige waarde van 15 kN/m^3 aangenomen.
- Voor de ongedraineerde sterkte van de klei is een S-waarde van 0,25 gehanteerd (zie ook Bijlage G)

Tabel 7-4: Sterkteparameters grondlagen

Grondlaag	Grondgedrag	Hoek van inwendige wrijving	Ongedraineerde sterkte	Bron
H_Mg_zk	Gedraineerd	29,8		Schematiseringshandleiding
H_Mkw_z&k	Gedraineerd	33,4		Lokaal grondonderzoek
H_Mp_k	Ongedraineerd		S = 0,25, POP = 15 kPa, m = 0,8	Schematiseringshandleiding
H_Vbv_v	Ongedraineerd		S = 0,30, POP = 15 kPa, m = 0,8	Schematiseringshandleiding
P_Mg_zk	Gedraineerd	29,8		Schematiseringshandleiding
P_Ova_sd	Ongedraineerd		S = 0,25, POP = 15 kPa, m = 0,8	Schematiseringshandleiding, expert judgement
P_Rg_zm	Gedraineerd	32,3		Schematiseringshandleiding
P_Wdz_zf	Gedraineerd	28,5		Schematiseringshandleiding
Zand dijksmateriaal	Gedraineerd	28,8		Schematiseringshandleiding

7.1.1.3 Freatische lijn

De freatische lijn die geldig is bij de huidige ondoorlatende bekleding is afgeleid op basis van de peilbuismetingen die in de winter van 2018 – 2019 zijn uitgevoerd (zie ook Bijlage F). In geval er sprake blijft van een ondoorlatende bekleding op het buitentalud (of bekleding met minimaal dezelfde totale doorlatendheid) blijft deze freatische lijn geldig. Wanneer als gevolg van een nieuwe bekleding op het buitentalud de mate van doorlatendheid van de buitenbekleding veranderd, dient een nieuwe freatische lijn afgeleid die past bij het nieuwe bekledingsontwerp.

7.1.1.4 Stijghoogte watervoerende zandlagen

Voor de stabiliteit van het binnentalud (STBI) zijn de waterdrukken in de ondergrond van belang. In de veiligheidsbeoordeling is voor het grootste deel van het traject een respons van 100% aangenomen omdat (1) sprake is van oppervlakkige glijvlakken en de stijghoogte dan minder relevant is en (2) de peilbuis gegevens destijds niet tijdig beschikbaar waren voor de beoordeling van STBI. Ter plaatste van de binnenhaven is hiervan afgeweken (zie ook de herziene beoordeling is Bijlage G). De stijghoogte is door de aanwezigheid van damwanden in het voorland en het haventerrein niet eenduidig te

schematiseren op basis van het TRWD. Daarom is aangenomen dat de stijghoogte verloopt van MHW (100 m voor de kruin) naar GHW (in de binnenhaven, 100 m achter de kruin). Voor de schematisatie is aangenomen dat de zandlagen die boven de potklei liggen aan de buitenzijde afgesloten door de damwand in de haven (t.b.v. de aanlegkades in de haven). Daarom is in deze zandlagen geen respons op het buitenwater verondersteld.

Op basis van bovenstaande uitgangspunten is STBI goedgekeurd (zie ook hoofdstuk 4). Dit uitgangspunt is daarom ook toegepast bij de beoordeling van de alternatieven.

7.1.1.5 Maatgevend glijvlak

De maatgevende glijvlakken zijn in principe glijvlakken die leiden tot verlies van waterkerend vermogen van de kering. Daar waar de N-361 over de kruin van de kering loopt is sprake van aanvullende eisen omdat de N-weg een belangrijk functie vervult tijdens extreme omstandigheden. De beoordeling wordt daarom uitgevoerd op basis van zonering:

- De faalkanseis op doorsnede niveau is relevant voor glijvlakken die leiden tot verlies van het waterkerend vermogen. De doorsnede-eis voor STBI behorend bij de maximaal toelaatbare overstromingskans (1/1.000 per jaar) is gelijk aan 1/245.000 per jaar (zie ook Tabel 7-1).
- Vanwege de belangrijke functie van de N-weg moet de kans deze beschadigd raakt, kleiner zijn dan 1/10.000 per jaar. Deze kans is een factor 10 kleiner dan de maximaal toelaatbare overstromingskans (van 1/1.000 per jaar), maar minder streng dan de faalkanseis op doorsnede niveau voor STBI.

7.1.1.6 Schematisering ondergrond

Voor STBI is de ondergrond geschematiseerd op basis van het lokaal grondonderzoek en het geotechnische lengteprofiel uit Bijlage B. Het eindresultaat is dus een lokale schematisering op locatie van de veiligheidsopgave. Dit is beschreven in de beoordeling [9].

7.1.1.7 Schematiseringsfactor

Volgens het OI2014 moet een schematiseringsfactor worden opgesteld voor macrostabiliteit, in overeenstemming met bijlage B van het Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren (TRGS) bij Dijken (ENW, 2012). Hiervoor is op de helpdesk water een rekensheet beschikbaar. Voor het opstellen van de scenario’s en hun waarschijnlijkheden wordt gebruik gemaakt van de schematisering uit de beoordeling. Op enkele plaatsen in het TRGS wordt nog aangegeven dat een ondergrens van 1,10 gehanteerd moet worden voor de schematiseringsfactor. In datzelfde rapport is ook aangegeven dat hiervoor eigenlijk geen theoretische basis bestaat. Voor de ondergrens van de schematiseringsfactor wordt in de verkenningsfase een waarde van 1,1 gehandhaafd. Deze factor dient aanvullend op de factoren in Tabel 7-2 te worden toegepast.

7.1.1.8 Macrostabiliteit in combinatie met significante golfoverslag

De veiligheidsbeoordeling [9] laat zien dat in 2075 net niet meer wordt voldaan aan de eisen voor macrostabiliteit in combinatie met significante golfoverslag. Omdat ook sprake is van een hoogteopgave wordt de opgave voor STBI i.c.m. significante golfoverslag opgelost bij reductie van het golfoverslagdebiet. Het overslagdebiet is getoetst conform de factsheet KPR (zie Appendix H).

7.1.2 Buitenwaartse macrostabiliteit (STBU)

7.1.2.1 Faalkanseis en veiligheidsfactoren

De faalkanseis voor STBU is bepaald conform Bijlage III op de Toelichting bij de Ministeriële Regeling Veiligheid primaire waterkeringen 2017. De faalkanseis voor STBI is opgenomen in Tabel 7-5: Faalkanseis voor STBU. De veiligheidsfactoren zijn opgenomen in Tabel 7-6: Veiligheidsfactoren voor STBU. Voor STBU wordt gebruikt gemaakt van het glijvlakmodel van Bisshop.

Tabel 7-5: Faalkanseis voor STBU

Faalmechanisme	Norm [per jaar]	Lengte [km]	Faalkanseis op doorsnedeniveau [per jaar]
STBU	1/3.000	13,4	$1,4 * 10^{-5}$
STBU	1/1.000	13,4	$4,1 * 10^{-5}$

Tabel 7-6: Veiligheidsfactoren voor STBU

Norm [per jaar]	Schadefactor [-]	Materiaalfactor [-]	Modelfactor Bisshop [-]	Vereiste SF D-GeoStability [-]
Signaalwaarde (1/3.000)	1,04	1,00	1,11	1,15
Max. toelaatbare kans (1/1.000)	1,00	1,00	1,11	1,11

7.1.2.2 Grondparameters, ondergrondschematisatie en schematiseringsfactor

De grondparameters, de werkwijze voor het opstellen van de schematiseringsfactor en de schematisatie voor de ondergrond zijn voor STBU gelijk aan STBI. De grondparameters zijn beschreven in paragraaf 7.1.1.

7.1.2.3 Freatische lijn en stijghoogte

De freatische lijn is afgeleid op basis van peilbuismetingen. In Bijlage F zijn de freatische lijnen beschreven. Net als voor STBU zijn deze freatische lijnen geldig voor de huidige doorlatendheid van het buitentalud. In geval in het ontwerp sprake is van een andere doorlatendheid van het buitentalud moet op basis van het nieuwe ontwerp van de bekleding op het buitentalud een nieuwe freatische lijn worden afgeleid.

De stijghoogte in de watervoerende zandlagen is voor de STBU berekeningen gelijk aan GHW.

7.1.2.4 Maatgevend glijvlak

Voor STBU worden alleen glijvlakken beschouwd die de bekleding doorsnijden. In geval de glijvlakken de bekleding doorsnijden is aangenomen dat dit leidt tot falen van de waterkering.

7.1.3 Microstabiliteit en piping (STMI - STPH)

Het project kent geen ontwerpopgave voor het faalmechanisme Microstabiliteit en piping. De ontwerpaanpak in de verkenningsfase gaat ervanuit dat de situatie ten aanzien van dit faalmechanisme

niet negatief wordt beïnvloed door de voorgestelde ontwerpoplossingen. Dit wordt geverifieerd bij de uitwerking van kansrijke alternatieven. Hierbij wordt het OI2014v4 gevolgd.

7.2 Bekledingen

De versterkingsopgave bestaat grotendeels uit het vervangen van de bekledingen. De huidige bekledingen op het buitentalud (steenzettingen, waterbouwasfalt en grasbekleding) en binnentalud (grasbekleding) zijn deels afgekeurd en daarvoor geldt dan ook een veiligheidsopgave.

Dit hoofdstuk gaat verder in op de uitgangspunten met betrekking tot specifieke bekledingstypes die toegepast kunnen worden ter vervanging van de bestaande bekleding. In de basis worden de vigerende technische rapporten en leidraden toegepast bij het ontwerp van de bekleding. De ruwheidsfactor van de bekledingstypes worden conform de vigerende steentoets versie meegenomen in het ontwerp.

7.2.1 Asfaltbekleding (AGK en AWO)

Hoewel in principe als planperiode voor de dijkversterking 50 jaar wordt aangehouden, wordt asfalt – dat vaak een kortere levensduur heeft – niet uitgesloten. Bij het toepassen van een asfaltbekleding wordt impliciet gekozen voor tussentijds grootschalig onderhoud. De kosten hiervoor worden meegenomen in een LCC analyse

De exacte levensduur is afhankelijk van het type asfaltbekleding. Voor waterbouwasfaltbeton hanteert waterschap Noorderzijlvest een levensduur van 40 jaar (i.c.m. vervanging slijtlaag eens per 10 per jaar), mits de bekleding boven het niveau van gemiddeld hoogwater is geplaatst. Lager gelegen bekleding wordt frequenter belast. Het is daarom logisch om hier uit te gaan van een levensduur van 30 jaar. Voor open steenasfalt in de golfklapzone wordt een levensduur van 12 jaar gehanteerd en voor met asfalt gepenetreerd breuksteen is een levensduur van 50 jaar eenvoudig haalbaar.

Voor het bepalen van de dikte van de asfaltbekleding zijn mechanische wateroverdrukken of golfklappen maatgevend. De te hanteren methode is hieronder toegelicht. Voor het ontwerp van asfaltbekledingen is de meest actuele kennis vastgelegd in het Technisch Rapport Dijkbekledingen, deel 3: Asfaltbekledingen. In het ontwerp wordt rekening gehouden met de toepassingsvoorwaarden zoals benoemd in het WBI2017 [7]. De minimale dikte van een nieuwe asfaltbekleding moet conform het OI/WBI zijn.

7.2.1.1 Golfklappen (AGK)

De asfalt bekledingen worden ontworpen op golfklappen. In deze fase wordt volstaan met het gebruik van de algemeen gebruikte ontwerpgrafieken [8]. Deze ontwerpgrafieken bestaan voor verschillende types asfalt en zijn gebaseerd op robuuste uitgangspunten. Specifiek bij het dimensioneren van de benodigde dikte van waterbouwasfalt is gebruik gemaakt van de informatie uit het memo “Parameters voor ontwerp van waterbouwasfaltbeton (WAB)” d.d. 7 december 2018 van Robert ’t Hart (lit1). Laagdiktes worden naar boven afgerond op 0,1 meter. Hiervoor wordt de meest ongunstige doorsnede binnen een vak gebruikt. Voor ieder dijkvak wordt een benodigde dikte bepaald en wordt bepaald of deze logisch op elkaar kunnen aansluiten.

Over asfalt in de verzadigde zone van de golfklap is weinig bekend. Daarom zijn de rekenregels uit het OI2014v4 en WBI2017 hier niet toepasbaar. Gezien deze kennisleemte is in het ontwerp de

randvoorwaarde gehanteerd dat de freatische lijn niet tegen de binnenkant van de asfaltbekleding mag komen te staan.

7.2.1.2 Wateroverdrukken (AWO)

Gezien in het ontwerp als randvoorwaarde wordt gehanteerd dat de freatische lijn niet tegen de binnenkant van de asfaltbekleding mag staan (zie bovenstaand – AGK) is de kans op AWO bij voorbaat verwaarloosbaar.

7.2.2 Graserosie buitentalud (GEBU)

Het bovenbeloop van het buitentalud van de Lauwersmeerdijk bestaat deels uit een grasbekleding. Het niveau vanaf waar gras toegepast kan worden heeft invloed op de kosten en het landschappelijk beeld van de dijk. Bij deze berekeningen worden de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- Werkwijze conform het OI2014v4
- Grasbekleding wordt aangenomen als gesloten zode (U_c = 6,6 m/s)
- Bij de golfoploopberekeningen wordt uitgegaan van glad buitentalud (ruwheidsfactor 1,0) voor zetsteen, gras en asfalt.
- Het waterstandsverloop is beschreven in paragraaf 6.1.4.
- In de BM Gras Buitentalud wordt een gerekend met een synthetische storm (conform de schematiseringshandleiding grasbekleding).
- De overgang van de golfklap- naar de golfoploopzone is conform de schematiseringshandleiding gelijk aan de waterstand op doorsnedeniveau (ω = 4,5%).
- De hydraulische uitgangspunten voor GEBU zijn beschreven in paragraaf 6.1.

7.2.3 Afschuiven buitentalud (GABU)

Voor het afschuiven grasbekleding buitentalud wordt (indien een nieuwe grasbekleding ontworpen wordt) een controle gedaan aan de hand van de empirische vergelijking zoals genoemd in [7] (vergelijking 17.1).

7.2.4 Hoogte – Graserosie kruin en binnentalud (GEKB)

Het project kent een ontwerpopgave voor het faalmechanisme grasbekleding erosie kruin en binnentalud (GEKB). Voor het landelijke deel van de Lauwersmeerdijk wordt een kritiek overslagdebiet van 10 l/s/m toegepast:

- Bij een kritiek overslagdebiet van 10 l/s/m is sprake van een beperkte interactie met andere (indirecte) faalmechanismen zoals GABI of STBI i.c.m. significante golfoverslag.
- De huidige opgave voor GABI of STBI i.c.m. significante golfoverslag vervalt bij een verlaging van het kritieke overslagdebiet (en behoud huidige geometrie) naar 10 l/s/m.
- Op het binnentalud is sprake van een relatief dunne zandige kleilaag (oude erosieklasse C3). Hierdoor is er geen sprake van reststerkte en heeft het waterschap tijdens extreme omstandigheden geen handelingsperspectief voor noodmaatregelen. Het toestaan van hogere overslagdebieten dan 10 l/s/m bij een zeedijk met zandkern is derhalve onverstandig en zelfs het toestaan van 10 l/s/m is alleen mogelijk in combinatie met een erosiebestendige kleilaag op de kruin en het binnentalud. Daarom wordt het uitgangspunt gehanteerd dat tenminste 60cm (exclusief toplaag) erosiebestendige dijkenklei aanwezig dient te zijn op de kruin en het binnentalud van de dijk.
- Bij een kritiek overslagdebiet van 10 l/s/m is geen sprake van een significant waterbezwaar.

- Bij 10 l/s/m hoeft geen specifieke aandacht te worden besteed aan overgangen en maakt het begrazing door schapen mogelijk.
- Een overslagdebiet van 10 l/s/m komt ongeveer overeen met een probabilistische benadering voor het overslagdebiet, waarbij is uitgegaan van een gemiddelde overgangen (conform methodiek Deltares 2017).

Bij de haven van Lauweroog wordt in de basis gekozen voor een kritiek overslagdebiet van 5 l/s/m, behorende bij een worst-case overgang. Er is voor een kritiek overslagdebiet van 5l/s/m gekozen vanwege de slechte grasmat, het grote aantal overgangen als gevolg van fietspaden en de provinciale weg en omdat de havendijk geheel uit zandig materiaal bestaat en er dus geen erosiebestendige kleilaag aanwezig is. Door uit te gaan van een overslagdebiet van 5 l/s/m is de mate van overslag dusdanig klein dat de kruin alleen over 5 m lengte (in het dwarsprofiel) overslagbestendig moet worden gemaakt (door aanleg van bijv. een kleilaag). Toepassing van een hoger overslagdebiet dan 5 l/s/m neemt de hoogteopgave niet weg en werkt juist kostenverhogend omdat er extra werkzaamheden nodig zijn om de gehele kruin en binnentalud overslagbestendig te maken.

7.2.5 Grasbekleding Afschuiven binnentalud (GABI)

Voor GABI is sprake van een veiligheidsopgave met een beperkte omvang. Omdat ook sprake is van een hoogteopgave is de verwachting dat de opgave voor GABI wordt opgelost bij reductie van het golfoverslagdebiet. Deze aanname wordt gedurende de verkenning geverifieerd. Bij deze verificatie wordt de aanpak uit het WBI2017 en de schematiseringhandleiding toegepast.

De sterkte van de kleilaag wordt bij GABI geschematiseerd op basis van Mohr-Coulomb met een cohesie van 5 kPa en een hoek van inwendige wrijving van 20 graden.

7.2.6 Stabiliteit steenzetting (ZST)

Gezien de geldende golfcondities zijn steenzettingen een mogelijke bouwsteen. De ontwerpoutput voor steenzettingen resulteert doorgaans in een benodigde laagdikte gecombineerd met een standaard opbouw (geotextiel, uitvullaag en toplaag). Steenzetting worden ontworpen met het Excel programma Steentoets (v17.1.1.1).

Onder de huidige koperslakblokken ligt een 1m dikke mijnsteenlaag. In conditionerend onderzoek [13] is aangetoond dat deze laag niet verpapt is en breed gegradeerd is.

Gegeven de beperkte uitbreidbaarheid van een steenzetting wordt de steenzetting robuust ontworpen.

7.3 Kunstwerken (HTKW, BSKW, PKW, STKWp en STKWl)

Er is geen veiligheidsopgave voor de Cleveringsluizen en Robbegatsluis [10] en daarom behoren deze niet tot de scope van het HWBP project. De dijkbekleding van de Cleveringsluizen behoort wel tot de projectscope.

7.3.1 Uitgangspunten langsconstructies (STKWl)

Wanneer een grondkerende constructie als oplossingsrichting wordt voorgesteld, dan wordt deze beoordeeld aan de hand van het ontwerpspoor Stabiliteit Kunstwerken langsconstructies “STKW-l”.

De beoordeling van de macrostabiliteit van het grondlichaam en de damwand wordt uitgevoerd met Plaxis-2D waarbij gebruik wordt gemaakt van het SHANSEP NGI-ADP-materiaalmodel. Dit model komt overeen met het CSSM-model dat wordt beschreven in het WBI2017 en OI2014v4. De berekeningen worden uitgevoerd volgens de meest recente POVM Publicaties, POVM Publicatie Langsconstructies, versie 1.1, oktober 2019; POVM Publicatie; POVM Publicatie Eindige Elementen Methode, versie 1.1, 2019.

Voor andere waterkerende kunstwerken die nog onvoldoende zijn opgenomen in WBI/OI systematiek dient overeenstemming met experts plaatsvinden om vigerende ontwerpregels op te stellen.

7.4 Voorland (VLGA, VLAF en VLZV)

In de veiligheidsbeoordeling is aangetoond dat de stabiliteit (VLGA, VLAF, VLZV) van de aanwezige voorlanden voldoende is. Dit vormt de basis voor de veiligheids- en ontwerpopgave. Deze situatie mag echter niet verslechteren, daarvoor is beheer van het voorland nodig.

De ontwerpaanpak in de verkenningsfase gaat ervanuit dat de situatie ten aanzien van dit faalmechanisme niet negatief wordt beïnvloed door de voorgestelde ontwerpoplossingen. Dit wordt geverifieerd bij de uitwerking van kansrijke alternatieven.

7.5 Niet-waterkerende objecten (NWO)

Niet waterkerende objecten bestaan uit:

- Bebouwing (NWObe)
- Begroeiing (NWObo)
- Kabels en leidingen (NWOkl)
- Overige constructies (NWOoc)

Niet-waterkerende objecten zijn in het kader van de veiligheidsanalyse geïnventariseerd. Langs de landelijke dijk loopt een gas- en een waterleiding parallel aan de dijk. Voor deze leidingen is conform NEN3651 de verstoringszone bepaald en is conform het meest recente (oktober 2019) veiligheidsraamwerk van de POV Kabels en Leidingen doorlopen.

In het havengebied zijn zeer veel kabels en leidingen aanwezig in het dijklichaam. In de verkenningsfase is een eerste advies omtrent deze kabels en leidingen opgesteld voor de planuitwerkingsfase.

7.6 Havendammen (HAV)

Om de haven liggen strekdammen om de golfhoogte in de haven te reduceren. Deze dammen zijn aangelegd met het oog op de scheepvaart, maar reduceren ook de golfaanval tijdens stormcondities op de Lauwersmeerdijk (de primaire waterkering). De havendammen zijn echter dusdanig laag dat ze geen bijdrage leveren aan de waterveiligheidsstatus van de Lauwersmeerdijk. De westelijke havendam is opgenomen in de legger van Waterschap Noorderzijlvest, maar maakt geen deel uit van het stelsel van primaire waterkeringen (bij doorbraak volgt immers geen overstroming).

De veiligheidsbeoordeling heeft aangetoond dat de faalkans van de havendam relatief groot is, tussen de 1/30 en 1/100 per jaar. Dit is significant groter dan de faalkans van de achterliggende primaire kering. Tijdens maatgevende omstandigheden voor de primaire kering is falen van de havendam waarschijnlijk. In de verkenningsfase is onderzocht of het versterken van de havendammen een kosteneffectieve bouwsteen is om de versterkingsopgave aan de primaire waterkering te reduceren. Inmiddels is

aangetoond dat het niet kosteneffectief is om de havendammen te versterken; de kosten voor het versterken van de havendammen wegen niet op tegen de kostenreductie die wordt behaald in de versterkingsopgave aan de primaire waterkering.

8 Referenties

[1] Deltares, „Werkwijzer bepaling Hydraulische Ontwerprandvoorwaarden, aanvulling OI2014, versie 5 (Hydra-NL 2.4.1),” mei 2018.

[2] Rijkswaterstaat WVL, „Ontwerpen met overstromingskansen, Veiligheidsfactoren en belastingen bij nieuwe overstromingskansnormen (OI2014), versienummer 4, definitief,” Lelystad, feb 2017.

[3] Rijkswaterstaat, „Handreiking ontwerpen met overstromingskansen OI2014v4,” Februari 2017.

[4] Expertise Netwerk Waterveiligheid, „Grondslagen voor hoogwaterbescherming,” December 2016.

[5] RWS-WVL, „Schematiseringshandleiding grasbekleding: WBI 2017,” 1 december 2016.

[6] TAW, Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies, 2001.

[7] RWS-WVL, „Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017: Bijlage III Sterkte en Veiligheid,” 2017.

[8] STOWA, „State of the Art Asfaltdijkbekledingen,” 2010.

[9] HKV, Tauw en INFRAM, Veiligheidsbeoordeling Lauwersmeerdijk- definitief, september 2018

[10] B. van Bree, juni 2018, WBI-beoordeling kunstwerken Cleveringsluizen en Robbengatsluis, WBI-beoordeling in het kader van de vierde wettelijke beoordelingsronde

[11] MUG, 15 februari 2018, Situatie en hoogtemeting Lauwersmeerdijk (DTM)

[12] Wiertsema & Partners, januari 2018, Geotechnisch onderzoek, Dijkverbetering Lauwermeerdijken-Vierhuizergat te Lauwersoog, ref: VN-68912-1

[13] Peilbuismetingen 201811_68912_Lauwersoog

[14] Wiertsema &Partners, november 2018, Grondwatermonitoring, Dijkverbetering Lauwermeerdijken-Vierhuizergat te Lauwersoog, ref: VN-68912-2

[15] Deltares, „Hoogte van overgang van hard naar zacht: Semi-probabilitische ontwerpmethode,” 01-12-2017.

[16] RHDHV, 9 september 2019, Verslag expertsessie Waterbouw Lauwersmeerdijk - Vierhuizergat

Appendix A: Gevoeligheidsberekeningen

Bij het opstellen van de technische uitgangspunten zijn enkele gevoeligheidsberekeningen uitgevoerd. Deze worden gebruikt bij het selecteren van haalbare bouwstenen voor de dijkversterking. De volgende gevoeligheidsanalyses zijn uitgevoerd:

1. Gevoeligheid HBN
2. Gevoeligheid golfbelastingen
3. Gevoeligheid freatische lijn STBU

A1 Gevoeligheid HBN

Voor het oplossen van de hoogteopgave (GEKB) zijn verschillende gevoeligheidsanalyses uitgevoerd, waarin is onderzocht wat de invloed van bepaalde aspecten op het HBN (hydraulisch belasting niveau) is. De volgende aspecten zijn beschouwd:

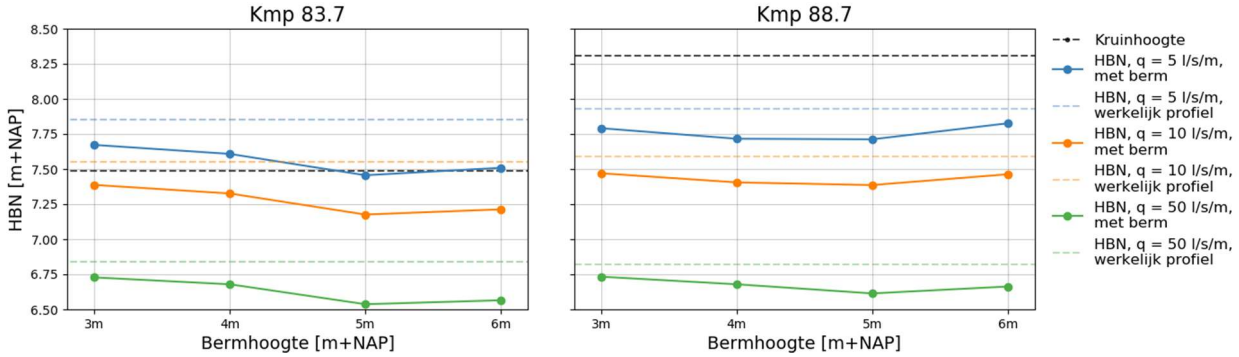
- Berm: Een mogelijke bouwsteen voor het verkleinen/oplossen van de hoogteopgave is het aanleggen dan wel verhogen van een buitenberm. In een gevoeligheidsanalyse is onderzocht wat de invloed van een buitenberm met verschillende afmetingen is op het HBN.
- Ruwheid talud: Een andere mogelijke bouwsteen is het aanleggen van een ruw talud (ruwer dan grasbekleding). In een gevoeligheidsanalyse is onderzocht wat de invloed van de ruwheid van het buitentalud is op het HBN.

A1.1 Berm

Het effect van een buitenberm is beschouwd op een hoogte van 3, 4, 5 en 6 m+NAP. De breedte in deze analyse is 4 meter, gebaseerd op een standaard bermontwerp. Twee karakteristieke locaties zijn gekozen met een variërende golfbelasting en dijknormaal, zie Figuur 8-1.

Figuur 8-1: Overzicht van de locaties

Figuur 8-2 toont het hydraulisch belastingniveau (HBN) voor 4 verschillende bermhoogtes bij respectievelijk Kmp 83.7 en Kmp 88.7. Het HBN is bepaald voor 3 verschillende overslagdebieten bij een terugkeertijd van 1/12.500 jaar. In dezelfde figuur staat voor de verschillende situaties ook het HBN bij het werkelijke profiel. Het werkelijke profiel bevat ook al een berm rond 2.0 m+NAP. Voor beide locaties geldt dat de berm het meest effectief is bij een hoogte van 5 m+NAP. Het verschil tussen het HBN bij verschillende bermhoogtes is voor Kmp 83.7 circa 0.2 m en voor Kmp 88.7 circa 0.1 m. De variatie in HBN is het resultaat van kleine veranderingen in zowel waterstand als golfhoogte. Wanneer de waterstand min of meer gelijk is aan de bermhoogte zal de berm het meest effectief zijn. In beide gevallen varieert de waterstand tussen circa 4.75 en 5.15 m+NAP.

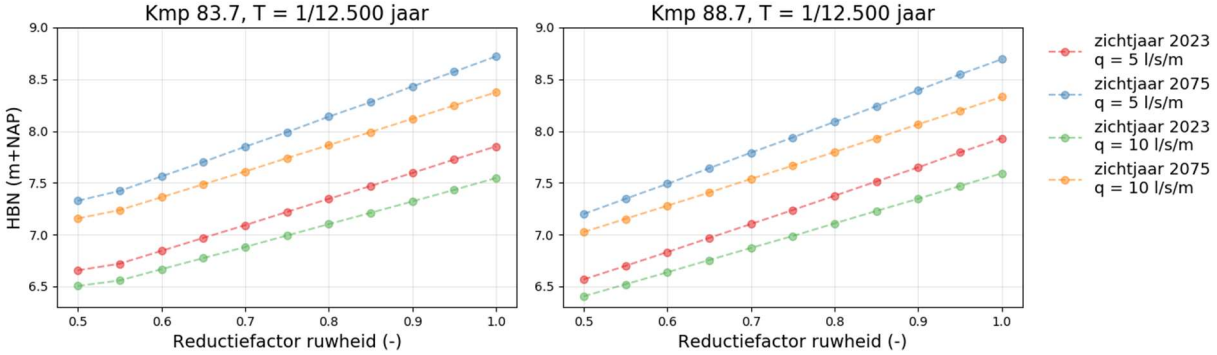


Figuur 8-2: Effect van de berm

A1.2 Ruwheid

De ruwheid op het talud is relevant voor de berekening van het hydraulisch belastingniveau (HBN). Het volume water dat over de dijk stroomt (overslag) is afhankelijk van waterstand en golfhoogte. Een ruwer talud zal leiden tot reductie van golfoploop, waardoor overslagreductie plaatsvindt.

Ruwheid wordt meegegeven aan het profiel met behulp van een invloedsfactor per taluddeel. In deze analyse variëren de invloedsfactoren tussen 0.5 en 1.0 [-] met stappen van 0.05 [-]. Figuur 8-3 toont voor locaties Kmp 83.7 en Kmp 88.7 een voorbeeld het effect van de ruwheid op het HBN. Het lineaire verloop van de relatie reductiefactor – HBN is ook verwacht op basis van de overslagformule in Hydra-NL. De volledige resultaten zijn beschikbaar via: https://hydra-as-a-service.hkvservices.nl/nzv/.



Figuur 8-3: Effect ruwheid op HBN

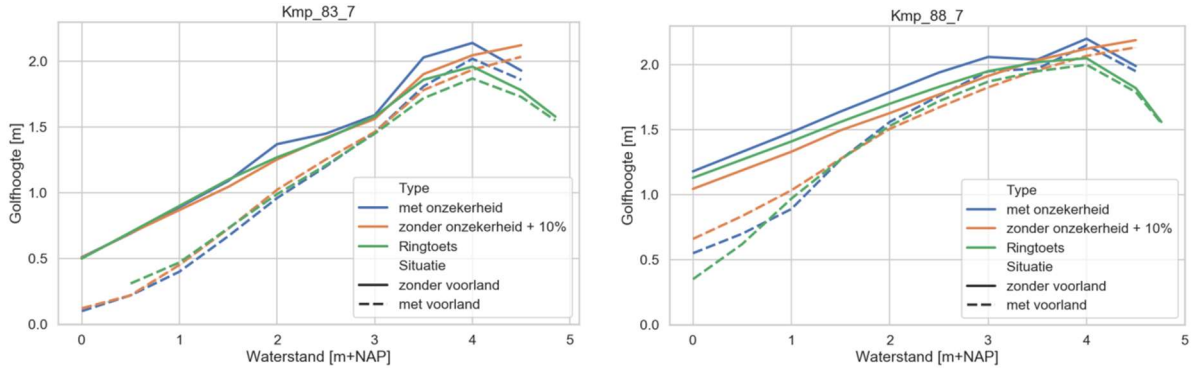
A2 Gevoeligheid golfbelastingen

Voor het ontwerp van de bekledingen zijn de golfbelastingen van groot belang. Er zijn echter verschillende rekenmethodieken beschikbaar. In een gevoeligheidsanalyse is de invloed van deze verschillende methodieken op de berekende golfbelastingen in kaart gebracht.

Figuur 8-4 toont de resultaten voor beide locaties met een terugkeertijd van T = 1/1.000 jaar. De volgende rekenmethoden zijn vergeleken met en zonder voorland:

- Ringtoets

- Hydra – NL (aanpak WBI2017, met onzekerheid)
- Hydra – NL (aanpak OI2014, zonder onzekerheid + 10% toeslag).



Figuur 8-4: Golfbelasting bij verschillende wijzen om de golfrandvoorwaarden af te leiden – type 'blokken'.

Ten eerste valt op dat de situaties zonder voorland leiden tot grotere golfhoogten, vooral bij lage waterstanden. Een voorland leidt tot golfreductie bij de teen van de dijk als gevolg van een lagere waterstand ter hoogte van het voorland. Deze reductie ligt tussen de 0.25 en 0.5 meter.

Ten tweede levert Ringtoets bij hogere waterstanden lagere golfhoogtes. Het is mogelijk dat dit ontstaat doordat Hydra-NL 'repareert' en Ringtoets niet. 'Repareren' betekent in dit geval dat Hydra-NL eist dat de belasting toeneemt als de wind toeneemt of als de zeewaterstand toeneemt. Mocht de belasting afnemen, dan forceert Hydra-NL dat er niet langer sprake is van een afname in golfhoogtes, door belastingwaardes op te hogen. Dit ophogen zorgt voor grotere belastingwaarden. Het verschil tussen Ringtoets en Hydra-NL met onzekerheid is maximaal 0.2 meter.

De gevoeligheidsanalyse geeft geen aanleiding om de werkwijze voor de hydraulische randvoorwaarden te wijzigen. Dit betekent dat de verkenningsfase uitgevoerd wordt conform de 'Werkwijzer bepaling Hydraulische Ontwerprandvoorwaarden, versie 5'.

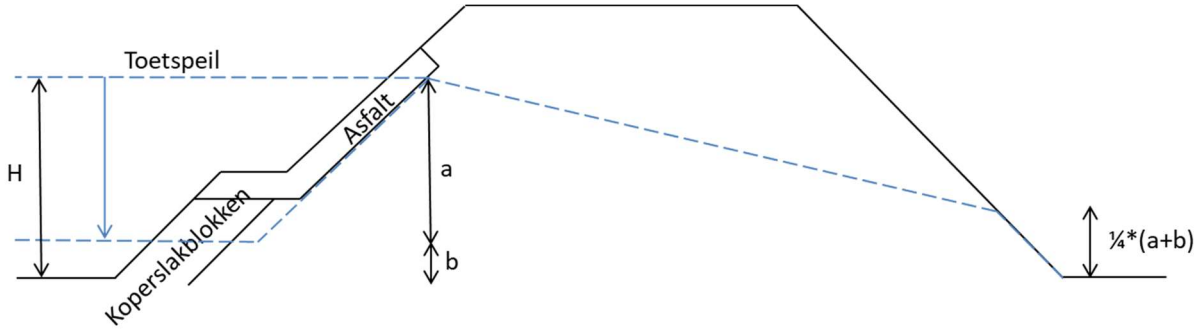
A3 Gevoeligheid freatische lijn STBU

Een belangrijke parameter voor het faalmechanisme STBU is de ligging van de freatische lijn in het dijklichaam bij een val na hoogwater. In een gevoeligheidsanalyse is de invloed van de ligging van de freatische lijn op de buitenwaartse stabiliteit in kaart gebracht.

A3.1 Uitgangspunten

Bij STBU toetsen we een situatie bij val na hoogwater, in het geval van de Lauwersmeerdijk naar het niveau van laagwater springtij. Deze val is geïllustreerd in Figuur 8-5. De standaard werkwijze volgens WBI 2017 is het schematiseren van een situatie waarbij de buitenwaterstand is gezakt, maar de freatische lijn in het dijklichaam niet, zoals weergegeven in Figuur 8-5. De freatische lijn in het dijklichaam verloopt volgens model 2A/2B uit TR Waterspanningen bij Dijken (zanddijk) bij toetspeil. In de veiligheidsboordeling is verondersteld dat alleen het water uit het asfalt en de koperslakblokken is gedraineerd: de freatische lijn volgt de onderkant van de asfaltbekleding, de freatische lijn is hierdoor 1,0m lager dan MHW [9]. De parameters a en b zijn geïntroduceerd voor de gevoeligheidsanalyse, zie Figuur 8-5.

‘a’ is het verschil tussen MHW en springrij laagwater zijn a en b
b = laagwater springtij – buitendijks maaiveld
H = a + b

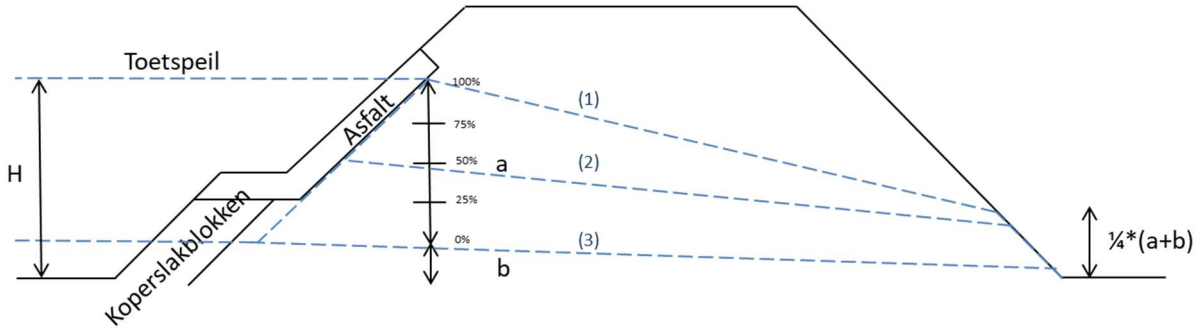


Figuur 8-5: Val waterstand

In werkelijkheid zal de freatische lijn gedeeltelijk de buitenwaterstand volgen, omdat het een zanddijk betreft, die redelijk goed draineert. Om de invloed van de freatische lijn op het veiligheidsoordeel te onderzoeken, wordt de freatische lijn in het dijklichaam stapsgewijs verlaagd. Hierdoor wordt inzicht verkregen welke mate van reductie nodig is om te voldoen aan de eisen voor STBU. Op basis van een expert inschatting is bekeken of het kansrijk is om deze reductie te halen op basis van de aanvullende info uit de peilbuizen. Daarnaast inzichtelijk in welke mate de opgave voor STBU gevoelig is voor de ligging van de freatische lijn.

De ligging van het freatisch vlak in de dijk wordt verlaagd door de hoogte ‘a’ stapsgewijs te verkleinen: 100%, 75%, 50%, 25%, 0%. Hoogte b blijft hierbij gelijk, dit is de kerende hoogte wanneer de buitenwaterstand gelijk is aan laagwater springtij. Het uittredepunt wordt bij elke stap opnieuw bepaald en ligt steeds op ¼*(a+b) boven binnendijks maaiveld (conform de TRWD). In de gevoeligheidsanalyse is voor elk van de 5 stappen de bijbehorende stabiliteitsfactor berekend. Deze werkwijze is geïllustreerd in Figuur 8-6. Hier is

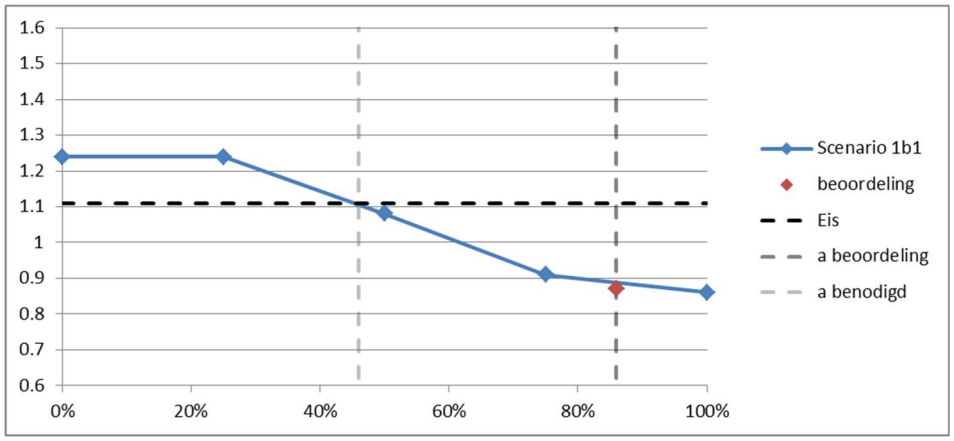
1. a = 100%: De freatische lijn in het dijklichaam vertoont geen reactie op de verlaging van de buitenwaterstand, zoals in Figuur 8-5;
2. a = 0%: De freatische lijn volgt de verlaging van de buitenwaterstand volledig.



Figuur 8-6: Variaties gevoeligheidsanalyses

A3.2 Resultaten

Bij wijze van voorbeeld zijn in Figuur 8-7 de resultaten van een vak uit de WBI beoordeling (vak 1.1, ondergrondscenario 1b1) weergegeven. De blauwe lijn geeft de stabiliteitsfactor bij verschillende percentages van a. De zwarte stippellijn geeft de vereiste stabiliteitsfactor aan. Het rode punt geeft aan waar de schematisering volgens de WBI beoordeling (freatische lijn 1,0m beneden toetspeil) zich bevindt. Dit blijkt bij een a van 85% (zie Figuur 8-6) te zijn. Vak 1.1. voldoet op basis van Figuur 8-7 bij een a van 45%. Ten opzichte van de WBI beoordeling moet a dus nog met 40% verkleind worden. Dit komt overeen met een verlaging van de freatische lijn van 2,61 m t.o.v. de WBI beoordeling. Met andere woorden: de freatische lijn moet met 3,61m verlaagd worden t.o.v. toetspeil voor vak 1.1. voldoet. Deze verlaging van de freatische lijn wordt ingeschat als mogelijk, maar de kans is niet erg groot.



Figuur 8-7: Resultaten vak 1.1 (scenario 1b1)

Een aanpak zoals hierboven beschreven is voor alle vakken uitgevoerd. Uiteindelijk heeft dit geleid tot een indeling in klassen, op basis van de ingeschatte kans dat een vak wordt goedgekeurd bij een verlaging van de freatische lijn. De volgende klassen zijn gehanteerd:

- *I* Voldoet
- *II* Gaat waarschijnlijk voldoen bij verlaging freatische lijn
- *III* Gaat mogelijk voldoen bij verlaging freatisch lijn
- *IV* Gaat waarschijnlijk niet voldoen bij verlaging freatische lijn
- *V* Gaat niet voldoen

Tabel 8-1 toont voor de verschillende vakken uit de WBI beoordeling in welke klasse ze zijn ingedeeld en waarom.

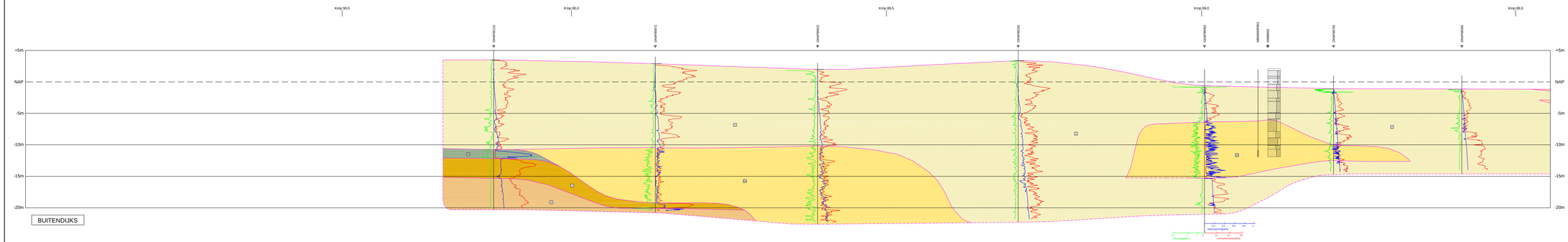
Tabel 8-1: Indeling in klassen gevoeligheidsanalyse STBU

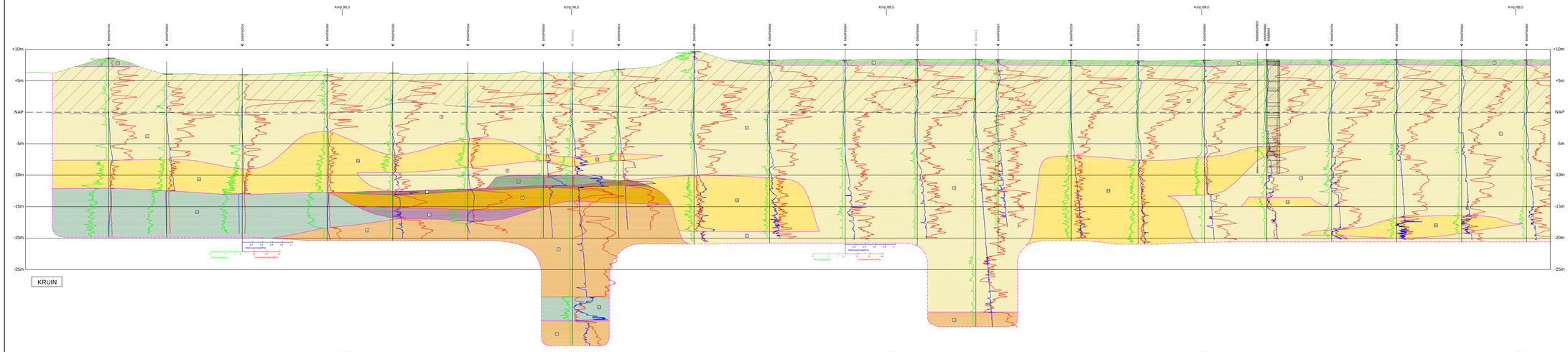
Vak	Dijkpalen	Klasse	Uitleg
1.1	91.0 – 90.4	III	3,61m verlaging nodig t.o.v. toetspeil. Ingeschat als mogelijk, maar niet erg waarschijnlijk.
2.1	90.4 – 89.9	V	Bij a = 0% wordt de vereiste stabiliteit niet gehaald, zal dus niet voldoen.
3.1	89.9 – 89.1	I	Voldoet al op basis van de WBI beoordeling. (Heeft 0,5m verlaging van de freatische lijn nodig t.o.v. toetspeil.
3.2	89.1 – 87.0	II	1,66m verlaging nodig t.o.v. toetspeil. Op basis van expert judgement is ingeschat dat deze verlaging waarschijnlijk haalbaar is.

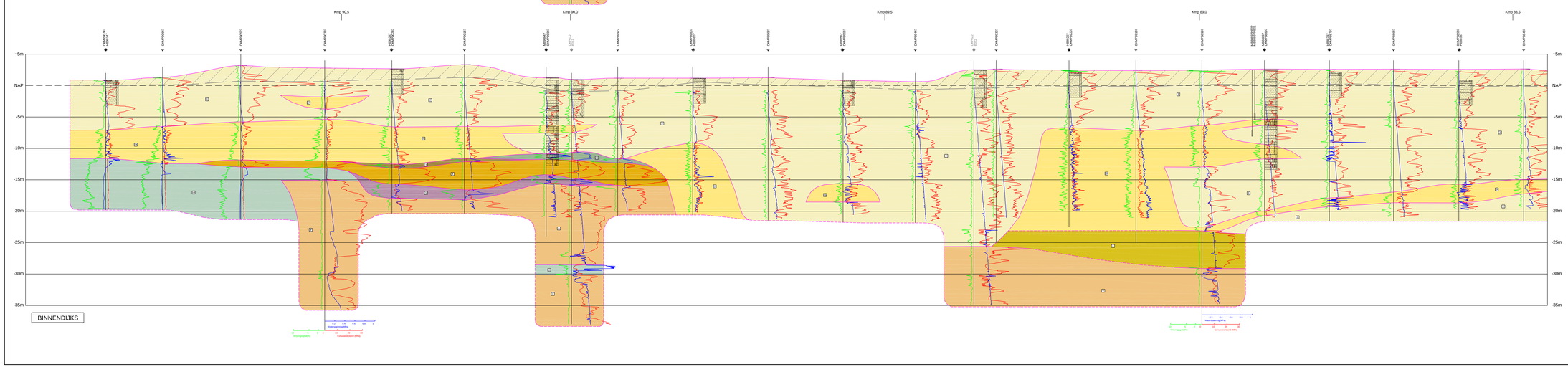
3.3	87.0 – 85.1	IV	5,37m verlaging nodig t.o.v. toetspeil. Op basis van expert judgement is ingeschat dat het zeer onwaarschijnlijk is dat deze verlaging gehaald wordt. **N.B. Dit betreft het vak Vierhuizergat.**
3.4	85.1 – 82.7	IV	4,6 m verlaging nodig t.o.v. toetspeil. Op basis van expert judgement is ingeschat dat het zeer onwaarschijnlijk is dat deze verlaging gehaald wordt.
4.1	82.7 – 82.1	II	1,60m verlaging nodig t.o.v. toetspeil. Op basis van expert judgement is ingeschat dat deze verlaging waarschijnlijk haalbaar is.
4.2	82.1 – 81.8	III	2,24m verlaging nodig t.o.v. toetspeil. Ingeschat als mogelijk haalbaar.

Appendix B: Geotechnische lengteprofiel

In Bijlage B is het geotechnische lengteprofiel weergegeven. Het wordt opgemerkt dat in het geotechnische lengteprofiel de aanwezig stoorlaagjes niet altijd zijn weergegeven. Deze stoorlaagjes zijn specifiek voor de schematisatie van piping wel meegenomen (zie appendix G).





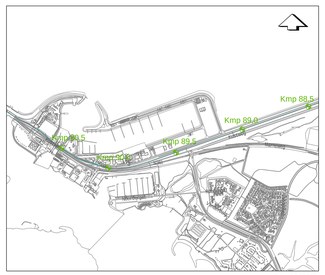


LEGENDA

- AHN2 (0.5m grid)
- lithostratigrafische begrenzing betrouwbaar
- lithostratigrafische begrenzing onzeker
- 10-16.2 dijkpaal
- sondering Wiertsema & Partners/ Fugro
- sondering Wiertsema & Partners reeds uitgevoerd, zie project VN-66641-1
- boring Wiertsema & Partners/ Fugro
- boring Wiertsema & Partners reeds uitgevoerd, zie project VN-66641-1

LITHOSTRATIGRAFISCHE LEGENDA

1	Hoofdzakelijk klei, zwak tot sterk zandig of slibhoudend, plaatselijk puinresten	Opgebracht	Aanpogeen
2	Hoofdzakelijk zand, zeer fijn tot matig fijn, plaatselijk puinresten		
3	Klei, plaatselijk zandig, plaatselijk gelaagd met zand, zwak tot matig siltig, zwak humeus, schelpen en schelpresten	Formatie van Naaldwijk *(Marieve afzettingen)*	HOLOCEEN
4	Zand, zeer fijn tot matig fijn, zwak tot sterk slibhoudend, plaatselijk gelaagd met klei, plaatselijk schelpen en schelpresten		
5a	Zand, zeer fijn tot matig fijn, sterk gelaagd met klei, zwak tot sterk slibhoudend, plaatselijk schelpen en schelpresten	Formatie van Naaldwijk *Laagpakket van Wormer (Marieve afzettingen)*	
5b	Klei, plaatselijk zand, plaatselijk gelaagd met zand, zwak tot matig siltig, zwak humeus, schelpen en schelpresten		
6	Veen, plaatselijk zwak kleiig of zandig	Formatie van Nieuwkoop *Basisveen laag*	
7	Zand, zeer fijn tot matig fijn, zwak tot matig slibhoudend, zwak tot sterk humeus	Formatie van Boxtel *Laagpakket van Wordes (Fluviatiel)*	Pleistocene Sterkelen
8	Klei, zwak tot matig slibhoudend, zwak humeus, plaatselijk gelaagd met zand, plaatselijk bosresten	Formatie van Boxtel *Laagpakket van Singraven (Beekafzettingen)*	
9	Zand, zeer fijn tot matig fijn, zwak tot matig slibhoudend, schelpresten	Eem Formatie *(Marieve afzettingen)*	Pleistocene Eemen
10	Klei, zwak tot matig slibhoudend, schelpresten		
11	Keilveen, Leem, plaatselijk zandig, grindhoudend	Formatie van Drente *Laagpakket van Coten (Glaciaal, morene-afzettingen)*	Pleistocene Saalen
12	Zand, uiterst fijn tot zeer fijn, plaatselijk kleilagen	Formatie van Peelo *(Fluvioglaciaal)*	Pleistocene Elsterien
13	Pekklei, zwak tot matig slibhoudend of zandig, plaatselijk gelaagd met zand	Formatie van Peelo *Laagpakket van Nieuwelda (Fluvioglaciaal)*	



Schaal 1:12500

Geotechnisch lengteprofiel

Dijkverbetering Lauwersmeerdijk-Vierhuizergat

kmp 91.0 t/m kmp88.5

Datum : 19.09.17	Gew: 11.10.17 CL		
Getekend: CL	Gew: 18.12.17 CL		
Schaal : 1: 200/2000	Gew: 22.01.18 CL		
Formaat : 841x1470	Gew: 05.02.18 CL		
Blad : 1-4	Opdracht: VN-68912-1		

Wiertsema & Partners
LAUWERSMEER-DIJKVERBETERING

Kmp 88.5 | Kmp 88.0 | Kmp 87.5 | Kmp 87.0 | Kmp 86.5

+5m / NAP / -5m / -10m / -15m / -20m

BUITENDIJKS

Kmp 88.5 | Kmp 88.0 | Kmp 87.5 | Kmp 87.0 | Kmp 86.5

+10m / +5m / NAP / -5m / -10m / -15m / -20m / -25m

KRUIN

Kmp 88.5 | Kmp 88.0 | Kmp 87.5 | Kmp 87.0 | Kmp 86.5

+5m / NAP / -5m / -10m / -15m / -20m / -25m / -30m / -35m

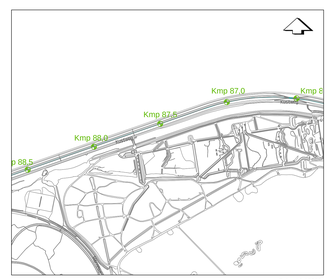
BINNENDIJKS

LEGENDA

- AHN2 (0.5m grid)
- lithostratigrafische begrenzing betrouwbaar
- lithostratigrafische begrenzing onzeker
- 10-16.2 dijkpaal
- sondering Wiertsema & Partners/ Fugro
- sondering Wiertsema & Partners reeds uitgevoerd, zie project VN+66641-1
- boring Wiertsema & Partners/ Fugro
- boring Wiertsema & Partners reeds uitgevoerd, zie project VN+66641-1

LITHOSTRATIGRAFISCHE LEGENDA

	Hoofdzakelijk klei, zwak tot sterk zandig of siltbouwend, plaatselijk puinresten	Opgebracht	Antropogeen
	Hoofdzakelijk zand, zeer fijn tot matig fijn, plaatselijk puinresten		
1	Klei, plaatselijk zandig, plaatselijk grindig met zand, zwak tot matig siltig, zwak humeus, schelpen en schelpresten	Formatie van Naaldwijk (Marsinie afzettingen)	HOLOCEEN
2	Zand, zeer fijn tot matig fijn, zwak tot sterk siltbouwend, plaatselijk grindig met klei, plaatselijk schelpen en schelpresten		
2a	Zand, zeer fijn tot matig fijn, sterk grindig met klei, zwak tot sterk siltbouwend, plaatselijk schelpen en schelpresten	Formatie van Naaldwijk (Laagpakket van Wormer (Marsinie afzettingen))	
3	Klei, plaatselijk zand, plaatselijk grindig met zand, zwak tot matig siltig, zwak humeus, schelpen en schelpresten		
	Veen, plaatselijk zwak kleiig of zandig	Formatie van Nieuwkoop (Basisveen laag	
4	Zand, zeer fijn tot matig fijn, zwak tot matig siltbouwend, zwak tot sterk humeus	Formatie van Boxtel (Laagpakket van Wierden (Dekzand))	Pleistoceen
5	Klei, zwak tot matig siltbouwend, zwak humeus, plaatselijk grindig met zand, plaatselijk houtresten	Formatie van Boxtel (Laagpakket van Singraven (Beekdalafzettingen))	
6	Zand, zeer fijn tot matig fijn, zwak tot matig siltbouwend, schelpresten	Eem Formatie (Marsinie afzettingen)	Pleistoceen
	Klei, zwak tot matig siltbouwend, schelpresten		
8	Keileem, Leem, plaatselijk zandig, grindhoudend	Formatie van Drente (Laagpakket van Gasteren (Glaciaal, morene-afzettingen))	Pleistoceen
9	Zand, uiterst fijn tot zeer fijn, plaatselijk kleilagen	Formatie van Peelo (Fluvioglaciaal)	Pleistoceen
10	Potklei, zwak tot matig siltbouwdend of zandig, plaatselijk grindig met zand	Formatie van Peelo (Laagpakket van Nieuwolda (Fluvioglaciaal))	Pleistoceen



Schaal 1:12500

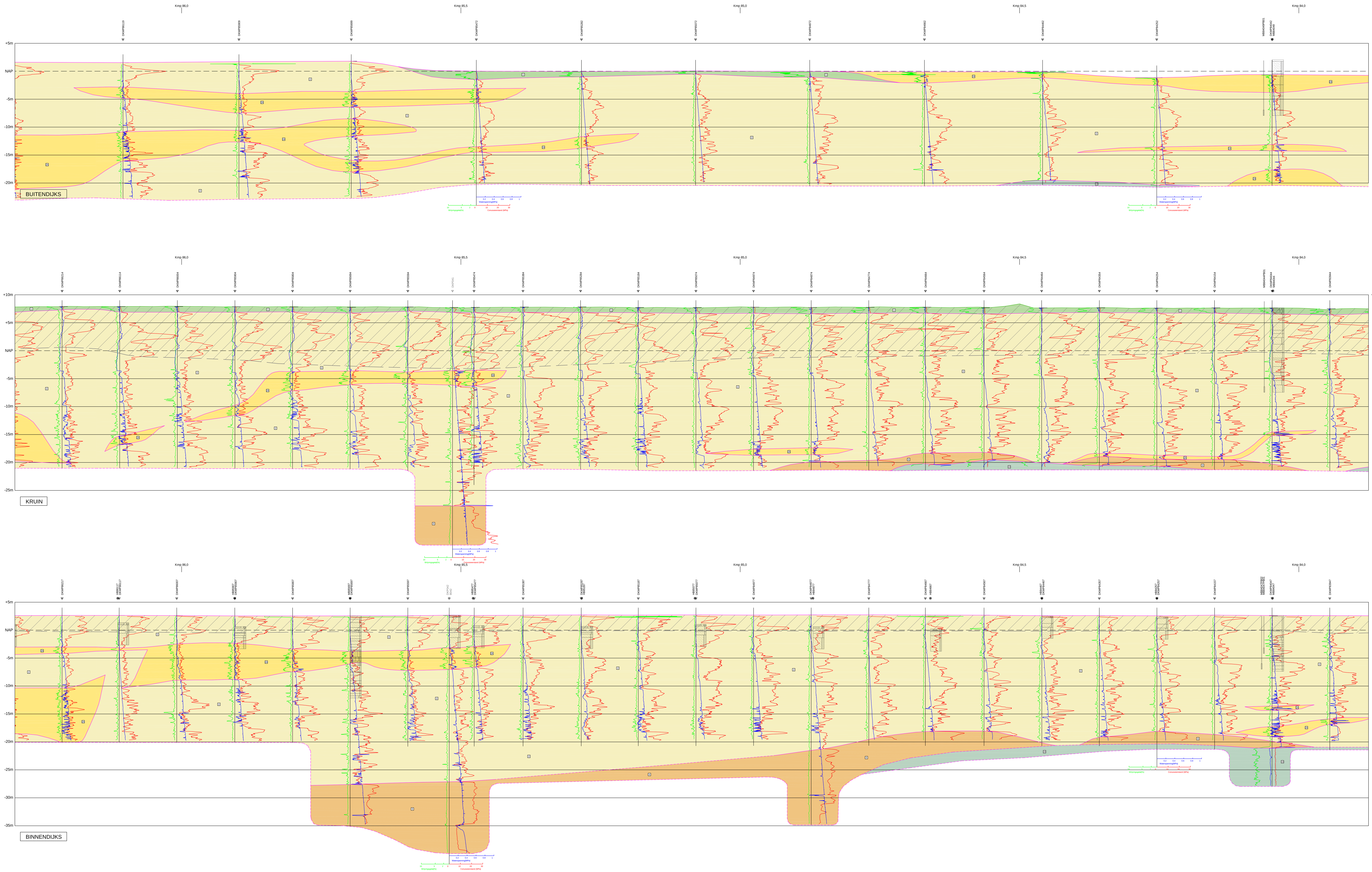
Geotechnisch lengteprofiel

Dijkverbetering Lauwersmeerdijk-Vierhuizergat

kmp 88.5 t/m kmp 86.2

Datum :	19.09.17	Gew: 11.10.17 CL
Getekend:	CL	Gew: 18.12.17 CL
Schaal :	1: 200/2000	Gew: 22.01.18 CL
Formaat:	841x1470	Gew: 05.02.18 CL
Blad :	2:4	Opdracht: VN-66912-1

Wiertsema & Partners

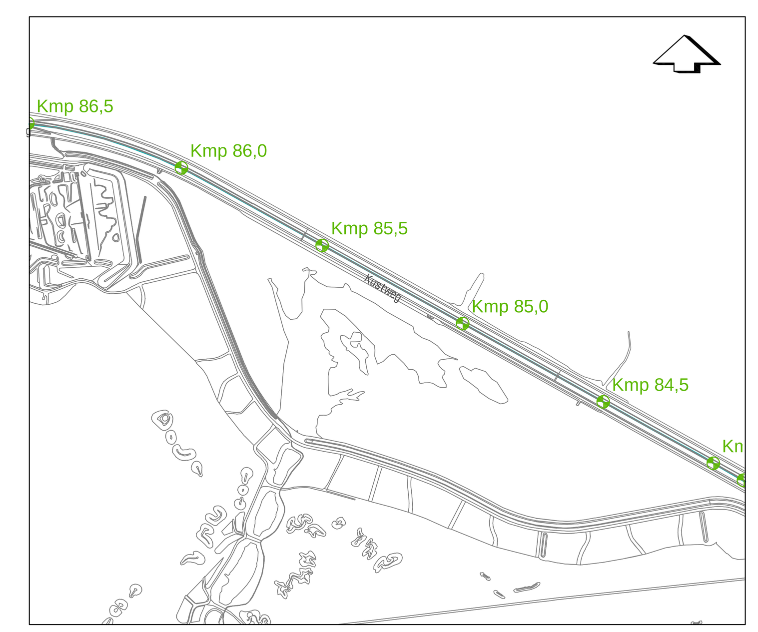


LEGENDA

- AHN2 (0.5m grid)
- lithostratigrafische begrenzing betrouwbaar
- lithostratigrafische begrenzing onzeker
- 10-16.2 dijkpaal
- sondering Wiertsema & Partners/ Fugro
- sondering Wiertsema & Partners reeds uitgevoerd, zie project VN-66641-1
- boring Wiertsema & Partners/ Fugro
- boring Wiertsema & Partners reeds uitgevoerd, zie project VN-66641-1

LITHOSTRATIGRAFISCHE LEGENDA

Nr.	Omschrijving	Formatie	Periode
1	Hoofdzakelijk klei, zwak tot sterk zandig of silthoudend, plaatselijk puinresten	Opgebracht	*Antropogeen*
2	Hoofdzakelijk zand, zeer fijn tot matig fijn, plaatselijk puinresten		
1	Klei, plaatselijk zandig, plaatselijk gelaagd met zand, zwak tot matig siltig, zwak humeus, schelpen en schelpresten	Formatie van Naaldwijk *(Mariene afzettingen)*	*HOLOCEEN*
2	Zand, zeer fijn tot matig fijn, zwak tot sterk silthoudend, plaatselijk gelaagd met klei, plaatselijk schelpen en schelpresten		
2a	Zand, zeer fijn tot matig fijn, sterk gelaagd met klei, zwak tot sterk silthoudend, plaatselijk schelpen en schelpresten		
2b	Klei, plaatselijk zand, plaatselijk gelaagd met zand, zwak tot matig siltig, zwak humeus, schelpen en schelpresten	Formatie van Naaldwijk *Laagpakket van Wormer (Mariene afzettingen)*	
3	Veen, plaatselijk zwak kleiig of zandig	Formatie van Nieuwkoop *Basisveen laag*	
4	Zand, zeer fijn tot matig fijn, zwak tot matig silthoudend, zwak tot sterk humeus	Formatie van Boxtel *Laagpakket van Wierden (Eolisch)*	*Pleistoceen Weichselien*
5	Klei, zwak tot matig silthoudend, zwak humeus, plaatselijk gelaagd met zand, plaatselijk houtresten	Formatie van Boxtel *Laagpakket van Singraven (Beekafzettingen)*	
6	Zand, zeer fijn tot matig fijn, zwak tot matig silthoudend, schelpresten	Eem Formatie *(Mariene afzettingen)*	*Pleistoceen Eemien*
7	Klei, zwak tot matig silthoudend, schelpresten		
8	Keileem, Leem, plaatselijk zandig, grindhoudend	Formatie van Drente *Laagpakket van Gieten (Glaciaal, morene-afzettingen)*	*Pleistoceen Saalien*
9	Zand, uiterst fijn tot zeer fijn, plaatselijk kleilagen	Formatie van Peelo *(Fluvioglaciaal)*	*Pleistoceen Elsterien*
10	Potklei, zwak tot matig silthoudend of zandig, plaatselijk gelaagd met zand	Formatie van Peelo *Laagpakket van Nieuwolda (Fluvioglaciaal)*	



Schaal 1:12500

Geotechnisch lengteprofiel

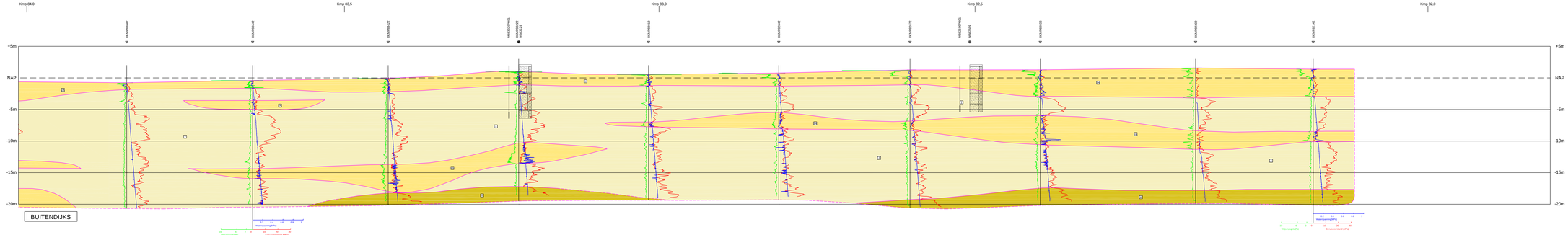
Dijkverbetering Lauwersmeerdijk-Vierhuizergat

kmp 86.3 t/m kmp 84.0

Wiertsema & Partners
RAADGEVEND INGENIEURS

Datum : 19.09.17	Gew: 11.10.17 CL	
Getekend : CL	Gew: 18.12.17 CL	
Schaal : 1: 200/2000	Gew: 22.01.18 CL	
Formaat : 841x1470	Gew: 05.02.18 CL	
Blad : 3-4	Opdracht: VN-68912-1	

0 m 20 m 100 m

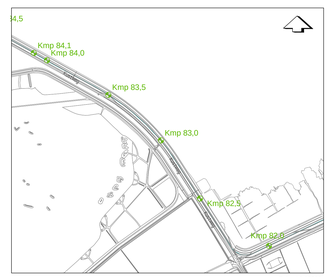


LEGENDA

- AHN2 (0.5m grid)
- lithostratigrafische begrenzing betrouwbaar
- lithostratigrafische begrenzing onzeker
- 10-16.2 dijkpaal
- sondering Wiertsema & Partners' Fugro
- sondering Wiertsema & Partners reeds uitgevoerd, zie project VN-66641-1
- boring Wiertsema & Partners' Fugro
- boring Wiertsema & Partners reeds uitgevoerd, zie project VN-66641-1

LITHOSTRATIGRAFISCHE LEGENDA

1	Hoofdzakelijk klei, zwak tot sterk zandig of siltbeoudend, plaatselijk puinresten	Opgebracht	Aanspogen
2	Hoofdzakelijk zand, zeer fijn tot matig fijn, plaatselijk puinresten		
3	Klei, plaatselijk zandig, plaatselijk gelaagd met zand, zwak tot matig siltig, zwak humeus, schelpen en schelpresten	Formatie van Naaldwijk *(Marieve afzettingen)*	HOLOCEEN
3	Zand, zeer fijn tot matig fijn, zwak tot sterk siltbeoudend, plaatselijk gelaagd met klei, plaatselijk schelpen en schelpresten		
3a	Zand, zeer fijn tot matig fijn, sterk gelaagd met klei, zwak tot sterk siltbeoudend, plaatselijk schelpen en schelpresten	Formatie van Naaldwijk *Laagpakket van Wormer (Marieve afzettingen)*	
3b	Klei, plaatselijk zand, plaatselijk gelaagd met zand, zwak tot matig siltig, zwak humeus, schelpen en schelpresten		
3c	Veen, plaatselijk zwak kleiig of zandig	Formatie van Nieuwkoop *Basisveen laag*	
4	Zand, zeer fijn tot matig fijn, zwak tot matig siltbeoudend, zwak tot sterk humeus	Formatie van Boxtel *Laagpakket van Wordrecht (Eolisch)*	Pleistocene kleicheuvels
5	Klei, zwak tot matig siltbeoudend, zwak humeus, plaatselijk gelaagd met zand, plaatselijk houtresten	Formatie van Boxtel *Laagpakket van Singraven (Beekafzettingen)*	
6	Zand, zeer fijn tot matig fijn, zwak tot matig siltbeoudend, schelpresten	Eem Formatie *(Marieve afzettingen)*	Pleistocene Eemien
7	Klei, zwak tot matig siltbeoudend, schelpresten		
8	Keileem, Leem, plaatselijk zandig, grindhoudend	Formatie van Drente *Laagpakket van Gaten (Glaciaal, morene-afzettingen)*	Pleistocene Saalien
9	Zand, uiterst fijn tot zeer fijn, plaatselijk kleilagen	Formatie van Peelo *(Fluvioglaciaal)*	Pleistocene Elsterien
10	Pekklei, zwak tot matig siltbeoudend of zandig, plaatselijk gelaagd met zand	Formatie van Peelo *Laagpakket van Nieuwolda (Fluvioglaciaal)*	



Schaal 1:12500

Geotechnisch lengteprofiel

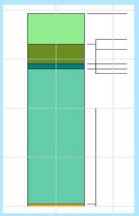
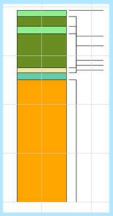
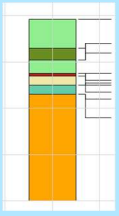
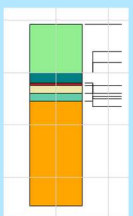
Dijkverbetering Lauwersmeerdijk-Vierhuizergat

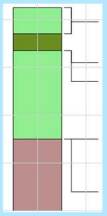
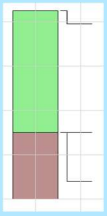
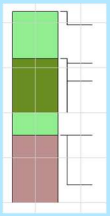
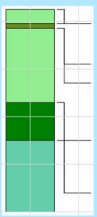
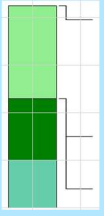
kmp 84.0 t/m kmp 82.0

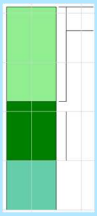
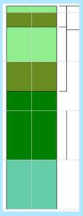
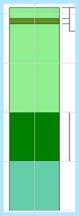
Datum : 19.09.17	Gew: 01.10.17 CL		
Getekend : CL	Gew: 18.12.17 CL		
Schaal : 1: 200/2000	Gew: 22.01.18 CL		
Formaat : 841x1470	Gew: 05.02.18 CL		
Blad : 4-4	Opdracht: VN-68912-1		

Wiertsema & Partners
LAUWERSMEERDIJK-VIERHUIZERGAT

Appendix C: Ondergrond schematisatie

Scenario	Laag-nummer	Eenheid	Bovenkant laag [m+NAP]	Illustratie scenario
6027_1b1	1	H_Mg_zk	-0,75	
	2	H_Mkw_z&k	-7	
	3	H_Mp_k	-11	
	4	P_Ova_sd	-12	
	5	P_Rg_zm	-39,5	
6027_1b2	1	H_Mg_zk	-0,75	
	2	H_Mkw_z&k	-2	
	3	H_Mg_zk	-4	
	4	H_Mkw_z&k	-5,5	
	5	P_Wdz_zf	-12,5	
	6	P_Ova_sd	-13,5	
	7	P_Rg_zm	-15	
6026_1b1	1	H_Mg_zk	-0,75	
	2	H_Mkw_z&k	-7	
	3	H_Mg_zk	-9,5	
	4	H_Vbv_v	-12,5	
	5	P_Wdz_zf	-13	
	6	P_Ova_sd	-15	
	7	P_Rg_zm	-17	
6026_1b2	1	H_Mg_zk	-0,75	
	2	H_Mp_k	-10	
	3	H_Vbv_v	-12	
	4	P_Wdz_zf	-12,5	
	5	P_Ova_sd	-14	
	6	P_Rg_zm	-15,5	

6025_1b1	1	H_Mg_zk	2,5	
	2	H_Mkw_z&k	-3	
	3	H_Mg_zk	-6	
	4	P_Om_zf	-25	
6025_1b2	1	H_Mg_zk	2,5	
	2	P_Om_zf	-25	
6025_1b3	1	H_Mg_zk	2,5	
	2	H_Mkw_z&k	-7	
	3	H_Mg_zk	-20	
	4	P_Om_zf	-25	
6025_1b4	1	H_Mg_zk	2,5	
	2	H_Mkw_z&k	-0,5	
	3	H_Mg_zk	-1,5	
	4	P_Mg_zk	-17	
	5	P_Ova_sd	-21	
6025_1b5	1	H_Mg_zk	2,5	
	2	P_Mg_zk	-17	
	3	P_Ova_sd	-30	

6024_1b1	1	H_Mg_zk	1,25	
	2	P_Mg_zk	-18	
	3	P_Ova_sd	-30	
6024_1b2	1	H_Mg_zk	1,25	
	2	H_Mkw_z&k	-1	
	3	H_Mg_zk	-3	
	4	H_Mkw_z&k	-10	
	5	P_Mg_zk	-16	
	6	P_Ova_sd	-30	
6024_1b3	1	H_Mg_zk	1,25	
	2	H_Mkw_z&k	-1	
	3	H_Mg_zk	-2,5	
	4	P_Mg_zk	-20	
	5	P_Ova_sd	-30	

Appendix D: KPR Review veiligheidsanalyse voorverkenning

In het KPR advies oktober 2018 is een aantal aanbevelingen gedaan over welke analyses uit te voeren in de verkenningsfase. Deze bijlage beschrijft hoe dit advies verwerkt is.

- Om in de verkenningsfase meer duidelijkheid te krijgen over de scope voor het faalmechanisme GEKB is een gevoeligheidsanalyse voor de hoogteopgave uitgevoerd. Hiervoor is het overslagdebiet, de profielruwheid en de invloed van een berm gevarieerd. Hier uit volgend is voor het landelijke deel van de Lauwersmeerdijk besloten een vast overslagdebiet van 5 l/s/m te hanteren. Dit is onderbouwd in paragraaf 7.2.4 en weergegeven in Bijlage A.
- De werkwijze om de opgave voor GEBU te bepalen uit Deltares [2017] wordt niet toegepast in de verkenningsfase. Voor de planfase wordt deze werkwijze overwogen. Deze afweging is toegelicht in paragraaf 7.2.2
- De aanbevelingen voor het aanscherpen voor de opgave voor STBU is reeds uitgevoerd en heeft geresulteerd in de goedkeuring van bijna het gehele dijktraject voor STBU. De rekenkundige aanscherping door de voorwaardelijke kans bij te stellen en het opstellen van een draaiboek is minder kansrijk geacht en niet toegepast
- De invloed van de asbest-cement waterleiding wordt in de verkenningsfase onderzocht middels een kraterberekening (zie paragraaf 7.5).
- De effecten van repareren in de hydraulische belastingen en de te gebruiken software is onderzocht. Uiteindelijk wordt vastgehouden aan het gebruik van Hydra-NL. Dit is toegelicht en weergegeven in Bijlage A.
- De invloed van voorlanden op de hydraulische belastingen is onderzocht. Voorlanden worden niet aanvullend meegenomen in de verkenningsfase. Dit is toegelicht in paragraaf 6.1.3 en weergegeven in Bijlage A.

Appendix E: Kaarten projectgebied met dijkpaalnummering

revisie	omschrijving	getekend	gecontroleerd	akkoord	datum

opdrachtgever

project

omschrijving

formaat	schaal	fase	bladnr.	van
AX	1:XXXX			

HaskoningDHV Nederland B.V.
Water

documentstatus | documentversie

projectnummer / tekeningnummer
8W88888.W8 / 0000-00

© Royal HaskoningDHV
Deze tekening mag niet worden verveelvoudigd en/of openbaar gemaakt d.m.v. druk,fotokopie,microfilm of op welke andere wijze ook zonder voorafgaande schriftelijke toestemming van Royal HaskoningDHV, noch mag deze zonder een dergelijke toestemming worden gebruikt voor enig ander werk waarvoor zij is vervaardigd.

Filename : D:\Box Sync\BG3034 Team DVS Lauwersmeerdijk\BG3034 Technical Data (Lauwersmeer NZV)\12 BIM & GIS\01 WIP\02 C3D\06 Dwarsprofielen\BG3034-DWP-Lauwersmeer-NZV_Bestaande-Situat

revisie	omschrijving	getekend	gecontroleerd	akkoord	datum

opdrachtgever

project

omschrijving

formaat	schaal	fase	bladnr.	van
AX	1:XXXX			

Royal HaskoningDHV
Enhancing Society Together

HaskoningDHV Nederland B.V.
Water

documentstatus

documentversie

projectnummer / tekeningnummer

8W88888.W8 / 0000-00

© Royal HaskoningDHV
Deze tekening mag niet worden verveelvoudigd en/of openbaar gemaakt d.m.v. druk,fotokopie,microfilm of op welke andere wijze ook zonder voorafgaande schriftelijke toestemming van Royal HaskoningDHV, noch mag deze zonder een dergelijke toestemming worden gebruikt voor enig ander werk waarvoor zij is vervaardigd.

Filename : D:\Box Sync\BG3034 Team DVS Lauwersmeerdijk\BG3034 Technical Data (Lauwersmeer NZV)\12 BIM & GIS\01 WIP\02 C3D\06 Dwarsprofielen\BG3034-DWP-Lauwersmeer-NZV_Bestaande-Situat

Appendix F: Bepaling freatische lijn a.d.h.v. uitgevoerde peilbuisanalyse

Notitie / Memo

HaskoningDHV Nederland B.V.
Maritime & Aviation

Aan:	Sander Post
Van:	Clara Spoorenberg
Datum:	9-9-2019
Kopie:	Gerbert Pleijter, David Knopps
Ons kenmerk:	BG3034-RHD-ZZ-XX-NT-Z-0003
Classificatie:	Projectgerelateerd

Onderwerp: **Resultaten peilbuisanalyses Vierhuizergat V02**

---

1 INLEIDING

In het kader van de veiligheidsbeoordeling van de Lauwersmeerdijk nabij Vierhuizergat, zijn peilbuismetingen uitgevoerd, ter plaatse van buitenteen, kruin en binnenteen van de dijk. Aan de hand van de analyse van de tijdreeksen, zijn in voorliggende notitie de hydrologische randvoorwaarden voor de freatische lijn en het stijghoogteverloop afgeleid. Het betreft de hydrologische randvoorwaarden voor de situatie HMW en de situatie val na MHW.

Het doel van deze notitie is het vastleggen van de hydrologische metingen, de uitgevoerde analyses en de afgeleide randvoorwaarden, inclusief de onzekerheden hierin.

Achtereenvolgens wordt ingegaan op:

- Een algemene beschrijving van de basisgegevens en uitgangspunten die bij de analyses en het afleiden van de hydrologische uitgangspunten zijn gehanteerd;
- Schematisering freatische lijn bij MHW (STBI en STBK);
- Schematisering freatische lijn bij val na MHW (STBU);
- Schematisering stijghoogteverloop bij MHW (STBI en STPH) in relatie tot opbarsten.

Disclaimer: Opgemerkt wordt dat de resultaten en analyses betrekking hebben op de huidige configuratie van de dijk en ondergrond. Eventuele aanpassingen aan dit systeem (verangen bekleding buitentalud, geometrie dijk en/of materialisatie van bepaalde onderdelen van de dijk) kunnen consequenties hebben op het hydrologische systeem en daarmee op de in dit document afgeleide hydrologische uitgangspunten. Deze resultaten zijn dan ook uitsluitend bruikbaar voor de huidige situatie, eventuele consequenties van aanpassingen aan het systeem om deze uitgangspunten dienen dan ook (kwalitatief of kwantitatief) beschouwd te worden bij de ontwerpberekeningen.

2 BASISGEGEVENS EN UITGANGSPUNTEN

De aangeleverde peilbuismetingen (excel bestand) vormen de basis voor de hydrologische analyses. Het bestand bevat per peilfilter een meetreeks met een meetinterval van 10 minuten. Om de respons van de peilbuismetingen te bepalen, zijn de buitenwaterstanden ter plaatse van het Rijkswaterstaat meetpunt “Lauwersoog buiten” opgevraagd.
Bij de analyses is gebruik gemaakt van de beschikbare ondergrondgegevens (rapportage veldonderzoek en geotechnisch lengteprofiel (Wiertsema). Daarnaast is gebruik gemaakt van beschikbare informatie met betrekking tot de geometrie (legger, AHN data).

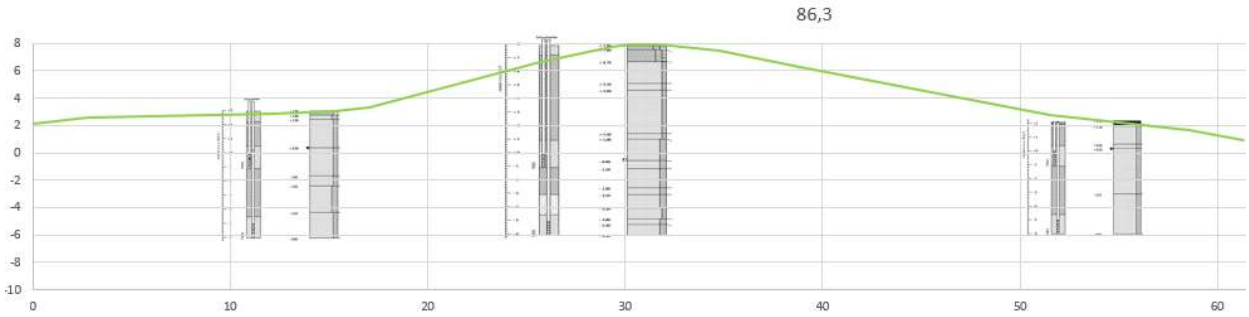
Alle digitale brongegevens zijn opgenomen in de respository behorend bij deze rapportage. Onderstaand is een korte beschrijving van het uitgevoerde peilbuisonderzoek opgenomen.

2.1 Beschrijving peilbuisraaien

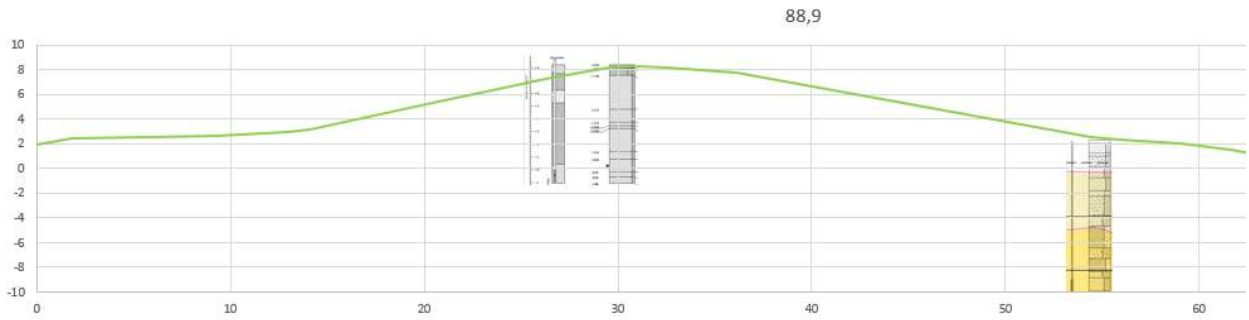
In totaal zijn in 7 raaien peilbuizen geplaatst. Ter plaatse van deze raaien zijn de volgende peilbuizen opgenomen:

- Beperkt: 5 raaien met een freatisch en een stijghoogtefilter in de buitenteen en een freatisch filter ter plaatse van de kruin;
- Uitgebreid: 2 raaien met zowel een freatische als een stijghoogtefilter in de buitenteen, de kruin en de binnenteen van de dijk.

In de onderstaande figuren zijn voorbeelden van de meetopzet per raai opgenomen. In de figuren is rechts buitendijks (Waddenzee) en links binnendijks (Lauwersmeergebied). De figuren zijn uitsluitend illustratief bedoeld, in bijlage 1 is alle onderliggende informatie opgenomen.



Figuur 1: Uitgebreide meetraai (illustratief)



Figuur 2: Beperkte meetraai (illustratief)

Zoals te zien in de boorprofielen is de bodemopbouw ter plaatse van zowel de dijk als de ondergrond onder de dijk overwegend zandhoudend. In het geotechnisch lengteprofiel zijn op wisselende dieptes silhoudende of kleihoudende lagen aangegeven. Dit zijn mogelijk wadzandlagen met relatief veel silt- of kleihoudende tussenlaagjes. In de boringen zijn deze afzettingen lastig te onderscheiden, in de sonderingen zijn ze wel duidelijk herkenbaar.

2.2 Locaties peilbuisraaien

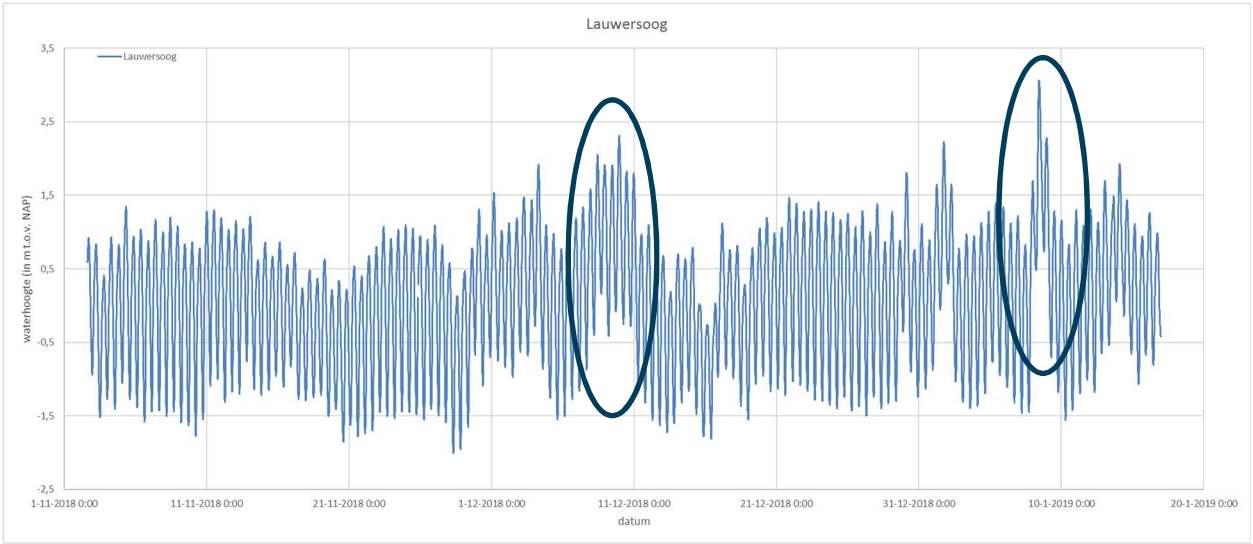
Het overzicht van de geplaatste raaien is opgenomen in Figuur 3. Meetraaien 85,9 en 86,3 zijn uitgebreide meetraaien, de overige zijn beperkte meetraaien.

Figuur 3: Overzicht meetraaien

Ter plaatse van meetraaien 85,9, 86,3 en 87,0 is de stroomgeul van het Vierhuizergat relatief dicht bij de buitenteen van de dijk gelegen. Bij de overige meetraaien is het voorland langer en zijn er kwelders aanwezig. Op basis hiervan wordt een onderscheid tussen de meetraaien verwacht.

3 ANALYSE PEILBUISTIJDREEKSEN

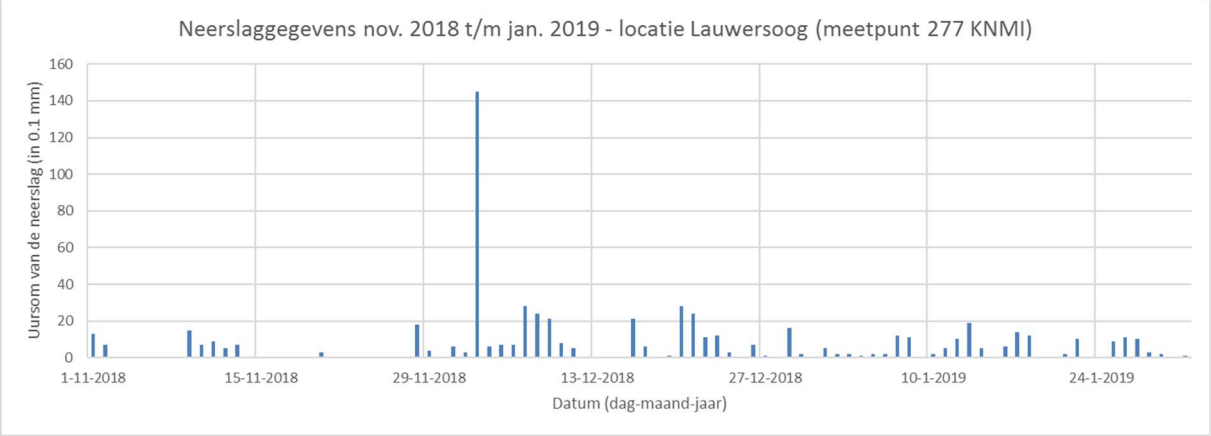
Alle peilbuizen zijn gemeten van begin november 2018 tot begin februari 2019. De 5 stijghoogtefilters ter plaatse van de buitenteen behorend bij de beperkte meetraaien zijn van begin december 2017 tot begin februari 2019 opgenomen. Gedurende de meetperiode van november 2018 tot begin februari 2019 zijn twee verhogingen van de buitenwaterstand opgetreden; op 9 december 2019 en 8 januari 2019. De respons van de peilbuizen op deze verhogingen vormt de basis voor de hydrologische analyses. In onderstaande figuur is het verloop van de buitenwaterstand (ter plaatse van Lauwersoog) gedurende de meetperiode opgenomen. De twee verhogingen die gebruikt zijn voor de analyses zijn omcirkeld.



Figuur 4: Buitenwaterstand waddenzee Lauwersoog

3.1 Neerslag gedurende meetperiode

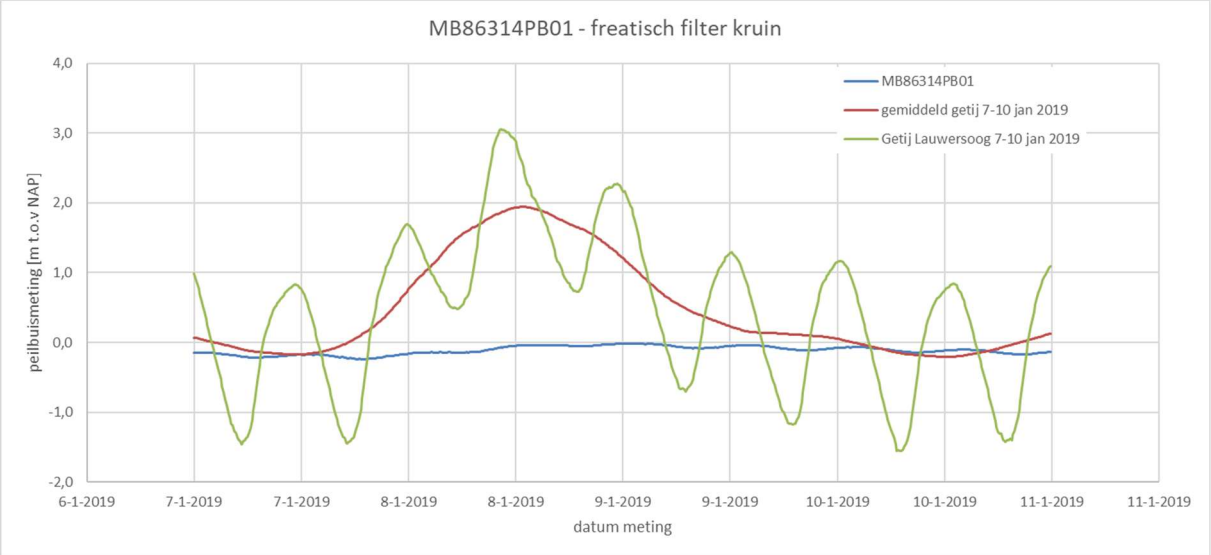
De neerslaggegevens gedurende de meetperiode zijn opgenomen in Figuur 5. Deze gegevens zijn gehanteerd om te beoordelen of de peilbuismetingen beïnvloed worden door (fluctuaties in) neerslag.



Figuur 5: Neerslag meetpunt Lauwersoog (bron: KNMI)

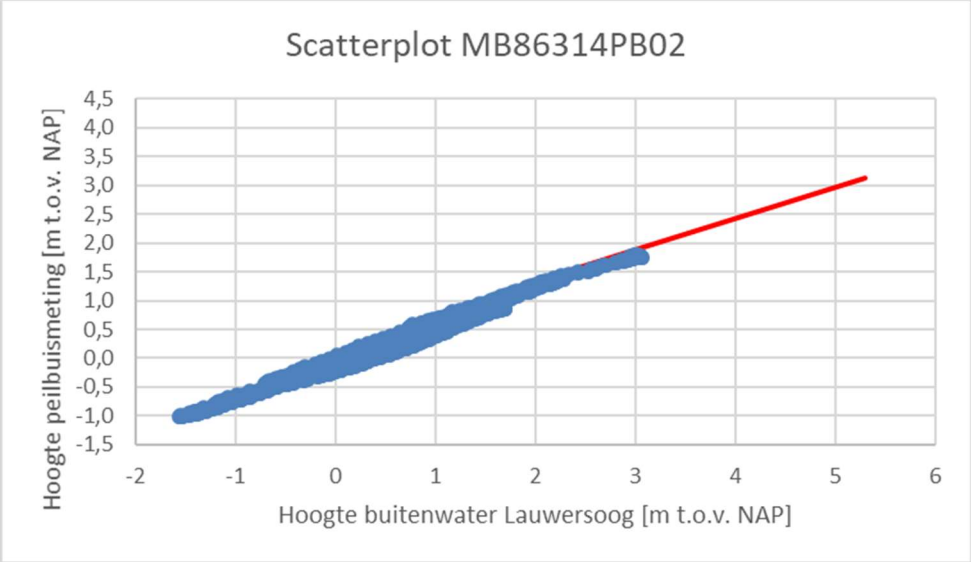
3.2 Algemene interpretatie peilbuismetingen

Uit de monitoring blijkt dat de freatische peilbuizen niet of nauwelijks reageren op fluctuaties in de buitenwaterstand. Ter plaatse van de buitenteen wordt lokaal nog een verhoging waargenomen, echter aan de kruin en binnenteen is geen sprake van significante beïnvloeding van de freatische waterstand. In de onderstaande figuur is geïllustreerd dat de respons op het dagelijks getij ter plaatse van het freatisch filter in de kruin enkele centimeters bedraagt. De repsons op het hoogwater bedraagt ten hoogste 0,2 m. De rapportage van de peilbuismetingen is opgenomen in bijlage 1.



Figuur 6: Stijghoogteverloop freatische waterstand hoogwater januari 2019

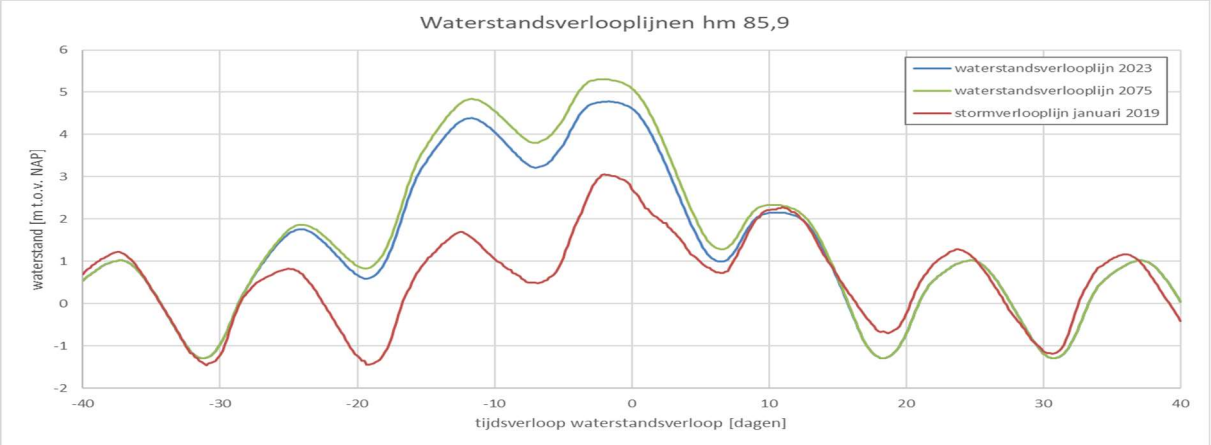
De stijghoogtefilters laten wel een duidelijke correlatie zien met variaties in de buitenwaterstand. Opvallend hierbij is dat de respons vrij direct is, er is nauwelijks sprake van een faseverschuiving ten opzichte van de hoogwatergolf. Ook is de zien dat ook de daling van de waterstand goed waarneembaar is in de responscurves van de diepe peilfilters. Dit is geïllustreerd in de onderstaande responscurve. De faseverschuiving bedraagt 30 minuten. De scatterplots van alle peilfilters zijn opgenomen in bijlage 3.



Figuur 7: Scatterplot stijghoogteverloop

3.3 Hoogwatergolf in relatie tot januaristorm

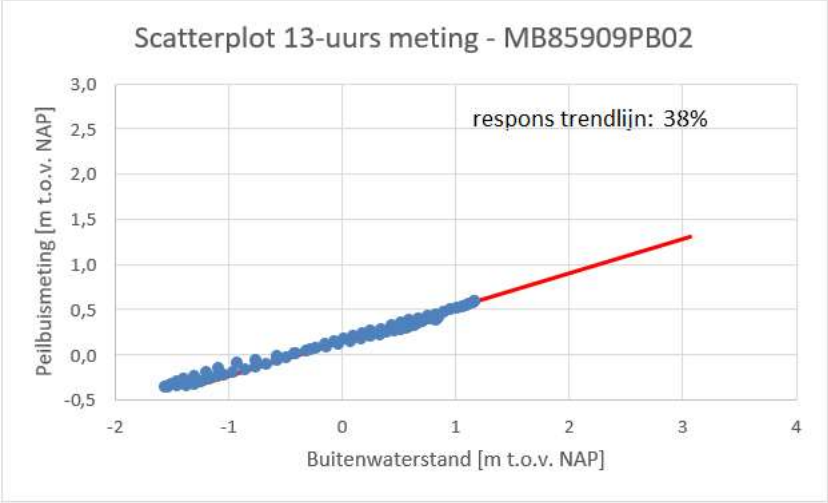
In bovenstaande figuur is uitgegaan van een lineaire extrapolatie van de waterstanden. Dit is alleen te verantwoorden wanneer de duur van de maatgevende hoogwatergolf overeenkomt met de gemeten stormduur. Uit Figuur 8 blijkt dat de opgetreden januari storm een vergelijkbare tijdsduur heeft als de waterstandsverlooplijn van de hoogwatergolf. In de scatterplots is de data van -35 tot +60 uur gebruikt, dit overlapt volledig met de maatgevende hoogwatergolf. Bovendien wordt opgemerkt dat de respons op de verhoging van de buitenwaterstand vrij direct plaats vindt, waaruit geconcludeerd wordt dat de demping zeer gering is.



Figuur 8: Waterstandsverlooplijnen versus tijdsduur januaristorm 2019

3.4 Vergelijking met 13-uurs meting

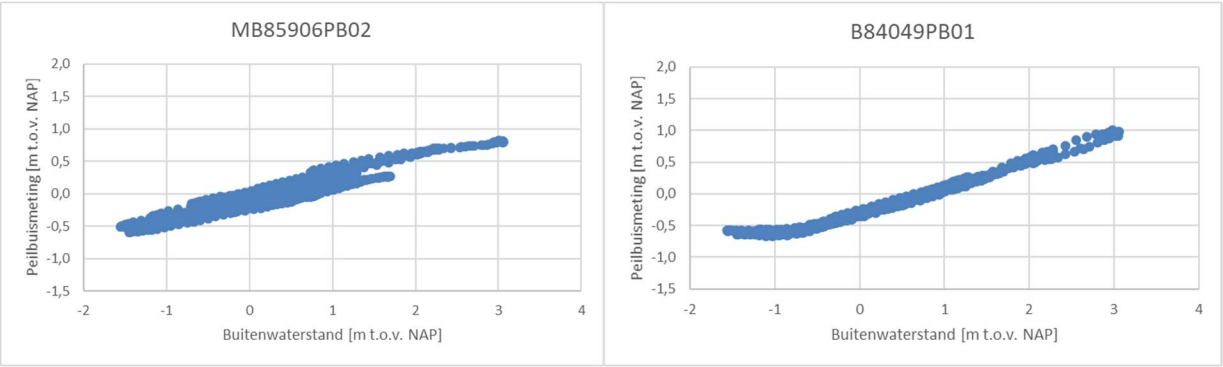
Ter verificatie is tevens de respons van een willekeurige 13-uurs meting opgenomen in Figuur 9, het betreft een stijghoogtefilter in de buitenteen van de dijk. De respons op het buitenwater bedraagt 38% bij een faseverschuiving van 0:40 uur. De faseverschuiving van de stijghoogtemeting van hetzelfde filter ten tijde van de januaristorm bedraagt eveneens 0:40 uur. De respons op het buitenwater ten tijde van de januaristorm bedroeg 44%. Dit is in dezelfde orde van grootte als de respons van de 13-uurs meting. Op basis hiervan wordt geconcludeerd dat een lineaire extrapolatie van de scatterplots te verantwoorden is.



Figuur 9: Scatterplot stijghoogte 13-uursmeting

3.5 Toelichting scatterplots – trends en uitbijters

In bijlage 3 zijn alle scatterplots opgenomen. In zijn algemeenheid tonen de stijghoogtefilters een relatief lineair verloop tussen buitenwaterstand en gemeten respons, zoals getoond in Figuur 7. Ter plaatse van raai 85,9 (opgenomen links in Figuur 10) is te zien dat er een kleine afwijking in dit lineaire verloop is.

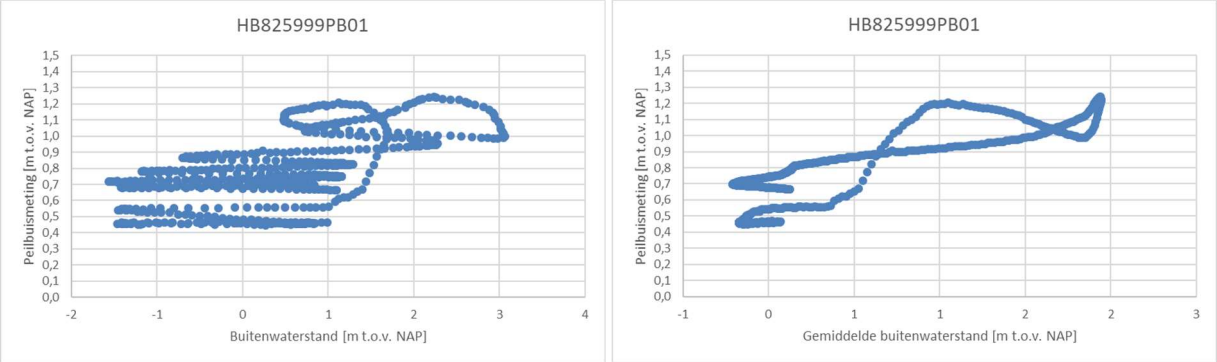


Figuur 10: Illustratie verschillende vormen scatterplots stijghoogtefilters

Het lijkt alsof in de grafiek van meetraai 85,9 bij afgaand water er een vertraging optreedt waardoor bij een volgend hoogwater de stijghoogte in beginsel hoger ligt. Het lijkt overigens wel of bij toenemende

buitenwaterstand de toename van de stijghoogte af vlakt om wel de voorgaande lineaire trend weer te volgen. In de grafiek van meetraai 84,0 (rechts in Figuur 10) is geillustreerd dat in de overige meetraaien het verloop bij zowel toenemende als afnemende buitenwaterstand vrijwel lineair is.
Een mogelijke verklaring voor het afwijkende gedrag van meetraai 85,9 is dat hier in de ondergrond sprake is van dikkere stoorlagen, waardoor er mogelijk water “opgesloten” kan raken. Het effect is overigens slechts gering, gezien het feit dat er nog steeds wel een lineaire trend waarneembaar is.

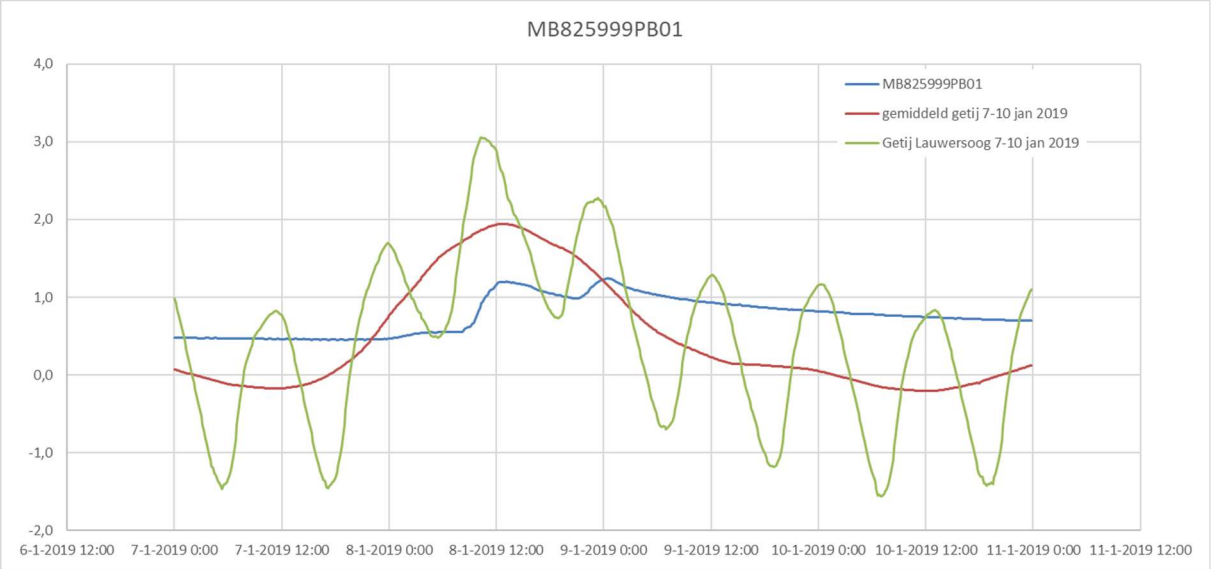
De freatische peilfilters vertonen een veel geringere respons op de buitenwaterstand. Met name de filters aan de binnenteen reageren niet of nauwelijks op fluctuaties van het buitenwater. De correlatie van de respons op de gemiddelde buitenwaterstand is gemiddeld genomen hoger dan de correlatie met de directe buitenwaterstand. In onderstaande figuur is het verschil getoond tussen de respons op het buitenwater en de respons op de gemiddelde buitenwaterstand voor het freatisch filter in de buitenteen van hm82,5.



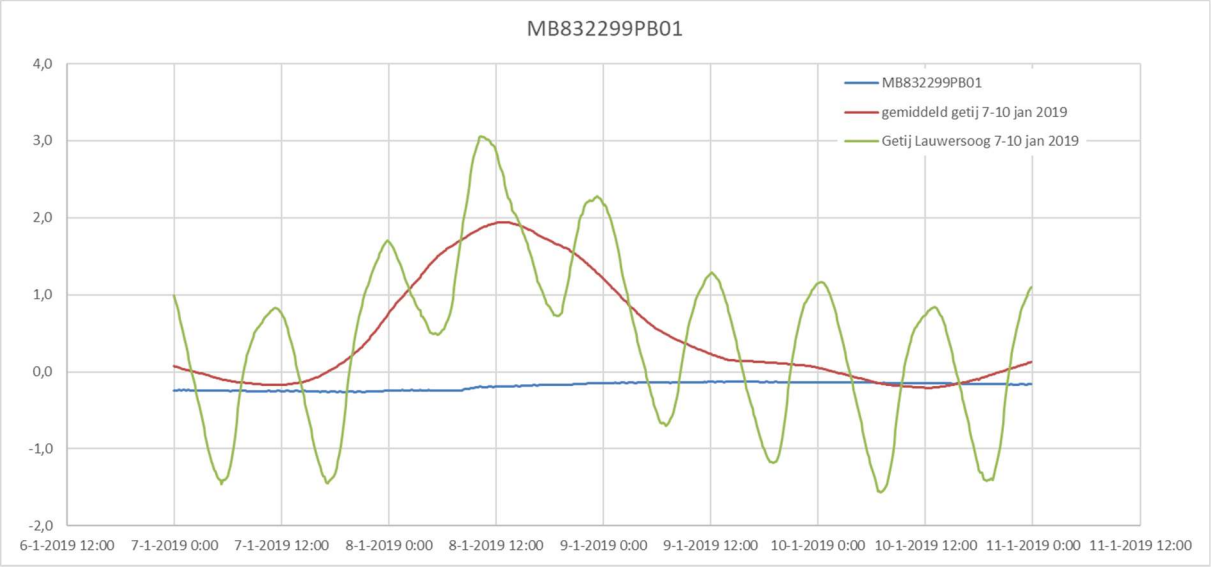
Figuur 11: Respons op directe buitenwaterstand (links) en gemiddelde buitenwaterstan (rechts)

In het getoonde voorbeeld is de correlatie met de directe buitenwaterstand 0,66 en met de gemiddelde buitenwaterstand 0,85. Opgemerkt wordt dat in beide grafieken de faseverschuiving behorend bij de hoogste correlatie is toegepast. Uit de scatterplot tegen de gemiddelde buitenwaterstand is op een eenduidiger wijze een extrapolatie uit te voeren en bovendien levert deze extrapolatie in de meeste gevallen een hogere respons. Derhalve is voor de grafische extrapolatie uitgegaan van de gemiddelde buitenwaterstand. Dit is in 3.6 nader toegelicht.

Een ander onderscheid tussen enkele buitenteen peilfilters is het opbouwen van waterdruk bij achtereenvolgende getijdecurven gedurende een stormperiode. Zoals onderstaand getoond, is dit effect wel te zien bij raai 82,5, maar niet of nauwelijks bij raai 83,2. Een verklaring hiervoor is het opsluiten van water in de kern.
Het effect is overigens gering en bedraagt gedurende de januaristorm van 2019 hooguit enkele decimeters. Ook dit effect het het best te modelleren aan de hand van de respons op de gemiddelde buitenwaterstand.



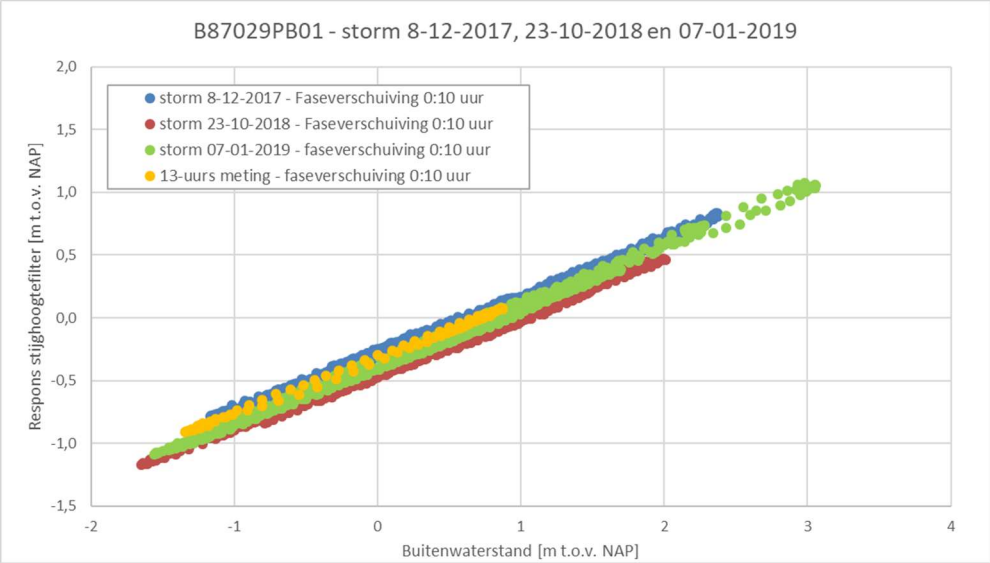
Figuur 12: Opbouw waterdruk aan de buitenteen



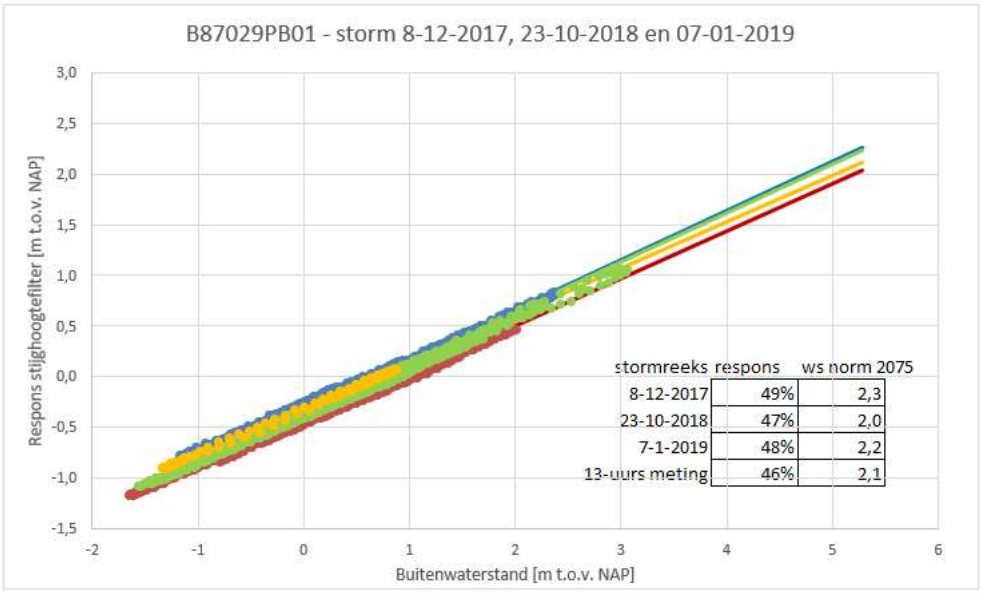
Figuur 13: Geen waarneembare drukopbouw in buitenteen

3.6 Grafische extrapolatie scatterplots

Zoals in 3.4 ene 3.5 reeds is toegelicht, is de respons van de stijghoogtefilters overwegend lineair, zowel bij opgaand als bij afgaand buitenwaterpeil. In Figuur 14 is de respons van het stijghoogtefilter aan de buitenteen van hm87,0 opgenomen, bij verschillende hoogwatergolven. De richtingscoëfficiënt van alle curves is nagenoeg gelijk. Er is een gering verschil in de absolute hoogteligging van de verschillende hoogwatergolven, waardoor de afgeleide waterstand bij de norm enige decimeters kan afwijken. Dit is getoond in Figuur 15. Te zien is dat de respons slechts in zeer geringe mate varieert (46-49%) en dat de absolute afleiding van de stijghoogte bij de norm (2075) ten hoogste 0,3 m verschilt. Deze onzekerheid is vertaald naar een onzekerheidsmarge, om tot hydrologische uitgangspunten te komen in hoofdstuk 5.



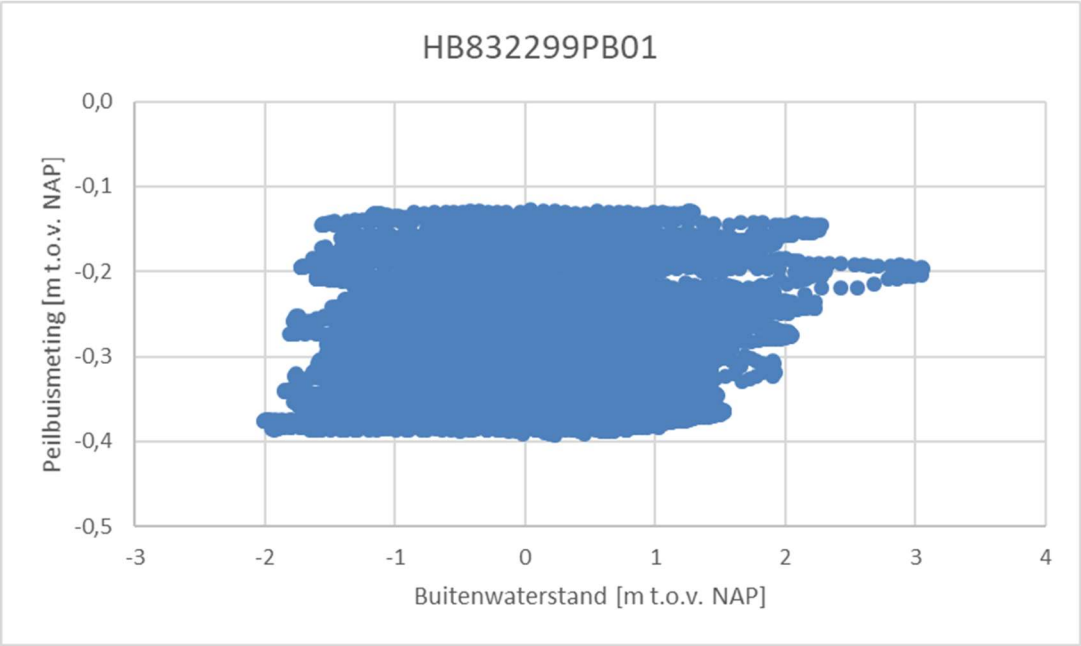
Figuur 14: Overzicht verschillende hoogwatergolven stijghoogtefilter buitenteen hm 87,0



Figuur 15: Trendlijnen verschillende hoogwatergolven stijghoogtefilter hm 87,0

Voor het afleiden van de trendlijnen uit de scatterplots van de freatische peilfilters, is zoals in 3.5 toegelicht de respons op de gemiddelde buitenwaterstand gebruikt. Hierbij is de omhullende van de responsgrafiek genomen, die tot de hoogste waterstand bij de norm leidt. Bij de afleiding van de freatische waterstand bij de norm wordt hierdoor wel een overschatting geïntroduceerd, de gemiddelde buitenwaterstand zal niet gelijk zijn aan de waterstand bij de norm. Deze overschatting is als extra veiligheidsmarge aangehouden.
In Figuur 16 is alle data ter plaatse van freatisch buitenteenfilter van raai 83,2 opgenomen. Hierin is te zien dat niet zozeer de variaties bij buitenwaterstand bepalend zijn voor de hoogteligging van het freatisch vlak. Dit komt overeen met de lage correlaties tussen buitenwaterfluctuaties en respons van de freatische filters. Voor het bepalen van de trendlijn is de omhullende van de flucutaties van de freatische

waterstand aangehouden. Voor de component van deze waterstand die niet te verklaren is door fluctuaties in de buitenwaterstand, is een onzekerheidsmarge afgeleid in hoofdstuk 5



Figuur 16: Alle data freatisch filter buitenteen hm83,2

3.7 Overzicht extrapolaties

Op basis van de responscurven is de extrapolatie van de metingen uitgevoerd om de maatgevende freatische waterstanden en stijghoogtes af te leiden voor MHW condities. Deze zijn opgenomen in

Tabel 1. Hierin zijn nog geen modelonzekerheden verwerkt, deze zijn beschreven en gekwantificeerd in hoofdstuk 5.

Tabel 1: Geëxtrapoleerde waterstanden (freatisch en stijghoogte) voor MHW_{2023} en MHW_{2075}

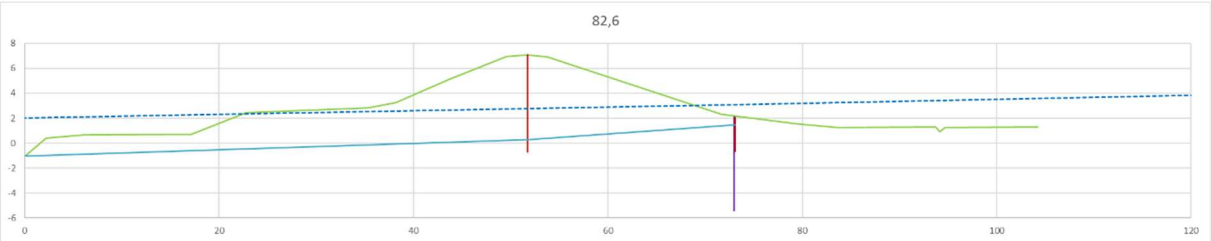
DP [nr]	Locatie [in dwp]	Diepte [laag]	Peilfilter [naam]	Maaiveld [m NAP]	BK filter [m NAP]	Fase [uren]	Correlatie [-]	Respons [%]	MHW_{2023} [m NAP]	MHW_{2075} [m NAP]
82,5	buitenteen	freatisch	HB825999PB01	2,08	0,36	11:00	0,85	6%	1,43	1,46
82,5	buitenteen	stijghoogte	B82599PB01	2,09	-4,41	0:30	0,74	65%	2,68	3,02
82,5	kruin	freatisch	MB825944PB01	7,09	0,29	9:00	0,54	2%	0,25	0,26
83,2	buitenteen	freatisch	HB832299PB01	2,08	0,38	33:00	0,73	1%	-0,08	-0,07
83,2	buitenteen	stijghoogte	B83229PB01	2,1	-5,41	0:20	0,91	74%	2,82	3,21
83,2	kruin	freatisch	MB832244PB01	7,38	0,38	22:30	0,58	1%	-0,29	-0,29
84,0	buitenteen	freatisch	HB840499PB01	2,06	0,15	9:30	0,85	8%	0,22	0,26
84,0	buitenteen	stijghoogte	B84049PB01	2,07	-6,93	0:20	0,98	46%	1,95	2,19
84,0	kruin	freatisch	MB840444	7,61	0,01	21:40	0,72	2%	-0,34	-0,33
85,9	buitenteen	freatisch	MB85909PB01	2,21	0,21	9:20	0,91	21%	1,31	1,42

DP [nr]	Locatie [in dwp]	Diepte [laag]	Peilfilter [naam]	Maaiveld [m NAP]	BK filter [m NAP]	Fase [uren]	Correlatie [-]	Respons [%]	MHW_{2023} [m NAP]	MHW_{2075} [m NAP]
85,9	buitenteen	stijghoogte	MB85909PB02	2,21	-7,99	0:40	0,97	44%	2,06	2,29
85,9	kruin	freatisch	MB85904PB01	7,84	-0,16	22:00	0,83	3%	0,29	0,31
85,9	kruin	stijghoogte	MB85904PB2	7,84	-8,16	1:00	0,96	37%	1,53	1,72
85,9	binnenteen	freatisch	MB85906PB01	2,99	-0,01	33:00	0,83	1%	0,10	0,10
85,9	binnenteen	stijghoogte	MB85906PB02	2,99	-9,01	1:10	0,96	37%	1,43	1,62
86,3	buitenteen	freatisch	MB86319PB01	2,18	-0,02	6:50	0,89	20%	1,30	1,41
86,3	buitenteen	stijghoogte	MB86319PB02	2,18	-5,02	0:30	1,00	72%	3,73	4,12
86,3	kruin	freatisch	MB86314PB01	7,9	-0,1	11:00	0,80	3%	0,08	0,10
86,3	kruin	stijghoogte	MB86314PB02	7,9	-5,1	0:40	0,99	54%	2,83	3,12
86,3	binnenteen	freatisch	MB86316PB01	2,96	-0,04	21:30	0,73	2%	-0,20	-0,19
86,3	binnenteen	stijghoogte	MB86316PB02	2,96	-5,04	1:00	0,99	48%	2,42	2,68
87,0	buitenteen	freatisch	HB870299PB01	2,21	0,01	13:00	0,88	6%	0,27	0,30
87,0	buitenteen	stijghoogte	B87029PB01	2,25	-4,75	0:10	1,00	48%	1,98	2,24
87,0	kruin	freatisch	MB870244PB01	8,5	0	32:00	0,64	1%	-0,17	-0,17
88,9	buitenteen	freatisch	MB888999PB01	2,08	-0,02	11:00	0,86	7%	0,31	0,31
88,9	buitenteen	stijghoogte	B88899PB01	2,11	-10,89	0:00	0,99	41%	1,65	1,87
88,9	kruin	freatisch	MB888944PB01	8,24	-0,06	32:00	0,73	1%	-0,18	-0,18

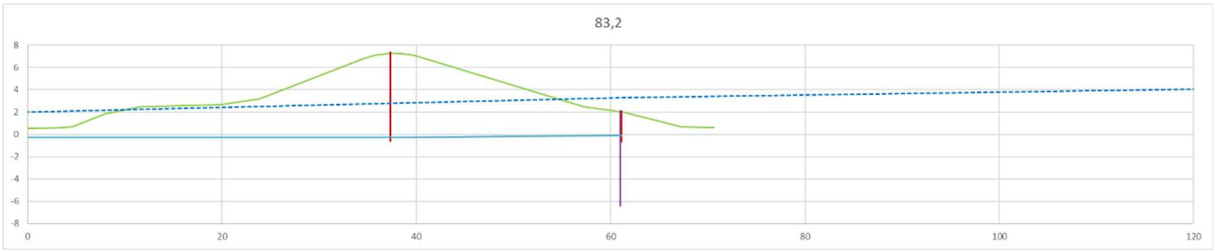
De buitenwaterstanden bij MHW (respectievelijk 2023 en 2075) zijn overgenomen uit de excel tabel "Resultaten_WS_HBN"

In de hieronder opgenomen figuren is de schematisering per dwarsprofiel visueel opgenomen. De meetwaarden uit tabel 1 zijn hierbij als uitgangspunt genomen. In de figuren is duidelijk te zien dat het intredepunt ter plaatse van dp 86,3 (Figuur 21, Vierhuizergat) dichter bij de teen van de dijk gelegen is. Uit de overige figuren is op te maken dat het fictief intredepunt voor piping ruim 100 m vanaf de buitenteen gelegen is. Op basis van de figuren zijn in hoofdstuk 5 de hydrologische uitgangspunten voor de berekeningen (macrostabiliteit en piping) opgenomen.

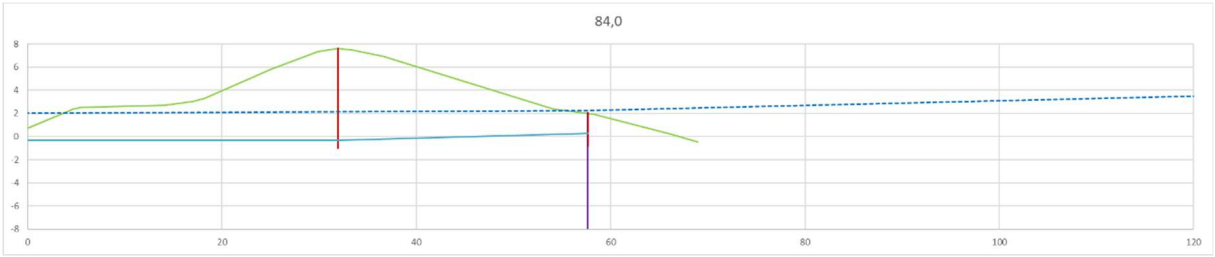
De gestippelde lijn is het stijghoogteverloop, de vaste blauwe lijn geeft de freatische lijn weer. Op de horizontale as is de afstand (in m) aangegeven, de verticale as geeft de hoogte ten opzichte van NAP weer.



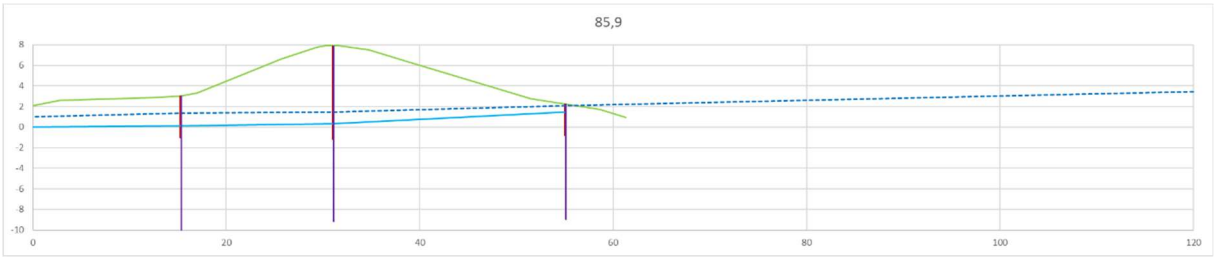
Figuur 17: Resultaten hydrologische analyse hm 82,6



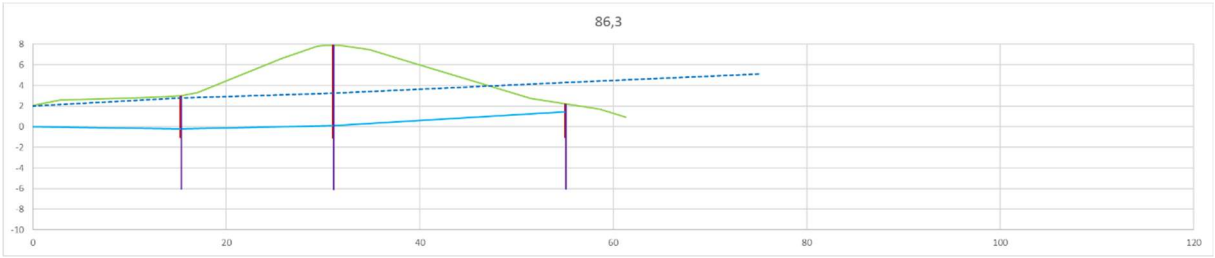
Figuur 18: Resultaten hydrologische analyse hm 83,2



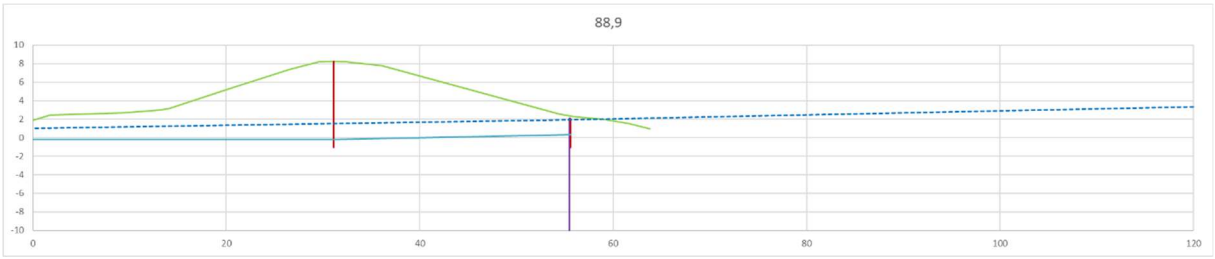
Figuur 19: Resultaten hydrologische analyse hm 84,0



Figuur 20: Resultaten hydrologische analyse hm 85,9



Figuur 21: Resultaten hydrologische analyse hm 86,3



Figuur 22: Resultaten hydrologische analyse hm 88,9

4 SITUATIE HAVEN LAUWERSOOG

De resultaten van de peilbuisanalyses kunnen worden toegekend aan de verschillende dijkvakken. De situatie ter plaatse van de buiten- en binnenhaven van Lauwersmeer is afwijkend met betrekking tot de geometrie van de dijk. Omdat in dit dijkvak de binnenwaartse stabiliteit mogelijk onvoldoende is, is voor

de freatische lijn in dit dijkvak een separate MSeep analyse uitgevoerd. Het betreft een interpretatie op basis van de peilbuismetingen van de omliggende dijkvakken, omdat ter plaatse van dit dijkvak geen metingen beschikbaar zijn. De MSeep analyses zijn opgenomen in bijlage 3.

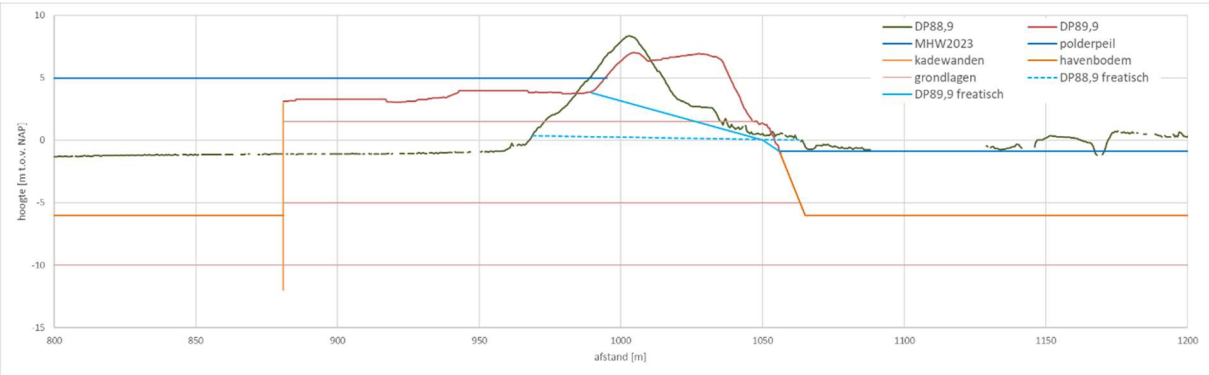
De doorsnede ter plaatse van DP89,9 is maatgevend beschouwd voor het traject van de haven, omdat hier het dijklichaam het smalst is. In Figuur 23 is de geometrie van DP89,9 opgenomen en ter referentie is DP88,9 (juist buiten dit dijkvak) eveneens ingetekend. Hoewel ter plaatse van DP88,9 geen potklei aanwezig is vanaf circa NAP -10 m, wordt hier wel een waterremmende laag aangetroffen, waardoor de profielen qua bodemopbouw vergelijkbaar zijn.
De verschillen tussen de profielen betreffen in hoofdlijnen:

- Het voorland ter plaatse van de havens is langer en hoger;
- Het gehele dijkprofiel ter plaatse van de havens is breder;
- Het drainageniveau (polderpeil Lauwersmeer) is lager gelegen dan het polderpeil ter plaatse van de dijkvakken langs het Vierhuizergat.

Overige kenmerken die zijn meegenomen bij de hydrologische analyse zijn:

- Het haventerrein is verhard (klinkerbestrating) en relatief slecht waterdoorlatend verondersteld. Bovendien staat het water maar relatief kort op het voorland onder maatgevende omstandigheden. Om de invloed van de waterdoorlatendheid van de klinkerbestrating te beoordelen, is tevens een scenario met hoge waterdoorlatendheid berekend;
- De kadewand is relatief slecht waterdoorlatend verondersteld.

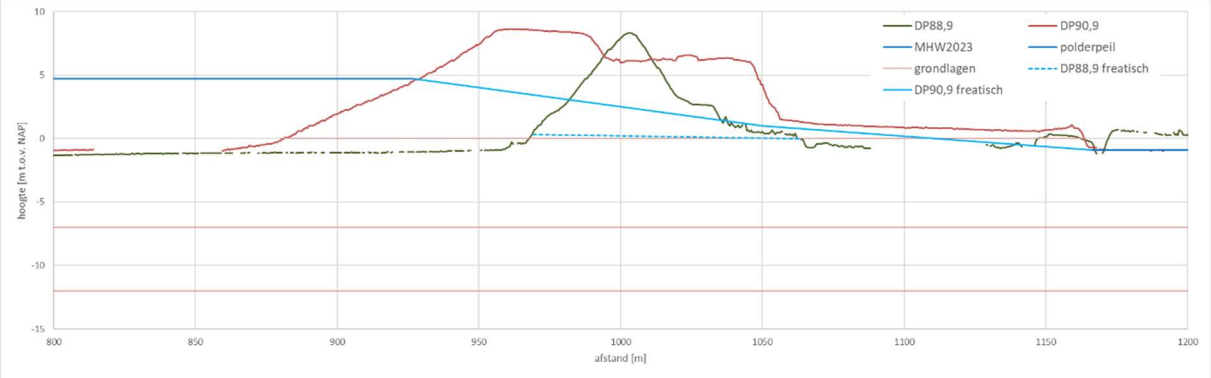
Ter referentie is de freatische lijn zoals berekend in hoofdstuk 3 ter plaatse van DP88,9 opgenomen. Deze bedraagt NAP +0,35 m ter plaatse van de buitenteen, exclusief onzekerheden en/of scenario's (hoofdstuk 5). Voor DP89,9 is een hogere infiltratie ingeschat (zie bijlage 3 – MSeep berekeningen, figuur B2-11 en B2-12). Vanwege de goede drainerende werking van de binnenteen, wordt verwacht dat dit weinig invloed zal hebben op de ligging van de freatische lijn tussen de kruin en de binnenteen van de dijk, hiervoor is een lineair verloop gehanteerd.



Figuur 23: Schematisering freatische lijn haven Lauwersoog

Daarnaast is freatische lijn ter plaatse van doorsnede DP90,9 beoordeeld. Dit profiel is gelegen vlak voor de Cleveringsluizen. Ter referentie is bovendien DP88,9 opgenomen. Gezien de grote afstand en het grote verschil in geometrie, is de relevantie en bruikbaarheid van de peilbuismetingen van DP88,9 gering. Wel is de bodemopbouw vergelijkbaar met DP89,9. De geometrie wijkt af van DP89,9, het dijkprofiel is breder en de afstand tot het Lauwersmeer is groter (langere binnenberm). Er is geen voorland waar (tijdelijk) water op kan staan.
Gezien het bredere profiel is wel rekening gehouden van een grotere opbolling van de freatische lijn dan ter plaatse van DP89,9.

In Figuur 24 is de freatische lijn geschematiseerd voor DP90,9.



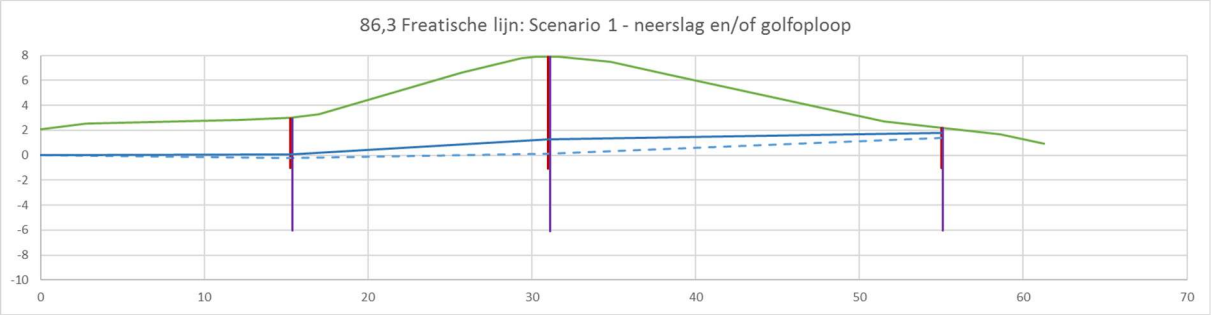
Figuur 24: Schematisering freatische lijn DP90,9

5 HYDROLOGISCHE UITGANGSPUNTEN EN SCENARIO'S

In de uitgevoerde grafische analyses betreffen hoofdzakelijk extrapolaties, waarin onzekerheden zitten, de keuze van de extrapolatie op basis van de scatterplots. De onzekerheden verschillen per meetreeks (freatisch of stijghoogte) en per locatie, samenhangend met locale variaties in geometrie en/of bodemopbouw.

Uit de statistische analyses van de meetreeksen blijkt dat de correlatie tussen de buitenwaterstand en de gemeten stijghoogte veelal hoger is (0,9 à 1,0) dan de correlatie tussen de buitenwaterstand en de gemeten freatische waterstand (0,5 à 0,9). Hierbij geldt tevens dat de correlatie van de freatische waterstand aan de buitenteen hoger is dan ter plaatse van kruin en binnenteen. Een hogere correlatie is hier geïnterpreteerd als een grotere mate van samenhang en daardoor een betrouwbaarder extrapolatie aangezien een groter aandeel van de meetrespons is terug te voeren op fluctuaties in de buitenwaterstand. De onzekerheden zijn vertaald naar scenario's op basis waarvan een basisschematisering is vastgesteld. Vooralsnog is gekozen voor een bovengrensbenadering, waarbij alle scenario's gestapeld zijn om tot een omhullende te komen. Wanneer de berekende stabiliteit bij deze schematisering voldoet, is een nadere uitsplitsing niet noodzakelijk.
Onderstaand zijn de scenario's en basisschematisering nader uitgewerkt op basis van profiel DP86,3. De maatvoering voor alle overige profielen voor zowel 2023 als 2075 is aan het eind van dit hoofdstuk gepresenteerd in overzichtstabellen.

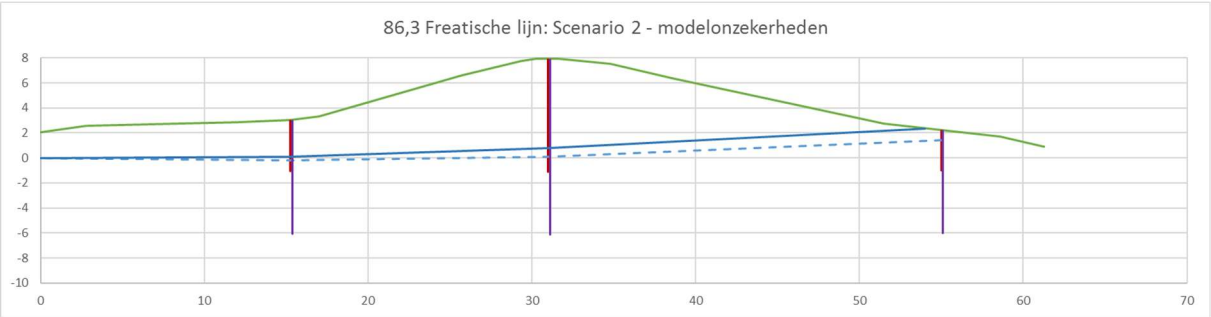
Freatische lijn bij MHW (STBI en STBK): Scenario 1 – Neerslag en/of golfoploop
Onzekerheden met betrekking tot de invloed van neerslag zijn uitsluitend relevant geacht op de freatische waterstanden. Aangezien er gedurende de meetperiode slechts één relevante neerslag gemeten is, is onbekend hoe groot de invloed van significante neerslag op de freatische lijn bij MHW condities zal zijn. Aangezien de binnenteen goed draineert en het buitentalud zeer slecht waterdoorlatend is, is in de schematisering van de freatische lijn rekening gehouden met een verhoging van de freatische lijn ter plaatse van de kruin van 1,0 m en ter plaatse van de buitenteen van 0,5 m ten gevolge van opbolling. Scenario 1 is geïllustreerd in Figuur 25.



Figuur 25: Freatische lijn: Scenario 1 – opbolling door neerslag en/of golfoploop

<u>Freatische lijn bij MHW (STBI en STBK): Scenario 2 – (Model)onzekerheden</u>

Onzekerheden met betrekking tot de gehanteerde extrapolatie kunnen samenhangen met locale variaties in geometrie en/of bodemopbouw, waardoor plaatselijk bijvoorbeeld een hogere infiltratie plaatsvindt en een hogere freatische lijn ter plaatse van de buitenteen kan voorkomen. Voor dit scenario is uitgegaan van een verhoging van de freatische lijn ter plaatse van de buitenteen van 1,0 m en een lichte opbolling ter plaatse van de kruin van 0,5 m. Dit scenario is getoond in Figuur 26.

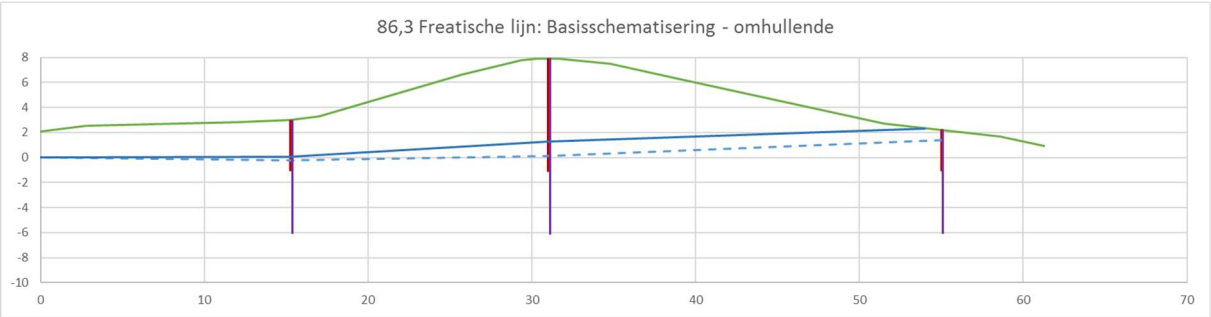


Figuur 26: Fratische lijn: Scenario 2 - modelonzekerheden

<u>Freatische lijn bij MHW en val na MHW (STBU)– Basisschematisering</u>

Op basis van bovenstaande scenario's is de basisschematisering opgesteld als omhullende van beide scenario's. Hierbij bedraagt de verhoging van de freatische lijn ter plaatse van kruin en buitentalud 1,0 m ten opzichte van de afgeleide waarde uit de analyses. De basisschematisering is opgenomen in Figuur 27.

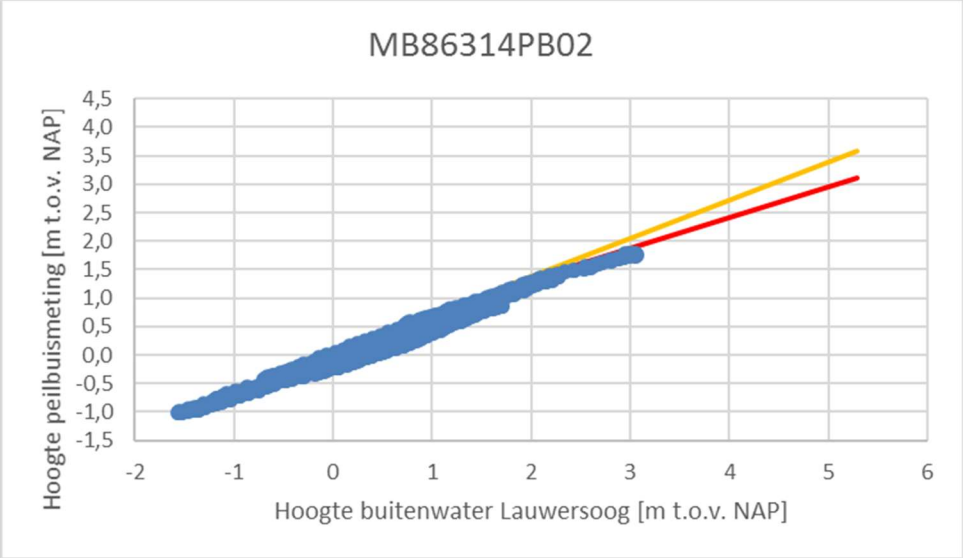
Deze schematisering is vooralsnog aangehouden voor zowel de situatie MHW als val na MHW aangezien uit de metingen blijkt dat het onduidelijk is hoe snel de freatische lijn zakt na het passeren van een hoogwater. Mogelijk is er sprake van een langdurig naijleffect.



Figuur 27: Freatische lijn: Basisschematisering

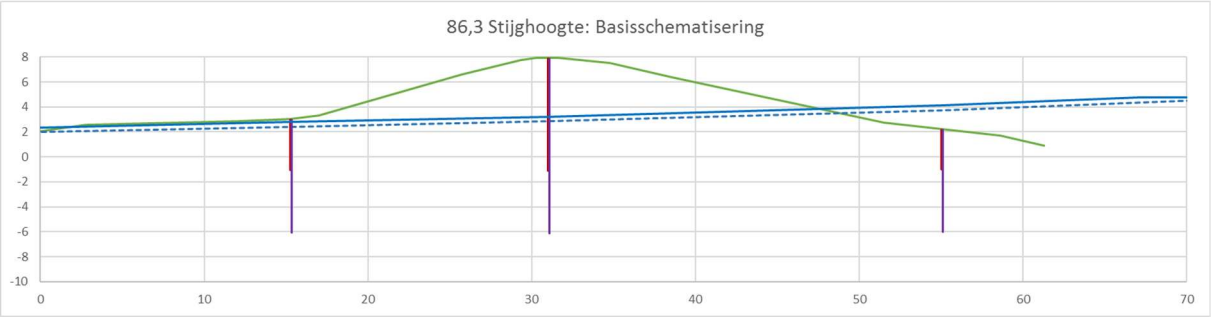
Stijghoogteverloop bij MHW (STBI en STPH): Basisschematisering

Voor de basisschematisering van de stijghoogte is uitgegaan van een 20% hogere respons dan op basis van de scatterplots is afgeleid. In Figuur 28 is dit geïllustreerd voor het diepe peilfilter ter plaatse van de kruin van DP86,3. De rode lijn geeft de geëxtrapleerde respons op basis van de metingen weer (54%). De oranje lijn geeft een 20% hogere respons (74%).



Figuur 28: Toename respons met 20% in scatterplot

In Figuur 29 is de stijghoogtelijn voor DP86,3 bij een 20% hogere respons weergegeven.



Figuur 29: Stijghoogte: Basisschematisering

In onderstaande tabellen zijn de NAP waarden van de basisschematisering van de freatische lijn en de stijghoogte voor MHW/val na MHW 2023 en 2075 opgenomen

Tabel 2: Hydrologische basisschematisering 2023

DP [nr]	Locatie [in dwp]	Diepte [laag]	Peilfilter [naam]	MHW_{2023} [m NAP]	scenario1 [m NAP]	scenario2 [m NAP]	$Basis_{2023}$ [m NAP]
82,5	buitenteen	freatisch	HB825999PB01	1,43	1,93	2,43	**2,43**
82,5	buitenteen	stijghoogte	B82599PB01	2,68	3,10		**3,10**
82,5	kruin	freatisch	MB825944PB01	0,25	1,25	0,75	**1,25**
83,2	buitenteen	freatisch	HB832299PB01	-0,08	0,42	0,92	**0,92**

DP [nr]	Locatie [in dwp]	Diepte [laag]	Peilfilter [naam]	MHW_{2023} [m NAP]	scenario1 [m NAP]	scenario2 [m NAP]	$Basis_{2023}$ [m NAP]
83,2	buitenteen	stijghoogte	B83229PB01	2,82	3,30		**3,30**
83,2	kruin	freatisch	MB832244PB01	-0,29	0,71	0,21	**0,71**
84,0	buitenteen	freatisch	HB840499PB01	0,22	0,72	1,22	**1,22**
84,0	buitenteen	stijghoogte	B84049PB01	1,95	2,40		**2,40**
84,0	kruin	freatisch	MB840444	-0,34	0,66	0,16	**0,66**
85,9	buitenteen	freatisch	MB85909PB01	1,31	1,81	2,31	**2,31**
85,9	buitenteen	stijghoogte	MB85909PB02	2,06	2,40		**2,40**
85,9	kruin	freatisch	MB85904PB01	0,29	1,29	0,79	**1,29**
85,9	kruin	stijghoogte	MB85904PB2	1,53	1,90		**1,90**
85,9	binnenteen	freatisch	MB85906PB01	0,10	0,10	0,10	**0,10**
85,9	binnenteen	stijghoogte	MB85906PB02	1,43	1,80		**1,80**
86,3	buitenteen	freatisch	MB86319PB01	1,30	1,80	2,30	**2,30**
86,3	buitenteen	stijghoogte	MB86319PB02	3,73	4,10		**4,10**
86,3	kruin	freatisch	MB86314PB01	0,08	1,08	0,58	**1,08**
86,3	kruin	stijghoogte	MB86314PB02	2,83	3,20		**3,20**
86,3	binnenteen	freatisch	MB86316PB01	-0,19	-0,19	-0,19	**-0,19**
86,3	binnenteen	stijghoogte	MB86316PB02	2,42	2,80		**2,80**
87,0	buitenteen	freatisch	HB870299PB01	0,27	0,77	1,27	**1,27**
87,0	buitenteen	stijghoogte	B87029PB01	1,98	2,30		**2,30**
87,0	kruin	freatisch	MB870244PB01	-0,17	0,83	0,33	**0,83**
88,9	buitenteen	freatisch	MB888999PB01	0,31	0,81	1,31	**1,31**
88,9	buitenteen	stijghoogte	B88899PB01	1,65	2,10		**2,10**
88,9	kruin	freatisch	MB888944PB01	-0,18	0,82	0,32	**0,82**

Tabel 3: Hydrologische basisschematisering 2075

DP [nr]	Locatie [in dwp]	Diepte [laag]	Peilfilter [naam]	MHW_{2075} [m NAP]	scenario1 [m NAP]	scenario2 [m NAP]	$Basis_{2075}$ [m NAP]
82,5	buitenteen	freatisch	HB825999PB01	1,46	1,96	2,46	**2,46**
82,5	buitenteen	stijghoogte	B82599PB01	3,02	3,60		**3,60**
82,5	kruin	freatisch	MB825944PB01	0,26	1,26	0,76	**1,26**
83,2	buitenteen	freatisch	HB832299PB01	-0,07	0,43	0,93	**0,93**
83,2	buitenteen	stijghoogte	B83229PB01	3,21	3,70		**3,70**
83,2	kruin	freatisch	MB832244PB01	-0,29	0,71	0,21	**0,71**
84,0	buitenteen	freatisch	HB840499PB01	0,26	0,76	1,26	**1,26**
84,0	buitenteen	stijghoogte	B84049PB01	2,19	2,70		**2,70**
84,0	kruin	freatisch	MB840444	-0,33	0,67	0,17	**0,67**
85,9	buitenteen	freatisch	MB85909PB01	1,42	1,92	2,42	**2,42**
85,9	buitenteen	stijghoogte	MB85909PB02	2,29	2,70		**2,70**
85,9	kruin	freatisch	MB85904PB01	0,31	1,31	0,81	**1,31**
85,9	kruin	stijghoogte	MB85904PB2	1,72	2,20		**2,20**
85,9	binnenteen	freatisch	MB85906PB01	0,10	0,10	0,10	**0,10**
85,9	binnenteen	stijghoogte	MB85906PB02	1,62	2,10		**2,10**
86,3	buitenteen	freatisch	MB86319PB01	1,41	1,91	2,41	**2,41**
86,3	buitenteen	stijghoogte	MB86319PB02	4,12	4,60		**4,60**
86,3	kruin	freatisch	MB86314PB01	0,10	1,10	0,60	**1,10**
86,3	kruin	stijghoogte	MB86314PB02	3,12	3,60		**3,60**
86,3	binnenteen	freatisch	MB86316PB01	-0,20	-0,20	-0,20	**-0,20**
86,3	binnenteen	stijghoogte	MB86316PB02	2,68	3,10		**3,10**
87,0	buitenteen	freatisch	HB870299PB01	0,30	0,80	1,30	**1,30**
87,0	buitenteen	stijghoogte	B87029PB01	2,24	2,70		**2,70**
87,0	kruin	freatisch	MB870244PB01	-0,17	0,83	0,33	**0,83**
88,9	buitenteen	freatisch	MB888999PB01	0,27	0,77	1,27	**1,27**
88,9	buitenteen	stijghoogte	B88899PB01	1,87	2,40		**2,10**
88,9	kruin	freatisch	MB888944PB01	-0,18	0,82	0,32	**0,82**

BIJLAGE 1 – REPOSITORY

Digitaal bijgevoegd:

- Bronbestand peilbuismetingen Wiertsema (excel sheet);
- Excel sheet “Resultaten_WS_HBN.xls” bevat de berekende buitenwaterstanden per dwarsprofiel voor de zichtjaren 2023 en 2075;
- rapportage “Grondwatermonitoring Dijkverbetering Lauwersmeerdijk-Vierhuizergat te Lauwersoog” (Wiertsema, 15 februari 2019);
- rapportage “Geotechnisch onderzoek Lauwersmeerdijk - Vierhuizergat te Lauwersoog” (Wiertsema, 14 november 2018);
- Geotechnisch lengteprofiel – Vierhuizergat te Lauwersoog (Wiertsema, 19 september 2017)

BIJLAGE 2 MSEEP BEREKENINGEN HAVENPLATEAU LAUWERSOOG

Basisschematisatie laagopbouw:

- Dijkzand;
- wadzand zandig tot NAP -5 m;
- wadzand zandig tot NAP -10 m;
- zandondergrond hieronder.

Hydrologische parameters:

laag	kx	ky	
dijkzand	5	5	m/dag
wadzand zandig	10	5	m/dag
wadzand kleiig	1	0,5	m/dag
zand	20	10	m/dag

Boudary conditions:
Achterland: polderpeil = freatisch
Voorland tot fictief intredepunt: gesloten freatisch
Damwand en asfalt: gesloten

Situaties:

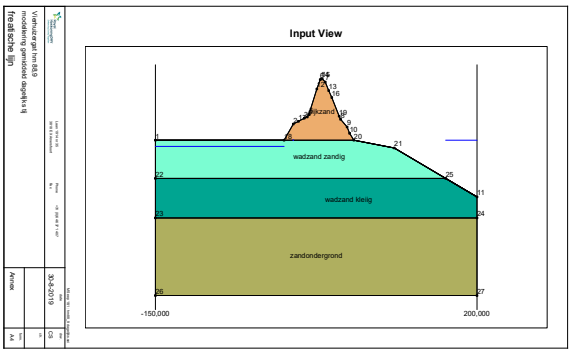
1. dagelijks gemiddeld tij (NAP 0 m);
2. dagelijks hoogwater (vloed NAP +1,0 m);
3. januari storm (NAP +3,1 m);
4. norm 2023 (NAP +4,75 m);
5. norm 2075 (NAP +5,27 m).

Voor het havenplateau is onderscheid gemaakt in twee scenario's ten aanzien van de klinkerbestrating:

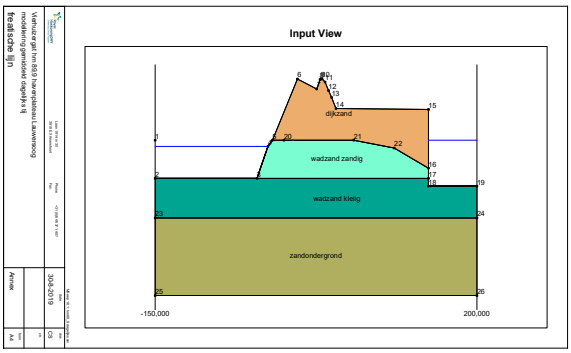
5a. klinkerbestrating volledig open;
5b. klinkerbestrating volledig gesloten.

Profielen:

- hm 88,9 (raai met peilbuizen);
- hm 89,9 (havenplateau Lauwersoog).

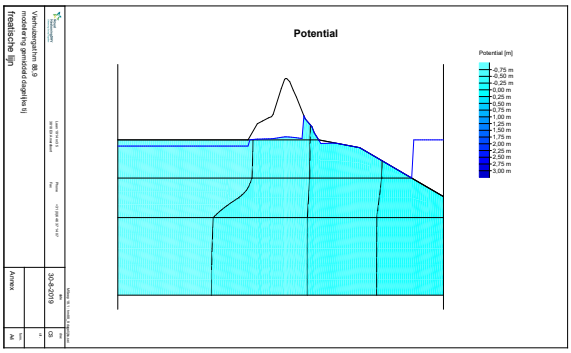


Figuur B2-1: Schematisering hm 88,9 (peilbuisraai)

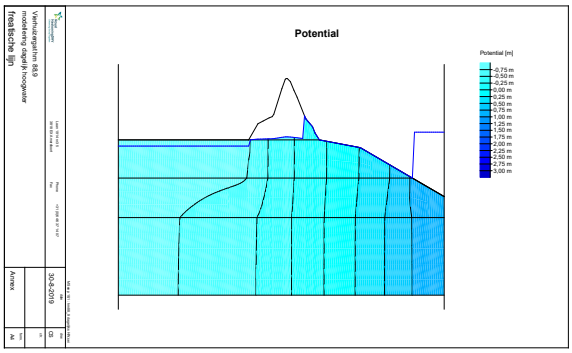


Figuur B2-2: Schematisering hm 89,9

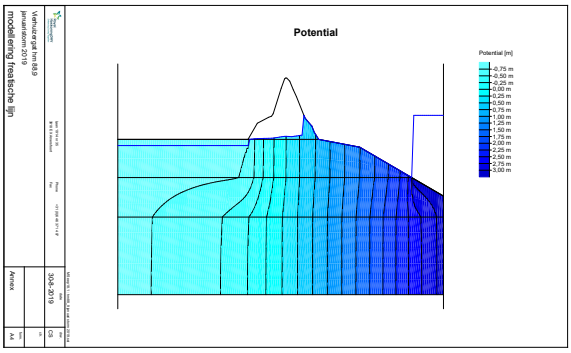
Resultaten en interpretatie/discussie:
Hieronder zijn de resultaten van de modelberekeningen voor hm88,9 opgenomen. Te zien is dat de freatische lijn nauwelijks beïnvloed wordt door het buitenwater. Dit is in overeenstemming met de peilbuismetingen. MSeep geeft wellicht nog een overschatting van de freatische lijn, aangezien er stationair gerekend is. Gezien de snelheid van de respons, zal de afwijking ten opzichte van een niet-stationaire berekening niet buitensporig groot zijn.



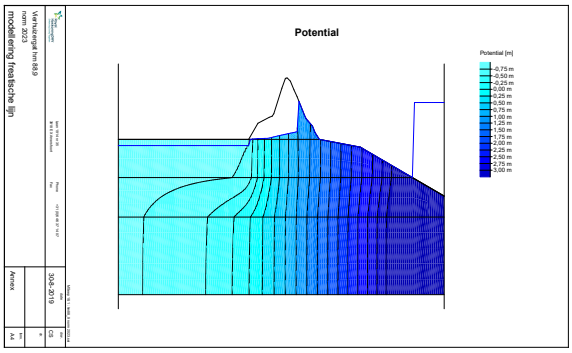
Figuur B2-3: Hm 88,9 dagelijks gemiddeld peil



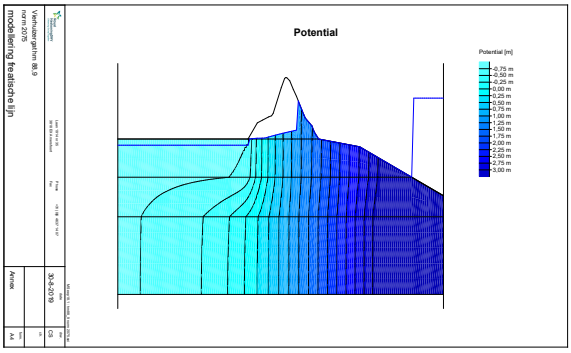
Figuur B2-4: Hm 88,9 dagelijks hoogwater (vloed)



Figuur B2-5: Hm 88,9 januaristorm 2019



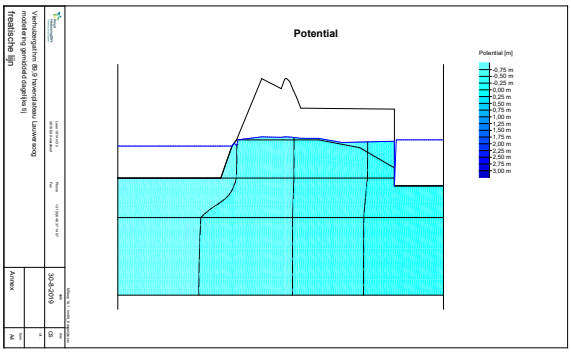
Figuur B2-6: Hm 88,9 modellering MHW 2023



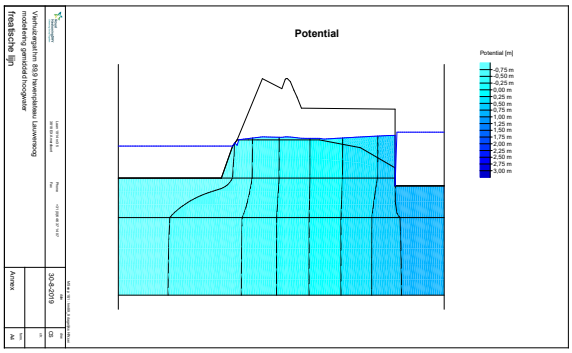
Figuur B2-7 Hm 88,9 modellering MHW 2075

Hieronder zijn de resultaten voor het havenplateau Lauwersoog opgenomen. Te zien is dat evenals bij profiel hm88,9 de invloed van de buitenwaterstand op de freatische lijn beperkt is. Wel is de waterdoorlatendheid van het havenplateau bepalend voor de ligging van de freatische lijn bij hoogwater

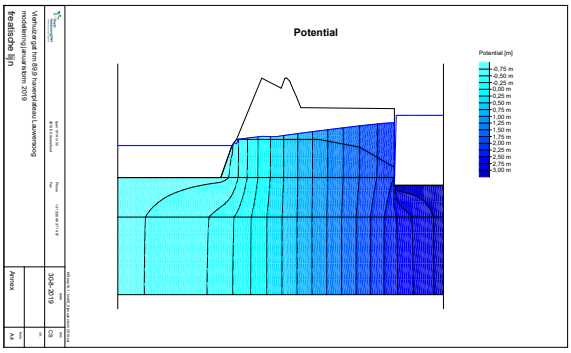
boven NAP +4,0 m. Aangezien er geen metingen beschikbaar zijn in he traject van het havenplateau en het opgetreden hoogwater van de januaristorm ook niet boven NAP +4,0 m is geweest, is het lastig om hierover uitsluitsel te geven. Vooralsnog zou van de meest ongunstige situatie uitgegaan kunnen worden, een volledig open bekleding. Wel wordt opgemerkt dat in 2023 het hoogwater in totaal circa 10 uur op het havenplateau staat en in 2075 maximaal 16 uur. In dit licht zal een niet-stationaire berekening wellicht een gunstigere uitkomst geven en is de MSeep berekening wellicht aan de conservatieve kant.



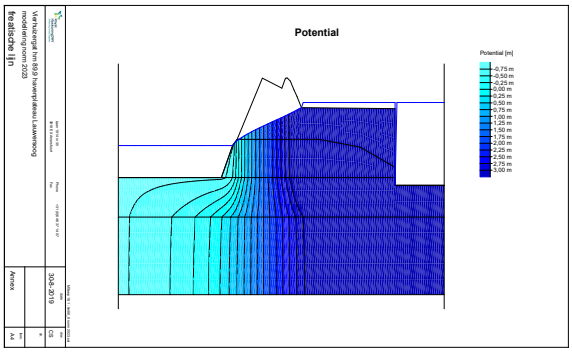
Figuur B2-8: Hm 89,9 dagelijks gemiddeld peil



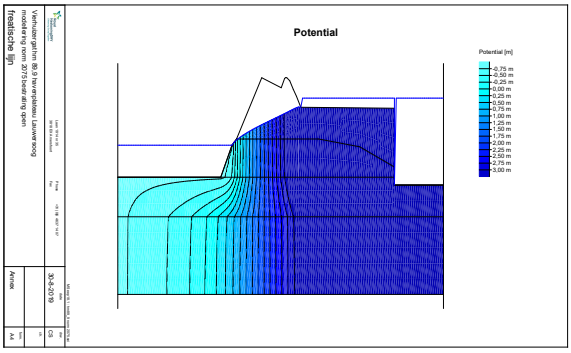
Figuur B2-9: Hm 89,9 dagelijks hoogwater (vloed)



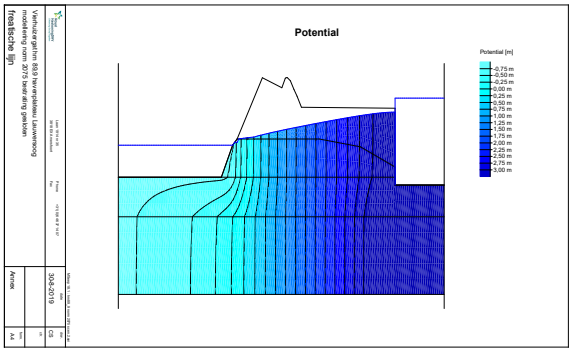
Figuur B2-10: Hm 89,9 januaristorm 2019



Figuur B2-11 Hm 89,9 modellering MHW 2023



Figuur B2-12 Hm 89,9 modellering MHW 2075 klinker open

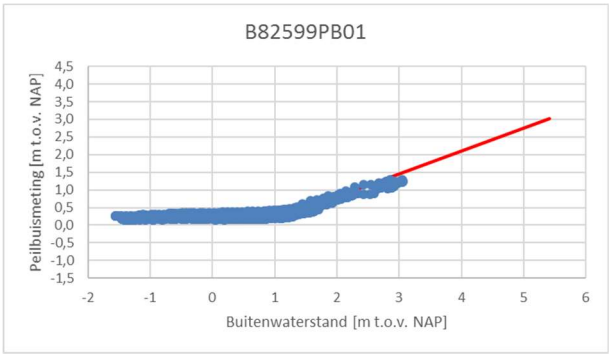


Figuur B2-13 Hm 89,9 modellering MHW 2075 klinker gesloten

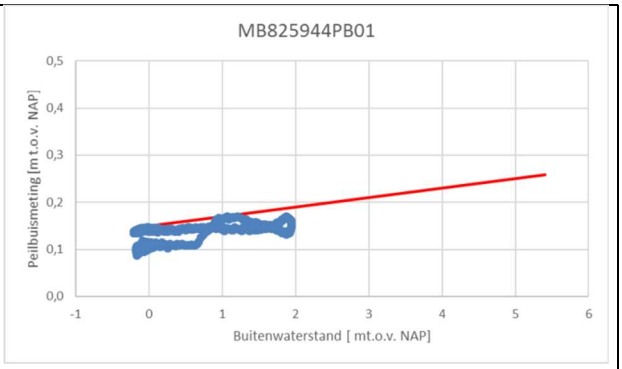
BIJLAGE 3 – SCATTERPLOTS PER PEILFILTER

Faseverschuiving en respons (trendlijn in rood) conform

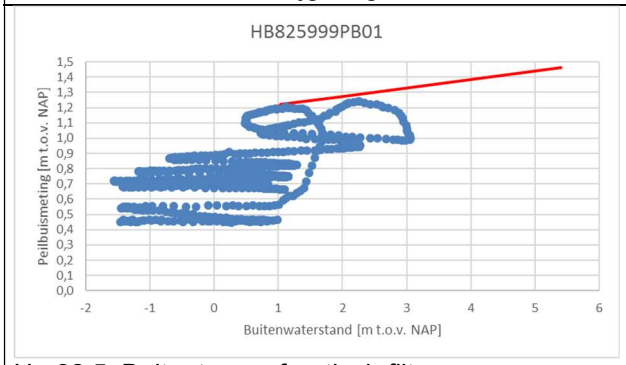
Tabel 1.



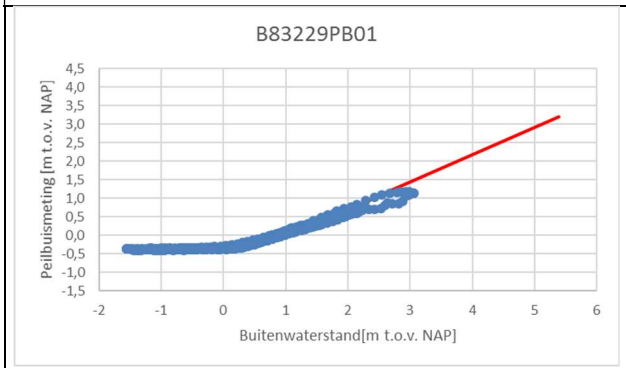
Hm82,5: Buitenteen - stijghoogtefilter



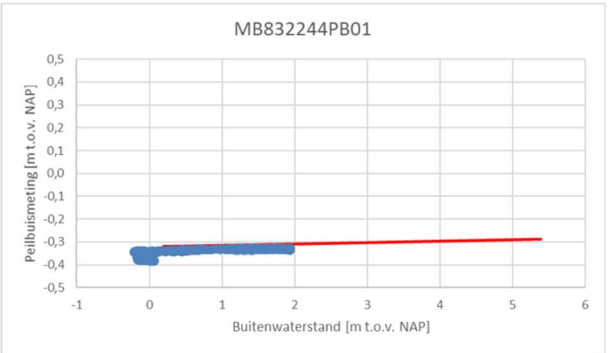
Hm82,5: Kruin – freatisch filter



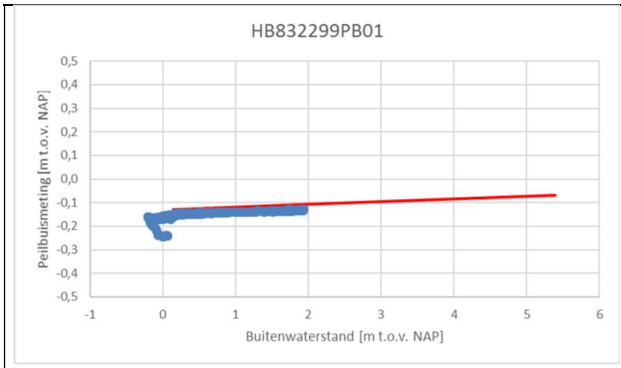
Hm82,5: Buitenteen – freatisch filter



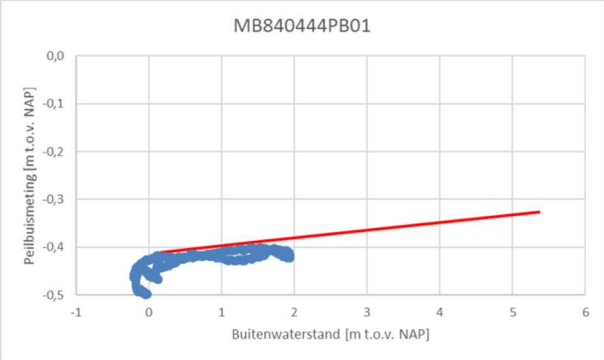
Hm83,2: Buitenteen - stijghoogtefilter



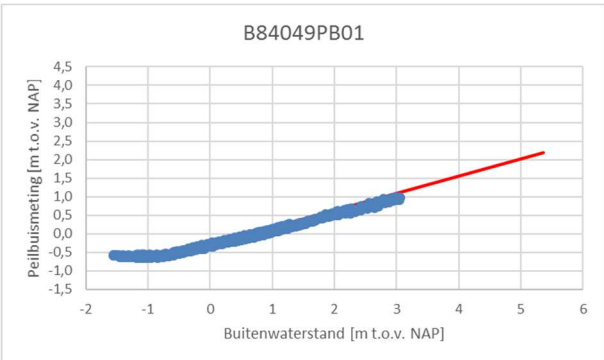
Hm83,2: Kruin – freatisch filter



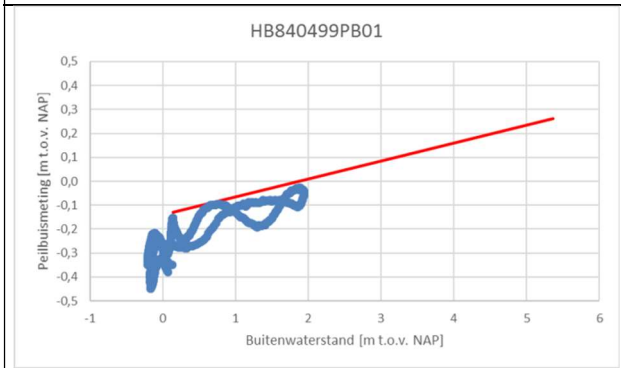
Hm83,2: Buitenteen – freatisch filter



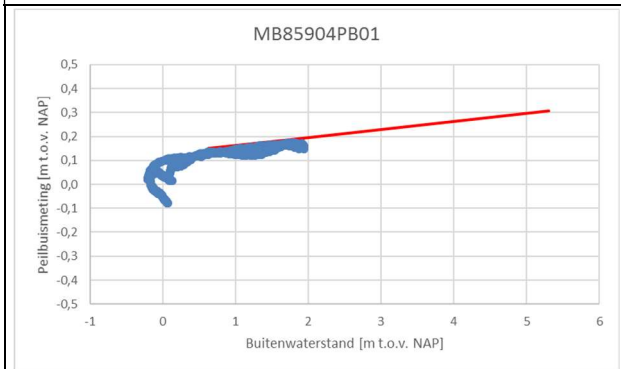
Hm84,0: Kruin – freatisch filter



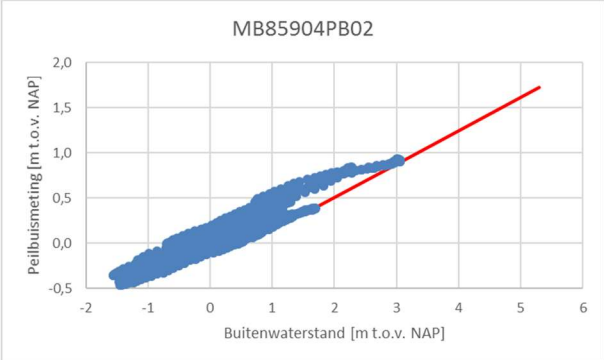
Hm84,0: Buitenteen - stijghoogtefilter



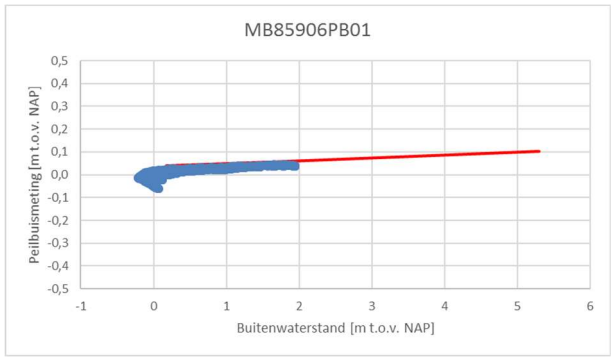
Hm84,0: Buitenteen – freatisch filter



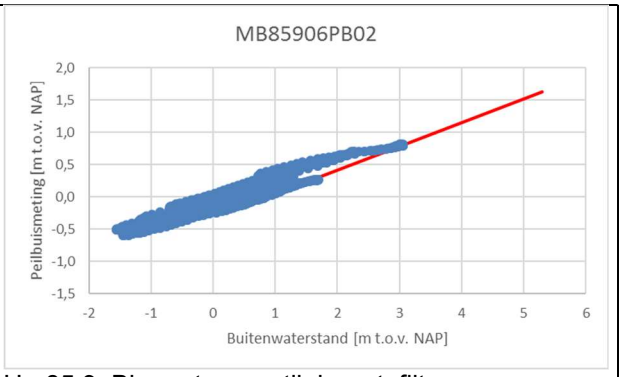
Hm85,9: Kruin – freatisch filter



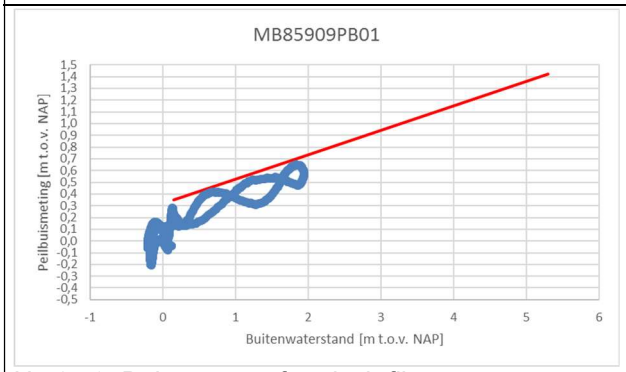
Hm85,9: Kruin - stijghoogtefilter



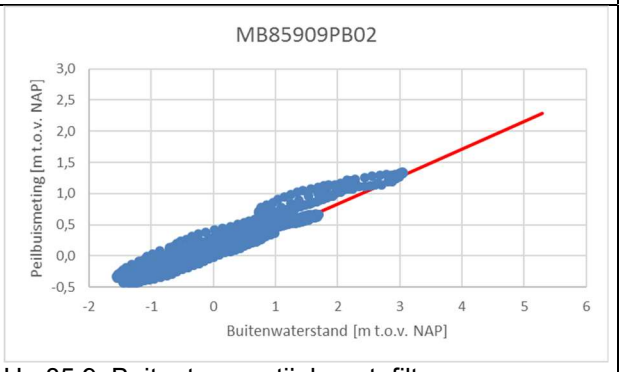
Hm85,9: Binnenteen – freatisch filter



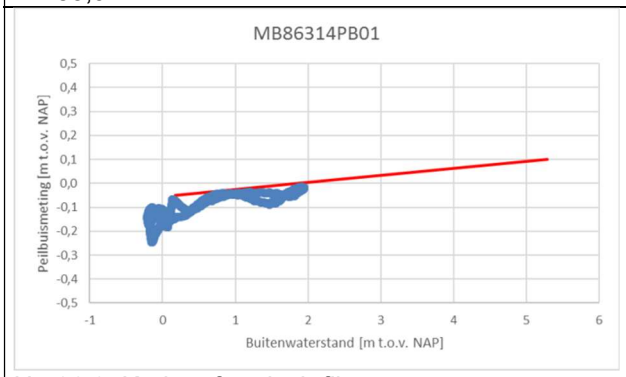
Hm85,9: Binnenteen - stijghoogtefilter



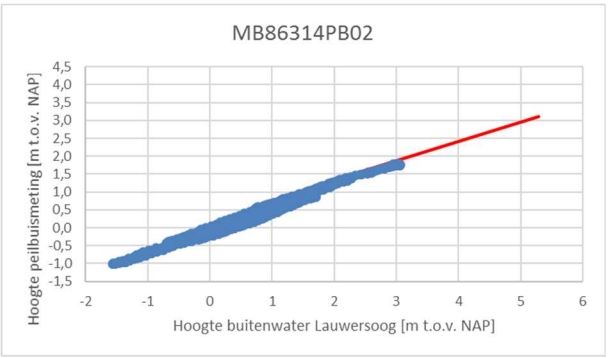
Hm85,9: Buitenteen – freatisch filter



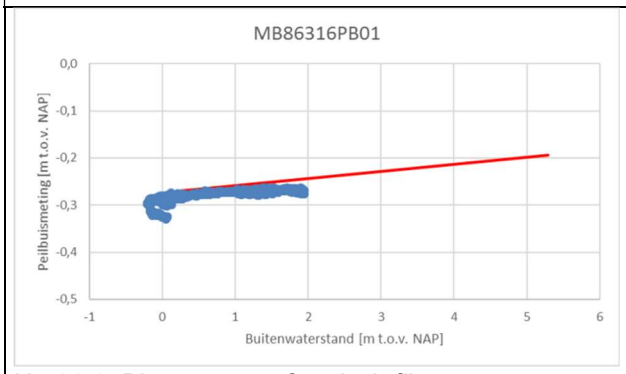
Hm85,9: Buitenteen - stijghoogtefilter



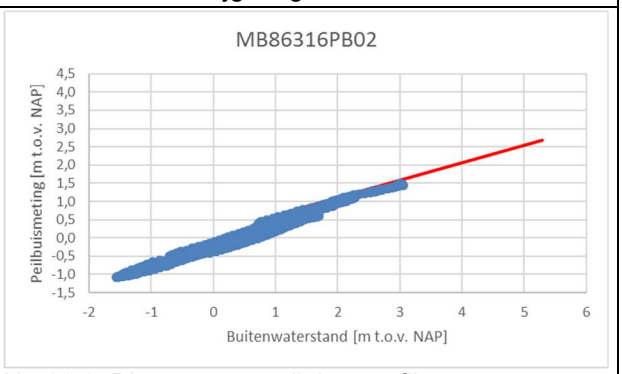
Hm86,3: Kruin – freatisch filter



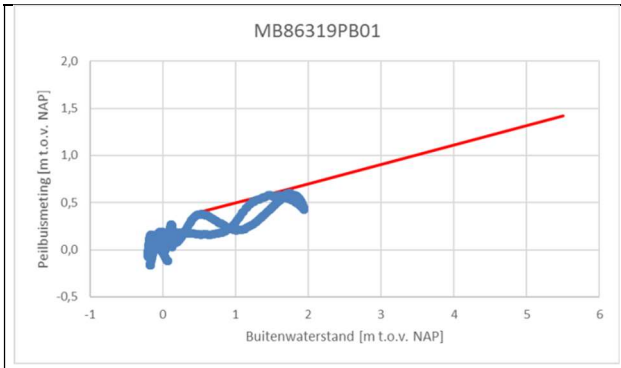
Hm86,3: Kruin - stijghoogtefilter



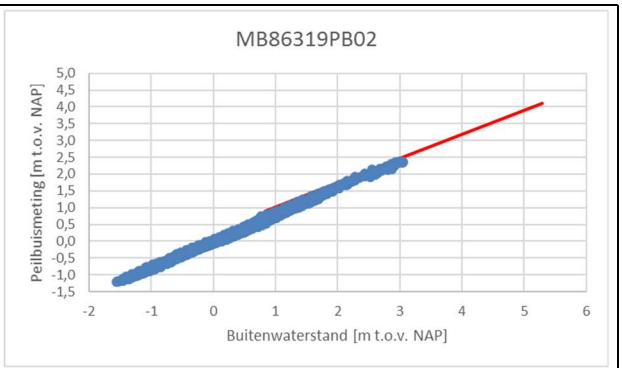
Hm86,3: Binnenteen – freatisch filter



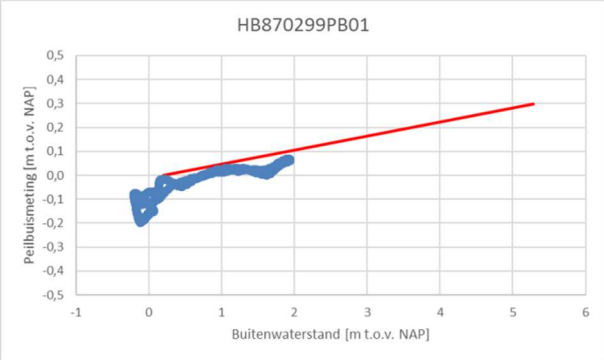
Hm86,3: Binnenteen - stijghoogtefilter



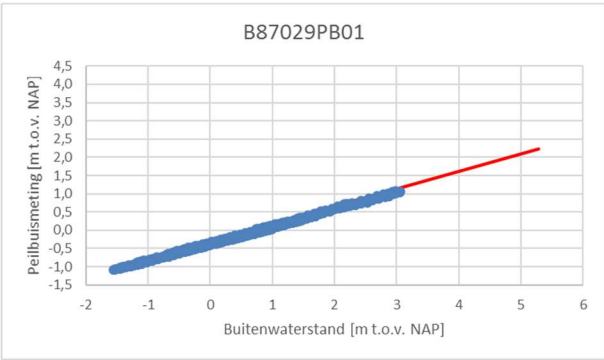
Hm86,3: Buitenteen – freatisch filter



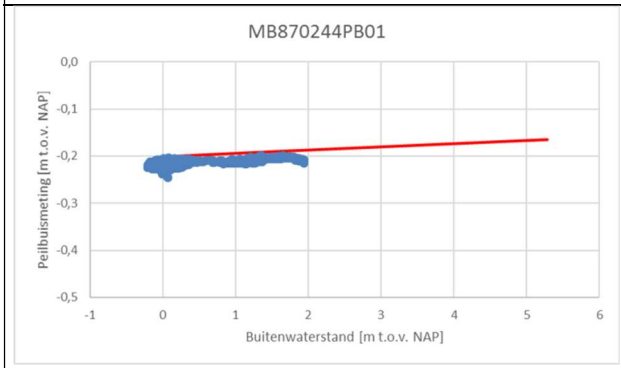
Hm86,3: Buitenteen stijghoogtefilter



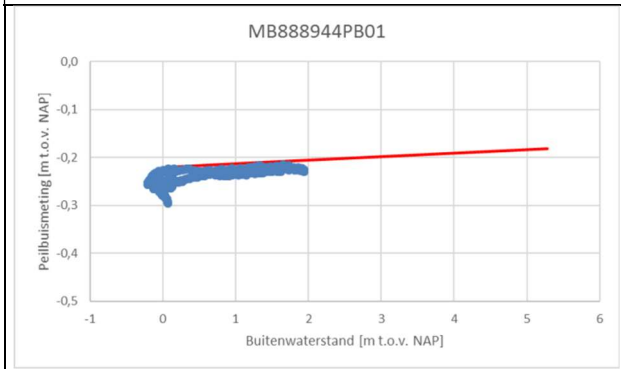
Hm87,0: Buitenteen – freatisch filter



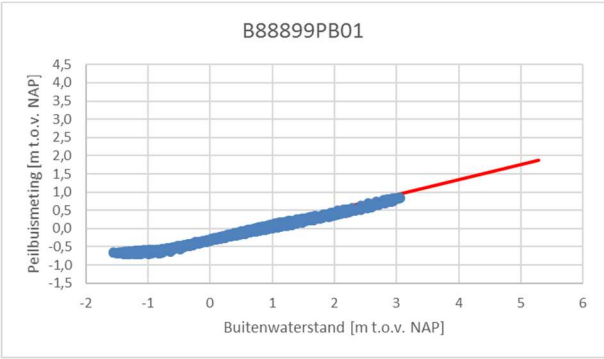
Hm87,0: Buitenteen - stijghoogtefilter



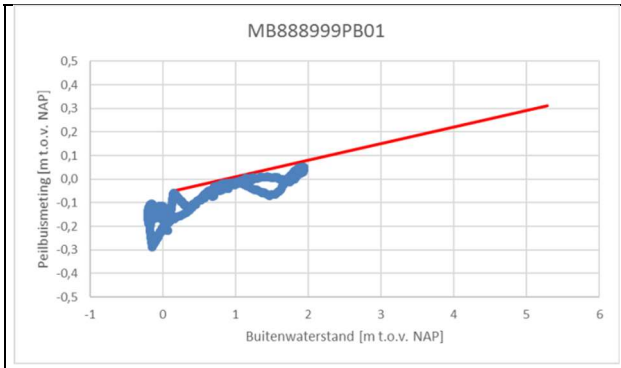
Hm87,0: Kruin – freatisch filter



Hm88,9: Kruin – freatisch filter



Hm88,9: Buitenteen - stijghoogtefilter



Hm88,9: Buitenteen – freatisch filter

Appendix G: Nieuwe beoordeling STBI/STBU/STPH

MEMO

Aan: Projectteam HWBP project Lauwersmeerdijk Vierhuizergat
Van: David Knops, Gerbert Pleijter, Clara Spoorenberg en Sander Post
Datum: 5 september 2019
Onderwerp: STBU STPH STBI LMD - Groningen

Inleiding

De Lauwersmeerdijk (normtraject 6-5) is gelegen langs de Waddenzee en valt zowel binnen het beheergebied van Wetterskip Fryslan en Waterschap Noorderzijlvest. Het deel van de Lauwersmeerdijk dat is gelegen in het beheergebied van Waterschap Noorderzijlvest staat geprogrammeerd op het HWBP programma als het project Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat. In 2018 is dit deel van de Lauwersmeerdijk beoordeeld met het WBI om de veiligheidsscope mee te bepalen [HKV,2018]. In deze beoordeling bleek dat de meeste vakken niet voldoen aan de eisen met betrekking tot het beoordelingsspoor macrostabiliteit buitenwaarts (STBU). Daarnaast voldoet het vak bij het Vierhuizergat niet aan de eisen voor piping (STPH) en het vak bij de binnenhaven van het Lauwersmeer niet voor binnenwaartse macrostabiliteit (STBI). Omdat ten tijde van de beoordeling geen informatie beschikbaar over de exacte ligging van de freatische lijn is, is een veilige ligging van de freatische lijn toegepast. Daarop zijn van oktober 2018 t/m april 2019 op 7 raaien peilbuismetingen uitgevoerd om inzicht te krijgen in de ligging van de freatische lijn. Met deze nieuwe hydrologische uitgangspunten zijn aanvullende stabiliteitsberekeningen uitgevoerd. Daarnaast zijn er peilbuizen geplaatst in de watervoerende zandlaag om de respons te meten. Hiermee is meer informatie verzameld om de beoordeling voor STPH aan te scherpen. Het maaiveld en het onderwatertalud zijn bepaald op basis van het recent ingewonnen DTM (maaiveld) en de lodingen (onderwatertalud). Dit memorandum beschrijft de resultaten van de herziene beoordeling voor STBU, STBI en STPH op basis van de nadere informatie.

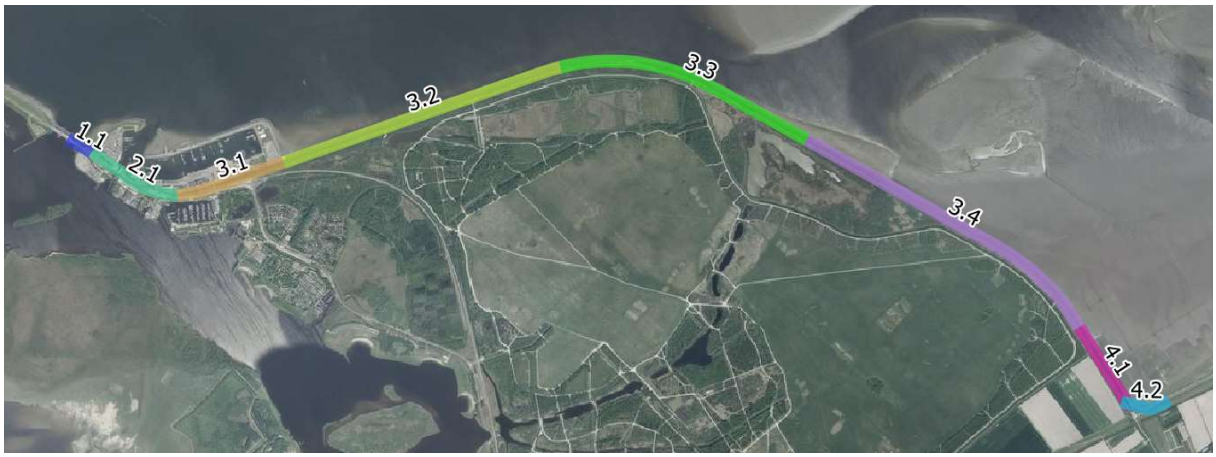
1 Buitenwaartse stabiliteit (STBU)

1.1 Beoordelingsresultaten 2018 Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat

De vakindeling van STBU is weergegeven in Tabel 3 en Figuur 1.

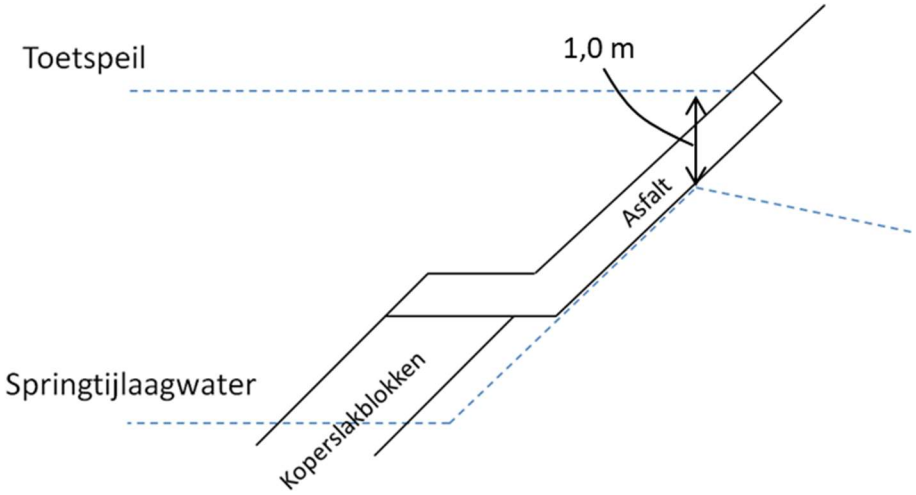
Tabel 1, Vakindeling STBU en bijbehorende geohydrologische meetraaien

Vak	Dijkpalen	Meetraai
1-1	90.9 - 90.8	Aanpassing op raai 88.9 (Cleveringsluis) obv expert inschatting
2-1	90.8 - 89.9	Aanpassing op raai 88.9 (Haven) obv expert inschatting
3-1	89.9 - 89.1	Aanpassing op raai 88.9 (Haven) obv expert inschatting
3-2	89.1 – 87.0	88.9
3-3	87.0 - 85.1	86.3 / 85.9
3-4	85.1 – 82.7	84.0 / 83.2
4-1	82.7 - 82.1	82.6
4-2	82.1 - 81.8	82.6

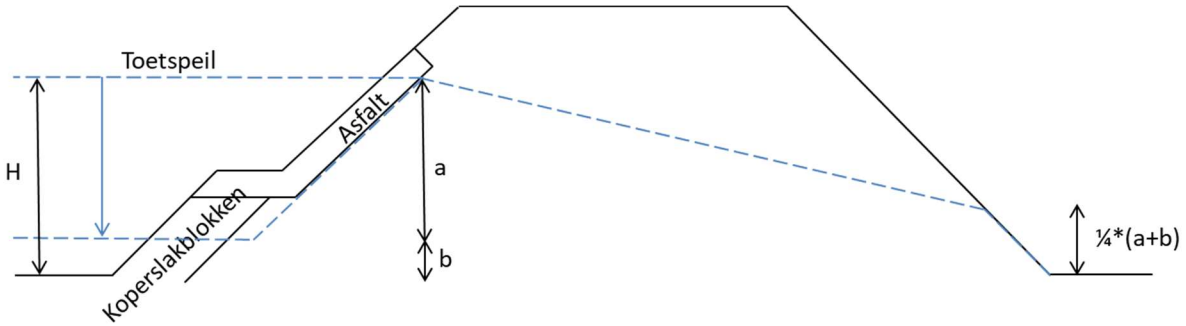


Figuur 1, vakindeling STBU

In de WBI-beoordeling is aangehouden dat de freatische lijn in de dijk bij een val na hoog water, 1 meter onder het toetspeil ligt (Figuur 2 en Tabel 2), dit is een gunstiger schematisering dan zoals standaard geschematiseerd o.b.v. de schematiseringshandleiding (Figuur 3). Gezien sprake is van een zanddijk is de standaard situatie uit de schematiseringshandleiding bij voorbaat als te conservatief ingeschat. De resultaten uit de WBI-beoordeling (schematisering conform Figuur 2) zijn weergegeven in Tabel 2.



Figuur 2, Standaard freatische lijn voor STBU zoals toegepast in de beoordeling in 2018



Figuur 3, Standaard freatische lijn voor STBU conform de schematiseringshandeleiding

- a = het verschil tussen MHW en springrij laagwater zijn a en b
- b = laagwater springtij – buitendijks maaiveld

- H = a + b

Tabel 2, STBU resultaat uit de WBI-beoordeling in 2018 (schematisering freatische lijn conform Figuur 2)

Vak	Niveau freatische lijn in de dijk na val [NAP+m]	Safety factor D-Geo Stability [-]
1-1	4.52	0.93
2-1	4.53	0.83
3-1	4.53	1.26
3-2	4.53	1.11
3-3	4.65	1.12
3-4	4.69	0.88
4-1	4.69	1.11
4-2	4.69	1.00

Bij de beoordeling in 2018 is van grof naar fijn gewerkt. Daarom is gekozen om het actieve deel van de glijvlakken een hoger volumiek gewicht mee te geven en het passieve deel van het glijvlak. Dit om zeker te zijn dat de goedgekeurde delen voldoen aan de gestelde eisen. Dit uitgangspunt is herzien bij voorliggende her-beoordeling. Nu wordt voor zowel het passieve als het actieve deel uitgegaan van het gemiddelde volumieke gewicht.

1.2 Peilbuismetingen en freatische lijn

De ligging van de raaien is weergegeven in Figuur 4. Welke peilbuisraaien in welke dijkvakken vallen is weergegeven in Tabel 1. De waterstanden bij de norm in Tabel 3 zijn bij de signaalwaarde (1/3.000 per jaar) en voor het zichtjaar 2075.

Tabel 3, Vakindeling STBU

Vak	Dijkpalen	Vakgrootte [m]	Waterstand bij de norm [NAP +m]	Toelichting
1-1	90.9 - 90.8	490	5.52	SOS segment 6027
2-1[1]	90.8 - 89.9	390	5.53	SOS segment 6026
3-1	89.9 - 89.1	800	5.53	SOS segment 6025; haven
3-2	89.1 – 87.0	2070	5.53	SOS segment 6025; ten oosten van haven, ten westen van Vierhuizergat
3-3	87.0 - 85.1	1910	5.65	SOS segment 6025; Vierhuizergat
3-4	85.1 – 82.7	2400	5.68	SOS segment 6025; Ten oosten van Vierhuizergat
4-1	82.7 - 82.1	600	5.69	SOS segment 6024;
4-2	82.1 - 81.8	280	5.69	SOS segment 6024; verandering geometrie t.o.v. 4.1

[1] De sluizen in vak 2-1 (tussen dijkpaal 90-5 tot 90-6) zijn als kunstwerk beschouwd.

Figuur 4, Locatie meetraaien

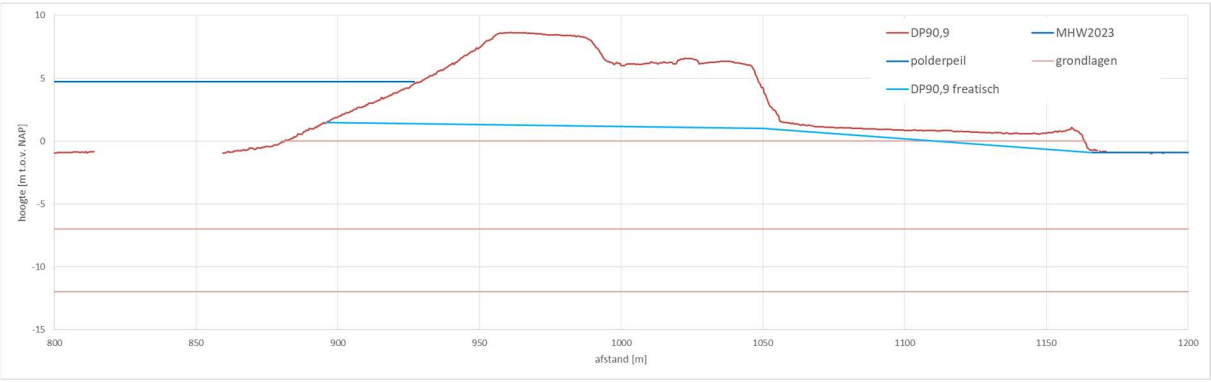
Voor de landelijke vakken (vak 3-2 tot 4-2) zijn de freatische lijnen herzien op basis van de peilbuismetingen. De totstandkoming van de freatische lijnen is beschreven in [RHDHV, 2019] en toegepast in de STBU berekeningen. In Tabel 4 is het nieuwe niveau van de freatische lijn in de dijk na val weergegeven. Bij de meetraaien 88.9, 84.0 en 83.2 is nauwelijks sprake van een respons op het buitenwater omdat sprake is van een ondoorlatende dijkbekleding, voorlanden en de ondergrond/binnenteen van de dijk goed draineert. Bij de meetraaien 86.3 en 85.9 ligt het Vierhuizergat waardoor geen sprake is voorlanden. Hierdoor is sprake van makkelijker instroom en dus een sterkere respons op het buitenwater. Bij meetraai 82.5 is wel sprake van voorlanden, maar is waarschijnlijk sprake van een mindere drainerende werking van de ondergrond die een hogere ligging van de freatisch lijn verklaart.

Tabel 4, Resultaat voor het het basis scenario van de freatische lijn, voor de landelijke dijken

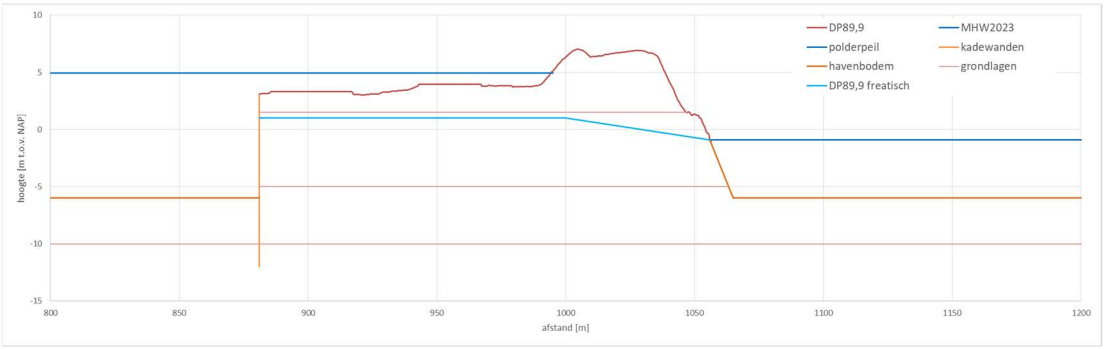
Vak	Meetraai	Niveau freatische lijn in de dijk na val [NAP+m]
3-2	88.9	0.27
3-3 (Vierhuizergat)	86.3 / 85.9	1.41/1.42
3-4	84.0 / 83.2	0.26/-0.07
4-1	82.5	1.46
4-2	82.5	1.46

Freatische lijn van de dijken in de haven

In de haven van Lauwersoog zijn drie vakken beschreven, 1-1, 2-1 en 3-1. Omdat ter plaatse van deze vakken geen peilbuismetingen gedaan zijn, is de freatische lijn opgesteld op basis van een redeneerlijn met de metingen van raai 88.9 als basis [RHDHV, 2019]. De resulterende freatische lijn voor vak 1-1 (ter plaatse van de Cleverlingesluis) is weergegeven in Figuur 5. De freatische lijn voor de vakken 2-1 en 3-1 (haven Lauwersoog) zijn weergegeven in Figuur 6.



Figuur 5, Schematisering freatische lijn ter plaatse van vak 1-1



Figuur 6, Schematisering freatische lijn ter plaatse van vak 2-1 en 3-1

Aanvullende scenario's

Als gevolg van extra neerslag, golfoploop en modelonzekerheden zijn in de geohydrologische uitgangspuntennotitie [RHDHV, 2019] enkele scenario's beschreven die resulteren in een hogere freatische lijn. Verhoging van de freatische lijn door neerslag en/of golfoploop is weergegeven als scenario #1, verhoging door modelonzekerheden is weergegeven als scenario #2. Per meetraai is het resulterende niveau van de freatische lijn in de dijk weergegeven in Tabel 5. Voor vak 2-1 is rekening gehouden met een extra (derde) scenario waar de freatische lijn ligt op het maaiveld en uittreedt ter plaatse van de buitenteen.

Tabel 5, Niveau freatische lijn voor de verschillende scenario's

Meetraai [-]	Niveau freatische lijn in de dijk na val [NAP+m] (2075)		
	Basis scenario	**Scenario 1**	**Scenario 2**
88.9	0.27	0.77	1.27
86.3	1.41	1.91	2.41
85.9	1.42	1.92	2.42
84.0	0.26	0.76	1.26
83.2	-0.07	0.43	0.93
82.5	1.46	1.96	2.46

1.3 Aanscherping beoordeling STBU

Overzicht uitgangspunten

Tabel 6 beschrijft de belangrijkste uitgangspunten die specifiek gelden voor STBU. De sterkte van de ondergrond is onveranderd t.o.v. de beoordeling in 2018 en uitvoerig beschreven in HKV [2018].

Tabel 6, Overzicht uitgangspunten huidige beoordeling en beoordeling uit 2018

Uitgangspunt	Beoordeling 2018	Herziene beoordeling	Toelichting
Freatische lijn	1 m lager dan standaard in TRWD en schematiseringshandleiding	Op basis van peilbuizen	Data uit peilbuizen beschikbaar gekomen
Volumiek gewicht	Hoog volumiek voor actief deel, laag volumiek gewicht voor passief deel	Altijd gemiddeld volumiek gewicht	Realistisch i.p.v. grof naar fijn
Glijvlak	Falen bij open liggen van de zandkern	Falen bij open liggen van de zandkern	Uitgangspunt niet aangepast
Verkeersbelasting	6 kN/m^2 op buitentalud	6 kN/m^2 op buitentalud	Uitgangspunt niet aangepast

Resultaten en scenario's

De freatische lijn op basis van de peilbuisanalyse is als input gebruikt voor de herziene STBU berekeningen. De buitenwaartse stabiliteit is in beeld gebracht voor het basis scenario (reguliere freatische lijn) als voor de freatische lijnen met de verhoogde ligging (scenario 1, 2 en 3). De resulterende stabiliteitsfactoren voor STBU zijn weergegeven in Tabel 7 (landelijke dijk) en in Tabel 8 (haven Lauwersoog).

De berekende veiligheidsfactoren zijn significant hoger dan de veiligheidsfactoren in de beoordeling uit 2018. De laagste veiligheidsfactor van 1,17 is ter plaatste van het Vierhuizergat. Door de aanwezigheid van de getijdengeul (het Vierhuizergat) direct bij de teen van de dijk de gevonden veiligheidsfactor lager dan voor de omliggende dijvakken.

Tabel 7, Resultaten voor de landelijke dijken (vak 3-2 tot 4-2)

Vak	Meetraai [-]	Safety factor D-Geo Stability [-]		
		Basis scenario	**Scenario 1**	**Scenario 2**
3-2	88.9	1.40	1.37	1.28
3-3 (Vierhuizergat)	86.3 / 85.9	1.17/1.17	1.15/1.15	1.12/1.12
3-4	84.0 / 83.2	1.39/1.39	1.33/1.39	1.29/1.31
4-1	82.5	1.44	1.44	1.44
4-2	82.5	1.32	1.32	1.32

Tabel 8, Resultaten voor de dijken in de haven (vak 1-1 tot 3-1)

Vak	Safety factor D-Geo Stability [-]			
	Basis scenario	**Scenario 1**	**Scenario 2**	**Scenario 3**
1-1 (Cleveringsluis)	1.13	1.13	1.13	-
2-1	0.90	0.90	0.90	0.90
3-1	1.40	1.40	1.40	-

1.4 Veiligheidsopgave STBU

De opgave wordt bepaald door de safety factor, volgend uit de D-Geo Stability sommen. In het geval dat deze safety factor groter is dan 1,11, wordt voldaan aan de ondergrens en is er geen opgave.

De resultaten zijn weergegeven in Tabel 9. Om de resultaten enigszins te duiden is onderscheid gemaakt in drie klassen

- Voldoet niet: een veiligheidsfactor lager dan 1,11;
- Voldoet ruim: een veiligheidsfactor hoger dan 1,15
- Voldoet net: een veiligheidsfactor tussen de 1,11 en 1,15

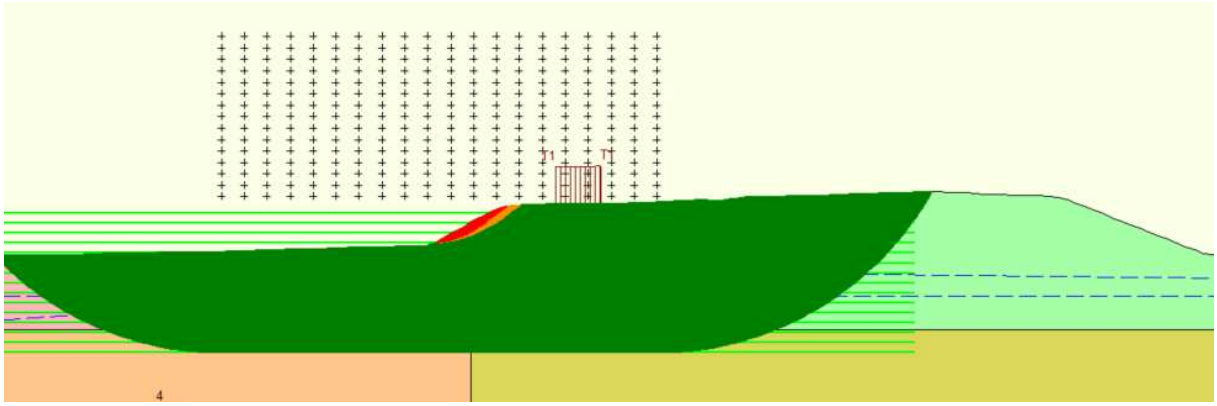
De analyse laat zien dat de freatische lijn voor de meeste vakken dusdanig laag komt te liggen dat ruim wordt voldaan aan de gestelde eisen. Voor deze vakken is het dan ook minder waarschijnlijk dat kleine geometrische veranderingen of veranderingen van de freatische lijn leiden tot een ander veiligheidsoordeel. De vakken die net niet voldoen aan de eis zijn gevoeliger voor kleine geometrische wijzigingen (bijv. een steiler buitentalud of verandering van de locatie van de berm) of een andere ligging van het freatisch vlak.

Vak 2-1 is het enige vak waar sprake is van een veiligheidsfactor lager dan 1,11. Zelfs als de freatische lijn lager ligt dan het maaiveld is sprake van een veiligheidsfactor die lager is dan 1,0. Dit betekent dat volgens het model zelf onder dagelijkse omstandigheden sprake kan zijn van een afschuiving. Voor vak 2-1 geldt daarom dat (Figuur 7):

- De huidige situatie is sterker dan in het model is geschematiseerd. Extra sterkte door verhardingen bij de buitenteen zijn bijvoorbeeld niet meegenomen en voor de schuifspanning is gerekend met een karakteristieke waarden i.p.v. een gemiddelde waarde. Daarnaast zou het veiligheidsoordeel aangescherpt kunnen worden op basis van de restbreedte benadering (er is sprake van een brede kruin) of door de conditionele kans voor STBU scherper te stellen dan 10 % (er is sprake van een hoog voorland, daarom leidt niet elke volgende storm direct tot falen).
- We raden aan de buitenwaartse stabiliteit wel mee te verkennen voor vak 2-1. In het westelijke deel van de haven van Lauwersoog is sprake is van een steil buitentalud (van orde 1V:2H). Ondanks dat de gevonden stabiliteitsfactor nu te laag is, blijft dit een situatie waar de buitenwaartse stabiliteit een aandachtspunt is. Gezien de bekleding op het buitentalud is opgenomen in het HWBP projecten raden we aan maatregelen voor STBU op te nemen in het ontwerp. Met een aantal kleine maatregelen (lichte verflauwing of aanbrengen van een kleine teen) kan de veiligheidssituatie voor STBU al verbeterd worden. Alleen als oplossingen voor STBU leiden tot hoge kosten en/of niet inpasbaar zijn raden we aan aanscherping van het veiligheidsoordeel te overwegen.

Tabel 9, Eindoordelen STBU

Vak	Safety factor maatgevende scenario	Oordeel
1-1	1.13	Voldoet net
2-1	0.90	Voldoet niet
3-1	1.40	Voldoet ruim
3-2	1.28	Voldoet ruim
3-3	1.12	Voldoet net
3-4	1.29	Voldoet ruim
4-1	1.44	Voldoet ruim
4-2	1.32	Voldoet



Figuur 7, Safety overview van dijkvak 2-1. Rood = veiligheidsfactoren kleiner dan 1, oranje = veiligheidsfactoren tussen 1 en 1,11 en groen = veiligheidsfactor groter dan 1,11 (voldoet aan ondergrens).

1.5 Doorkijk naar kansrijke oplossingen voor STBU

In het ontwerp moet in acht worden genomen dat mogelijke bouwstenen geen negatief effect hebben op het veiligheidsoordeel voor STBU. In het beschreven veiligheidsoordeel is bijvoorbeeld rekening gehouden met een ondoorlatende (asfalt) bekleding op het buitentalud. Bij een nieuwe bekleding op het buitentalud (die eventueel minder ondoorlatend is) dient het effect op de freatische lijn en daarmee de invloed op het oordeel voor STBU expliciet beschouwd te worden. Bij de vakken die ruim voldoen is meer speelruimte aanwezig voordat sprake is van een veiligheidsopgave voor STBU.

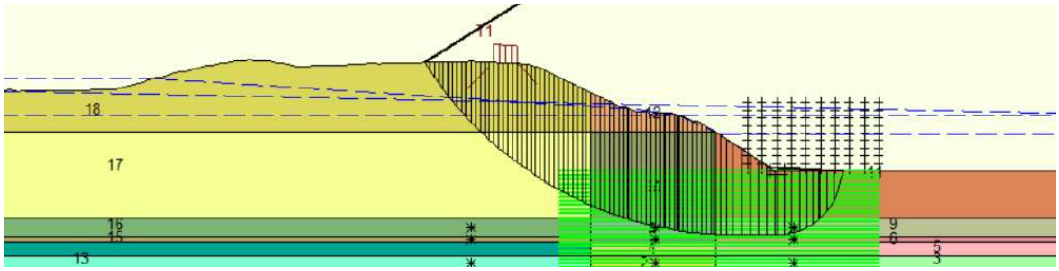
Indien als gevolg van wijzigingen in de doorlatendheid toch een opgave voor STBU ontstaat merken we op dat in de haven meer mogelijkheden zijn het oordeel aan te scherpen of het makkelijker is een oplossing te realiseren dan bij de landelijke dijk. Door het hoge voorland en de brede kruin is de Lauwersmeerdijk in de haven tijdens een volgende storm minder kwetsbaar voor golfslag. Bij de landelijke dijk is tijdens een volgende storm sneller sprake van falen. Mogelijke oplossingen voor STBU zijn bij de landelijke dijk mogelijk omvangrijker door het ontbreken van een hoog voorland (haventerrein) en lastiger realiseerbaar omdat sprake is van een Natura2000 gebied. Het dijkvak bij het Vierhuizergat is hierin extra uitdagend omdat een getijdengeul direct voor de teen van dijk ligt.

2 Binnenwaartse stabiliteit (STBI)

2.1 Uitgangspunten beoordeling STBI

Bij de binnenhaven van het Lauwersmeer is lokaal sprake van een steil binnentalud dat nagenoeg direct doorloopt tot de bodem van de binnenhaven van het Lauwersmeer. Bij gebrek aan metingen of geotechnisch onderzoek over de sterkte is:

- Uit gegaan van de ondergrens van de ongedraineerde sterkte voor klei (S-waarde);
- De freatische lijn geschematiseerd op basis van het TRWD;



Figuur 8 Resultaat van de WBI-beoordeling voor STBI, dijkvak binnenhaven Lauwersmeerdijk. SF = 1,02

In het afgelopen jaar is geotechnisch onderzoek naar de ongedraineerde sterkte van de klei beschikbaar gekomen en zijn peilbuismetingen geplaatst. Op basis van deze inzichten zijn bovenstaande twee uitgangspunten aangepast en zijn de analyses herzien.

Ongedraineerde schuifsterkte

In voorliggende analyse wordt uitgegaan van een ongedraineerde schuifsterkte van S = 0,25 in plaats van S = 0,22.

- De klei op de naastgelegen HWBP projecten Lauwersmeerdijk (in het beheergebied van Wetterskip) en van Koehool - Lauwersmeer heeft een sterkte van S = 0,25;

- Analyses naar de ongedrianeerde schuifsterkte in heel Nederlands laten een hogere schuifsterkte zien dan de ondergrens van S = 0,22. Gezien de klei in de kustregio zandig van aard is, is het aannemelijk dat hier ook sprake is van een hogere sterkte.
- In de analyse is uitgegaan van de default waarde van de POP. Dit betekent dat de schematisatie nog steeds veilig van aard is. Er wordt dus geen sterkte toegekend die in werkelijkheid niet aanwezig is.

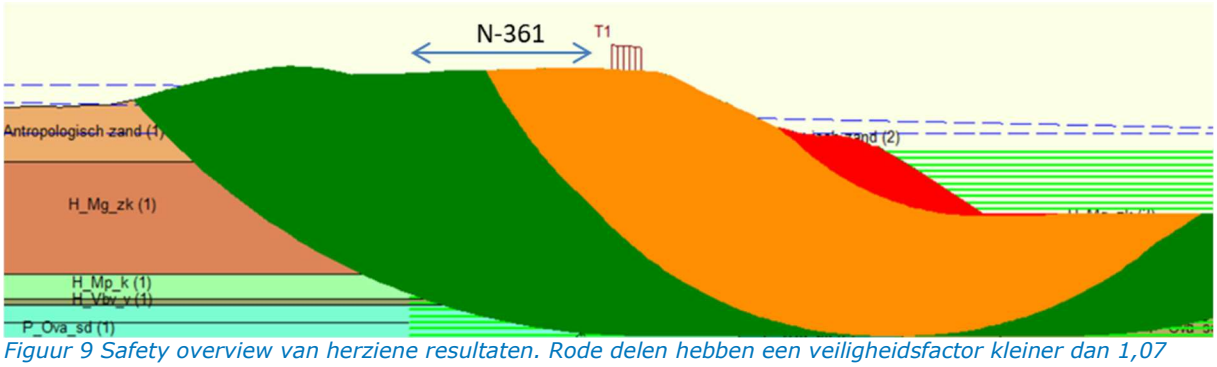
Op basis van bovenstaande punten is het realitische een hogere sterkte voor de klei te hanteren zonder dat specifiek onderzoek naar de sterkte van de klei is uitgevoerd.

Freatische lijn

Op basis van de inzichten uit de peilbuizen en verkennende MSeep (zie analyse over interpretatie van de peilbuizen) berekeningen is een expert inschatting gemaakt van de freatische lijn. Gegeven de draineerde werking van het Lauwersmeer aan de binnenzijde en de zandige ondergrond is de freatische lijn lineair geschematiseerd tussen MHW en het Lauwersmeer peil.

2.2 Herziene beoordeling STBI binnenhaven Lauwersmeer

In Figuur 9 is het resultaat van de beoordeling weergegeven voor het zichtjaar 2075 als een Safety Overview. Hierin is te zien dat op het binnentalud sprake kan zijn van kleine afschuivingen. Dit wordt veroorzaakt door het steile binnentalud vanaf de waterlijn van het Lauwersmeer naar de bodem van de binnenhaven. Deze glijvlakken leiden niet tot verlies van het waterkerend vermogen van de waterkering, maar zijn wel relevant omdat over de waterkering een belangrijke verbindingsroute voor hulpdiensten loopt (de N-361). De beschikbaarheid van deze route is belangrijk tijdens extreme omstandigheden.



Figuur 9 Safety overview van herziene resultaten. Rode delen hebben een veiligheidsfactor kleiner dan 1,07 (faalkans groter dan 1/10.000 per jaar), oranje delen hebben een veiligheidsfactor kleiner dan 1,20 (faalkans groter dan 1/245.000 per jaar – faalkanseis op doorsnede niveau). Groene delen hebben een veiligheidsfactor groter dan 1,20 (faalkans kleiner dan 1/245.000 per jaar – faalkanseis op doorsnede niveau).

De beoordeling wordt daarom uitgevoerd op basis van zonering:

- De faalkanseis op doorsnede niveau is relevant voor glijvlakken die leiden tot verlies van het waterkerend vermogen. De doorsnede-eis voor STBI behorend bij de maximaal toelaatbare overstromingskans (1/1.000 per jaar) is gelijk aan 1/245.000 per jaar.
- Vanwege de belangrijke functie van de N-weg moet de kans deze beschadigd raakt, kleiner zijn dan 1/10.000 per jaar. Deze kans is een factor 10 kleiner dan de maximaal toelaatbare overstromingskans (van 1/1.000 per jaar), maar minder streng dan de faalkanseis op doorsnede niveau voor STBI.

De veiligheidsfactoren die hoort bij het eerstgenoemde criteria van de doorsnede eis is gelijk aan 1,20 (schadefactor van 1,08 en modelfactor voor Bisshop van 1,11). De als tweede genoemde

zoneringseis voor de bereikbaarheid van de N-weg leidt tot een veiligheidsfactor van 1,07 (schadefactor van 0,97 en modelfactor voor Bisshop van 1,11). Figuur 9 laat zien dat glijvlakken die door de kruin gaan een grotere veiligheidsfactor hebben dan 1,20 (zie groene delen in Figuur 9). Dit betekent dat de waterkering voldoet aan de gestelde eis wat betreft waterkerend vermogen. Daarnaast is te zien dat glijvlakken met een veiligheidsfactor van 1,07 of lager niet door de N-361 op de hoge binnenberm gaan. Dit betekent dat ook wordt voldaan aan de eisen met betrekking tot de bereikbaarheid van de N-weg.

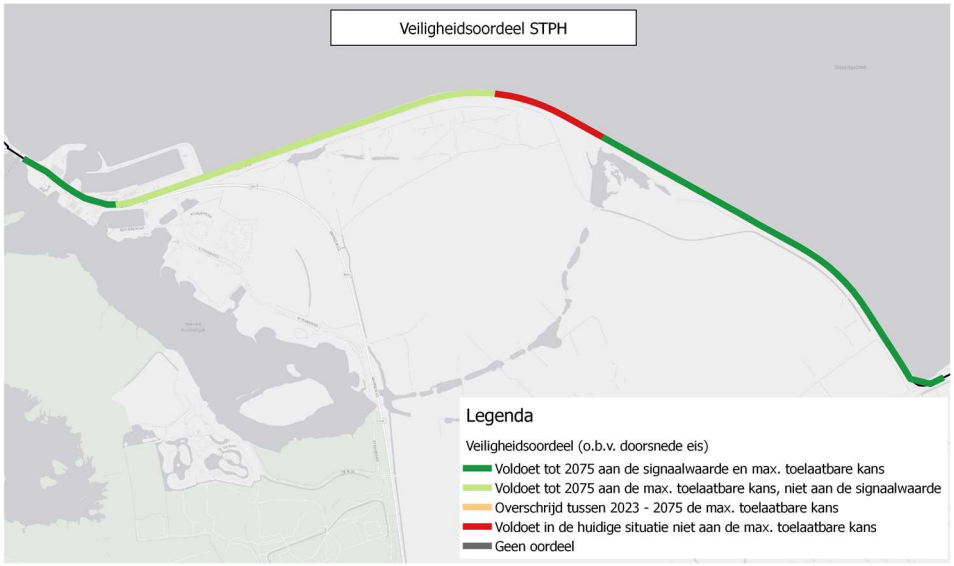
2.3 Advies voor scope STBI

Binnenwaartse macrostabiliteit voldoet aan de eisen en behoort niet tot de scope van het HWBP project Lauwersmeerdijk - Vierhuizergat.

3 Piping (STPH)

3.1 Beoordelingsresultaten 2018 Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat

In de beoordeling van de Lauwersmeerdijk (traject 6.5) voldoet een vak (vak 3.3) ter hoogte van het Vierhuizergat niet aan de gestelde eisen voor STPH. De berekende faalkans conform de WBI beoordeling is 1/14.319 jaar (zichtjaar). De gestelde eis voor 2023 is echter 1/235.000 (signaalwaarde). Een overzicht van de toetsingsresultaten is weergegeven in Figuur 10. Een overzicht van het maatgevende vak 3.3 is opgenomen in Figuur 11.



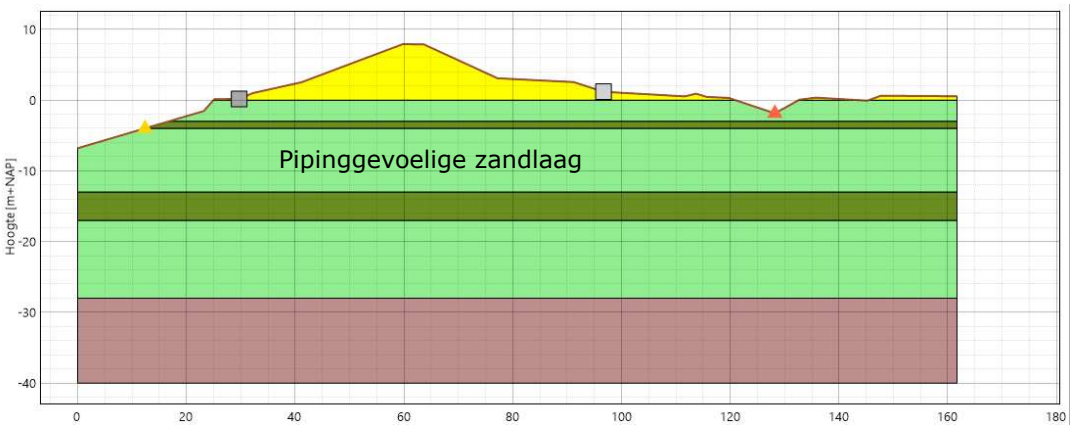
Figuur 10 Resultaten WBI-beoordeling

Figuur 11 Locatie vak Vierhuizergat

Locatiebeschrijving

In Figuur 12 is de schematisering conform de WBI-beoordeling weergegeven. Het betreft een dijk met binnenberm en een kwelsloot aan de binnenzijde van de dijk. Het buitentalud loopt door de aanwezigheid van een getijdegeul door tot een diepte van NAP -10 m. Deze geometrie is nagenoeg constant over een afstand van ongeveer 300 meter. De getijdegeul loopt over een langere afstand dicht langs de dijk, maar enkel over een afstand van 300m ligt de teensloot dicht bij de binnenteen van de dijk. Hier ligt het uittredepunt dus verder landinwaarts. De maatgevende ondergrondsopbouw is weergegeven in Figuur 12, waarin ook specifiek de pipinggevoelige zandlaag aangegeven is.

Voor deze casus liggen dus het ongunstigste intredepunt (vanwege de ligging van de getijdengeul 'het Vierhuizergat'), de ongunstige ligging van de kwelsloot (vlak achter de dijk, zie ook Figuur 14) en een piping gevoelige ondergrondsopbouw allemaal op dezelfde locatie.



Figuur 12 Schematisering vak 3.3 (WBI-Beoordeling)

WBI-beoordeling

De WBI-beoordeling heeft geresulteerd in een faalkans van 1/14.319 (zichtjaar 2023). Het maatgevende deelmechanisme voor dit vak is terugschrijdende erosie. Bij terugschrijdende erosie wordt er een kritiek verval bepaald, welke een maat is voor de weerstand tegen piping. Dit kritieke verval wordt getoetst aan een optredend verval, dat een resultaat is van de waterstand bij de norm minus het polderpeil en een reductiefactor. Voor de bepaling van het kritieke verval is een Sellmeijer berekening uitgevoerd.

De in de WBI-beoordeling gebruikte invoerparameters voor terugschrijdende erosie zijn opgenomen in Tabel 10. Ook de resultaten van de beoordeling zijn in deze tabel weergegeven. De gebruikte invoer is het resultaat van een verwachtingswaarde die door middel van een

variatiecoëfficiënt of standaard afwijking leidt tot een rekenwaarde. De rekenwaardes zijn ook weergegeven in Tabel 10. Het resultaat van de WBI-beoordeling is weergegeven in Tabel 11.

Tabel 10 Invoer WBI-beoordeling terugschrijdende erosie

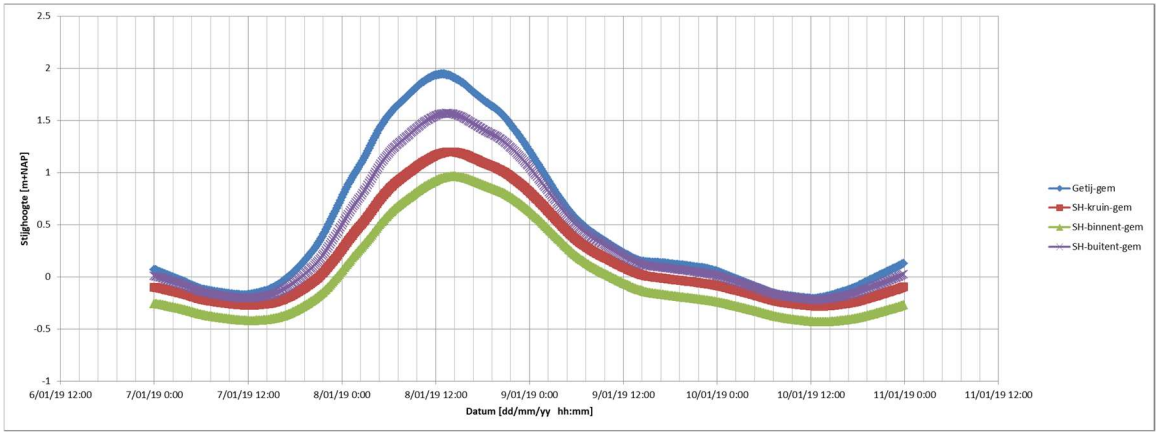
Parameter:	Invoer	Resulterende rekenwaarde
Maatgevende waterstand [m+NAP]	5.03	5.03
Polderpeil [m+NAP]	-1.6 (Std. Af. = 0.1)	-1.764
Kwelweglengte [m]	115.8 (VC = 0.1)	97.79
Deklaagdikte uittredepunt [m]	2.13 Std. Af. = 0.5)	1.42
Dikte watervoerend pakket [m]	9 (Std. Af. = 0.5)	9.85
Doorlatendheid aquifer [m/s]	0.0000120 (VC = 0.25)	0.000175
D_{70} watervoerende zandlaag [m]	0.000161 (VC = 0.1)	0.000131
Verzadigd gewicht deklaag [kN/m^3]	19.83 (Std. Af. = 0.9, Versch. = 10)	18.42

Tabel 11 Resultaat WBI-Beoordeling

Kritiek verval [m]	6.27
Optredend verval [m]	6.37
Veiligheidsfactor [-]	0.985
Faalkans [1/jaar]	1/14.319
Eis [1/jaar]	1/235.000
Oordeel	Voldoet niet

3.2 Peilbuismetingen/analyse

Om meer inzicht te krijgen in de doorlatendheid en piping gevoeligheid van de ondergrond is van oktober 2018 t/m april 2019 een raai peilbuizen geplaatst ter hoogte van hier Vierhuizergat. Op basis van de respons in de watervoerende lagen is in beeld gebracht of opbarsten reëel is en of de aangenomen doorlatendheden reëel zijn. De peilbuisanalyse is beschreven in het rapport: *Resultaten peilbuisanalyses Vierhuizergat* [RHDHV, 2019]. De analyse laat zien dat er sprake is van een relatief hoge respons van de stijghoogte in de pipinggevoelige zandlaag op de buitenwaterstand (50% - 75%), zie Figuur 13. Daarnaast is er sprake van een klein faseverschil tussen de piek waterstand in het buitenwater, de buitenteen, de kruin en de binnenteen. Op basis van deze resultaten is aangenomen dat drukopbouw aan de binnenteen mogelijk is. Opbarsten en/of piping kan daarmee op voorhand niet worden uitgesloten.



Figuur 13 Resultaat analyse van de peilbuismetingen

3.3 Aanscherping beoordeling

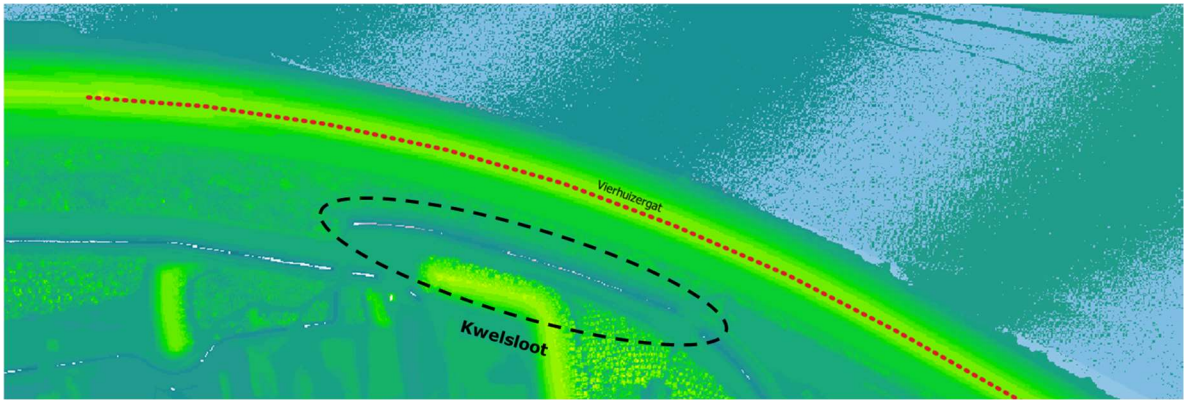
In de aanscherping van de beoordeling is onderzocht of de standaard invoerwaardes van de spreiding aangescherpt kunnen worden. Onderzocht is of de default spreidingen die in Ringtoets gehanteerd worden, leiden tot een reële spreiding van de parameters of dat deze te conservatief zijn. In deze afweging is aanscherping van de volgende parameters onderzocht:

- De kwelweglengte
- Dikte watervoerende zandlaag
- Dikte deklaag
- Het polderpeil

De mogelijke aanscherping wordt per parameter bepaald door gedetailleerd te kijken naar de geometrie van het dijkprofiel en het geotechnische lengteprofiel.

Kwelweglente

Voor de aanscherping van de kwelweglengte is gekeken naar de geometrie van het dijkprofiel. In Figuur 14 is te zien dat achter de kering een duidelijke kwelsloot ligt. De kwelsloot is relatief diep ten opzichte van de omgeving, hierdoor kan met redelijke zekerheid worden aangenomen dat het opbarstpunt in de sloot ontstaat. Daarnaast wordt het intredepunt begrenst door de buitenteen van de waterkering. Bij toepassing van de default standaarddeviatie coëfficiënt van 10% op de kwelweglengte, wordt een rekenwaarde verkregen welke fysiek onmogelijk is en dus conservatief is. Daarom is gekozen om een kleinere onzekerheid toe te passen. De variatiecoëfficiënt is gereduceerd met een factor 3, de verwachtingswaarde is constant gehouden. Daarmee is de rekenwaarde van de kwelweglengte ongeveer gelijk aan de fysiek minimaal mogelijke kwelweglengte.



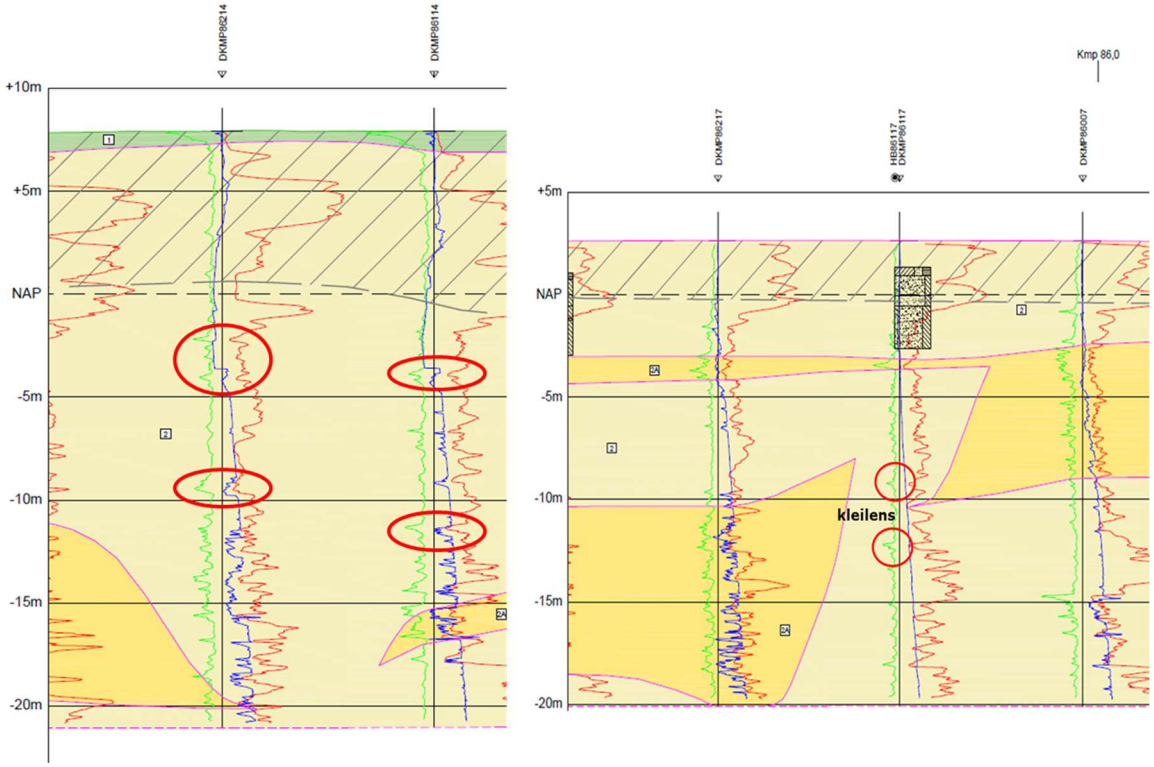
Figuur 14 Hoogteligging maaiveld

Dikte watervoerende zandlaag

De dikte van de watervoerende zandlaag is in de schematisering, zoals gebruikt in de WBI-beoordeling, aangenomen op 9m met een standaard afwijking van 0,5. Op de exacte locatie van de pipinggevoelige doorsnede (Kmp 86.2) is gedetailleerder naar het geotechnisch lengteprofiel (GTL) gekeken. Uit beschouwing van het GTL blijkt dat mogelijk kleilenzen aanwezig zijn die niet als kleilaag in het GTL zijn weergegeven. We beschouwen twee mogelijkheden:

1. De kleilenzen zijn niet aanwezig. In dit geval is alleen bij de binnen- en buitenteen sprake van een kleilaag. Hierdoor is geen sprake van een doorlopende kleilaag en kan piping (terugschreidende erosie) niet optreden.
2. De mogelijke kleilenzen zijn aanwezig (zichtbaar als een uitslag in het wrijvingsgetal en de conusweerstand). De kleilens is aanwezig onder de kruin op ongeveer dezelfde diepte als dat bij de binnen- en buiteneen sprake is van een kleilaag op ongeveer NAP-4,0m (voor binnenteen zie Figuur 15, buitenteen is niet weergegeven). Hierdoor ontstaat een piping gevoelige situatie. De dikte van de deklaag wordt daarnaast begrenst door de kleilenzen op ongeveer NAP-10,0 m. De dikte van de watervoerende zandlaag ligt met kleilenzen tussen de 5,0 en 7,0 m. Voor de verwachtingswaarde is daarom 6m gehanteerd met een standaarddeviatie van 0,5m.

Als de kleilenzen aanwezig zijn is piping niet mogelijk. In dat geval wordt de kans op piping bepaald door een andere doorsnede dan nu beschouwd. Hier ligt de sloot verder landinwaarts (zie Figuur 14) of is de dikte van het dekpakket groter dan 4,0 m (of beide). De kans op piping is voor deze locaties voldoende klein of piping is helemaal niet mogelijk. In het vervolg van deze beoordeling wordt daarom aangenomen dat wel sprake is van kleilaagjes.



Figuur 15 Geotechnisch lengteprofiel voor Kmp 86.2 tot 86.0 (rechterfiguur is de kruin, links is de binnenteen)

Dikte deklaag

De deklaagdikte is in de WBI-beoordeling aangehouden op 2,13 m met een default standaardafwijking van 0,5. In het GTL is te zien dat een dikte van 2,13 al de dunste deklaag is, die uit het GTL naar voren komt. Om aanvullend ook nog een standaarddeviatie van 0,5 te hanteren is als te conservatief beschouwd. Gekozen is om de standaarddeviatie te reduceren naar 0,2 (variatie van 10%). Hierdoor wordt de rekenwaarde van de deklaagdikte 1,81 m.

Polderpeil

Het polderpeil is het peil in de kwelsloot. Het polderpeil werkt als een tegenwerkende kracht tegen terugschrijdende erosie. In de WBI-beoordeling is een polderpeil van NAP -1,6 m aangehouden met een standaardafwijking van 0,1m. Dit resulteert in een rekenwaarde van NAP -1.76 m. Aangezien het streefpeil gelijk is aan NAP -1,6 m, is het te conservatief om aan te nemen dat het werkelijke peil tijdens een maatgevend hoogwater lager is. Het is immers aannemelijk dat tijdens maatgevende omstandigheden het kwelslootpeil stijgt tot boven streefpeil omdat sprake is van kwelwater en neerslag. Echter is het niet bekend hoe het peil in de kwelsloot precies reageert op hoogwater. In de aanscherping wordt voor het polderpeil daarom NAP -1,6 m aangehouden (streefpeil) met een standaard afwijking van 0.

3.4 Aanscherping beoordeling STPH

In Tabel 12 zijn de aangescherpte parameters weergegeven als sprake is van kleilenzen. De resultaten na aanscherping zijn weergegeven in Tabel 13. In deze tabel is het resultaat ook vergeleken met de benodigde faalkanseis op doorsnede niveau. Omdat deze analyse plaatsvindt tijdens de verkenning van het HWBP project Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat is de minimale eis in 2023 gelijk aan de signaalwaarde (immers als in 2023 niet aan de signaalwaarde wordt voldaan, behoort STPH tot de scope van het HWBP project). Voor 2075 wordt getoetst aan de ondergrenswaarde. Dit is de ontwerpeis bij een levensduur van 50 jaar.

Tabel 12 Aangescherpte parameters

Parameter:	Invoer WBI-beoordeling	Resulterende rekenwaarde	Invoer na aanscherping	Resulterende rekenwaarde
Polderpeil [m+NAP]	-1.6 (Std. Af. = 0.1)	-1.764	-1.6 (Std. Af. = 0)	-1.6
Kwelweglengte [m]	115.8 (VC = 0.1)	97.79	115.8 (VC = 0.033)	109.6
Dikte watervoerend pakket [m]	9 (Std. Af. = 0.5)	9.85	6 (Std. Af. = 0.5)	6.86
Deklaagdikte uittredepunt [m]	2.13 (Std. Af. = 0.5)	1.42	2.13 (Std. Af. = 0.2)	1.81

Tabel 13 Resultaat STPH na aanscherping

	WBI-beoordeling (2023)	Resultaat na aanscherping (2023)	Resultaat na aanscherping (2075)
Kritiek verval [m]	6.27	7.61	7.61
Optredend verval [m]	6.37	6.08	6.35
Veiligheidsfactor [-]	0.985	1.25	1.20
Faalkans [1/jaar]	1/14.319	1/236.154	1/28.087
Eis [1/jaar]	1/235.000	1/235.000	1/78.000
Oordeel	Voldoet niet	Voldoet	Voldoet niet

Uit Tabel 13 blijkt dat er net wordt voldaan aan de eis voor het zichtjaar 2023 als sprake is van de kleilenzen in Figuur 15, maar dat niet wordt voldaan aan de eis voor het zichtjaar 2075 (ondergrens). Het is daarom waarschijnlijk dat de signaalwaarde voor deze doorsnede in de nabije toekomst (2023 – 2030) wordt overschreden.

3.5 Advies voor scope STPH

In de aanscherping van de beoordeling van STPH is aangetoond dat in 2023 wordt voldaan aan de signaalwaarde, zelfs in het ongunstige geval als kleilenzen aanwezig zijn. Daarmee vervalt de noodzaak om STPH op te nemen in de scope van het HWBP project.

Op het moment van schrijven staat de relevantie van piping in getijdegebieden ter discussie. Mede daarom wordt onderzoek uitgevoerd om het mechanisme faalmechanisme piping beter te begrijpen (bijv. in het AllRisk onderzoeksprogramma, i.h.k.v. het BOI en de POV Piping). Daarnaast wordt op dit moment de beoordeling uitgevoerd op basis van een semi-probabilistische aanpak. In 80% van de gevallen is deze probabilistische aanpak gunstiger is dan de huidige semi probabilistische aanpak. Gezien de ondergrondsopbouw van de LMD bij het VHG (relatief lange kwelweg en dunne watervoerende laag) het aannemelijk is te veronderstellen dat de kans op basis van een probabilistische aanpak afneemt. Als laatste kan het waterschap verkennen het polderpeil lokaal op te zetten om de faalkans te laten afnemen.

Gezien (1) experts verwachten dat STPH niet relevant is (zie ook KPR review) voor deze dijkstrekking, (2) aanvullend onderzoek wordt verricht om het faalmechanisme STPH beter te begrijpen en (3) geen noodzaak is om te versterken (er wordt op dit moment voldaan aan de signaalwaarde), (4) een probabilistische beoordeling zeer waarschijnlijk leidt tot een lagere faalkans en (5) opzetten van het polderpeil tot boven het reguliere streefpeil nog verkend kan worden door het waterschap, wordt geadviseerd om het faalmechanisme STPH niet in de scope op te nemen. Op basis van de bovenstaande vijf punten is voor het waterschap voldoende perspectief aanwezig om in de toekomst te kunnen onderbouwen dat STPH aan de faalkanseis voldoet.

4 Referenties

[RHDHV, 2019] Resultaten peilbuisanalyses Vierhuizergat. Clara Spoorenberg, 9 september 2019. Kenmerk: BG3034-RHD-ZZ-XX-NT-Z-0003

[HKV, 2018] Veiligheidsbeoordeling Lauwersmeerdijk. HKV, september 2018. Kenmerk: PR3524.40

Appendix H: Aanscherping hydraulische belastingen en onderbouwing keuze overslagdebiet

Waterschap Noorderzijlvest

Aanscherping ontwerpopgave Dijkversterking Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat

Vaststelling van de hydraulische belastingen en onderbouwing van het kritisch overslagdebiet voor het HWBP project Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat naar aanleiding van de review HWBP en Deltares

Definitief V3.0

Auteur(s)
Bert de Wolff
Sander Post
Gerbert Pleijter
Vincent Vuik

Februari 2019

Inhoud

1. Inleiding 4
1.1. Projectachtergrond 4
1.2. Stand van zaken: Verkenningsfase HWBP Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat 5
1.3. Review HWBP, Deltares en expertteam 7
1.4. Doel van deze memo en leeswijzer 9
2. Hydraulische belastingen Lauwersmeerdijk - Vierhuizergat 10
2.1. Verhoging HBN bij kmp 83.5 10
2.2. Golfsteilheden 12
2.3. Invloed van morfologische veranderingen op de hydraulische belastingen 19
2.4. Indicatieve impact op de kosten 20
2.5. Conclusies hydraulische belastingen 21
3. Kritische overslagdebiet 22
3.1. Aanleiding 22
3.2. Huidige waterkering en type overgangen 23
3.3. Uitgevoerde gevoeligheidsanalyses kruinhoogte 25
3.4. Interactie met andere faalmechanismen 28
3.5. Indicatieve impact op de ontwerpkosten 29
3.6. Conclusie 30
4. Samenvatting 33
4.1. Hydraulische belastingen 33
4.2. Kritiek overslagdebiet 33
4.3. Voorstel ontwerphoogte landelijke dijk 34
5. Referenties 36
Bijlage A: Nadere beschouwing invloed overslagdebiet op geotechnische faalmechanismen 38
Bijlage B: Nadere onderzoek variaties in het HBN 39
Bijlage C: Review Deltares op de variantennota 40
Bijlage D: Notulen gesprek review op variantennota 41
Bijlage E: Kosteninschatting alternatieven 42
Bijlage F: verslag expertsessie 20 januari 2020 43

1. Inleiding

1.1. Projectachtergrond

Normtraject 6-5 is gelegen langs de Waddenzee en meer specifiek ten noorden van het Lauwersmeer. De dijk werd in 1969 aangelegd om de Lauwerszee af te dammen. Het westelijk deel van de Lauwersmeerdijk valt binnen het beheergebied van Wetterskip Fryslân en loopt tot aan de Cleveringsluizen. Het oostelijk deel valt binnen het beheergebied van waterschap Noorderzijlvest (NZV). Binnen het traject van Noorderzijlvest zijn twee kunstwerken in de Lauwersmeerdijk aanwezig; de Cleveringsluizen en de Robbengatsluis. Direct ten oosten van de Cleveringsluizen ligt de haven van Lauwersoog. De ligging van het traject is weergegeven in Figuur 1.

Figuur 1: Normtraject 6-5 (oranje lijn). Het HWBP Project Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat loopt van kmp 91,0 t/m kmp 82,0

Het HWBP-project Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat bestaat uit de versterking van dijktraject 6-5 in het beheergebied van Waterschap Noorderzijlvest met een opgave vanuit de 3e toetsronde, waarin de asfaltbekleding (AGK en AWO) is afgekeurd (NZV [2010]). In de WBI-beoordeling (NZV [2018] en HKV [2018]) is tevens aangetoond dat de faalmechanismen zetsteenbekleding (ZST) en grasbekleding (GEKB en GEBU) traject dekkend niet voldoen aan de eisen uit de Waterwet. De kunstwerken voldoen wel aan de eisen uit de Waterwet. Wel wordt aanbevolen de bekledingen bij de Cleveringsluis te vervangen (NZV [2018] en Van Bree [2019]).
Momenteel bevindt het project zich in de verkenningsfase. Het doel van deze verkenning is om het voorkeursalternatief (VKA) vast te stellen voor de dijkversterking het dijktraject.

Royal HaskoningDHV en HKV hebben op 21-12-2018 opdracht gekregen om de Verkenningsfase af te ronden en te begeleiden tot de keuze van een Voorkeursalternatief (VKA). De Verkenningsfase wordt conform de HWBP-werkwijze uitgevoerd. In het ontwerpproces van de verkenningsfase wordt gewerkt van grof naar fijn om te komen tot een VKA.
De verkenningsfase is daarom ingedeeld in de volgende deelfasen:

- Opstartfase: Kennismaken, analyseren en uitgangspunten vaststellen
- Inventariseren en selecteren kansrijke bouwstenen (zeef 0)
- Selectie oplossingen en samenstellen kansrijke alternatieven (zeef 1)
- Uitwerken kansrijke alternatieven en selecteren voorkeursoplossing (zeef 2)

Bij de start van de verkenningsfase is de geotechnische opgave nader onderzocht. Op basis van geohydrologisch onderzoek is de opgave voor de geotechnische sporen macrostabiliteit buitenwaarts (STBU), macrostabiliteit binnenwaarts (STBI) en piping (STPH) bijgesteld (RHDHV & HKV [2019]) naar voldoende. De ontwerpopgave voor de huidige verkenningsfase betreft daarom alleen de faalmechanismen op het buitentalud (ZST, AGK, AWO en GEBU) en de opgave aan de grasbekleding op het binnentalud (GEKB en GABI). Inmiddels kan de verkenningsfase van het project bijna kan worden afgerond en start spoedig de planuitwerkingsfase. Er is gekozen om vanaf deze fase in bouwteamverband te werken.

1.2. Stand van zaken: Verkenningsfase HWBP Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat

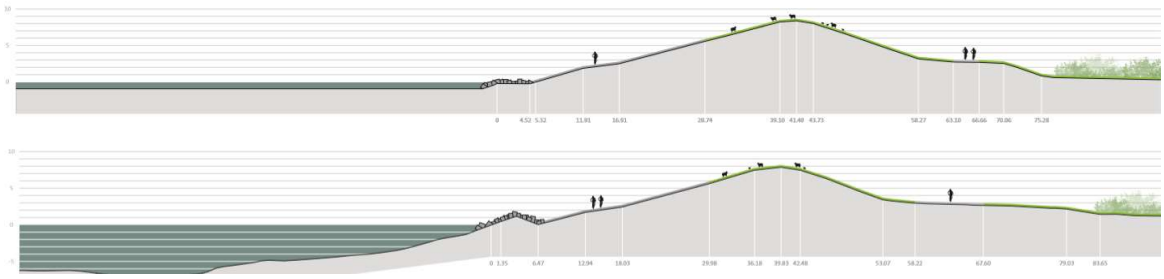
Inmiddels bevindt het project zich in de fase “uitwerken kansrijke alternatieven en selecteren voorkeursalternatief (VKA)”. Vanwege de sterke afwijkende geometrie en versterkingsopgave is al vroeg in de verkenningsfase besloten om een knip te leggen tussen het haventraject (dp89.0 tot dp91.0) en het landelijke dijk traject (dp82.0 tot dp89.0). Er is dus toegewerkt naar een voorkeursalternatief voor het haventraject en een voorkeursalternatief voor het landelijke dijk traject.

Binnen het haventraject varieert de dijkgeometrie en het voorland (het haventerrein) sterk. In het westelijke gedeelte is de kruin breed, relatief laag en ligt de provinciale weg op de kruin van de dijk, meer oostelijk wordt een echte dijk zichtbaar. Hier ligt de provinciale weg achter de kruin van de dijk. Door deze verschillen in geometrie varieert de hoogte-opgave binnen dit traject ook sterk. In het oostelijk gedeelte is er geen kruinhoogte-tekort terwijl in het westelijke gedeelte juist wel een kruinhoogte-tekort is, lokaal zelfs meer dan 2 m. Door deze grote verschillen zal het versterken van de havendijk sowieso vragen om maatwerk. Figuur 2 toont de twee verschillende kenmerkende dwarsprofielen van de havendijk.

Figuur 2: kenmerkende dwarsprofielen haventraject; (westelijk deel figuur boven en oostelijk deel figuur onder). Het oostelijk deel kent geen hoogteopgave maar alleen een bekledingsopgave)

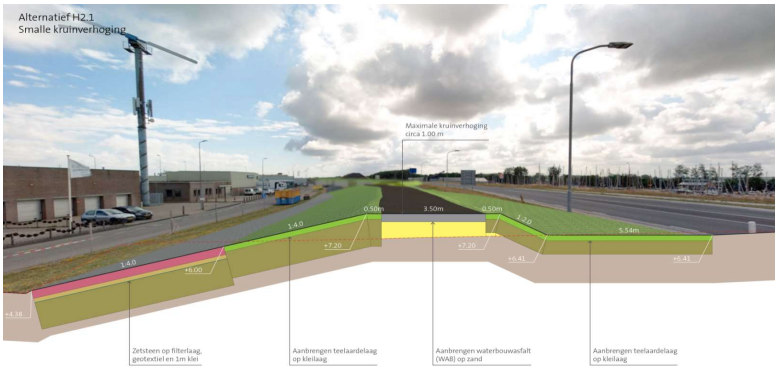
De dijkgeometrie van het landelijke dijktraject is een stuk uniformer. Het betreft een zanddijk met een klei- en grasbekleding. Het buitentalud van de dijk is verder bekleed met steenzettingen en asfalt. Boven de teen van de dijk liggen koperslakblokken met een 1:3,5 helling. Vanaf circa NAP+2m ligt een smalle berm van asfalt. De asfaltbekleding loopt door op het boventalud tot circa NAP+6m Boven de asfaltbekleding ligt een strook betonblokken en klinkers, waarna de grasbekleding begint. De kruinhoogte ligt in het westen op circa NAP+8,5m en loopt richting het

oosten af tot circa NAP+7,0m. De kruin en het binnentalud zijn bekleed met gras. Over een deel van het traject (dp85.7 - dp87.1) ligt een diepe getijdegeul (Vierhuizergat) recht voor de dijk. Deze getijdegeul is in 2012 met spoed gefixeerd met een staalslakbestorting om de stabiliteit van de dijk te garanderen. In het uiterste oosten van het dijktraject ligt een kwelder voor de dijk. Figuur 3 toont twee verschillende kenmerkende dwarsprofielen van de landelijke dijk.



Figuur 3: Kenmerkende dwarsprofielen deeltraject Landelijke dijk (onder: locatie Vierhuizergat)

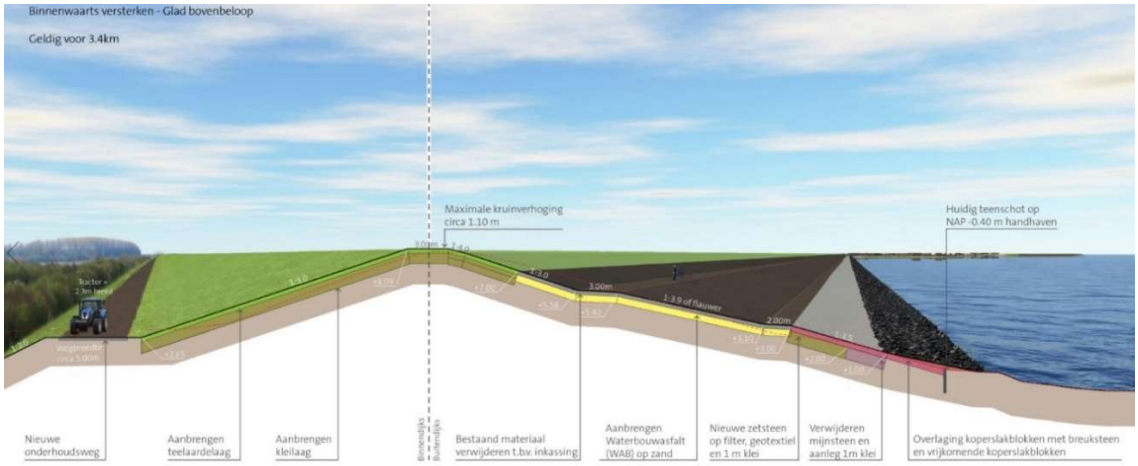
Voor de havendijk zijn na zeef 1 (van mogelijke alternatieven naar kansrijke alternatieven) en zeef 2 (van kansrijke alternatieven naar selectie VKA) nog twee alternatieven overgebleven. Hierbij dient opgemerkt te worden dat bij beide alternatieven lokaal maatwerk nodig is. Bij het eerste alternatief wordt het buitentalud binnen profiel verflauwd en de dijk over een smalle breedte in grond verhoogd. In Figuur 4 is een dwarsprofiel van dit alternatief weergegeven. Bij het tweede alternatief wordt wederom het buitentalud van de dijk binnen profiel verhoogd en wordt een smalle berm ingekast, waar direct achter deze berm een verticale wand wordt geplaatst. In Figuur 5 is een dwarsprofiel van dit alternatief weergegeven.



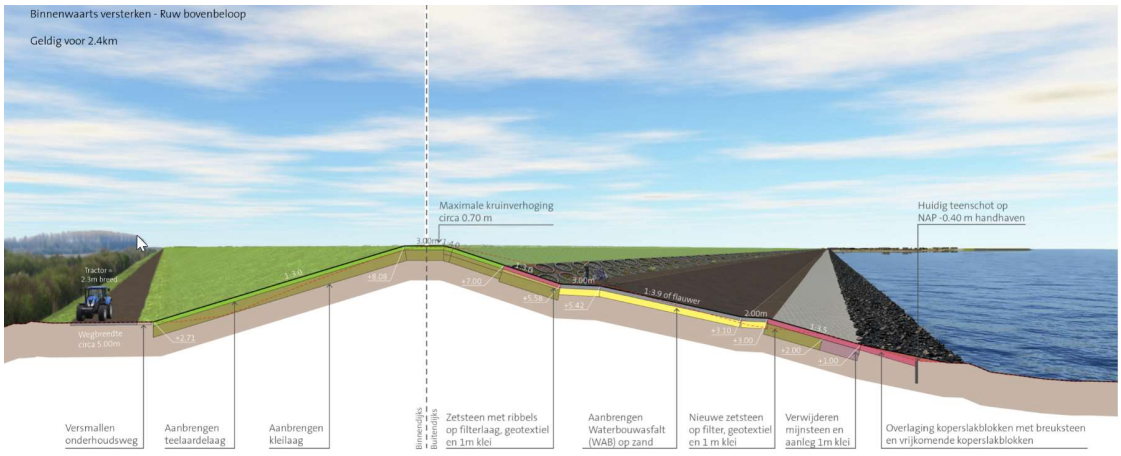
Figuur 4: Kansrijk alternatief havendijk H2.1 (smalle kruinverhoging)

Figuur 5: Kansrijk alternatief havendijk H5.1 (verticale wand binnen profiel)

Voor het landelijke dijktraject zijn na het toepassen van de twee zeefmomenten nog twee alternatieven overgebleven. Bij beide alternatieven wordt de bekleding op het buitentalud versterkt, waarbij wel het huidige buitentalud grotendeels behouden zal blijven. De dijk wordt, waar dat nodig is, in binnenwaartse richting verhoogd en uitgebreid. Het verschil tussen beide alternatieven zit in de dijkbekleding van het boventalud; bij het eerste alternatief is gekozen voor een gladde bekleding (bijvoorbeeld asfalt) en bij het tweede alternatief is gekozen voor een ruwe bekleding (bijvoorbeeld zetsteen met ribbels). Door de toepassing van ruwheid op het boventalud wordt de hoogte-opgave met circa 40-50cm verminderd. De alternatieven zijn weergegeven in Figuur 6 en Figuur 7.



Figuur 6: Kansrijk alternatief landelijke dijk (Binnenwaarts met glad bovenbeloop)



Figuur 7: Kansrijk alternatief landelijke dijk (Binnenwaarts met ruw bovenbeloop)

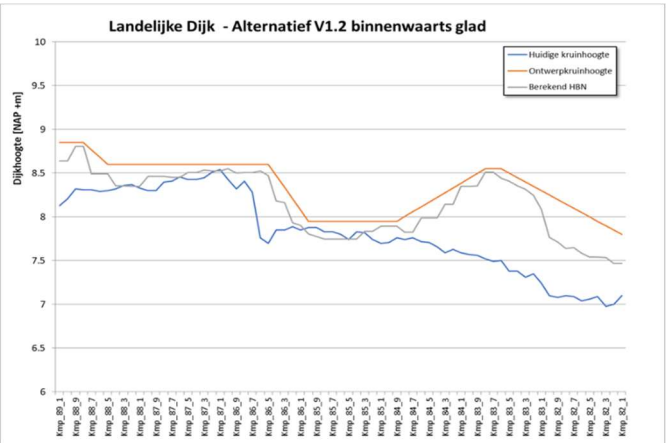
1.3. Review HWBP, Deltares en expertteam

De tussenstand van de verkenningsfase is gerapporteerd in een variantennota (RHDHV/HKV [2019b]). Deze variantennota had het specifieke doel om inschrijvende partijen (in het kader van de diensten- en werkenaanbesteding voor de planuitwerkingsfase) inzicht te geven in de stand van zaken van het ontwerpproces en het verwachte uitwerkingsniveau van het VKA. Het waterschap Noorderzijlvest heeft in de verkenningsfase de belangrijkste documenten continu laten reviewen door Deltares en derhalve is ook de variantennota door Deltares gereviewd.

Deze review is op 18 november 2019 opgeleverd naar het waterschap (Mark Klein Breteler, kenmerk 11204781-002-HYE-0001). Aansluitend is de review in aanwezigheid van de projectbegeleider van het HWBP besproken op 26 november 2019. In de review oordeelt Deltares dat de rapportage een duidelijk beeld geeft van het proces dat heeft geleid tot de gekozen varianten. Daarin zijn de uitgangspunten, zoals geformuleerd in de Technische uitgangspuntennotitie (RHDHV/HKV [2019a]) goed opgevolgd en is het in overeenstemming met OI-2014. Echter wordt ook gezamenlijk geconcludeerd dat een aantal zaken nadere bestudering behoeven.
De volgende zaken zijn de afgelopen tijd onderzocht:

1. Het verloop van het berekende hydraulisch belastingsniveau (HBN) langs het landelijke deel van de Lauwersmeerdijk wijkt sterk af van het verloop van de huidige kruinhoogte (zie Figuur 8) en komt niet geheel overeen met het ontwerpersgevoel. Zo valt de hoge piek op bij dijkpaal 83.5, terwijl de golfbelasting hier zeer schuin invalt (hoek van inval tot 70graden). Daarnaast is bij dijkpaal 89.0 sprake van een opvallende hoge piek (HBN circa NAP+8,8m), hier grenst de dijk aan het haventerrein en is een grote kruinverhoging moeilijk inpasbaar.
2. De golfsteilheid is over het algemeen erg hoog. Dit geldt zowel voor de golfhoogte in het illustratiepunt van de HBN-berekeningen als de golfbelastingen voor bekledingen. In de review van Deltares en het HWBP (november 2019) wordt geadviseerd om in het ontwerp uit te gaan van reële ontwerpbelastingen (golfsteilheden).
3. De bias-correctie die onderdeel is van de gedefinieerde modelonzekerheden op de golfhoogte en -periode is met omgekeerd teken in de WBI2017 databases opgenomen [RWS WVL, 4 september 2019].
4. De modelonzekerheden in de golfhoogte en periode zijn in het WBI2017 onafhankelijk verondersteld. Nader onderzoek heeft uitgewezen dat de correlatie tussen beide modelonzekerheden ongeveer 37% bedraagt (Smale [2019]). In de variantennota is het effect van deze correlatie nog niet meegenomen.
5. De diepe getijdengeulen direct voor de Lauwersmeerdijk hebben significante invloed op de berekende hydraulische belastingen. Daarom is in kaart gebracht hoe morfologische veranderingen van de geulen en platen het HBN beïnvloeden.
6. De onderbouwing van het gekozen golfoverslagdebiet is nog onvolledig. Zo was het golfoverslagdebiet slechts beperkt probabilistisch beschouwd.

In deze memo wordt voor elk van bovenstaande punten een (nieuw) ontwerpuitgangspunt onderbouwd. De ontwerpkruinhoogte (conform variantennota) voor het alternatief Binnenwaarts glad is weergegeven in Figuur 8.



Figuur 8: Verloop van het HBN (grijze lijn), ontwerpkruinhoogte (oranje lijn) en huidige kruinhoogte (blauwe lijn) op het Landelijke deel van de Lauwersmeerdijk voor kansrijk alternatief binnenwaard glad.

Op 13 januari 2020 is de conceptversie van deze memo (met onderliggende bijlagen) ter beoordeling voor gelegd aan een team van experts. Op 20 januari 2020 zijn tijdens een expertsessie de stukken doorgenomen en is er consensus ontstaan over de te hanteren ontwerpuitgangspunten. De in de expertsessie geformuleerde adviezen zijn verwerkt in deze definitieve versie.

1.4. Doel van deze memo en leeswijzer

In voorliggende memo worden de belangrijkste reviewpunten conform hoofdstuk 1.3 in hoofdlijnen en samenvattend behandeld. Daarbij worden voorstellen gedaan voor (nieuwe) ontwerpuitgangspunten voor de dijkversterking.

Deze memo heeft tot doel de hydraulische ontwerpuitgangspunten nader te onderbouwen zodat er een sobere en doelmatige set ontwerpuitgangspunten wordt gekozen. Deze ontwerpuitgangspunten zullen worden vastgelegd in de Technische Uitgangspuntennotitie (TUN versie 4.0). De TUN 4.0 vormt de basis voor het te kiezen VKA en zal ook de basis gaan vormen voor de uitwerken van het VKA tot een definitief ontwerp (DO) in de planuitwerkingsfase.

De keuze voor uitgangspunten worden in deze memo gemotiveerd;

- In hoofdstuk 2 wordt de keuze voor de toe te passen hydraulische randvoorwaarden voor ontwerpspoor hoogte (bepaling HBN) en bekleding vastgesteld. Hiervoor zijn golfrandvoorwaarden geverifieerd aan eerder uitgevoerde SWAN berekeningen.
- In hoofdstuk 3 wordt de keuze voor het toe te passen golfoverslagdebiet voor de twee trajecten Landelijke dijk en Haven onderbouwd. (zie hoofdstuk 2)
- In hoofdstuk 4 worden de gekozen uitgangspunten kort herhaald en wordt de uiteindelijke pontwerpopgave voor toetsspoor hoogte bepaald.

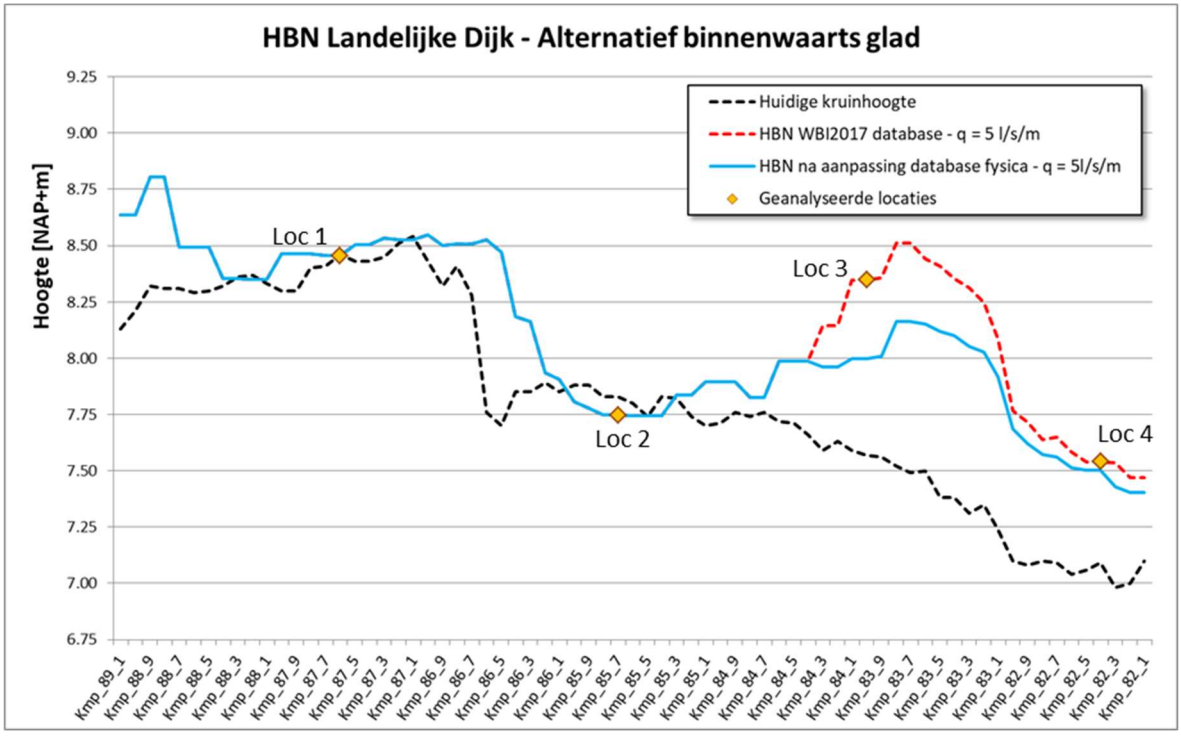
2. Hydraulische belastingen Lauwersmeerdijk - Vierhuizergat

2.1. Verhoging HBN bij kmp 83.5

De hydraulische belastingen zijn voor het HWBP project Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat afgeleid op basis van de WBI2017-database. In deze database zijn de SWAN-resultaten opgenomen zoals deze voor WTI2011 zijn afgeleid. Bij analyse van de resultaten viel op dat het HBN nabij de kaap van de Lauwersmeerdijk sterk afneemt (zie het verschil tussen Loc 1 en Loc 2 in Figuur 9). Meer naar het oosten neemt het HBN weer toe terwijl de golven nog steeds schuin invallen (zie Loc 3 in Figuur 9). Daarnaast valt de piek in het HBN bij dijkpaal 89.0 op. Bij de analyse van deze SWAN-gegevens en database fysica viel het volgende op (zie voor een uitvoerige onderbouwing Bijlage B):

- Voor het samenstellen van de WTI2011 database (die in WBI2017 nog ongewijzigd wordt toegepast) zijn verschillende SWAN-modellen gebruikt: het zogenaamde G3-model voor de oostelijke Waddenzee en het G4-model voor het centrale deel van de Waddenzee. De knip tussen deze twee modellen ligt toevalligerwijs precies in normtraject 6-5 en resulteert in een hoger HBN oostelijk van dijkpaal 83.5. In het G3-model is refractielimitering ingevoerd om de golfmetingen in de Oostelijke Waddenzee beter te kunnen benaderen met de SWAN berekeningen. De knip tussen de modellen is destijds gelegd op RD-coördinaat x=215.000 m.
- Tussen de dijkpalen 84. 0 en 83.5 zit een onjuistheid in het waterstandsveld dat gebruikt is voor de SWAN berekeningen voor de windrichting 300 graden t.o.v. noord. Door deze onjuistheid zijn hoge golven aan relatief lage waterstanden in de database toegewezen. Hierdoor wordt het HBN overschat.

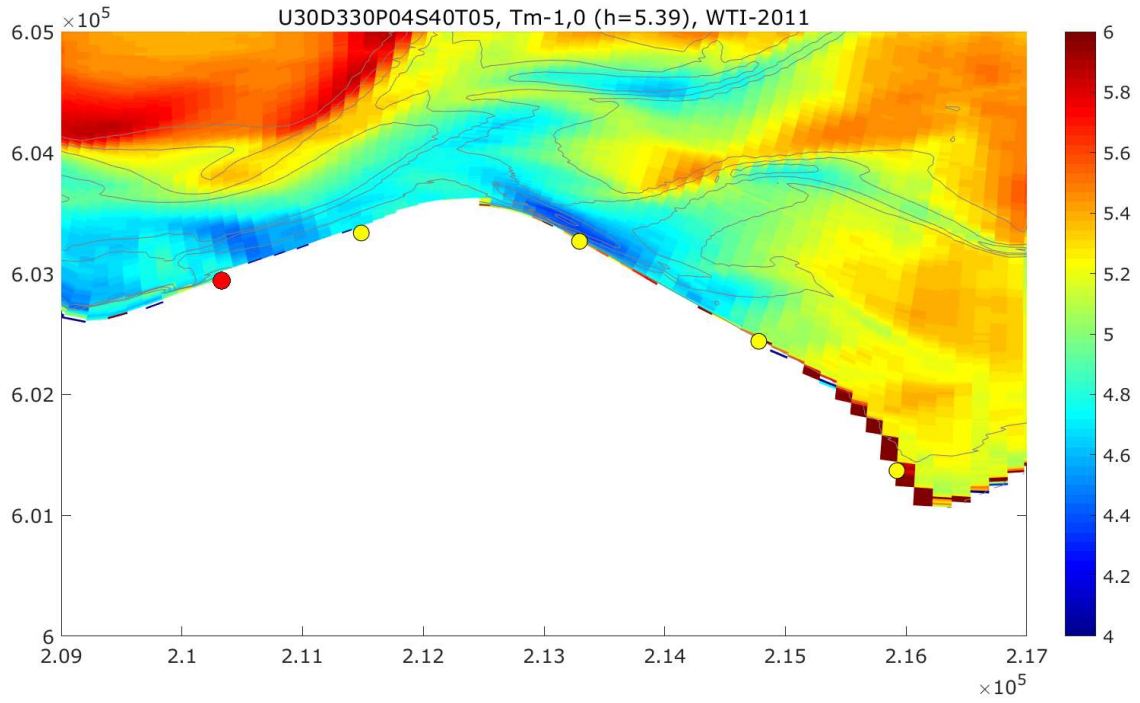
Na overleg met Deltares (pers. com. Jacco Groeneweg en vastgelegd per mail)) is voorgesteld om de knip tussen de twee SWAN-modellen te verleggen naar de scheiding tussen traject 6-5 en 6-6. Dit betekent dat voor het hele normtraject 6-5 wordt uitgegaan van het G4 SWAN-model. Daarnaast is de onjuistheid in het waterstandsveld van de SWAN berekeningen gecorrigeerd (zie Bijlage B).



Figuur 9: HBN o.b.v. WBI2017 database (rode stippellijn) en het HBN na aanpassing de database fysica (blauwe lijn).

Figuur 9 laat het HBN zien op basis van de originele WBI2017 database (rode lijn) en de gecorrigeerde database (blauwe lijn). Een uitvoerige duiding van dit verloop van het HBN is opgenomen in Bijlage B. We merken hierover samenvattend het volgende op:

- Van dijkpaal 89.0 t/m 87.0 is sprake van frontale golfaanval en relatief korte golven die worden beïnvloed door de aanwezigheid van de diepe getijdengeul door de dijk (zie Figuur 10).
- De piek nabij dijkpaal 89.0 wordt veroorzaakt door een golfhoogte die orde 0,2 m hoger en een golfperiode die orde 0,3 langer is dan de omliggende locaties. Beide zijn ongunstig voor het HBN. Dit verschil in golfhoogte en golfperiode is ook terug te zien in de SWAN berekeningen (zie bijv. Figuur 10 waar de golfperiode nabij het rode punt is hoger is dan op de omliggende locaties). Het verschil is in beperkte mate te duiden vanuit de fysica.
- Ten oosten van dijkpaal 87.0 draait de oriëntatie van Lauwersmeerdijk van NW naar NO. Hierdoor neemt de golfhoek van inval af. Daarnaast is sprake van een sterke invloed van de getijdengeul waardoor tussen dijkpaal 87.0 en dijkpaal 85.0 sprake is van korte golven dan in de omliggende locaties (zie Figuur 10). Het HBN neemt hierdoor af (zie ook het verschil tussen locatie 1 en 2 in Figuur 9).
- Ten oosten van dijkpaal 85.0 neemt de golfperiode weer iets toe, waardoor ook het HBN iets toeneemt. Iets ten oosten van locatie 3 (bij dijkpaal 83.5) stopt de invloed van de geul en wordt de golfperiode weer langer.
- Op het meest oostelijk deel van het traject (van dijkpaal 83.0 t/m dijkpaal 82.0) is de oriëntatie ONO. De hoek van golfinval neemt hier nog verder af. Daarnaast liggen hier kwelders, die door hun hoge ligging zorgen voor golfbreking, en daardoor een lagere golfhoogte. Beide aspecten zorgen ervoor dat het HBN afneemt in de oostelijke hoek.



Figuur 10: SWAN veld van de golfperiode ($T_{m-1,0}$) bij windrichting 330 graden en windsnelheid 30 m/s. Het rode bolletje ligt bij dijkpaal 89.0 (verhoging HBN - zie Figuur 9), de gele bolletjes liggen bij de locaties 1 t/m 4 uit Figuur 9.

2.2. Golfsteilheden

Beschouwing op de golfsteilheid

Bij het traject Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat worden relatief steile golven gevonden bij de berekening van het HBN, ofwel golven met een relatief grote hoogte en korte periode. De golfsteilheid op basis van de achterliggende SWAN-berekeningen uit WTI2011 is ongeveer 5 tot 8%. Dit is steil, maar fysisch niet onmogelijk (Caires [2012]).

De vraag ligt voor of de steile golven (als modeluitkomst) gecorrigeerd dienen te naar flauwere golven.

Er zijn echter verschillende redenen te noemen voor relatief steile golven in dit gebied:

- Er is sprake van zeer sterke wind tijdens maatgevende condities, waardoor de golven steiler kunnen worden dan bijvoorbeeld in een golfgoot zonder wind en stroming.
- Refractie zorgt ervoor dat de langere golven relatief sterk richting de plaatranden draaien, en dat in de geulen voor de dijk een spectrum met relatief korte golven overblijft.
- Golven en stroming bewegen bij de landelijke dijk tijdens noordwester storm overwegend in dezelfde richting. Golf-stroominteractie maakt dan de absolute golfperiode (geobserveerd op een vaste, stationaire positie in het stromende water) korter dan de periode van de golven zelf (de relatieve golfperiode, meebewegend met het stromende water). De periodes in de database betreffen absolute periodes, terwijl de eigenlijke steilheid van de golven gerelateerd is aan de relatieve golfperiode. De werkelijke steilheid is dus kleiner dan de hier gepresenteerde steilheid. Het verschil tussen absolute en relatieve periodes kan oplopen tot meer dan 10%, zie bijlage B.
- De berekende golfsteilheid is gebaseerd op de gemiddelde golfperiode $T_{m-1,0}$, die meestal korter is dan de piekperiode T_p. De golfsteilheid $s_{m-1,0}$ is daardoor ook groter dan s_p.

Naast de gebiedseigenschappen, resulteert toepassing van SWAN ervoor dat de berekende steilheid aan de hoge kant is. Dit wordt bijvoorbeeld veroorzaakt door het effect van zogenaamde triads en refractie van lange golven richting de plaatranden. Door het ontbreken van flauwere golven in de SWAN-modellering wordt ook in de probabilistische vertaling van de golfcondities geen flauwere golven gevonden. Als gevolg daarvan worden voor zowel bekledingen als het HBN vergelijkbaar steile golven berekend.

De golfsteilheid wordt verder verhoogt door toepassing van modelonzekerheden voor de golfhoogte en golfperiode. Aangezien de standaardafwijking van de modelonzekerheid voor de golfhoogte groter is dan die voor de golfperiode, zorgt toepassing daarvan in Hydra-NL overwegend voor grotere steilheden dan de oorspronkelijke waarden uit SWAN. Daarnaast blijkt dat in de illustratiepunten regelmatig een verhoogde modelonzekerheid voor de golfhoogte wordt gevonden, in combinatie met de gemiddelde modelonzekerheid voor de golfperiode (alleen biascorrectie). In deze gevallen is de golfsteilheid van de condities beschreven door het illustratiepunt tot 25% hoger dan de oorspronkelijk door SWAN berekende waarde.

Golfsteilheid voor de hoogteopgave

De golfsteilheid die is toegepast om de hoogteopgave vast te stellen is in beeld gebracht door de steilheid van de golfcondities in het illustratiepunt weer te geven. Deze is maximaal 8,6%. Het is twijfelachtig of golven met deze steilheid daadwerkelijk voor kunnen komen (zie ook advies

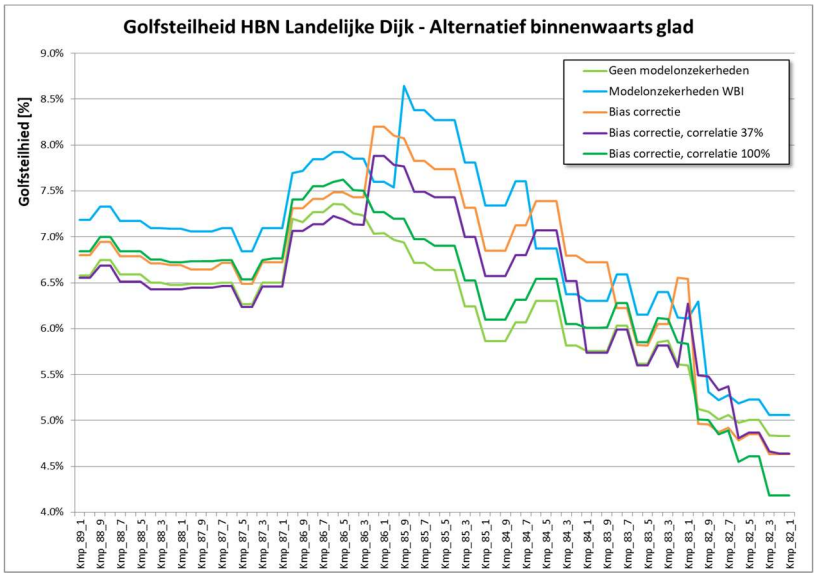
HWBP en Deltares). De gevonden golfhoogtes zijn na toepassing van modelonzekerheden gemiddeld 1% hoger dan de gevonden golfsteilheden uit SWAN. De SWAN resultaten zijn in bovenstaande paragraaf beschouwd. In voorliggende rapportage zijn geen expliciete scenario's voor andere SWAN-uitkomsten opgenomen. Verbetering van de SWAN modellering is onderwerp van project overstijgend onderzoek – hier is in deze notitie dus niet nader op ingegaan. Wel zijn vijf verschillende rekeninstellingen onderzocht die betrekking hebben op de toepassing van modelonzekerheden..

1. Golfsteilheid zonder toepassing van modelonzekerheden (wel statistische onzekerheden). Dit levert de oorspronkelijk door SWAN berekende golfsteilheden op;
2. Golfsteilheid bij toepassing van het default WBI instrumentarium. De bias in de modelonzekerheden is dan negatief (respectievelijk 0,99 voor de golfhoogte en 0,96 voor de golfperiode) en er is geen correlatie verondersteld tussen de modelonzekerheden;
3. Golfsteilheid waarbij het teken van de bias in de modeonzekerheden is bijgesteld (respectievelijk 1,01 voor de golfhoogte en 1,04 voor de golfperiode). Er is geen correlatie verondersteld tussen de modelonzekerheden.
4. Met bijgestelde biascorrectie (gelijk aan nummer #3) maar dan met een correlatie tussen beide modelonzekerheden van 37% (conform Smale [2019]).
5. Met bijgestelde biascorrectie (gelijk aan nummer #3) maar dan met een correlatie tussen beide modelonzekerheden van 100%.

In deze paragraaf worden voor de verschillende rekeninstellingen de gevonden golfsteilheden en het effect op het HBN beschouwd.

N.B. Bovenstaande rekeninstellingen leiden allemaal nog tot steile tot soms zeer steile golven. Het ontwerpersgevoel leeft dat een minder hoge golf maar wel met een langere golfperiode maatgevender zal zijn voor de bepaling van het HBN (en in mindere mate het bekledingsontwerp). In dit project is besloten om de SWAN-uitkomsten/scenario's niet nader te onderzoeken.

De golfsteilheid (Figuur 11) en het HBN (Figuur 12 en Figuur 13) is in beeld gebracht voor de alternatieven 'binnenwaarts ruw' en 'binnenwaarts glad', op basis van de gecorrigeerde database fysica (zie paragraaf 2.1). De golfsteilheid is alleen voor het alternatief 'binnenwaarts glad' weergegeven, maar deze verschilt niet significant van het alternatief 'binnenwaarts ruw'.



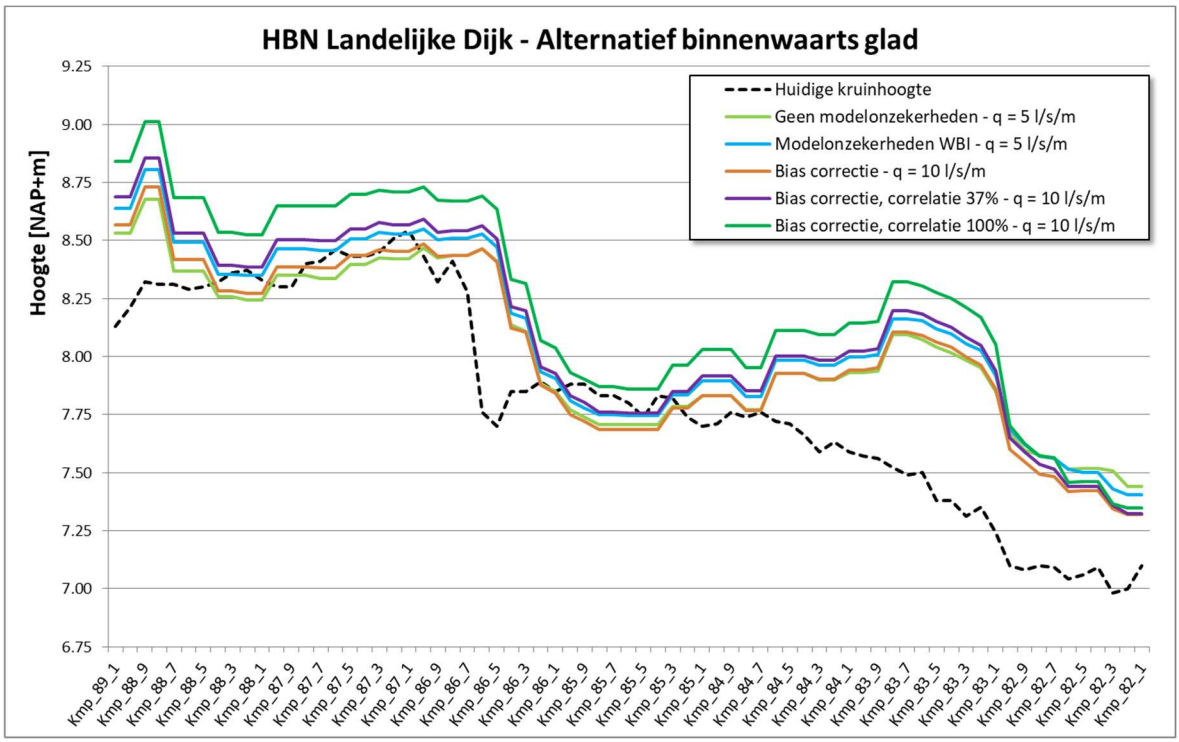
Figuur 11: Golfsteilheid op basis van de spectrale golfperiode (Tm-1,0) voor het alternatief binnenwaarts-glad bij vijf verschillende uitgangspunten en toepassing van de gecorrigeerde database fysica.

De golfsteilheden in Figuur 11 zijn bepaald op basis van de spectrale golfperiode Tm-1,0 en de ondiep water golflengte met een gemiddelde bodemhoogte van NAP-1,0 m. Het volgende valt op:

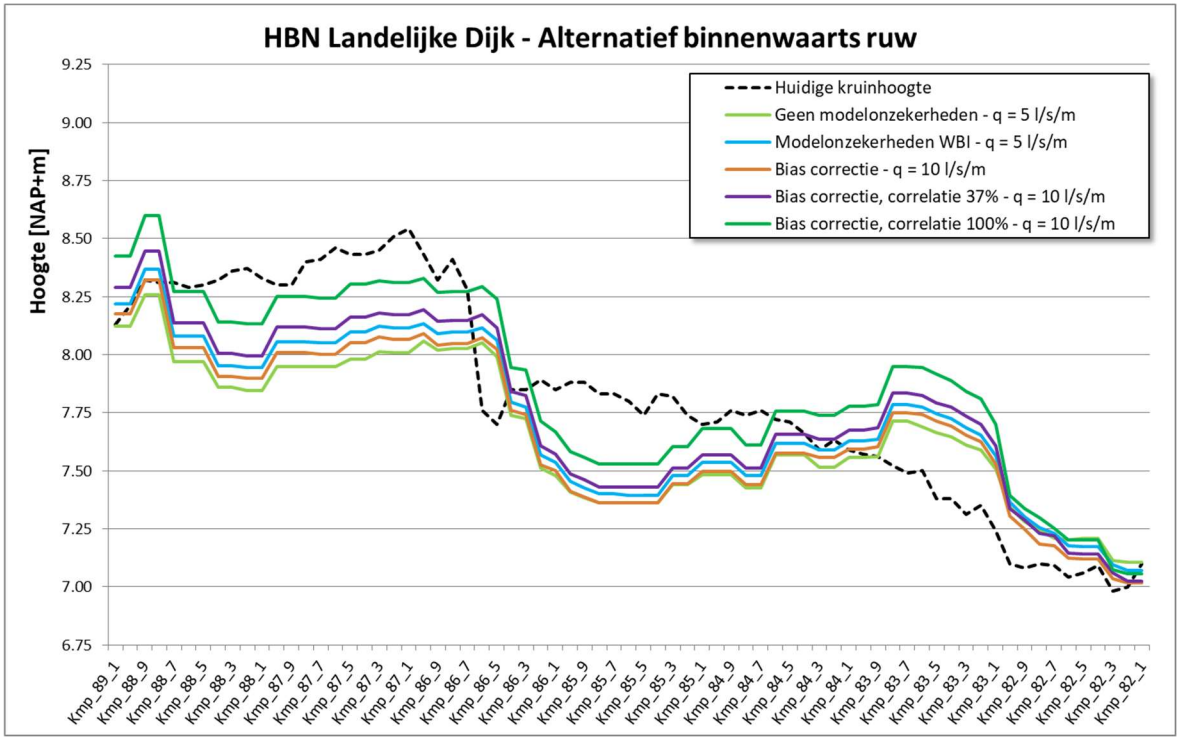
- De golfsteilheden tussen de dijkpalen 89.0 en 84.0 liggen tussen de 6,0 en 8,5%. In de oostelijke hoek (dijkpaal 84.0 t/m 82.0) zijn lagere en langere golven aanwezig, waardoor de steilheid hier afneemt tot 4 à 5%. We richten de analyse daarom op het traject tussen dijkpaal 89.0 en 84.0.
- De golfsteilheid zonder toepassing van modelonzekerheden varieert tussen de 5,5 en 7,3% (lichtgroene lijn in Figuur 11). Dit zijn de steilheden uit SWAN.
- Door toepassing van modelonzekerheden conform het WBI2017 neemt de golfsteilheid tussen de 0,7 en 1,7% toe (verschil tussen lichtgroene en blauwe lijn in *Figuur 11*).
- Door het toepassen van de aangepaste biascorrecties en het aanbrengen van correlatie tussen beide modelonzekerheden neemt de golfsteilheid weer af. Bij een biascorrectie en een aangenomen correlatie van 100% ligt de golfsteilheid over het gehele traject het dichtst bij de originele golfsteilheid uit SWAN.
- Op sommige punten verspringt de golfsteilheid (bijv. rond dijkpaal 87.0), wat wordt verklaard door de ruwe discretisatie van de modelonzekerheden in Hydra-NL (in 5 stappen). Bij een sprong verspringen waarden in het illustratiepunt naar een andere discretisatiestap.
- De golfsteilheden in *Figuur 11* zijn bepaald op basis van de spectrale golfperiode en de ondiep water golflengte met een gemiddelde bodemhoogte van NAP-1,0 m. Als een bodemhoogte van NAP+0,0 m wordt aangenomen neemt de golfsteilheid met orde 0,5% toe. Als de steilheid bepaald wordt met de diepwatergolflengte neemt de steilheid met orde 0,5% af.

Figuur 12 en Figuur 13 beschrijven het HBN in 2075 bij het klimaatscenario W+ (KNMI'06) voor de vijf onderzochte rekeninstellingen. Figuur 12 geeft het HBN en de kruinhoogte weer voor de variant 'binnenwaarts glad' en Figuur 13 voor de variant 'binnenwaarts glad'. We merken op:

- In de zomer van 2019 is het waterschap Noorderzijlvest door RWS-WVL ingelicht over de nieuwe inzichten op het gebied van de hydraulische belastingen. Vanwege de onzekerheden op dit punt heeft het Waterschap besloten bij het afwegen van de alternatieven enige voorzichtigheid in te bouwen en uit te gaan van een kritiek overslagdebiet van 5 l/s/m. Het HBN zonder modelonzekerheden (lichtgroene lijn) en met modelonzekerheden conform het WBI2017 (blauwe lijn) is daarom weergegeven bij een kritiek overslagdebiet van 5 l/s/m. Bij toepassing van de nieuwe inzichten (biascorrectie en toevoeging van correlatie) wordt deze keuze overbodig. Het HBN bij toepassing van de biascorrectie en correlatie is daarom weergegeven bij een kritiek overslagdebiet van 10 l/s/m (conform het OI2014v4).
- Conform verwachting is de invloed van de biascorrectie ordegrootte gelijk aan de overstap van een kritiek overslagdebiet van 5 naar 10 l/s/m.
- Door het toevoegen van de correlatie tussen de modelonzekerheid van 37% neemt het HBN met orde 10 cm toe (verschil oranje en paarse lijn in Figuur 12 en Figuur 13). In geval de correlatie wordt verhoogd naar 100% neemt het HBN nog eens met 10 cm toe (verschil paarse en donkergroene lijn in Figuur 12 en Figuur 13).



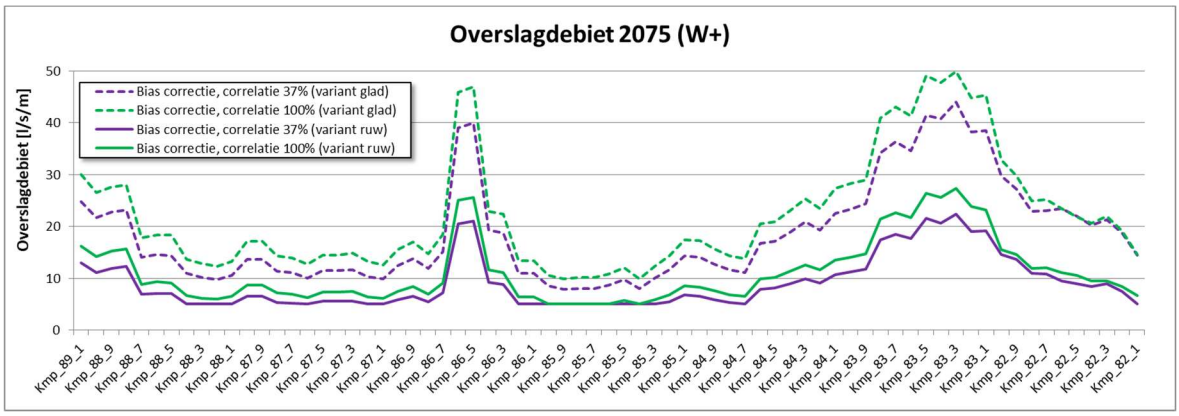
Figuur 12: HBN in 2075 bij W+ (KNMI'06) voor het alternatief binnenwaarts-glad bij vijf verschillende rekeninstellingen en toepassing van de gecorrigeerde database fysica (de lichtblauwe lijn in Figuur 9 komt overeen met de lichtblauwe lijn in deze figuur).



Figuur 13: HBN in 2075 bij W+ (KNMI'06) voor het alternatief binnenwaarts-ruw bij vijf verschillende rekeninstellingen en toepassing van de gecorrigeerde database fysica.

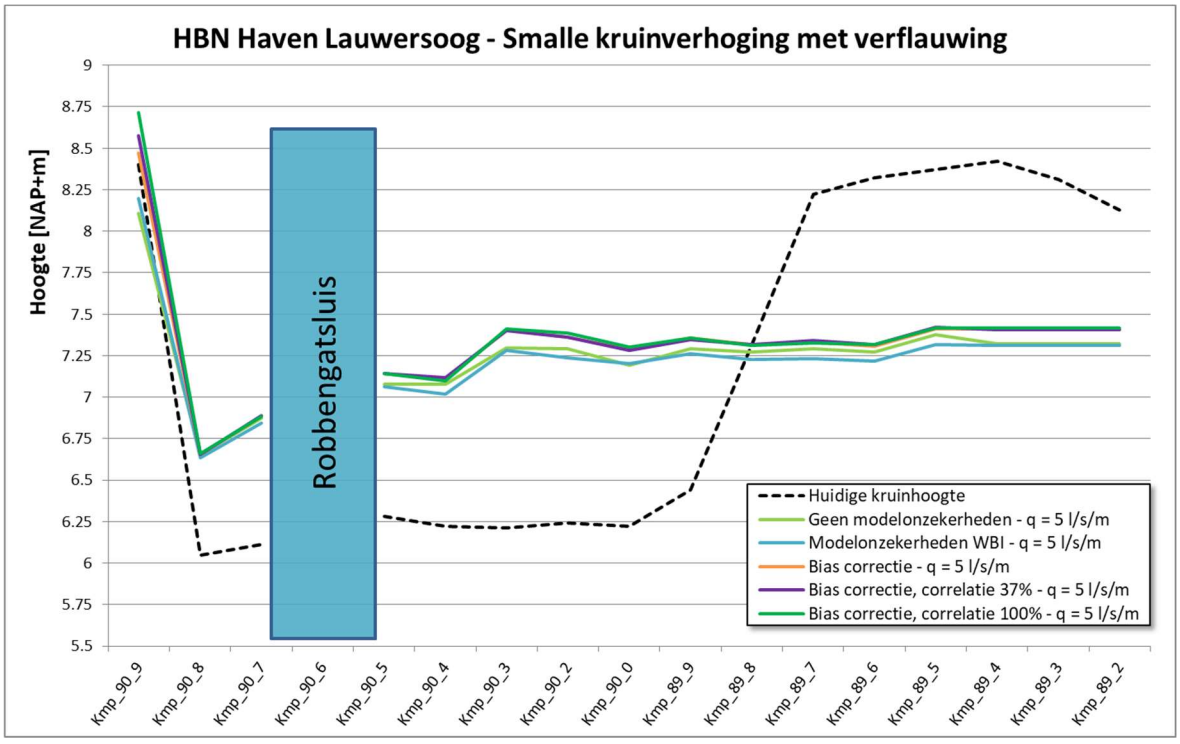
Voor een aantal locaties is het HBN ongeveer gelijk aan de huidige kruinhoogte. Voor de twee varianten met het hoogste HBN (biascorrectie in combinatie met correlatie tussen modelonzekerheden van 37% en 100%) is daarom ook bepaald bij welk kritiek overslagdebiet er geen

sprake meer zou zijn van een hoogteopgave. Hierin is te zien dat voor het alternatief binnenwaarts glad dan voor bijna het gehele traject een hoger kritiek golfoverslagdebiet dan 10 l/s/m gehanteerd dient te worden. Voor het alternatief binnenwaarts ruw geldt dat voor lange trajecten de huidige kruinhoogte al een ontwerp oplevert onder de 10 l/s/m.



Figuur 14: Overslagdebiet in 2075 bij W+ (KNMI'06) en de huidige kruinhoogte, bij de faalkanseis op doorsnedeniveau (1/12.500 per jaar), bij modelonzekerheden die voor 37% (conform Smale [2019]) of 100% zijn gecorreleerd. Noot: overslagdebieten kleiner dan 5 l/s/m zijn in de figuur afgekapt en als 5 l/s/m weergegeven (zie bijv. nabij dijkpaal 86.0). Hetzelfde geldt voor overslagdebieten hoger dan 50 l/s/m, deze zijn afgekapt en als 50 l/s/m weergegeven.

Figuur 15 laat het HBN in de haven van Lauwersoog zien voor de vijf verschillende rekeninstellingen rondom modelonzekerheden. Hierin is te zien dat de verschillen tussen de vijf rekeninstellingen gemiddeld genomen beperkt blijven tot 10 cm. De havenkaden van de haven van Lauwersoog zorgen voor demping van de golven en doen de verschillen in uitgangspunten nagenoeg teniet. Vanwege het sterke effect van dieptelimitering door de havenkaden verschillen de golfsteilheden ook zeer beperkt tussen de varianten. Bij de haven wordt uitgegaan van een kritiek overslagdebiet van 5 l/s/m. Dit uitgangspunt wordt in hoofdstuk 3 verder onderbouwd.



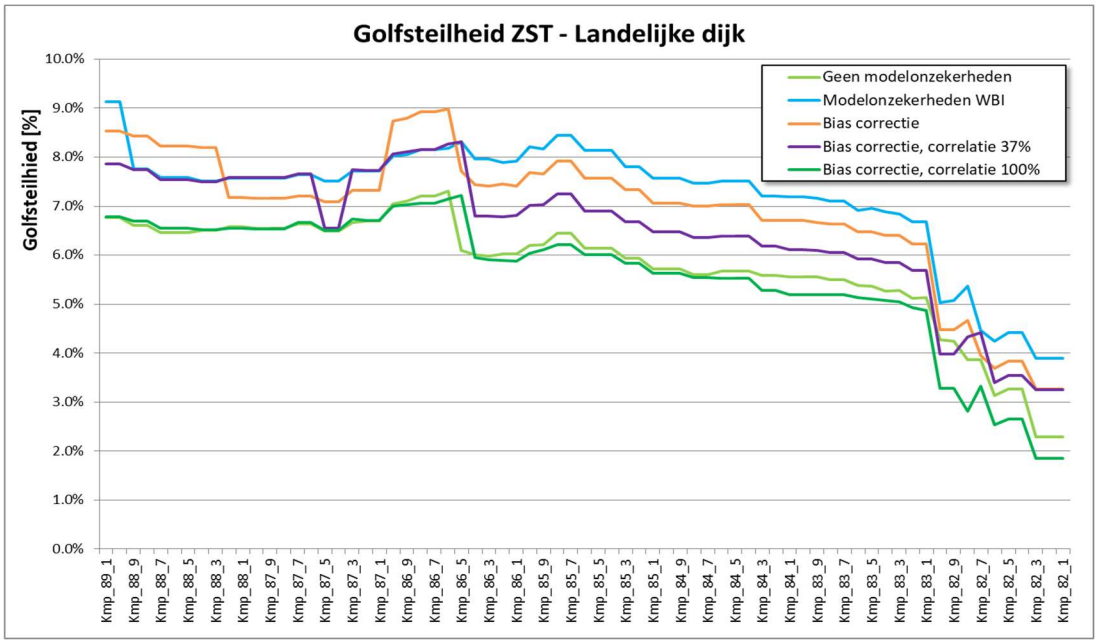
Figuur 15: HBN in 2075 bij W+ (KNMI'06) voor het alternatief smalle kruinverhoging met verflauwing bij vijf verschillende uitgangspunten en toepassing van de gecorrigeerde database fysica.

Golfsteilheid voor bekledingen

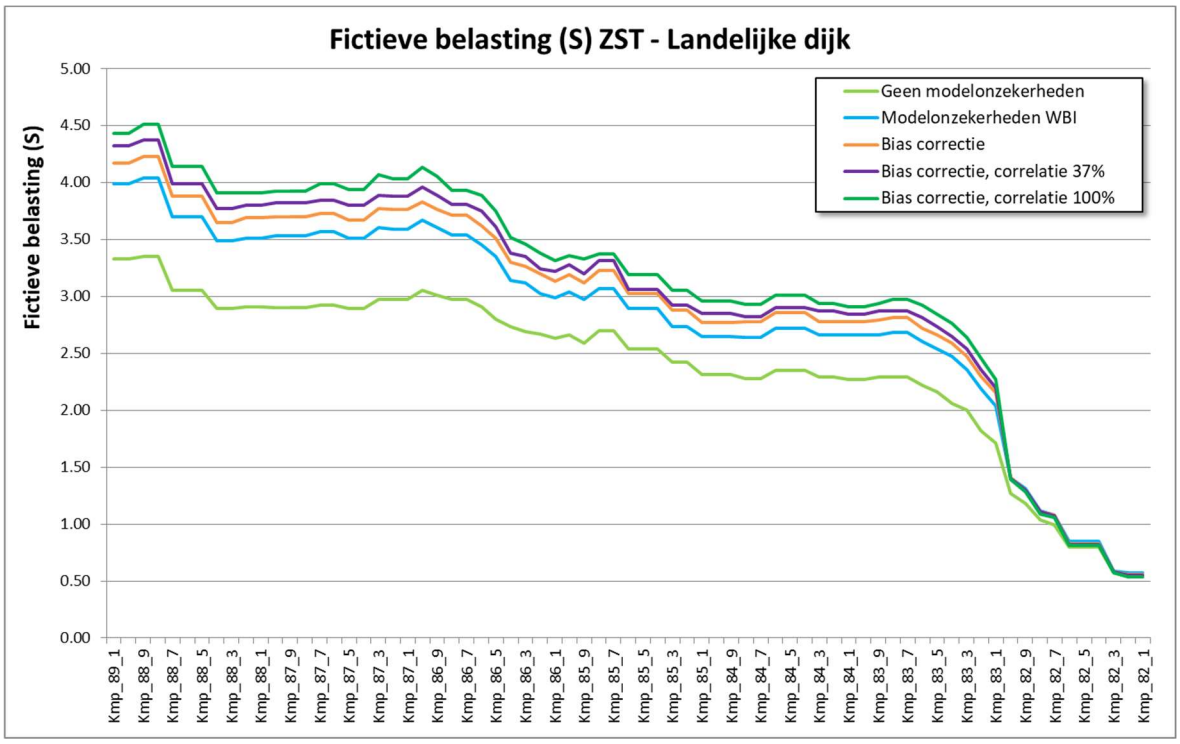
De golfsteilheden voor de golfbelasting voor de bekledingen op het buitentalud zijn op gelijke wijze als voor het HBN in beeld gebracht. We focussen ons daarbij op de golfsteilheden voor de steenbekleding, omdat dit een grote kostendrager is in het ontwerp. We merken op dat het geen alternatief onderscheidende keuze voor het VKA is, omdat bij alle kansrijke alternatieven een harde bekleding tot NAP +7,0 m is voorzien. Daarnaast nemen we aan dat onderstaande beschouwing voor de golfbelastingen voor ZST ook van toepassing zal zijn voor AGK. Voor AGK zijn de golfsteilheden waarschijnlijk nog iets hoger, bij het bepalen van de fictieve belasting (S) ligt bij AGK namelijk meer nadruk op de golfhoogte dan bij ZST (ZST a = 1,0 b = 0,4; AGK a = 1,0 b = 0,0).

Figuur 16 laat de gevonden golfsteilheden zien. De belastingen zijn vervolgens weergegeven in Figuur 17 (fictieve belasting – S), Figuur 18 (significante golfhoogte) en Figuur 19 (piekperiode). We merken het volgende op:

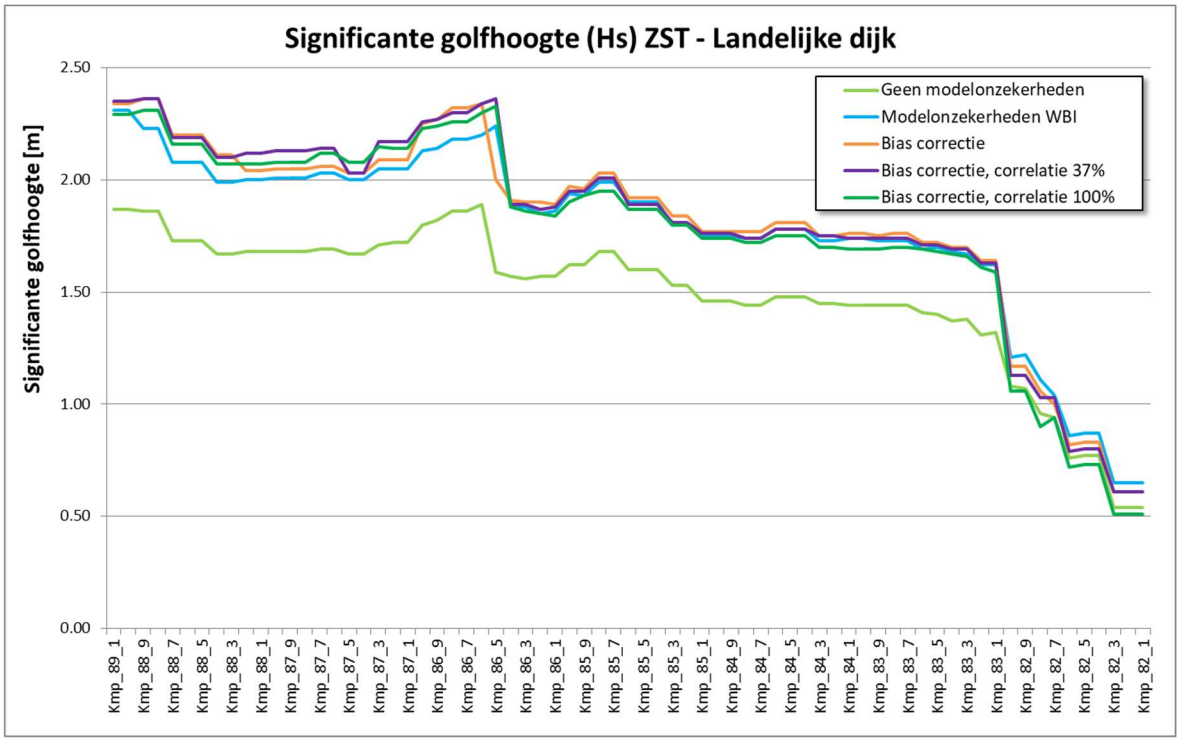
- Net als bij het HBN is de golfsteilheid zonder modelonzekerheden in dezelfde orde van grootte als de golfsteilheden bij toepassing van de biascorrectie en 100% gecorreleerde modelonzekerheden.
- Bij toepassing van de standaard modelonzekerheden uit het WBI (zonder biascorrectie en zonder correlatie) neemt de golfsteilheid gemiddeld 1% en maximaal 2,5% toe.
- De verandering van de golfsteilheid wordt vooral veroorzaakt door veranderingen in de piekperiode. De golfhoogte is voor de situaties met modelonzekerheden namelijk ongeveer gelijk (zie Figuur 18), maar de piekperiode verschilt per gekozen variant (zie Figuur 19).
- Door de toename van de golfperiode is de fictieve belasting bij een biascorrectie en 100% gecorreleerde modelonzekerheden het hoogst (zie ook Figuur 17).
- Figuur 16 t/m Figuur 19 is weergegeven voor een waterstandsniveau van NAP+3,0 m. Het weergegeven beeld van de golfsteilheden is relevant voor het bereik aan waterstanden van NAP+1,0 m tot NAP+4,0 m.
- We merken op dat de golfsteilheden bij het HBN (Figuur 11) zijn weergegeven op basis van de spectrale golfperiode (Tm-1,0). Bij de belasting voor ZST is de piekperiode (T_p) geanalyseerd.



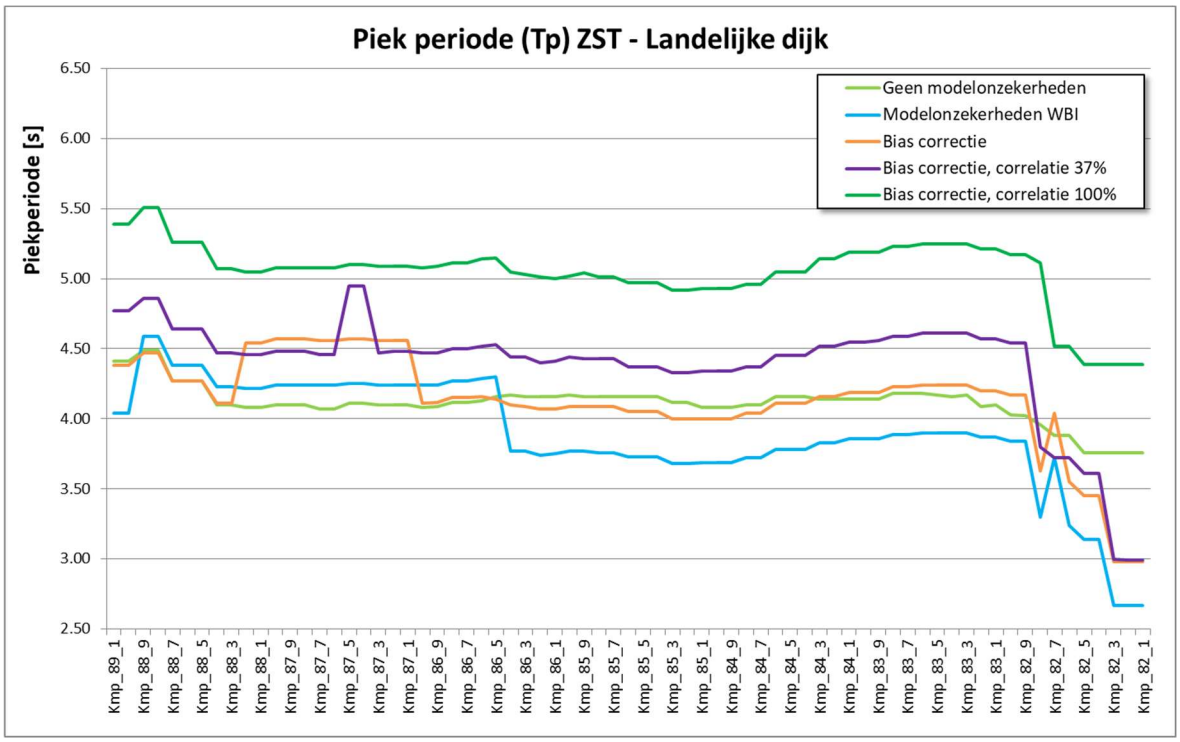
Figuur 16: Golfsteilheid op basis van de piekperiode (Tp) voor ZST (Steenzetting betonzuilen - normale golfsteilheid) bij een waterstandsniveau van NAP+3,0m voor vijf verschillende rekeninstellingen en de gecorrigeerde database fysica.



Figuur 17: Fictieve belasting (S) voor ZST (Steenzetting betonzuilen - normale golfsteilheid) bij een waterstandsniveau van NAP+3,0m voor vijf verschillende rekeninstellingen en toepassing van de gecorrigeerde database fysica.



Figuur 18: Significante golfhoogte (Hs) voor ZST (Steenzetting betonzuilen - normale golfsteilheid) bij een waterstands-niveau van NAP+3,0m voor vijf verschillende rekeninstellingen en toepassing van de gecorrigeerde database fysica.



Figuur 19: Piekperiode (Tp) voor ZST (Steenzetting betonzuilen - normale golfsteilheid) bij een waterstandsniveau van NAP+3,0m voor vijf verschillende rekeninstellingen en toepassing van de gecorrigeerde database fysica.

Voor het bepalen van de golfbelastingen voor bekledingen wordt gebruik gemaakt van de piek periode. We merken op dat de piekperiode T_p niet is opgenomen in de WBI-databases, omdat deze soms een springerig gedrag vertoont. Als deze waarde ontbreekt, berekent Hydra-NL de piekperiode op basis van de gemiddelde golfperiode Tm-1,0 via de vaste verhouding van Tp = 1,1*Tm-1,0 (deze factor ligt aan de basis van het resultaat in Figuur 16 t/m Figuur 19). Deze verhouding is echter alleen geldig op diep water. In de Waddenzee is dit verschil gemiddeld geen 10% maar 24% (Van Nieuwkoop [2017]). Uit SWAN volgt bij de Lauwersmeerdijk een verschil van gemiddeld 19% (range 6% tot 44% - zie ook Bijlage B).

Vanwege bovenstaande reden stellen wij voor de Tp afzonderlijk toe te voegen aan de database op basis van de bijgestelde factor 1,20. Dit verlengt de periode zodat deze past bij de karakteristieken van het gebied. Als gevolg hiervan worden de golfsteilheden lager.

N.B. Een hogere piekperiode heeft geen invloed op de benodigde kruinhoogte van de dijk. Voor de bepaling van het HBN wordt immers de spectrale golfperiode (Tm-1,0) gebruikt. Een hogere piekperiode heeft wel effect op het bekledingsontwerp van een dijk.

2.3. Invloed van morfologische veranderingen op de hydraulische belastingen

De WBI-database met golfparameters is in 2011 tot stand gekomen. De bodem in het gebruikte SWAN-model is gebaseerd op bodemmetingen (vaklodingen) uit 2006. Inmiddels, 14 jaar verder, zijn er morfologische veranderingen opgetreden in het gebied voor het dijktraject Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat. De geul Vierhuizergat is dieper geworden, en ligt dichter tegen de dijk aan. De (naamloze) ondiepe geul die de wadplaat voor locatie 3 uit Figuur 8 in snijdt, heeft zich enigszins teruggetrokken in de periode 2006-2019.

Om die reden zijn enkele karakteristieke SWAN-berekeningen uit 2011 herhaald met de bodem van 2019. De resultaten van deze berekeningen zijn opgenomen in bijlage B. Het bleek dat de golfhoogte en golfperiode beide iets lager zijn in de berekeningen met de bodem van 2019 ten opzichte van de oorspronkelijke berekeningen uit 2011, met een bodem uit 2006. De afname bedraagt slechts ca. 0,05 m op de golfhoogte en ca. 0,1 s op de golfperiode.

Er zijn geen redenen om te veronderstellen dat de morfologische situatie in de komende 50 jaar zich in een fundamenteel andere richting zal gaan ontwikkelen dan in de afgelopen 14 jaar. Het is daarom een voldoende nauwkeurige en daarnaast robuuste keuze om de WBI2017-database met rekenresultaten uit 2011 (en bodem uit 2006) als uitgangspunt te blijven gebruiken.

2.4. Indicatieve impact op de kosten

Voor de landelijke dijk is voor beide alternatieven voor twee dijkpalen de indicatieve impact op de directe bouwkosten (kosten zonder opslagen) onderzocht door een wijziging in het benodigd HBN. Deze dijkpalen zijn zo gekozen dat ze representatief/kenmerkend zijn voor twee dijktrajecten; dijkpaal 87.9 is representatief gesteld voor het traject dp89.0 t/m dp85.0 en dijkpaal 83.3 is representatief gesteld voor traject dp85.0 t/m 82.0. De resultaten zijn in weergegeven in Tabel 1. De rekenresultaten zijn in detail opgenomen in Bijlage E.

Het valt op dat de impact op de kosten minimaal is. Dit komt doordat de kosten van het harde bekledingsontwerp op het buitentalud dominant zijn. De benodigde zetsteendikte kan wijzigen bij een andere rekeninstelling, maar de extra kosten voor een eventueel dikkere steen zijn minimaal. De indicatieve zetsteendikte is bepaald voor het zetsteentype Basalton+[1] , de resultaten zijn ook opgenomen in Tabel 1.
De meerkosten van kleine extra kruinverhogingen en een iets zwaarder bekledingsontwerp zijn dus nagenoeg verwaarloosbaar klein. In een enkel geval, vervalt bij een lager benodigde HBN net een hoogte-opgave en daarmee dus ook een extra opgave aan het binnentalud. In zo'n geval nemen de directe bouwkosten wel sterk af. Dit verklaart het kostenverschil bij binnenwaarts glad voor dijkpaal 87.9 zonder modelonzekerheden (-23%) tussen de andere rekeninstellingen.
Het alternatief binnenwaarts ruw kent een duurder bekledingsontwerp op het buitentalud dan alternatief binnenwaarts glad, maar is doordat de huidige kruinhoogte in veel gevallen al voldoet of slechts beperkt hoeft te worden verhoogd, vaak wel goedkoper dan alternatief binnenwaarts glad. Dit verschil is vooral bij dijkpaal 87.9 (representatief voor traject dp89.0 t/m dp85.0) zichtbaar

N.B. In de kostenbeschouwing is verondersteld dat het huidige binnentalud zonder het toepassen van erosiebestendige maatregelen bestand is tot een golfoverslagdebiet van 10 l/s/m.

[1] De keuze voor het type zetsteen dient in de planuitwerking te worden onderzocht.

Tabel 1: Kostenimpact van de vijf rekeninstellingen hydraulische belastingen

Dwarsprofiel	Overslagdebiet	Alternatief	Directe kost	verschil	kruinhoogte m tov [NAP]	zetsteendikte
87.9 zonder modelonzekerheden	5 l/s/m	glad	€ 3,012.51	-23%	8.35	30cm
87.9 met modelonzekerheden	5 l/s/m	glad	€ 3,904.97	basis	8.46	35cm
87.9 bias correctie	10 l/s/m	glad	€ 3,917.92	0%	8.39	35cm
87.9 bias correctie + 37%correlatie	10 l/s/m	glad	€ 3,926.20	1%	8.5	40cm
87.9 bias correctie + 100%correlatie	10 l/s/m	glad	€ 3,917.33	0%	8.65	40cm
83.7 zonder modelonzekerheden	5 l/s/m	glad	€ 4,107.69	-1%	8.09	30cm
83.7 met modelonzekerheden	5 l/s/m	glad	€ 4,151.06	basis	8.16	35cm
83.7 bias correctie	10 l/s/m	glad	€ 4,119.36	-1%	8.1	35cm
83.7 bias correctie + 37%correlatie	10 l/s/m	glad	€ 4,250.12	2%	8.2	35cm
83.7 bias correctie + 100%correlatie	10 l/s/m	glad	€ 4,366.19	5%	8.32	35cm
87.9 zonder modelonzekerheden	5 l/s/m	Ruw	€ 3,396.06	-1%	7.95	30cm
87.9 met modelonzekerheden	5 l/s/m	Ruw	€ 3,443.51	basis	8.06	35cm
87.9 bias correctie	10 l/s/m	Ruw	€ 3,443.51	0%	8.01	35cm
87.9 bias correctie + 37%correlatie	10 l/s/m	Ruw	€ 3,496.30	2%	8.12	40cm
87.9 bias correctie + 100%correlatie	10 l/s/m	Ruw	€ 3,496.30	2%	8.25	40cm
83.7 zonder modelonzekerheden	5 l/s/m	Ruw	€ 3,994.16	-1%	7.72	30cm
83.7 met modelonzekerheden	5 l/s/m	Ruw	€ 4,023.62	basis	7.79	35cm
83.7 bias correctie	10 l/s/m	Ruw	€ 4,033.74	0%	7.75	35cm
83.7 bias correctie + 37%correlatie	10 l/s/m	Ruw	€ 3,995.99	-1%	7.83	35cm
83.7 bias correctie + 100%correlatie	10 l/s/m	Ruw	€ 3,971.98	-1%	7.95	35cm

2.5. Conclusies hydraulische belastingen

Voor het vaststellen van de hoogteopgave worden de volgende uitgangspunten toegepast:

- Toepassing van database fysica die gecorrigeerd is voor het 'gat' in het waterstandsveld en waar alleen wordt uitgegaan van het G4 -model uit WTI2011. Dit betekent dat de inhoud van de database ten oosten van dijkpaal 84.3 is gecorrigeerd (uitvoerlocaties WZ_1_6-5_dk_00052 t/m WZ_1_6-5_dk_00062).
- Lange golfperiodes leiden tot een hoger HBN dan korte golven. Het meenemen van (te) hoge golfsteilheden of negeren van lange golven, is fysisch niet juist en leidt tot een ontwerp met een verhoogd risico op onvoorzien vroegtijdig afkeuren. Door te kiezen voor een HBN op basis van de biascorrectie en volledig gecorreleerde modelonzekerheden sluiten we zo dicht mogelijk aan op de gevonden golfsteilheden uit SWAN.
- De keuze voor een HBN met bias correctie en volledige gecorreleerde modelonzekerheid is niet tot verwaarloosbaar duurder (<5% bij binnenwaarts glad en <2% bij binnenwaarts ruw) dan de andere alternatieven ter bepaling van het HBN die zijn onderzocht.
- De piekperiode (T_p) wordt expliciet in de database fysica opgenomen op basis van de SWAN uitvoer. Er wordt geen gebruik gemaakt van de vaste verhouding van $T_p = 1{,}1 * T_{m-1,0}$. Op deze manier wordt recht gedaan aan het feit dat de verhouding bij de Lauwersmeerdijk tussen 1,1 en 1,4 ligt, en ruimtelijk varieert

Rondom de bepaling van de hydraulische belastingen en de hoogteopgave spelen daarnaast onderstaande punten. In de keuze voor het VKA worden onderstaande overwegingen meegenomen in het kader van de robuustheid en toekomstbestendigheid van het ontwerp.

- SWAN onderschat de doordringing van laagfrequente golven richting de kust, en daarmee de golfperiode (en overschat dus de steilheid). Het is onzeker of langere golven daadwerkelijk zo sterk vanuit de geulen naar de plaatranden bewegen, zoals voorspeld door SWAN. Het is waarschijnlijk dat kennisontwikkeling op dit punt leidt tot lagere in plaats van hogere golfsteilheden dan nu gehanteerd in het ontwerp. Dit leidt vervolgens tot een hoger HBN.
- De ontwikkeling van het klimaat is erg onzeker. Het klimaatscenario W+ (o.b.v. KNMI'06) bevindt zich weliswaar aan de bovenkant van de reële bandbreedte van de onzekerheid die destijds is ingeschat, maar recent onderzoek bestempeld ongunstigere scenario's niet als onmogelijk (KNMI [2017] en Deltares [2018]). Deze ongunstige elementen hebben nog geen

expliciete plek gekregen in het huidige ontwerp, omdat dit mogelijk leidt tot het stapelen van ongunstige aannames.

- De golfsteilheid met biascorrectie en volledig gecorreleerde modelonzekerheden sluit zo dicht mogelijk aan op de gevonden golfsteilheden uit SWAN. De aanname van volledige correlatie tussen de modelonzekerheden (100%) is theoretisch niet te onderbouwen (hier is immers een correlatie van 37% aangetoond – zie Smale [2019]). Het zou fundamenteel passender zijn om de correlatie van 37% toe te passen in combinatie met een biascorrectie die specifiek is afgeleid voor dit dijktraject. Omdat er geen onderzoek beschikbaar is om een alternatieve biascorrectie op te baseren zijn de modelonzekerheden volledig gecorreleerd aangenomen. Hiermee wordt immers hetzelfde effect bereikt, namelijk een golfsteilheid in de ontwerpberekening die zo dicht mogelijk aansluit bij de uitkomsten van SWAN.
- In de (nabije) toekomst wordt door RWS-WVL en Deltares een verlaging van de hydraulische belastingen verwacht als gevolg van aanpassingen aan de basispeilen en extreme-waarden statistiek voor de windsnelheid.
- In voorliggende analyse is uitgegaan van de huidige kruinhoogte. Deze wordt als gevolg van bodemdaling naar verwachting 10 cm lager (periode 2023 – 2075).
- Een verkennende analyse laat zien dat de basissituatie zoals is opgenomen in de database fysica (gebaseerd op bodemgegevens uit 2006) eerder gunstig in plaats van ongunstig veranderen. Toepassing van de bodemhoogte uit 2019 in plaats van 2006 zorgt bij het huidige klimaat namelijk voor een verlaging van het HBN van circa 5-10 cm.

3. Kritische overslagdebiet

3.1. Aanleiding

Voor vaststelling van de ontwerpopgave van het HWBP project Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat moet een keuze worden gemaakt voor het toe te passen kritieke golfoverslagdebiet. Het HWBP programma stelt projecten vanaf voorjaar 2020 verplicht een expliciete keuze voor het wel of niet toepassen van het probabilistisch overslagdebiet. Vooruitlopend hierop is de keuze voor het toe te passen kritische overslagdebiet meermaals binnen het HWBP project Lauwersmeerdijk Vierhuizergat onderbouwd. Vanwege onzekerheden in de toekomstige hydraulische randvoorwaarden (HR na 2023) heeft het waterschap in de zomer van 2019 de keuze gemaakt de verkenningsfase te doorlopen met ontwerpverkenningen die uitgingen van een overslagdebiet van 5 l/m/s. In het 3^{e} kwartaal van 2019 is er daarbij aanvullend onderzoek gedaan naar de kwaliteit van de binnendijkse kleilaag voor het traject Landelijke dijk. De kleilaag is van matige kwaliteit en van beperkte dikte (gemiddeld circa 60cm inclusief toplaag).

Deltares en het HWBP heeft het projectteam gevraagd de keuze voor het overslagdebiet te heroverwegen middels een probabilistische bebouwing. Hiermee wordt ook invulling gegeven aan het KPR-advies ‘Ontwerpen met kansverdelingen voor kritieke overslagdebieten’ (KPR [2019]). In november 2019 (in het reviewgesprek met Deltares en het HWBP) zijn de eerste resultaten van deze analyse besproken. Er is toen nog geen consensus bereikt over het te hanteren kritieke golfoverslagdebiet. De keuze van het kritieke overslagdebiet dient namelijk gemaakt te worden in samenhang met andere keuzes over de hydraulische belastingen, bijvoorbeeld gerelateerd aan nieuwe inzichten en kennisonzekerheden. Deze beschouwing is nu afgerond, zie ook hoofdstuk 2.

In dit hoofdstuk wordt de invloed van het kritische overslagdebiet beschouwd op de aspecten (1) omvang van de hoogteopgave, (2) interactie met geotechnische faalmechanismen en (3) kosten.

N.B. De keuze voor het golfoverslagdebiet heeft geen versterkende of reducerende invloed op het bekledingsontwerp op het buitentalud. De keuze voor een bepaald golfoverslagdebiet kan wel invloed hebben op het bekledingsontwerp op het binnentalud van de dijk.

3.2. Huidige waterkering en type overgangen

In de verkenningsfase is aangetoond dat voor zowel traject Landelijke dijk als traject Haven (zie Variantennota) het goed mogelijk is om met relatief weinig maatregelen aan het binnentalud de dijk te versterken, ook bij keuze van een relatief laag overslagdebiet (5 l/s/m). Bij het toestaan van een hoger overslagdebiet wordt de benodigde kruinverhoging lager en kan deze zelfs vervallen. Echter het toestaan van meer overslag over de dijk dient wel veilig te zijn. Bij een probabilistische analyse wordt aan de hand van de kwaliteit van de overgangen (de zwakste plekken in de dijk) bepaald welke mate van golfoverslag toelaatbaar mag worden geacht.
Er is daarom gestart om een inschatting te maken van de kwaliteit van de overgangen. Deze inschatting wordt gebruikt als input voor kostenschattingen.

Landelijke dijk

Op het landelijke deel van de Lauwersmeerdijk is voor het grootste deel sprake van een groene dijk met een goed onderhouden grasmat/ grasmat met gesloten zode (Figuur 20). Aan de binnenzijde ligt een onderhoudsweg en staat een hekwerk vanwege de begrazing door schapen. De klei op het bovenbeloop (rechts van de onderhoudsweg in Figuur 20) is zandig en is geclassificeerd als matig erosiebestendig, deze voldoet het hele traject net aan de kwaliteitseisen voor erosiebestendigheid (lutumgehalte <20%)[2]. De dikte van de kleilaag op het binnentalud varieert tussen de 0,3 m en 0,8 m. Op de binnenberm is geen klei aanwezig aan de binnenzijde van de asfaltverharding. Op basis van de beschrijvingen Deltares [2015] hebben wij ingeschat dat hier sprake is van een **gemiddelde tot geometrische overgang.** Er is namelijk sprake van een ononderbroken binnentalud met een gesloten zode en een (zandige) kleilaag. Vanwege de onderhoudsweg en het hekwerk is geen sprake van een zuiver geometrische overgang. Zulke objecten kunnen namelijk schade initiëren.

Langs het landelijke deel van de Lauwersmeerdijk is sprake van een uniform beeld. Bij dijkpaal 86.5 is de enige uitzondering daarop aanwezig. Hier is namelijk sprake van een dijkovergang die geclassificeerd is als een worst-case overgang (zie Figuur 21). Deze dijkovergang is niet beschouwd.

[2] Deze conclusie is gebaseerd op de rapportage “Aanvullende conditionerende onderzoeken Lauwersmeerdijk” van november 2019, waarbij 17 kleimonsters zijn onderzocht. Het wordt aanbevolen deze conclusie te staven in de planuitwerkingsfase door meer kleimonsters te nemen en te onderzoeken.

Figuur 20: Foto landelijke deel van de Lauwersmeerdijk – foto bij dijkpaal 84.0.

Figuur 21: Foto dijkovergang op het landelijke deel van de Lauwersmeerdijk – foto bij dijkpaal 86.5.

In de haven van Lauwersoog loopt een provinciale weg (N-361) over de kruin van de dijk tussen dijkpaal 89.6 en 91.0 (bij de Cleveringsluizen). Daarnaast is er sprake van veel dijkmeubilair en is er geen kleilaag op de kruin en het binnentalud aanwezig (zie Figuur 22). Ook is de grasmat slecht/heeft een open zode. In het meest gunstige geval is hier sprake van een **worst-case overgang**.

Tussen dijkpaal 89.5 en 89.2 loopt de provinciale weg met fietspad binnenwaarts van de kering. De waterkering vertoont hier een zelfde beeld als het grootste deel van de landelijke dijk. Op deze locaties is daarom ook sprake van een gemiddelde tot geometrische overgang. Echter op dit deel van het traject is er geen hoogte-opgave.

Figuur 22: Kruin haven Lauwersoog – foto binnentalud bij dijkpaal 90.2.

Figuur 23: Dijkmeubilair in de haven van Lauwersoog – foto binnentalud bij dijkpaal 90.0.

3.3. Uitgevoerde gevoeligheidsanalyses kruinhoogte

De hoogte-opgave is in kaart gebracht voor verschillende kritieke overslagdebieten:

- Deterministisch kritiek overslagdebiet van 5 l/s/m (uitgangspunt Variantennota)
- Deterministisch kritiek overslagdebiet zoals beschreven in het OI2014v4. Voor de Lauwersmeerdijk is dit gelijk aan 10 l/s/m.
- Het probabilistische overslagdebiet zoals beschreven in KPR [2019] voor verschillende type overgangen:

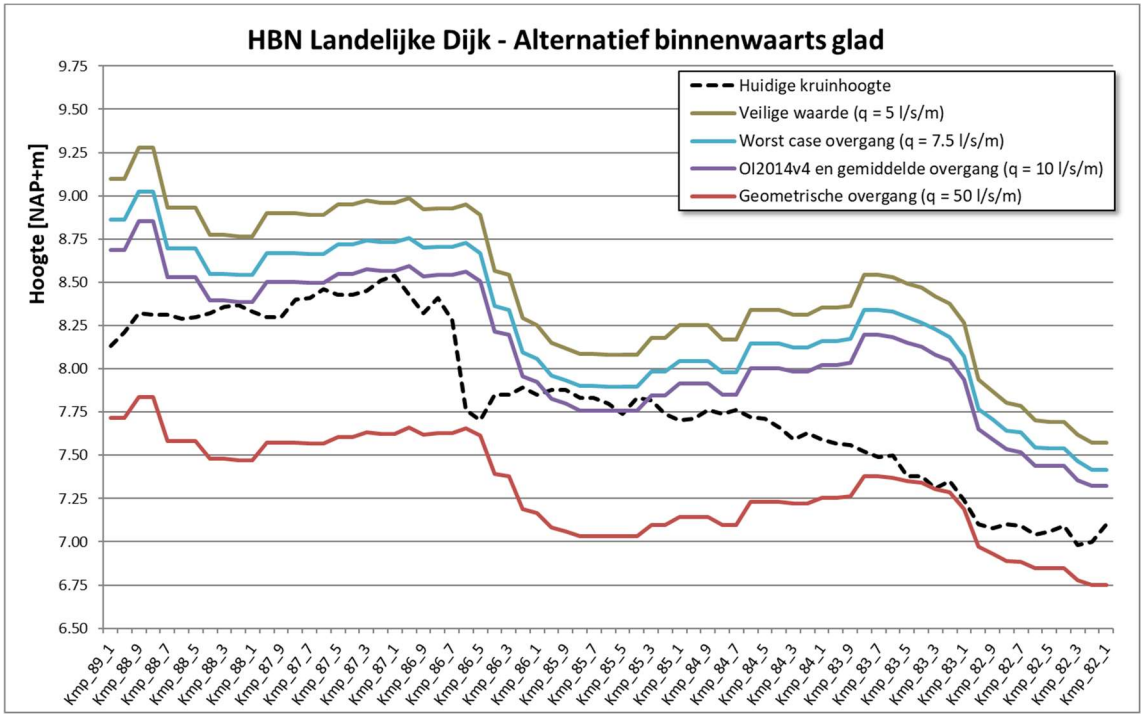
- Worst case overgang (van toepassing voor Haven)
- Gemiddelde overgang (van toepassing voor Landelijke Dijk)
- Geometrische overgang (mogelijk met aanvullende maatregelen van toepassing voor Landelijke dijk)
- Het type 'geen overgang' uit KPR [2019] is niet beschouwd omdat langs de Lauwersmeerdijk altijd op zijn minst sprake is van een geometrische overgang.

Om een vergelijking te maken tussen het probabilistische overslagdebiet conform KPR [2019] en het deterministische debiet uit het OI2014v4 is het probabilistische debiet vertaald naar een deterministisch debiet zodanig dat dit leidt tot eenzelfde HBN[3]. Hieruit blijkt dat:

- Een worst case overgang komt langs de landelijke dijk overeen met een deterministisch overslagdebiet van ordegrootte 7,5 l/s/m en voor het haventraject met een deterministisch overslagdebiet van ordegrootte 5 l/s/m ;
- Een gemiddelde overgang komt voor zowel de landelijke dijk als voor de havendijk overeen met een deterministisch overslagdebiet van ordegrootte 10 l/s/m;
- Een geometrische overgang komt langs de landelijke dijk overeen met een deterministisch overslagdebiet van ordegrootte 50 l/s/m en voor het haventraject met een deterministisch overslagdebiet van ordegrootte 60 l/s/m;

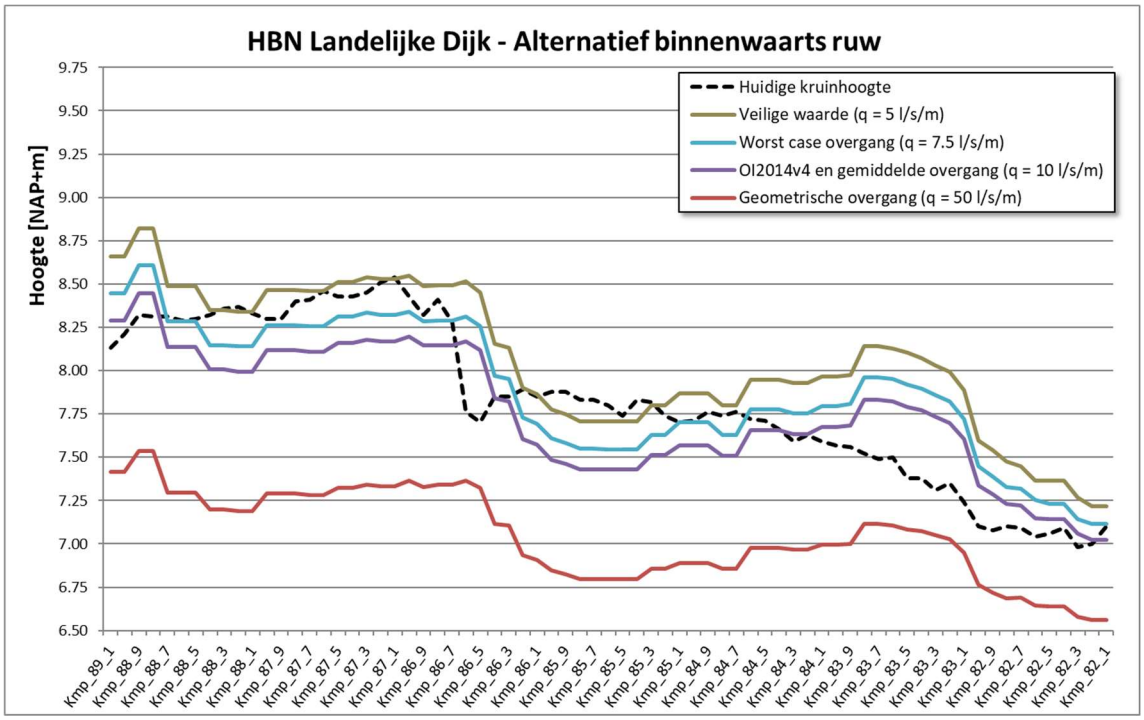
Deze representatieve overslagdebieten zijn gebruikt in het vervolg van de analyse.

Figuur 24 en Figuur 25 laat het effect van de verschillende kritische overslagdebieten op het HBN zien voor de twee versterkingsalternatieven voor de landelijke dijk. Hierbij wordt opgemerkt dat in Hoofdstuk 2 de toegepaste hydraulische belastingen en wijzingen op de standaard WBI2017 database zijn onderbouwd (zie paragraaf 2.1). In dit hoofdstuk wordt gebruikt gemaakt van de gecorrigeerde database (bias-correctie).



[3] Ten tijde van de analyse was de najaarsrelease van Riskeer nog niet beschikbaar waardoor dit nodig was om de ontwerpkruinhoogte voor 2075 o.b.v. het probabilistische debiet te bepalen. Hierdoor is het herzien van de analyse op basis van de nieuwe versie van Riskeer niet nodig.

Figuur 24: HBN in 2075 bij verschillende keuzes voor het kritiek overslagdebiet – alternatief binnenwaarts glad.

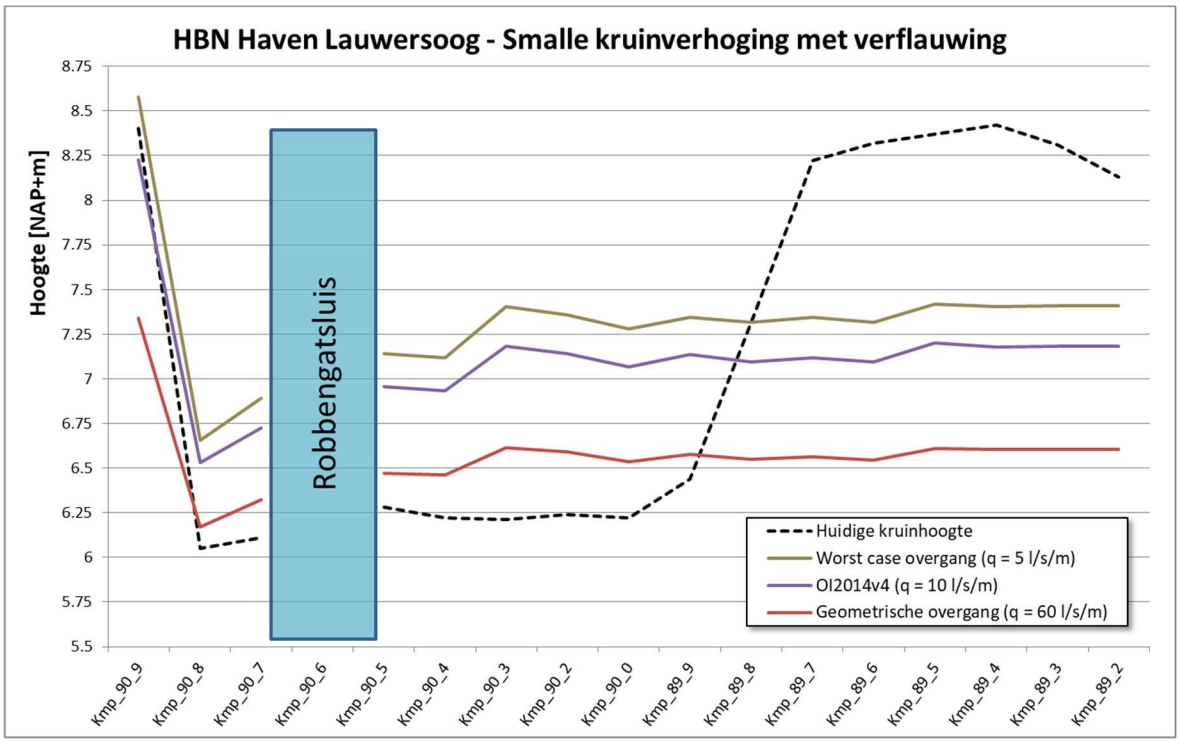


Figuur 25: HBN in 2075 bij verschillende keuzes voor het kritiek overslagdebiet – alternatief binnenwaarts ruw.

Wat betreft de impact op de hoogteopgave voor de landelijke dijk merken we op dat:

- Het HBN is bij een worst-case overgang (q = 7,5 l/s/m) op de landelijke dijk gemiddeld 15 cm hoger dan conform het OI2014v4 (q = 10 l/s/m) een gemiddelde overgang (q = 10 l/s/m).
- Bij toepassing van een geometrische overgang (q = 50 l/s/m) is het HBN 70 cm lager dan conform het OI2014v4 (q = 10 l/s/m) en voldoet de huidige kruinhoogte volledig.
- Alleen als kan worden uitgegaan van een geometrische overgang is er geen sprake van een significante hoogteopgave bij de variant binnenwaarts glad (Figuur 24). Bij de andere drie criteria voor het overslagdebiet is voor de variant binnenwaarts glad altijd sprake van een opgave. Voor de variant binnenwaarts ruw (Figuur 25) geldt hetzelfde, al is de omvang ten opzicht van de variant binnenwaarts glad een stuk geringer.

Figuur 26 laat zien dat er structureel sprake is van een hoogteopgave in de haven van Lauweroog van dijkpaal 90.9 t/m 89.8. De HBN-verschillen tussen de verschillende keuzes voor het overslagdebiet zijn over het algemeen iets beperkter dan voor de landelijke dijk.



Figuur 26: HBN in 2075 bij verschillende keuzes voor het kritiek overslagdebiet – alternatief smalle kruinverhoging.

3.4. Interactie met andere faalmechanismen

De mate van golfoverslag heeft ook invloed op andere faalmechanismen dan GEKB. Voorbeelden zijn macrostabiliteit (STBI) en het afschuiven van gras op het binnentalud (GABI). Analyses waarbij infiltratie een rol speelt zijn erg onzeker van aard omdat de ligging van de freatische lijn bij significante golfoverslag lastig vast te stellen is. Daarom wordt in deze beschouwing onderscheid gemaakt in twee scenario's:

1. Overslagdebiet met beperkte omvang. Hieronder valt het overslagdebiet op basis van de worst-case en de gemiddelde overgang op de landelijke dijk (q = 5 tot q= 10 l/s/m) en het overslagdebiet op basis van het OI2014v4 (q = 10 l/s/m).
2. Hoge overslagdebieten in de orde van 40-60 l/s/m. Dit is het overslagdebiet passend bij een geometrische overgang op de landelijke dijk.

Ondanks onzekerheden ten aanzien van (beheer en onderhoud) van de grasbekleding en ligging van de freatische lijn bij infiltratie, is in Bijlage A op basis van gevoeligheidsanalyses aangetoond dat bij overslagdebieten in de orde van 5-10 l/s/m geen sprake is van negatieve beïnvloeding van de overige geotechnische mechanismen. De volledige analyse is opgenomen in Bijlage A.

Bij een dijkontwerp waarbij een hoog overslagcriterium van 40-60 l/s/m wordt gehanteerd, is de belasting (stroomsnelheden, tijdsduur belasting, hoeveelheid infiltrerend water, etc.) op de dijk groter. Derhalve worden zwaardere eisen aan de verschillende onderdelen van de dijk gesteld. Op basis van de analyse in Bijlage A is met betrekking tot de relevante geotechnische faalmechanismen laten zien dat:

- De grasmat tenminste over de kwalificatie "goed" moet beschikken. Dit houdt in dat het beheer en onderhoud van de grasmat dusdanig dient te zijn dat er daadwerkelijk sprake is van een goede grasmat. Ook moeten schades zoals ten gevolge van graverij of droogte met voldoende zekerheid kunnen worden uitgesloten. Het toelaten van begrazing door schapen op kruin en binnentalud is discutabel in verband met het ontstaan van looppaadjes;

- De ontwikkeling van de freatische lijn bij een dergelijk groot overslagdebiet omvat een grote mate van onzekerheid. Modelmatig (MSeep) ligt de berekende freatische lijn net onder de maximaal toelaatbare waterdruk voor opdrukken van de kleilaag. Gezien de onzekerheden in de daadwerkelijke ligging van de freatische lijn onder maatgevende condities, kan instabiliteit van het talud en/of de bekleding niet worden uitgesloten.

In het geval van schade aan het binnentalud (grasmat, macrostabiliteit en/of deklaag) wordt de reststerkte van de kern en/of deklagen van de dijk aangesproken. Op basis van de POV-M notitie wordt vastgesteld dat voor overslagdebieten groter dan q = 10 l/m/s onvoldoende kennis en ervaring voorhanden is om hier een uitspraak over te doen.

Op basis hiervan wordt gesteld dat een ontwerp op basis van hoge overslagdebieten onvoldoende kan worden onderbouwd zonder aanvullende maatregelen te treffen. Daarbij is de Lauwersmeerdijk een zanddijk met een dunne en matige kleilaag op het binnentalud met weinig reststerkte. Om deze redenen zullen bij een hoog overslagdebiet aanvullende maatregelen aan kruin en/of binnentalud van de Lauwersmeerdijk noodzakelijk zijn. In deze analyse is gekozen dat deze maatregel bestaat uit het aanbrengen van erosiebestendige kleilaag van 1m dikte op het binnentalud en de binnenberm.

3.5. Indicatieve impact op de ontwerpkosten

Voor de landelijke dijk is voor beide alternatieven voor twee dijkpalen de indicatieve impact van de hantering van een wisselend kritiek overslagdebiet op de directe bouwkosten (kosten zonder opslagen) onderzocht. Deze dijkpalen zijn zo gekozen dat ze representatief/kenmerkend zijn voor twee dijktrajecten; dijkpaal 87.9 is representatief gesteld voor het traject dp89.0 t/m dp85.0 en dijkpaal 83.3 is representatief gesteld voor traject dp85.0 t/m 82.0. Voor de havendijk is gekozen om voor het alternatief smalle kruinverhoging deze analyse uit te voeren bij dijkpaal 90.0. Dit alternatief is toepasbaar over een lengte van circa 1km van het haventraject (zie voor onderbouwing Figuur 27).

De resultaten van de kostenvergelijking zijn weergegeven in Tabel 2. De rekenresultaten zijn in detail opgenomen in Bijlage E. Een hoger overslagdebiet heeft geen effect op het ontwerp van de bekleding op het buitentalud.

Het valt op dat de impact op de kosten alleen significant zijn als een kruinverhoging en daarmee een binnenwaartse verplaatsing/opgave wegvalt. Het toestaan van hogere overslagdebieten (bijvoorbeeld behorend bij een geometrische overgang) leiden niet altijd tot een kostenbesparing. Dit komt 1. doordat bij een lager overslagdebiet vaak al geen kruinverhoging meer nodig is en de stap naar een geometrische overgang heeft in dat geval weinig zin of 2. de kosten om het binnentalud overslagbestendig te maken, nemen het kostenvoordeel van een lagere kruinhoogte weg. Hierbij is aangenomen dat alleen bij een kritiek overslagdebiet hoger dan 10 l/s/m erosiebestendige klei aangebracht dient te worden op het binnentalud. Het overslagdebiet dat optreedt voor zichtjaar 2075 bij de huidige kruinhoogte is weergegeven in Figuur 14.

Voor het alternatief binnenwaarts glad wordt bij dijkpaal 87.9 een grote kostenreductie berekend voor een geometrische overgang (-23%). Het overslagdebiet bij de huidige kruinhoogte is circa 18 l/s/m. Hierdoor hoeft bij het hanteren van een geometrische overgang de huidige dijk dus niet omhoog en tevens is aangenomen dat de huidige kleilaag op het binnentalud deze belasting aan zou moeten kunnen. Opgemerkt moet worden dat over een lengte van circa 500m in het traject dp89.0 t/m dp85.0 het kritieke overslagdebiet wel hoger is dan 20 l/s/m. Hier zullen

waarschijnlijk wel extra maatregelen nodig zijn aan het binnentalud, dus een kostenreductie van -23% over het gehele traject lijkt zeer waarschijnlijk onhaalbaar.

Voor het dijktraject dp85.0 t/m dp 82.0 wordt bij alternatief binnenwaarts glad de grootste kostenreductie (-14%) berekend bij een golfoverslagdebiet van 10 l/s/m (gemiddelde overgang). Het kostenvoordeel van een geometrische overgang valt hier tegen, omdat is aangenomen dat een goed erosiebestendige kleilaag moet worden aangelegd worden op het binnentalud. De werkelijke overslagdebieten bij de huidige kruinhoogte lopen hier immers op tot circa 50 l/s/m.

Voor het alternatief binnenwaarts ruw wordt bij dijkpaal 87.9 tussen een worst case overgang (7,5 l/s/m), een gemiddelde overgang (10 l/s/m) en een geometrische overgang (50 l/s/m) een gelijke kostenreductie berekend (-19%). Het overslagdebiet bij huidige kruinhoogte is circa 7,5 l/s/m. Het hanteren van een hoger ontwerp-overslagdebiet levert bij dit alternatief voor deze strekking (dp89.0 t/m dp85.0) dus geen kostenvoordeel op.

Voor het dijktraject dp85.0 t/m dp 82.0 wordt bij alternatief binnenwaarts ruw een gelijke kostenreductie (-2%) berekend bij worst-case overgang en een gemiddelde overgang. Het kostenvoordeel van een geometrische overgang vervalt hier volledig, er worden zelfs meerkosten berekend (+16%), omdat is aangenomen dat een goed erosiebestendige kleilaag moet worden aangelegd worden op het binnentalud. De werkelijke overslagdebieten bij de huidige kruinhoogte lopen hier immers op tot boven de 20 l/s/m.

Voor het haventraject leidt het hanteren van een hoog overslag debiet (60 l/s/m bij een geometrische overgang) tot significante meerkosten, omdat de gehele kruin en binnentalud dan overslagbestendig gemaakt dient te worden. De kostenverschillen tussen een worst-case overgang (5 l/s/m) en een gemiddelde overgang (10 l/s/m) zijn minimaal geraamd. Hierbij is echter aangenomen dat er geen aanvullende erosiebestendige maatregelen in vergelijking met 5 l/s/m nodig zijn op de kruin van de dijk bij het hanteren van 10 l/s/m.

Tabel 2: Kostenimpact van verschillende kritieke golfoverslagdebieten

Alternatief	Directe kosten per m1	verschil	kruinhoogte m tov [NAP]	zetsteendikte
Binnenwaarts glad 5 l/s/m - dijkpaal 87.9	€ 4,054.96	basis		40cm
Binnenwaarts glad worstcase (7,5 l/s/m) - dijkpaal 87.9	€ 3,908.07	-4%	8.67	40cm
Binnenwaarts glad Gemiddeld (10 l/s/m) - dijkpaal 87.9	€ 3,927.47	-3%	8.5	40cm
Binnenwaarts glad Geometrisch (50 l/s/m) - dijkpaal 87.9	€ 3,112.75	-23%	7.57	40cm
Binnenwaarts glad 5 l/s/m - dijkpaal 83.7	€ 4,501.28	basis	8.54	35cm
Binnenwaarts glad worstcase overgang (7,5 l/s/m) - dijkpaal 83.7	€ 4,338.91	-4%	8.34	35cm
Binnenwaarts glad gemiddeld overgang (10 l/s/m) - dijkpaal 83.7	€ 3,835.75	-15%	8.2	35cm
Binnenwaarts glad geometrisch overgang (50 l/s/m) - dijkpaal 83	€ 4,284.98	-5%	7.38	35cm
Binnenwaarts ruw (5 l/s/m) - dijkpaal 87.9	€ 4,323.65	basis	8.47	40cm
Binnenwaarts ruw worstcase (7,5 l/s/m) - dijkpaal 87.9	€ 3,496.30	-19%	8.26	40cm
Binnenwaarts ruw gemiddeld (10 l/s/m) - dijkpaal 87.9	€ 3,496.30	-19%	8.12	40cm
Binnenwaarts ruw geometrisch (50 l/s/m) - dijkpaal 87.9	€ 3,496.30	-19%	7.29	40cm
Binnenwaarts ruw (5 l/s/m) - dijkpaal 83.7	€ 4,036.23	basis	8.14	35cm
Binnenwaarts ruw worst case (7,5 l/s/m) - dijkpaal 83.7	€ 3,939.50	-2%	7.96	35cm
Binnenwaarts ruw gemiddeld (10 l/s/m) - dijkpaal 83.7	€ 3,959.21	-2%	7.83	35cm
Binnenwaarts ruw geometrisch (50 l/s/m) - dijkpaal 83.7	€ 4,686.74	16%	7.11	35cm
Haven grondoplossing (5 l/s/m) - dijkpaal 90.0	€ 1,397.53	basis	7.28	20cm
Haven grondoplossing worstcase (5 l/s/m) - dijkpaal 90.0	€ 1,397.53	0%	7.28	20cm
Haven grondoplossing gemiddeld (10 l/s/m) - dijkpaal 90.0	€ 1,385.22	-1%	7.07	20cm
Haven grondoplossing geometrisch (60 l/s/m) - dijkpaal 90.0	€ 1,853.15	33%	6.54	20cm

3.6. Conclusie

Haven Lauwersoog

- Binnen de haven van Lauwersoog dient ten alle tijden maatwerk te worden gehanteerd, omdat sprake is van een ruimtelijk complexe situatie (zie Figuur 27):
    - Voor de locaties waar de reguliere ontwerpen (smalle kruinverhoging met taludverflauwing en inkassing talud met verticale wand) inpasbaar zijn wordt een **kritiek overslagdebiet van 5 l/s/m** gehanteerd in combinatie met een gesloten grasmat op 80 cm klei. Dit zijn de locaties #3, #5b en #7 in Figuur 27.
    - Op locaties waar de reguliere ontwerpen niet inpasbaar zijn, wordt maatwerk gehanteerd. Op de locaties #1, #2, #6 en #8 is geen sprake van een hoogte-opgave. Bij de Robbengatsluis (locatie #4) wordt de dijk overslagbestendig gemaakt; andere versterkingsalternatieven zijn hier nagenoeg onmogelijk. Bij het Informatie Paviljoen (locatie #5a) is door een gebrek aan ruimte alleen het alternatief met een verticale wand goed toepasbaar. Zie voor nadere toelichting de notitie kansrijke alternatieven RHDHV & HKV [2019b].

Bij de haven van Lauweroog wordt in de basis gekozen voor een kritiek overslagdebiet van 5 l/s/m **(worst-case overgang)** vanwege het grote aantal overgangen als gevolg van fietspaden en de provinciale weg, bijbehorende objecten zoals verkeerborden en lantaarnpalen en aanwezige dijkmeubilair. Daarnaast merken wij op dat de huidige kruin (onverharde delen) en het binnentalud geen kleilaag bevat en de grasmat slecht tot afwezig is. Door uit te gaan van een overslagdebiet van 5 l/s/m is de mate van overslag dusdanig klein dat de kruin alleen over 5 m lengte (in het dwarsprofiel) overslagbestendig moet worden gemaakt (door aanleg van bijv. een kleilaag). Daarmee hoeft deze maatregel niet op het hele binnentalud uitgevoerd te worden. Toepassing van een hoger overslagdebiet dan 5 l/s/m neemt de hoogteopgave niet weg en werkt op die locaties kostenverhogend omdat er extra werkzaamheden nodig zijn om de gehele kruin en binnentalud overslagbestendig te maken.

Figuur 27: Overzicht van de maatwerk locaties in de haven van Lauwersoog. Dit zijn de locaties #1, #2, #4 en #6.

Landelijke dijk

Op het landelijke deel van de Lauwersmeerdijk wordt een kritiek overslagdebiet van **10 l/s/m** gehanteerd in combinatie met een gesloten grasmat op 80 cm klei. Voor deze keuze noemen wij de volgende overwegingen:

- Op de Lauwersmeerdijk is geen sprake van een geometrische overgang. Het toestaan van de hoge overslagdebieten die horen bij een geometrische overgang leidt tot versterkingsmaatregelen op het binnentalud. Netto kan dit resulteren dit in hogere kosten.

- De classificering van het type overgang o.b.v. Deltares [2015] is niet eenduidig en in het verleden is gebleken dat er onder experts nog geen consensus bestaat over de classificatie. Dit maakt deze kennis in mindere mate toepasbaar binnen HWBP projecten. Voor een goede probabilistische analyse zou meer onderzoek nodig zijn naar de lokaal aanwezige sterkte van de grasmat onder ongunstige omstandigheden die representatief zijn voor de maatgevende belasting. Dit is niet doelmatig vanwege de doorwerking van verdere optimalisatie in andere faalmechanismen.
- Het waterschap hanteert als dijkbeheerder daarnaast de volgende aanvullende overwegingen voor keuze van 10 l/s/m:
  - Onvoorziene omstandigheden (niet volgend uit slecht beheer) zoals niet-ontdekte graverij, impact van droogte en schade door begrazing leiden bij hogere overslagdebieten direct tot situaties die kritiek zijn voor de erosiebestendigheid. Corrigerende maatregelen tijdens hoogwater zijn zeer beperkt mogelijk (ontstaan van schade waarschijnlijk nauwelijks zichtbaar en doeltreffende corrigerende maatregelen ontbreken grotendeels).
  - Op het binnentalud is sprake van een dunne zandige kleilaag (oude erosieklasse C3) en tijdens falen van de kleilaag komt de zandlaag direct bloot te liggen. Hierdoor is er geen sprake van reststerkte en heeft het waterschap tijdens extreme omstandigheden geen handelingsperspectief voor noodmaatregelen.
  - In de planuitwerkingsfase gaat het waterschap de kleidikte en kleikwaliteit op de dijk nader onderzoeken. Als technisch uitgangspunt richting de uitvoering wordt gekozen dat op het binnentalud van de dijk tenminste een kleilaagdikte van 80 cm op een kwalitatief goede (gesloten) graszode aanwezig dient te zijn. De klei dient uiteraard conform OI/WBI geschikt zijn voor dijkbekledingen.
- Van dijkpaal 86.7 t/m 86.2 is sprake van een dijkovergang. Specifiek voor deze locatie is een kritiek overslagdebiet van 10 l/s/m te hoog zonder aanvullende maatregelen. In de planuitwerkingsfase zal hier een maatwerkoplossing worden onderzocht (bijvoorbeeld lokaal meer ruwheid toepassen).

4. Samenvatting

4.1. Hydraulische belastingen

Waterschap Noorderzijlvest streeft om in het ontwerp van het HWBP-project Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat rekening te houden met realistische belasting condities. Hierin zijn de golfsteilheden als een belangrijke parameter aangemerkt. De golfsteilheden zijn nu erg hoog. Een correctie door de golfperiode te verlengen, waardoor de golfsteilheden meer realistisch worden, leidt echter wel tot een hogere belasting (voor zowel de kruinhoogte als de steenbekleding).

In het HWBP-project gaat Waterschap Noorderzijlvest uit van hydraulische belastingen die zijn afgeleid op basis van de biascorrectie voor de modelonzekerheden van de golfhoogte en golfperiode en volledige correlatie (100%) tussen beide modelonzekerheden. De belangrijkste overweging is dat bij toepassing van deze set van uitgangspunten de golfsteilheden gelijk zijn aan de golfsteilheden zoals berekend met SWAN zonder toepassing van modelonzekerheden. Dit wordt gezien als de fysisch meest realistische situatie. Door deze keuze wordt daarnaast het risico op vroegtijdig terugkomen verkleind.

Ten tweede wordt uitgegaan van een gecorrigeerde golvendatabase. Binnen het dijktraject bevond zich in de originele database een overgang tussen twee SWAN-modellen, wat een discontinuïteit veroorzaakte. In de gecorrigeerde database worden de uitkomsten van één SWAN-model toegepast. Daarbij is de lokale piekperiode Tp toegevoegd, en een onjuistheid in het waterstandsveld gecorrigeerd. Hiermee wordt optimaal recht gedaan aan de fysica. De correcties hebben geleid tot een lager HBN in het oostelijk deel van de het traject Landelijke dijk, maar nemen de hoogteopgave niet geheel weg.

Met deze werkwijze wordt aangesloten op de redeneerlijn in het dijkversterkingsproject van de Afsluitdijk en dus sprake is van uniformiteit in de aanpak. Bij de dijkversterking van de Afsluitdijk is ook afgeweken van de default parameters in het WBI en zijn deze (binnen de mogelijkheden die het instrumentarium biedt) bijgesteld om een fysisch zo realistisch mogelijke situatie te verkrijgen (zie voor meer informatie Vos [2019]).

4.2. Kritiek overslagdebiet

Haven Lauwersoog

Bij de haven van Lauweroog wordt in de basis gekozen voor een kritiek overslagdebiet van **5 l/s/m**, behorende bij een **worst-case overgang**. Er is voor een kritiek overslagdebiet van 5l/s/m gekozen vanwege de slechte grasmat, het grote aantal overgangen als gevolg van fietspaden en de provinciale weg en omdat de havendijk geheel uit zandig materiaal bestaat en er dus geen erosiebestendige kleilaag aanwezig is. Door uit te gaan van een overslagdebiet van 5 l/s/m is de mate van overslag dusdanig klein dat de kruin alleen over 5 m lengte (in het dwarsprofiel) overslagbestendig moet worden gemaakt door middel van een kwalitatief goede (gesloten) graszode op een kleilaag van 80 cm. Toepassing van een hoger overslagdebiet dan 5 l/s/m neemt de hoogteopgave niet weg en werkt juist kostenverhogend omdat er extra werkzaamheden nodig zijn om de gehele kruin en binnentalud overslagbestendig te maken.

Landelijke dijk

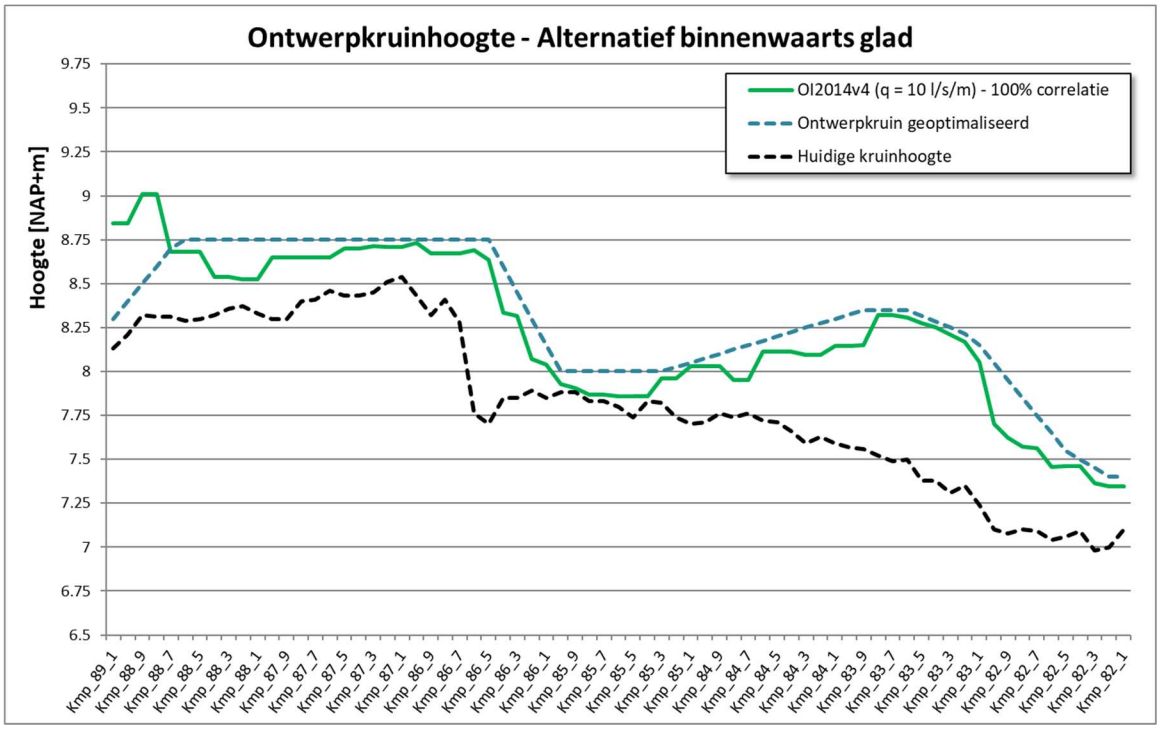
Op het landelijke deel van de Lauwersmeerdijk wordt een **kritiek overslagdebiet van 10 l/s/m** gehanteerd in combinatie met een kwalitatief goede (gesloten graszode op 80 cm klei). De belangrijkste overwegingen voor deze keuze zijn:

- Het landelijke dijktraject van de Lauwersmeerdijk past het best bij een gemiddelde overgang (Deltares 2015).
- Het toestaan van hoge overslagdebieten (die horen bij een geometrische overgang) leiden niet tot noemenswaardige kostenbesparingen. Het toestaan van de hoge overslagdebieten die horen bij een geometrische overgang kunnen zelfs leiden tot versterkingsmaatregelen op het binnentalud. Netto kan dit resulteren dit in hogere kosten.
- Op het binnentalud is sprake van een relatief dunne zandige kleilaag (oude erosieklasse C3) en tijdens falen van de kleilaag komt de zandlaag direct bloot te liggen. Hierdoor is er geen sprake van reststerkte en heeft het waterschap tijdens extreme omstandigheden geen handelingsperspectief voor noodmaatregelen. Het toestaan van hogere overslagdebieten dan 10 l/s/m bij een zeedijk met zandkern is derhalve onverstandig.

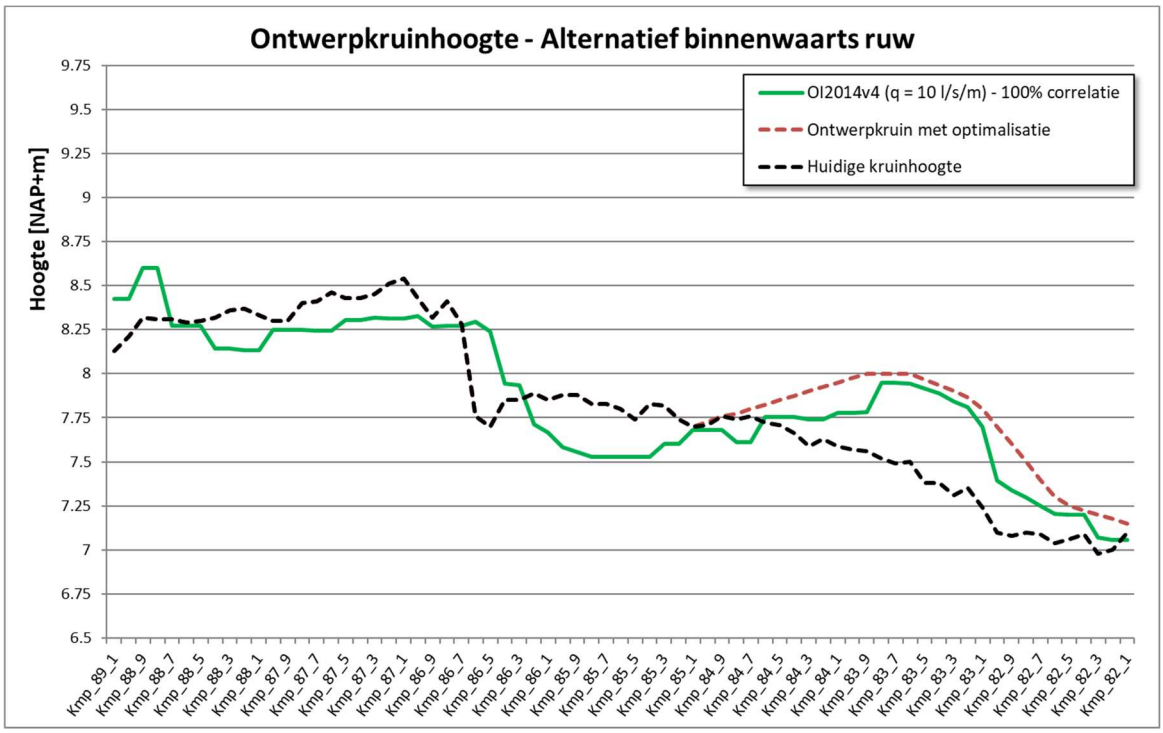
4.3. Voorstel ontwerphoogte landelijke dijk

Met de nieuwe vastgestelde uitgangspunten kan voor beide alternatieven een ontwerpkruinlijn worden opgesteld. Deze ontwerpkruinlijn is voor alternatief binnenwaarts glad weergegeven in Figuur 28 en voor het alternatief binnenwaarts ruw in Figuur 29. Bij het toepassen van het alternatief binnendijks glad betekent dit dat de gehele dijk opgehoogd zal moeten worden, om aan te sluiten op de havendijk zal in uiterste westen van de landelijke dijk een maatwerkoplossing moeten worden gezocht in de planuitwerkingsfase.

Bij het toepassen van het alternatief binnendijks ruw kan met de kruinhoogte al voor lange strekkingen worden voldaan aan het kritieke overslagdebiet van 10 l/s/m. Ook bij dit alternatief zal in het uiterste westen een maatwerkoplossing moeten worden gezocht om aan te sluiten op de havendijk. Bij de dijkovergang (ter plaatse van dijkpaal 86.5) voldoet de huidige kruinhoogte over een lengte van circa 350m ook niet aan het kritieke overslagdebiet van 10 l/s/m; hier lijkt ook een maatwerkoplossing het meest passend, wellicht kan hier gekozen om aanvullende ruwheid op het bovenbeloop toe te passen. Oostelijk van dijkpaal 85.1 zal de dijk bij dit alternatief in binnenwaartse richting worden opgehoogd.



Figuur 28: Ontwerpkruinlijn alternatief Binnenwaarts glad



Figuur 29: Ontwerpkruinhoogte – alternatief Binnenwaarts ruw

5. Referenties

Caires, S. (2012)
Maximale significante golfhoogte bij ondiep water en maximale golfsteilheid. Deltares rapport 1204727-004.

Deltares (2018)
Mogelijke gevolgen van versnelde zeespiegelstijging voor het Deltaprogramma - Een verkenning. Deltares, 2018 (zie ook: https://www.deltares.nl/nl/nieuws/deltares-brengt-mogelijke-gevolgen-van-versnelde-zeespiegelstijging-voor-nederland-kaart/ - geraadpleegd: december 2019)

Deltares (2015)
Invloed overgangen op het kritische overslagdebiet. Gijs Hoffmans, Deltares, Augustus 2015.

HKV (2018)
Veiligheidsbeoordeling Lauwersmeerdijk. HKV, Infram en Tauw. September 2018. Projectnummer PR3524.40.

KNMI (2017)
Nieuwsbericht Extreme zeespiegelstijging in de 21e eeuw (https://www.knmi.nl/over-het-knmi/nieuws/extreme-zeespiegelstijging-in-de-21e-eeuw). Geraadpleegd: december 2019

KPR (2019)
Ontwerpen met kansverdelingen voor kritieke overslagdebieten. Alfons Smale, 26-06-2019, versie 1.0, Kennisplatform Risicobenadering.

NZV (2010)
Veiligheidstoetsing Waddenzeedijk. Primaire waterkeringen dijkringgebied 6, beheerd door Waterschap Noorderzijlvest. Mei 2010, definitief rapport.

NZV (2018)
Veiligheidsoordeel Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat. Veiligheidsoordeel van de beheerder van het HWBP project Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat. Heine van Maar, Gerbert Pleijter en Bert de Wolff. Waterschap Noorderzijlvest, september 2018, definitief rapport.

RHDHV & HKV (2019a)
Technische Uitgangspuntennotitie (TUN) Dijkversterking Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat v3.0. Sander Post en Gerbert Pleijter. Royal HaskoningDHV, 22 oktober 2019

RHDHV & HKV (2019b)
Variantennota Dijkversterking Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat. Sander Post en Jan Valk, 7 november 2019.

Smale (2019)
Correlation between model uncertainties wave height and wave period. A. Smale, November 2018. Project 11202225-003

Van Bree, Bob (2018)
WBI-beoordeling kunstwerken Cleveringsluizen en Robbengatsluis. WBI-beoordeling in het kader van de vierde wettelijke beoordelingsronde. Bob van Bree, februari 2019.

Van Nieuwkoop, J. (2017).
Hydraulische randvoorwaarden met gecorreleerde onzekerheden golfhoogte en golfperiode. Deltares memo 11201124-002-HYE-0004, 23 augustus 2017.

Vos, R. (2017)
Hydraulische Ontwerpbelastingen voor Bekledingen Afsluitdijk met realistische golfsteilheid. Rijkswaterstaat, 19 april 2017.

RWS WVL (2019)
Overleg Effecten nieuwe kennis BOI Noord Nederland, definitief
Rijkswaterstaat Water, Verkeer en Leefomgeving, 4 september 2019.

RHDHV (2019)
Aanvullend conditionerende onderzoeken Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat. Sander Post en Jo-van Tromp, 4 november 2019.

Bijlage A: Nadere beschouwing invloed overslagdebiet op geotechnische faalmechanismen

Notitie / Memo

HaskoningDHV Nederland B.V.
Maritime & Aviation

Aan:	Bert de Wolff (Waterschap Noorderzijlvest)
Van:	Clara Spoorenberg, Sander Post, Gerbert Pleijter
Datum:	7 februari 2020
Kopie:	Jan Valk
Ons kenmerk:	BG3034-RHD-ZZ-XX-NT-Z-0004
Classificatie:	Projectgerelateerd

Onderwerp: **Waterkering Lauwersmeer - Vierhuizergat - Nadere beschouwing hoger overslagdebiet op geotechnische faalmechanismen - versie 2**

Inleiding

Door het HWBP is aan elk HWBP project verzocht om de keuze voor het toe te passen toelaatbare golfoverslagdebiet nader (probabilistisch) te beschouwen. Bij een probabilistische beschouwing speelt de classificatie van type overgangen (zwakke plekken van een dijk) een belangrijke rol. Hiervoor zijn afhankelijk van de dijkovergang kansverdelingen opgesteld die het kritisch overslagdebiet beschrijven. Toepassing van de kansverdelingen leidt voor de Lauwersmeerdijk tot eenzelfde HBN (ordegrootte) bij deterministische kritische overslagdebieten van:
-worst-case overgang – circa 5 l/s/m
-gemiddelde overgang - circa 10 l/s/m
-geometrische overgang – circa 40 l/s/m

Conform de “Integrale benadering toegestaan golfoverslagdebiet” (POV-M, 2018) kan het toestaan van hogere overslagdebieten dan (gemiddeld) 1,0 l/s/m echter mogelijk negatieve consequenties hebben voor het ontwerp op de overige geotechnische faalmechanismen. In voorliggende notitie is een beschouwing op hoofdlijnen opgenomen, waarin de geotechnische impact van de keuze van het toelaatbare overslagdebiet op het ontwerp van de waterkering Vierhuizergat is beoordeeld. Op basis van een aantal verkennende analyses zijn de varianten 5, 10 en 40 l/m/s beoordeeld voor het landelijke dijktraject. Indien noodzakelijk, zijn op basis van de uitgevoerde analyses bovendien mitigerende maatregelen benoemd om de eventuele negatieve effecten op het ontwerp te compenseren.

Beoordelingsfilosofie Haventraject

Vanwege het grote aantal overgangen als gevolg van fietspaden, dijkopgangen en een provinciale weg op de kruin van de dijk is bij voorbaat uit te sluiten dat voor dit dijktraject een overslagdebiet kan worden gehanteerd conform een gemiddelde of geometrische overgang. Voor de haven van Lauweroog wordt daarom in de basis gekozen voor een kritiek overslagdebiet van 5 l/s/m, behorende bij een worst-case overgang. Daarnaast bestaat de havendijk geheel uit zand, er is dus geen erosiebestendige kleilaag aanwezig en tevens is de aanwezige grasmat slecht of zelf geheel afwezig. Door uit te gaan van een overslagdebiet van 5 l/s/m is de mate van overslag dusdanig klein dat de kruin alleen over 5 m lengte (in het dwarsprofiel) overslagbestendig moet worden gemaakt (door aanleg van bijv. een kleilaag). Toepassing van een hoger overslagdebiet dan 5 l/s/m neemt de hoogteopgave niet weg en werkt juist kostenverhogend omdat er extra werkzaamheden nodig zijn om de gehele kruin en binnentalud overslagbestendig te maken.
De gekozen insteek kan mogelijk impact hebben op het beheer en onderhoud van de dijk. Vanwege de grote breedte van het dijkprofiel (restprofiel) worden maatregelen aan het binnentalud niet noodzakelijk geacht. Hiermee wordt impliciet de keuze gemaakt om (beperkte) schade aan het binnentalud toe te staan gedurende maatgevende omstandigheden. Gezien de lage frequentie waarbij deze schade mogelijk is, wordt als mitigerende maatregel opgenomen dat deze (eventuele) schade herstelt dient te worden voor het optreden van een volgende maatgevende situatie.

Beoordelingsfilosofie Landelijke dijktraject

Voor het landelijke dijktraject zijn analyses uitgevoerd voor een maatgevende doorsnede, gekozen is voor DP83,5. Voor deze doorsnede is een vergelijk gemaakt tussen een overslagdebiet van q=5, 10 en 40 l/m/s. Uitgangspunt bij de beoordeling is dat de kans op een overstroming voldoende klein moet zijn. Voor het optreden van een overstroming zijn de volgende gebeurtenissen benodigd:

1. Optreden van schade aan de grasbekleding door:
    a. Erosie grasmat door overslaand water;
    b. Stabiliteitsverlies door opdrukken bij verhoogde freatische lijn;
2. Erosie van eventuele onderlagen en kern.

Voor gebeurtenis 2 bestaan geen onderbouwde modellen. Echter, aangezien de kleibekleding op het binnentalud slechts enkele decimeters dik is en overwegend uit weinig erosiebestendige klei bestaat (erosiebestendigheidscategorie III, zie bijlage) en de kern uit zand bestaat, wordt er van uitgegaan dat wanneer falen van de grasbekleding optreedt, de reststerkte dusdanig gering is dat de veiligheid tegen overstromen niet meer gegarandeerd kan worden[1]. Dit geldt zowel voor 5, 10 als 40 l/m/s, waarbij de volgende twee aandachtspunten benoemd worden:

1. Hoe groter het overslagdebiet, hoe groter de belasting en daarmee hoe groter de kans op schade aan bekleding van kruin en/of binnentalud. Onderstaand is nader uitgewerkt tot welk overslagdebiet de kans op schade voldoende klein is om tot een verantwoord ontwerp te komen bij de gehanteerde uitgangspunten. Hierbij worden tevens eventuele consequenties voor beheer en onderhoud benoemd;
2. Hoe groter het overslagdebiet, hoe groter de snelheden (belasting) en derhalve hoe groter de erosie van het kernmateriaal en de (weinig erosiebestendige) kleionderlaag. De reststerkte van het materiaal zal bij grotere belasting equivalent staan aan een kortere belastingduur tot falen, terwijl bij een hoger overslagdebiet juist een langere belastingduur van toepassing is.

De onderstaande beoordeling richt zich hiermee op het controleren van de weerstand tegen het optreden van schade aan de grasbekleding door erosie en/of instabiliteit van het binnentalud, ofwel door afschuiven ofwel door opdrukken van de kleibekleding.

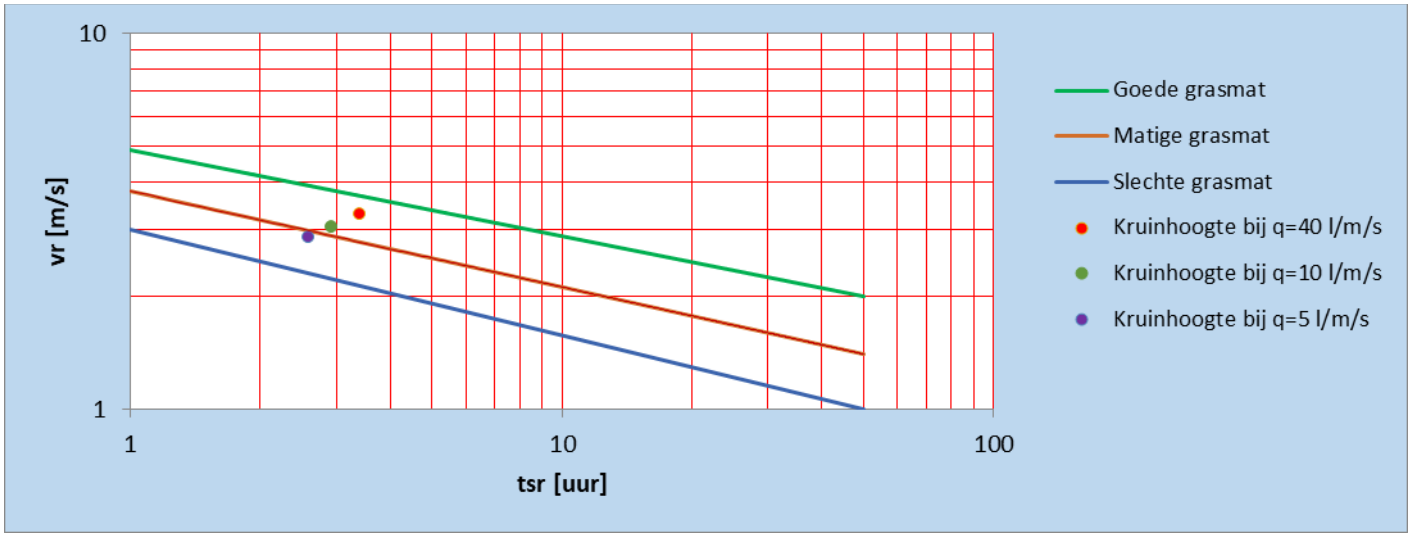
Schadecriterium grasbekleding bij overslag

Bij het beoordelen van de sterkte van de grasbekleding is gebruik gemaakt van de “Handreiking Toetsen Grasbekledingen op Dijken t.b.v. het opstellen van het beheerdersoordeel (BO) in de verlengde derde toetsronde” (Rijkswaterstaat, oktober 2012) en de “Leidraad Zee- en Meerdijken” (TAW,1999). Deze laatste wordt overigens ook aangehaald in de handreiking.
In beide beoordelingsmethodieken staat de kwaliteit van de grasmat centraal, waarbij de criteria enigszins verschillen. Voor de kwaliteit van de grasmat is het beheer cruciaal, maar er spelen ook omgevingsfactoren zoals taludhelling, oriëntatie van het talud, etc. Omdat de kwaliteit van de grasmat een subjectief begrip is, zijn twee scenario’s uitgewerkt, te weten een goede en een matige grasmat[2]. Met een matige grasmat wordt niet zozeer gedoeld op een lagere kwaliteit door slecht beheer, maar veeleer (lokale) onvoorziene omstandigheden zoals nog niet ontdekte graverij door grote fauna (mollen,

[1] In de notitie “Integrale benadering toegestaan golfoverslagdebiet” (POV-M, 2018) is aangegeven dat er de validatie en modelontwikkeling op dit moment nog onvoldoende is om de reststerkte (zandkern) kwantitatief in rekening te brengen.
[2] Hier is de oude terminologie gehanteerd, zoals gebruikt in de Leidraad Zee- en Meerdijken. Een goede grasmat komt hierbij overeen met de huidige term “gesloten” grasmat. Een slechte grasmat zou beschouwd kunnen worden als “open” grasmat. Een matige grasmat is in dit kader geïnterpreteerd als een in essentie overwegend gesloten grasmat, waarbij lokaal anomaliën, zoals kleine schades, niet volledig uit te sluiten zijn.

konijnen, vossen e.d.) of droogteschade. Beide typen grasmat vallen voor deze beoordeling binnen de classificatie van een gesloten grasmat conform Technische Uitgangspuntennotitie 3.0.

In Figuur 1 is de sterktebeoordeling van de grasmat opgenomen conform de Leidraad Zee- en Meerdijken voor een overslagdebiet van 5 versus 10 en 40 l/m/s. Hieruit blijkt dat bij een overslagdebiet van q=5 l/m/s volstaan kan worden met een matige grasmat, terwijl bij een overslagdebiet van q=40 l/m/s een goede grasmat vereist is. Bij q=10 l/m/s voldoet een matige grasmat juist niet meer, maar omdat dit een grensgeval is, zou wellicht met een kleine ingreep wel kunnen worden voldaan aan het criterium.



Figuur 1: Beoordeling sterkte grasmat conform Leidraad Zee- en Meerdijken voor DP83,5

Tabel 1 is de beoordeling van de sterkte van de grasmat opgenomen conform de Handreiking Toetsen Grasbekledingen op Dijken t.b.v. het opstellen van het beheerdersoordeel (BO) in de verlengde derde toetsronde. Ook hieruit blijkt dat bij een overslagdebiet van q=40 l/m/s hogere eisen aan de kwaliteit van de grasmat worden gesteld. Een overslagdebiet van q=10 l/m/s blijkt ook bij deze beoordeling een grensgeval te zijn omdat wel begin van schade verwacht kan worden.

Tabel 1: Schadecriterium op basis van Handreiking beheerdersoordeel voor DP83,5

Graskwaliteit	q (l/m/s)	Schade (per uur)	Stormduur 6 uur	Schadedefinitie
Goede grasmat	5	8	48	Geen schade
Goede grasmat	10	25	150	Geen schade
Goede grasmat	40	271,5	1629	Meerdere kale plekken
Matige grasmat	5	45	270	Geen schade
Matige grasmat	10	111	666	Begin van schade
Matige grasmat	40	728	4368	Bezwijken toplaag

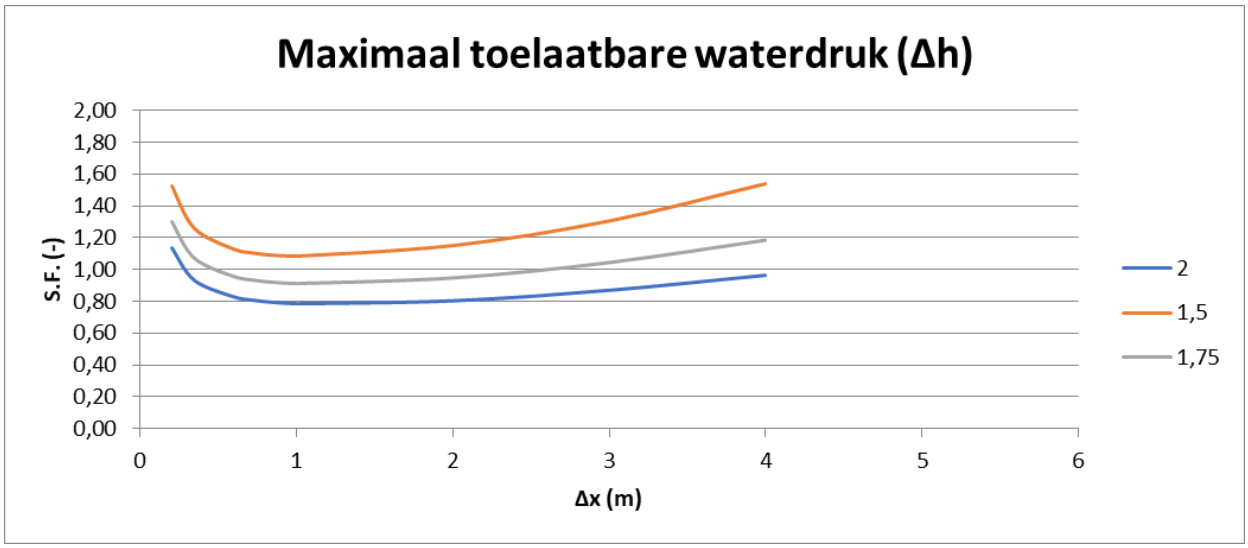
Hierin is “schade” de cumulatieve overbelasting per uur $\Sigma(u^2 - u^2_c)$ [in m^2/s^2] waarin het aantal golven waarvan de snelheid u de kritieke snelheid u_c overschrijdt wordt gesommeerd per uur. Voor een stormduur van 6 uur (aantal uur met waterstand boven NAP +5,25 uur) is deze waarde vermenigvuldigd met 6 voor de totale cumulatieve schade voor een maatgevende storm.

Deze waarde is vergeleken met de volgende schadedefinities:

Begin van schade	$\Sigma(u^2 - u^2_c) =$ 500 m²/s² (grote spreiding)
Meerdere kale plekken	$\Sigma(u^2 - u^2_c) =$ 1.000 m²/s²
Bezwijken toplaag	$\Sigma(u^2 - u^2_c) =$ 3.500 m²/s²

Schadecriterium opdrukken bekleding

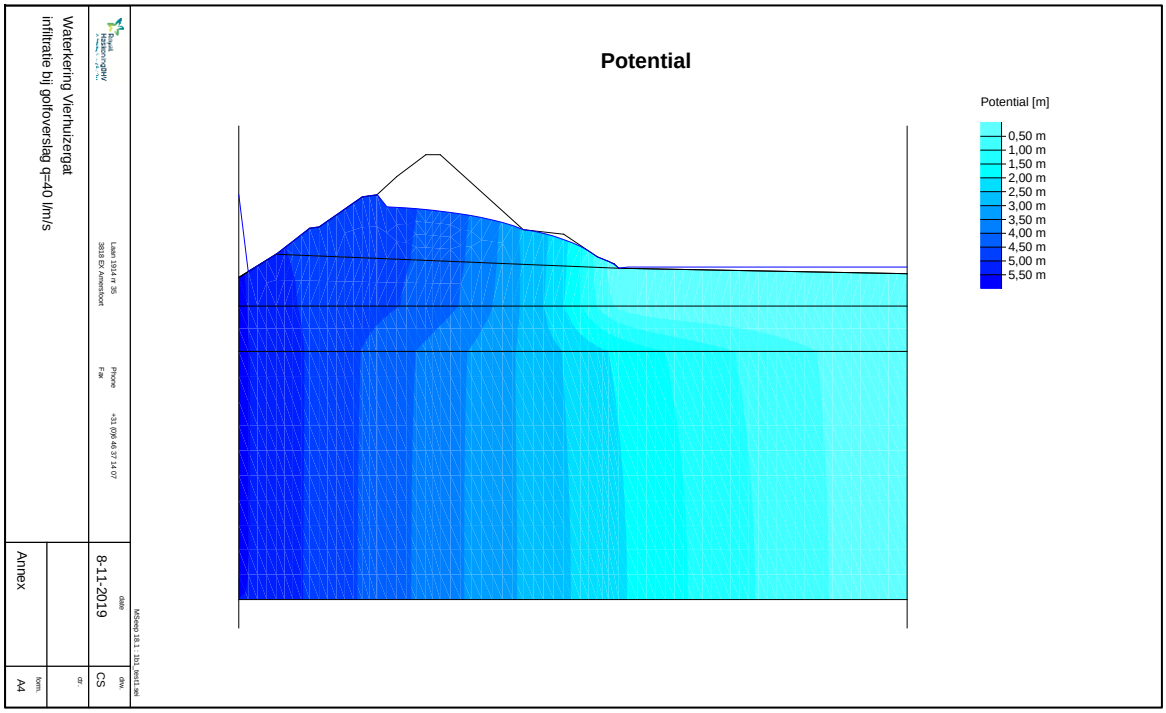
De beoordeling is uitgevoerd conform het WBI: zandkern kleibekleding opdrukken met cohesie. Uitgaande van een kleilaag met een dikte van 0,8 m en een cohesie van 1,5 kPa, is een maximale waterdruk toelaatbaar van 1,5 m. Dit is geïllustreerd in Figuur 2. In deze figuur is voor verschillende gegeven waterdrukken (Δh = 1,5, 1,75 en 2 m) de kritische waarde gevonden van Δx waarbij S.F. minimaal is. De minimaal vereiste S.F. = 1,0, de hierbij behorende waterdruk Δh is grafisch afgelezen.



Figuur 2: Maximaal toelaatbare waterdruk kleibekleding met cohesie conform WBI

Bij dit figuur wordt opgemerkt dat de berekende toelaatbare waterdruk onder de kleibekleding lager is dan in de beoordeling (Veiligheidsanalyse, $HKV_{lijn\ in\ water}$, 2018). Dit hangt samen met de gehanteerde cohesie, in de veiligheidsanalyse is uitgegaan van c' = 5 kPa. Gezien de resultaten van de bepaling van de Atterbergse grenzen van het deklaagmateriaal, is er van uitgegaan dat het materiaal meer siltig of zandiger is van samenstelling, waarmee een lagere cohesie verantwoord kan worden. Dit resulteert in een lagere toelaatbare waterdruk, echter gezien de goede drainerende eigenschappen van de binnenteen (notitie "Resultaten peilbuisanalyses Vierhuizergat V02", RHDHV, 2019), is op basis van de MSeep modellering ingeschat dat de freatische lijn ten gevolge van infiltratie bij een overslagdebiet van 40 l/m/s niet hoger ligt dan de maximaal toelaatbare waterdruk, zie Figuur 3.

Hierbij wordt overigens opgemerkt dat in het oorspronkelijk ontwerp de ligging van de freatische lijn geoptimaliseerd is op basis van een grootschalige meetcampagne met meerdere peilbuizen die gedurende langere tijd gemonitord zijn. De uitgangspunten voor de ligging van de freatische lijn zijn hiermee dus verre van conservatief te noemen, maar bij een overslagdebiet van 5 l/m/s wel voldoende robuust. Bij hogere overslagdebieten wordt een grote onzekerheid geïntroduceerd met betrekking tot de stijging van de freatische lijn door infiltratie. Deze onzekerheid is in voorliggende beschouwing wel expliciet benoemd en ingeschat.



Figuur 3: Inschatting freatische lijn bij overslagdebiet q=40 l/m/s (MSeep)

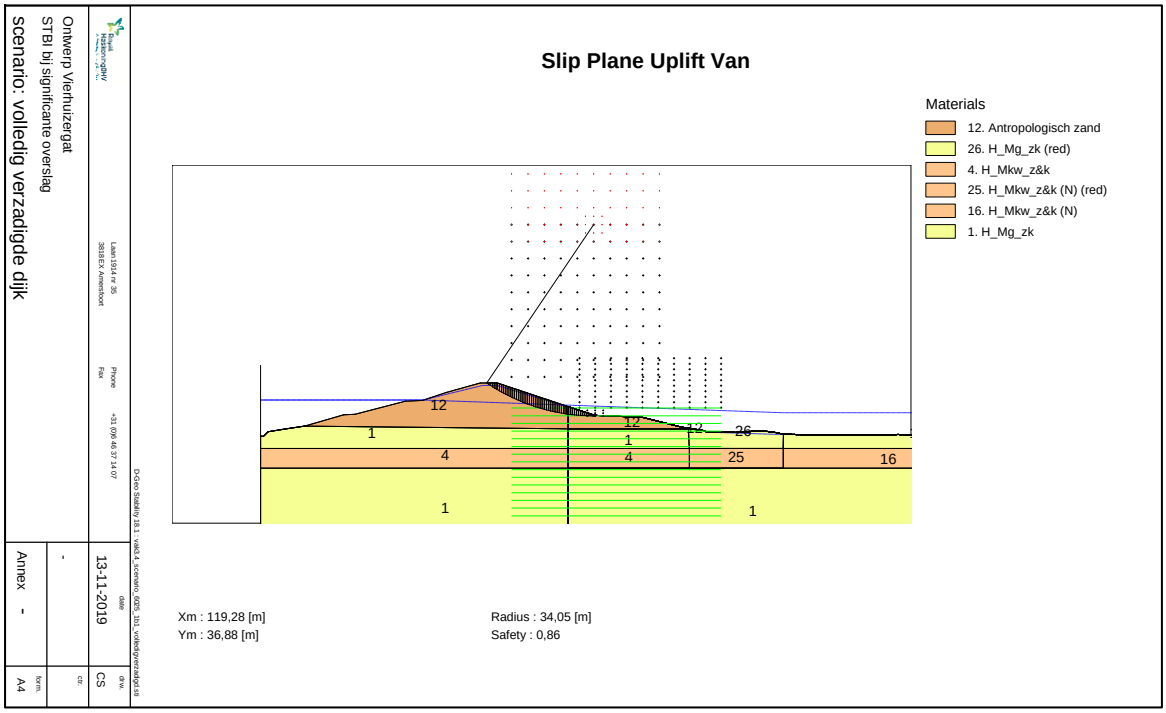
Uit bovenstaande figuren volgt dat opdrukken van de kleibekleding bij de gehanteerde uitgangspunten (net) niet mogelijk is. Hierbij wordt opgemerkt dat de deklaagdikte lokaal minder dan 0,8 m bedraagt.

Gezien de onzekerheden in zowel de hoogte van de freatische lijn bij infiltratie als de dikte en sterkte van de kleideklaag, kan het opdrukken van de kleilaag onder deze omstandigheden bij een overslagdebiet van q=40 l/m/s niet volledig worden uitgesloten. Bij een overslagdebiet van q=5 en 10 l/m/s is de kans op opdrukken voldoende klein.

Schadecriterium macrostabiliteit binnenwaarts

De beoordeling van macrostabiliteit binnenwaarts is uitgevoerd conform “Voorlopige werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag OI2014v4” (KPR, 2017). In de “Veiligheidsbeoordeling Lauwersmeerdijken ($HKV_{lijn\ in\ water}$, 2018) is deze analyse reeds uitgevoerd voor een overslagdebiet van q=10 l/m/s. Evenals bij opdrukken, betreft de grootste onzekerheid in de schematisering de freatische lijn bij overslag. Conform de werkwijze KPR dient de dijk als volledig verzadigd te worden beschouwd. Wanneer hiervan wordt uitgegaan, voldoet het binnentalud niet aan de stabiliteitseis. In de veiligheidsbeoordeling is daarom destijds van een lagere ligging van de freatische lijn uitgegaan, vergelijkbaar met de benadering uit Figuur 3. Bij een lagere ligging van de freatische lijn (overslagdebiet 5 l/m/s), voldoet het binnentalud wel aan de minimale stabiliteitseis. De stabiliteitseis voor het binnentalud bij significante overslag bedraagt S.F. = 0,98 voor model Lift-Van.

In Figuur 4 is de stabiliteitsberekening voor een volledig verzadigde dijk opgenomen.



Figuur 4: STBI bij significant overslagdebiet, volledig verzadigde dijk

Op basis van de onzekerheid in de ligging van de freatische lijn, kan instabiliteit van het binnentalud bij een overslagdebiet van 40 l/m/s niet met voldoende zekerheid worden uitgesloten. Bij een overslagdebiet van 5 en 10 l/m/s wordt wel aan het stabiliteitscriterium voldaan.

Conclusies met betrekking tot het ontwerp

Het oorspronkelijk ontwerp van de dijk Vierhuizergat is opgesteld op basis van een overslagdebiet van 5 l/m/s. Ondanks onzekerheden ten aanzien van (beheer en onderhoud) van de grasbekleding en ligging van de freatische lijn bij infiltratie, is op basis van gevoeligheidsanalyses aangetoond dat bij een dergelijk overslagdebiet er geen sprake is van negatieve beïnvloeding van de overige geotechnische mechanismen. Bij een ontwerp op q = 5 l/m/s wordt aan de stabiliteitseisen van alle faalmechanismen voldaan.

Op basis van de gehanteerde uitgangspunten is een overslagdebiet van 10 l/m/s een grensgeval. Er is kans op beginnende schade aan de grasbekleding, waarmee er ook zwaardere eisen aan bijvoorbeeld beheer en onderhoud gesteld moeten worden.

Bij een dijkontwerp waarbij een overslagcriterium van 40 l/m/s wordt gehanteerd, is de belasting (stroomsnelheden, tijdsduur belasting, hoeveelheid infiltrerend water, etc.) op de dijk significant groter. Derhalve worden zwaardere eisen aan de verschillende onderdelen van de dijk gesteld. Op basis van bovenstaande analyses zijn de volgende conclusies opgesteld met betrekking tot de relevante geotechnische faalmechanismen:

- De grasmat moet tenminste over de kwalificatie “goed” beschikken. Dit houdt in dat het beheer en onderhoud van de grasmat dusdanig dient te zijn dat er daadwerkelijk sprake is van een goede grasmat. Ook moeten schades zoals ten gevolge van graverij of droogte met voldoende zekerheid kunnen worden uitgesloten. Het toelaten van begrazing door schapen op kruin en binnentalud is discutabel in verband met het ontstaan van looppaadjes. Conform het vigerend

beleid van waterschap Noorderzijlvest is begrazing door schapen wel toegestaan. Opgemerkt wordt dat er ook voordelen te benoemen zijn van begrazing door schapen, de toplaag wordt door het belopen aangestampt en verdicht;
- De ontwikkeling van de freatische lijn bij een dergelijk groot overslagdebiet omvat een grote mate van onzekerheid. Modelmatig (MSeep) ligt de berekende freatische lijn (juist) onder de maximaal toelaatbare waterdruk voor opdrukken van de kleilaag. Ook ligt de gemodelleerde freatische lijn lager dan de voor de beoordeling van macrostabiliteit binnenwaarts bij significante overslag aanbevolen volledige verzadiging van de dijk. Gezien de onzekerheden in de daadwerkelijke ligging van de freatische lijn onder maatgevende condities, kan instabiliteit van het talud en/of de bekleding niet worden uitgesloten.

In het geval van schade aan het binnentalud (grasmat, macrostabiliteit en/of deklaag) wordt de reststerkte van de kern en/of deklagen van de dijk aangesproken. Op basis van de POV-M notitie wordt vastgesteld dat voor overslagdebieten groter dan q = 10 l/m/s onvoldoende kennis en ervaring voorhanden is om hier modelmatig een uitspraak over te doen.
Op basis hiervan wordt geconcludeerd dat een ontwerp op een overslagdebiet van 40 l/m/s onvoldoende onderbouwd kan worden. Bij een dergelijk overslagdebiet zijn aanvullende maatregelen aan kruin en/of binnentalud noodzakelijk om tot een ontwerp te komen dat aan de eisen voldoet. Een andere mogelijkheid is om aanvullende grootschalige proeven uit te voeren (bijvoorbeeld infiltratie- of golfgootproeven) om aan te tonen dat de dijk Lauwersmeer - Vierhuizergat bestand is tegen een overslagdebiet van 40 l/m/s. Hierop wordt in voorliggende notitie niet nader ingegaan.

Mitigerende maatregelen
Onderstaand is een lijst van mogelijke mitigerende maatregelen opgenomen (niet uitputtend). De maatregelen zijn indicatief en dienen ten behoeve van een daadwerkelijk ontwerp nog nader te worden doorgerekend. Onderscheid is gemaakt in mitigerende maatregelen voor een ontwerp op een overslagdebiet van respectievelijk 5, 10 en 40 l/m/s.

Mitigerende maatregelen ontwerp q=5 en 10 l/m/s (traject landelijke dijk)
Beperkte aanvullende maatregelen benodigd:
- Aanbrengen klei onderlaag met een dikte van 0,6 m gemeten loodrecht op het talud (onder een toplaag van 0,2 m). Deze erosiebestendige laag moet aanwezig zijn ter plaatse van kruin en binnentalud, inclusief de eerste 3 m van het achterland (aansluitconstructie). Daar waar al een erosiebestendige kleilaag aanwezig is met tenminste deze dikte, is geen maatregel benodigd (zie hiervoor de opmerking bij het uitgevoerde kleikwaliteitsonderzoek in de bijlage).

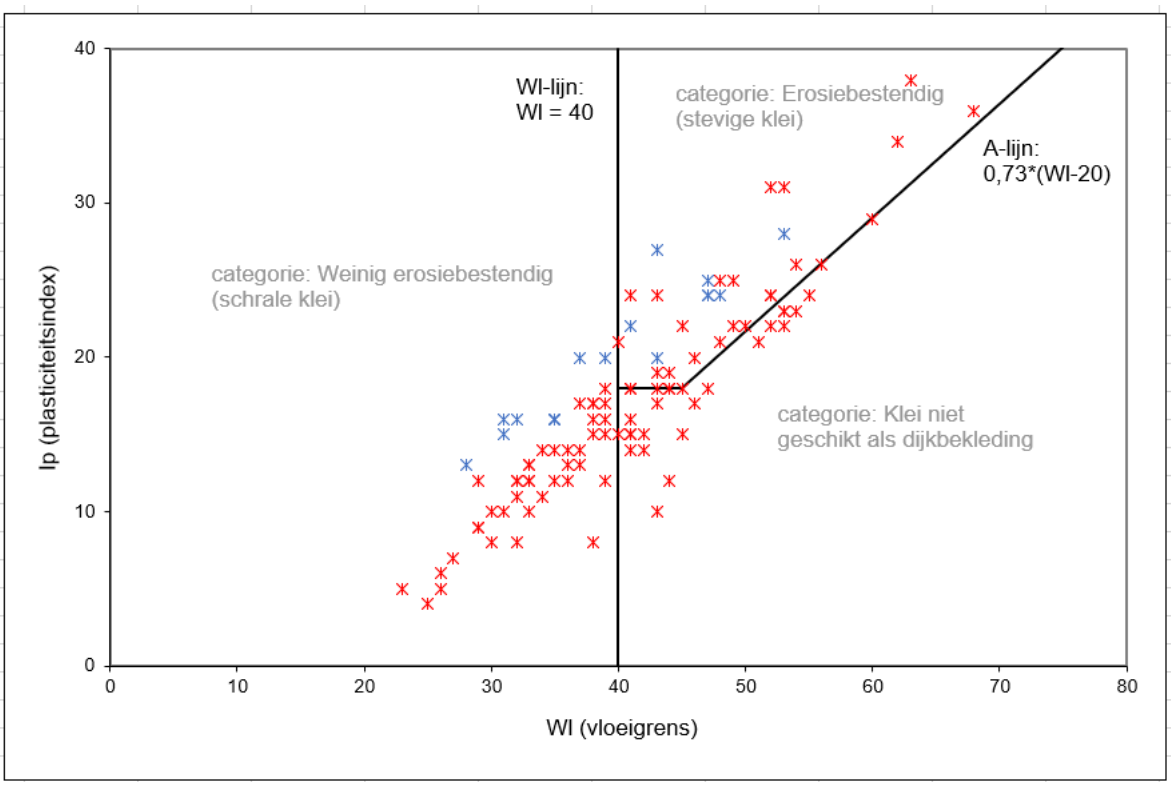
Mitigerende maatregelen ontwerp q=40 l/m/s (traject landelijke dijk)
Aanvullende maatregelen benodigd:
- Versterkte grasmat (bijvoorbeeld met geogrid) op kruin, binnentalud tot 5 m in het achterland (aansluitconstructie op turbulente zone overgang binnentalud naar achterland);
- Aanbrengen drainagemaatregelen aan de binnenteen;
- Aanbrengen klei onderlaag (onder toplaag circa 0,3 m) bestaande uit 1,0 m erosiebestendige klei op kruin en binnentalud (gemeten loodrecht op talud) inclusief 5 m in achterland. Een dergelijke kleilaag heeft voldoende reststerkte bij een overslagdebiet van 40 l/m/s (POV-M, 2018).
- Naast bovenstaande maatregelen is het aan te bevelen dat de grasmat goed wordt onderhouden en vrij wordt gehouden (indien mogelijk) van schade door muizen, schapen en andere mogelijke oorzaken van schade. Dit heeft verregaande gevolgen voor de intensiteit van het beheer en onderhoud, maar afhankelijk van de genomen maatregelen, kan hierin een optimalisatie gezocht worden.

Slotopmerking
In de bijlage bij deze notitie zijn de resultaten van de onderzoeken naar de erosiebestendigheid van de huidige bekleding van de dijk Vierhuizergat opgenomen. De Atterbergse grenzen zijn bepaald door Wiertsema (rode markering, 2018) en door Fugro (blauwe markering, 2019).

Op basis van de beoordeling van de Atterbergse grenzen aan de hand van het WBI wordt geconcludeerd dat niet alle in de deklaag van de dijk aanwezige klei voldoet als bekledingsklei. Bovendien wordt opgemerkt dat zowel in het Wiertsema als in het Fugro onderzoek op ongeveer 20% van de kleimonsters geen bepaling van de Atterbergse grenzen mogelijk was vanwege een te hoog silt- of zandgehalte. Tevens is in de grafiek een systematisch onderscheid te zien tussen de door Fugro en door Wiertsema uitgevoerde bepalingen van de Atterbergse grenzen. Op basis van enkele steekproeven is nagegaan of de locatie van de boringen in het dwarsprofiel hierbij een rol speelt, maar dat blijkt niet het geval te zijn. Mogelijk worden bepaalde monsters door Fugro eerder als te zandig/siltig geklassificeerd, waardoor er geen proeven op worden uitgevoerd. Dit dient echter nader beschouwd te worden.

Al met al wordt geconcludeerd dat het bepalen of op een locatie een kleilaag aanwezig is van voldoende dikte en voldoende kwaliteit, een lastige opgave is. Met name de aaneengeslotenheid van dergelijke bekledingsvlakken zal in het veld lastig te bepalen zijn. Aanbevolen wordt om een nader bekledingsonderzoek uit te voeren waarin bovenstaande vragen beantwoord worden.

BIJLAGE ATTERBERGSE GRENZEN BEKLEDING DIJK VIERHUIZERGAT



Erosiebestendigheid kledeklaag Vierhuizergat (nieuwe indeling WBI)

Bijlage B: Nadere onderzoek variaties in het HBN

MEMO

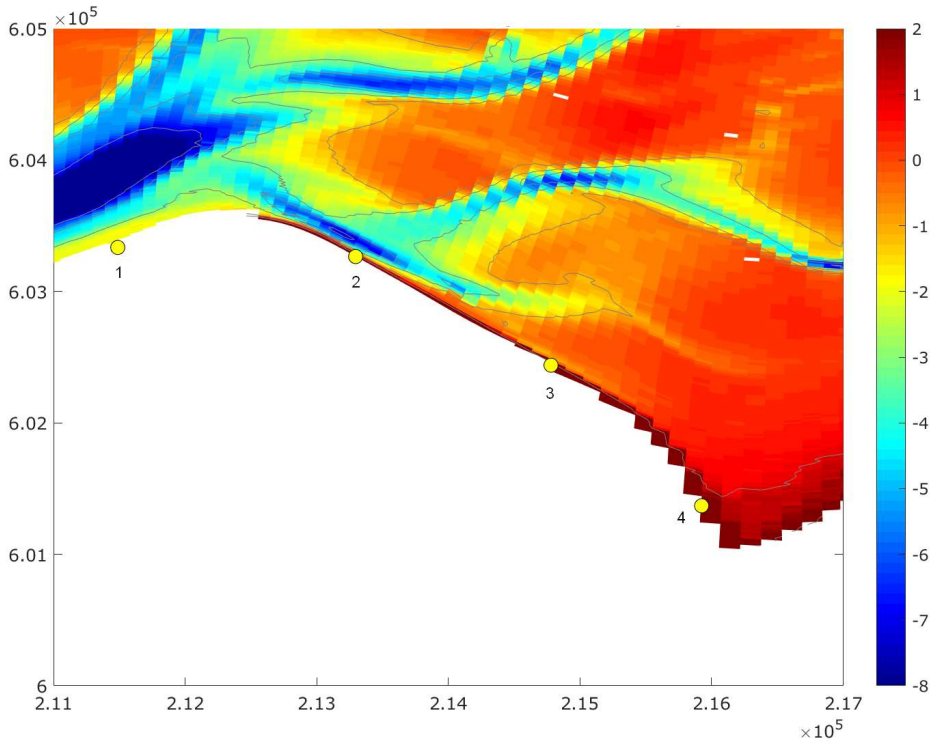
Aan:	Waterschap Noorderzijlvest
Van:	Vincent Vuik, Gerbert Pleijter, Jan-Willem van Lente, Bastiaan Kuijper (HKV)
Datum:	3 januari 2020
Projectnummer:	PR3888.10
Versie:	2
Onderwerp:	Nader onderzoek variaties in HBN

1 Introductie

Uit de berekeningen met Hydra-NL volgt een opmerkelijk patroon in het Hydraulisch Belastingniveau (HBN) langs de dijk van het traject Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat. Het HBN is de benodigde kruinhoogte van de dijk om het golfoverslagdebiet te beperken tot een bepaalde gedefinieerde waarde, in dit geval 5 l/s/m. De problematiek wordt beschreven aan de hand van vier karakteristieke locaties, zie Figuur 1.

Figuur 1 – Het traject Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat met vier karakteristieke locaties (gele markers) en de HR-locaties uit de WBI database fysica (bolletjes)

Hoge waterstanden en golven ontstaan bij dit traject voornamelijk bij noordwestenwind (300-330 graden). Bij noordwestenwind ligt het traject rond locatie 1 in Figuur 1 vol op de wind. Daarnaast ligt hier de diepe geul Oort vlak voor de dijk, zie Figuur 2. Punt 2 ligt langs de eveneens diepe, maar smallere geul Vierhuizergat. De punten 3 en 4 hebben overwegend wadplaten voor de dijk liggen, die tijdens dagelijkse omstandigheden droogvallen. De dijkoriëntatie van de punten 2 t/m 4 is richting het noordoosten, waardoor bij noordwestenwind golven vrij schuin invallen.

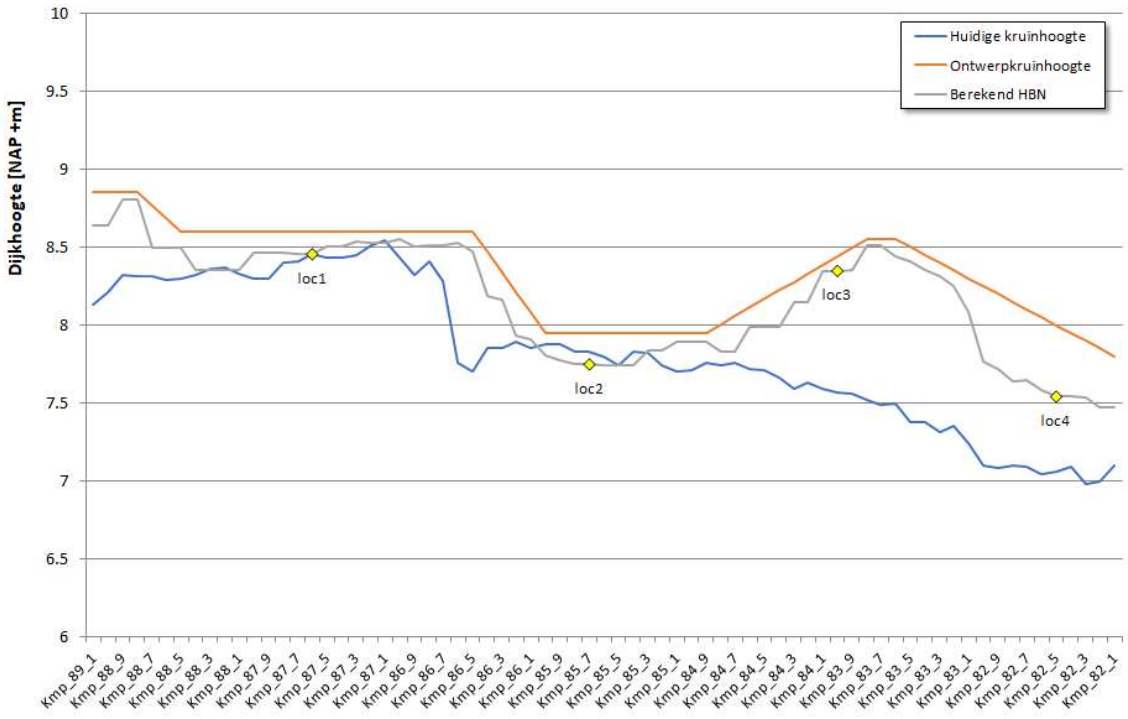


Figuur 2 – Bodemhoogte van het WBI SWAN-model, met de locaties 1 t/m 4 uit dit memo daarop aangegeven

Al met al is te verwachten dat het HBN bij punt 1 hoger moet zijn dan bij de punten 2 t/m 4. Dit komt ook overeen met de dijkhoogte zoals die momenteel aanwezig is, geleidelijk aflopend van 8,5 m+NAP bij locatie 1 tot ongeveer 7,0 m+NAP bij locatie 4. Het HBN dat volgt uit Hydra-NL (met onderliggende golvendatabase uit WTI2011) levert echter een HBN op dat bij locatie 1 en 3 vrijwel even hoog is (circa 8,3 m+NAP), met een tussenliggend traject rond locatie 2 met een lager HBN, zie Figuur 3.

Locatie	Locatie 1	Locatie 2	Locatie 3	Locatie 4
x dijk (m)	211486	213294	214779	215924
y dijk (m)	603335	603266	602439	601369
HBN V1 (m+NAP)	8.45	7.75	8.36	7.73
WZ_1_6-5	dk_00037	dk_00046	dk_00053	dk_00061
Kmp	87_6	85_7	84_0	82_4
Kruinhoogte (m+NAP)	8.46	7.83	7.57	7.09
Dijknormaal (gr.)	341	29	30	57
HRD loc	640	649	656	664
x HRD loc (m)	211384	213302	214829	216029
y HRD loc (m)	603404	603377	602524	601506

Tabel 1 – Kenmerken van de vier karakteristieke locaties



Figuur 3 – De huidige dijkhoogte, het oorspronkelijk berekende HBN bij variant V1.2 en de daaruit voortvloeiende ontwerpkruinhoogte

Het volgende patroon is zichtbaar in het HBN:

- Het HBN is hoog bij het westelijk deel van het traject, rond locatie 1. Dit is logisch verklaarbaar, omdat de dijk hier op het noordwesten ligt, de windrichting waarbij de kans op hoge waterstanden en golven in de Waddenzee het grootst is. Golven zullen hier vrijwel loodrecht invallen. Daarnaast ligt de diepe geul Vierhuizergat hier direct voor de dijk, waardoor golven de dijk ongehinderd kunnen bereiken.
- Verder richting het oosten maakt de dijk een knik (zie Figuur 1), waardoor de dijk daar richting het noordoosten is georiënteerd. Bij de dominante condities met noordwestenwind is hier sprake van enige beschutting, en daarnaast schuin tot zeer schuin invallende golven. Het is daarom ook goed verklaarbaar dat het HBN rond locatie 2 lager ligt dan rond locatie 1.
- Opvallend genoeg loopt het HBN rond locatie 3 weer op naar een vergelijkbaar niveau als rond locatie 1, ondanks de schuine golfinval en de hoger gelegen wadplaten voor de dijk.
- Pas bij locatie 4, ter hoogte van de hoog gelegen kwelders, waar de dijk ook nog een extra knik maakt, neemt het HBN weer enigszins af, maar het verschil met de huidige dijkhoogte is nog steeds aanzienlijk.

Rechtstreeks toepassen van deze resultaten zou leiden tot een dijk met aanzienlijke variaties in kruinhoogte. Daarom zijn een aantal onderzoeksvragen gedefinieerd:

1. Is de inhoud van de database fysica (afkomstig uit WTI2011) correct (hoofdstuk 2)?
2. Wat is de verklaring voor het ruimtelijke patroon in het HBN langs het traject (hoofdstuk 3)?
3. Hoe gevoelig is het HBN voor variaties in verschillende golfparameters (hoofdstuk 4)?
4. Welke fysische processen bepalen de golfaanval op de dijk (hoofdstuk 5)?
5. Hoe verandert het HBN bij toepassing van de Waddenzeebodem van 2019 (hoofdstuk 6)?
6. Is de golfsteilheid in de berekeningen realistisch (hoofdstuk 7)?

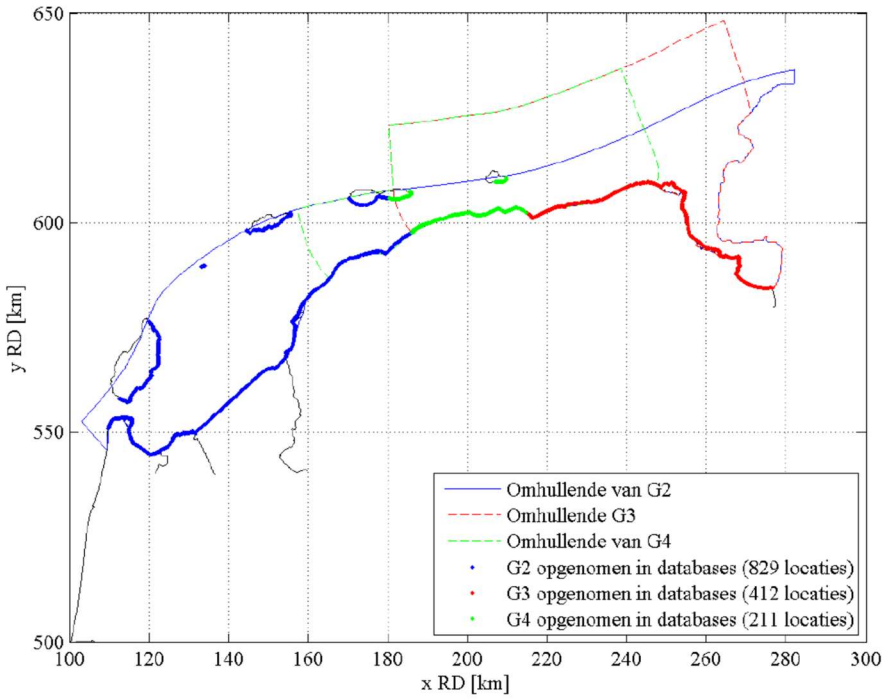
2 Database fysica uit WTI2011

De eerste onderzoeksvraag gaat over de correctheid van de database fysica (uit WTI2011). Nader onderzoek hiervan brengt twee zaken naar voren die zorgen voor een relatief hoog HBN op het oostelijke deel van het traject:

1. Een knip in SWAN modelinstellingen uit WTI2011 halverwege het traject,
2. Een lokale fout in de WAQUA waterstandsvelden uit WTI2011, nabij locatie 3.

2.1 Knip in modelinstellingen

In de Oostelijke Waddenzee bleken lange golven vanaf de Noordzee onvoldoende de Waddenzeedijken te bereiken, waardoor de golfperiode $T_{m-1,0}$ nabij de dijk korter was in SWAN dan in metingen. De oplossing voor WTI2011 was het beperken van de refractie van lange golven vanuit de geulen naar de platen, zodat de langere golven vanaf de Noordzee via de geulen bij de dijk terecht konden komen. Deze oplossing, refractielimitering, werd toegepast in model G3, terwijl in model G4 gerekend werd met standaard instellingen voor refractie. Model G3 diende gebruikt te worden voor het vullen van de databases oostelijk van x=215 km, en model G4 westelijk van x=215 km.

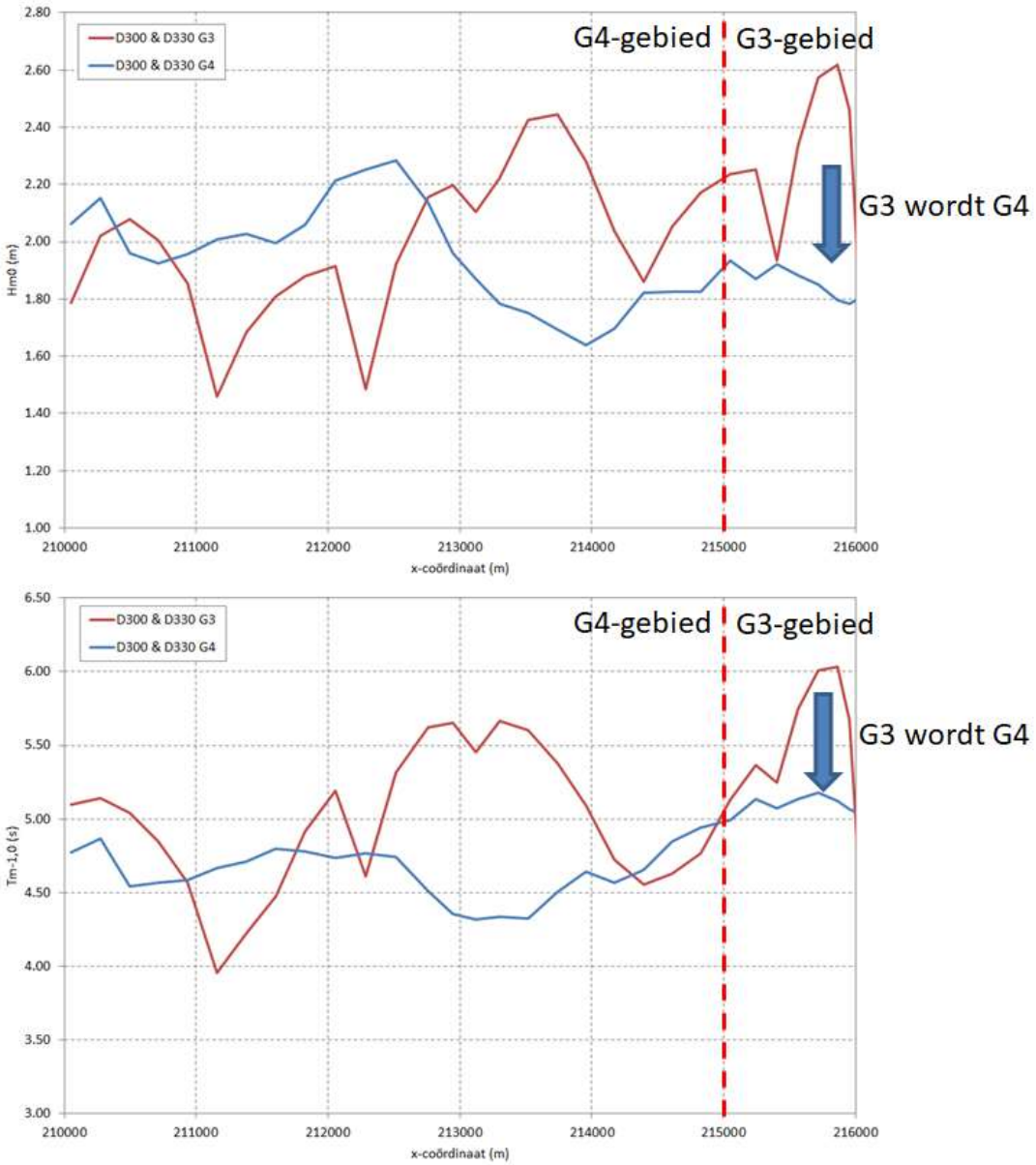


Figuur 4 – Te gebruiken SWAN-model per deel van de Waddenzee (Groeneweg, J. (2010), Analyse verschillen door refractielimitering. Deltares memo 1202341-002-HYE-0032, 6 oktober 2010).

Deze knip ligt precies op het traject Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat. Oostelijk van de knip worden relatief lange golfperiodes berekend, westelijk daarvan relatief korte golfperiodes. Dit is één van de redenen waarom het HBN rond km83,5 in Figuur 3 ongeveer even hoog ligt als rond km87.

Refractielimitering was destijds bedoeld voor de Oostelijke Waddenzee, en niet voor deze specifieke dijk. Daarom heeft Deltares (in de persoon van Jacco Groeneweg) nu geadviseerd om voor het gehele traject de resultaten van model G4 te gebruiken, met standaardinstellingen voor refractie, zonder refractielimitering.

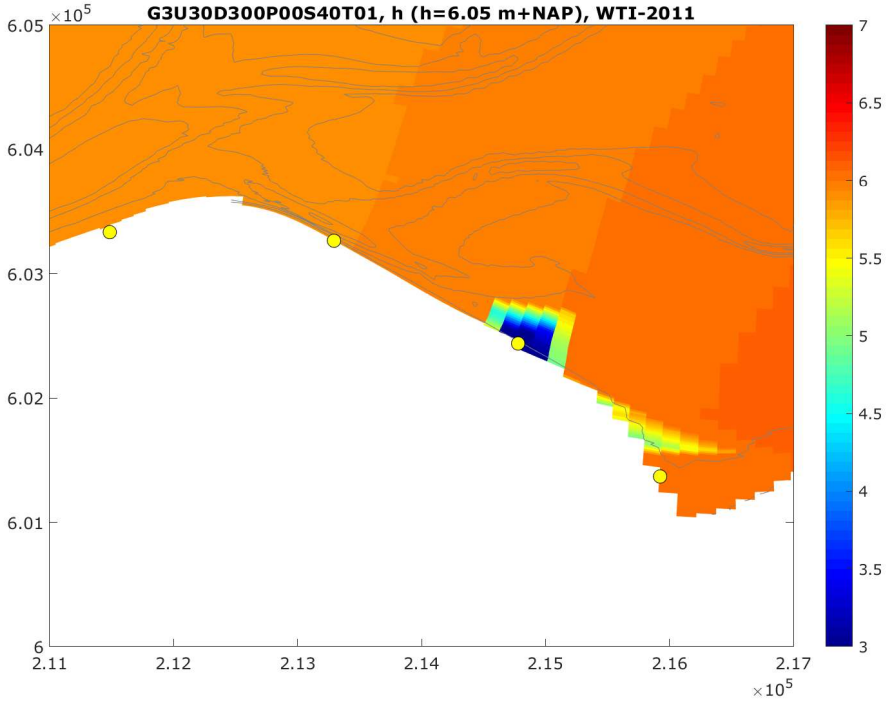
In Figuur 5 is te zien wat het verschil is tussen de modellen G3 en G4, in termen van golfhoogte (boven) en golfperiode (onder). Ten oosten van de x=215 km (de rode verticale gestreepte lijn) werd G3 toegepast. Als hier wordt overgestapt op G4, resulteert dit in een tot 0,7 m lagere golfhoogte en een tot 0,8 s kortere golfperiode.



Figuur 5 – Verschil tussen G3 en G4 in golfhoogte (boven) en golfperiode (onder), gemiddeld over de 30 berekeningen met D=300 en 330 graden, U=30 m/s en S=4 m+NAP. De rode lijn is de knip bij x=215 km.

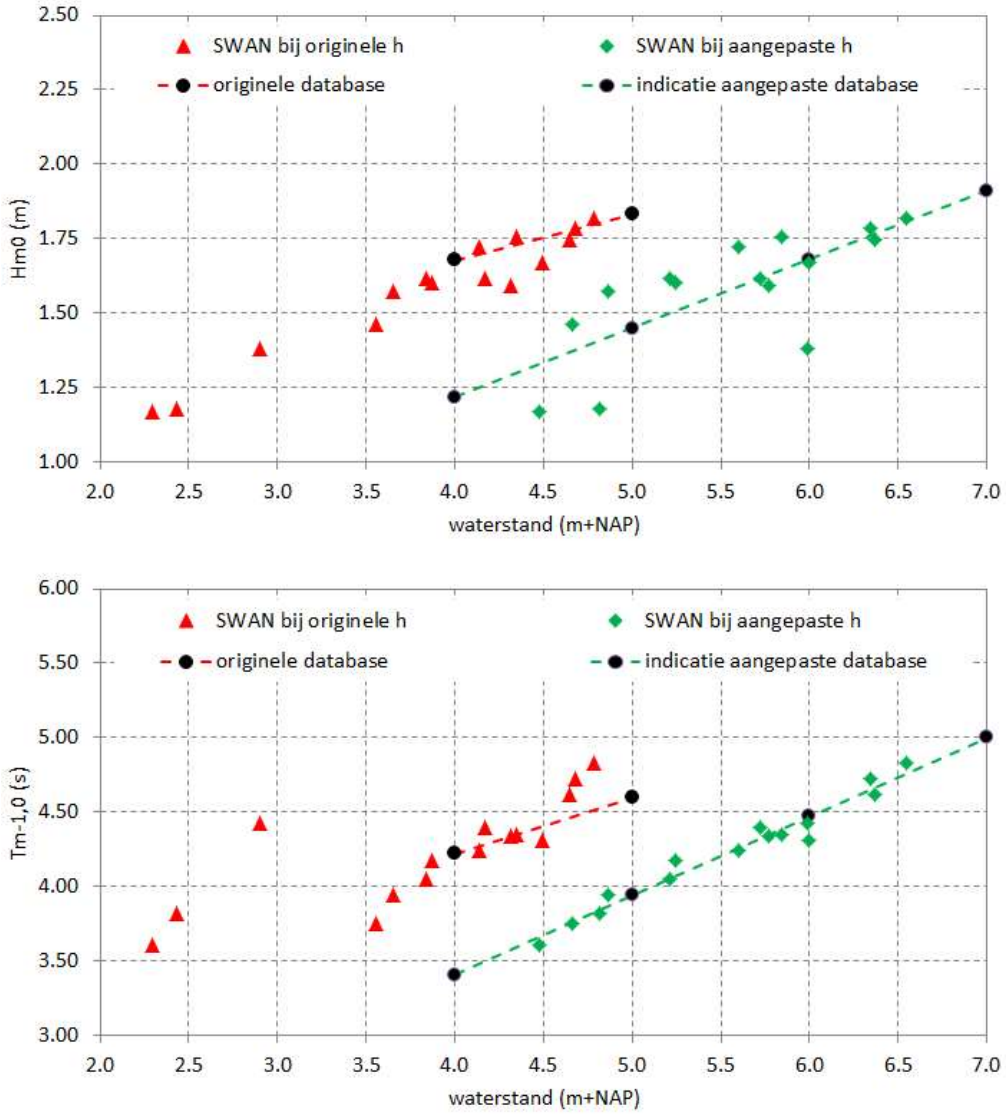
2.2 Lokale fout in de waterstanden

Bij het maken van ruimtelijke figuren kwam een lokale fout in de waterstandsvelden uit het WAQUA-model voor WTI2011 aan het licht, die door SWAN als invoer worden gebruikt. Deze anomalie ligt (toevalligerwijs) eveneens rond x=215 km, zie bijvoorbeeld Figuur 6. De ruimtelijke omvang van de afwijkende waterstanden is vrij klein, waardoor de golfparameters uit SWAN zelf nauwelijks zijn beïnvloed. De berekende golfhoogtes zijn echter wel bij de verkeerde lokale waterstand in de database geplaatst. Hierdoor is de golfinformatie uit SWAN bij die lokaal lagere waterstanden in de database geplaatst, en ontbreekt informatie bij de hogere waterstanden. Het gevolg is dat de golfcondities in de database veel te hoog zijn voor de waterstand die eraan is gekoppeld. Dit gedrag komt vaker voor bij 300 graden dan bij 330 graden. Omdat golfcondities bij hogere waterstanden ontbreken, extrapoleert Hydra-NL deze.



Figuur 6 – Fout in het waterstandsveld uit het Kuststrook-Fijn WAQUA-model, welke gebruikt is als invoer van de SWAN-berekening G3U30D300P00S40T01

Figuur 7 bevat de combinaties van lokale waterstanden (horizontale as) en golfhoogte (verticale as, boven) of golfperiode (verticale as, onder) voor windrichting 300 graden. Bij de rode driehoekjes zijn de golfparameters bij de te lage waterstanden uit Figuur 6 gepositioneerd. De rode gestreepte lijn loopt door de twee databasepunten weer. Deze loopt maar tot 5 m+NAP, omdat er voor hogere waterstanden geen uitvoer van SWAN beschikbaar was. Bij de groene ruitjes zijn de waterstanden gecorrigeerd op basis van correcte waterstanden in de omgeving. Dit zorgt ervoor dat de punten naar rechts schuiven. De lineaire trendlijn (groene lijn) komt daardoor lager te liggen dan de oorspronkelijke databasewaarden (rode lijn). De zwarte bolletjes op de groene lijn zijn een indicatie voor de correcte databasewaarden bij 4, 5, 6 en 7 m+NAP.
Het gevolg van de fout in de waterstandsvelden is dus dat er bij windrichting 300 graden te hoge golven (ca. 0,4 m) en te lange periodes (ca. 0,7 s) in de database aanwezig zijn in het relevante bereik aan waterstanden voor HBN-berekeningen voor dit traject (5 tot 6 m+NAP). Bij windrichting 330 graden speelt dit probleem ook, maar slechts bij een beperkte deelverzameling van de berekeningen (een deel van de punten zoals in Figuur 7).



Figuur 7 – Golfhoogte (boven) en golfperiode (onder) bij windrichting 300 graden bij de oorspronkelijke verkeerde waterstanden (rood), en bij gecorrigeerde waterstanden (groen), inclusief de oorspronkelijke databasewaarden (zwarte bolletjes op de rode gestreepte lijn) en een indicatie van de ligging van nieuwe databasewaarden (punten op de groene gestreepte lijn).

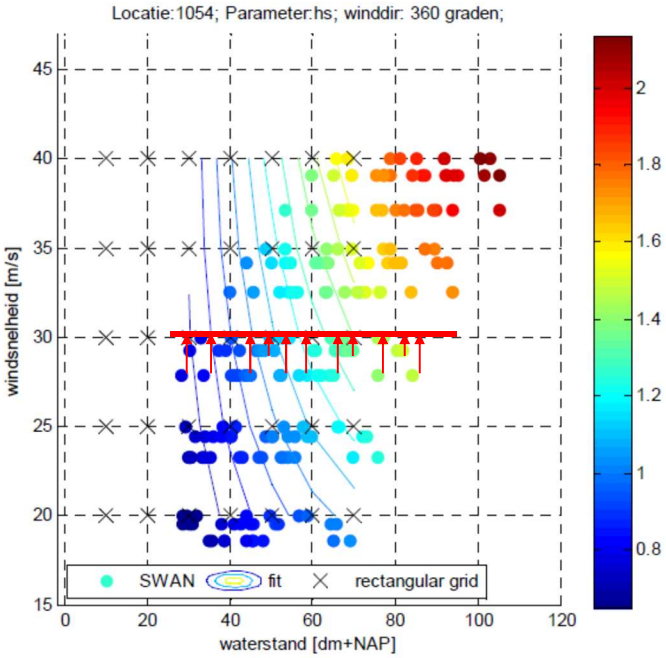
2.3 Aanpassingen database

Vanwege deze twee zaken is door HKV een nieuwe database samengesteld voor het traject Lauwersmeerdijk - Vierhuizergat. Deze database is voor alle locaties gebaseerd op model G4, en de foutieve waterstanden ter plaatse van de anomalie (Figuur 6) zijn door middel van interpolatie tussen omliggende correcte waterstanden aangepast.

Oorspronkelijke SWAN-resultaten zijn beschikbaar voor combinaties van de volgende parameters:

- Windrichting;
- Windsnelheid;
- Stormopzet op zee;
- Faseverschil harmonisch hoogwater en piek van de windsnelheid;
- Tijdstip ten opzichte van de piek van de windsnelheid.

De laatste drie van deze parameters zijn in de database samengevoegd in de vorm van de lokale waterstand, zoals ook voor WTI2011 is toegepast. Daarvoor zijn de met SWAN berekende golfparameters geïnterpoleerd naar vaste combinaties van lokale waterstand en windsnelheid. Zie onderstaand voorbeeld uit de WTI2011 achtergrondrapportage (fase 3), Nicolai et al. (2011).



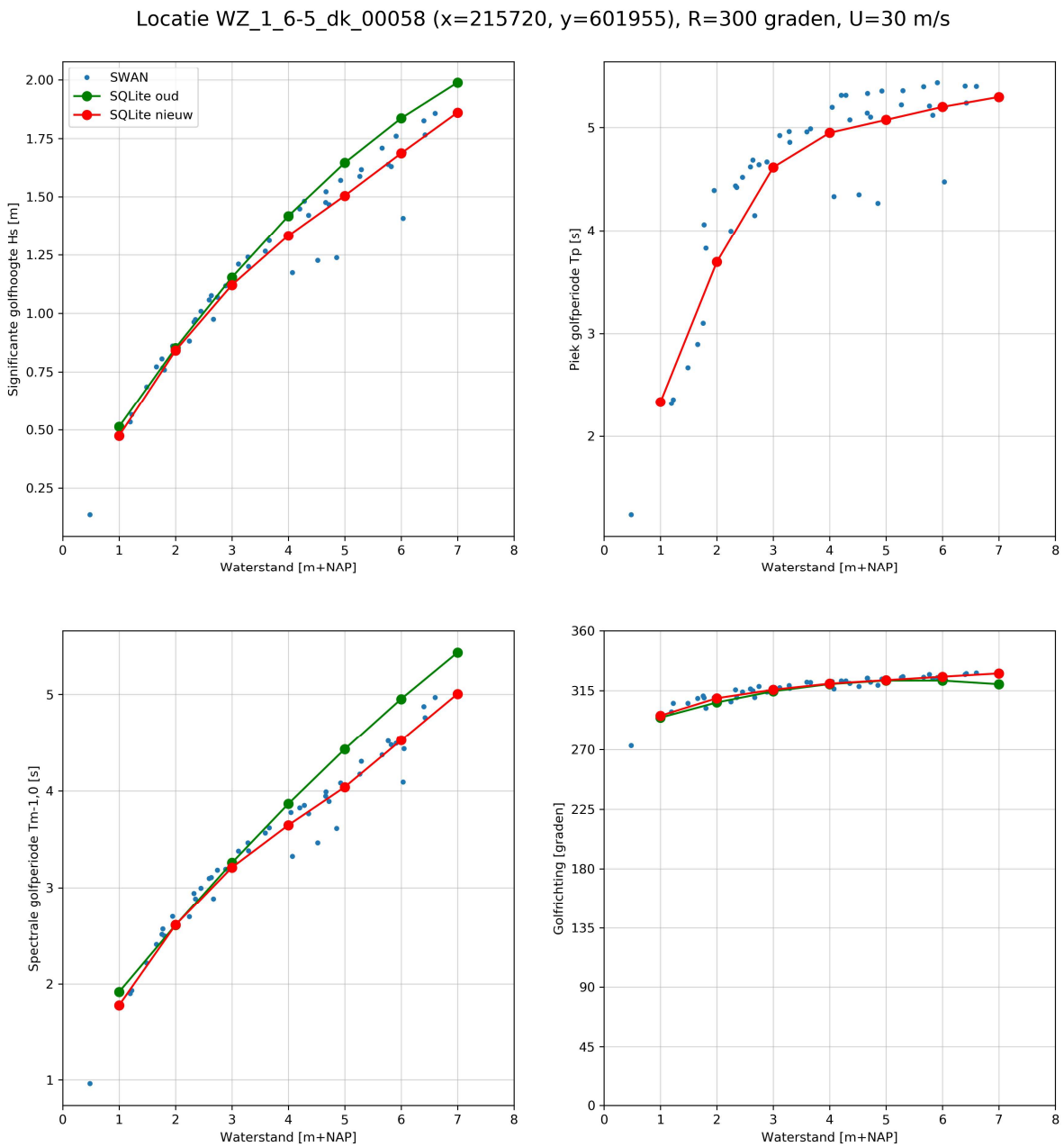
Figuur 8 – Voorbeeld van de interpolatie van de golfparameter H_s naar vaste combinaties van lokale waterstand en windsnelheid

De tweedimensionale interpolatie is voor deze specifieke toepassing vereenvoudigd tot eendimensionale interpolatie op basis van alleen de lokale waterstand. Dit betekent dat de verticale spreiding van de getallen rond de piekwindsnelheid (zoals in Figuur 8) is genegeerd (bijvoorbeeld geen 28-30 m/s, maar in alle gevallen 30 m/s, zie de rode pijltjes in de figuur). De gevolgen van deze aanpassing zijn klein, aangezien de variatie van de windsnelheden rond de piek van de storm beperkt is, evenals de invloed daarvan op de golfcondities.

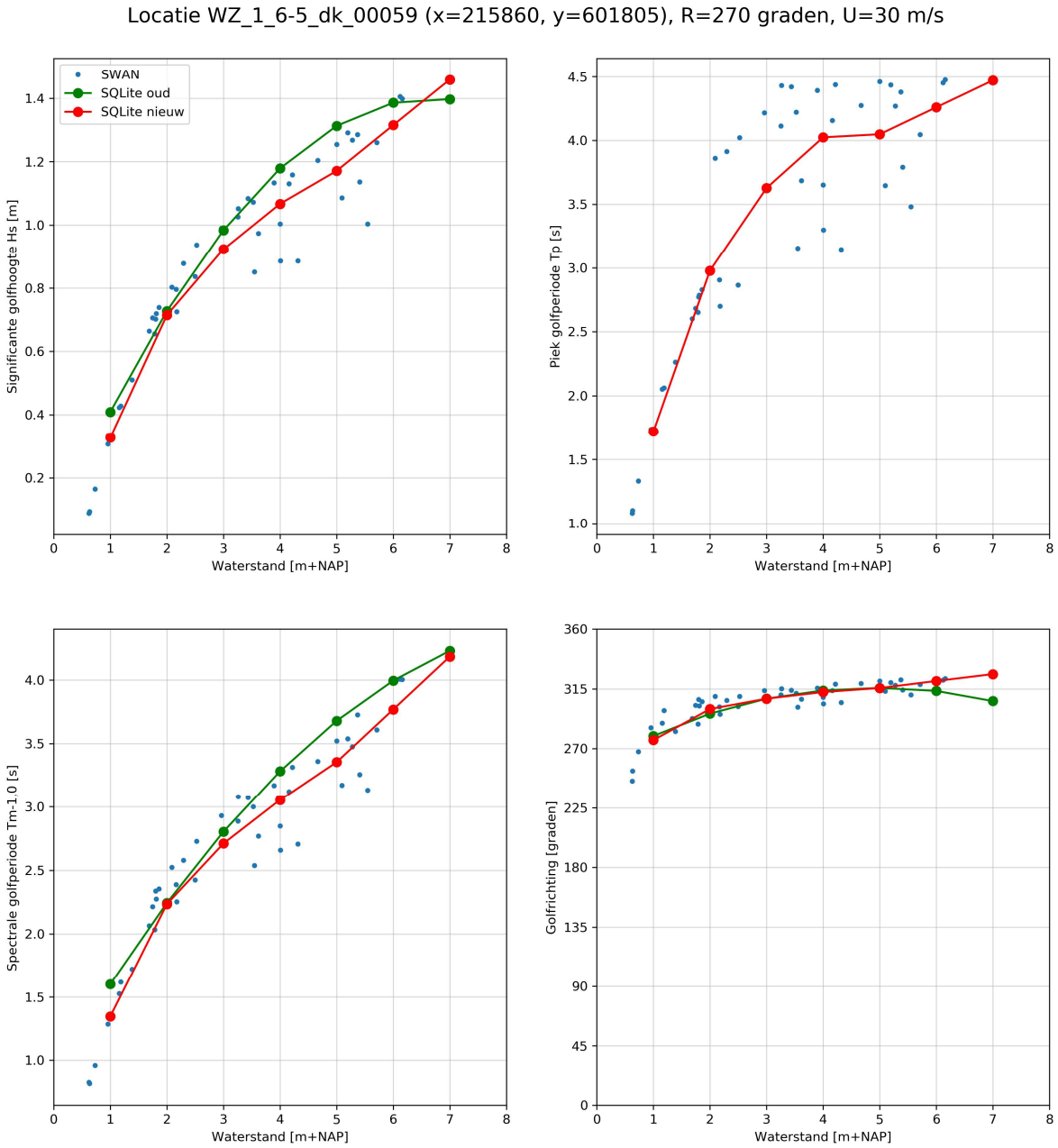
Figuur 9 en Figuur 10 tonen twee voorbeelden van het interpoleren voor databaselocaties 00058 en 00059 waarbij G3 gewijzigd is in G4. De vier afwijkende punten in Figuur 9 betreffen situaties bij stochastwaarde T=T1, ofwel 2 uur voor de piek van de storm, waarbij de windsnelheid nog wat lager is dan op de piek (ca. 6%), en de windrichting nog meer richting west (281 graden in plaats van 300). Zie tabel 2.3 uit Klein en Kroon (2011).

De interpolatie is op een flexibele manier gebaseerd op een gemiddelde van de omliggende punten bij de betreffende waterstand, en veronderstelt dus geen (lineair) verband tussen de waterstand en de golfparameters. Per waterstand is de waarde voor de betreffende parameter (Hs, Tp, golfrichting) bepaald door een lineaire fit op een interval rondom die waterstand dat zodanig is gekozen dat er minstens 20 datapunten invallen. Het interval rondom de waterstand wordt hierbij stapsgewijs vergroot, waarbij telkens zowel links als rechts 10 cm wordt toegevoegd.

Evenals in 2011 is de piekperiode niet in de database geplaatst. Deze wordt in Hydra-NL afgeleid vanuit $T_{m-1,0}$ via $T_p = 1{,}1*T_{m-1,0}$.



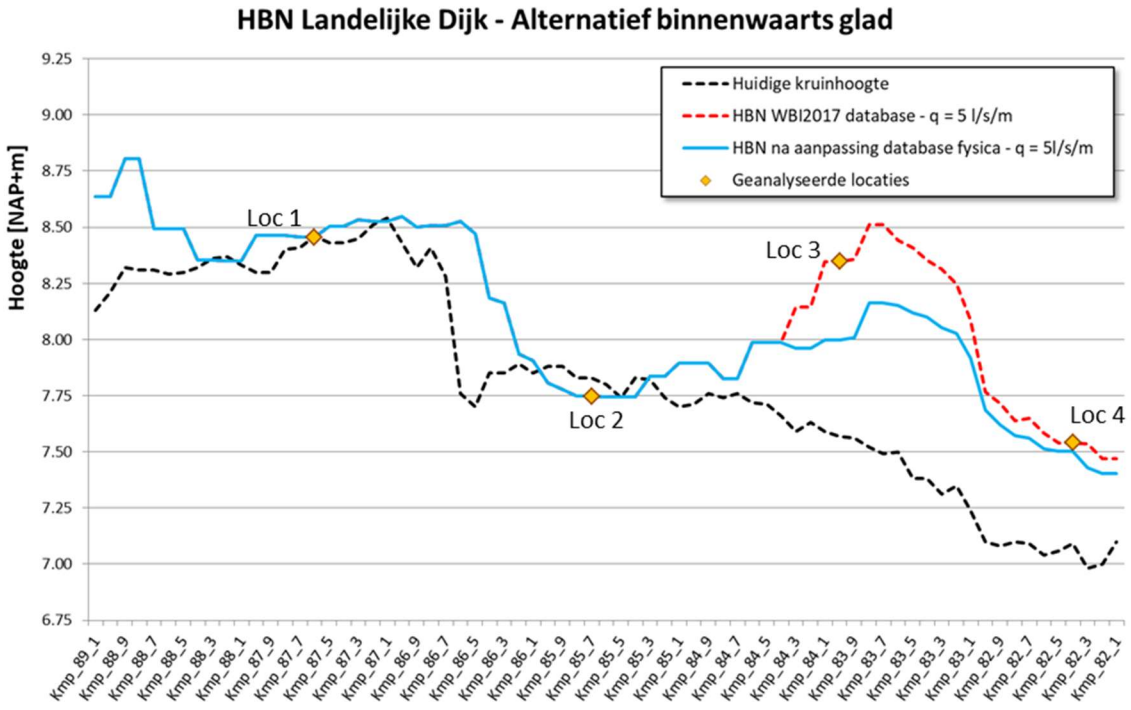
Figuur 9 – Voorbeeld 1 van interpolatie van G4 SWAN-berekeningen naar de database (rode punten op de lijn), en vergelijking met de oude database, gebaseerd op G3 voor x>215 km.



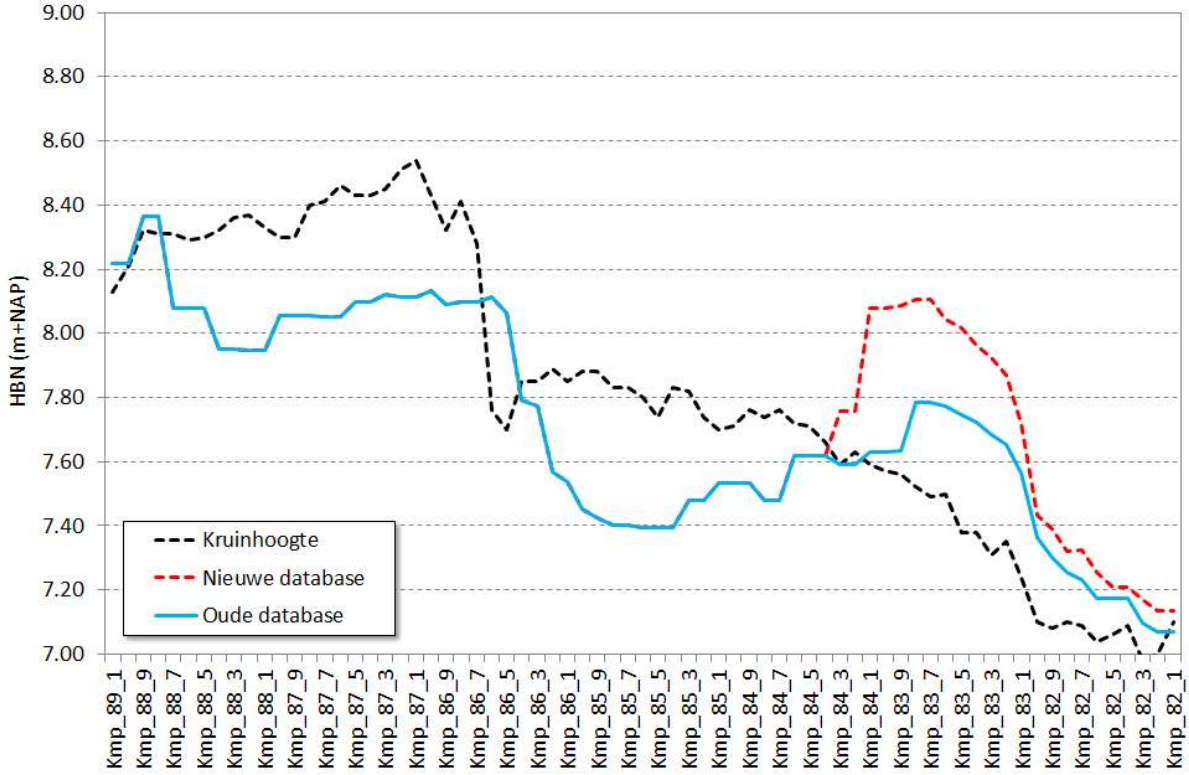
Figuur 10 – Voorbeeld 2 van interpolatie van G4 SWAN-berekeningen naar de database (rode punten op de lijn), en vergelijking met de oude database, gebaseerd op G3 voor x>215 km.

2.4 Effect van aangepaste database op het HBN

De aanpassingen in de database zorgen voor een lager HBN oostelijk van x ≈ 215 km, Kmp 84.5. Daardoor sluit het HBN beter aan bij het intuïtieve uitgangspunt dat het westelijke deel van de dijk, gericht op het noordwesten, een hogere kruin nodig heeft dan de dijk verder naar het oosten, gericht op het noordoosten. Figuur 11 toont de verschillen in HBN voor variant V1 (met glad buitentalud), en Figuur 12 voor variant V2 (ruw buitentalud). De verhoging rond locatie 3 is nog steeds aanwezig, maar veel minder nadrukkelijk. In hoofdstuk 3 en 5 wordt dit patroon nader bestudeerd.



Figuur 11 – Effect van de aanpassing van de database op het HBN bij variant V1 (glad buitentalud) en een kritiek overslagdebiet van 5 l/s/m.



Figuur 12 – Effect van de aanpassing van de database op het HBN bij variant V2 (ruw buitentalud) en een kritiek overslagdebiet van 5 l/s/m.

3 Ruimtelijk verloop in het HBN

De tweede onderzoeksvraag heeft betrekking op het ruimtelijke patroon in het HBN langs het traject. Daarbij vormt het patroon ná aanpassing van de database het uitgangspunt. Voor de verklaring nemen we variant V1 met glad buitentalud, getoond met rode onderbroken lijnen in Figuur 11.

Tabel 2 toont de illustratiepunten voor de vier karakteristieke locaties bij uitvoeringsvariant V1, zichtjaar 2075, een terugkeertijd van 12.500 jaar, een overslagdebiet van 5 l/s/m, en respectievelijk de windrichtingen 300 en 330 graden.

grootheid	loc1	loc2	loc3	loc4
HBN (m+NAP)	8.45	7.75	8.01	7.40
bijdrage 300 gr. (%)	26	13	22	12
windsnelheid U (m/s)	35.1	39.3	35.7	38.5
waterstand h (m+NAP)	5.74	6.31	5.91	6.39
H_{m0} (m) (incl. fH_{m0})	2.57	2.00	2.24	1.16
$T_{m-1,0}$ (s) (incl. $fT_{m-1,0}$)	4.87	3.82	4.83	4.32
Modelonzekerheid fH_{m0} (-)	1.21	0.99	1.21	0.99
Modelonzekerheid $fT_{m-1,0}$ (-)	1.09	0.96	1.09	0.96
H_{m0} / fH_{m0} (m)	2.12	2.02	1.85	1.17
$T_{m-1,0}$ / $fT_{m-1,0}$ (s)	4.47	3.98	4.43	4.50
golfrichting θ (gr)	310	316	321	329
hoek golfinval β (gr)	31	73	69	88
factor γ_β (-) voor effect β	0.897	0.759	0.773	0.736

grootheid	loc1	loc2	loc3	loc4
HBN (m+NAP)	8.45	7.75	8.01	7.40
bijdrage 330 gr. (%)	71	84	75	88
windsnelheid U (m/s)	33.2	34.5	33.1	34.6
waterstand h (m+NAP)	5.31	5.50	5.41	5.74
H_{m0} (m) (incl. fH_{m0})	2.79	2.83	2.58	1.91
$T_{m-1,0}$ (s) (incl. $fT_{m-1,0}$)	5.00	4.23	5.16	4.64
Modelonzekerheid fH_{m0} (-)	1.21	1.21	1.21	0.99
Modelonzekerheid $fT_{m-1,0}$ (-)	1.09	0.96	1.09	0.96
H_{m0} / fH_{m0} (m)	2.31	2.34	2.13	1.93
$T_{m-1,0}$ / $fT_{m-1,0}$ (s)	4.59	4.41	4.73	4.83
golfrichting θ (gr)	323	334	330	342
hoek golfinval β (gr)	18	56	60	75
factor γ_β (-) voor effect β	0.942	0.817	0.801	0.753

Tabel 2 - Illustratiepunten voor het HBN bij uitvoeringsvariant V1, zichtjaar 2075, een terugkeertijd van 12.500 jaar, een overslagdebiet van 5 l/s/m en windrichting 300 graden (boven) en 330 graden (onder)

Locatie 1

De overschrijdingsfrequentie wordt gedomineerd door windrichting 330 graden (71%). De bijdrage van windrichting 300 graden is duidelijk kleiner (26%). Het HBN is bij locatie 1 relatief hoog door golven die onder een kleine hoek invallen (18 graden). We houden deze locatie aan als referentielocatie, en komen terug op verschillen bij de locaties 2 tot en met 4.

Locatie 2

De bijdrage van de windrichting 300 graden is hier nog kleiner (13%) dan bij locatie 1. Er is hier, ten opzichte van locatie 1, sprake van schuinere golfinval, een vergelijkbare golfhoogte, en een kortere golfperiode (4.23 s tegen 5.0 s bij locatie 1). Golven ondervinden hier invloed van de diepe geul, het Vierhuizergat, voor de dijk. In hoofdstuk 5 wordt dit nader geduid. Daarnaast gaat er minder kansbijdrage richting de modelonzekerheid voor de golfperiode, wat te zien is aan de lage waarde van 0.96 in het illustratiepunt (gelijk aan de gemiddelde waarde). De combinatie van modelonzekerheden (1.21 voor H_{m0} en 0.96 voor $T_{m-1,0}$) zorgt voor aanzienlijk steilere golven in het illustratiepunt van Hydra-NL dan van de SWAN-berekeningen.

Locatie 3

Bij locatie 3 ligt er geen geul meer direct voor de dijk. De golfhoogte is lager dan bij locatie 1 en 2, maar de golfperiode is langer. De waarden voor de modelonzekerheid zijn weer gelijk aan die bij locatie 1. Opnieuw is sprake van schuine golfinval. Het hogere HBN bij locatie 3 ten opzichte van locatie 2 is voornamelijk toe te schrijven aan de golfperiode (inclusief onzekerheid daarin).

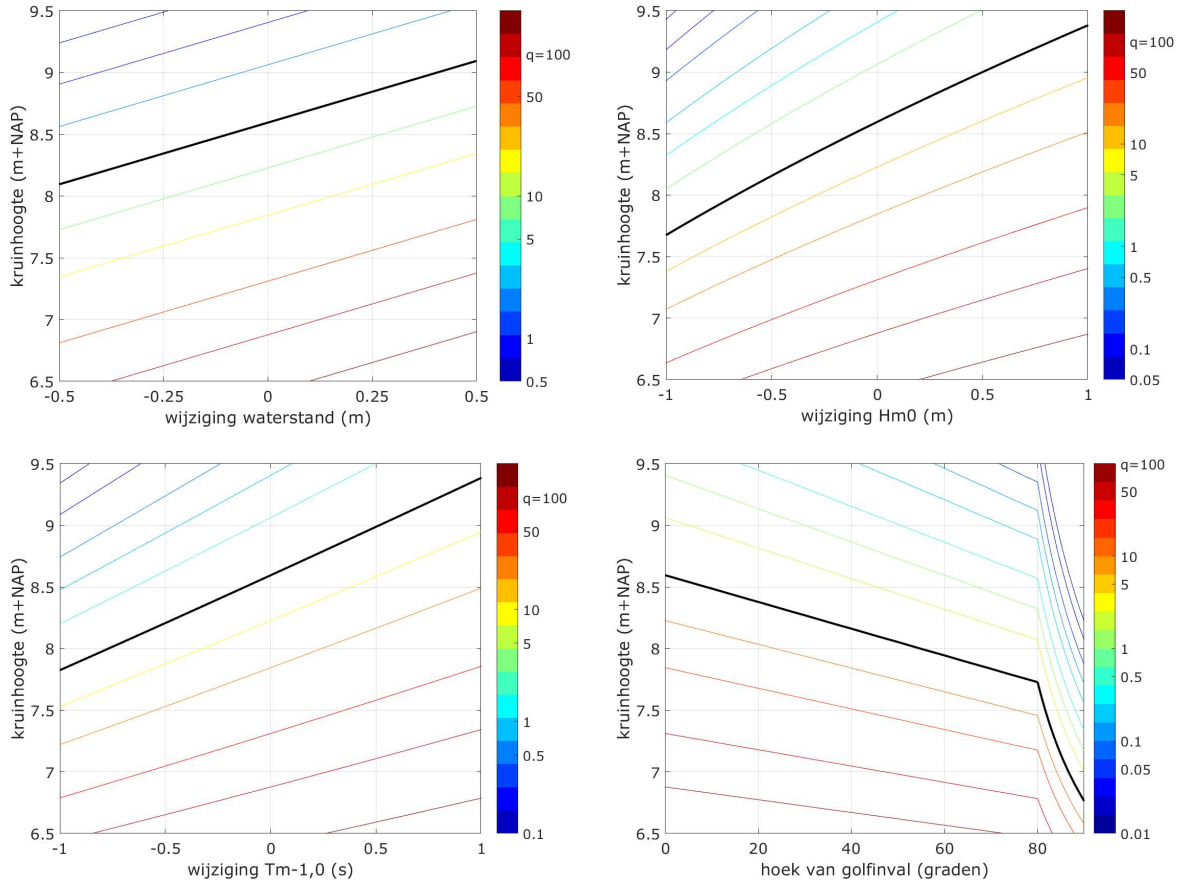
Locatie 4

De ligging en dijknormaal van locatie 4 zijn zodanig, dat de bijdrage van windrichting 300 graden hier vrijwel volledig wegvalt. Bij 330 graden is evenals bij locatie 3 een lange gemiddelde golfperiode zichtbaar (zonder modelonzekerheden). Ook de waterstand is hier hoger. Dit is bijvoorbeeld zichtbaar door vergelijking met locatie 2, waar bij een vergelijkbare windsnelheid in het illustratiepunt bij 330 graden een 0.24 m lagere waterstand van toepassing is. Het lagere HBN bij deze locatie wordt veroorzaakt door de relatief lage golfhoogte (invloed van de kwelders) en de grote hoek van golfinval (75 graden).

Hoofdstuk 4 laat zien hoe de diverse parameters doorwerken naar het HBN, en hoofdstuk 5 geeft op basis van de originele SWAN-berekeningen een nadere duiding van de fysische processen die een rol spelen bij het ontstaan van deze ruimtelijke variaties.

4 Gevoeligheidsanalyse golfoverslag

De vierde onderzoeksvraag gaat over de gevoeligheid van het HBN voor variaties in verschillende golfparameters. Om deze gevoeligheid te duiden, hebben wij de formules uit EurOtop (2016) in Matlab geprogrammeerd, en variaties toegepast ten opzichte van het illustratiepunt bij locatie 1, 330 graden: h=5.31 m+NAP, H_{m0}=2.57 m, $T_{m-1,0}$=4.87 s, θ=18 graden (Tabel 2). In deze gevoeligheidsanalyse is uitgegaan van een 1-op-4 talud en een kritiek overslagdebiet van 5 l/s/m. Verschillen in kruinhoogte door variatie van de individuele parameters zijn af te lezen uit de onderstaande contourplots.



Figuur 13 – Gevoeligheidsanalyse van het golfoverslagdebiet als functie van wijzigingen in diverse parameters ten opzichte van de condities bij locatie 1 (horizontale as) en de kruinhoogte van de dijk (verticale as). De zwarte contourlijn heeft betrekking op 5 l/s/m.

Op basis van de golfoverslagformules hebben wij globaal ingeschat hoe de verschillende golfparameters uit het illustratiepunt bij 330 graden (inclusief modelonzekerheden) doorwerken naar verschillen in het HBN. Niet bij elke locatie heeft windrichting 330 graden dezelfde frequentiebijdrage, en de waarden van de modelonzekerheden in de illustratiepunten variëren van locatie tot locatie. Maar de gevoeligheidsanalyse geeft een indicatie van de mate waarin de verschillende golfparameters doorwerken naar het HBN.

De resultaten zijn samengevat in Tabel 3, waarbij alle getallen relatief zijn ten opzichte van locatie 1. Het lagere HBN bij locatie 2 ten opzichte van locatie 1 wordt vooral veroorzaakt door een combinatie van schuine golfinval en een kortere golfperiode. Bij locatie 3 is de golfperiode juist langer, maar komt het HBN toch lager uit dan bij locatie 1 door schuine golfinval en een lagere

golfhoogte. Bij locatie 4 is de golfinval nog schuiner, en zijn zowel de golfhoogte als de golfperiode kleiner dan bij locatie 1. (Opmerking: bij locatie 4 zijn de waarden voor de modelonzekerheden in het illustratiepunt kleiner dan bij de andere locaties. Zonder modelonzekerheden is de golfperiode langer dan bij locatie 1 t/m 3.)

Locatie	Locatie 2		Locatie 3		Locatie 4	
	Verschil	Effect HBN	Verschil	Effect HBN	Verschil	Effect HBN
Waterstand (m+NAP)	+0.19	+0.19	+0.10	+0.10	+0.43	+0.43
Golfhoogte H_{m0} (m)	+0.04	+0.03	-0.21	-0.18	-0.88	-0.73
Golfperiode $T_{m-1,0}$ (s)	-0.77	-0.60	+0.16	+0.13	-0.36	-0.28
Hoek van inval (gr.)	18 → 56	-0.39	18 → 60	-0.42	18 → 75	-0.62
Totaal effecten (m)	x	-0.74	x	-0.37	x	-1.20
Verschil in HBN o.b.v. Hydra-NL (variant V1)		-0.77		-0.44		-1.05

Tabel 3 – Verklaring van verschillen in HBN (in m) ten opzichte van locatie 1 aan de hand van verschillen in waterstanden en golfparameters ten opzichte van locatie 1. Ter vergelijking zijn ook de door Hydra-NL berekende verschillen in HBN opgenomen in de laatste rij.

Op basis van Tabel 3 wordt duidelijk dat de verschillen in HBN zoals berekend met Hydra-NL behoorlijk goed zijn te reproduceren op basis van de eenvoudige gevoeligheidsanalyse uit Figuur 13.

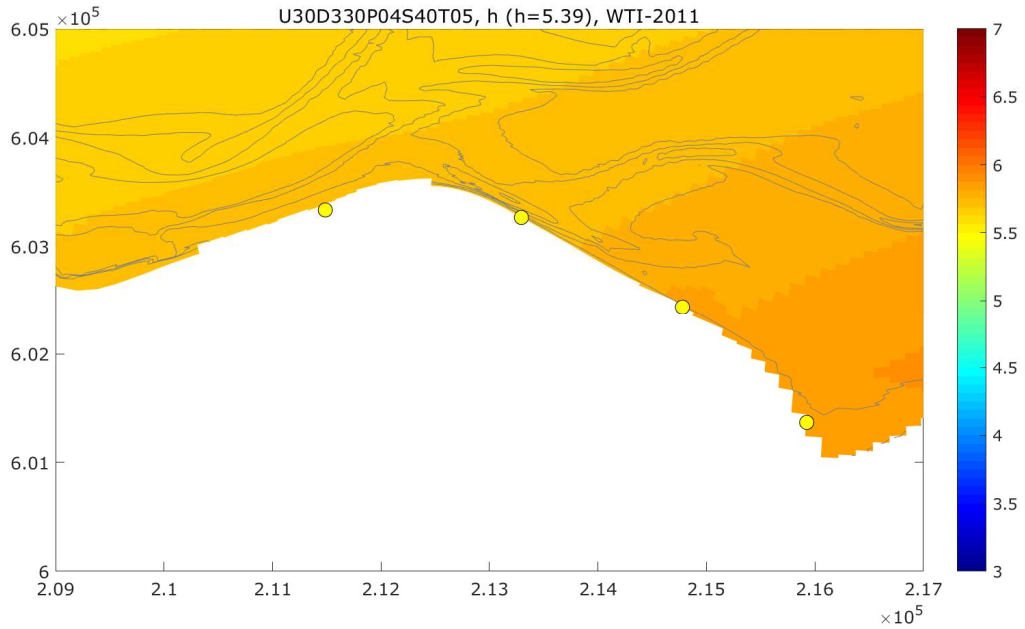
Algemene opmerking: op grote delen van het traject is sprake van zeer schuine golfinval. Er is weinig onderzoek gedaan naar golfoverslag onder deze condities. De EurOtop formules in Hydra-NL zijn enkel gebaseerd op metingen aan golfoploop, op basis waarvan is doorgeredeneerd naar golfoverslag. Voor golfoploop bij een hoek van inval groter dan 40 graden zijn de gebruikte metingen beperkt tot één studie (Van der Meer en De Waal, 1990). Mede daarom wordt momenteel tussen Eemshaven en Delfzijl een grote meerjarige meetcampagne uitgevoerd, omdat daar eveneens golfoverslag bij zeer schuine golfinval zeer relevant is. Eerste meetresultaten suggereren dat de golfoverslag sterker afneemt bij schuine golfinval dan wat volgt uit de EurOtop formules. Deze resultaten zijn echter nog prematuur, en worden pas in de loop van de meerjarige meetcampagne bruikbaar voor toepassing in (andere) projecten.

5 Fysische processen

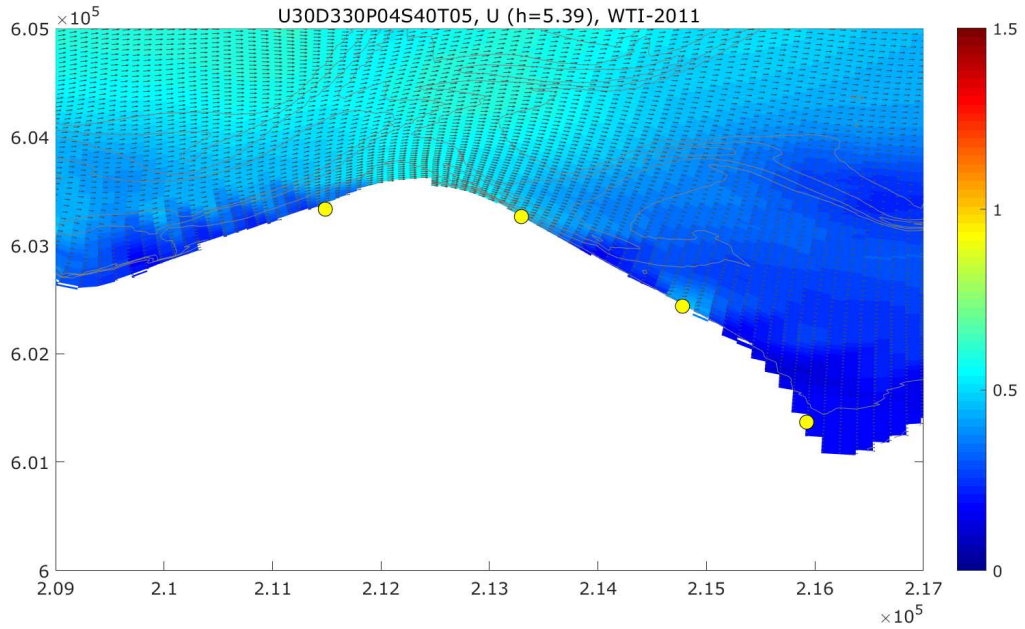
In dit hoofdstuk wordt geduid welke processen verantwoordelijk zijn voor het verloop van de golfparameters langs het dijktraject.

5.1 Ruimtelijke patronen in golfparameters

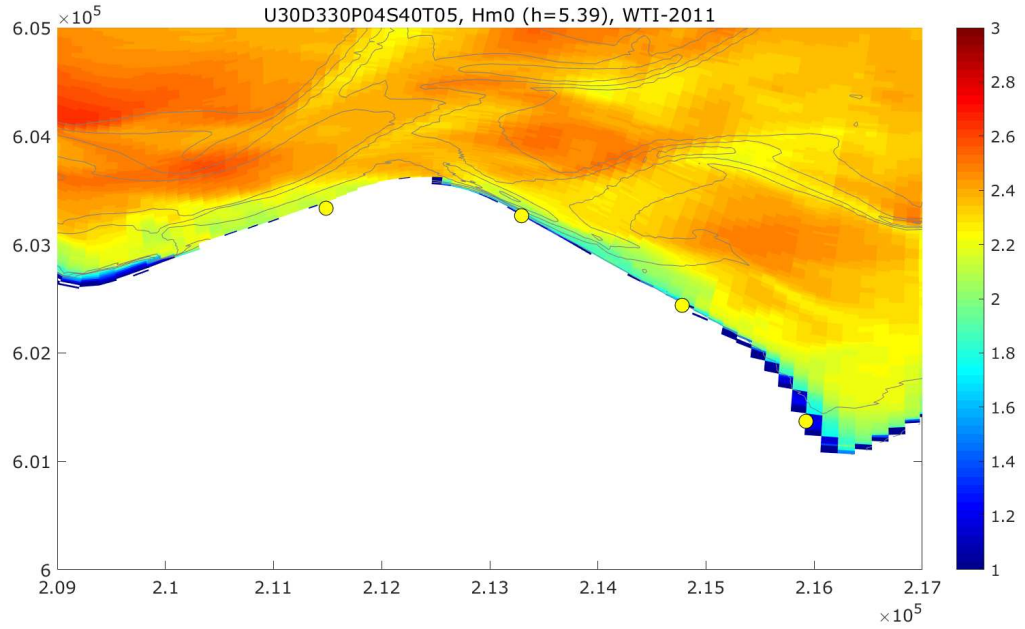
In de figuren zijn ruimtelijke beelden van golfparameters uit twee SWAN-berekeningen van WTI2011 opgenomen bij condities nabij het illustratiepunt van Hydra-NL (windrichting 330 graden, windsnelheid 30 m/s, waterstand 5.5 m+NAP), om meer inzicht te krijgen in de fysische processen en ruimtelijke variaties die een rol spelen in dit gebied. De gele bolletjes zijn de locaties op de dijk. De locaties (HRbasis) voor de golvendatabase liggen 50 m uit de dijkteen. De uitvoer betreft model G4 (zie hoofdstuk 2).



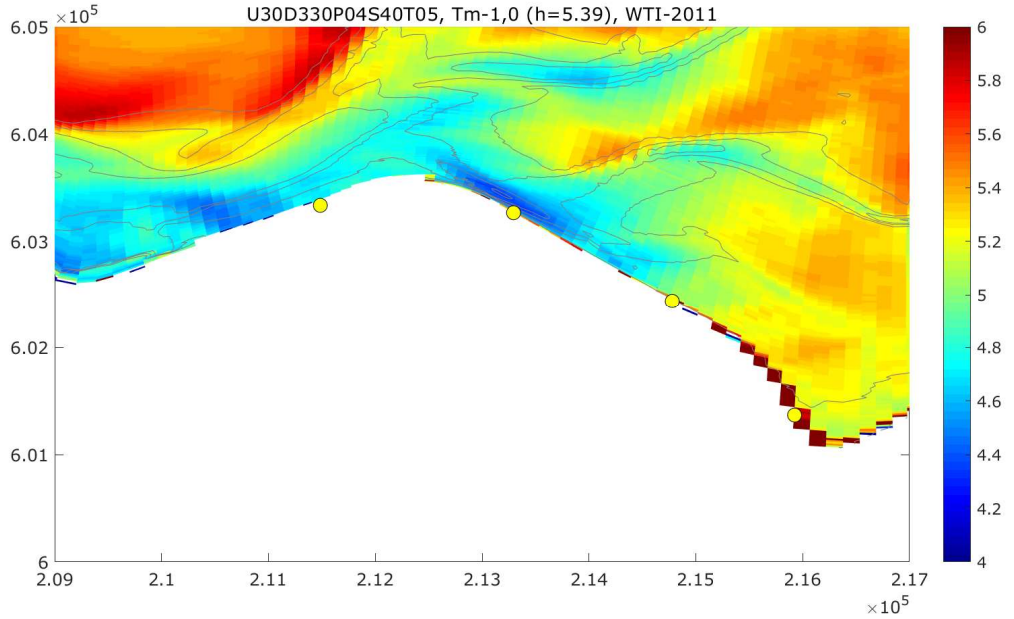
Figuur 14 – Waterstand (m+NAP) bij combinatie U=30 m/s, D=330 graden, P=4 uur, S=4 m, T=+2 uur. De gemiddelde waterstand in het hele G4-domein is 5.39 m+NAP, vermeld in de titel van de figuur. Grijze contourlijnen tonen isolijnen van de bodemhoogte.



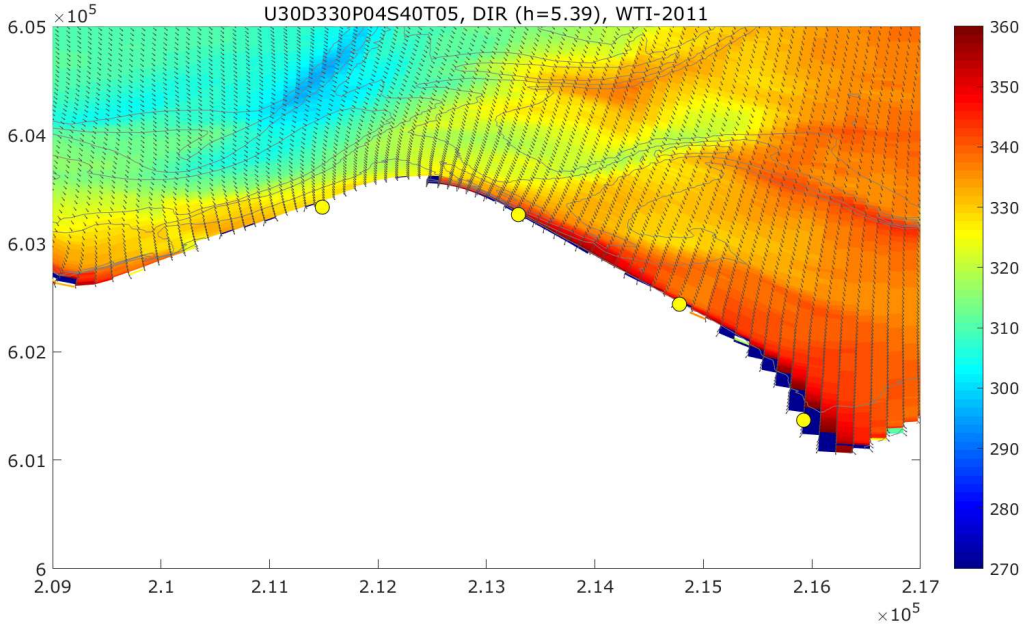
Figuur 15 – Stroomsnelheid (kleuren, m/s) en stroomrichting (pijltjes) bij combinatie U=30 m/s, D=330 graden, P=4 uur, S=4 m, T=+2 uur. Grijze contourlijnen tonen isolijnen van de bodemhoogte.



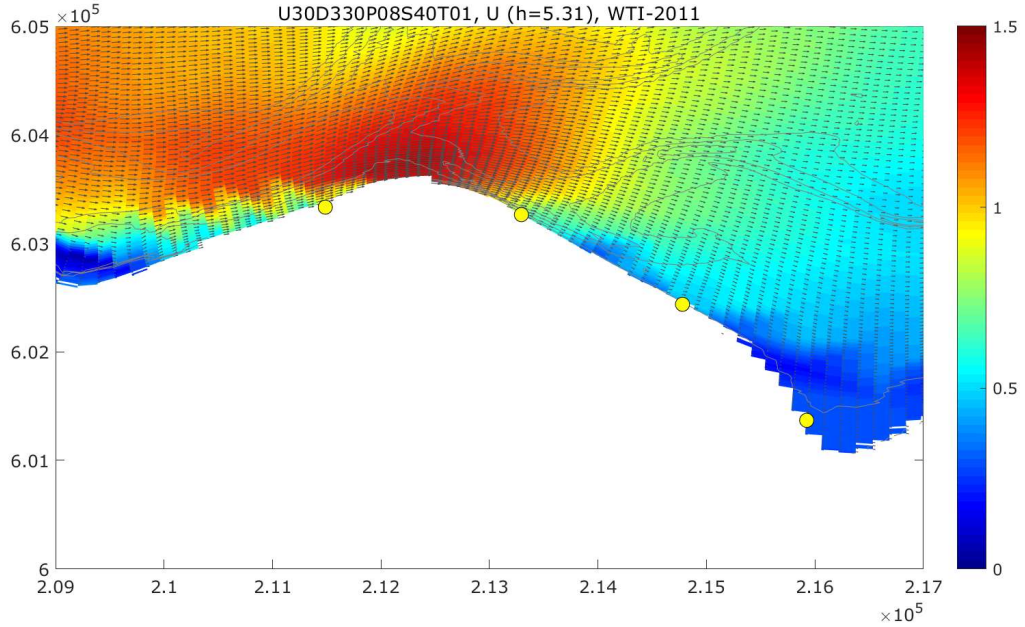
Figuur 16 – Significante golfhoogte (kleuren, m) met golfrichting (pijltjes) bij combinatie U=30 m/s, D=330 graden, P=4 uur, S=4 m, T=+2 uur. Grijze contourlijnen tonen isolijnen van de bodemhoogte.



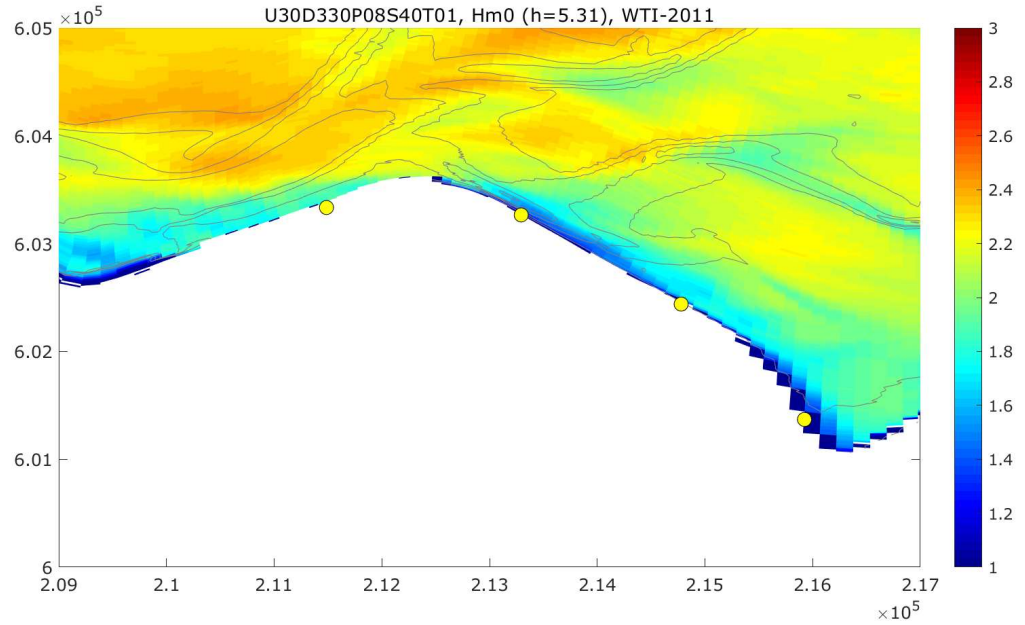
Figuur 17 – Spectrale gemiddelde golfperiode $T_{m-1,0}$ (s) bij combinatie U=30 m/s, D=330 graden, P=4 uur, S=4 m, T=+2 uur. Grijze contourlijnen tonen isolijnen van de bodemhoogte.



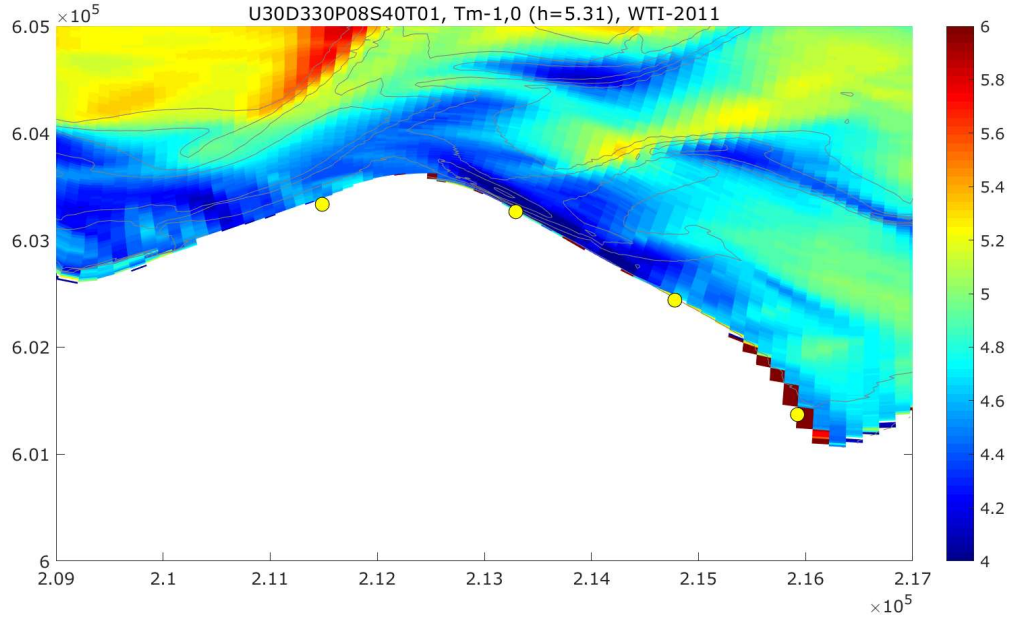
Figuur 18 – Gemiddelde golfrichting (graden) bij combinatie U=30 m/s, D=330 graden, P=4 uur, S=4 m, T=+2 uur. Grijze contourlijnen tonen isolijnen van de bodemhoogte.



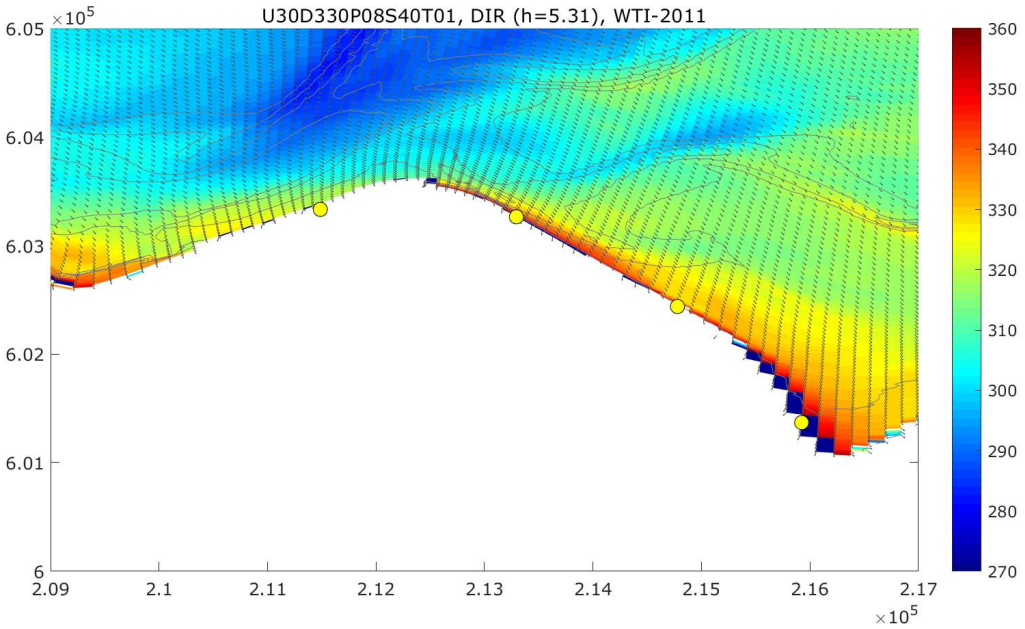
Figuur 19 – Stroomsnelheid (kleuren, m/s) en stroomrichting (pijltjes) bij combinatie U=30 m/s, D=330 graden, P=8 uur, S=4 m, T=-2 uur. Grijze contourlijnen tonen isolijnen van de bodemhoogte.



Figuur 20 – Significante golfhoogte (kleuren, m) met golfrichting (pijltjes) bij combinatie U=30 m/s, D=330 graden, P=8 uur, S=4 m, T=-2 uur. Grijze contourlijnen tonen isolijnen van de bodemhoogte.



Figuur 21 – Spectrale gemiddelde golfperiode $T_{m-1,0}$ (s) bij combinatie U=30 m/s, D=330 graden, P=8 uur, S=4 m, T=-2 uur. Grijze contourlijnen tonen isolijnen van de bodemhoogte.



Figuur 22 – Gemiddelde golfrichting (graden) bij combinatie U=30 m/s, D=330 graden, P=8 uur, S=4 m, T=-2 uur. Grijze contourlijnen tonen isolijnen van de bodemhoogte.

Uit deze figuren wordt een aantal zaken duidelijk:

1. De sterkte van de stroming hangt sterk af van het moment in de getijcyclus, en het samenvallen met de piek van de storm (Figuur 15, Figuur 19). De WBI-database bevat een gemiddelde representatie van de golven bij diverse stromingscondities op en rond de piek van de storm.
2. Op het oostelijke deel van het traject (locatie 2 t/m 4) is de golfhoogte dicht bij de dijk duidelijk lager dan bij het westelijk deel (locatie 1). Dit is vooral zichtbaar in Figuur 20.
3. Dicht bij de dijk is de golfperiode aanzienlijk korter dan verder van de dijk af (Figuur 17, Figuur 21). Vooral ter hoogte van locatie 2, bij de diepe geul het Vierhuizergat, is de golfperiode kort.

4. De golven draaien bij door refractie op de platen voor de locaties 2 t/m 4, maar nog steeds is sprake van schuine tot zeer schuine golfinval.

Vooral het ruimtelijke patroon in de golfperiode is opvallend, met aanzienlijk lagere waarden bij locatie 2 dan bij de omringende locaties. In de smalle strook langs de dijk spelen stroming, refractie en dieptebeperking een rol: een zeer complex samenspel. We volstaan daarom met het aangeven van twee mogelijke oorzaken.

1. Ten eerste is er de knik in de dijk (zie Figuur 1), waardoor het oostelijke deel van het traject enigszins in de luwte ligt voor de heersende golfrichting (golven 316 graden, wind 330 graden).
2. Ten tweede ligt het diepe Vierhuizergat bij locatie 2 voor de dijk. Relatief lange golven binnen het golfveld worden het sterkst beïnvloed door de bodemtopografie. Zij draaien door refractie vanuit de geulen richting de plaatranden. Op verschillende plaatranden is een hoge periode zichtbaar (Figuur 17 en Figuur 21), gecombineerd met een afwijkende gemiddelde golfrichting (Figuur 22). Hierdoor ontstaat in de geulen netto een golfspectrum met een kortere gemiddelde golfperiode, door dominantie van de hogere frequenties. Voornamelijk in het diepe Vierhuizergat, nabij locatie 2, is de golfperiode hierdoor kort. Dit effect is zowel zichtbaar bij 300 graden (slechts 3.98 sec exclusief modelonzekerheid, ondanks een extreme windsnelheid van 39.3 m/s) als bij 330 graden (4.41 sec, korter dan bij de andere drie locaties). Bij locatie 3 is de golfhoogte hoger en de golfperiode langer dan bij locatie 2 (Figuur 17). Bij locatie 3 ligt dan ook geen diepe geul meer vlak voor de dijk.

5.2 Invloed van stroming op de golven

In WTI2011 zijn golven berekend inclusief het effect van stroming, waarbij de stroombeelden zijn verkregen door berekeningen met WAQUA bij dezelfde wind en zeewaterstand als in SWAN. Om scherper te krijgen hoe stroming invloed heeft op de golfcondities bij de dijk, zijn enkele SWAN-berekeningen uit WTI2011 opnieuw uitgevoerd, maar dan zonder stroombeeld mee te geven aan de berekening. De volgende vijf parametercombinaties (codering uit WTI2011, zie Klein & Kroon, 2011): G3U30D330P04S40T04, G3U30D330P04S40T05, G3U30D330P08S40T01, G3U30D330P08S40T02, G3U30D330P08S40T03[1]. Deze berekeningen hebben allemaal een windrichting (330 graden), windsnelheid (30 graden) en waterstand (5-6 m+NAP) nabij het illustratiepunt van Hydra-NL (Tabel 2).

Uit deze SWAN-berekeningen blijkt dat stroming van significante invloed is op de HR bij de dijk Figuur 23 geeft voor de vijf berekeningen en vier locaties de golfhoogtes en golfperiodes, en de verschillen tussen beide. Golfhoogtes zijn zonder stroming iets hoger bij de dijk dan in de originele berekeningen mét stroming, met gemiddelde verschillen tussen 0.09 m (locatie 4) en 0.27 m (locatie 3). Stroming verlaagt dus netto de golfhoogte. De golfperiode daarentegen is langer in de berekeningen zonder stroming, met gemiddeld over de vijf berekeningen een verschil van 0.20 tot 0.54 s, met uitzondering van locatie 2, waar het verschil zeer klein is. Stroming verlengt dus de golfperiode bij de dijk.

[1] Na het uitvoeren van deze berekeningen met model G3 is voor het hele traject gekozen voor model G4 (zie paragraaf 2.1). De SWAN-berekeningen zijn echter niet opnieuw uitgevoerd met G4, omdat de verwachting is dat de conclusies op basis van G3 en G4 gelijk zullen zijn.

WatLev		WTI-2011 repro		
Sim	loc1	loc2	loc3	loc4
G3U30D330P04S40T04	5.30	5.32	5.44	5.46
G3U30D330P04S40T05	5.70	5.73	5.83	5.86
G3U30D330P08S40T01	5.40	5.38	3.97	5.53
G3U30D330P08S40T02	6.12	6.14	6.27	6.28
G3U30D330P08S40T03	6.49	6.53	6.67	6.67
Gemiddeld	*5.90*	*5.93*	*6.05*	*6.07*

Umag		WTI-2011 repro		
Sim	loc1	loc2	loc3	loc4
G3U30D330P04S40T04	0.29	0.49	0.40	0.18
G3U30D330P04S40T05	0.36	0.47	0.40	0.17
G3U30D330P08S40T01	0.96	0.82	0.49	0.29
G3U30D330P08S40T02	0.71	0.72	0.53	0.23
G3U30D330P08S40T03	0.48	0.57	0.44	0.18
Gemiddeld	*0.56*	*0.61*	*0.45*	*0.21*

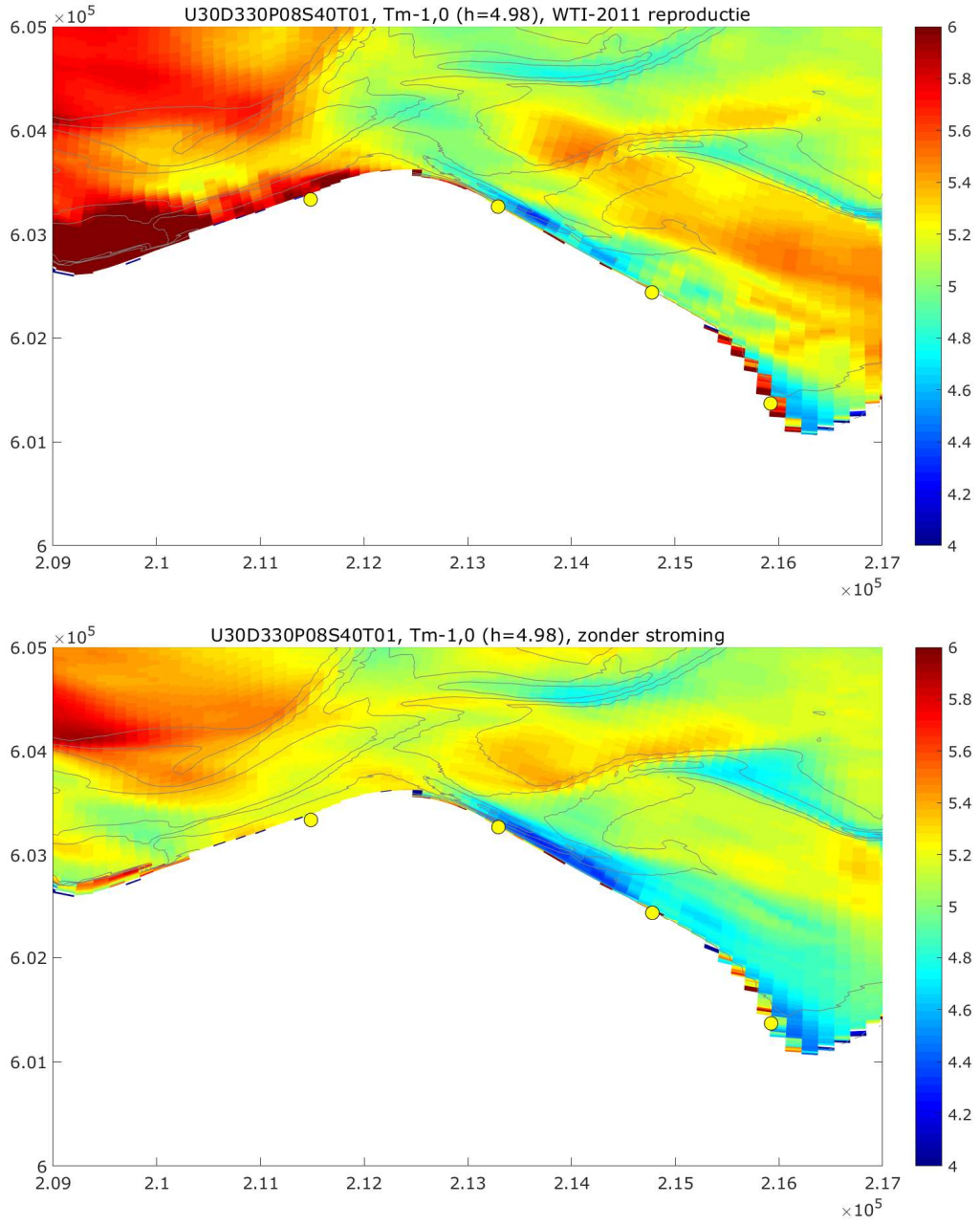
Hsig	WTI-2011				Zonder stroming				Zonder stroming - WTI-2011			
	loc1	loc2	loc3	loc4	loc1	loc2	loc3	loc4	loc1	loc2	loc3	loc4
G3U30D330P04S40T04	2.39	2.19	2.08	1.92	2.52	2.28	2.33	2.00	0.13	0.09	0.25	0.08
G3U30D330P04S40T05	2.39	2.18	2.10	2.01	2.53	2.29	2.34	2.05	0.13	0.11	0.24	0.04
G3U30D330P08S40T01	2.10	1.70	1.80	1.73	2.43	2.01	2.06	1.84	0.33	0.32	0.26	0.11
G3U30D330P08S40T02	2.50	2.14	2.18	2.13	2.78	2.42	2.49	2.23	0.29	0.28	0.31	0.10
G3U30D330P08S40T03	2.71	2.44	2.43	2.32	2.95	2.65	2.72	2.43	0.24	0.22	0.29	0.11
Gemiddeld	*2.42*	*2.13*	*2.12*	*2.02*	*2.64*	*2.33*	*2.39*	*2.11*	*0.22*	*0.20*	*0.27*	*0.09*

Tmm10	WTI-2011				Zonder stroming				Zonder stroming - WTI-2011			
Sim	loc1	loc2	loc3	loc4	loc1	loc2	loc3	loc4	loc1	loc2	loc3	loc4
G3U30D330P04S40T04	5.55	4.57	5.11	4.90	5.04	4.66	4.92	4.74	-0.51	0.10	-0.19	-0.16
G3U30D330P04S40T05	5.77	4.77	5.37	5.29	5.32	4.89	5.16	5.07	-0.45	0.12	-0.21	-0.23
G3U30D330P08S40T01	5.85	4.58	5.13	4.68	5.19	4.53	4.81	4.59	-0.66	-0.05	-0.32	-0.09
G3U30D330P08S40T02	6.21	5.02	5.78	5.56	5.62	5.15	5.42	5.31	-0.59	0.14	-0.36	-0.26
G3U30D330P08S40T03	6.34	5.35	6.14	5.96	5.84	5.50	5.83	5.69	-0.51	0.15	-0.31	-0.27
Gemiddeld	*5.94*	*4.86*	*5.51*	*5.28*	*5.40*	*4.95*	*5.23*	*5.08*	*-0.54*	*0.09*	*-0.28*	*-0.20*

Figuur 23 – Totaaloverzicht van waterstanden, stroomsnelheden, golfhoogte en golfperiode met en zonder stroming.

Geulen domineren het stroombeeld tijdens dagelijkse getijcondities. Tijdens maatgevende condities voor belastingen op de dijk is echter sprake van een grote waterdiepte boven de platen. De relatieve verschillen in waterdiepte zijn dan beperkt, en de stroming beweegt vrij uniform over de geulen en platen heen, zie Figuur 15 en Figuur 19 voor twee voorbeelden. De exacte ligging van de geulen is dan van ondergeschikt belang, evenals een eventuele toekomstige morfologische ontwikkeling van deze geulen (zie hoofdstuk 6).

De sterkste stroming van deze vijf berekeningen is aanwezig bij G3U30D330P08S40T01, zie Figuur 19. Daarom laat Figuur 24 de golfperiode voor deze berekening met stroming (het origineel uit WTI2011) en zonder stroming (de aangepaste berekening) zien.



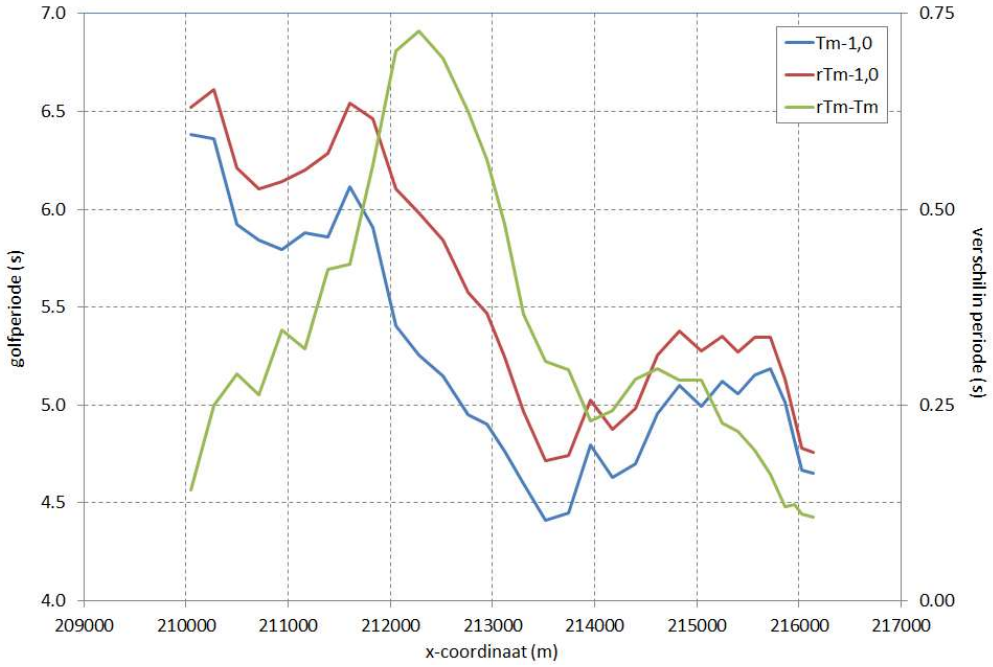
Figuur 24 – Spectrale gemiddelde golfperiode $T_{m-1,0}$ (s) bij combinatie U=30 m/s, D=330 graden, P=8 uur, S=4 m, T=-2 uur met stroming (boven) en zonder stroming (onder). Grijze contourlijnen tonen isolijnen van de bodemhoogte.

Stroming zorgt integraal voor een langere golfperiode in het gebied, doordat er meer golfenergie via het stromende water in de Waddenzee naar de dijk toe komt. Bij locatie 1 is de stroomsnelheid in deze berekening circa 1.0-1.5 m/s. Door die stroming is de golfperiode $T_{m-1,0}$ bij deze berekening 0.66 s korter dan in het geval met stroming. De golfhoogte is iets lager met stroming dan zonder stroming. Dit kan komen door een kleiner verschil tussen de windsnelheid en het stromende water, dan tussen de windsnelheid en stilstaand water. De energieoverdracht van wind naar golven is daardoor kleiner.

Voor deze berekening (G3U30D330P08S40T01) hebben wij het effect van stroming op de golfperiode in meer detail onderzocht. De SWAN-berekening is herhaald, met extra uitvoer voor de relatie-

ve golfperiode (RTMM10). De stroomsnelheid (0.5-1.5 m/s, Figuur 19) is niet verwaarloosbaar ten opzichte van de voortplantingssnelheid van de golven (schatting via √(gh) is 7 m/s). Dit betekent dat er sprake zal zijn van aanzienlijke golf-stromingsinteractie. De stroming beweegt vooral rond locatie 2 met de golven mee. Op dat traject is daarom te verwachten dat de relatieve golfperiode (de eigenlijke periode van de golven, meebewegend met de stroming) langer zal zijn dan de absolute golfperiode (op een vaste locatie). Figuur 25 laat inderdaad zien dat de relatieve golfperiode tot 14% langer is dan de absolute golfperiode.

De veiligheidsbeoordeling wordt normaliter gebaseerd op absolute golfperiodes. De eigenlijke periode van de golf, meebewegend met de stroming, is de relatieve golfperiode. De berekende steilheid van de golf moet daarom eigenlijk ook worden gebaseerd op de relatieve golfperiode.



Figuur 25 – Absolute gemiddelde golfperiode (Tm-1,0) en relatieve gemiddelde golfperiode (rTm-1,0) voor de dijk, en het verschil daartussen (rechter as), volgend uit de SWAN-berekening G3U30D330P08S40T01 met veel stroming.

Conclusies:

1. Stroming zorgt integraal voor golven met een iets lagere golfhoogte en een duidelijk langere golfperiode in het gehele gebied. Daarom is het HBN gemiddeld genomen hoger door de aanwezigheid van de stroming.
2. Door de grote waterdiepte tijdens extreme stormen is de exacte ligging van de geulen van ondergeschikt belang voor ruimtelijke variaties in de stroming. Dit aspect is van belang bij het interpreteren van morfologische veranderingen in hoofdstuk 6.
3. De veiligheidsbeoordeling wordt gebaseerd op absolute golfperiodes, dat is: de periode die wordt ervaren op een vaste positie. De eigenlijke periode van de golf, meebewegend met de stroming, is de relatieve golfperiode. De steilheid van de golf moet worden gebaseerd op de relatieve golfperiode. Deze relatieve periode is in een berekening met veel stroming tot 14% langer dan de absolute periode. Dit aspect is van belang bij het interpreteren van golfsteilheden in hoofdstuk 7.

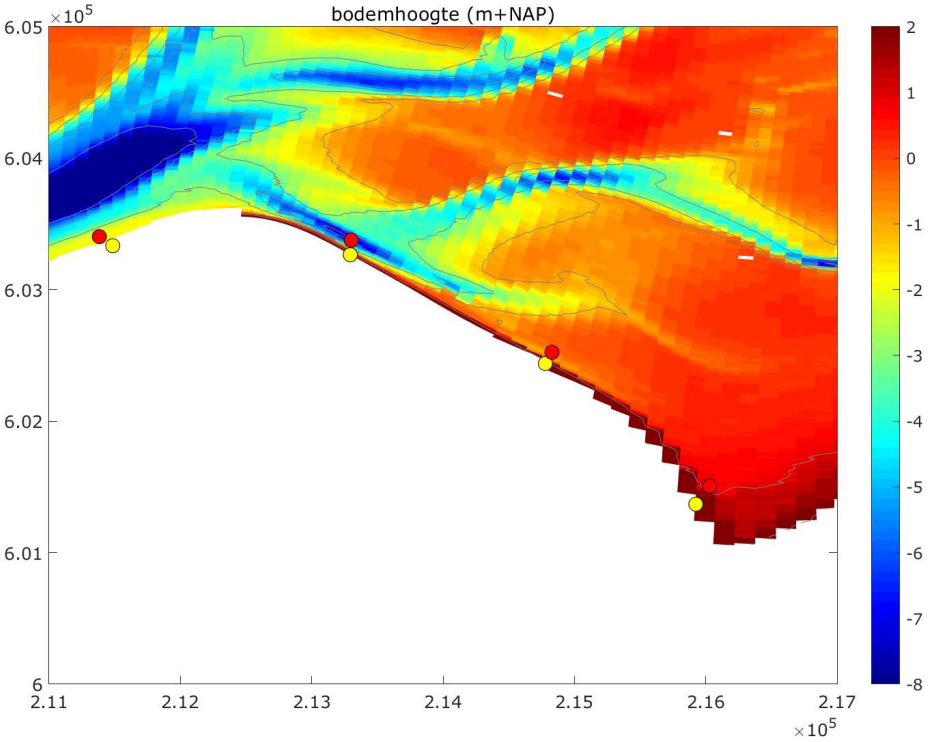
6 Invloed van morfologische veranderingen

De bodem uit het SWAN-model van WTI2011 is gemaakt in 2009, en gebaseerd op de vaklodingen van 2006 voor het kombergingsgebied van het Friesche Zeegat (Groeneweg en Van Os, 2009). Inmiddels, 14 jaar verder, zijn diverse morfologische veranderingen opgetreden in het gebied voor het dijktraject Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat. Dit is te zien in de vaklodingen van 2019, na projectie op het SWAN-rooster (Figuur 27) in vergelijking met de bodem van 2006 (Figuur 26). De geul Vierhuizergat is dieper geworden en ligt dichter tegen de dijk aan. De (naamloze) ondiepe geul die de wadplaat voor locatie 3 in snijdt, heeft zich enigszins teruggetrokken in de periode 2006-2019.

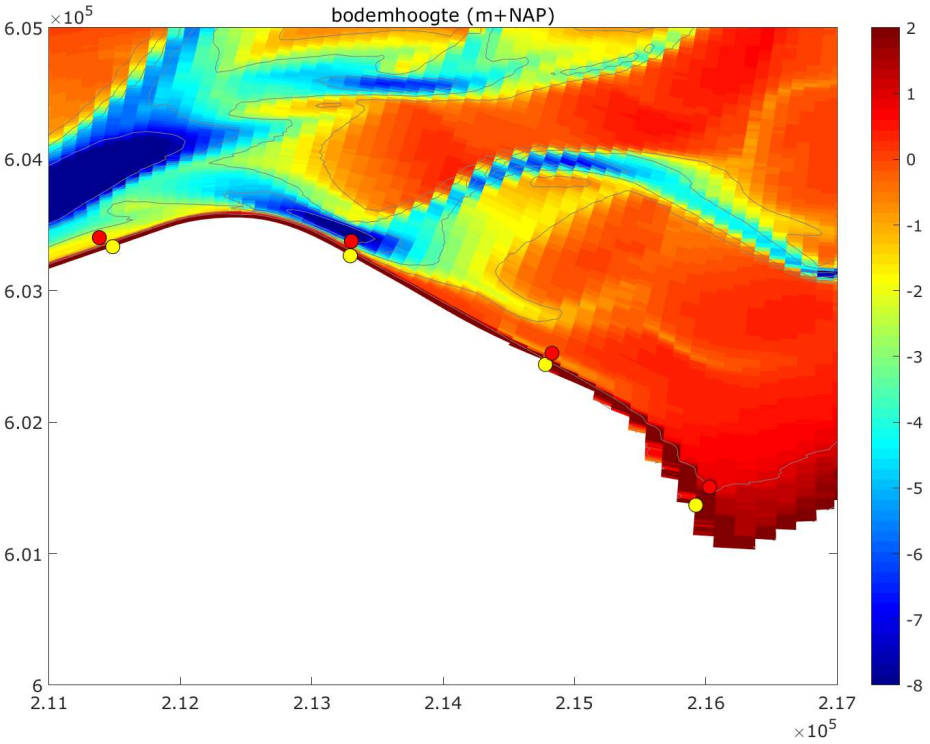
Om te onderzoeken hoe morfologische veranderingen doorwerken in de golfparameters bij de dijk, zijn dezelfde vijf WTI2011 berekeningen uit hoofdstuk 4 herhaald met de bodem van 2019. Idealiter zou ook de stroming opnieuw berekend worden voor de bodem van 2019, maar het opnieuw uitvoeren van de WAQUA-berekeningen was een te grote inspanning in het kader van deze verkenning. Om de bandbreedte te duiden, zijn de berekeningen met de bodem van 2019 op twee manieren: eenmaal met stroombeeld vanuit WTI2011 (wat dus eigenlijk behoort bij de bodem van 2006) en eenmaal zonder stroming (vergelijkbaar met paragraaf 5.2).

Golfhoogtes en golfperiodes voor de vijf berekeningen en vier locaties zijn te vinden in Figuur 28. De golfhoogte is voor de vier onderzochte locaties 0.04 tot 0.09 m lager met de bodem van 2019 ten opzichte van de bodem van 2006 (dat is ca. 4%). Zonder stroming bedraagt deze afname 0.03 tot 0.13 m. Ook de golfperiode valt lager uit met de bodem van 2019 ten opzichte van 2006: 0.09 tot 0.12 s met stroming (dat is ca. 2%), en 0.00 tot 0.16 s zonder stroming.

In een meest zuivere vergelijking zou ook de stroming opnieuw berekend worden voor de bodem van 2019. Op basis van de huidige resultaten blijkt dat echter niet nodig te zijn voor het trekken van een conclusie. De morfologische ontwikkelingen over een periode van 14 jaar veroorzaken slechts kleine verschillen in golfcondities. Die verschillen zijn daarbij gunstig: de belasting neemt af in deze periode. Uit Figuur 13 valt af te leiden dat de gevonden afnames in golfhoogte en golfperiode gezamenlijk tot een maximaal 0.16 m lager HBN zouden leiden (bij locatie 2, met de grootste verschillen). Het is daarom een voldoende robuuste keuze om de rekenresultaten uit 2011 (met de bodem van 2006) als uitgangspunt te blijven gebruiken.



Figuur 26 – Bodem van het SWAN-model voor WTI2011, gebaseerd op vaklodingen van 2006



Figuur 27 – Nieuwe SWAN-bodem, gebaseerd op de vaklodingen van 2019

WatLev	WTI-2011			
Sim	loc1	loc2	loc3	loc4
G3U30D330P04S40T04	5.30	5.32	5.44	5.46
G3U30D330P04S40T05	5.70	5.73	5.83	5.86
G3U30D330P08S40T01	5.40	5.38	3.97	5.53
G3U30D330P08S40T02	6.12	6.14	6.27	6.28
G3U30D330P08S40T03	6.49	6.53	6.67	6.67
Gemiddeld	*5.90*	*5.93*	*6.05*	*6.07*

Umag	WTI-2011			
Sim	loc1	loc2	loc3	loc4
G3U30D330P04S40T04	0.29	0.49	0.40	0.18
G3U30D330P04S40T05	0.36	0.47	0.40	0.17
G3U30D330P08S40T01	0.96	0.82	0.49	0.29
G3U30D330P08S40T02	0.71	0.72	0.53	0.23
G3U30D330P08S40T03	0.48	0.57	0.44	0.18
Gemiddeld	*0.56*	*0.61*	*0.45*	*0.21*

Hsig	WTI-2011				Bodem 2019, Stroming WTI-2011				Bodem 2019 - WTI-2011			
	loc1	loc2	loc3	loc4	loc1	loc2	loc3	loc4	loc1	loc2	loc3	loc4
G3U30D330P04S40T04	2.39	2.19	2.08	1.92	2.33	2.09	2.04	1.86	-0.06	-0.09	-0.03	-0.06
G3U30D330P04S40T05	2.39	2.18	2.10	2.01	2.34	2.09	2.08	1.94	-0.05	-0.09	-0.03	-0.07
G3U30D330P08S40T01	2.10	1.70	1.80	1.73	2.04	1.62	1.73	1.66	-0.06	-0.07	-0.07	-0.07
G3U30D330P08S40T02	2.50	2.14	2.18	2.13	2.44	2.05	2.14	2.07	-0.06	-0.09	-0.05	-0.07
G3U30D330P08S40T03	2.71	2.44	2.43	2.32	2.66	2.35	2.40	2.27	-0.05	-0.09	-0.03	-0.05
Gemiddeld	*2.42*	*2.13*	*2.12*	*2.02*	*2.36*	*2.04*	*2.08*	*1.96*	*-0.06*	*-0.09*	*-0.04*	*-0.06*

Tmm10	WTI-2011				Bodem 2019, Stroming WTI-2011				Bodem 2019 - WTI-2011			
Sim	loc1	loc2	loc3	loc4	loc1	loc2	loc3	loc4	loc1	loc2	loc3	loc4
G3U30D330P04S40T04	5.55	4.57	5.11	4.90	5.42	4.42	5.03	4.79	-0.12	-0.14	-0.08	-0.10
G3U30D330P04S40T05	5.77	4.77	5.37	5.29	5.72	4.65	5.34	5.24	-0.05	-0.11	-0.03	-0.05
G3U30D330P08S40T01	5.85	4.58	5.13	4.68	5.63	4.48	4.96	4.53	-0.22	-0.10	-0.16	-0.15
G3U30D330P08S40T02	6.21	5.02	5.78	5.56	6.05	4.92	5.65	5.48	-0.16	-0.09	-0.13	-0.09
G3U30D330P08S40T03	6.34	5.35	6.14	5.96	6.32	5.27	6.08	5.89	-0.02	-0.08	-0.06	-0.07
Gemiddeld	*5.94*	*4.86*	*5.51*	*5.28*	*5.83*	*4.75*	*5.41*	*5.19*	*-0.12*	*-0.11*	*-0.09*	*-0.09*

Figuur 28 – Overzicht van waterstanden, stroomsnelheden, golfhoogte en golfperiode bij oorspronkelijke bodem en de bodem van 2019, met de stroombeelden vanuit WTI2011

Hsig	WTI-2011				Bodem 2019 zonder stroming				2019 zonder str - WTI2011 zonder str			
	loc1	loc2	loc3	loc4	loc1	loc2	loc3	loc4	loc1	loc2	loc3	loc4
G3U30D330P04S40T04	2.39	2.19	2.08	1.92	2.49	2.15	2.29	1.93	-0.03	-0.13	-0.04	-0.07
G3U30D330P04S40T05	2.39	2.18	2.10	2.01	2.51	2.17	2.31	2.01	-0.02	-0.12	-0.03	-0.04
G3U30D330P08S40T01	2.10	1.70	1.80	1.73	2.40	1.88	2.02	1.79	-0.04	-0.14	-0.04	-0.06
G3U30D330P08S40T02	2.50	2.14	2.18	2.13	2.75	2.27	2.48	2.17	-0.03	-0.14	-0.01	-0.05
G3U30D330P08S40T03	2.71	2.44	2.43	2.32	2.93	2.51	2.71	2.37	-0.03	-0.14	-0.01	-0.06
Gemiddeld	*2.42*	*2.13*	*2.12*	*2.02*	*2.62*	*2.20*	*2.36*	*2.05*	*-0.03*	*-0.13*	*-0.03*	*-0.06*

Tmm10	WTI-2011				Bodem 2019 zonder stroming				2019 zonder str - WTI2011 zonder str			
Sim	loc1	loc2	loc3	loc4	loc1	loc2	loc3	loc4	loc1	loc2	loc3	loc4
G3U30D330P04S40T04	5.55	4.57	5.11	4.90	5.05	4.53	4.87	4.69	0.01	-0.14	-0.05	-0.05
G3U30D330P04S40T05	5.77	4.77	5.37	5.29	5.34	4.77	5.13	5.03	0.02	-0.13	-0.03	-0.03
G3U30D330P08S40T01	5.85	4.58	5.13	4.68	5.17	4.35	4.73	4.54	-0.02	-0.18	-0.08	-0.05
G3U30D330P08S40T02	6.21	5.02	5.78	5.56	5.62	4.98	5.42	5.27	0.00	-0.17	0.00	-0.04
G3U30D330P08S40T03	6.34	5.35	6.14	5.96	5.83	5.33	5.83	5.64	0.00	-0.17	0.00	-0.05
Gemiddeld	*5.94*	*4.86*	*5.51*	*5.28*	*5.40*	*4.79*	*5.20*	*5.03*	*0.00*	*-0.16*	*-0.03*	*-0.04*

Figuur 29 – Overzicht van golfhoogte en golfperiode bij oorspronkelijke bodem en de bodem van 2019, zonder de stroombeelden vanuit WTI2011. Waterstanden zijn identiek aan die in Figuur 28.

7 Golfsteilheid

Bij het traject Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat worden zeer steile golven gevonden, ofwel golven met een relatief grote hoogte en korte periode. In bepaalde gevallen is de golfsteilheid zelfs zo groot, dat er vraagtekens worden gezet bij de realiteitszin. Daarom onderwerpen we de golfsteilheid in dit hoofdstuk aan een nader onderzoek.

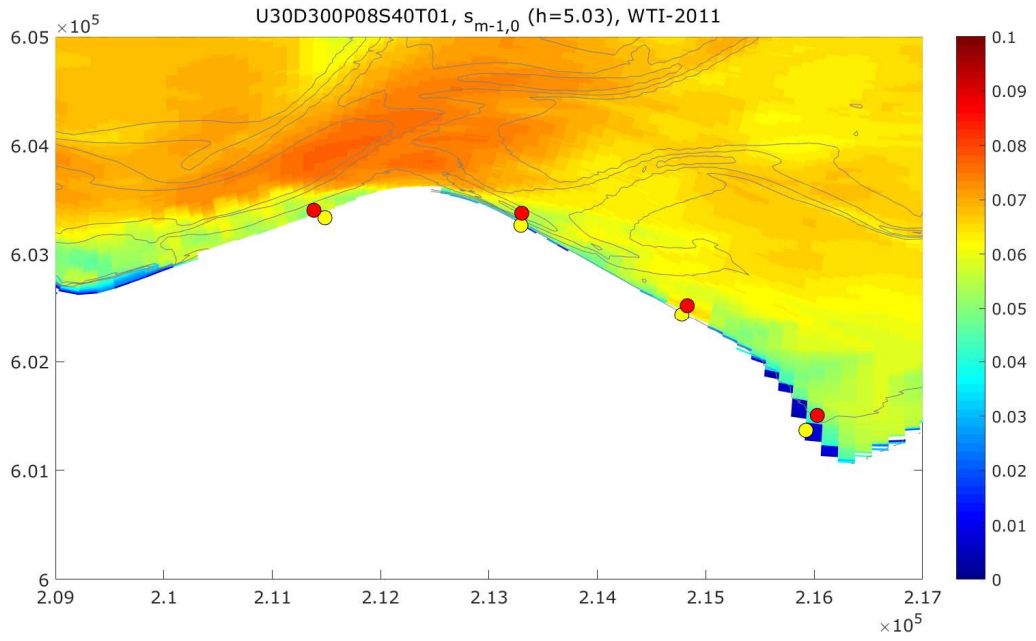
De golfsteilheid is de verhouding tussen golfhoogte en golflengte: $s=H/\lambda$. Er zijn allerlei manieren om deze golfsteilheid te definiëren:

- Voor de golfhoogte H wordt vaak de significante golfhoogte H_{m0} aangehouden.
- Voor de golflengte zijn formules beschikbaar:
  - voor diep water (kleine golflengte ten opzichte van de waterdiepte): $\lambda=gT^2/2\pi$.
  - voor ondiep water (grote golflengte ten opzichte van de waterdiepte): $\lambda=T\sqrt{(gh)}$.
  - een impliciete formule voor condities in het overgangsgebied.
- In alle drie de formules komt de golfperiode voor. Bij het berekenen van de golfperiode kan bijvoorbeeld gebruik worden gemaakt van de piekperiode T_p of de spectrale gemiddelde golfperiode $T_{m-1,0}$. De bijbehorende steilheid wordt vaak aangeduid met s_p en $s_{m-1,0}$.

Vaak worden getallen genoemd voor een maximale golfsteilheid, zonder dat daarbij vermeld wordt op welke definitie dit maximum betrekking heeft.

Bij hanteren van de golflengte op ondiep water, op basis van $T_{m-1,0}$ en een waterdiepte boven NAP, resulteren op basis van SWAN-resultaten steilheden $s_{m-1,0}$ van 5,0 tot 7,5%. Deze waarden zijn hoog, maar niet buiten de range zoals vermeld in Caires (2012). Onder extreme condities zijn volgens dat rapport zelfs waarden boven de 10% niet uit te sluiten, zeker niet bij omstandigheden met lokaal gegenereerde, jonge golven bij een extreem hoge windsnelheid. De golfgoot van Deltares is echter niet in staat om dergelijke steile golven te genereren. Daarom zijn sterkteproeven bij dit bereik aan golfsteilheden niet beschikbaar (Vos, 2017).

De waarden voor s_p, op basis van de piekperiode T_p, liggen in het bereik van 3,0 tot 7,0%. Dit zijn de waarden uit de Hydra-NL berekeningen voor bekledingen, zonder modelonzekerheden. De piekperiode T_p is niet opgenomen in de WBI-databases (zie paragraaf 2.3), omdat deze soms een springerig gedrag vertoont. Als deze waarde ontbreekt, berekent Hydra-NL de piekperiode op basis van de gemiddelde golfperiode $T_{m-1,0}$ via de vaste verhouding van $T_p = 1{,}1*T_{m-1,0}$. Deze verhouding is echter alleen geldig op diep water. In de Waddenzee is dit verschil gemiddeld geen 10% maar 24% (Van Nieuwkoop, 2017). Uit SWAN volgt een verschil van 19% (range 6% tot 44%), gemiddeld over de 4 locaties uit Figuur 1 en over 30 berekeningen rond het illustratiepunt van Hydra-NL (300-330 graden, 30 m/s, 4 m stormopzet op de Noordzee). Daarom bevelen wij aan om de database nog een keer aan te passen, en T_p afzonderlijk toe te voegen (zie rechtsboven in Figuur 9 en Figuur 10). Dan gebruikt Hydra-NL deze waarden in plaats van de vaste verhouding met $T_{m-1,0}$.



Figuur 30 – Berekende golfsteilheid (formule voor ondiep water) op basis van H_{m0}, $T_{m-1,0}$ en de waterdiepte boven de hoogte van de platen op 0 m+NAP.

Er zijn verschillende redenen voor relatief steile golven in dit gebied:

- De berekende golfsteilheid is gebaseerd op de gemiddelde golfperiode $T_{m-1,0}$, die zoals gezegd meestal korter is dan de piekperiode T_p. De golfsteilheid $s_{m-1,0}$ is daardoor groter dan s_p. Voor de Afsluitdijk werden voor s_p waarden boven 4% gevonden, en voor $s_{m-1,0}$ boven 7% (Van Nieuwkoop, 2017).
- Er is sprake van een zeer hoge windsnelheid tijdens maatgevende condities, waardoor de lokaal in de Waddenzee gegenereerde golven een grotere steilheid kunnen bereiken en behouden dan bijvoorbeeld in een golfgoot zonder wind en stroming.
- Refractie zorgt ervoor dat lange golven relatief sterk richting de plaatranden draaien, en dat een spectrum met relatief korte golven overblijft in de geulen voor de dijk.
- Golf-stroominteractie zorgt ervoor dat de absolute golfperiode korter wordt dan de periode van de golven zelf (de relatieve golfperiode). De eigenlijke steilheid van de golven is die op basis van de relatieve golfperiode. De berekende steilheid is op basis van de absolute periode. De eigenlijke steilheid is dus kleiner dan de hier gepresenteerde steilheid.

Bepaalde eigenschappen van SWAN zorgen ervoor dat de door SWAN berekende steilheid mogelijk aan de hoge kant is:

- Niet-lineaire golf-golfinteracties (triads) zorgen voor verplaatsing van golfenergie vanaf de piekfrequentie naar hogere en lagere frequenties. In SWAN is echter alleen de verplaatsing naar hogere frequenties actief, waardoor golfperiodes korter worden bij activatie van triads.
- Refractie van lange golfcomponenten richting de platen is relatief sterk in SWAN. In de Oostelijke Waddenzee is er daarom voor WTI2011 voor gekozen om refractielimitering toe te passen (rekenrooster G3 met andere instellingen van SWAN in WTI2011). In het deel van de Waddenzee rondom het Vierhuizergat is dat niet gebeurd. Lange golven vanaf de Waddenzee bereiken daardoor nauwelijks de dijk. De golven zijn puur de korte, lokaal boven de Waddenzee gegenereerde windgolven.

Steilheden op basis van $T_{m-1,0}$ zijn dus aan de hoge kant, maar er zijn geen bewijzen dat deze steilheden niet voor kunnen komen tijdens maatgevende condities met diepe geulen voor de dijk, extreme wind en flinke stroming.

Anders wordt het echter, als de golfsteilheid nog hoger uitvallen als bijwerking van de toepassing van modelonzekerheden op de golfhoogte en golfperiode. Aangezien de standaardafwijking van de golfhoogte groter is dan de standaardafwijking van de golfperiode (toegepast als vermenigvuldigingsfactoren in een zogenaamde multiplicatief model), zorgt toepassing van modelonzekerheden overwegend voor grotere steilheden dan de oorspronkelijke waarden op basis van de golvendatabase (SWAN). Daarnaast blijkt dat in de illustratiepunten regelmatig een hoge waarde voor de modelonzekerheid voor de golfhoogte wordt gevonden, in combinatie met de gemiddelde waarde voor de modelonzekerheid voor de golfperiode. Bijvoorbeeld in Tabel 2, bij locatie 2, is de verhouding tussen fH_{m0} en $fT_{m-1,0}$ gelijk aan 1.21/0.96 = 1.26. Daardoor wordt de golfsteilheid (ondiep water formule) nog 26% groter dan de oorspronkelijk door SWAN berekende waarde. Dit was ook bij de Afsluitdijk de voornaamste oorzaak van de grote steilheden (Van Nieuwkoop, 2017).

Deze verdere verhoging ten opzichte van SWAN zien wij als onrealistisch. Het effect van modelonzekerheid op de golfsteilheid kan worden beperkt door correlatie tussen beide modelonzekerheden toe te voegen. Deze functionaliteit is als optie ingebouwd in de nieuwste versie van Hydra-NL. Toevoegen van een correlatie van 36% zorgde bij de Afsluitdijk voor een afname van golfsteilheden van 11 naar 8% (Smale, 2017). De prijs voor het toevoegen van een dergelijke correlatie is wel een hoger HBN, en een zwaardere eis aan de sterkte van de bekleding.

8 Conclusies en aanbevelingen

In deze studie zijn ruimtelijke variaties in het HBN langs het traject Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat nader onderzocht. Dit is gedaan aan de hand van vier karakteristieke locaties: locatie 1 op het westelijke deel van het traject, langs de geul Oort, met een dijknormaal richting noordwest, locatie 2 langs het Vierhuizergat met een dijknormaal richting noordoost, locatie 3 langs de wadplaten, en locatie 4 aan het oostelijke einde van het traject, bij de kwelders (zie Figuur 1).

De resultaten uit deze studie leiden tot de volgende conclusies:

1. Er zijn aanpassingen aan de golvendatabase nodig, om deze te baseren op één model voor het hele traject (model G4 uit WTI2011), en om een lokale fout in de waterstanden te repareren. Deze aanpassing is succesvol uitgevoerd.
2. Het verloop van het HBN langs is op basis van deze aangepaste golvendatabase goed verklaarbaar vanuit verschillen in waterstand (geleidelijk oplopend van locatie 1 naar locatie 4), golfhoogte (het hoogst bij locatie 1), golfperiode (maximaal bij de locaties 3 en 4), en hoek van golfinval (het meest loodrecht bij locatie 1).
3. In de relevante berekeningen uit WTI2011 bewegen de golven overwegend met de stroming mee. Hierdoor is over het gehele traject de golfhoogte iets lager, en de golfperiode langer dan in de situatie waarbij er geen stroming zou zijn. Daarnaast is de absolute golfperiode (observerend vanaf een vaste locatie in het stromende water) korter dan de relatieve golfperiode (meebewegend met de stroming).
4. De golfhoogte en golfperiode zijn beide iets lager bij SWAN-berekeningen met de bodem van 2019 ten opzichte van de oorspronkelijke berekeningen uit 2011, met een bodem uit 2006. De afname bedraagt slechts ca. 0.05 m op de golfhoogte en ca. 0.1 s op de golfperiode. Het is daarom een voldoende nauwkeurige en daarnaast robuuste keuze om de rekenresultaten uit 2011 (met de bodem van 2006) als uitgangspunt te gebruiken.
5. De door SWAN berekende golfsteilheid is vrij hoog ($s_{m-1,0}$ = 5,0-7,5%, s_p = 3,0-7,0%). Dit komt door (i) de diepe geulen voor de dijk, (ii) zeer hoge windsnelheden onder maatgevende condities, (iii) het effect van stroming op de absolute golfperiode, en (iv) het inherente karakter van SWAN (relatief sterke refractie van lange golven richting plaatranden en de modelleringswijze van triads). Er is echter geen reden om aan te nemen dat de op basis van SWAN berekende steilheden onrealistisch zijn op deze specifieke locatie.
6. We bevelen aan om de piekperiode T_p aan de WBI golvendatabase toe te voegen. Deze periodemaat wordt gebruikt bij het dimensioneren van steenzettingen. In de huidige database (zowel in de originele als de aangepaste versie) ontbreekt T_p, waardoor Hydra-NL T_p berekent op basis van $T_{m-1,0}$, vermenigvuldigd met een factor 1,10 (geldig op diep water). Deze verhouding blijkt bij de Lauwersmeerdijk echter gemiddeld ongeveer 1,20 te zijn, met uitschieters naar 1,44. Het toevoegen van T_p aan de database zal dus leiden tot gemiddeld 10% hogere piekperiodes, en daardoor ook 10% lagere ondiep-water golfsteilheden s_p.
7. Toepassing van modelonzekerheden in Hydra-NL zorgt er echter voor dat de berekende steilheden nog hoger worden dan de originele waarden uit SWAN. Deze bijwerking van de toepassing van modelonzekerheden zien wij als niet-fysisch en dus onwenselijk. Daarom adviseren wij om correlatie toe te voegen aan beide modelonzekerheden, gebruik makend van de nieuwste functionaliteit van Hydra-NL, zodat deze paarsgewijs toenemen of afnemen, en niet onafhankelijk van elkaar.

9 Referenties

Caires, S. (2012). Maximale significante golfhoogte bij ondiep water en maximale golfsteilheid. Deltares rapport 1204727-004.

EurOtop (2016). Manual on wave overtopping of sea defences and related structures. Second edition. Pre-release oktober 2016.

Groeneweg, J. en Van Os, J. (2009). Bodem voor productiesommen HR Waddenzee. Deltares memo 1200103-021.

Klein, M.D. en Kroon, J. (2011). Productieberekeningen Waddenzee voor WTI2011: rapportage fase 1. Rapport HKV lijn in water en Svašek Hydraulics, mei 2011.

Nicolai, R.P. et al. (2011). Productieberekeningen Waddenzee voor WTI2011: rapportage fase 3. Rapport HKV lijn in water en Svašek Hydraulics, augustus 2011.

Smale, A. (2017). Invloed van aangepaste correlatie tussen modelonzekerheid golfhoogte en golfperiode. Deltares memo 11201124-002-HYE-0005, 24 augustus 2017.

Van Nieuwkoop, J. (2017). Hydraulische randvoorwaarden met gecorreleerde onzekerheden golfhoogte en golfperiode. Deltares memo 11201124-002-HYE-0004, 23 augustus 2017.

Vos, R. (2017). Hydraulische Ontwerpbelastingen voor Bekledingen Afsluitdijk met realistische golfsteilheid. Rijkswaterstaat, 19 april 2017.

Bijlage C: Review Deltares op de variantennota

Memo

Deltares
Enabling Delta Life

Datum	Ons kenmerk	Aantal pagina's
18 november 2019	11204781-002-HYE-0001	13
Contactpersoon	**Doorkiesnummer**	**E-mail**
Mark Klein Breteler	+31(0)88 335 8244	Mark.KleinBreteler@deltares.nl

Onderwerp
Review ontwerpdocumenten VKA van dijk Lauwersmeer-Vierhuizergat

---

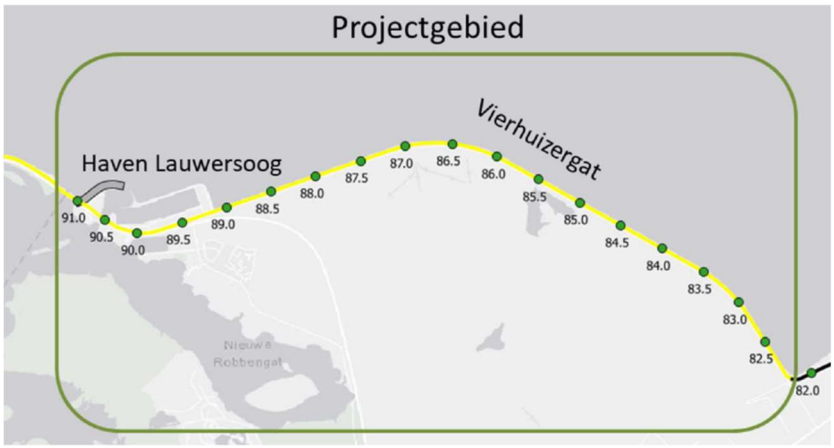
Lauwersmeerdijk-Vierhuizergat

Review van de ontwerpdocumenten van de voorkeursalternatieven

1 Inleiding

Op verzoek van het Waterschap Noorderzijlvest is door Deltares een review uitgevoerd van de ontwerpdocumenten van de voorkeursalternatieven voor de Dijkversterking Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat. Het volgende is voor deze review beschikbaar gesteld:

- Technische Uitgangspuntennotitie (TUN) Dijkversterking Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat, Royal HaskoningDHV rapport BG3034WATRP1902081527, 22 oktober 2019
- Variantennota (tussenversie Notitie VKA ten behoeve van Aanbesteding), Royal HaskoningDHV rapport BG3034WATRP1911011619, 1-11-2019
- technische tekeningen (bovenaanzichten): BG3034-TEK-001-v0.1.pdf t/m BG3034-TEK-016-v0.1.pdf
- technische tekeningen (dwarsprofielen): BG3034-TEK-005-v0.1.pdf t/m BG3034-TEK-017-v0.1.pdf
- Enkele Steentoetsbestanden
- Beoordeling Lauwersmeerdijk en Vierhuizergat, HBN verandering oostelijk deel traject 6-5, HKV Memorandum PR3524.40 5 april 2018
- Hydra-NL files met HBN berekeningen (van HKV)



Figuur 1.1 Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat

De volgende personen van Deltares hebben bijgedragen aan deze review:

- Jacco Groeneweg (hydraulische belastingen)
- Mark Klein Breteler (steenbekledingen en eindredactie van de review)
- Huub de Bruijn (geotechnische aspecten)
- Bernadette Wichman (asfaltbekledingen)
- Henk Kruse en Frans van den Berg (kabels en leidingen)

2 Algemene bevindingen

De algemene indruk van de rapporten is positief. Er is veel informatie op een overzichtelijke manier weergegeven en duidelijk omschreven.

De kruinhoogte is behandeld in bijlage 5A van de variantennota. In paragraaf 1.1.1 wordt de aanbevolen kruinhoogte gegeven ten opzichte van de huidige kruinhoogte en de resultaten van de HBN-berekeningen. In figuur 1-3 wordt een erg grote marge aangehouden tussen de HBN-berekeningen en de aanbevolen kruinhoogte, maar er wordt niet toegelicht waarom dit is gedaan.

3 Hydraulische belastingen

De hydraulische belastingen op de uitvoerpunten van Hydra-NL zijn correct berekend. Het OI2014 is op de juiste wijze gevolgd, de gemaakte keuzes zijn plausibel en in enkele gevallen is KPR advies overgenomen.

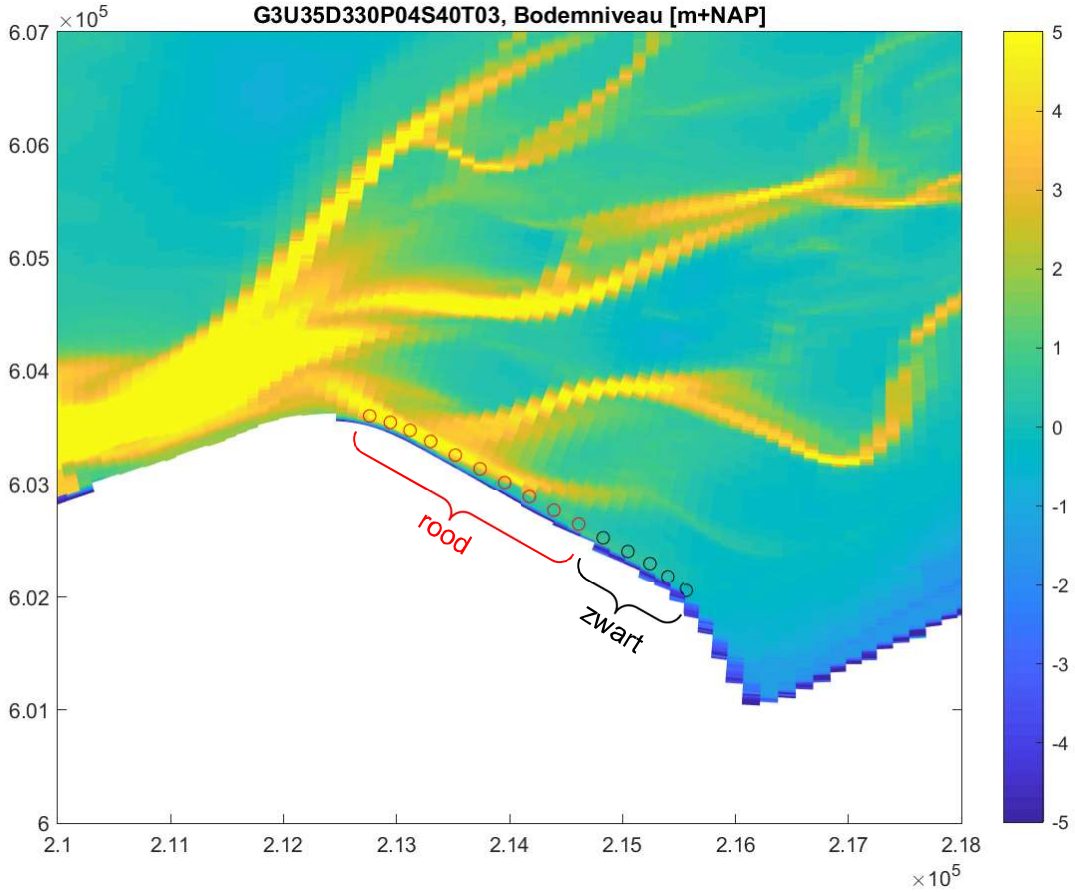
Er zijn enkele hoogwaterstanden uit de tabel in Par 6.1.5 ter verificatie nagerekend. Het komt namelijk merkwaardig over dat de hoogst bekende waterstand (NAP+3,75 m) een terugkeertijd van 20 jaar zou hebben. Maar er is vastgesteld dat de berekeningen met Hydra-NL juist zijn uitgevoerd.

Het waterschap heeft ons erop gewezen dat er een merkwaardige sprong in de benodigde kruinhoogte (HBN) zit vanwege een sprong in de hydraulische belastingen rond km 89.1 en 83.7. Deze sprong is specifiek bestudeerd, maar er is daarbij geen fout ontdekt.

Op basis van een aantal initiële HBN berekeningen en nadere bestudering van de door HKV aangeleverde informatie, kan geconcludeerd worden dat de HBN berekeningen die voor een viertal varianten zijn uitgevoerd correct zijn, ondanks de ogenschijnlijk opmerkelijk sprong in het oostelijke deel. Hieronder is een nadere toelichting op deze conclusie gegeven.

Er zijn enkele oriënterende berekeningen met een standaard 1:4 talud met een berm en kritiek overslagdebiet 10 l/s/m uitgevoerd. Voor alle uitvoerlocaties die beschikbaar zijn in de HRD tussen kmr 87.1 en 83.1 is daarbij een dijkoriëntatie van 30 graden aangenomen. Dat leidt tot de constatering dat het HBN tussen 87.1 en 84.5 een vergelijkbaar niveau houdt, om daarna (in oostelijke richting) toe te nemen. Dit is ook terug te vinden in de het memo van HKV. De

veranderingen in golfhoogte en waterstand zijn over dit traject beperkt. Pas westelijk van kmr 87 neemt de golfhoogte in het illustratiepunt toe (gezien in enkele aanvullende berekeningen), vanwege de verandering in dijkoriëntatie. Hier treedt een opmerkelijk sprong in HBN op rond kmr 84.1 met een sprong in golfperiode van ongeveer 1 s ($T_{m-1,0}$ en T_p). De rode locaties in Figuur 3.1 van het bodemniveau hebben een golfperiode T_{m-10} van ongeveer 4,2 s in het illustratiepunt. De zwarte locaties ongeveer 5,2 s. Opmerkelijk is dat de rode locaties achter een geul liggen, de zwarte niet. De maatgevende windrichting is 330 graden Noord. Dit veroorzaakt golven die bijna parallel aan de geul onder de kust aankomen. Daar waar de geul voor de kust ligt is de golfperiode ongeveer een seconde lager dan wanneer er geen geul ligt (zwarte locaties).



Figuur 3.1 Bodemtopografie met uitvoerpunten van Hydra-NL (rode punten hebben kleine golfperiode en zwarte punten hebben een grote golfperiode)

Het is dus niet zozeer een voorliggende zandplaat die zorgt voor een lager HBN, maar eerder de voorliggende geul die de oorzaak is van de verlaging. Bodemontwikkelingen zijn niet meegenomen in het ontwerp. Als de geul zich in de loop van de tijd naar het oosten verplaatst dan zal de golfperiode ook op de zwarte locaties afnemen. Zolang dat niet het geval is, is het aannemelijk om een toename van het HBN in oostelijke richting te veronderstellen zoals dat nu is berekend.

Een mogelijke fysische verklaring voor dit verschijnsel is als volgt. Als laag-frequente componenten van de golfenergie niet of in minder mate in de geul kunnen komen door refractie, zal achter de geul de periode lager zijn. Het is denkbaar dat deze sprong in golfperiode hierdoor komt. Alleen met een uitvoerig onderzoek kan hierover uitsluitsel gegeven worden.

Ten aanzien van de benodigde kruinhoogte, volgend uit de HBN-berekeningen, wordt opgemerkt dat er met betrekkelijk weinig argumentatie gekozen is voor een maximaal overslagdebiet van 5 l/s/m. Dit is voor de huidige fase nog wel acceptabel, maar het wordt aanbevolen om in het vervolg te bezien of een grotere overslagdebiet een efficiëntere dijkversterking oplevert. Zie ook de opmerking in hoofdstuk 5.

In bijlage 5B van de Variantennota is de golfoverslag berekend met de geometrie zoals gegeven in figuur 1-3. De hoogte van het kadeterrein ervoor is echter zodanig (zie figuur in hoofdstuk 7) dat het te verwachten is dat daar de golven op breken en dus de maatgevende golfhoogte kleiner is dan die hier is gehanteerd.

Er is in de Steentoetsbestanden geconstateerd dat er op sommige locaties een golfsteilheid is van meer dan 8%. Dat is niet realistisch en moet gecontroleerd/aangepast worden.

4 Steenbekledingen

In de rapportage is de benodigde toplaagdikte van drie typen steenzettingen en de benodigde breuksteen voor de teen gegeven.

4.1 Steenzettingen

De genoemde uitgangspunten aan het begin van paragraaf 1.2.1 van bijlage 5A in de Variantennota zijn correct. Met betrekking tot het vervolg van dat document is het volgende geconstateerd:

- Bij het bepalen van de maatgevende locaties lijkt er echter geen rekening gehouden te worden met de hoek van golfaanval en de golfperiode. Dat kan een aanzienlijke onnauwkeurigheid geven.
- De eigenschappen van de genoemde mijnsteenlaag moeten worden opgezocht/bepaald om vast te stellen of deze laag kan blijven zitten of moet worden verwijderd.
- In het rapport wordt gesuggereerd dat verpapte mijnsteen als klei kan worden ingevoerd in Steentoets. Dat is echter onjuist en leidt tot vervuiling van de databestanden. In Steentoets moet voor verpapte mijnsteen een kleine korrelgrootte en kleine porositeit ingevoerd worden. Het programma rekent dan met een hele kleine doorlatendheid.
- Door de korrelgrootte van het filter in stappen van 5 mm te vergroten totdat steentoets geen bezwijken door materiaaltransport geeft, leidt tot een ongebruikelijk fijn filter. Het wordt aangeraden om de aanbevolen filterlaag van de leverancier van de steenzetting aan te houden. Het filter onder Basalton en Hillblocks moet een D_{f15} hebben van 16 à 20 mm. In het rapport wordt gesuggereerd te werken met 10 mm, maar dat is te fijn.
- Het toepassen van een geotextiel op de mijnsteen is niet altijd raadzaam. Dat kan leiden tot het verstopt raken van het geotextiel, waardoor hier een grote overdruk kan ontstaan.
- Ten aanzien van de paragraaf over de aanscherping van de hydraulische rand-voorwaarden: De gerapporteerde informatie is te summier om dit goed te kunnen volgen. Graag de maatgevende golfhoogte, maatgevende waterstand en bodemniveau geven. In de steentoetsbestanden lijkt de golfhoogte te groot bij de maatgevende waterdiepte.

- De opmerking dat Verkalit een te lage stabiliteitsfactor heeft is ongegrond. Verkalit heeft een hoge stabiliteit vanwege de zeer gunstige leklengte, maar de stabiliteitsfactor is relatief laag gebleken. Het netto resultaat is wel een hoge stabiliteit bij een goed ontwerp. Dit wordt bereikt zonder inwasmateriaal, hetgeen gunstig is ten aanzien van het onderhoud.
- In paragraaf 1.2.4 wordt aangegeven dat er volgens de berekeningen materiaaltransport gaat optreden. Wellicht is dit een gevolg van een onjuiste schematisatie van de constructie in Steentoets. Als de ervaring met de constructie positief is bij waterstanden tegen deze bekleding en enige golfbelasting (hoeft niet de maatgevende golfhoogte te zijn), dan is het aannemelijk dat dit mechanisme niet optreedt en is verbetering van de schematisatie noodzakelijk.

In de Steentoetsbestanden is het volgende opgevallen:

- de bekleding van koperslakblokken is doorgerekend met een spleetbreedte van 0,08 à 0,25 mm. Dat is onwaarschijnlijk klein, gezien de doorgaans niet zo maatvaste blokken. In de praktijk varieert de spleetbreedte van koperslakblokken tussen 4 en 8 mm. Een conservatief resultaat wordt verkregen met een spleetbreedte van 4 mm.
- Er is steenslag toegepast met korrelgrootte van 10 mm direct op klei. Dat is geen goede constructie, want daar moet een geotextiel tussen.
- Er is gerekend met Verkalit met soortelijke massa van 3000 kg/m^3. Het is de vraag of dit economisch haalbaar is.
- Voor Verkalit is aangegeven dat de bekleding geklemd is. Dat is niet terecht, want volgens de handleiding van Steentoets moet voor Verkalit ‘niet geklemd’ worden ingevuld. De waarschuwing in de betreffende regel heeft hier betrekking op.
- Er is gerekend met Basalton (type 27,1), terwijl er tegenwoordig alleen nog maar Basalton+ (ook wel STS+ genaamd, type 27,7) wordt geproduceerd, omdat die een beduidend hogere stabiliteit heeft terwijl de kosten gelijk zijn.
- Op de klei is geen geotextiel toegepast, maar dat komt wellicht omdat er klei is ingevuld waar er verpapte mijnsteen aanwezig is. Zie eerdere opmerking hierover.
- In een aantal gevallen is de golfsteilheid groter dan 8%. Dit is niet realistisch en moet gecontroleerd/aangepast worden.

4.2 Breuksteen

In paragraaf 1.2.2 van bijlage 5A van de Variantennota is de breuksteen behandeld. Daarbij is er gerekend met een schadegetal van 4 en een veiligheidsfactor van 1.0. De keuze hiervoor is niet beargumenteerd en wijkt af van de aanbeveling in de Handreiking Dijkbekledingen. Daar wordt een schadegetal van 7 en een veiligheidsfactor van 1.1 aanbevolen. Omdat beiden een tegengesteld effect hebben, is het netto effect naar verwachting vrij beperkt.

Voor de stabiliteit van de breuksteen is het niveau van het voorland en het correct in rekening brengen van het breken van de golven op het voorland heel belangrijk. Aanbevolen wordt om het niveau van het voorland en de maatgevende waterstanden golfcondities hier te vermelden, om te kunnen controleren dat de juiste waardes zijn gehanteerd.

5 Geotechnische aspecten

Voor de geotechnische aspecten zijn er twee review momenten geweest voor deze dijkversterking; Het eerste moment was voor de veiligheidsbeoordeling in juni 2018. Het tweede moment was van een update van deze veiligheidsbeoordeling op basis van uitgevoerde peilbuismetingen voor de mechanismen STPH en STBU. In de voorliggende review zijn de TUN en variantenstudie op hoofdzaken doorgenomen. Hierbij is vooral de interactie tussen beide relevant. Immers zal de voorkeursvariant ontworpen gaan worden op basis van de uitgangs-punten uit de TUN.
De uitgangspunten uit de TUN zijn, ten aanzien van de geotechnische parameters deels overgenomen uit de uitgangspunten behorende bij de nadere veiligheidsanalyse. In de veiligheidsbeoordeling gaat het in eerste instantie om het bepalen van de scope van de dijkversterking per faalmechanisme.

Voor dit project is voor de gegevensverzameling ingestoken op een werkwijze van grof (conservatief) naar fijn (uitgekiend) wat gegeven het doel van de veiligheidsbeoordeling een verdedigbaar uitgangspunt is. Probleem hierbij is dan wel dat, wanneer op basis van “conservatieve uitganspunten” de scope van het mechanisme wegvalt, nadere optimalisatie van het uitgangspunt niet nodig zal zijn en ook niet zijn uitgevoerd (vanuit perspectief nadere veiligheidsopgave). Wanneer er voor de veiligheidsbeoordeling een verfijning nodig is van de uitgangspunten, bijvoorbeeld zoals gezocht is voor de freatische lijn (STBU) en voor de stijghoogte in het watervoerende zandpakket (STPH), zijn hiervoor aanvullende onderzoeken uitgevoerd. Op basis van de uitgangspunten is er sprake van een stabiele scope.

Wanneer meer in versterkingsmaatregelen (integraal over alle mechanismen) wordt gedacht kan het toch zinvol zijn om sommige veilige uitgangspunten die zijn gebruikt voor de scopebepaling te heroverwegen. Voorbeeld hiervan is de respons van 100% die voor STBI wordt gehanteerd in de TUN (par 7.1.1.4), terwijl deze uit de metingen 50 tot 75% bleek te zijn. Voorgesteld wordt om hiervoor gewoon de gemeten respons te gebruiken.

Een ander uitgangspunten wat nog als veilige waarden kan worden gezien heeft betrekking op de sterkteparameters. In de TUN is aangegeven dat de sterkteparameters hoofdzakelijk default parameters uit de schematiseringshandleiding zijn en daarmee conservatief. Op basis hiervan wordt de scope op STBI en STBU nagenoeg volledig weg gerekend, dus was er geen reden om deze aan te scherpen. Uit de analyses uitgevoerd voor de veiligheidsbenadering volgde dat zowel de geotechnische sterkteparameters als de stijghoogte in de watervoerende zandlaag geen grote invloed hadden op de berekende stabiliteitsfactor. Aanbevolen wordt om voor de gekozen voorkeursvariant te controleren of dit nog steeds het geval is en het dus verantwoord is om deze veilige uitgangspunten over te nemen voor de planuitwerkingsfase of dat deze moeten worden herzien, of dat er ruimte moet worden gelaten om deze te herzien. Voorgesteld wordt om nog mogelijkheden open te laten (bijvoorbeeld in planning) om vanuit ontwerpbehoefte de grondparameters en andere uitgangspunten gemotiveerd en onderbouwd scherper te bepalen.

Uit de Variantennota blijkt dat er een ontwerpopgave (paragraaf 2.10) is voor de hoogte op basis van HBN-berekeningen, waarbij als criterium een overslag van 5 l/m/s is aangehouden. In de TUN staan in paragraaf 7.2.4 en aantal argumenten genoemd waarom er gekozen is voor een overslagdebiet van 5 l/s/m. We kunnen ons vinden in deze keuze voor deze fase waarin uit een groot aantal varianten moet worden gekozen op een uniforme manier, maar het is onvoldoende

beargumenteerd als dit ook gebruikt gaat worden in de vervolgfase. Temeer omdat de scope voor STBI en STBU hierbij wegvalt. Het is aan te bevelen om in het vervolg dit gehanteerde toelaatbare golfoverslagdebiet kritischer tegen het licht te houden en/of te verkennen of een probabilistische kruinhoogte benadering in dit geval niet kan leiden tot een andere hoogteopgave.

Uit de variantenstudie volgt dat het binnenwaarts verhogen van de dijk het voorkeursalternatief voor het landelijk gebied is. Hierbij komt de nieuwe binnenkruinlijn een aantal meters binnenwaarts van de huidige binnenkruinlijn te liggen. Wanneer de binnenteen van de dijk gelijk blijft gaat dit ten koste van de bermbreedte. Door het verhogen van de kruin wordt het aandrijvende moment van de dijk verhoogd (negatief), door het korter worden van de binnenberm wordt het tegenwerkende moment verkleind (negatief) waardoor het mechanisme STBI (en in mindere mate STBU) nadelig wordt beïnvloed. Onduidelijk is hoe dit nu uitpakt in de variantenstudie.
Onduidelijk is of er naast mogelijke hoogte maatregelen dan ook een stabiliteitsmaatregel noodzakelijk is of dat nog wordt voldaan aan de faalkanseisen voor STBI en STBU (zie ook het eerste punt over de conservatieve uitgangspunten).

Overige opmerkingen.

- 7.1.1.5: de eis van de stabiliteit van de N-weg is onduidelijk aangegeven. Het is niet duidelijk hoe deze moet worden gelezen in het kader van de veiligheidsbenadering. Voorstel is om ook hiervoor de schadefactor af te leiden en te laten zien hoe deze is opgebouwd.
- 7.1.1.7: Schematiseringsfactor: voorgesteld wordt om deze gewoon te onderbouwen met analyses.

6 Asfaltbekledingen

Voor de dimensionering van waterbouwasfaltbeton is er uitgegaan van de memo ‘Parameters voor ontwerp van waterbouwasfaltbeton (WAB)’ van Robert ’t Hart dd. 7 december 2018. Voor de andere asfaltbekledingstypen houdt men het rapport ‘state of the art asfaltdijkbekledingen’ Stowa 2010 aan en dat is een goede keuze.

Onderstaand zijn de bevindingen gerapporteerd.

Maatgevende waterstand
In paragraaf 1.2.3 van bijlage 5A van de Variantennota is het ontwerp van waterbouwasfaltbeton (WAB) behandeld. Daar wordt aangegeven dat er gerekend is met een maatgevende waterstand van NAP+3,0 m, terwijl dat de onderrand is van het asfalt. Dat is onlogisch, want dan vallen de golfklappen onder het asfalt op de steenzetting. Naarmate de waterstand hoger wordt, worden doorgaans ook de golven hoger dus moet er met een veel hogere waarde gerekend worden.

Niveau freatische lijn
Het uitgangspunt in de stukken is dat bij het ontwerp voor waterbouwasfaltbeton (met een onderrand op +3 m NAP) de freatische lijn direct onder het asfalt lager ligt dan +3 m NAP. Gezien de duiding van de peilbuiswaarnemingen in de buitenteen uit de Technische Uitgangspunten-notitie lijkt dit niet altijd plausibel, daar de geprognotiseerde stijghoogten voor een aantal

gevallen (veel) hoger zijn, zie appendix F, tabellen 2 en 3 uit de Technische uitgangspunten notitie. Ook wordt vermeld dat er een zandige ondergrond aanwezig is. Er wordt opgemerkt dat de duiding van de peilbuiswaarnemingen alleen geldt als bij het toekomstig ontwerp een dichte bekleding wordt gerealiseerd. Op de bestaande dijk ligt waterbouwasfaltbeton, met lager op het talud koperslakblokken op grind op een 1 m dikke mijnsteenlaag. Hoe dicht/doorlatend de koperslakblokkenconstructie is, is niet duidelijk.
Als in het toekomstig ontwerp lager op het talud een steenbekleding op filter op kleilaag wordt overwogen, is deze deels door structuurvorming in de klei mogelijk niet dicht genoeg.
Om de risico's t.a.v. een hoge freatische lijn te ondervangen zijn door Deltares en Kiwa KOAC binnen de POV Waddenzeedijken aanbevelingen gedaan om onder het waterbouwasfaltbeton een funderingslaag met lage doorlatendheid aan te leggen (zie "Voorlopige ontwerpmethode asfaltbekledingen op funderingslagen" van Kiwa-Koac van 28-3-2019). Dit draagt ook bij aan de duurzaamheid van de asfaltkleding omdat een betere verdichting mogelijk is.

Hergebruik van asfalt als funderingslaag
Uit de stukken blijkt dat het bestaande asfalt geschikt zou kunnen zijn voor hergebruik, maar in de nota is niet gespecificeerd hoe dit zou kunnen worden hergebruikt.
Dit zou in de vorm kunnen van een funderingslaag van asfaltgranulaat (vermengd met zand) onder de nieuwe waterbouwasfaltbeton bekleding. Deze funderingslaag moet minder doorlatend zijn dan het onderliggende zand. Deze fundering fungeert als klankbodem bij de aanleg van de nieuwe waterbouwasfaltbeton waardoor een betere verdichting mogelijk is er een laae percentages holle ruimtes gerealiseerd ka worden. Ook kan deze fundering een flinke stijfheid ontwikkelen, wat blijkt uit metingen aan de asfaltconstructie bij de Waddenzeedijk aan de Boonweg. Dit kan worden verdisconteerd in een flink hogere waarde voor de beddingconstante dan de gangbare 64 MPa/m. Het toepassen van deze innovatie levert voor het waterbouwasfaltbeton potentieel laagdiktewinst op.

Breuksterkte en stijfheid van WAB
Er is enige misinterpretatie opgetreden bij het gebruik van de bovengenoemde memo 'Parameters voor ontwerp van waterbouwasfaltbeton (WAB)'.

De volgende parameters zijn gehanteerd bij de ontwerpberekeningen (zie Bijlage 5A van de Variantennota):
- Hoogte voorland NAP+0m.
- Hellingen 1:4,4 en 1:4,0
- Ligging onderrand asfalt: NAP+3,0m.
- Buigtreksterkte: 2,4 MPa (voorgestelde ontwerpwaarde uit Parameters voor ontwerp van waterbouwasfaltbeton).
- Stijfheidsmodulus asfalttoplaag: 4266 MPa (berekend op basis van buigtreksterkte, zie Parameters voor ontwerp van waterbouwasfaltbeton (WAB)).
- Dwarscontractiecoëfficiënt: 0,35.
- Vermoeiingsparameters: 0,5 en 4,8.
- Veerconstante ondergrond: 64 MPa/m.
- Variatiecoëfficiënt van de buigtreksterkte: 0,2.
- Lengte dijktraject: 13,7 km.

De 5% ondergrens voor de breuksterkte van 2,4 MPa, staat niet als zodanig in de genoemde memo en is te conservatief. In de stukken staat dat de ontwerplevensduur van het waterbouwasfaltbeton 40 jaar is. Als we uitgaan van een juist mengselontwerp en een goede verdichting, dan is een gemiddeld holle ruimte van 4% haalbaar. Met dit holle ruimte percentage

volgt met behulp van het levensduurmodel, inclusief marge, de breuksterkte welke is weergegeven in Tabel 6.1.

Levensduur (jaren)	5% ondergrens breuksterkte (MPa)	5% bovengrens breuksterkte (95%-waarde) (MPa)
40	4,3	9,1
50	4,2	9,0

Tabel 6.1 Breuksterkte bij gemiddeld 4% holle ruimte

Volgens de memo 'Parameters voor ontwerp van waterbouwasfaltbeton (WAB)' moet de te hanteren asfaltstijfheid een 95% waarde zijn. Deze moet volgens deze memo met een regressieformule afgeleid worden uit de 95% waarden voor de breuksterkte (waarden uit Tabel 6.1). Dit geeft als resultaat de waarden van de stijfheid welke zijn weergegeven in Tabel 6.2.

Levensduur (jaren)	95% waarde asfaltstijfheid (MPa)
40	11545
50	11450

Tabel 6.2 Asfaltstijfheid bij gemiddeld 4% holle ruimte

De in Bijlage 5A van de variantennota genoemde waarde voor de asfaltstijfheid van 4266 MPa is dan ook niet juist. Recent onderzoek wijst echter in de richting dat de asfaltstijfheid tussen de waarde uit Tabel 6.2 en de waarde uit de Handreiking (4266 MPa) zou moeten liggen.

Verder staat in Bijlage 5A dat de variatiecoëfficiënt van de buigtreksterkte = 0,2. Dit is niet juist, omdat bij ontwerp gerekend moet worden met de variabiliteit van oud asfalt. De variatiecoëfficiënt voor oud asfalt is fors groter, en bij aanleg goede kwaliteit asfalt is een waarde van 0,35 voldoende veilig, zoals aanbevolen in de memo. Deze waarde van 0,35 moet in BMGolfklap worden ingevuld.

Ondanks bovenstaande wijzigingen is het toch te verwachten dat een asfaltlaagdikte van ongeveer 20 cm haalbaar moet zijn. Deze dikte kan omlaag als de beddingconstante kan worden verhoogd door gebruik te maken van een onderlaag van asfaltgranulaat (vermengd met zand) of door gebruik te maken van een andere fundering van bijvoorbeeld menggranulaat of als later blijkt dat er met een lagere asfaltstijfheid kan worden gerekend. Als het onderliggende zand goed is verdicht blijkt uit het lopende onderzoek binnen de POV Waddenzeedijken dat de beddingsconstante bij toepassing van een funderingslaag significant hoger wordt.

7 Kabels en Leidingen

De problematiek van de kabels en leidingen zijn behandeld in bijlage 7 van de Variantennota. Onderstaand zijn de bevindingen beschreven.

Algemeen
Gegevens over de ondergrond en te verwachten zettingen ontbreken in de nota. Er wordt melding gemaakt van een zanddijk op een zandondergrond in de bijlagen.

Paragraaf 3.2:
De waterleiding bestaat uit Asbestcement. De buitendiameter is 200 mm en de werkdruk is maximaal 3,5 bar. De segmentlengte, leeftijd en wanddikte van de leiding zijn niet bekend. Ook zijn er geen storing gegevens beschikbaar. Dat de AC leidingen gevoelig zijn voor grond-bewegingen is juist. Of deze leidingen ook erg gevoelig zijn voor trillingen wordt betwijfeld. Dat in de bijlage de indruk wordt gewekt dat de leiding bij beïnvloeding door wat werkzaamheden al direct lekkage zou gaan vertonen is niet onderbouwd.

De Gasleiding is een PE leiding met een diameter van 110 mm en een werkdruk van 4 bar (hieraan wordt door de opsteller van de bijlage getwijfeld alhoewel deze waarde wel wordt gebruikt in de krater berekening). De wanddikte (SDR klasse) en de PE kwaliteit zijn niet bekend. Over delen van het tracé waar de gas- en waterleiding gelegen zijn, zijn een Laagspanningskabel en een KPN datakabel aanwezig. De datakabel ligt over een bepaalde lengte binnendijks en kruist de waterkering.

Bij de laagspanningskabel wordt aangegeven dat deze geen nadelige invloed heeft op de waterkering. Dat is zeer waarschijnlijk een juiste constatering, omdat de afstand tot de waterkering relatief groot is en er geen grondvervormingen ter plaatse van de kabel worden verwacht bij uitvoering van een voorkeursalternatief. Een onderbouwing hiervan ontbreekt echter in de bijlage 7.

Bij de datakabel wordt de opmerking geplaatst dat deze zou moeten worden vervangen, omdat de kans bestaat dat deze onder de binnendijkse berm zou kunnen komen te liggen bij uitvoering van een voorkeursalternatief. Ook wordt aangegeven dat de zetting en/of de dekking bij het kruisende deel van de kabel dusdanig zou zijn dat de leiding zou moeten worden verlegd. Een onderbouwing hiervan ontbreekt. Er zijn geen gegevens van zetting of van de dekking boven de kabel bekend. Eveneens is het niet duidelijk op welk niveau de kabel de waterkering kruist. Bij de datakabel is het daarom de vraag of verlegging bij een voorkeursalternatief inderdaad nodig is.

Paragraaf 3.3
In deze paragraaf 3.3 worden de richtlijnen uit NEN3651 toegepast. Er worden erosiekraters berekend voor de parallelle gas- en waterleiding. De berekening van de kraters is op juiste wijze uitgevoerd. De figuren in de paragraaf geven een duidelijk overzicht van de locatie van de potentiele kraters.

De uitkomst van deze eenvoudige 4H-analyse heeft als conclusie dat de leidingen niet kunnen worden gehandhaafd, terwijl de tekst met resultaten in de memo BG3034-RHD-ZZ-XX-NT-Z-0003 (bijlage bij bijlage 7) aangeeft dat de leidingen wel kunnen worden gehandhaafd. De tekst in de memo laat zien dat uitgaande van een faalkans van 1 voor de beide leidingen er geen ontoelaatbare invloed op de waterkering wordt uitgeoefend voor het mechanisme macrostabiliteit binnenwaarts (de berekende veiligheidsfactor voldoet aan de eis). Het wordt aangeraden de tekst uit de memo op te nemen in de hoofdtekst. Wel dienen nog de berekeningsresultaten te worden toegevoegd (berekeningen met glijcirkels).

In dezelfde memo wordt aangegeven dat de waterkering zonder de beschouwing van leidingen over een lengte van 300 m niet voldoet aan de eis voor het mechanisme piping (de formulering is niet helder en zou moeten worden aangepast). Dan is het vanzelfsprekend dat de waterkering inclusief een parallel gelegen leiding ook niet aan de eis voor het mechanisme piping voldoet.

Het wordt aanbevolen om het veiligheidsraamwerk met een gebeurtenissenboom met faalpaden te gebruiken zodat de kansbijdragen per faalpad inzichtelijk kunnen worden gemaakt.

Figuur 3.3 in bijlage 7 geeft een foutief stroomschema c.q. flow chart voor het beoordelen van het effect van leidingen op waterkeringen. Indien de effecten van de leiding op de waterkering bij een faalkans 1 van de leiding toelaatbaar zijn, is het vanwege waterveiligheid niet nodig om de leidingsterkte te beoordelen. De eis om met een sterkteberekening aan de NEN3650 te voldoen wordt pas belangrijk indien de faalkans van de leiding in de berekening wordt meegenomen.

Hoofdstuk 4
De leidingen nabij en in de waterkering ter plaatse van het tracé van de haven is beschreven in hoofdstuk 4. De informatie over welke leidingen waar aanwezig zijn, zoals die in hoofdstuk 3 voor het landelijk tracé is beschreven, ontbreekt in dit hoofdstuk. Het is dus niet goed bekend welke leidingen met welke dimensies en met welke werkdruk aanwezig zijn.

In hoofdstuk 4 wordt wel heel snel de conclusie getrokken dat veel kabels en leidingen verlegd moeten worden. Ook hier wordt weer aangegeven dat er zettingen zullen optreden bij de relatief geringe dijkophogingen, terwijl er geen zettingsberekeningen en geen informatie over de grondopbouw gegeven wordt. Bij het uitvoeren van een analyse kan een onderbouwing worden gegeven van de invloed van de waterkering op de aanwezige kabels en leidingen.

De invloed van de kabels en leidingen op de waterkering is niet goed in te schatten, omdat er geen kraters bij leidinglekkage zijn berekend. De potentiele impact van de leidingen op de waterkering kan dus niet worden vastgesteld. Tabel 4.1 en de bijhorende tekst is daarom prematuur. Wellicht heeft de toekomstvisie om de kabels en leidingen te groeperen in een leidingenstrook het oordeel in de tabel beïnvloed. Indien het wenselijk is om de kabels en leidingen te verleggen is een veiligheidsoordeel omtrent de huidige situatie niet nodig.

In de memo BG3034-RHD-ZZ-XX-NT-Z-0003 (bijlage bij bijlage 7), wordt eveneens zonder onderbouwing per leiding de algemene stelling verkondigd dat er meerdere redenen zouden zijn om de leidingen te verleggen of een vervangende waterkering toe te passen.

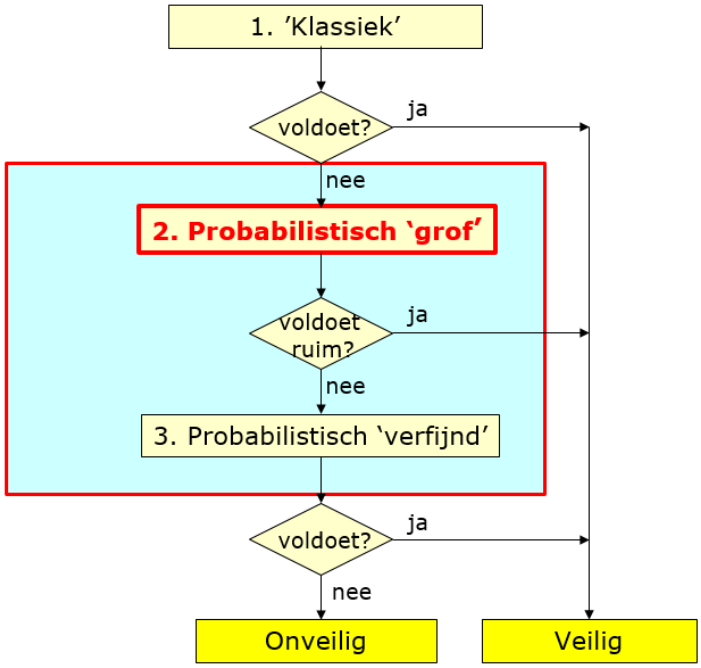
Aanbevelingen
Aangezien er twee redenen kunnen zijn om kabels of leidingen te verleggen is het raadzaam om deze separaat in bijlage 7 te beschrijven:

- Dijkverbetering heeft een ontoelaatbaar effect op de kabel of leiding (vaak zettingen, in een enkel geval een te grote gronddekking).
- Leiding heeft een ontoelaatbaar effect op de waterkering met betrekking tot waterveiligheid.

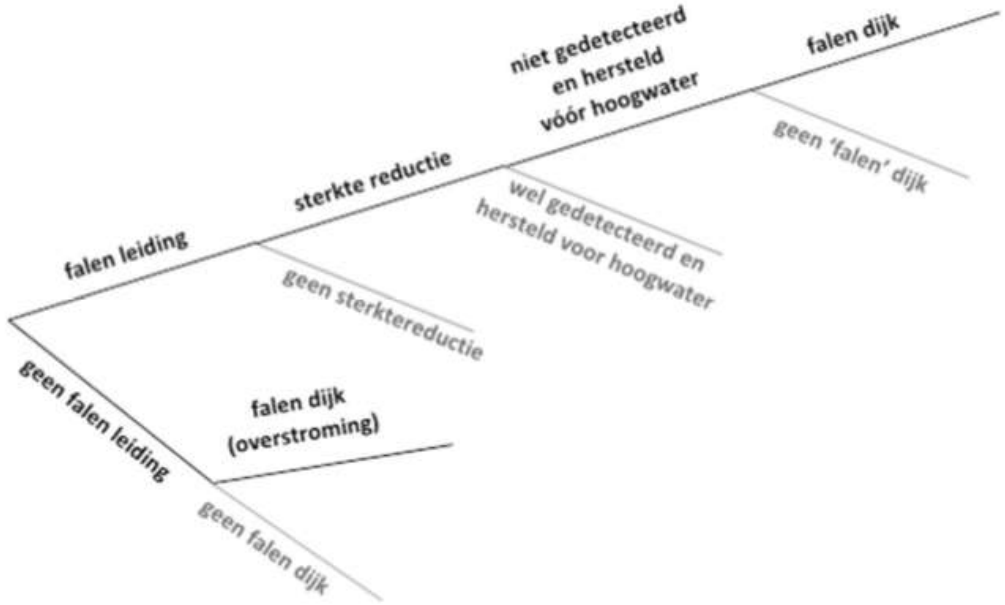
In hoofdstuk 3 is met name het tweede punt voor de tracés landelijk gebied 1 en landelijk gebied 2 al goed beschreven. Het eerste punt behoeft voor deze tracés nog wat aanvullende onderbouwing. Het wordt aangeraden om de memo in de bijlage van bijlage 7 te integreren in de tekst. De memo toont aan dat de leidingen zelfs met faalkans 1 geen ontoelaatbaar effect hebben op de waterkering. Wel dient het deel met de pipinganalyse in de memo te worden herschreven en moeten berekeningsresultaten (STBI) worden bijgevoegd.

De kabels en leidingen behorend bij het tracédeel haven van Lauwersoog zijn niet volledig geïnventariseerd en niet beoordeeld. Dit dient duidelijk in de bijlage 7 te worden vermeld. Indien

ervoor wordt gekozen om de kabels en leidingen toch te beoordelen wordt aangeraden de in de POV-KL ontwikkelde methodiek te gebruiken zoals weergegeven in de onderstaande figuur. Deze methodiek sluit aan op het WBI instrumentarium en de NEN 3650/51 (zie onderstaande figuur).



Figuur 7.1 *Flow chart voor toetsing leidingen*



Figuur 7.2 *probabilistisch toe te passen gebeurtenissenboom met faalpaden*

8 Gras buitentalud

In de rapportage is geen berekening gevonden over het gras op het buitentalud. Het is aan te bevelen te berekenen tot hoe hoog de harde bekleding moet worden doorgetrokken en hoe deze over kan gaan in een grasbekleding op het buitentalud.

9 Conclusie

Er kan geconcludeerd worden dat de rapportage een duidelijk beeld geeft van het proces dat heeft geleid tot de gekozen varianten. Daarin zijn de uitgangspunten, zoals geformuleerd in de TUN, goed opgevolgd en is het in overeenstemming met OI-2014.
Er zijn echter een aantal zaken die verbetering behoeven. Deze zijn bovenstaand benoemd.

AUTEUR	REVIEW	GOEDKEURING
M. Klein Breteler	P. van Steeg	M.R.A. van Gent

Bijlage D: Notulen gesprek review op variantennota

Notulen

HaskoningDHV Nederland B.V.
Water

Aanwezig:	Mark Klein Breteler (Deltares), Goaitske de Vries (HWBP), Sander Post (RHDHV), Jan Valk (RHDHV), Bert de Wolff (Noorderzijlvest), Gerbert Pleijter (HKV), Lisa de Koning (RHDHV)
Van:	Lisa de Koning
Datum:	25-11-2019
Locatie:	Kantoor RHDHV Amersfoort
Kopie:	IPM-team DVS Lauwersmeerdijk - Vierhuizergat
Ons kenmerk:	BF8917-RHD-ZZ-XX-MI-Z-0001
Classificatie:	Open
Bijlagen:	

Onderwerp: **Overleg review Deltares ontwerpdocumenten Variantennota DVS Lauwersmeerdijk - Vierhuizergat**

Tijdens dit overleg staat de review van de ontwerpdocumenten van de voorkeursalternatieven centraal. De review is uitgevoerd door Deltares en in meer detail door:
• Jacco Groeneweg (hydraulische belastingen)
• Mark Klein Breteler (steenbekledingen en eindredactie van de review)
• Huub de Bruijn (geotechnische aspecten)
• Bernadette Wichman (asfaltbekledingen)
• Henk Kruse en Frans van den Berg (kabels en leidingen)

Tijdens het overleg zijn ook een aantal discussiepunten besproken waaronder het toe te passen overslagdebiet en de onzekerheden over het berekende hydraulische belastingsniveau (voortaan HBN). Tijdens de vergadering is puntsgewijs de review doorgenomen. De punten van deze notulen verwijzen naar de punten in de review.

2. Algemene bevindingen.
In de review wordt opgemerkt dat in figuur 1-3 een erg grote marge zit tussen de berekende HBN-lijn en de ontwerpkruinhoogte 2075. Deze opmerking is terecht, het gaat hier om een verouderd Figuur waar de HBN-lijn van een flauw ondertalud is weergegeven. In het ontwerpproces is gekozen voor een steiler ondertalud; het Figuur wordt aangepast. Bij Figuren 1-1 t/m 1-4 wordt een marge aangehouden van circa 10-20cm tussen berekend HBN en ontwerphoogte 2075. Deltares adviseert om zettingscompensatie niet mee te nemen in deze Figuren, zo blijven deze zuiver.

De bodemdaling in dit gebied bedraagt 10cm waarvan 6 cm veroorzaakt door gaswinning en 4 cm door autonome bodemdaling. Dit lijkt aan de lage kant, maar uit oude bestektekeningen en metingen blijkt inderdaad dat de bodemdaling minimaal is. De compensatie voor bodemdaling als gevolg van gaswinning wordt apart in kaart gebracht en geraamd.

3. hydraulische belastingen
Deltares oordeelt in de review dat de hydraulische belastingen op de juiste manier zijn berekend. Uit de HBN-berekeningen blijkt in de landelijk dijk een “dip” te zitten in de hoogte van het HBN. Deltares geeft in de review aan dat deze dip mogelijk is te verklaren doordat in de onderliggende SWAN berekeningen is gerekend met bodemdata uit 2005. In 2005 liep er nog een geul langs de dijk, door deze geul waren lokaal de golfperiodes kleiner. Dit resulteert in een lager HBN.
RHDHV/HKV tonen aan dat in de bodemmetingen die de afgelopen jaren zijn uitgevoerd te zien is dat de geul zich “terugtrekt”. In het gebied wordt veel gepeild vanwege de ligging van de getijdegeul Vierhuizergat. Voorgesteld wordt om de invloed op het HBN van een terugtrekkende geul te bepalen en hierop een voorstel te doen voor de te hanteren kruinhoogte. Het is aannemelijk dat de HBN’s ten plaatse van de dip behoorlijk omhoog zullen gaan.

Daarnaast is er lokaal een “piek” te zien in het HBN bij dijkpaal 83.1. Deze piek resulteert in de grootste hoogte-opgave, door de schuine hoek van inval in dit gebied is dat eigenlijk onlogisch. Geconcludeerd wordt dat de huidige kruinhoogteverloop de meest logische is (afnemende kruinhoogte richting het oosten). Voorgesteld wordt om te onderzoeken of deze lokale piek kan worden onderbouwd of juist aangepast dient te worden.

Aanbevolen wordt om ook een keer met ringtoets te rekenen, mogelijk levert ringtoets een ander beeld op. Dit advies wordt opgevolgd.

Daarnaast is er nog een (op dit moment) onverklaarbaar piekje bij de aansluiting op de oostelijke havendam. In de nieuwe analyse wordt ook onderzocht of deze piek verklaart kan worden aan de hand van de onderliggende SWAN berekeningen.

Met betrekking tot de golfsteilheden wordt aangegeven zoveel als mogelijk uit te gaan van een fysisch realistische situatie. Waarschuwingen in Steentoets over (te) hoge golfsteilheden geven bijv. aan dat dit verder onderzocht dient te worden.

Concluderend werken RHDHV-HKV aan een voorstel voor een HBN-verloop voor het landelijke dijktraject. Dit voorstel zal worden voorgelegd aan Deltares en het HWBP.

<u>Overslagdebiet</u>
Zowel vanuit Deltares als vanuit het HWBP is de vraag gesteld om de keuze voor het golfoverslagdebiet van 5 l/s/m (probabilistisch) te onderbouwen. De verwachting is uitgesproken dat een hoger overslagdebiet toelaatbaar zou kunnen zijn bij dit dijktraject. RHDHV-HKV werken in opdracht van NZV aan een memo om deze keuze te onderbouwen. In het overleg worden de belangrijkste argumenten gepresenteerd in een powerpoint en besproken. De argumenten zijn onder te verdelen in drie thema’s:

- Techniek
- Impact op de kosten
- Robuustheid in ontwerpproces.

<u>Techniek</u>
Bij het toepassen van een probabilistisch overslagdebiet speelt de discussie welke soort overgang gehanteerd kan worden een grote rol. Experts zijn het er niet over eens welke overgang bij welke situaties gehanteerd dient te worden. RHDHV-HKV heeft conform methode Deltares 2016 voor de verschillende overgangen het probabilistisch overslagdebiet bepaald, dit zijn de resultaten:

- Geometrische overgang 40-60 l/s/m
- Gemiddelde overgang 8-12 l/s/m
- Worst case overgang 4-8 l/s/m

Het probabilistisch bepalen van het golfoverslagdebiet levert dus een hoger overslagdebiet op dan de gehanteerde 5 l/s/m. Het verschil is echter alleen groot als wordt uitgegaan van een geometrische overgang.

RHDHV-HKV heeft ook een geotechnische analyse uitgevoerd, hierin wordt geconcludeerd dat het toepassen van hoge overslagdebieten (hoger dan 10 l/s/m) rekenkundig wellicht mogelijk is. Maar dat het toepassen van een hoog overslagdebiet niet (zonder het toepassen van extra maatregelen) wordt aangeraden;

1. Het is onvoldoende bekend wat een hoog overslagdebiet betekent voor de freatische lijn van de dijk (conform advies POV Macrostabiliteit). Met de huidige geoptimaliseerde freatische lijn (geoptimaliseerd door een peilbuisanalyse) drukt de kleilaag net niet op. De marge is echter klein.
2. De huidige kleilaag is dun en van matig erosiebestendige kwaliteit. Er wordt getwijfeld of de huidige kleilaag hogere overslagdebieten kan weerstaan. Zeker met het oog op de zandkern van de dijk is het belangrijk dat de kleilaag niet erodeert.
3. De grasbekleding dient vrij te zijn van graverij en het is aannemelijk dat het onderhoudsregime moet worden opgevoerd. Maar alsnog lijkt het volledig in stand houden van een gesloten

grasmat moeilijk. Specifiek voor deze dijk zijn er ook kogelinslagen mogelijk door het aangrenzende militair oefenterrein.

Overeenstemming wordt bereikt dat het toestaan van hele hoge overslagdebieten (>20 l/s/m) zonder aanvullende maatregelen niet goed voelt bij deze dijk met zandkern. Maar het opschalen naar een maximaal 20 l/m/s wordt door Mark Klein Breteler niet direct als onmogelijk beschouwd. Afgesproken wordt om de redeneerlijn in een memo-vorm verder uit te bouwen.

Impact op de kosten

Het doel van het verhogen van het overslagdebiet is dat de hoogte-opgave bij een dijkversterking kan worden gereduceerd of zelfs kan vervallen. Dit heeft impact op de kosten. Om deze impact te bepalen heeft RHDHV-HKV voor 3 maatgevende profielen (1 havenprofiel en 2 landelijke dijkprofielen) de versterkingsopgave geraamd voor vier verschillende overslagdebieten (5 l/s/m (basis case), worst-case scenario, gemiddelde overgang, geometrische overgang). Bij de landelijke dijk zijn zowel de kosten geraamd voor het alternatief binnenwaarts glad als het alternatief binnenwaarts ruw.
Voor het alternatief binnenwaarts glad kunnen de directe bouwkosten circa 12 % gereduceerd worden. Dit komt omdat bij een hoger overslagdebiet dan 5 l/m/s de dijk niet hoeft op te schuiven in binnenwaartse richting. Bij de ruwe variant zijn er helemaal geen kostenbesparingen. Dit komt omdat de huidige kruinhoogte al hoog genoeg is. Hierbij wordt wel opgemerkt dat het hanteren van een hoger overslagdebiet waarschijnlijk resulteert dat de dijk pas na een langere periode dan 50jaar weer opgehoogd hoeft te worden. Voor de bekleding van de dijk geldt dit voordeel echter niet.
Opgemerkt wordt dat de discussie voor het hanteren van een hoger overslagdebiet, dus geen zin heeft voor het alternatief binnenwaarts ruw.

Robuustheid keuze bij ontwerpen

Bij het ontwerpen van dijken spelen onzekerheden een grote rol. Het waterschap streeft naar een stabiele scope en zodoende is de keuze voor 5 l/s/m uiteraard de meest robuuste keuze. Voor deze dijk worden de volgende (grote) onzekerheden signaleert:

- Invloed hoger overslagdebiet op de ligging van de freatische lijn;
- De sterkte van de kleilaag. Aangezien deze dijk een zandkern heeft, is het essentieel dat de kleilaag niet erodeert;
- Er is aangegeven dat in de huidige HR van de Waddenzee een verkeerde interpretatie van modelonzekerheden is gebruikt. Hierdoor is het feitelijke HBN van deze dijk circa 35cm hoger dan Hydra-NL geeft. Deze 35 cm komt toevalligerwijs overeen met het verschil tussen het HBN bij 10 l/s/m en 5 l/s/m. Bij de start van de verkenningsfase is vanwege deze reden gekozen voor de switch van 10l/s/m naar 5 l/s/m;
- In de huidige HR wordt gerekend met steile golven, dusdanig steil dat deze fysisch niet kunnen optreden. Het wijzigen naar fysisch mogelijke golven, levert zeer waarschijnlijk een hoger HBN op;
- Daarnaast komen er op korte termijn nieuwe klimaatscenario's.

Afgesproken wordt dat RHDHV/HKV een integrale memo schrijven met een advies voor het te hanteren golfoverslagdebiet. Deze memo wordt voorgelegd aan Deltares en het HWBP.

Vervolg inhoudelijke review

In de review wordt opgemerkt dat mogelijk is gerekend met een te hoge golfbelasting voor de verticale wand alternatief bij de haven. Na bespreking lijken de golfcondities toch te kloppen, echter zijn de figuren in Bijlage 5B misleidend (hier is het voorland niet ingetekend). Afgesproken wordt dat deze figuren moeten worden aangepast.

In de review wordt opgemerkt dat er wordt gerekend met golven met een te hoge golfsteilheid (tot circa 8%). Dit zijn echter de ontwerpgolven die de software Hydra-NL produceert. Een golfsteilheid van 8% is niet realistisch; een golfsteilheid van circa 5% is maximaal mogelijk. Aanbevolen wordt om niet met fysisch onmogelijke golven te rekenen. Bij het project Afsluitdijk is ruwweg gekozen om de golfperiode

aan te passen en de golfhoogte te handhaven. Deze aanpak leidt tot een zwaardere golfbelasting en dus een zwaarder bekledingsontwerp en een hogere dijk.
Besloten wordt dat RHDHV-HKV een voorstel doen hoe bij dit project de ontwerpgolven kunnen worden bewerkt tot fysisch mogelijke golven. Het voorstel zal worden voorgelegd aan het HWBP en Deltares, voordat de knoop wordt doorgehakt hoe de golfbelasting (golfhoogte en golfperiode) wordt meegenomen bij dit dijkversterkingsproject.
Het algemene beeld is dat dit een flinke impact kan hebben op de dijkhoogte en het bekledingsontwerp, maar dat dit niet VKA onderscheidend zal zijn. Het waterschap hecht er echter wel waarde aan dat nog in de verkenningsfase een besluit wordt genomen over de wijze hoe dit effect wordt verrekend.

4. Zetsteenbekleding
Belangrijkste discussiepunt voor de zetsteenbekleding is de vraag of de huidige mijnsteen onder de koperslakblokken kan blijven zitten. Het is belangrijk om goed na te gaan wat voor mijnsteen er onder de zetsteen aanwezig is; is deze verpapt, breed gegradeerd/ongesorteerd? Uitgevoerd onderzoek lijkt uit te wijzen dat de mijnsteen niet gesorteerd, niet verpapt en breed gegradeerd (tout venant) is. Dit dient in de planuitwerkingsfase nader te worden onderzocht.
Bij ongesorteerd mijnsteen zorgen de aanwezige kleine fracties voor een slechtere doorlatendheid, dit is gunstig voor de dikte van de zetsteen. Om er zeker van te zijn dat de mijnsteen kan blijven zitten, wordt een gevoeligheidsanalyse met steentoets uitgevoerd en dient het mijnsteen op meer locaties te worden onderzocht. Dit onderzoek is van belang in de planuitwerkingsfase.

Aanvullende opmerkingen over de steenbekleding:
- Waarschijnlijk is een geotextiel in combinatie met mijnsteen niet nodig.
- De hydraulische randvoorwaarden moeten, zoals eerder al besproken, goed bekeken worden; zijn de golven niet te steil en breken ze niet vanwege geringe waterdiepte.
- De opmerking over een te lage stabiliteitsfactor van Verkalit is onterecht en dient verwijderd te worden.
- De invoer van de spleetbreedte tussen de koperslakblokken lijkt erg minimaal. Opgemerkt wordt dat ze dicht tegen elkaar aan gezet zijn, maar alsnog wordt dit gecontroleerd.
- Er is in een enkel geval gekeken naar Verkalit met een soortelijk gewicht van 3000 kg/m3. Er wordt getwijfeld of dit realiseerbaar dan wel kosteneffectief is. Opgemerkt wordt dat voor nu alleen verschillende type zetstenen zijn vergeleken met elkaar en dat nog geen keuze is gemaakt voor een bepaald type zetsteen.
- Mark geeft aan dat voor type basalton nu gerekend dient te worden met basalton+ en voor Hillblocks dient de 2.0 variant te worden aangehouden. Dit wordt aangepast.
- In de review memo van Deltares wordt geconcludeerd dat een foutief schadegetal en veiligheidsfactor worden gehanteerd voor breuksteen, maar dat het netto effect gering zal zijn. Gerbert geeft aan dat hij een KPR advies volgt. Afgesproken wordt dat wordt onderzocht wat de goede parameters zijn en dat deze worden opgenomen in een technisch uitgangspuntennotitie.

5. Geotechnische aspecten
In de geotechnische review van Deltares worden geen onvolkomenheden aangestipt, dat is ook niet gek want Huub de Bruijn van Deltares is meermaals meegenomen in ontwerp- en schematiseringskeuzes. Wel is Huub van mening dat er nog verder aangescherpt kan/moet worden. De vraag rijst of dat echt meerwaarde oplevert in deze verkenningsfase, want de geotechnische stabiliteit voldoet nu al en verdere aanscherping zal het ontwerp van de dijk niet wijzigen. Afgesproken wordt dat Bert contact zoekt met Huub om dit te bespreken.

6. Asfaltbekleding
In de memo van Deltares wordt opgemerkt dat de maatgevende waterstand van NAP+3m mogelijk te laag is. De golfklappen bij hogere waterstanden kunnen een zwaardere golfbelasting geven. Dit wordt door RHDHV/HKV verder onderzocht.
De opmerking van Deltares over de freatische lijn is onjuist, waarschijnlijk zijn per ongeluk de stijghoogte en de freatische lijn door elkaar gehaald.
Deltares stelt nieuwe ontwerpparameters voor, deze parameters worden overgenomen.

In de review wordt hergebruik van het bestaande asfalt als kansrijk bestempeld, dit wordt verder onderzocht in de planuitwerkingsfase.
Al met al acht Deltares de gekozen WAB dikte van 20cm haalbaar en ziet zelfs mogelijkheden om dunner te gaan. Dit advies wordt meegegeven aan de planuitwerkingsfase.

7. Kabels en leidingen
Tijdens het overleg zijn geen kabels en leidingen experts aanwezig, vandaar dat besloten wordt dit onderwerp niet inhoudelijk te behandelen. Het reviewcommentaar van Deltares is immers duidelijk; in algemene zin geeft Deltares aan dat de diepgang van de uitgevoerde quick-scan nog niet aansluit bij een toetsing. Bepaalde conclusies in de stukken van RHDHV/HKV kunnen daardoor voorbarig zijn. Dit klopt inderdaad, een volledige K&L toetsing is (nog) niet uitgevoerd in deze verkenningsfase. NZV en RHDHV/HKV geven aan dat ze voornemens zijn deze actie nog voor de start van planuitwerkingsfase uit te werken.

8. Gras buitentalud
In de reviewcommentaar van Deltares wordt opgemerkt dat de berekening van de overgang harde bekleding-zachte bekleding ontbreekt. Deze berekening is inderdaad niet opgenomen in de rapportage, maar is wel uitgevoerd. In de nieuwe oplevering wordt de berekening toegevoegd. De overgang is nu berekend op het niveau van NAP+7m, circa 1,5m onder de kruin. Op NAP+7m begint de golfoploopzone. Er is overeenstemming dat dit een logisch niveau is. Het verlagen van de overgang hard-zacht wordt voor deze dijk niet direct als heel kansrijk beschouwd. Daarnaast is er bij de variant met ruwe bekleding interactie met de hoogteopgave.

9. Conclusie
De overall conclusie van Deltares is dat de rapportage een duidelijk beeld geeft van het proces dat heeft geleid tot de gekozen varianten. Daarin zijn de uitgangspunten, zoals geformuleerd in de TUN, goed opgevolgd en is het in overeenstemming met OI-2014. Als de genoemde aandachtspunten worden onderzocht/aangepast kan de verkenningsfase goed worden afgerond.

Bijlage E: Kosteninschatting alternatieven

Alleen in excel-versie aanwezig

Bijlage F: verslag expertsessie 20 januari 2020

Waterschap NOORDERZIJLVEST

Verslag expertsessie Hydraulische belastingen
HWBP-project Lauwersmeerdijk-Vierhuizergat

Aanwezig:

Hoite Detmar Goaitske de Vries Bianca Hardeman	Projectbegeleider PM Projectbegeleider TM Projectbegeleider TM	HWBP HWBP HWBP
Mark Klein Breteler Jacco Groeneweg	Specialist Bekledingen Specialist HR	Deltares Deltares
Sander Post	Technisch manager	RHDHV
Gerbert Pleijter Vincent	Adviseur Adviseur	HKV Lijn in Water HKV Lijn in Water
Ate Wijnstra Bert de Wolff	Projectmanager Technisch manager	waterschap Noorderzijlvest waterschap Noorderzijlvest

Afwezig:

Robert Vos (met kennisgeving	Specialist HR	RWS/WVL

Locatie kantoor Noorderzijlvest Groningen

Nr.	Agendapunt	Actiehouder
1.	**Opening en aanleiding expertsessie** Bert heet iedereen van harte welkom op de expertsessie. Aanleiding voor de expertsessie is 2-ledig: 1. HWBP heeft in december 2019 Noorderzijlvest gevraagd om in de verkenningsfase een redeneerlijn op te stellen met betrekking tot het te hanteren overslagdebiet. 2. In november 2019 heeft Deltares de variantennota getoetst en geadviseerd nader onderzoek te doen naar het hydraulisch belasting niveau (HBN) en de te hanteren golfsteilheid. Dit is voor Noorderzijlvest aanleiding geweest deze sessie te organiseren. Ter voorbereiding op de expertsessie heeft Noorderzijlvest op 13 januari 2020 de volgende documenten naar het expertteam opgestuurd: - Notitie Aanscherping hydraulische belastingen (hoofdtekst) jan 2019 - Bijlage A Nadere beschouwing invloed golfoverslag - Bijlage B Nader onderzoek varianties geotechniek - Bijlage C Review ontwerpdocument VKA - Bijlage D Notulen overleg NZV/Deltares - Bijlage E kosteninschatting alternatieven Robert Vos is afwezig en heeft daarom via een memo d.d. 16 januari 2020 een reactie gegevens op bovenstaande documenten. Deze memo is ook gedeeld met de aanwezigen.	
2.	**Doelstelling expertsessie** Doel van de expertsessie is om consensus te krijgen over het te hanteren overslagdebiet en om consensus te krijgen over de hanteren hydraulische	

	belastingen voor het dijkontwerp. Indien er consensus is binnen het ontwerpteam, dan worden deze ook definitief vastgesteld voor zowel de afronding van de verkenningsfase als de planuitwerkings- en realisatiefase.	
3.	**Beoordeling expertteam voorgestelde ontwerpuitgangspunten** Door Noorderzijlvest zijn de volgende voorstellen gedaan: *Hydraulisch belasting niveau (HBN)* 1. Verleggen 'knip' van de 2 SWAN-modellen naar het oosten, zodat er gewerkt kan worden met 1 SWAN-model 2. Doorvoeren correctie in het waterstandveld <u>Reactie expertteam</u>: Voorgestelde aanpassingen zijn akkoord. De uitkomsten geven ook een meer logische en meer realistische uitkomst. *Golfsteilheid:* 1. Doorvoeren Bias-correctie 2. Rekenen met een volledige correlatie (100%) tussen de modelonzekerheden 3. Aanpassen verhouding tussen de Tm-1,- en Tp van default 1, 1 naar 1,2 <u>Reactie expertteam:</u> Het doorvoeren van de Bias-correctie is akkoord. Het rekenen met een 100% correlatie van 100% is ook akkoord. Wel wordt geadviseerd deze keuze tekstueel beter te beargumenteren (relatie leggen met het SWAN-model). Bij voorstel 3 adviseert het expertteam de verhouding tussen Tm-1 en Tp lokaal af te leiden/gebruiken en toe te voegen in de database. *Kritisch overslagdebiet* - Deeltraject Haven: 5 l/m/s (conform worst-case overgang) - Deeltraject Landelijk 10 l/m/s (conform gemiddeld overgang) <u>Reactie expertteam:</u> De voorgestelde overslagdebieten zijn voor dit project zijn akkoord en in voldoende mate onderbouwd. Voorwaarde is wel dat bij de landelijke dijk op de kruin en het binnentalud onder de graszode een kleibekleding van 80 cm aanwezig moet zijn. Bij de haven dient tot minimaal 5,0 meter achter de kademuur een kleilaag van 80 cm aanwezig te zijn. Voorwaarde is ook dat er kwalitatief goede/gesloten grasmat aanwezig te zijn.	
4	**Conclusies en besluitvorming** Het HWBP concludeert dat met de ingediende documenten de voorgestelde ontwerpuitgangspunten voor dit project in voldoende mate zijn onderbouwd en hebben geleid tot logische en acceptabele keuzes. Een extra adviesronde via het adviesteam Dijken acht het begeleidingsteam voor dit project daarom niet meer nodig. *<u>Reactie Robert Vos (na telefoongesprek met Bert de Wolff op 23 januari 2020):</u>* *Inhoudelijk akkoord met de voorgestelde ontwerpuitgangspunten en de adviezen door het expertteam. Deze zijn voor dit project logisch en acceptabel. RWS/WVL blijft bij haar advies om de documenten te laten toetsen door het Adviesteam Dijken*.	

	HWBP constateert dat er ten aanzien van het onderwerp Golfsteilheid bij meerdere HBWP-projecten veel vragen en discussies zijn en overweegt daarom voor dit onderwerp een project overstijgende redeneerlijn te laten opstellen. Hiermee zijn de ontwerpuitgangspunten zoals opgenomen in dit verslag akkoord. Deze vormen het vertrekpunt voor het verdere project. Noorderzijlvest verwerkt de afgesproken uitgangsuitwerkingen in de finale versies van het TUN (technische uitgangspuntennotitie) en het ontwerp van het voorkeursalternatief. De finale versies gaan dan, samen met het plan van aanpak voor de planuitwerkingsfase in april 2020 het formele toets traject van het HWBP in.	
5	**Afsluiting** Bert de Wolff sluit de vergadering en bedankt iedereen voor zijn/haar bijdrage aan deze expertsessie.	

Appendix I: Analyse versterken Havendammen Lauwersoog

Notitie / Memo

HaskoningDHV Nederland B.V.
Water

Aan: IPM team Dijkversterkingsproject Lauwersmeerdijk - Vierhuizergat
Van: Sander Post
Datum: juni 2019
Classificatie: Projectgerelateerd

Onderwerp: Analyse versterking havendammen Lauwersoog

Achtergrond

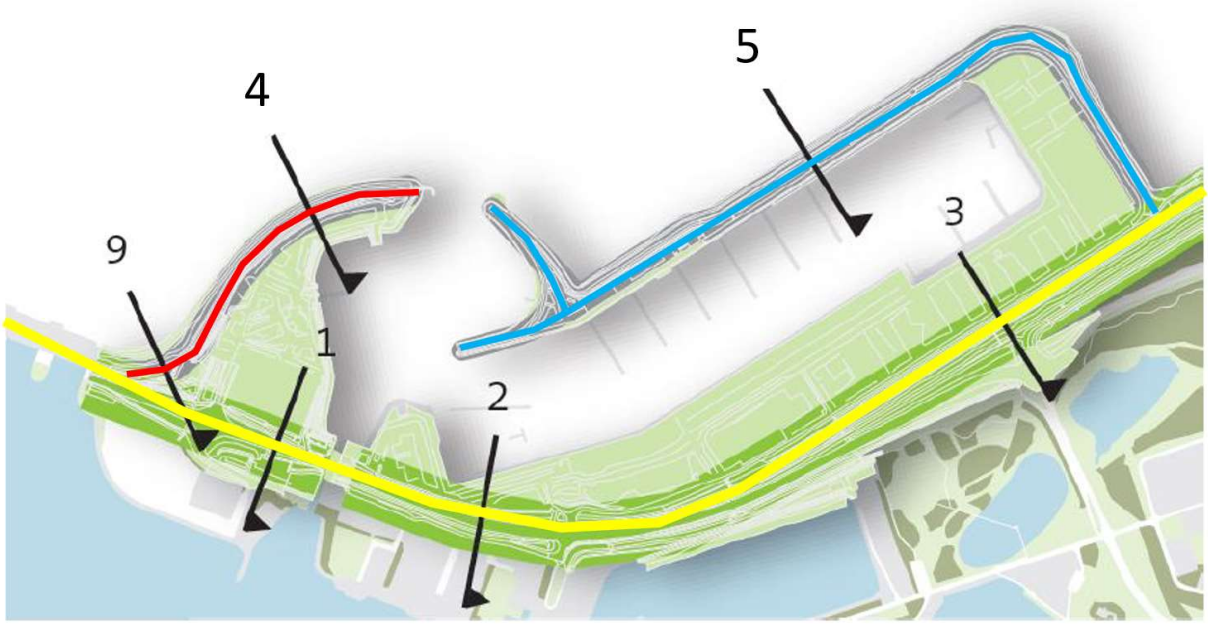
Waterschap Noorderzijlvest (NZV) is als beheerder gestart met de verkenningsfase van het dijkversterkingsproject Lauwersmeerdijk – Vierhuizergat. De versterking richt zich voornamelijk op het vervangen van de dijkbekleding op het buitentalud en het verlagen van het golfoverslagdebiet tijdens maatgevende stormen. De verkenningsfase wordt uiteindelijk afgesloten met de keuze van een voorkeursvariant om de dijk te versterken.
Het dijkversterkingstraject is ruwweg in twee trajecten te verdelen; een dijkversterkingstraject vanaf de Cleveringsluizen tot en met het havengebied en een dijkversterking in landelijk gebied, namelijk het traject direct oostelijk van de haven van Lauwersoog tot de Westpolder.

In de verkenningsfase worden mogelijke bouwstenen en alternatieven om de dijk te versterken tegen elkaar afgewogen. Het versterken van de havendammen is als bouwsteen geïdentificeerd voor de versterking van het havengebied. In theorie zal namelijk de golfbelasting op de primaire waterkering tijdens een maatgevende storm afnemen, omdat de hoge golven al breken/kapotslaan op de voorliggende havendammen. Op deze manier kan de versterkingsopgave aan de primaire kering worden gereduceerd, dit is echter alleen mogelijk als de havendammen voldoende hoog en voldoende sterk (standzeker) zijn tijdens de maatgevende storm waar de primaire waterkering op wordt ontworpen.
In voorliggende notitie wordt onderzocht of het versterken van de aanwezige havendammen bij de haven van Lauwersoog een effectieve bouwsteen is voor het reduceren van de versterkingsopgave van de achterliggende primaire waterkering. Daarbij wordt ingegaan op de versterkingsmaatregelen die benodigd zijn aan de havendammen om deze effectief de opgave aan de primaire kering te doen reduceren.

Het versterken van de havendammen kan naast een mogelijke bouwsteen voor de versterkingsopgave van de primaire kering, ook nog een zogenaamde meekoppelkans van het project zijn. De westelijke havendam is in het beheer van het waterschap en tijdens de versterking van de dijk kan het lonen om deze havendam ook te versterken om zo het reguliere beheer en onderhoud op de langere termijn te beperken. De oostelijke havendam is in het beheer van de Exploitatiemaatschappij Haven Lauwersoog (EHL). Bij stormcondities (orde paar keer paar jaar) vindt de bedrijvigheid welke aan deze dam is gelegen overlast van overslaand water. Het versterken en verhogen van deze dam kan deze overlast verminderen. In deze notitie wordt in het afsluitende hoofdstuk op dit aspect kort ingegaan.

Bestaande situatie

De ligging van de havendammen en de primaire waterkering is schematisch weergegeven in Figuur 1. Figuur 2 toont een luchtfoto van het gebied, waarbij in het wit de dijkpaalnummering is weergegeven.



Figuur 1: Bovenaanzicht primaire waterkering (geel), havendam west (rood) en havendam oost (blauw)

Figuur 2: Luchtfoto van het haventerrein, met dijkpaalnummering van de primaire waterkering

Primaire Waterkering havengebied

De geometrie van de primaire waterkering (gele lijn in Figuur 1) verschilt binnen het haventraject sterk. In het westelijke gedeelte is de kruin breed, relatief laag en ligt de provinciale weg op de kruin van de dijk. Hier ligt de provinciale weg achter de kruin van de dijk. De hoogte van de dijk neemt oostelijk van dijkpaal 89.9 abrupt flink toe, hier ontstaat een echt afzonderlijk dijklichaam. De bekleding van het buitentalud varieert van strekkingen met enkel gras (vooral westelijk gedeelte), strekkingen met vooral klinkers (vooral middengedeelte) tot strekkingen met asfalt en daarboven gras (vooral oostelijk gedeelte). Kenmerkende dwarsprofielen 2 en 3 (voor locatie zie Figuur 1) zijn opgenomen in onderstaand Figuur 3.

Figuur 3: Kenmerkende dwarsprofielen primaire waterkering Havendijk; bovenste profiel westelijk van dp89.9 en onderste profiel westelijk van dp89.9

In Figuur 4 zijn een tweetal foto's van de primaire waterkering opgenomen.

Figuur 4: Foto's van de dijkbekleding op de primaire waterkering (links foto oostelijk vanaf dp89.8 en rechts foto oostelijk vanaf dp90.4)

De westelijke havendam

De ligging van de westelijke havendam is in **Error! Reference source not found.** in rood aangeduid. De havendam vormt de scheiding tussen het Cleveringsluizencomplex en de haven van Lauwersoog. De dam beschermt de haven tegen golfindringing vanuit het noordwesten. De bekleding op het buitentalud van de havendam bestaat hoofdzakelijk uit een teen van stortsteen, koperslakblokken, een betonblokglooiing, een diaboolglooiing en wat gras nabij de kruin van de dam. De gemiddelde hoogte van de havendam is NAP +6,4m. De bekleding van de havendam en de verhoogde kruin van de havendam worden niet standzeker beschouwd tijdens een maatgevende storm, waar de achterliggende primaire waterkering op wordt ontworpen.
In de veiligheidsbeoordeling is aangetoond dat de faalkans groot is, tussen de 1/30 tot 1/100 per jaar. In de huidige staat is het aan te nemen dat de bekleding en een deel van de dam weg zullen slaan tijdens een dergelijk zware storm. De ontwerpcondities van de dam zijn niet bekend, maar het is aan te nemen dat de dam niet is ontworpen op een dergelijke zware belasting. Aangezien de dam heel breed is, wordt een deel van het grondlichaam van de dam wel als standzeker beschouwd. De dam zal immers gedurende een storm niet in zijn geheel wegslaan, de belastingsduur is daar te kort voor verondersteld er zal een restprofiel overblijven.

Een kenmerkend dwarsprofiel van de westelijke havendam is in onderstaand figuur weergegeven. In Figuur 6 is een foto van de dijkbekleding van de westelijke havendam weergegeven.

Figuur 5: Kenmerkend dwarsprofiel westelijke havendam

Figuur 6: Foto van de dijkbekleding op de westelijke havendam (van beneden naar boven; stortsteen, koperslakblokken, betonblokken, diaboolglooiing en gras)

De oostelijke havendam

De ligging van de oostelijke havendam is in **Error! Reference source not found.** in blauw aangeduid. De oostelijke havendam beschermt de haven tegen golfindringing vanuit het oosten en het noorden. De havendam maakt de aanlegplaatsen van diverse vissersboten bereikbaar en daarnaast is er horeca aanwezig op de dam. De havendam heeft een relatief lage kruin, welke gemiddeld is gelegen op NAP +4.1m.

De bekleding op het buitentalud van de havendam bestaat hoofdzakelijk uit een teen van stortsteen, koperslakblokken en asfalt tot de kruin van de dam. De koppen van dam zijn bekleedt met natuurlijk basalt.

De bekleding van de havendam en het gehele grondlichaam van de havendam worden niet standzeker beschouwd tijdens een maatgevende storm, waar de achterliggende primaire waterkering op wordt ontworpen. In de huidige staat is het aan te nemen dat de relatief smalle dam in zijn geheel kan weg slaan tijdens een dergelijk zware storm. De dam is waarschijnlijk niet ontworpen op een dergelijke zware belasting. In het verleden zijn bij (veel) minder zware stormen al grote schadegevallen geconstateerd.

Een kenmerkend dwarsprofiel van de oostelijke havendam is in onderstaand figuur weergegeven. In Figuur 13 is een foto van de dijkbekleding van de oostelijke havendam weergegeven.

Figuur 7: Kenmerkend dwarsprofiel oostelijke havendam

Figuur 8: Foto van de dijkbekleding op de oostelijke havendam (van beneden naar boven; stortsteen, koperslakblokken, asfalt)

Het haventerrein

Het haventerrein bestaat uit opgehoogd zand. Een groot deel van de kades bestaan uit damwanden, die ontworpen zijn op hele zware belastingen[1]. De damwanden van de kades zijn ontworpen op belastingen die minder frequent voorkomen dan de ontwerpcondities voor de dijkhoogte en dijkbekleding. Het is dus aan te nemen dat dit terrein standzeker zal zijn tijdens maatgevende stormen[2]. De golfreducerende werking door de hoogte ligging van het haventerrein wordt daarom meegenomen in het dijkontwerp, waarbij een eventuele golfreducerende werking door gebouwen niet wordt meegenomen. Het is immers niet door het waterschap te handhaven dat gebouwen in de komende 50jaar niet mogen worden gesloopt. In **Error! Reference source not found.** is in het lichtgroen het terrein weergegeven dat als standzeker wordt beschouwd. De hoogte van dit terrein varieert, maar is minimaal NAP+2,7m en gemiddeld circa NAP+3,5m.

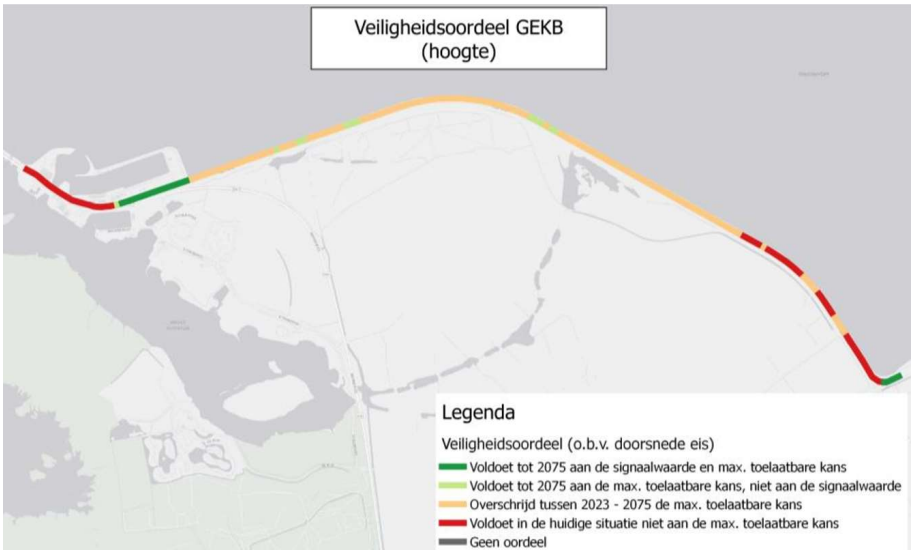
Figuur 9: Haventerrein, met in lichtgroen het gebied wat als standzeker is verondersteld

[1] Gevolgklasse CC1 – o.b.v. een levensduur van 50 jaar betekent dit een faalkans van orde 1/100.000 per jaar

[2] Het verdient aanbeveling om de staat van de damwanden te onderzoeken.

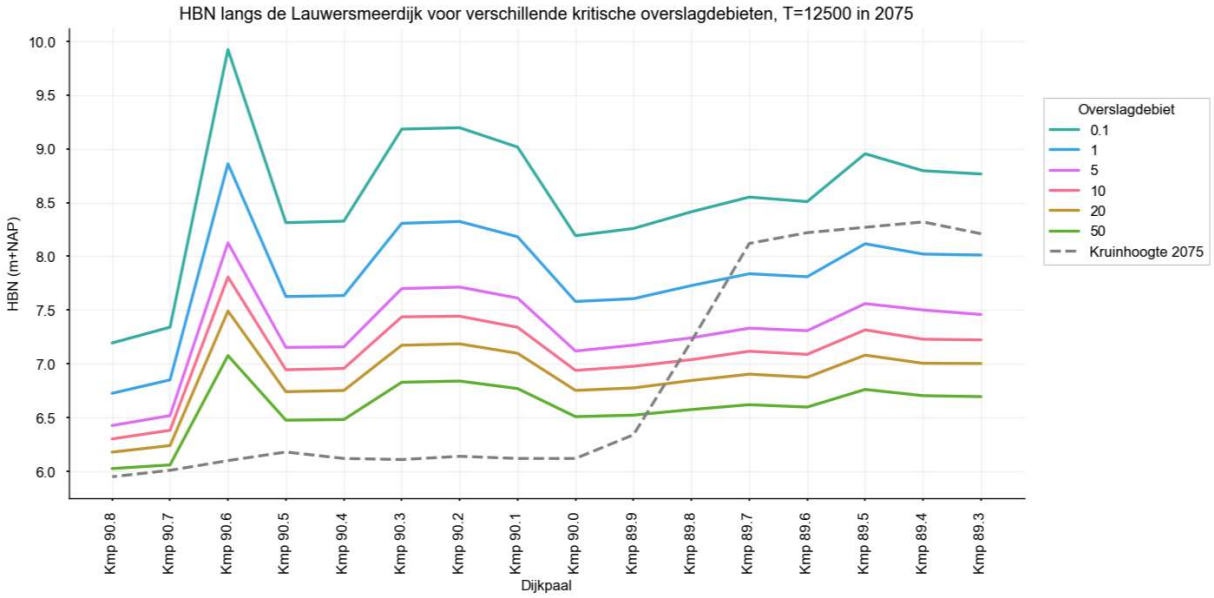
De versterkingsopgave

Zoals reeds is beschreven voldoet de bekleding op de primaire waterkering niet aan de waterveiligheidseisen en dient deze te worden versterkt. Daarnaast is uit de toetsing gebleken dat dijktrajecten onvoldoende hoog zijn; tijdens zeer zware stormen kan er te veel water over de dijk heen slaan. Hierdoor kan de dijk afkalven en uiteindelijk doorbreken. Op dit moment wordt in een verkenningsfase nagedacht, hoe de dijk versterkt dient te worden om weer minimaal 50jaar voldoende veiligheid te bieden tegen overstromingen. Er wordt nu dus een dijk ontworpen die in 2075 nog voldoende veilig is conform het OI2014 en bestand is tegen een maatgevende combinatie van een waterstand van circa NAP+5,5m met golven van circa 2m hoog. De dijkgeometrie is niet overal gelijk en ook de golfbelasting is niet overal even zwaar, hierdoor verschilt het veiligheidsoordeel en dus de versterkingsopgave van de dijk ook. Voor de havendijk geldt dat alleen westelijk van dijkpaal 89.8 er een hoogte-opgave is, dit is visueel weergegeven in Figuur 10.



Figuur 10: Veiligheidsoordeel voor GEKB (hoogte) voor dijktraject Lauwersmeerdijk - Vierhuizergat

Het kruinhoogte-tekort en daarmee de versterkingsopgave in het havengebied hangt af van de keuze voor het toelaatbaar golfoverslagdebiet tijdens een maatgevende storm. In een technische beschouwing (opgenomen in de technisch uitgangspuntennotitie van de dijkversterking) is gekozen voor een golfoverslagdebiet van 5 l/s/m voor dit dijktraject. Met dit gekozen golfoverslagdebiet varieert het kruinhoogte-tekort van 0m (geen opgave) tot lokaal bijna 2m. Dit is in meer detail weergegeven in onderstaand figuur.



Figuur 11: Benodigde kruinhoogte (HBN) voor zichtjaar 2075 versus huidige kruinhoogte (gerekend met huidige dijktaluds)

Analyse

Om te onderzoeken of het versterken van de havendammen effectief bijdraagt aan het verhogen van de waterveiligheid is de invloed van verschillende versterkingsmaatregelen onderzocht. Hierbij is specifiek gekeken of een versterkte havendam de golfaanval op de primaire kering zodoende reduceert dat de versterkingsmaatregelen aan de primaire kering afnemen. Hierbij is gekeken naar de opgave voor hoogte en bekleding.

Belangrijk om te vermelden is dat de havendammen luwte geven aan een bepaald traject van de primaire kering. Dit is weergegeven in onderstaand figuur (Figuur 12). In dit figuur geeft de groene lijn het traject aan, waarbij de westelijke havendam voor reductie van de hydraulische belasting op de primaire waterkering kan zorgen. Buiten dit gebied heeft de westelijke havendam geen golfremmende werking op de primaire waterkering. De gele lijn geeft het gebied aan dat vooral baat kan hebben bij een versterkte en/of verhoogde oostelijke havendam en de rode lijn geeft het deel van de primaire kering aan dat direct achter de havenmonding. Voor dit traject geldt dat tijdens een maatgevende storm golven ongehinderd door havendammen, door de havenmond kunnen lopen en zo tegen de dijk aan kunnen slaan. Op dit traject is de hoogte-opgave nu al het grootst en deze opgave zal dus niet verminderen door het versterken van de havendammen.

Figuur 12: Invloedsgebieden havendammen; groen - westelijke havendam; rood - geen effect; geel - oostelijke havendam

Om de effectiviteit van het versterken van de havendammen te bepalen zijn de volgende situaties beschouwd:

1. Geen havendammen aanwezig tijdens maatgevende (uiterste zware) stormcondities
2. Versterking van de bekleding op de havendammen (zonder kruinverhoging),
3. Versterken van de bekleding op de havendammen en verhogen van de dammen tot NAP 8,4m

In alle gevallen is de golfreducerende werking van het hooggelegen voorland wel meegenomen.

- Situatie 1 beschrijft de huidige situatie in een maatgevende stormconditie. In de huidige staat is het aannemelijk dat de haven zeer zwaar worden beschadigd en mogelijk zelfs geheel wegslaan. Een golfreducerend effect van de havendammen is in deze berekening van de hydraulische belasting aangenomen niet meegenomen;
- Situatie 2 beschouwd een situatie waarbij de bekleding van de havendammen wordt versterkt, zodat de dammen met huidige hoogte standzeker zijn tijdens maatgevende condities;
- Situatie 3 beschouwt een situatie waarbij de dammen zo hoog zijn, dat alle golven vanuit de waddenzee worden gedempt.

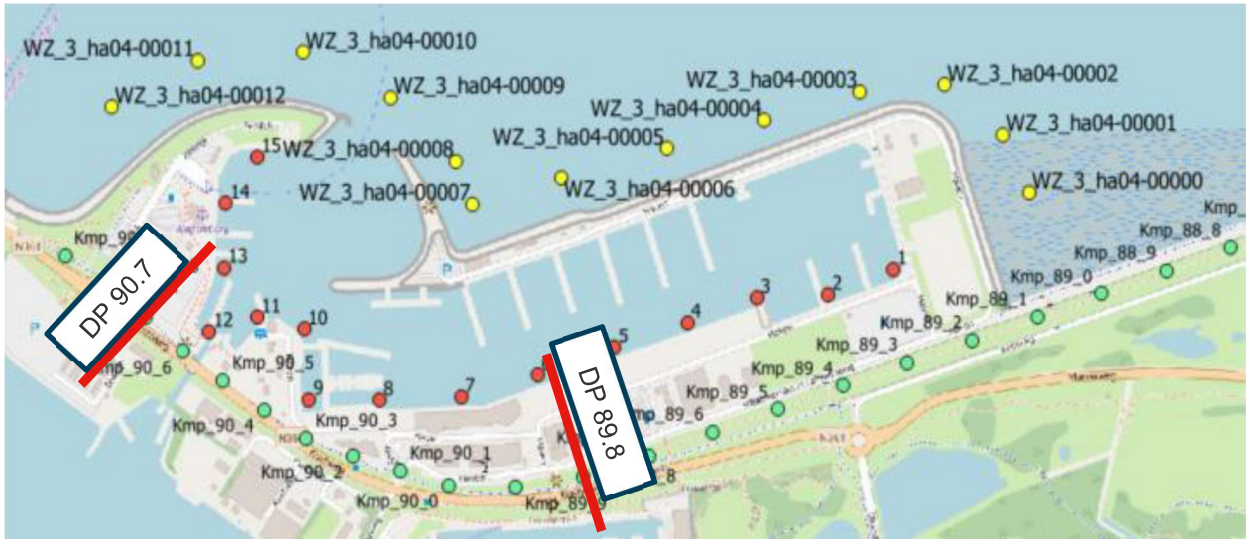
Voor de hydraulische belasting op de primaire waterkering is conform de technische uitgangspuntennotitie uitgegaan van:

- Kruinhoogte/GEKB: 1/12.500 per jaar bij doorsnede-eis
- Grasbekleding buitentalud: 1/66.666 per jaar bij doorsnede-eis
- Harde bekledingen: 1/1.000 per jaar voor de maximaal toelaatbare faalkans

Voor de analyse is uitgegaan van twee maatgevende locaties langs de dijk:

- DP89.8 voor het effect achter de oostelijke havendam. Lokale kruinhoogte: NAP +7,31m
- DP90.7 voor het effect achter de westelijke havendam. Lokale kruinhoogte: NAP +6,11m

Deze locaties zijn in Figuur 13 weergegeven.



Figuur 13: Locaties van de maatgevende profielen achter de havendammen

Opgave-reductie voor Kruinhoogte

Indien de kruinhoogte van de dijk hoger is dan de benodigde kruinhoogte onder maatgevende omstandigheden (voor de ontwerpperiode van de dijk; zichtjaar 2075), is geen kruinverhoging noodzakelijk.

Voor het bepalen van de benodigde kruinhoogte, is het Hydraulisch Belastingniveau (HBN) voor een golfoverslagdebiet van 5l/s/m ter plaatse van de dijk bepaald. In het geval dat er geen havendammen aanwezig zijn (omdat deze bijvoorbeeld bij een storm zwaar zijn beschadigd), gelden de waardes weergegeven in Tabel 1.

Tabel 1: Kruinhoogtes zonder havendammen (situatie 1)

Locatie	Huidige kruinhoogte	Benodigde kruinhoogte (HBN)	Kruinhoogte opgave
DP 89.8 (oostelijke havendam)	NAP +7,31m	NAP +7,30m	-0,01m (geen tekort)
DP 90.7 (westelijke havendam)	NAP +6,11m	NAP +6,59m	0,48m

Voor de verschillende situaties zijn ook de benodigde kruinhoogtes (HBN's) bepaald. De resultaten hiervan zijn in Tabel 2 weergegeven. Voor DP 89.8 is voor de huidige situatie al geen hoogte-tekort, dus voor de scenario's met versterkte dammen al zeker niet.
Voor DP90.7 blijkt dat het hoogte-tekort alleen nipt is opgelost voor de situatie: Versterken van de havendam en verhogen tot NAP +8,4m. In deze situatie is de benodigde kruinhoogte NAP +5,98m, dat is lager dan de bestaande kruinhoogte van NAP +6,11m. Voor de andere scenario's blijft een hoogtetekort aanwezig.

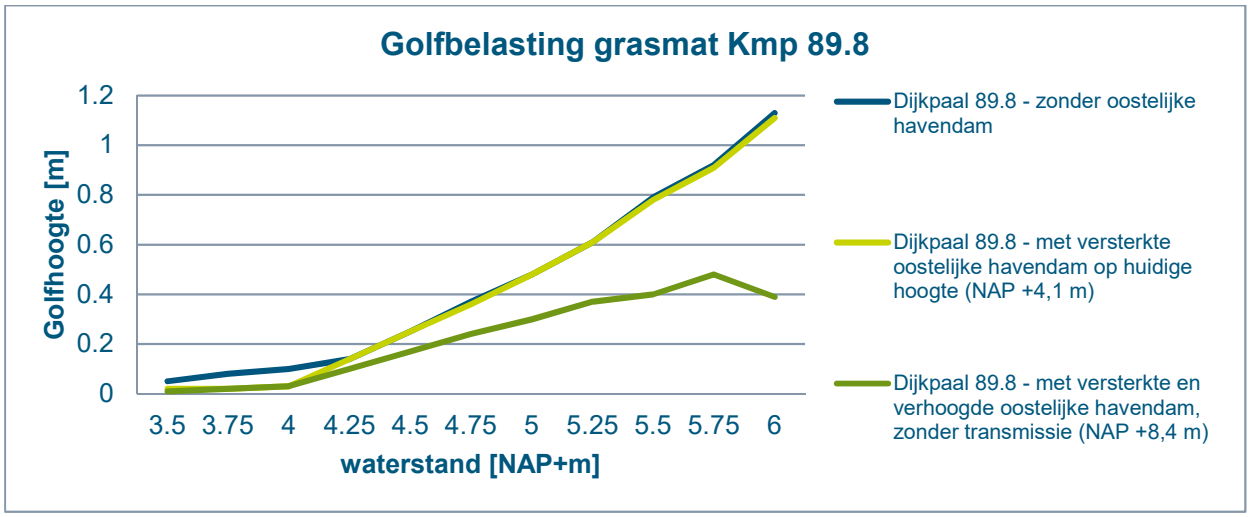
Tabel 2: Resultaten benodigde kruinhoogte (groen = voldoet, rood = voldoet niet)

Locatie	Huidige kruinhoogte	Benodigde kruinhoogte bij situatie 1	Benodigde kruinhoogte bij situatie 2	Benodigde kruinhoogte bij situatie 3

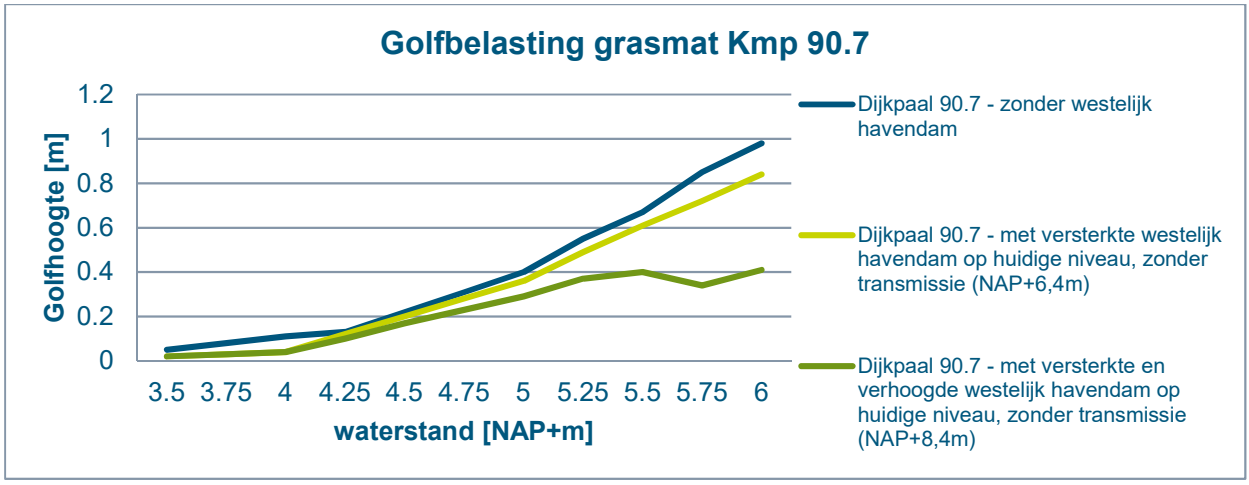
DP 89.8 (oostelijke havendam)	NAP +7,31m	NAP +7,30m	NAP +7,28m	NAP +6,13m
DP 90.7 (westelijke havendam)	NAP +6,11m	NAP +6,59m	NAP +6,40m	NAP +5,98m

Beperking Bekledingsopgave
De huidige bekleding van de primaire kering is in dermate slechte staat, dat deze wordt beschouwd als einde levensduur conform beheerdersoordeel Noorderzijlvest. De huidige dijkbekleding op het buitentalud dient dus in alle gevallen vervangen te worden. De versterking van de havendammen kan de opgave aan de bekleding van de primaire waterkering beperken. De golfbelasting op de primaire waterkering neemt af, waardoor kan worden volstaan met een minder zware bekledingstype. Een echte kostenreductie treedt op als een dijkbekleding van klei en gras volstaat in plaats van een harde bekleding (asfalt of zetsteen). Daarom is onderzocht of dit mogelijk is voor de gekozen situaties.

Voor de grasbekleding op het buitentalud zijn de golfcondities voor drie situaties bepaald. In Figuur 14 en Figuur 15 zijn de resultaten voor respectievelijk de oostelijke (DP89.8) en westelijke havendam (DP90.7) weergegeven. De golfhoogtes zijn bij verschillende waterstanden berekend; deze waterstanden staan op de horizontale as, de bijbehorende golfhoogtes op de verticale as.
N.B. In de huidige vigerende ontwerpsystematiek geldt een zeer strenge eis voor grasbekledingen. In dit geval dient de grasmat bestand te zijn tegen een situatie die 1/66.666 per jaar (ontwerpeis in 2075) voorkomt conform OI2014. Dit leidt tot een relatief zware golfbelasting en hoge waterstand die de grasmat dient te weerstaan zonder te falen.



Figuur 14: Golfcondities bij 3 scenario's t.p.v. oostelijke havendam (DP 89.8) voor de grasbekleding



Figuur 15: Golfcondities bij 3 scenario's t.p.v. westelijke havendam (DP 90.7) voor de grasbekleding

Uit de resultaten blijkt dat de golfhoogtes voor situatie 2 (versterken bekleding bestaande havendammen) nauwelijks afnemen:

- Voor de oostelijke havendam geldt een reductie van 0-3% t.o.v. de onversterkte dam
- Voor de westelijke havendam geldt een reductie van 5-15% t.o.v. de onversterkte dam

De afname is onvoldoende om te voorkomen dat een harde bekleding op het talud kan worden vermeden.

Voor de zeer extreme versterkingsmaatregel (versterken van de havendam en verhogen tot NAP 8,4m) geldt dat de maatgevende golfhoogte afneemt tot circa 40cm. Dit zijn golvend die lokaal in het havengebied worden opgewekt. Met een maatgevende golfhoogte van circa 0,4m is de toepassing van gras als dijkbekleding wellicht mogelijk, maar dan dient de grasmat continu in zeer goede staat te verkeren. Dit vraagt een frequent en goed beheer- en onderhoudsprogramma.
Bij een minder grote verhoging nemen de maatgevende golfhoogtes toe en kan de primaire waterkering niet alleen met gras worden bekleedt. In dat geval moet er ook minimaal nieuw asfalt en/of nieuw zetsteen worden aangebracht op de primaire waterkering. Hieruit kan worden geconcludeerd dat het verhogen van de havendammen tot een niveau onder de NAP+8,4m niet leidt tot significante kostenreducties voor de versterking van de bekleding aan de primaire waterkering.

Conclusie betreffende waterveiligheid en relatie tot mogelijke koppelkans

Oostelijke havendam

De analyse laat zien dat het versterken van de oostelijke havendam niet leidt tot een reducering van de versterkingsopgave aan de primaire waterkering. De kruinhoogte van de waterkering is in de huidige situatie al voldoende hoog. Daarnaast blijft de opgave aan de bekleding van de dijk op het buitentalud ongewijzigd omdat deze einde levensduur is.
Het versterken en verhogen van de oostelijke havendam is dus geen bouwsteen gebleken voor de versterking van de primaire waterkering. Het versterken van de oostelijke havendam kan voor de waterveiligheid enkel leiden tot extra robuustheid; de kruinhoogte van de achterliggende waterkering zal langer dan 50jaar (de versterkingsopgave) voldoen. Echter het versterken van de havendam dient dan wel zo te gebeuren dat de bekleding voldoende sterk is om standzeker te zijn tijdens een maatgevende storm, dit betekent dat de hele huidige vervangen/versterkt dient te worden en dat de havendam als primaire waterkering wordt aangemerkt. Dit zal hele hoge kosten met zich meebrengen, die niet subsidiabel zijn binnen het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP). Het versterken van de huidige bekleding met zetsteen (bestand tegen zware stormen) wordt geschat op circa 2,5miljoen euro (investeringskosten). Het verhogen (uitbreiding richting Waddenzee) verhoogt deze kosten met minimaal 1,5 miljoen euro.

Het versterken en verhogen van de oostelijke havendam kan mogelijk wel interessant zijn als meekoppelkans om de wateroverlast in het havengebied die ontstaat bij flinke stormen te reduceren. De havendam hoeft dan niet versterkt te worden conform de strenge eisen die worden gesteld aan een primaire waterkering, waardoor tot een minder zwaar (en dus goedkoper) ontwerp kan worden gekomen. Om de overlast te beperken zal de dam wel verhoogd moeten worden. Indien gewenst zal de havenbeheerder (EHL) een kosten-batenanalyse moeten laten uitvoeren; Het verhogen van de oostelijk havendam zal de wateroverlast beperken. Het verhogen van de dam is technisch mogelijk maar wel kostbaar. De vraag is of deze investering kostenefficiënt is. Circa eens in de twee jaar ontstaan situaties die als onveilig kunnen worden beschreven. Een paar keer per jaar is het aannemelijk dat de werkbaarheid op en rond de dam wordt verstoord.

Westelijke havendam

Het versterken van de westelijke havendam leidt tot een beperkte reducering van de kruinhoogte-opgave. Indien de hele bekleding wordt versterkt conform de eisen die gelden voor een primaire waterkering (situatie 2) wordt een benodigde kruinhoogte-reductie berekend van circa 19cm. De reductie loopt voor situatie 3 (verhoging dam en versterking bekleding) op tot circa 60cm, hierbij wordt de totale hoogte-opgave teniet gedaan. Hierbij dient wel de hele bekleding op de havendam te worden vervangen en tevens dient de dam verhoogd te worden. Dit is een opgave die naast het vervangen van de huidige dijkbekleding op de primaire kering dient te worden uitgevoerd. Daarnaast dient de havendam ook als primaire waterkering te worden beschouwd en dus ook op een dergelijke wijze te worden beheerd. Al met al lopen de kosten enorm op, terwijl er genoeg andere bouwstenen zijn die veel effectiever zijn om de hoogte-opgave op te lossen. Het versterken van de westelijke havendam kan voor de waterveiligheidsopgave worden beschouwd als niet reële bouwsteen. Er zal circa 15.000m^2 harde bekleding aangebracht moeten worden, de kosten worden geschat op circa 2,5 miljoen euro. Dit is exclusief verhogingen en versterkingen die benodigd zijn voor de stabiliteit van de dam. Er zijn andere bouwstenen die effectiever zijn en daarnaast vele malen goedkoper zullen zijn. Het HWBP zal deze bouwsteen niet subsidiabel achten.
Een mogelijke meekoppelkans die mogelijk wel interessant is, is het combineren van de dijkversterking met groot onderhoud aan de havendam. Het waterschap dient een keuze te maken of dit interessant is en zo ja dient de scope van dit onderhoud te worden bepaald. De scope kan worden bepaald door de huidige bekleding van de havendam te inspecteren en een schatting te maken van de restlevensduur.

Op deze manier kan een gedegen keuze gemaakt worden over de eventuele versterking/renovatie van de westelijke havendam.