

Nadere Veiligheidsanalyse Ketelmeerdijk-Vossemeerdijk

**Hoofdrapport
Waterschap Zuiderzeeland**

5 maart 2025 - Internal



Contactpersoon



**DIEDERIK VAN
HOGENDORP**
Projectmanager Waterveiligheid

M +31 6 1877 6871

E diederik.vanhogendorp@arcadis.com

Arcadis Nederland B.V.

Postbus 137
8000 AC Zwolle
Nederland

Inhoudsopgave

1	Inleiding	11
1.1	Aanleiding	11
1.1.1	Versterking Ketelmeerdijk – Vossemeerdijk	11
1.1.2	Beschrijving dijktraject	11
1.1.3	Beoordeling op veiligheid	12
1.2	Doel nadere veiligheidsanalyse	13
1.3	Opbouw hoofdrapport	13
2	Resultaten Nadere Veiligheidsanalyse	14
2.1	Nieuwe informatie	14
2.1.1	Geotechnisch onderzoek dijktraject 8-4 Flevoland	14
2.1.2	Hydraulische randvoorwaarden	14
2.1.3	Beheerdersinformatie	16
2.2	Macrostabieliteit binnenwaarts	16
2.2.1	Resultaat Wettelijke Beoordeling Primaire Waterkeringen	16
2.2.2	Resultaat Nadere Veiligheidsanalyse	19
2.2.2.1	Resultaten gevoeligheidsanalyses	19
2.2.2.2	Macrostabieliteit binnenwaarts, waterstand bij norm (WBN) 2080	20
2.2.2.3	Macrostabieliteit binnenwaarts, bij golfoverslag 2080	21
2.2.3	Conclusies	23
2.2.4	Aanbevelingen: HWBP Verkenningfase	24
2.3	Grasbekleding	24
2.3.1	Resultaat Wettelijke Beoordeling Primaire Waterkeringen	25
2.3.1.1	Grasbekleding erosie buitentalud (GEBU)	25
2.3.1.2	Grasbekleding afschuiving buitentalud (GABU)	25
2.3.1.3	Grasbekleding erosie kruin en binnentalud (GEKB)	26
2.3.1.4	Grasbekleding afschuiving binnentalud (GABI)	27
2.3.2	Resultaat Nadere Veiligheidsanalyse	28
2.3.2.1	Grasbekleding erosie buitentalud (GEBU)	28
2.3.2.2	Grasbekleding erosie kruin en binnentalud (GEKB)	30
2.3.2.3	GEBU-GEKB analyse	33

2.3.3	Conclusies: grasbekledingen	35
2.3.4	Aanbevelingen: HWBP Verkenningfase	35
2.4	Steenbekleding	36
2.4.1	Resultaat Wettelijke Beoordeling Primaire Waterkeringen	36
2.4.1.1	Stabiliteit steenzettingen (ZST)	36
2.4.1.2	Teenbestorting (TBS)	37
2.4.2	Resultaat Nadere Veiligheidsanalyse	38
2.4.2.1	Steenzettingen	38
2.4.2.2	Teenbestorting	42
2.5	Asfaltbekleding	44
2.5.1	Resultaat Wettelijke Beoordeling Primaire Waterkeringen	44
2.5.1.1	Golfklappen op asfaltbekleding (AGK)	44
2.5.1.2	Wateroverdruk bij asfaltbekleding (AWO)	45
2.5.2	Resultaat Nadere Veiligheidsanalyse	46
2.5.3	Aanbevelingen: HWBP Verkenningfase	47
2.6	Loswallen	47
2.6.1	Resultaat Wettelijke Beoordeling Primaire Waterkeringen	47
2.6.1.1	Loswal: Elandweg	47
2.6.1.2	Loswal: Kamperhoek	48
2.6.2	Resultaat Nadere Veiligheidsanalyse	48
2.6.2.1	Loswal: Elandweg	48
2.6.2.2	Loswal: Kamperhoek	48
2.6.3	Aanbevelingen: HWBP Verkenningfase	48
2.7	Keerwand Ketelhaven	49
2.7.1	Resultaat Wettelijke Beoordeling Primaire Waterkeringen	49
2.7.1.1	Havendammen	49
2.7.1.2	Keerwand	50
2.7.2	Resultaat Nadere Veiligheidsanalyse	50
2.7.3	Aanbevelingen: HWBP Verkenningfase	50
3	Conclusie Nadere Veiligheidsanalyse	51

Tabellen

Tabel 1-1: Dijknamen en lengtes.	12
Tabel 2-1: Eindoordeel macrostabiliteit binnenwaarts op vakniveau, traject 8-4.	17
Tabel 2-2 Gesommeerde faalkans en categorie macrostabiliteit binnenwaarts bij WBN per dijkvak	20
Tabel 2-3 Gesommeerde faalkans en categorie per dijkvak voor macrostabiliteit binnenwaarts bij overslag	22

Figuren

Figuur 1-1: Overzicht oordeel NVA per faalmechanisme over het gehele traject	9
Figuur 1-1: Ligging dijktraject 8-4 met betreffende dijken.	11
Figuur 1-2: Locatie Ketelmeerdijk-Vossemeerdijk	12
Figuur 2-1: HR-locaties Ketelmeerdijk (dijktraject 8-4)	15
Figuur 2-2: HR-locaties Vossemeerdijk (dijktraject 8-4)	15
Figuur 2-3 Schets macrostabiliteit binnenwaarts STBI	16
Figuur 2-4: Vakindeling STBI LBO-1 (bron: Logboek STBI voor traject 8-4 macrostabiliteit binnenwaarts)	17
Figuur 2-5: Vakoorden macrostabiliteit binnenwaarts, dijktraject 8-4 (LBO-1)	18
Figuur 2-6: LBO-1 Veiligheidsoordeel per vak voor macrostabiliteit binnenwaarts	18
Figuur 2-7 Oordeel macrostabiliteit binnenwaarts bij WBN per dijkvak dijktraject 8-4	21
Figuur 2-8 Veiligheidsoordeel per dijkvak voor macrostabiliteit binnenwaarts bij WBN	21
Figuur 2-9 Oordeel macrostabiliteit binnenwaarts bij overslag per dijkvak dijktraject 8-4	22
Figuur 2-10 Veiligheidsoordeel per dijkvak voor macrostabiliteit binnenwaarts bij overslag	23
Figuur 2-11 Resultaat macrostabiliteit binnenwaarts bij WBN ($STBI_{WBN}$) per dijkvak	24
Figuur 2-12: Oordeel toetsspoor grasbekleding erosie buitentalud (GEBU)	25
Figuur 2-13: Oordeel toetsspoor grasbekleding afschuiving buitentalud (GABU)	26
Figuur 2-14: Oordeel toetsspoor grasbekleding erosie kruin en buitentalud (GEKB).	27
Figuur 2-15: Oordeel toetsspoor grasbekleding afschuiving binnentalud (GABI).	28
Figuur 2-16: GEBU-faalkans per vak inclusief vergelijking tussen FORM en Directional Sampling	29
Figuur 2-17: Vergelijking GEBU veiligheids categorie oordeel NVA en LBO1	30
Figuur 2-18 Resultaten faalkansen GEKB.	31
Figuur 2-19: Benodigde kruinhoogte.	32
Figuur 2-20 Kruinhoogtetekort.	32
Figuur 2-21: Overzicht dijktraject 8-4 met dominante golfvalshoek.	33
Figuur 2-22: Profiel ZBC-15.0	34
Figuur 2-23 GEBU-GEKB tool optimalisatie kruinhoogte Profiel 15.0.	34
Figuur 2-24: Oordeel toetsspoor stabiliteit steenzetting (ZST) exclusief teenbestorting (TBS)	36
Figuur 2-25: Oordeel toetsspoor teenbestorting (TBS) exclusief stabiliteit steenzetting (ZST).	37
Figuur 2-26: Oordeel toetsspoor stabiliteit steenzetting (ZST) inclusief teenbestorting (TBS)	38
Figuur 2-27: Glooiingskaart resultaten Steentoets bij terugkeertijd 10.000 jaar, zichtjaar 2050.	39
Figuur 2-28: Glooiingskaart resultaten Steentoets bij terugkeertijd 10.000 jaar, zichtjaar 2080.	40
Figuur 2-29: Glooiingskaart resultaten Steentoets LBO-1 bij terugkeertijd 10.000 jaar.	40
Figuur 2-30: Minimaal benodigde Dn50 voor beide klimaatscenario's van maximale situatie. Zichtjaar 2050=rood, 2080=groen.	42
Figuur 2-31: Resultaten Dn50 benodigd LBO-1 bij terugkeertijd 30.000 jaar.	43
Figuur 2-32: Minimaal benodigde Dn50 voor beide klimaatscenario's van maximale situatie. Zichtjaar 2050=rood, 2080=groen.	43
Figuur 2-33: Oordeel toetsspoor golfklappen op asfaltbekleding (AGK)	45

Figuur 2-34: Oordeel toetsspoor wateroverdruk bij asfaltbekleding (AWO)	46
Figuur 2-35: Ligging van de asfaltbekleding en de golfklapzone over het traject	47
Figuur 2-36: Ligging aanwezige havendammen Ketelhaven.	49
Figuur 3-1: Overzicht oordeel NVA per faalmechanisme over het gehele traject	52

Colofon	53
----------------	-----------

Documentenlijst

- [D 1] Wettelijke Beoordeling Primaire Waterkering Dijktraject 8-4, Definitief Oordeel, April 2021, Waterschap Zuiderzeeland
- [D 2] Notitie macrostabiliteit binnenwaarts, Nadere Veiligheidsanalyse Ketelmeerdijk-Vossemeerdijk, Februari 2025, Arcadis
- [D 3] Notitie steenbekledingen, Nadere Veiligheidsanalyse Ketelmeerdijk-Vossemeerdijk, Februari 2025, Arcadis
- [D 4] Notitie teenbestorting, Nadere Veiligheidsanalyse Ketelmeerdijk-Vossemeerdijk, Februari 2025, Arcadis
- [D 5] Notitie grasbekleding, Nadere Veiligheidsanalyse Ketelmeerdijk-Vossemeerdijk, Februari 2025, Arcadis
- [D 6] Notitie havendammen, loswallen en keermuur, Nadere Veiligheidsanalyse Ketelmeerdijk-Vossemeerdijk, Februari 2025, Arcadis
- [D 7] Geotechnisch onderzoek dijktraject 8-4 Flevoland, 21 augustus 2024, opdracht nummer: 24SP1462, SOCOTEC Geotechnics BV
- [D 8] Uitgangspunten Hydraulische Belasting Ketelmeerdijk-Vossemeerdijk, juli 2024, PR5206.10, HKV

Samenvatting Nadere Veiligheidsanalyse

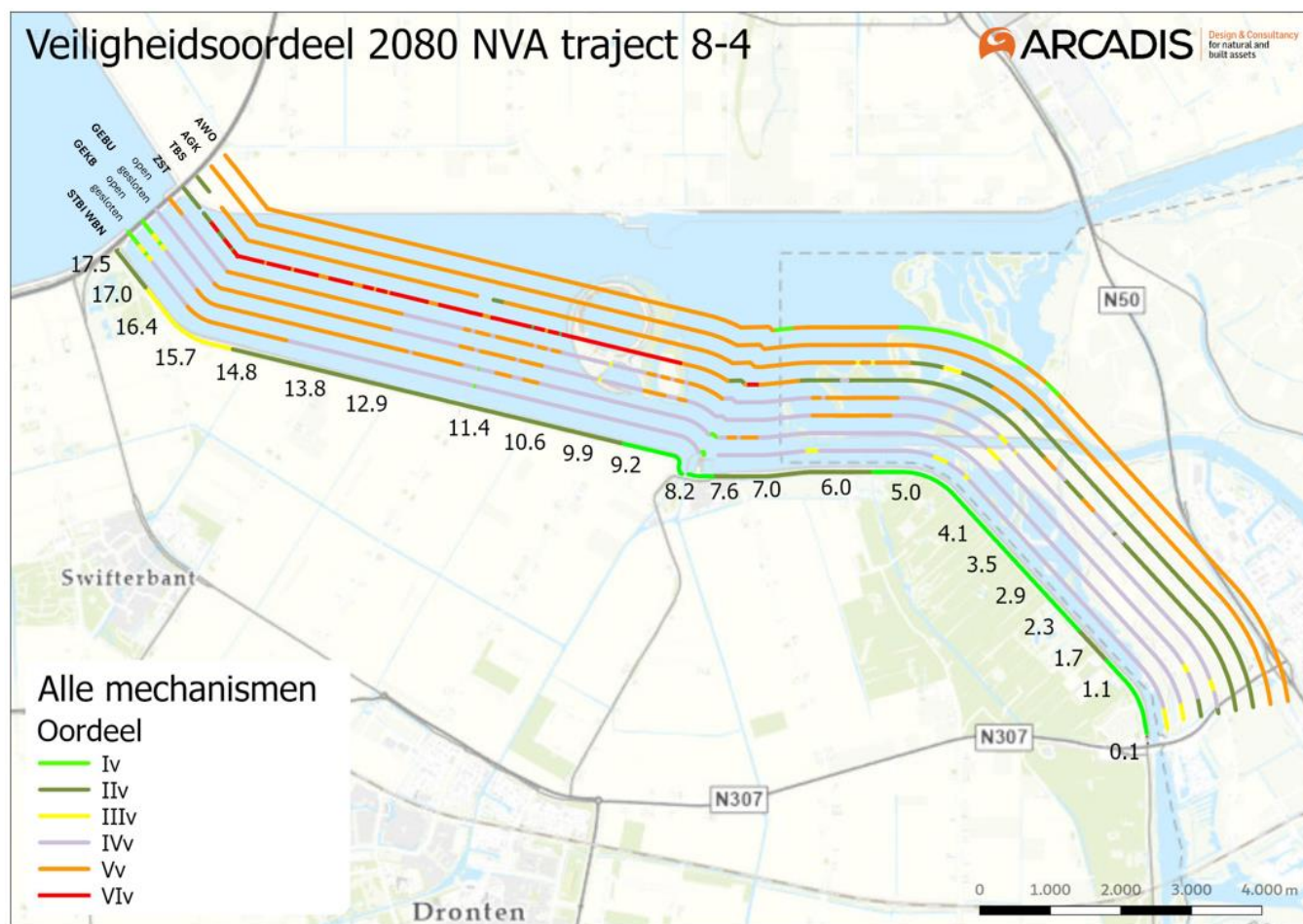
Het hoofdrapport presenteert de resultaten van de nadere veiligheidsanalyse van dijktraject 8-4 (Ketelmeerdijk-Vossemeerdijk). In 2021 werd dit traject door Waterschap Zuiderzeeland afgekeurd op waterveiligheid, met een veiligheidsoordeel in categorie D [D 1]. De overstromingskans bleek veel groter dan toegestaan. Samen met het HWBP is aanvullend onderzoek uitgevoerd om een stabielere scope vast te stellen. Dit omvatte grond- en laboratoriumonderzoek en het afleiden van hydraulische randvoorwaarden voor 2050 en 2080, inclusief een stijging van het IJsselmeerpeil van 30 cm.

Bij deze analyse is gebruikgemaakt van nieuwe informatie, recente rekentechnieken en het vigerende instrumentarium. De analyse richtte zich op macrostabiliteit, bekledingen (gras, steen en asfalt), teenbestorting en waterbouwkundige elementen zoals de loswallen Kamperhoek en Elandweg en de keermuur in Ketelhaven. De belangrijkste conclusies en aanbevelingen zijn als volgt:

- Verbeteringen ten opzichte van eerdere beoordelingen (LBO-1):
 - Geen versterkingsopgave meer voor macrostabiliteit binnenwaarts.
 - Nauwkeurigere benadering van waterstands- en golfbelastingen dankzij gedetailleerdere hydraulische randvoorwaarden en nieuwe rekentechnieken.
- Huidige veiligheidsopgaven:
 - **Graserosie (GEBU/GEKB):**
 - Dijkhoogtetekort voor 2080 bij de Ketelmeerdijk en Vossemeerdijk.
 - Grote afstand tot de norm voor graserosie buitentalud.
 - Potentie om met de GEBU-GEKB tool faalkansruimte te benutten en het dijkhoogtetekort te reduceren.
 - **Steenzettingen:**
 - Versterkingsopgave afhankelijk van locatie, belastingcategorie en zichtjaar. De opgave betreft vooral de natuursteen basalt en bovenliggende basaltzuilen op de Ketelmeerdijk en het westelijk deel van de Vossemeerdijk.
 - **Teenbestorting:**
 - Versterkingsopgave afhankelijk van locatie, belastingcategorie en zichtjaar. De opgave betreft de vooral de Ketelmeerdijk en het westelijk deel van de Vossemeerdijk.
 - **Asfaltbekledingen:**
 - Het huidige asfalt voldoet niet aan de eisen van waterbouwasfalt; vervanging wordt aanbevolen bij integrale versterkingen. Voor de Vossemeerdijk wordt aanbevolen om schadebeelden aan het asfalt te monitoren en het asfalt pas te vervangen bij einde levensduur.
 - **Waterbouwkundige elementen:**
 - De loswal Kamperhoek en Elandweg voldoen niet en worden geadviseerd als NWO-objecten te beschouwen.
 - De glazen keermuur in Ketelhaven voldoet niet aan de veiligheidsnorm; versterking van de havendammen wordt aanbevolen.

De analyse concludeert dat de scope stabiel is geworden door betere inzichten en data, maar dat er nog steeds aanzienlijke veiligheidsopgaven zijn, met name voor gras- en steenbekledingen, asfalt en enkele waterbouwkundige elementen. Verdere technische onderbouwing is opgenomen in achtergrondrapporten.

Figuur 1-1 is het samenvattend overzicht van de resultaten van de nadere veiligheidsanalyse.



Figuur 1-1: Overzicht oordeel NVA per faalmechanisme over het gehele traject bij zichtjaar 2080

Leeswijzer

De voorliggende rapportage gaat in op de resultaten van de nadere veiligheidsanalyse Ketelmeerdijk-Vossemeerdijk. Hoofdstuk 1 is de inleiding. Hierin is de aanleiding van deze nadere veiligheidsanalyse weergegeven. Namelijk, het dijktraject voldoet op verschillende faalmechanismen niet aan de signaleringswaarde en/of de ondergrens.

Het Waterschap heeft naar aanleiding van dit beoordelingsresultaat het traject aangemeld bij het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP). Het HWBP en het Waterschap hebben bij de ingangstoets een aantal vervolgstappen gedefinieerd, bijvoorbeeld aanvullende conditionerende onderzoeken en analyses, om te komen tot een stabielere scope. De voorliggende nadere veiligheidsanalyse is een van die stappen.

Om te komen tot een stabielere scope is nieuwe informatie ingewonnen. Deze nieuwe informatie is nader toegelicht in §2.1. Dit bestaat uit onder andere uit nieuw grondonderzoek en laboratoriumproeven voor het bepalen van de sterkte van de ondergrond. Ook is een nieuwe hydraulisch randvoorwaarden database opgesteld met een grotere dichtheid aan uitvoerlocaties.

In het vervolg van hoofdstuk 2 wordt telkens één van de faalmechanismen uitgewerkt. Elke paragraaf bestaat uit een aantal subparagrafen, namelijk:

- Resultaat Wettelijke Beoordeling Primaire Waterkeringen
- Resultaat Nadere Veiligheidsanalyse
- Conclusies
- Aanbevelingen: HWBP-Verkenningfase

De belangrijkste conclusies van de nadere veiligheidsanalyse zijn opgenomen in hoofdstuk 3.

Detailniveau hoofdrapport nadere veiligheidsanalyse Ketelmeerdijk-Vossemeerdijk

Dit hoofdrapport geeft de resultaten van de nadere veiligheidsanalyse op hoofdlijnen. Voor elk van de faalmechanismen is een uitgebreider en meer technisch achtergrondrapport opgesteld. In deze rapporteren zijn algemene en technische uitgangspunten opgenomen, is uitgebreid stilgestaan bij de rekenresultaten en zijn waar nodig gevoeligheidsanalyses uitgevoerd om de stabiliteit van het resultaat te onderbouwen. Voor de meer technisch onderlegde lezer wordt verwezen naar deze achtergrondrapportages.

1 Inleiding

1.1 Aanleiding

1.1.1 Versterking Ketelmeerdijk – Vossemeerdijk

Waterschap Zuiderzeeland staat voor een grote uitdaging: de dijkversterking van normtraject 8-4. Dit dijktraject bestaat uit 3 dijken, de Ketelmeerdijk, de Vossemeerdijk en de Drontermeerdijk. De Drontermeerdijk is al versterkt en valt buiten de scope. Het project wordt Versterking Ketelmeerdijk - Vossemeerdijk genoemd.

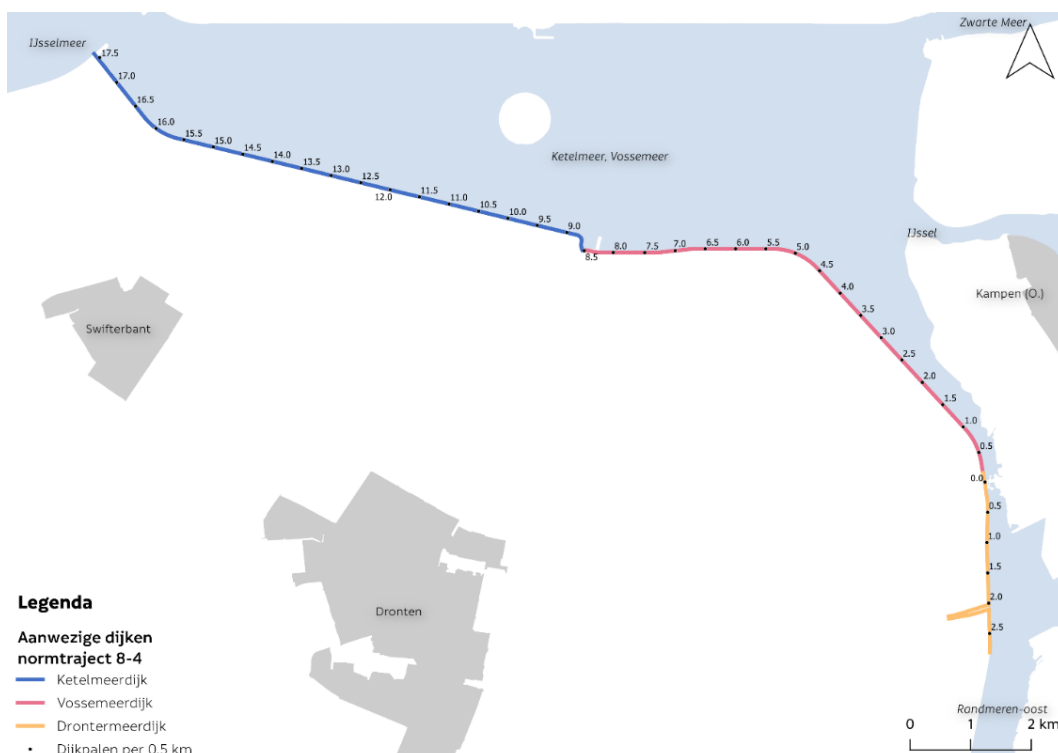
In 2017 is er een nieuwe waterveiligheidsnorm van kracht geworden in Nederland en daarmee ook voor de waterkeringen van Flevoland. De normering is nu expliciet gebaseerd op de mogelijke gevolgen van een overstroming achter de dijk. De normeenheid is veranderd in de overstromingskans, die geldt voor dijk- (en duin-) trajecten en kunstwerken. Deze norm is met het oog op klimaatverandering, de hogere individuele bescherming van inwoners en de toegenomen economische waarde achter de dijken, strenger dan de eerdere norm.

Zuiderzeeland heeft 251 kilometer dijk waarvan een groot deel (gedeeltelijk) afgekeurd is volgens de nieuwe norm. Alle dijken moeten in 2050 weer aan de nieuwe norm voldoen. Daarom is er een interne programmering voor de versterkingsprojecten opgesteld. Versterking Ketelmeerdijk – Vossemeerdijk is hoog geprioriteerd vanwege de forse opgave. Om alle projecten van Zuiderzeeland voor 2050 te kunnen afronden is het nodig om nu te starten met dit nieuwe dijkversterkingsproject.

Daarnaast zijn er in het gebied op en rond het Ketelmeer veel ontwikkelingen gaande. Hierdoor ontstaat er een gebiedsproces of zijn er op zijn minst veel raakvlakken. Om regie te houden op de eigen dijkversterking en om gezamenlijk met de overige ontwikkelingen kansen te kunnen verzilveren, is het noodzakelijk om op korte termijn te starten met het project.

1.1.2 Beschrijving dijktraject

Figuur 1-1 toont de ligging van dijktraject 8-4 met de Ketelmeerdijk, de Vossemeerdijk en de Drontermeerdijk.



Figuur 1-1: Ligging dijktraject 8-4 met betreffende dijken.

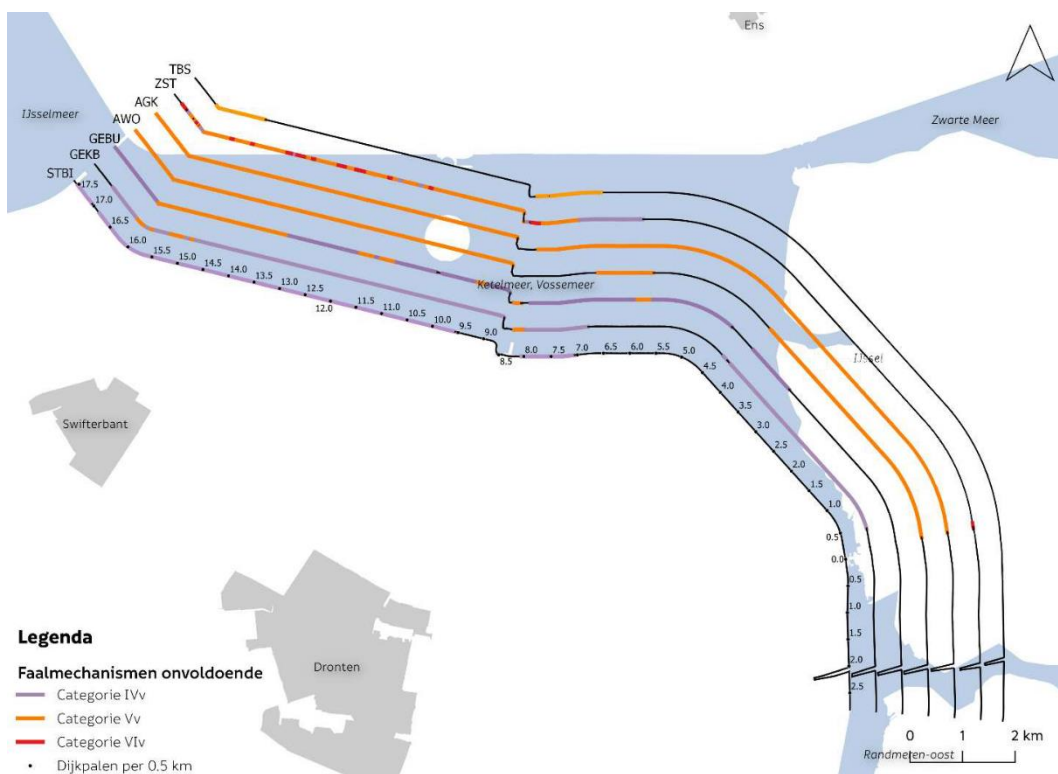
Dijktraject 8-4 keert het buitenwater van het Reevemeer, Vossemeer en Ketelmeer. Dijktraject 8-4 strekt zich uit van de Ketelbrug (Ketelmeerdijk km 17,5) bij Swifterbant in het westen tot aan de Reevedam (Drontermeerdijk km 2,81) bij Dronten. Het dijktraject omvat de Drontermeerdijk, Vossemeerdijk en Ketelmeerdijk en is ruim 20 km lang. Het dijktraject sluit in het westen aan op dijktraject 8-3 en in het zuiden op dijktraject 8-5.

Tabel 1-1: Dijknamen en lengtes.

Dijknaam	Van km	Tot km	Lengte (km)
Drontermeerdijk	2,81	0	2,8
Vossemeerdijk	0	8,5	8,5
Ketelmeerdijk	8,5	17,6	9,1

1.1.3 Beoordeling op veiligheid

In 2021 is dijktraject 8-4 (Ketelmeerdijk – Vossemeerdijk - Drontermeerdijk) door Waterschap Zuiderzeeland beoordeeld op de waterveiligheidsnorm [D 1]. De Ketelmeerdijk en de Vossemeerdijk zijn over de volledige lengte afgekeurd. Het veiligheidsoordeel van dijktraject 8-4 is categorie D. De overstromingskans van het dijktraject is veel groter dan de signaleringswaarde en de ondergrens.



Figuur 1-2: Locatie Ketelmeerdijk-Vossemeerdijk

Voor de Vossemeerdijk en Ketelmeerdijk geldt dat de afstand tot de norm het grootste is voor de harde bekledingen op het buitentalud (steenzetting, teenbestorting en asfalt). Voor deze faalmechanismen zien we dat relatief veel vakken (ruim) niet voldoen aan de ondergrens (categorie Vv en VIv), met name op locaties met een hoge golfbelastingen. In mindere mate voldoen de faalmechanismen grasbekleding, erosie, kruin en binnentalud (GEKB) en graserosie, kruin en buitentalud (GEBU) niet aan de ondergrens. Voor macrostabiliteit binnenwaarts (STBI) geldt dat mogelijk aan de ondergrens en/of de signaleringswaarde wordt voldaan (categorie IVv).

Tot slot voldoet de keerwand Ketelhaven niet aan de ondergrens. De overige faalmechanismen (incl. kunstwerken) voldoen aan de signaleringswaarde en/of de ondergrens.

1.2 Doel nadere veiligheidsanalyse

De scope van de versterking naar aanleiding van de beoordeling, is nog niet scherp en stabiel genoeg. Er heeft een ingangstoets plaats gevonden voor dijktraject 8-4 en daaruit blijkt dat nog een nadere veiligheidsanalyse nodig is. Doel van de nadere veiligheidsanalyse is om een **stabielere scope** in opgave (faalmechanismen) en lengte te bepalen bij de randvoorwaarden die gelden voor 2050 en 2080 ten opzichte van de veiligheidsbeoordeling op zichtjaar 2033. Voor het bepalen van een stabielere scope is het van belang om:

- te kijken de juiste zichtjaren. Daarom hebben we in de nadere veiligheidsanalyse gekeken naar zichtjaren 2050 en 2080 inclusief meerpeilstijging. Dit is anders dan het zichtjaar bij de landelijke beoordeling primaire waterkering: 2033.
- te beschikken over de daadwerkelijke grondopbouw en bijbehorende sterkteparameters. Daarom is er grond- en laboratoriumonderzoek uitgevoerd. De resultaten van dit onderzoek dienen als input voor het vaststellen van scope voor bijvoorbeeld macrostabiliteit binnenwaarts.
- te beschikken over realistische hydraulische randvoorwaarden voor de zichtjaren 2050 en 2080 (inclusief meerpeilstijging). Daarom is er voor dit dijktraject een aangepaste hydraulische randvoorwaarden database opgesteld.
- uit te gaan van de volledige dijk geometrie inclusief elementen in het voorland, bijvoorbeeld loswallen en havendammen. Deze elementen kunnen invloed hebben op de daadwerkelijke belasting van hogere gelegen steen-, asfalt- en grasbekledingen. Daarom is in de nadere veiligheidsanalyse gekeken naar de aanwezige elementen en sterkte die daaraan ontleed mag worden.
- de actuele sterkte van de aanwezige grasbekleding vast te stellen. Daarom is er gekeken naar het huidige beheer en onderhoud van de waterkering en of het zinvol is om met aangepast beheer en onderhoud, van bijvoorbeeld de grasbekleding, in korte tijd een grotere sterkte van de waterkering te realiseren¹.

Met bovengenoemde punten kan een meer realistische scope bepaald worden. Het dient duidelijk te worden of de lengte van het afgekeurde traject verandert bij de randvoorwaarden 2080, ten opzichte van de beoordeling op zichtjaar 2033.

1.3 Opbouw hoofdrapport

Dit hoofdrapport neemt de resultaten van de nadere veiligheidsanalyse in beschouwing. Voor elk faalmechanisme is een achtergrondrapportage beschikbaar. In de achtergrondrapportages staan de belangrijkste algemene en faalmechanisme specifieke uitgangspunten, vakindeling en resultaten beschreven inclusief gevoeligheidsanalyses.

Dit rapport heeft als doel om een breed publiek te informeren over:

1. of er een versterkingsopgave is voor dijktraject 8-4, zo ja
2. welke versterkingsopgave er is voor zichtjaar 2050, en
3. welke versterkingsopgave er is voor zichtjaar 2080.

De nadere veiligheidsanalyse is uitgevoerd met al bestaande en nieuwe informatiebronnen. Nieuw zijn bijvoorbeeld de hydraulische randvoorwaarden, speciaal voor dit dijktraject en deze veiligheidsanalyse en het aanvullende grond- en laboratoriumonderzoek. Bestaande informatie is bijvoorbeeld de actuele ligging en opbouw van de waterkering.

Het rapport wordt afgesloten met de belangrijkste conclusies en aanbevelingen voor een vervolg.

¹ In gesprek met WZZL is geconcludeerd dat volledige gesloten zoden over het gehele dijktraject niet te realiseren is. In de veiligheidsanalyse is gekeken naar het effect op het veiligheidsoordeel bij open en gesloten zoden.

2 Resultaten Nadere Veiligheidsanalyse

2.1 Nieuwe informatie

Het Waterschap heeft een aantal onderzoeken laten uitvoeren. Deze onderzoeken hebben als doel om vast te stellen of en zo ja welke versterkingsopgave er is voor het zichtjaar 2050 en 2080 (inclusief meerpeilstijging). Deze nieuwe informatie is gebruikt bij de nadere veiligheidsanalyse.

2.1.1 Geotechnisch onderzoek dijktraject 8-4 Flevoland

SOCOTEC Geotechnics B.V. heeft grond- en laboratoriumonderzoek uitgevoerd [D 7]. Dit onderzoek is gerapporteerd en opgeleverd inclusief alle digitale databestanden. Deze informatie is gebruikt bij het vaststellen van de geotechnische sterkteparameters, onder andere voor de beschouwing van macrostabiliteit binnenwaarts.

2.1.2 Hydraulische randvoorwaarden

Bij de versterking van de Vossemeerdijk en Ketelmeerdijk in 2001 zijn hydraulische randvoorwaarden aangeleverd door Rijkswaterstaat. Voor gras- en steenbekledingen die belast worden door golfklappen zijn deze afgeleid met behulp van Hydra-Q met een minimale overschrijdingskans van 1/4.000 per jaar. Bij het vaststellen van deze hydraulische belastingen zijn een waterstandtoeslag en bui-oscillaties niet meegenomen, maar wel 10 cm meerpeilstijging. De hydraulische randvoorwaarden voor grasbekleding belast met golfoploop behorend bij een overslagdebiet van 1 l/m/s bij een overschrijdingsfrequentie van 1/4.000 per jaar zijn vastgesteld met Hydra-M, ook hierbij is een meerpeilstijging van 10 cm gehanteerd.

Hydraulische randvoorwaarden 2001 - onjuist

De hydraulische randvoorwaarden die voor de bekledingssporen gehanteerd zijn bij de versterking van 2001, de beoordeling LBO-1 en deze voorliggende nadere veiligheidsanalyse zijn grondig geanalyseerd. Op 18 december hebben Waterschap Zuiderzeeland, Arcadis en het Adviesteam Dijkontwerp stilgestaan bij de tot op dat moment beschikbare resultaten uit de nadere veiligheidsanalyse. De verschillen tussen de HR van 2001, LBO-1 en de Nadere Veiligheidsanalyse waren punt van discussie. Dhr. R. Vos, van het Adviesteam Dijkontwerp, heeft bevestigd dat:

- de door HKV gehanteerde uitgangspunten bij het genereren van de hydraulische randvoorwaarden database, specifiek voor HWBP project Ketelmeerdijk-Vossemeerdijk, juist zijn.
- de hydraulische randvoorwaarden, gegenereerd door Rijkswaterstaat, bij de dijkversterking van 2001 voor gras- en steenbekleding zeer waarschijnlijk onjuist zijn. Dit onderschrijft ook waarom nu, 20 jaar na aanleg, de steenbekleding niet meer voldoet.

Voor de landelijke beoordeling (LBO-1) zijn hydraulische randvoorwaarden databases beschikbaar gesteld per dijktraject. Dit zijn voorgeschreven databases om de beoordeling op de overstromingskans uit te voeren. Voor dijktraject 8-4 was dit voor LBO-1: WBI2017_IJsselmeer_8-4_v02. Deze database heeft een relatief kleine dichtheid qua uitvoerlocaties: 19 uitvoerlocaties met een onderlinge afstand variërend van 500 m tot 1.200 m.

Naar aanleiding van de beoordelingsresultaten van LBO-1 heeft het Waterschap HKV gevraagd om een hydraulische randvoorwaarden database te genereren voor het zichtjaar 2050 en 2080 inclusief 30 cm IJsselmeer meerpeilstijging. De uitgangspunten die HKV daarbij gehanteerd heeft zijn vastgelegd en gerapporteerd [D 8]. Het aantal uitvoerlocaties is uitgebreid (119) met een onderlinge afstand van +/- 150 m. De naam van de database is: HWBP_Ketelmeerdijk_Vossemeerdijk.

Figuur 2-1 en Figuur 2-2 tonen de HR-locaties voor de Ketelmeerdijk en de Vossemeerdijk. Wat direct opvalt is de grotere dichtheid aan uitvoerlocaties met de nieuwe database (groene punten) ten opzichte van de WBI-database (bruine punten). Het voordeel van een grotere dichtheid aan uitvoerlocaties is dat het voor de gebruiker mogelijk is dijkprofielen te koppelen aan nabijgelegen uitvoerlocaties. Dit resulteert in een betere representatie van de hydraulische belastingen ter plaatse van het dijkprofiel.



Figuur 2-1: HR-locaties Ketelmeerdijk (dijktraject 8-4)



Figuur 2-2: HR-locaties Vossemeerdijk (dijktraject 8-4)

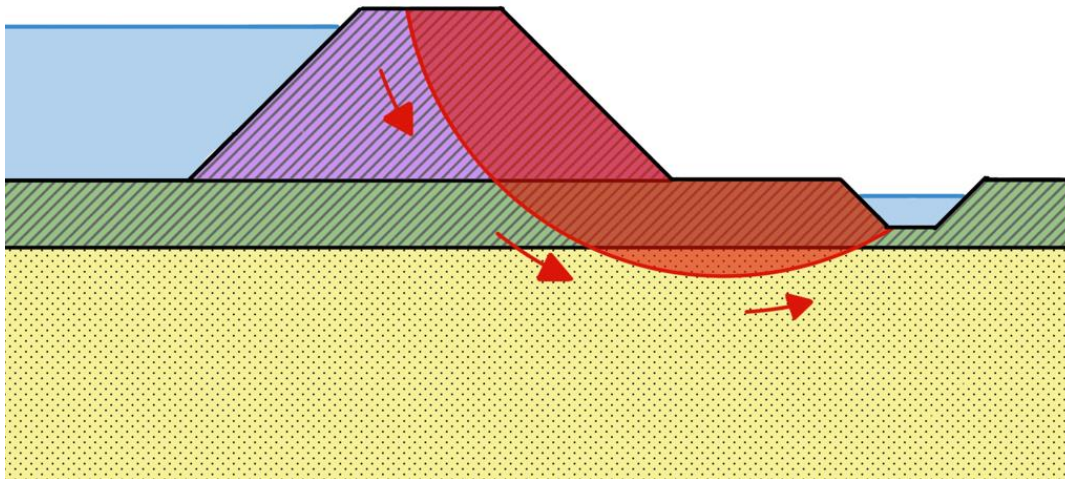
2.1.3 Beheerdersinformatie

Gedurende de Nadere Veiligheidsanalyse is er meerdere keren contact geweest tussen het Waterschap en Arcadis. Dit heeft inzicht opgeleverd de kwaliteit van de bekleding op basis van de ervaringen van beheerders en aanvullende beschikbare digitale informatiebronnen.

Deze informatie is gebruikt als input en bij de interpretatie en verantwoording van de resultaten.

2.2 Macrostabiliteit binnenwaarts

Er is sprake van macro instabiliteit als grote delen van een grondmassief afschuiven langs recht of gebogen diepe schuifvlakken (zie Figuur 2-3). De oorzaak van het afschuiven is het verlies van het evenwicht van een grondmassa. Dit evenwicht bestaat uit een aandrijvend moment (gewicht van de dijk) en een tegenwerkend moment (wrijving langs het schuifvlak).



Figuur 2-3 Schets macrostabiliteit binnenwaarts STBI

Als door toename van waterspanningen in de dijk de capaciteit om schuifspanningen op te nemen kleiner wordt, kan het evenwicht van de dijk verloren gaan. De toename van de waterspanningen in de dijk kunnen ontstaan door een hoge buitenwaterstand, hevige neerslag of deformatie. Verder kan het evenwicht van een dijklichaam worden verstoord door toename van het aandrijvende moment (bijvoorbeeld verkeer op de dijk), of door afname van het tegenwerkend moment, bijvoorbeeld door het afgraven van het achterland voor het aanleggen van een teensloot.

2.2.1 Resultaat Wettelijke Beoordeling Primaire Waterkeringen

In de eerste landelijke beoordelingsronde overstromingskans van primaire waterkeringen (LBO-1) is gekeken naar macrostabiliteit binnenwaarts (STBI). Bij de beoordeling is de volgende dijkvakindeling aangehouden.



Figuur 2-4: Vakindeling STBI LBO-1 (bron: Logboek STBI voor traject 8-4 macrostabiliteit binnenwaarts)

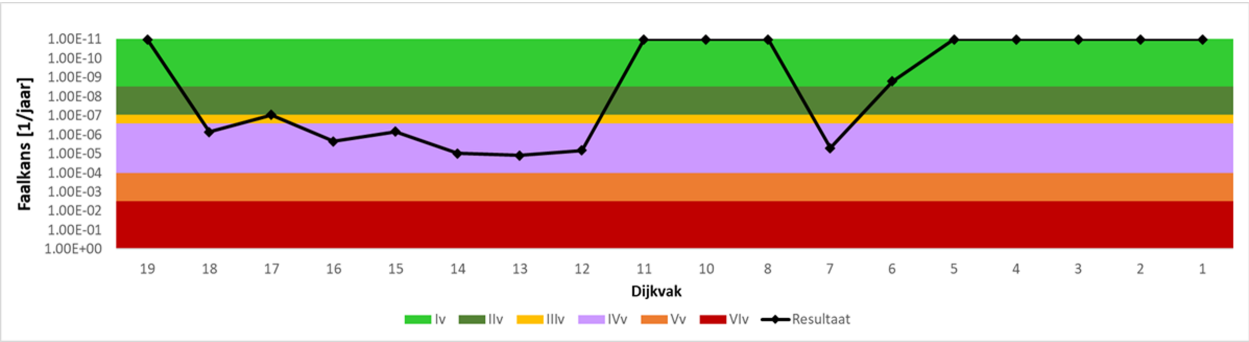
De dijkvakken ten zuiden van de oude Roggebotsluis tot aan de Reevedam zijn in dit rapport niet verder behandeld. Deze dijkvakken zijn in LBO-1 separaat beoordeeld en ook niet gerapporteerd.

De resultaten van LBO-1 op macrostabiliteit binnenwaarts zijn weergegeven in Tabel 2-1, Figuur 2-5 en Figuur 2-6.

Tabel 2-1: Eindoordeel macrostabiliteit binnenwaarts op vakniveau, traject 8-4.

Vak	Eenvoudige toets	Gedetailleerde toets	Toets op Maat	Categorie
1	VB	VB	<1/350.000.000	Iv
2	VB	<1/350.000.000		Iv
3	VB	<1/350.000.000		Iv
4	VB	<1/350.000.000		Iv
5	VB	VB	<1/350.000.000	Iv
6	VB	VB	<1/350.000.000	Iv
7	VB	VB	1/197.527	IVv
8	VB	VB	<1/350.000.000	Iv
9	n.v.t. kunstwerk	VB		n.v.t.
10	VB	VB	<1/350.000.000	Iv
11	VB	VB	<1/350.000.000	Iv
12	VB	VB	1/150.027	IVv
13	VB	VB	1/81.7055	IVv
14	VB	VB	1/103.019	IVv
15	VB	VB	1/1.448.214	IVv

Vak	Eenvoudige toets	Gedetailleerde toets	Toets op Maat	Categorie
16	VB	VB	1/454.123	IVv
17	VB	VB	1/10.787.372	IIIv
18	VB	VB	1/1.382.316	IVv
19	VB	VB	<1/350.000.000	Iv



Figuur 2-5: Vakoorden macrostabiliteit binnenwaarts, dijktraject 8-4 (LBO-1)



Figuur 2-6: LBO-1 Veiligheidsoordeel per vak voor marcostabiliteit binnenwaarts

In LBO-1 is getoetst of het veiligheidsoordeel stabiel is en welk handelingsperspectief geldt de toekomst. Hieruit volgt:

- Voer gevoeligheidsanalyses uit om de gehanteerde defaultwaarden te toetsen op geldigheid voor dijktraject 8-4. Op basis van de resultaten van de gevoeligheidsanalyses kan het oordeel voor STBI mogelijk aangescherpt worden.

- Geconstateerd is in LBO-1 dat de freatische lijn veel invloed heeft op het veiligheidsoordeel per dijkvak. Om die reden is geadviseerd om peilbuizen te plaatsen om de freatische lijn te monitoren. Een verfijning van de freatische lijn kan resultaten in een aanscherping van het veiligheidsoordeel.
- Voorzetten huidige onderhoudsprogramma van de binnendijkse drainage.
- Overwegen om het oordeel in LBO2 te baseren op een probabilistische analyse om de faalkansen beter te kunnen onderbouwen.

2.2.2 Resultaat Nadere Veiligheidsanalyse

In de nadere veiligheidsanalyse is de scope vastgesteld voor macrostabiliteit binnenwaarts. De algemene en geotechnische uitgangspunten, technische uitwerkingen en resultaten zijn vastgelegd in de *Notitie macrostabiliteit binnenwaarts [D 2]*.

In de nadere veiligheidsanalyse is een drietal aspecten voor macrostabiliteit binnenwaarts uitgewerkt:

- Gevoeligheidsanalyse voor een drietal maatgevende rekenlocaties
- Macrostabiliteit binnenwaarts, waterstand bij norm 2080
- Macrostabiliteit binnenwaarts, bij golfoverslag 2080

2.2.2.1 Resultaten gevoeligheidsanalyses

Er zijn bij aanvang van de nadere veiligheidsanalyse een drietal (3) gevoeligheidsanalyses uitgevoerd. Deze analyses hadden als doel om inzicht te krijgen in de bandbreedte van rekenresultaten gegeven een aanpassing in de uitgangspunten en bij verschillende schuifsterkteparameters. Dit laatste is gedaan om inzicht te krijgen in de gevoeligheid van de gehanteerde schuifsterkteparameters uit LBO-1, het naastgelegen dijktraject 8-3 IJsselmeerdijken welke in versterking is en op basis van laboratoriumonderzoeken specifiek voor dijktraject 8-4. De volgende gevoeligheidsanalyses zijn uitgevoerd.

- Met een aangepaste referentielijn (freatisch). In de stabiliteitsanalyses van de beoordeling is verondersteld dat het zandcunet onder het dijklichaam niet doorlatend is. Voor de nadere veiligheidsanalyse is uitgegaan van een doorlatend zandcunet waardoor de referentielijn (freatisch) lager ligt;
- Met een verhoogd freatisch niveau in het dijklichaam;
- Met een aangepast intredepunt van de glijcirkel (constraint) welke direct zorgt voor falen van de waterkering.

De cijfermatige resultaten van de gevoeligheidsanalyses zijn beschreven in [D 2]. Uit de gevoeligheidsanalyses is geconcludeerd dat:

- De schuifsterkteparameters van dijktraject 8-3 zorgen voor de grootste toename in de stabiliteitsfactor.
- De nieuwe schuifsterkteparameters van dijktraject 8-4 die zijn bepaald met behulp van het laboratoriumonderzoek geven een toename in de stabiliteitsfactor ten opzichte van de schuifsterkteparameters uit de beoordeling (LBO-1).
- Van de gevoeligheidsanalyses blijkt dat de verlaging van de referentielijn (gevoeligheidsberekening **a**) maatgevend is ten opzichte van de schematisering. Voor de nadere veiligheidsanalyse is in de stabiliteitsanalyse de referentielijn aangepast en is verondersteld dat het zandcunet onder het dijklichaam doorlatend is.
- Bij een optimalisatie van het intredepunt van de glijcirkel (constraint) is er een toename in de stabiliteitsfactor. Er is gekozen om voor de nadere uitwerking van de stabiliteitsanalyses bij WBN dezelfde intredepunten aan te houden zoals in de beoordeling is gedaan.

Conclusie gevoeligheidsanalyses

Met behulp van het uitgevoerde grond- en laboratoriumonderzoek voor dijktraject 8-4 is extra inzicht verkregen in de geotechnische uitgangspunten en te hanteren sterkteparameters voor de verschillende grondsoorten. Ten opzichte van LBO-1 is in de nadere veiligheidsanalyse de referentielijn aangepast, we veronderstellen dat het zandcunet onder het dijklichaam doorlatend is. De gehanteerde intredepunten bij LBO-1 blijven gehandhaafd.

2.2.2.2 Macrostabiliteit binnenwaarts, waterstand bij norm (WBN) 2080

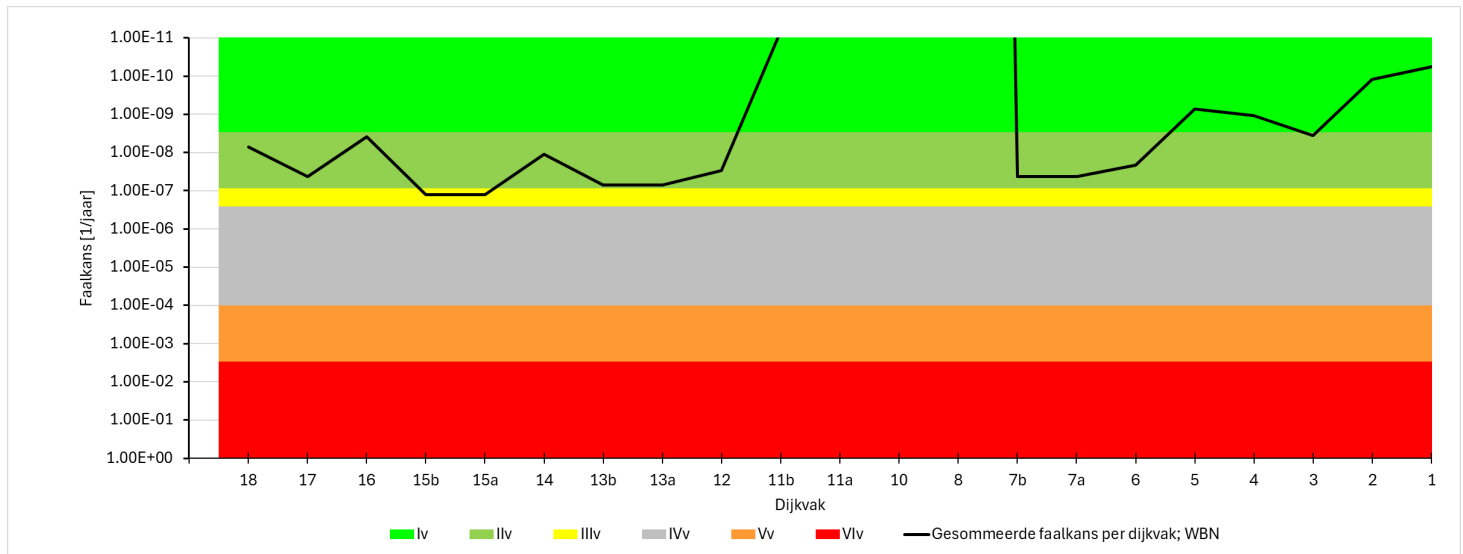
Bij de analyses macrostabiliteit binnenwaarts voor de waterstand bij norm is uitgegaan van de nieuwe schuifsterkteparameters voor dijktraject 8-4. Voor elk dijkvak en de daarbij behorende SOS-ondergrondscenario's is de faalkans bepaald. Vervolgens is de gesommeerde faalkans van een dijkvak bepaald met de volgende formule:

$$\text{kans op voorkomen } SOS_{N1} * \text{berekende faalkans}_{N1} + \text{kans op voorkomen } SOS_{N2} * \text{berekende faalkans}_{N2} + \dots + N3$$

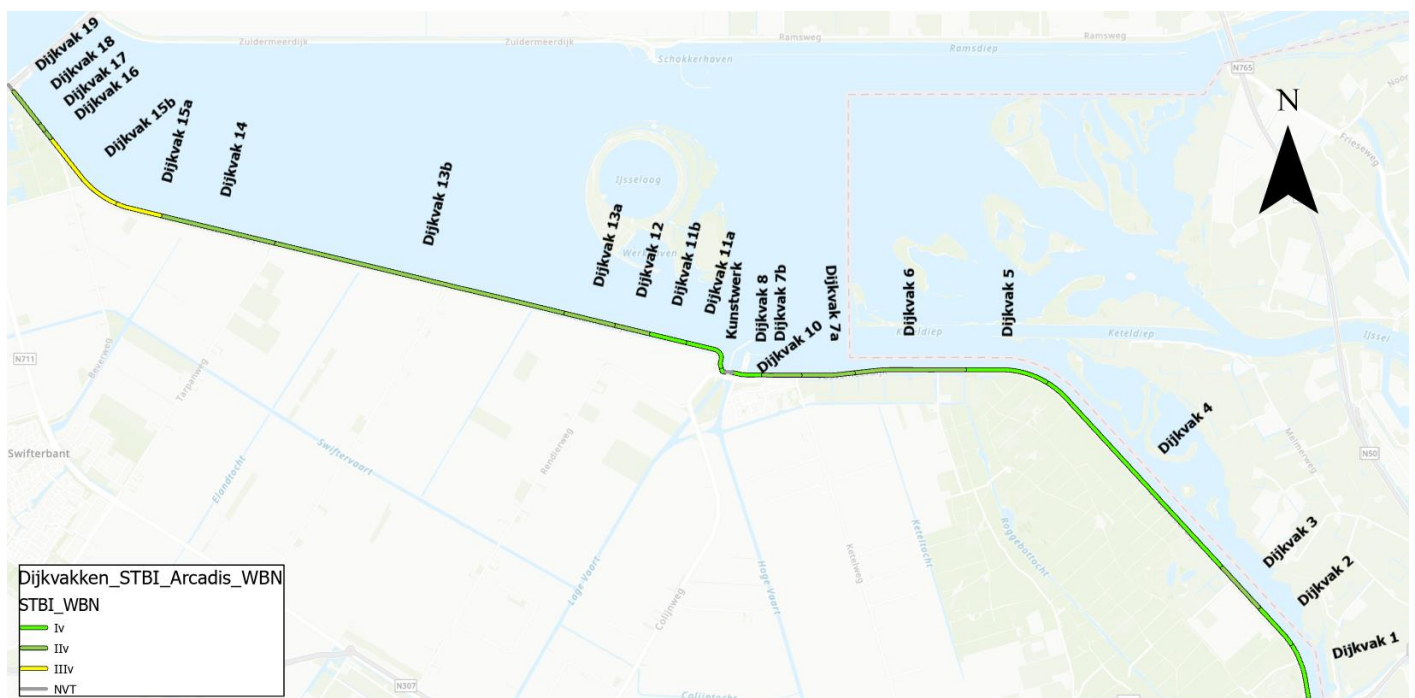
De resultaten van de gesommeerde faalkans per dijkvak voor macrostabiliteit binnenwaarts bij WBN zijn opgenomen in Tabel 2-2 en weergegeven in Figuur 2-7 en Figuur 2-8. Uit de resultaten blijkt dat de gesommeerde faalkans voor macrostabiliteit binnenwaarts bij WBN per dijkvak **voldoet** aan de vereiste faalkans voor macrostabiliteit binnenwaarts van 2,60E-07 (1/3.846.150) en een vereiste stabiliteitsfactor van 1,23.

Tabel 2-2 Gesommeerde faalkans en categorie macrostabiliteit binnenwaarts bij WBN per dijkvak

Dijkvak	DWP	Gesommeerde stabiliteitsfactor	Gesommeerde faalkans	Categorie
1	0.8	1,46	5,763E-11	I _v
2	1.1	1,44	1,237E-10	I _v
3	1.6	1,36	3,562E-09	II _v
4	4.1	1,41	1,074E-09	I _v
5	5.7	1,40	7,363E-10	I _v
6	7.0	1,40	2,165E-08	II _v
7a	7.6	1,24	4,266E-08	II _v
7b	7.6	1,24	4,266E-08	II _v
8	8.1	4,06	2,455E-90	I _v
10	8.6	2,05	5,491E-20	I _v
11a	9.2	1,63	6,840E-12	I _v
11b	9.2	1,63	6,840E-12	I _v
12	9.7	1,33	2,970E-08	II _v
13a	10.5	1,31	7,112E-08	II _v
13b	10.5	1,31	7,112E-08	II _v
14	14.0	1,34	1,110E-08	II _v
15a	15.7	1,30	1,259E-07	III _v
15b	15.7	1,30	1,259E-07	III _v
16	16.8	1,36	3,890E-09	II _v
17	16.9	1,51	4,212E-08	II _v
18	17.4	1,40	7,094E-09	II _v



Figuur 2-7 Oordeel macrostabiliteit binnenwaarts bij WBN per dijkvak dijktraject 8-4



Figuur 2-8 Veiligheidsoordeel per dijkvak voor macrostabiliteit binnenwaarts bij WBN

2.2.2.3 Macrostabiliteit binnenwaarts, bij golfoverslag 2080

In deze paragraaf wordt er nader ingegaan op het resultaat van macrostabiliteit binnenwaarts bij overslag. Voor de stabiliteitsanalyses is uitgegaan van de nieuwe schuifsterkteparameters voor dijktraject 8-4.

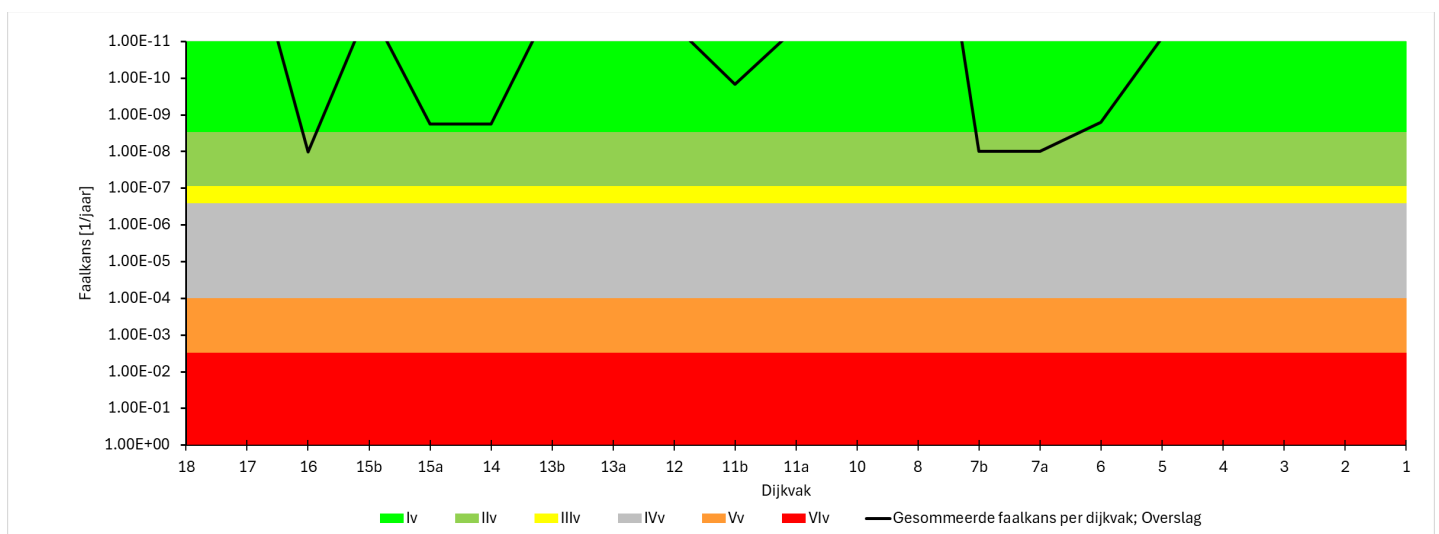
Voor elk dijkvak en de daarbij behorende SOS-ondergrondscenario's is de faalkans bepaald voor macrostabiliteit binnenwaarts bij overslag. Vervolgens is de gesommeerde faalkans van een dijkvak bepaald met de volgende formule:

$$\text{kans op voorkomen } SOS_{N1} * \text{berekende faalkans}_{N1} * \text{kans op overslag}_{N1} + \text{kans op voorkomen } SOS_{N2} * \text{berekende faalkans}_{N2} * \text{kans op overslag}_{N2} + \dots + N3$$

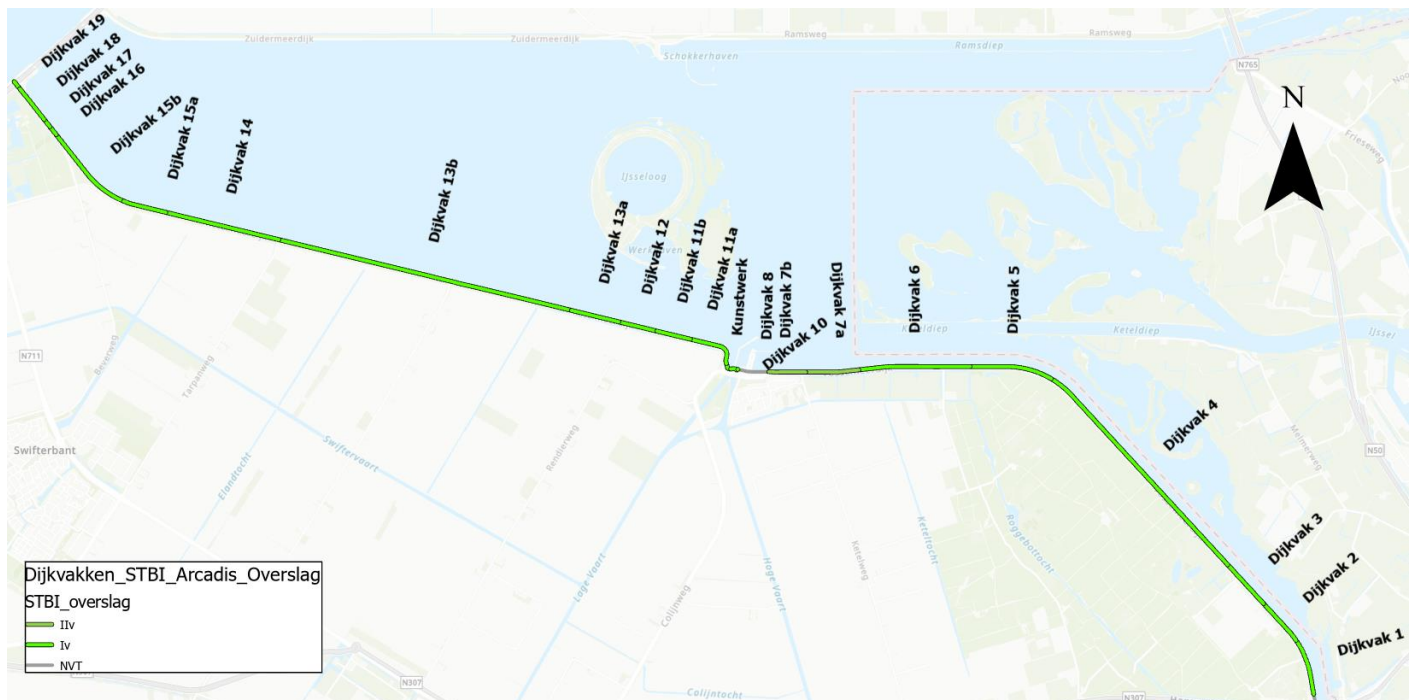
De resultaten van de gesommeerde faalkans per dijkvak voor macrostabiliteit binnenwaarts bij overslag zijn opgenomen in Tabel 2-3 en weergegeven in Figuur 2-9 en Figuur 2-10. Uit de resultaten blijkt dat de gesommeerde faalkans bij overslag per dijkvak **voldoet** aan de vereiste faalkans voor macrostabiliteit binnenwaarts van 2,60E-07 (1/3.846.150) en een vereiste stabiliteitsfactor van 1,23. STBI bij overslag is minder maatgevend dan STBI bij WBN.

Tabel 2-3 Gesommeerde faalkans en categorie per dijkvak voor macrostabiliteit binnenwaarts bij overslag

Dijkvak	DWP	Kans op voorkomen overslag (1 l/m/s)	Gesommeerde faalkans totaal (kans overslag * kans voorkomen SOS * faalkans)	Categorie
1	0.8	1/8.342	9.725E-17	I _v
2	1.1	1/4.403	4.212E-13	I _v
3	1.6	1/4.661	8.995E-13	I _v
4	4.1	1/5.430	8.500E-13	I _v
5	5.7	1/3.547	8.054E-12	I _v
6	7.0	1/2.227	1.560E-09	I _v
7a	7.6	1/649	9.944E-09	II _v
7b	7.6	1/649	9.944E-09	II _v
10	8.6	1/25.820	1.877E-19	I _v
11a	9.2	1/1.360	4.309E-12	I _v
11b	9.2	1/1.360	4.309E-12	I _v
12	9.7	1/1.957	1.446E-10	I _v
13a	10.5	1/2.110	3.575E-12	I _v
13b	10.5	1/2.110	3.575E-12	I _v
14	14.0	1/752	8.700E-13	I _v
15a	15.7	1/449	1.776E-09	I _v
15b	15.7	1/449	1.776E-09	I _v
16	16.8	1/3.370	1.138E-12	I _v
17	16.9	1/2.192	1.023E-08	II _v
18	17.4	1/129.995	8.635E-15	I _v



Figuur 2-9 Oordeel macrostabiliteit binnenwaarts bij overslag per dijkvak dijktraject 8-4



Figuur 2-10 Veiligheidsoordeel per dijkvak voor macrostabiliteit binnenwaarts bij overslag

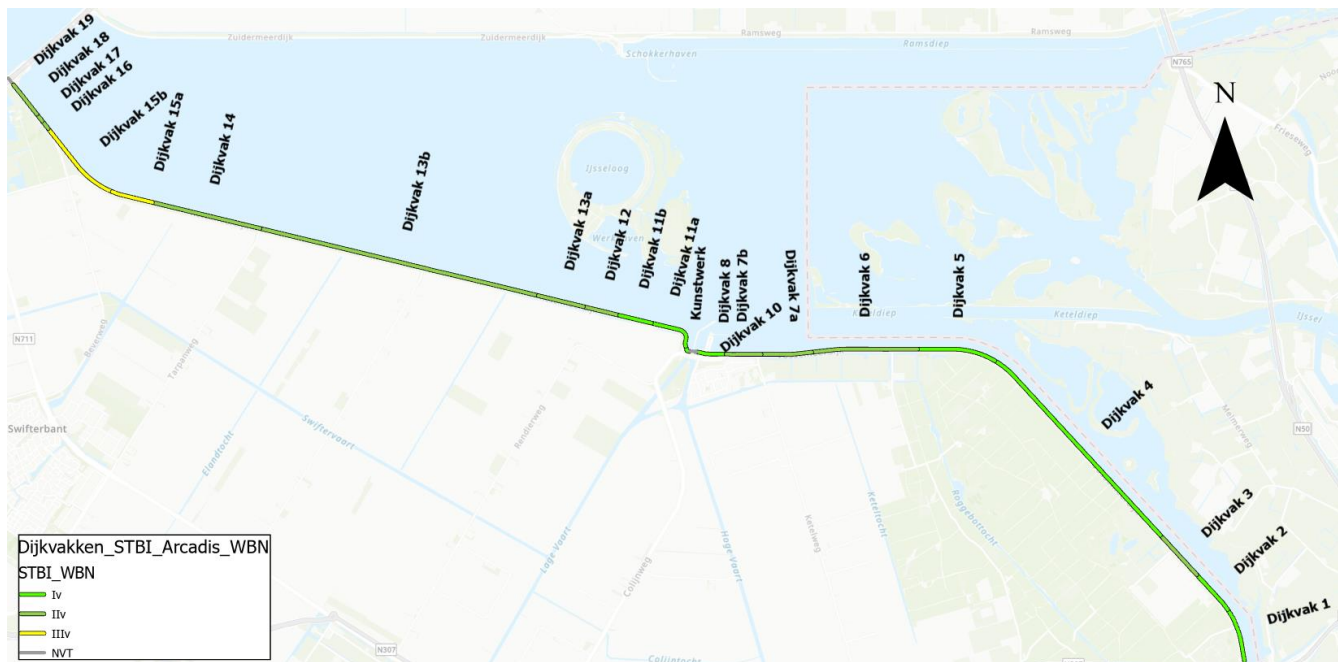
2.2.3 Conclusies

Uit de stabiliteitsanalyses is geconcludeerd dat voor macrostabiliteit binnenwaarts bij WBN alle dijkvakken voldoen aan de ondergrens waarde van de norm. Met uitzondering van twee dijkvakken (15a en 15b) voldoen alle dijkvakken ook aan de signaleringswaarde, zie Figuur 2-11. De berekeningen zijn uitgevoerd met de waterstand die hoort bij zichtjaar 2080. Voor acht dijkvakken geldt dat deze ruim voldoen aan de signaleringswaarde.

Op basis van de uitgevoerde berekeningen blijkt tevens dat macrostabiliteit binnenwaarts bij overslag ook voldoet aan de gestelde signaleringswaarde, een groot deel van de dijkvakken (17 stuks) voldoet ruim aan deze eis. Dit geldt voor zichtjaar 2080.

Het positieve stabiliteitsoordeel wordt mede veroorzaakt door de goed werkende drainage in de binnenteen van de dijk en het uitgevoerde laboratoriumonderzoek. Het laboratoriumonderzoek heeft geleid tot een aanzienlijke aanscherping van de sterkte en daarmee ook tot een verbetering van het veiligheidsoordeel. De afgeleide S-ratio voor de humeuze kleilaag is zeer waarschijnlijk nog conservatief. Dit wordt veroorzaakt door de relatief grote vervorming van de monsters tijdens het op opbouwen van de triaxiaalproeven.

Het recent uitgevoerde grondonderzoek (2024) heeft tot doel gehad om monsters te verzamelen voor het uitvoeren van laboratoriumonderzoek. Het doel van dit onderzoek is niet geweest het karteren van de ondergrond. Hierdoor zijn er nog steeds relatief grote afstanden aanwezig tussen de beschikbare onderzoekspunten. Voor de nadere veiligheidsanalyse van dijktraject 8-4 is daarom uitgegaan van de SOS-ondergrondscenario's zoals in de beoordeling ook zijn gebruikt (Waterschap Zuiderzeeland, 2021). Daar waar uit het (nieuwe) grondonderzoek blijkt dat bepaalde SOS-ondergrondscenario's niet aanwezig zijn en deze een invloed hebben op het veiligheidsoordeel zijn die verwijderd uit de stabiliteitsanalyses om te voorkomen dat deze onterechte het oordeel bepalen. Dit betreft de dijkvakken 7a en 16.



Figuur 2-11 Resultaat macrostabiliteit binnenwaarts bij WBN (STBI_{WBN}) per dijkvak

2.2.4 Aanbevelingen: HWBP Verkenningfase

Op basis van de ontwerpogave voor de Ketelmeerdijk-Vossemeerdijk kan het nodig zijn om bij oplossingsrichtingen macrostabiliteit binnenwaarts aantoonbaar waterveilig te ontwerpen. Als dat nodig is, dan is het aan te bevelen om:

- De dichtheid van het grondonderzoek te vergroten (extra grondonderzoek) zodat er minder onzekerheid is met betrekking tot opbouw van de ondergrond. Door de onderzoeksdichtheid te vergroten kan voor de stabiliteitsanalyses de lokale bodemopbouw worden gebruikt in plaats van gebruik te maken van de SOS-ondergrondscenario's. Dit heeft waarschijnlijk een positief effect op de faalkans en daarmee een gunstig effect op de dimensies van de verbeteringen.
- Extra laboratoriumonderzoek uit te voeren om de schuifsterkteparameters beter vast te stellen voor de volgende grondlagen:
 - Dijksmateriaal zand in verband met geen laboratoriumonderzoek;
 - Klei (toplaag) in verband met beperkt laboratoriumonderzoek (4 triaxiaalproeven, 3 CRS proeven en 8 losse volumegewichten). Door het beperkte labonderzoek zijn voor de klei (toplaag) geen schuifsterkteparameters bepaald maar zijn de default waarden uit de schemateringshandleiding gebruikt;
 - Humeuze kleilaag. Door op deze grondlaag triaxiaalproeven uit te voeren die uitgevoerd zijn bij terreinspanning kan zeer waarschijnlijk een meer realistische en hogere sterkte worden aangetoond.
- Een nieuwe analyse van de stijghoogte in het watervoerende pakket en de hoogte van de freatische lijn in het dijklichaam om het verloop van de freatische lijn in de stabiliteitsanalyses te bevestigen. Daarbij kan gebruik worden gemaakt van de lopende peilbuismetingen.

2.3 Grasbekleding

Grasbekledingen kunnen op de dijk zowel op het buitentalud, op de kruin, als op het binnentalud aanwezig zijn. Afhankelijk van de hoogteligging van de bekleding ten opzichte van de waterstanden die kunnen optreden krijgt de bekleding verschillende belastingen te verwerken. Op het buitentalud, even onder de waterlijn wordt de bekleding belast door golfklappen; op het buitentalud boven de waterlijn is er sprake van golfploop die de bekleding belast. Als de dijk niet al te hoog is, worden kruin en binnentalud belast door golfoverslag. Voor al deze belastingen die leiden tot erosie, geldt dat discontinuïteiten in de bekleding tot lokaal hogere belastingen en dus grotere erosie leiden.

2.3.1 Resultaat Wettelijke Beoordeling Primaire Waterkeringen

2.3.1.1 Grasbekleding erosie buitentalud (GEBU)

Uit LBO-1 volgt dat voor de Ketelmeerdijk en Vossemeerdijk volgt voor 53% van de vakken de score IVv (voldoet mogelijk aan de ondergrens) en voor 25% van de vakken de score Vv (voldoet niet aan de ondergrens). In totaal voldoet 22% van de vakken (categorie IIv of IIIv). Hierdoor valt de faalkans van het dijktraject voor het toetsspoor GEBU in categorie Vt (voldoet niet aan de ondergrens). In Figuur 2-12 is het resultaat visueel weergegeven.



Figuur 2-12: Oordeel toetsspoor grasbekleding erosie buitentalud (GEBU)

In LBO-1 is getoetst of het veiligheidsoordeel stabiel is en welk handelingsperspectief geldt de toekomst. Hieruit volgt:

- Het beoordelingsresultaat is stabiel en verklaarbaar
- Het beheer dient gericht te zijn op het verkrijgen en behouden van een gesloten zode.

2.3.1.2 Grasbekleding afschuiving buitentalud (GABU)

Uit een gedetailleerde toets voor de Ketelmeerdijk en Vossemeerdijk volgt dat alle vakken voldoen aan de signaleringswaarde (IIv). Hierdoor valt de faalkans van het dijktraject voor het toetsspoor GABU in categorie IIv (voldoet aan de signaleringswaarde). In Figuur 2-13 is het resultaat visueel weergegeven.



Figuur 2-13: Oordeel toetsspoor grasbekleding afschuiving buitentalud (GABU)

Omdat het dijktraject voldoet aan de signaleringswaarde, is er voor GABU geen handelingsperspectief opgesteld. Het oordeel is stabiel en verklaarbaar.

2.3.1.3 Grasbekleding erosie kruin en binnentalud (GEKB)

Als gevolg van golfoverslag of overloop kan de grasbekleding op de kruin en het binnentalud van de dijk eroderen. Conform het WBI is een gedetailleerde beoordeling per vak uitgevoerd voor de Ketelmeerdijk en Vossemeerdijk.

Voor de Ketelmeerdijk en Vossemeerdijk voldoen 10 van de 168 vakken niet aan de ondergrens (categorie Vv). Hierdoor valt de faalkans van het dijktraject voor het toetsspoor GEKB in categorie Vt (voldoet niet aan de ondergrens). Het grootste deel voldoet (mogelijk) aan de ondergrens (categorie IVt). In Figuur 2-14 is het resultaat visueel weergegeven.

Ofschoon de dijk recentelijk versterkt is wordt toch niet aan de norm voldaan. Dit is te verklaren doordat de belasting bij de norm hoger is dan ten tijde van de dijkversterking. Daarnaast is overslag in combinatie met de matige graskwaliteit op het binnentalud van invloed op het oordeel. Op grote delen van het traject is de graskwaliteit van het binnentalud 'open'. De verklaring voor het gunstigere oordeel voor de overige vakken die (mogelijk) voldoen aan de ondergrens en signaleringswaarde (categorie IVv, IIIv en IIv) zijn kortere strijklengtes, een gunstigere oriëntatie en een gesloten graszode.



Figuur 2-14: Oordeel toetsspoor grasbekleding erosie kruin en buitentalud (GEKB).

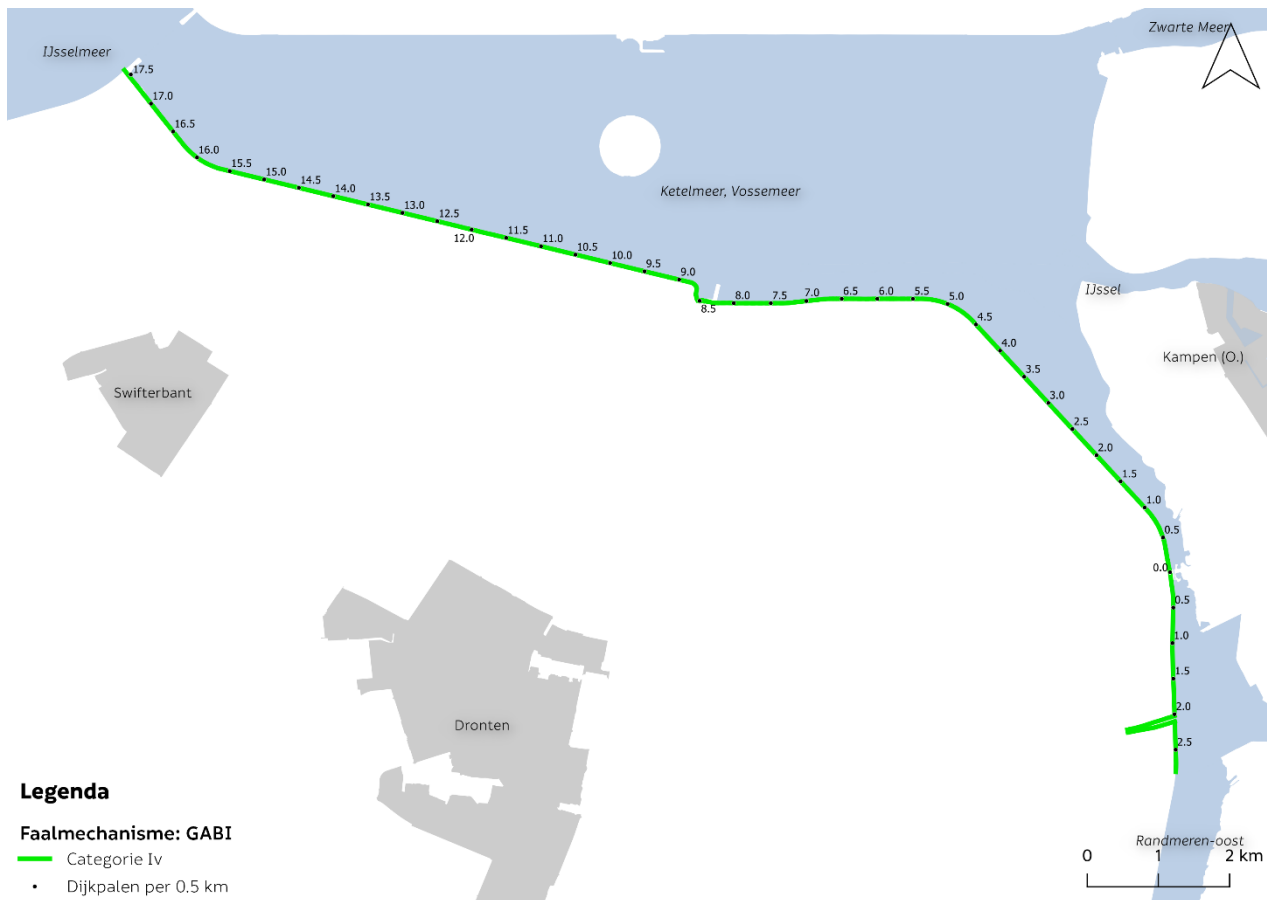
In LBO-1 is getoetst of het veiligheidsoordeel stabiel is en welk handelingsperspectief geldt de toekomst. Hieruit volgt:

- De resultaten uit LBO-1 zijn verklaarbaar, het oordeel is daarmee stabiel.
- Het beheer dient in het algemeen gericht te zijn op het verkrijgen en behouden van een gesloten zode op het binnentalud.

2.3.1.4 Grasbekleding afschuiving binnentalud (GABI)

Het faalmechanisme Grasbekleding afschuiven binnentalud (GABI) beschrijft het stabiliteitsverlies van de kleibekleding als gevolg van een te groot drukverschil. Dit kan zich uiten in het opdrukken of afschuiven van de bekleding, of een combinatie van beide deelmechanismen. Het drukverschil ontstaat door een hoge freatische lijn, mede door infiltrerend water als gevolg van golfoverslag.

Omdat er sprake is van een goed werkende drainage in de binnenteen, kan op basis van de eenvoudige toets gesteld worden dat de faalkans voor GABI verwaarloosbaar is. Hierdoor valt de faalkans van het dijktraject voor het toetsspoor GABI in categorie It (v) en wordt op trajectniveau ruim aan de signaleringswaarde voldaan. In Figuur 2-15 is het resultaat visueel weergegeven.



Figuur 2-15: Oordeel toetsspoor grasbekleding afschuiving binnentalud (GABI).

De uitkomsten van de beoordeling, LBO-1, zijn verklaarbaar en stabiel. Om dit te behouden is het handelingsperspectief: voortzetten van het huidige onderhoudsprogramma van de binnendijkse drainage.

2.3.2 Resultaat Nadere Veiligheidsanalyse

2.3.2.1 Grasbekleding erosie buitentalud (GEBU)

De beoordeling in de NVA is uitgevoerd met de vigerende versie van het programma Riskeer, in combinatie met de GEBU-GEKB tool van Deltares. Dit is een plug-in voor Hydra-ring in Riskeer.

De GEBU-GEKB tool beschouwt de gedeelde faalkansruimte van GEBU en GEKB, maar heeft ook mogelijkheid om de faalmechanismen afzonderlijk te toetsen. Dat laatste is voor faalmechanisme GEBU gedaan. De onderliggende rekenregels van de GEBU-GEKB tool zijn hetzelfde als die in BM Gras Buitentalud zijn geïmplementeerd. Een belangrijk voordeel van de GEBU-GEKB tool boven de in de LBO-1 gehanteerde BM Gras Buitentalud is dat het mechanisme volledig probabilistisch kan worden doorgerekend, dus niet als groep 3 maar als groep 1 mechanisme. Hieruit volgt direct een faalkans. De tool houdt bovendien standaard rekening met de hoek van golfval. Met behulp van automatisering van de in- en uitvoer van de berekeningen is voor elk hydraulisch uitvoerpunt een berekening uitgevoerd.

Voor GEBU geldt een doorsnede-eis van 1/600.000 per jaar. Erosie van de grasbekleding op het buitentalud kan optreden als gevolg van golfklappen en/of golfploop. Wanneer de grasbekleding in zowel de golfklap- als golfploopzone ligt, wat voor traject 8-4 het geval is, is de golfklapbelasting maatgevend boven de golfploopbelasting.

Resultaten

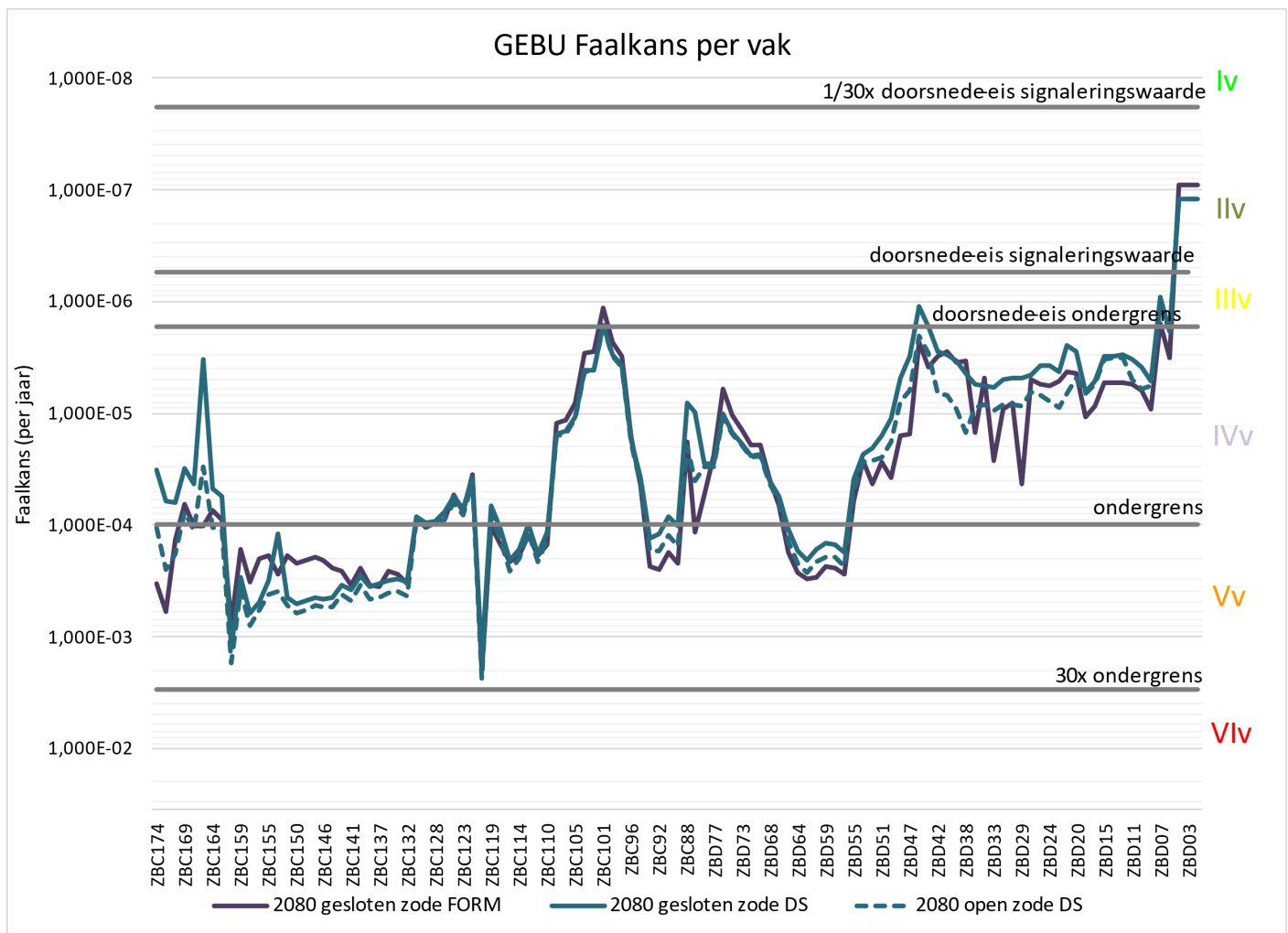
In Figuur 2-16 Zijn de resultaten voor GEBU gepresenteerd, afkomstig uit de GEBU-GEKB tool. Zowel de resultaten met gesloten zode als open zode zijn gepresenteerd om een bandbreedte van de actuele veiligheid aan te geven. Bij

het uitvoeren van de berekeningen is gebruik gemaakt van 2 rekenmethode, namelijk First Order Reliability Method (FORM) en Directional Sampling (DS). Standaard wordt FORM gebruikt als daarmee de berekeningen convergeren. Omdat dit niet in alle gevallen het geval was is ook met de DS-methode gerekend. De resultaten van FORM en DS zijn beiden opgenomen, waarbij DS de meest nauwkeurige methode is.

GEBU voldoet vrijwel over het gehele traject niet aan de doorsnede-eis (1/600.000 per jaar) en zakt voor grote delen van de Ketelmeerdijk en het westelijk deel van de Vossemeerdijk vanaf km 5.5 regelmatig onder de ondergrens.

Het blijkt zeer lastig om middels de volledig probabilistische analyse aan de strenge doorsnede-eis te kunnen voldoen. Voor het oostelijk deel van de Vossemeerdijk tot km 5.5 nemen de faalkansen wel sterk af, maar nog niet genoeg om aan de doorsnede-eis te voldoen.

DS (blauwe lijn) geeft bij de scheve golfaanval langs de Vossemeerdijk in het algemeen wat gunstiger resultaten dan FORM.



Figuur 2-16: GEBU-faalkans per vak inclusief vergelijking tussen FORM en Directional Sampling

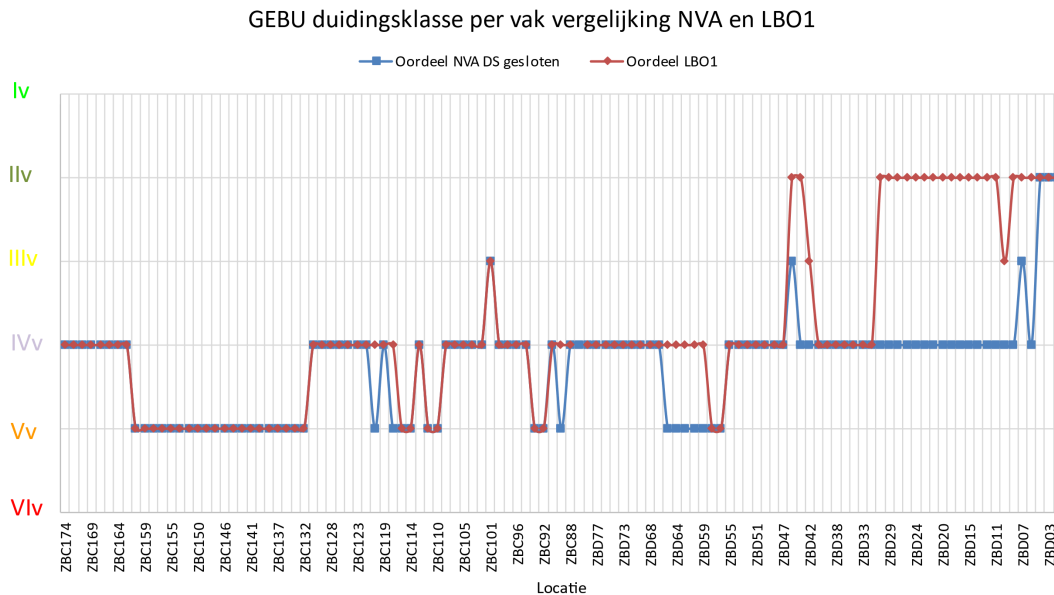
Duiding

De GEBU-GEKB tool schat de veiligheid van de dijk negatiever in. Vooral als de dijk normaal toeneemt tot zo'n 47 graden ("de hoek om" bij de Vossemeerdijk) is de faalkans een stuk groter.

Vergelijking met LBO1

Figuur 2-17 laat de indeling in veiligheidsklasse zien die volgt uit de resultaten in de vorige paragraaf. Hierbij is gekozen om de resultaten van Directional sampling te laten zien, die betrouwbaarder zijn dan de resultaten met FORM. Ook zijn de resultaten uit de LBO-1 getoond, die volgen uit het Logboek GEBU.

Er is te zien dat de resultaten voor de Ketelmeerdijk (ten westen van uitvoerpunt 62) weinig van elkaar verschillen. Op de Vossemeerdijk is echter te zien dat door de tool veel meer wordt afgekeurd dan in LBO-1 is gebeurd.



Figuur 2-17: Vergelijking GEBU veiligheidscategorie oordeel NVA en LBO1

2.3.2.2 Grasbekleding erosie kruin en binnentalud (GEKB)

Voor de nadere veiligheidsanalyse voor grasbekleding is gebruik gemaakt van Riskeer (versie 23.1.1.1). In Riskeer wordt per profiel voor het mechanisme grasbekleding erosie kruin en binnentalud een probabilistische berekening gemaakt. Om tot een correcte invoer te komen is stappen doorlopen in verschillende Riskeer-bestanden.

1. De overslagdebieten bij de norm zijn voor de 2 zichtjaren berekend.
Eerst is voor elk rekenprofiel een koppeling gemaakt met de dichtstbijzijnde hydraulische belastinglocatie uit de nieuwe HR-database. Vervolgens is voor alle profielen een sterkteberekening uitgevoerd met fictieve (standaard)waarde voor het kritiek overslagdebiet aangehouden, gelijk aan 0,0400 (Standaardafwijking = 0,0500). Dit komt overeen met de rekenwaarden voor een grasbekleding met open zode en golfhoogteklasse 2-3 m. De berekening van het golfoverslagdebiet is uitgevoerd bij de doelkans 1/10.000 per jaar.

Bovenstaande berekeningen geven niet alleen inzicht in de orde grootte van de golfoverslagdebieten, maar ook een indicatieve golfhoogte. Deze indicatieve golfhoogte is van belang bij de keuze van de sterkteparameters. De berekening van het golfoverslagdebiet bij de norm geeft inzicht in de orde grootte van de golfoverslagdebieten, deze is onafhankelijk van de zodekwaliteit.

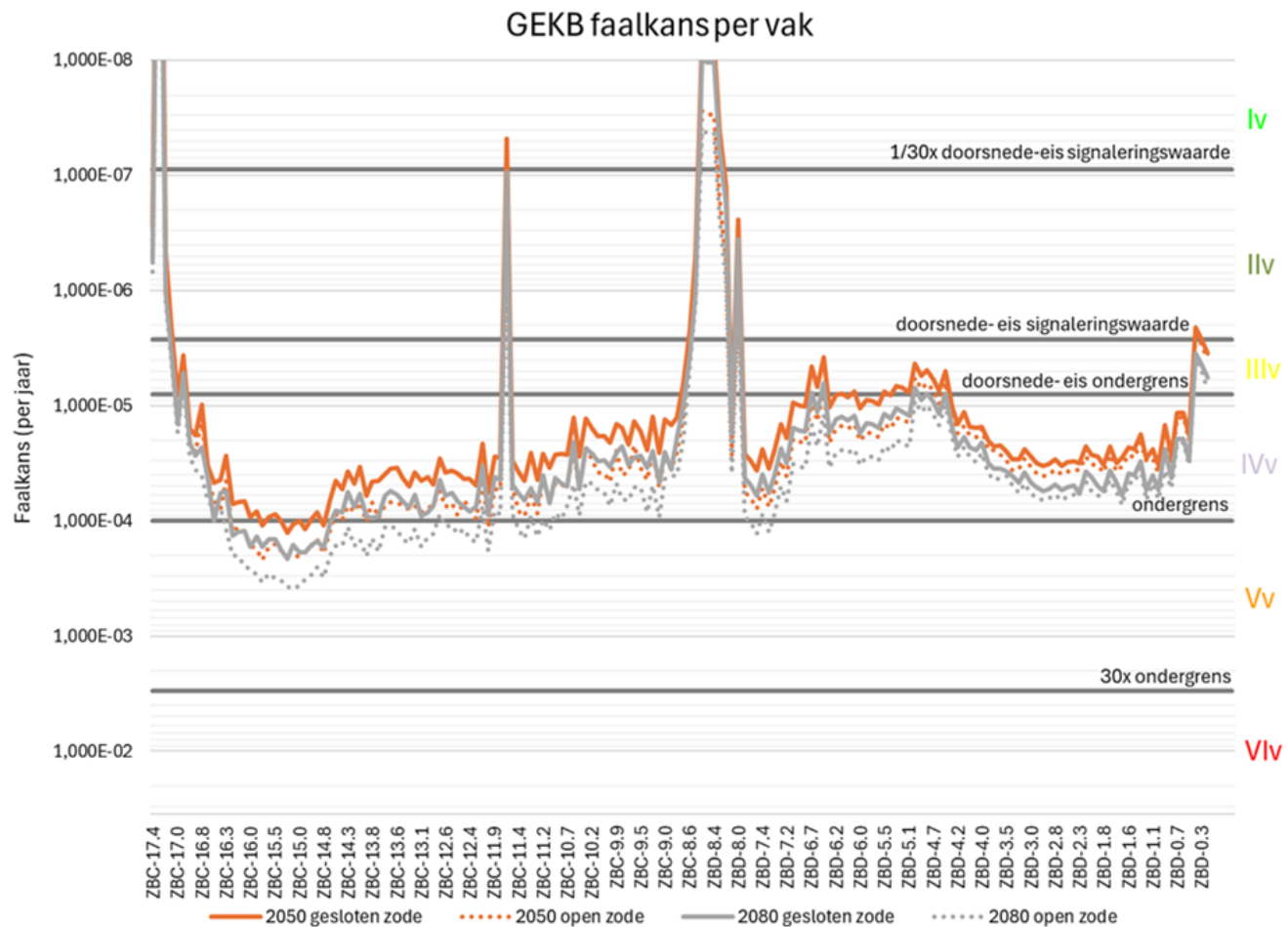
2. De faalkansen voor het spoor GEKB en het hydraulisch belastingniveau (HBN) voor de 2 zichtjaren zijn berekend. In deze stap is de faalkans per rekenprofiel berekend met de sterkteparameters behorend bij de golfhoogteklasse, voor zowel open als gesloten zode. Daarnaast is de benodigde kruinhoogte berekend waarbij aan de doorsnede-eis wordt voldaan door een HBN-berekening uit te voeren bij de doelkans 1/125.000 per jaar.

Bovenstaande berekeningen geven inzicht in de faalkansen voor het mechanisme GEKB bij open en gesloten zode en inzicht in de benodigde kruinhoogte.

3. De indicatieve golfhoogten uit stappen 1 en 2 zijn vergeleken om te controleren of het juiste uitgangspunt voor de sterkteparameters is gekozen.

Resultaten

Onderstaande grafiek laat de berekende faalkansen per vak zien, met daarin onderscheid tussen gesloten en open zode (respectievelijk doorgetrokken en gestippelde lijn) en de zichtjaren 2050 en 2080 (respectievelijk oranje en grijze lijn). De uitschieters naar een lage faalkans bij ZBC-17.4, ZBC-11.8 en rond ZBD-8.5 kunnen verklaard worden door de loswallen en de Ketelhaven. Die zorgen voor een theoretische belastingreductie op mechanisme GEKB, waardoor de faalkansen hier lager liggen dan bij de omringende dijkvakken.

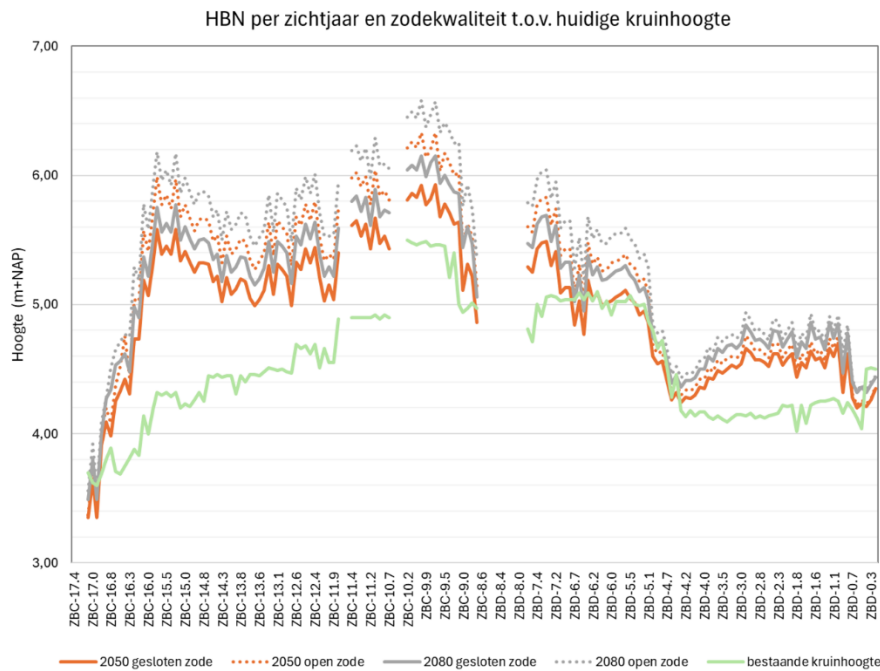


Figuur 2-18 Resultaten faalkansen GEKB.

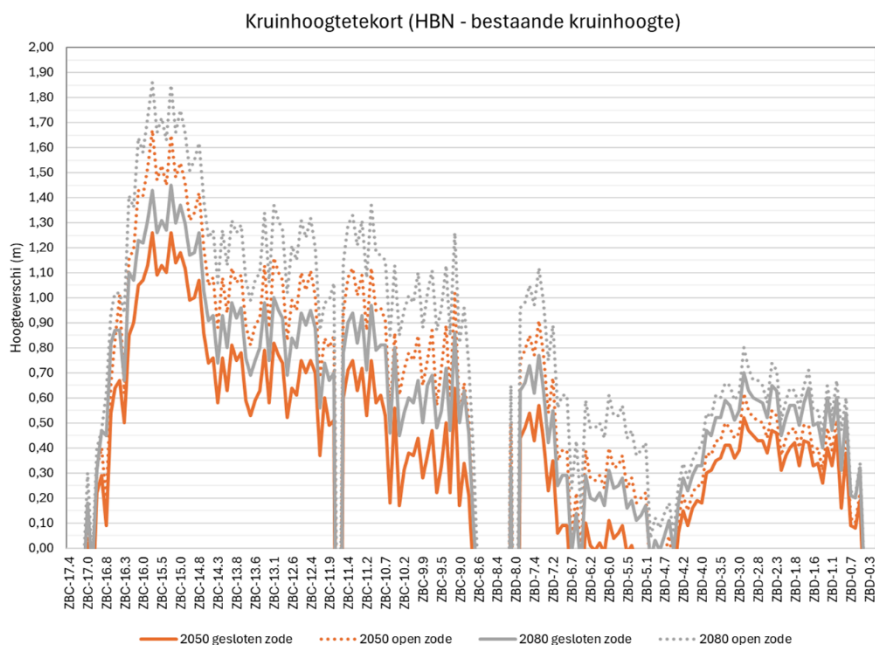
Benodigde kruinhoogte

In Riskeer kan het Hydraulisch Belasting Niveau (HBN) worden berekend. Dit is de kruinhoogte waarbij precies aan de doorsnede-eis voor het faalmechanisme GEKB wordt voldaan: 1/125.000 per jaar. Dit geeft een indicatie van de benodigde kruinhoogte bij versterking. Afhankelijk van de zodekwaliteit wordt de HBN vaak gevonden bij een overslagdebiet van 15-25 l/s/m. Bij een ontwerpwaarde van 5 of 10 l/s/m zal deze dus hoger liggen.

Figuur 2-19 laat het HBN zien bij verschillende zichtjaren en zodekwaliteiten, vergeleken met de huidige kruinhoogte. Er is een aantal sprongen te zien waarbij geen kruinhoogte is gegeven. Op deze locaties kan Riskeer het HBN niet goed berekenen, omdat er een (verticale) constructie in het dijkprofiel zit. In Figuur 2-20 is het kruinhoogte-tekort ten opzichte van de bestaande kruinhoogte weergegeven.



Figuur 2-19: Benodigde kruinhoogte.



Figuur 2-20 Kruinhoogtetekort.

Duiding

De grootste faalkansen voor mechanisme GEKB, en dus de grootste hoogte opgave, worden gevonden aan de Ketelmeerdijk en het westelijk deel van de Vossemeerdijk tot aan circa km 7.0. Dit is ook het deel van het traject met relatief grote strijklengten vanuit de noordwestelijke windrichting over het Ketelmeer, zoals is te zien in Figuur 2-21).

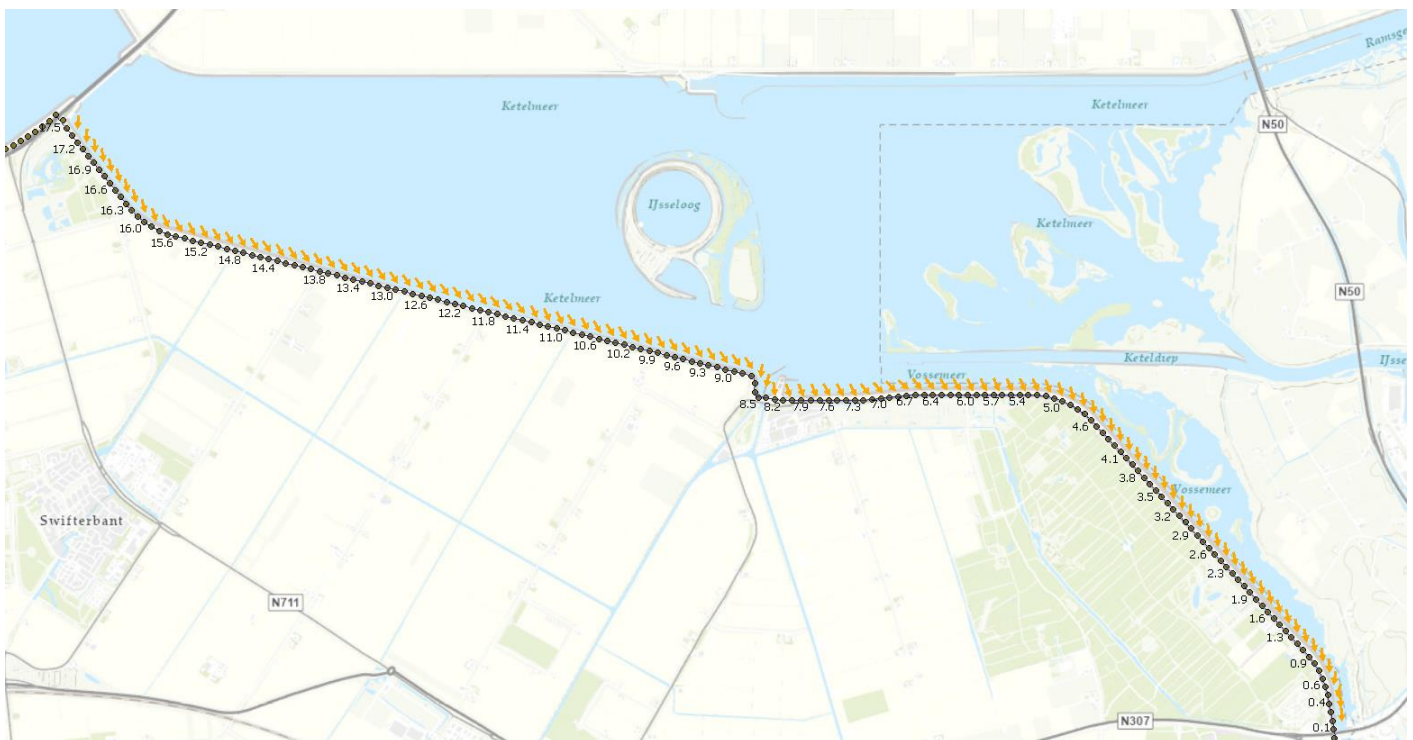
Met name rond km 15 en 16 is de opgave groot. Dit deel wordt belast door golven vanuit het IJsselmeer onder de Ketelbrug door.

Voor de Ketelmeerdijk is er een significant verschil in de hoogte-opgave tussen open en gesloten zode. Het verschil tussen HBN bij open en gesloten zode bedraagt circa 0,4 m. Als wordt uitgegaan van een negatief scenario met open

zoden bij 2080 bedraagt de hoogte-opgave zo'n 1,6 à 1,8 m. Voor de rest van de Ketelmeerdijk betreft de opgave in 2080 zo'n 0,5 tot 1,3 meter.

Op de Vossemeerdijk tussen circa km 7.0 en 4.5 is de hoogte opgave het kleinst. Hier is mogelijk een reducerend effect vanuit het Keteldiep. Richting het zuiden vanaf km 4.5 tot km 0.6 neemt de strijklengte vanuit noordwestelijke richting over het Vossemeer weer toe en daarmee ook de hoogte opgave.

Op de Vossemeerdijk betreft de maximale opgave zo'n 1,1 meter, maar is het gemiddeld slechts zo'n 0,4 m. Het verschil tussen HBN bij open en gesloten zode bedraagt hier circa 10 cm.



Figuur 2-21: Overzicht dijktraject 8-4 met dominante golfinvalshoek.

2.3.2.3 GEBU-GEKB analyse

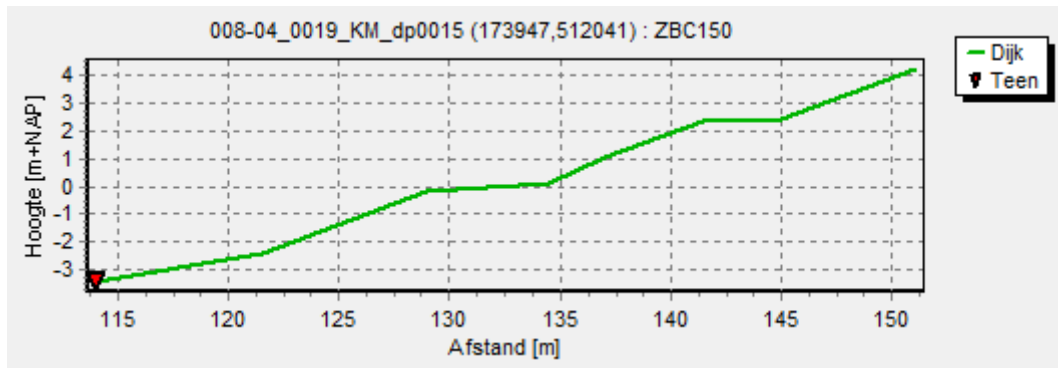
Met behulp van de GEBU-GEKB tool kan de beschouwing van GEBU en GEKB gecombineerd en probabilistisch uitgevoerd worden. Omdat de faalkansruimte gecombineerd wordt, kunnen de resultaten gunstiger uitvallen voor het oordeel van de dijk. Er kan hier dus een gecombineerde oplossing voorgesteld worden waarbij de faalkans op GEBU en GEKB voldoet.

De doorsnede-eis voor GEKB voor dijktraject 8-4 is 1/125.000 per jaar. De doorsnede-eis voor GEBU voor dijktraject 8-4 is 1/600.000 per jaar. De gecombineerde doorsnede-eis GEBU/GEKB is gelijk aan 1/103.448 per jaar.

Er zijn met de tool geen batch-berekeningen uitgevoerd voor het gehele dijktraject. Drie profielen zijn geselecteerd voor verdere analyse: ZBC-15.0, ZBC-12.5 en ZBD-3.5. Deze profielen zijn geselecteerd vanwege hun variërende hoogte-opgave en ligging binnen het traject. Het maatgevende profiel is ZBC-15.0, omdat deze een zeer grote hoogte-opgave heeft vanuit de GEKB-analyse en ook een opgave heeft voor GEBU vanuit LBO-1. Ter vergelijking zijn bij alle drie de profielen de gezamenlijke en afzonderlijke faalkansen beschouwd, maar ZBC-15.0 zijn er aanvullende analyses gedaan om de potenties van de tool te verkennen.

Resultaten

De resultaten van de GEBU-GEKB tool zijn omvangrijk. Daarom is voor de potentie van de tool het resultaat van ZBC-15.0 gepresenteerd. Voor de andere resultaten wordt verwezen naar de achtergrondrapportage (Arcadis, 2025d).

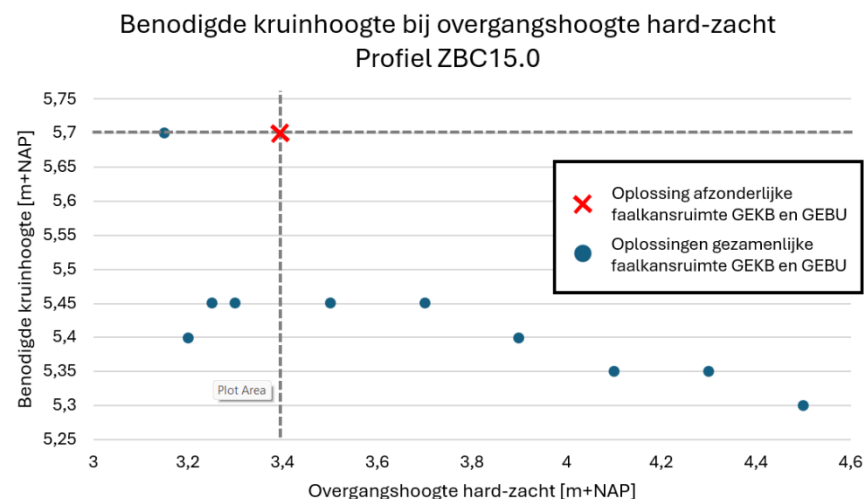


Figuur 2-22: Profiel ZBC-15.0

Bij ZBC-15.0 (kruinhoogte NAP+4,23 m, overgang hard-zacht NAP+2,43 m):

- Faalkans GEKB : 1/4.737 p.j. → benodigde kruinhoogte NAP+5,7 m
- Faalkans GEBU-golfklap : 1/5.249 p.j. → benodigde hoogte overgang NAP+3,4 m
- Faalkans GEBU-oploop : 1/349.180 p.j.
- Faalkans GEBU-GEKB : 1/3.999 p.j.

Door de overgang hard-zacht hoger te leggen, kan het maatgevende mechanisme GEBU-golfklap worden 'uitgeschakeld', zodat de faalkansruimte kan worden benut voor GEKB (kruinhoogte). In Figuur 2-23 is te zien wat de benodigde kruinhoogte is bij verschillende overgangen van hard-zacht om aan de gecombineerde faalkans-eis van 1/103.448 te voldoen.



Figuur 2-23 GEBU-GEKB tool optimalisatie kruinhoogte Profiel 15.0.

In Figuur 2-23 is te zien welke combinaties tussen kruinhoogte en hard-zacht overgang er mogelijk zijn om aan de gecombineerde faalkans-eis te voldoen. Dit is vergeleken met de oplossing die nodig is om aan de afzonderlijke faalkans-eisen te voldoen. Zoals te zien kan er veel gewonnen worden door het rekenen met gecombineerde faalkans. Als wordt aangenomen dat vooral kruinverhoging kostbaar is, kan er in de eerste paar stappen veel worden gewonnen in kruinhoogte-opgave. In dit geval is te zien dat bij verhoging van de hard-zacht overgang boven de 3,3 m de besparingen op kruinhoogte slechts enkele centimeters bedraagt.

Bij profielen met een kleinere opgave is het mogelijk om de opgave geheel weg te nemen. Dit blijkt uit de analyse van profiel ZBD-3.5. Hier voldoet mechanisme GEBU-golfklap als het los beschouwd wordt niet aan de doorsnede eis (faalkans 1/196.400 per jaar), maar wél aan de gecombineerde faalkans-eis. Hier is de potentie van deze rekenmethode dus echt goed zichtbaar.

Conclusie

Met name langs delen van de Vossemeerdijk, waar de golfhoogten en overslagdebieten relatief laag zijn, en daarmee ook het hoogtetekort, kan het gebruik van de GEBU-GEKB tool met de “pure” cumulatieve overbelasting methode een voordeel opleveren en mogelijk een deel van de hoogte-opgave laten verdwijnen. Hierbij moet wel worden opgemerkt dat de cumulatieve overbelastingmethode niet automatisch de effecten van overgangen worden meegenomen, waar dat in de verdeling van het kritisch overslagdebiel wel het geval is.

In de achtergrondrapportage van grasbekledingen zijn extra analyses uitgevoerd voor het gehele dijktraject waarbij de GEKB-faalkans bepaald is. De analyse laat een potentieel zijn voor de Vossemeerdijk, om de ontwerpogave te reduceren. Een aantal kanttekeningen worden gemaakt, om die reden zijn deze resultaten niet als zodanig opgenomen in het hoofdrapport en vaststaand feit.

2.3.3 Conclusies: grasbekledingen

In 2020 is de grasbekleding van dijktraject 8-4 door Waterschap Zuiderzeeland beoordeeld volgens het Wettelijk Beoordelings Instrumentarium 2017 (WBI2017) in het kader van Landelijke Beoordeling Overstromingskans ronde 1 (LBO-1). In de Nadere Veiligheidsanalyse (NVA) is een herbeoordeling van de grasbekleding uitgevoerd met als doel een stabielere ontwerpogave vast te stellen. Voor de NVA is gebruik gemaakt van dezelfde basisgegevens als de LBO-1, maar is gerekend met de laatste versies van de software en rekenmodellen en een nieuwe lokale hydraulische randvoorwaarden database. Tevens is gerekend met de zichtjaren 2050 en 2080 (incl. meerpeilstijging).

De belangrijkste bevindingen uit de NVA zijn:

- **Ketelmeerdijk** flinke hoogteopgave, orde 0,5 tot 1,5 m kruinhoogtetekort (zichtjaar 2080)
 - GEKB Verschil open/gesloten zode is orde 0,40 m
 - GEKB Verdiepingsslag zuivere cumulatieve overbelasting methode: geeft iets gunstigere resultaten dan Riskeer. Nog steeds opgave van zelfde orde.
 - GEBU berekend met probabilistische methode, voldoet niet, met grote afstand tot norm. Benodigde hard-zacht overgang orde 1 m boven huidig.
 - GEBU: Een goede zodekwaliteit is belangrijk voor de weerstand tegen grote oploop- en overslagdebieten. Vooral op de Ketelmeerdijk is het belangrijk om een gesloten zode na te (blijven) streven.
 - Combinatie GEBU-GEKB voldoet ook niet, met grote afstand tot norm.
 - Conclusie: stabielere scope voor zowel GEKB als GEBU
- **Vossemeerdijk**, hoogte opgave gemiddeld orde 0,4 m kruinhoogtetekort (zichtjaar 2080)
 - GEKB Verschil open/gesloten zode beperkt, orde 0,10 m
 - GEKB Verdiepingsslag zuivere cumulatieve overbelasting methode: geeft iets gunstigere resultaten dan Riskeer. Opgave verschuift naar circa km 7.0 en heeft relatief kleine afstand tot norm.
 - GEBU berekend met probabilistische methode, voldoet ruim niet. Resultaten minder gunstig dan LBO-1
 - Combinatie GEBU-GEKB getest op 1 profiel met zowel GEKB als GEBU-opgave, hier blijkt combinatie kansrijk.
 - Conclusie: scope overgang kan bij km 7.0 worden gelegd, door combinatie faalkansruimte GEBU-GEKB is het mogelijk dat ook scope vanaf circa km 5.0 kan komen te vervallen voor beide mechanismen.

2.3.4 Aanbevelingen: HWBP Verkenningfase

De belangrijkste aanbevelingen voor het vervolgtraject zijn:

- Ketelmeerdijk: bij ontwerp gebruik maken van cumulatieve overbelasting methode en rekening houden met gemengde zodekwaliteit, combinatie GEBU-GEKB kan worden gebruikt om hard-zacht overgang en bijbehorende kruinhoogte te optimaliseren.
- Vossemeerdijk: in verkenningfase scope verfijnen door gebruik te maken van combinatie faalkansruimte GEBU-GEKB en cumulatieve overbelasting methode en rekening houden met gemengde zodekwaliteit. Met de combinatie faalkansruimte GEBU-GEKB kan de opgave voor beide mechanismen mogelijk komen te vervallen.

Een gevolg van de aanbeveling om te rekenen met de gecombineerde faalkansruimte voor GEBU-GEKB is dat hogere overslagdebieten kunnen worden toegelaten. Dit is een aandachtspunt voor het vervolgtraject. Naast de hogere belasting op de bekleding van de kruin en het binnentalud, betekent een hoger overslagdebiel namelijk ook een

grotere waterbelasting aan de binnenzijde van de waterkering. Dit heeft mogelijk gevolgen voor de inrichting van de binnenzijde ten aanzien van erosiebestendigheid van overgangen en waterafvoer. Een groter waterbezwaar heeft potentieel effect op het functioneren van de drainage van de binnenteen en de faalmechanismen STBI en GABI. Vooral tussen km 14.5 en km 16.0 zijn overslagdebieten van meer dan 30 l/s/m bij de norm mogelijk. Een hoger overslagdebiet leidt echter niet noodzakelijkerwijs tot een grotere infiltratie in het binnentalud. Deze is namelijk voornamelijk afhankelijk van de tijd er een waterlaagje op het talud aanwezig is en de infiltratiecapaciteit van de deklaag (Deltares, 2015). Wanneer de infiltratiecapaciteit bereikt is, zal een groter overslagdebiet alleen nog maar leiden tot meer afstroming in plaats van meer infiltratie. In de beoordeling van macrostabiliteit (Arcadis, 2025) is bovendien geconstateerd dat over vrijwel het gehele traject in de binnenteen een goed werkende en onderhouden dijkdrainage aanwezig is en is al gerekend met een volledig verzadigde deklaag. Derhalve wordt niet verwacht dat de grotere toelaatbare overslagdebieten leiden tot een aanvullende scope voor STBI of GABI.

2.4 Steenbekleding

Dit hoofdstuk bestaat uit twee onderdelen, namelijk de steenzettingen op de dijk en de teenbestorting onder aan de dijk. In 2.4.2.1 wordt specifiek ingegaan op de resultaten van de nadere veiligheidsanalyse voor de steenzettingen. Hiervoor is gekeken naar meerdere beoordelingscategorieën. Per categorie is er gekeken naar zichtjaar 2050 en 2080 inclusief meerpeilstijging.

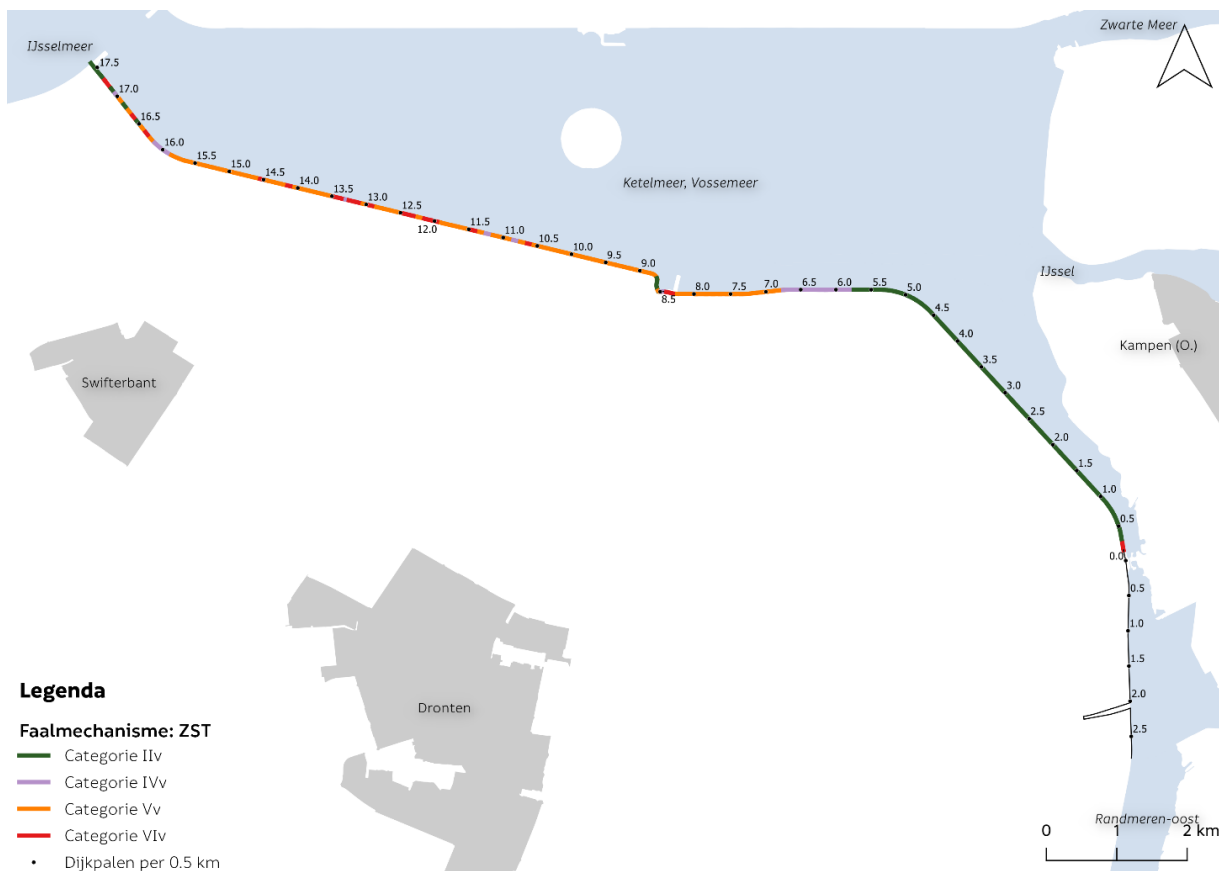
In 0 zijn de resultaten gepresenteerd voor teenbestorting. De teenbestortingen zijn van belang om de steenzettingen vast te houden op de dijk. Als de teenbestorting niet voldoet, deze slaat bijvoorbeeld weg tijdens een storm, dan kan de steenbestorting van het talud afzakken.

2.4.1 Resultaat Wettelijke Beoordeling Primaire Waterkeringen

2.4.1.1 Stabiliteit steenzettingen (ZST)

Een steenzetting zoals die op waterkeringen wordt toegepast bestaat gewoonlijk uit een aantal lagen die de ondergrond op een afdoende wijze dienen te beschermen tegen erosie. Volgens het WBI is een gedetailleerde beoordeling per vak uitgevoerd.

Bijna de helft (45%) van alle vakken voldoen aan de signaleringswaarde (IIv), meer dan 50% van de vakken voldoet echter (ruim) niet aan de ondergrens (faalkans valt in categorie Vv of VIv). Voor deze vakken is veelal de dikte van de steenzetting op de laaggelegen taluddelen te klein om de golfaanval te weerstaan. Hierdoor valt de faalkans van het dijktraject voor het toetspoot ZST in categorie VIv (voldoet ruim aan de ondergrens). In Figuur 2-24 is het resultaat visueel weergegeven.



Figuur 2-24: Oordeel toetsspoor stabiliteit steenzetting (ZST) exclusief teenbestorting (TBS)

In LBO-1 is getoetst of het veiligheidsoordeel stabiel is en welk handelingsperspectief geldt de toekomst. Hieruit volgt:

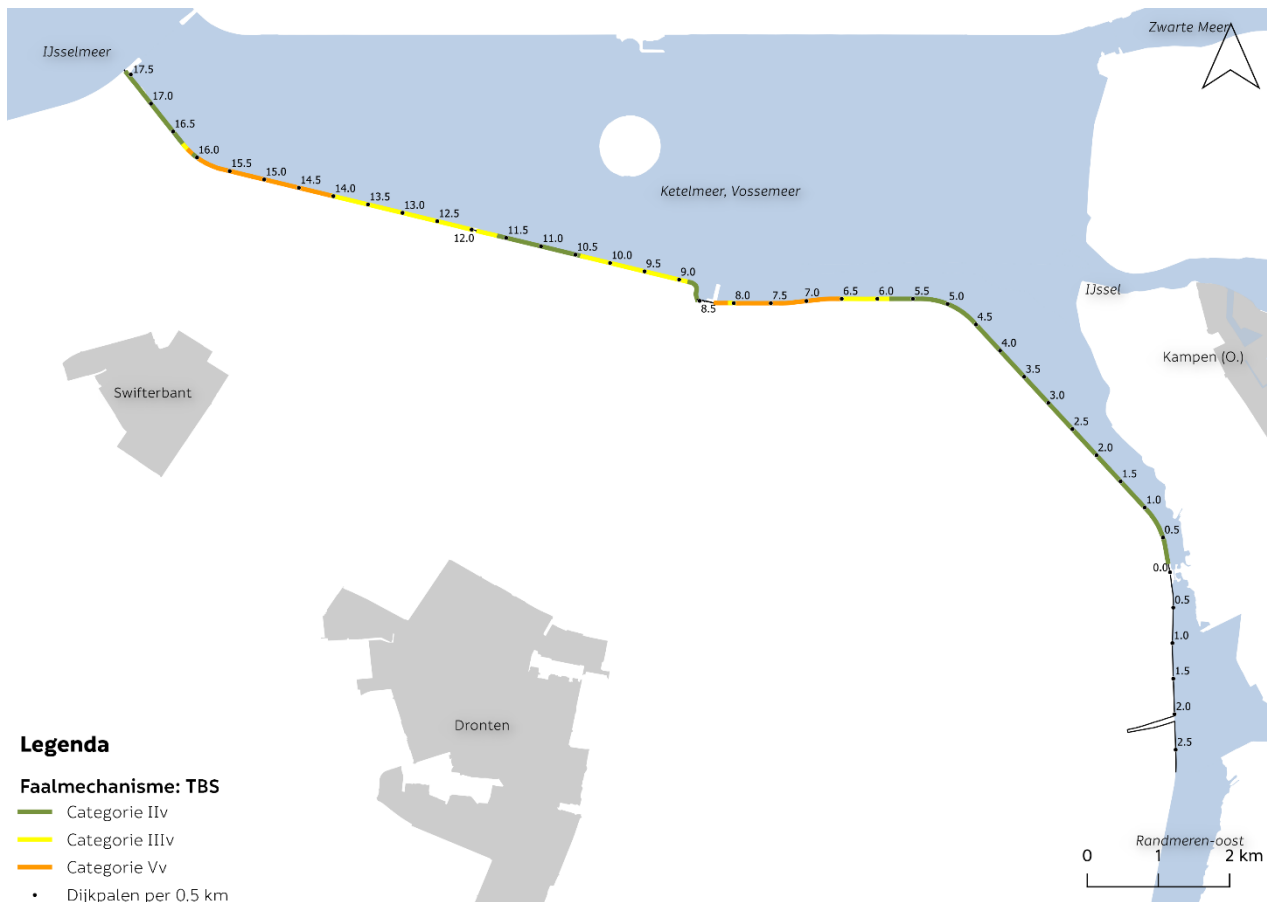
- De resultaten uit de beoordeling zijn verklaarbaar en stabiel.
- Bij de inspecties en onderhoud moet aandacht behouden blijven op de steenzettingen, met name op de lagere delen van het buitentalud, die relatief vaak worden blootgesteld aan golfbelastingen.

2.4.1.2 Teenbestorting (TBS)

Langs het dijktraject 8-4 ligt op grote delen een teenbestorting (TBS) van breuksteen. Deze breuksteen zorgt ervoor dat het teenschot stabiel blijft en daarmee dat de steenzetting daarboven in stand blijft. Omdat voor het beoordelen van de stabiliteit van deze teenbestorting geen toetsspoor binnen het WBI 2017 is, is in afstemming met de Helpdesk Water een toets op maat opgezet en uitgevoerd.

Langs de Ketelmeerdijk voldoet de breuksteen niet aan de ondergrens op het traject van km 14.00 tot km 16.15 (categorie Vv). Langs de Vossemeerdijk voldoet de breuksteen niet aan de ondergrens op de trajecten van km 8.05 tot km 8.25 en van km 6.65 tot km 7.95. Hierdoor falen ook het teenschot en de daarboven gelegen bekleding. Op de overige delen van dijktraject 8-4 voldoet de teenbestorting aan de ondergrens en in een aantal vakken aan de signaleringswaarde. In Figuur 2-25 is het resultaat visueel weergegeven.

Alhoewel er langs het hele traject dezelfde sortering stortsteen ligt, zijn er toch (aanmerkelijke) verschillen in het beoordelingsresultaat. Dit wordt enerzijds veroorzaakt door de golfbelasting die richting de Roggebotsluis afneemt en anderzijds door de taludhelling. Een flauwer talud leidt tot een significant lagere belasting dan een steiler talud. Bij de Ketelmeerdijk is sprake van een steiler talud en hogere golfbelasting.

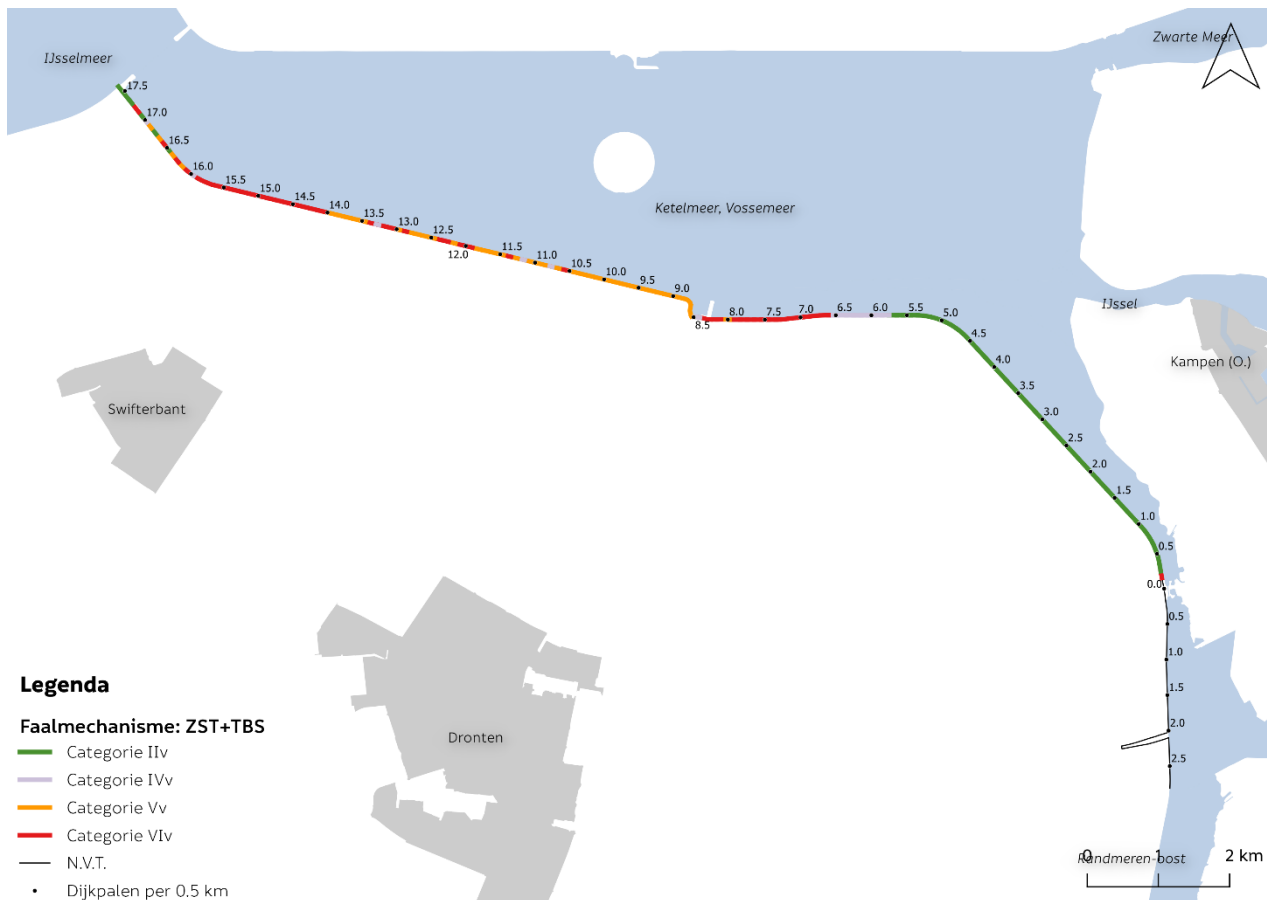


Figuur 2-25: Oordeel toetsspoor teenbestorting (TBS) exclusief stabiliteit steenzetting (ZST).

De resultaten uit de beoordeling zijn verklaarbaar en daarmee is een stabiel oordeel verkregen.

Voor de teenbestorting is er geen afzonderlijk oordeel afgeleid op het niveau van het dijktraject omdat er sprake is van een indirect faalmechanisme. Alleen voor de vakken waar de teenbestorting niet voldoet aan de ondergrens, zijn de resultaten van de beoordeling van de teenbestorting in de assemblage samengevoegd met de assemblage van het spoor ZST. Het uitgangspunt is dat wanneer de teenbestorting faalt, ook de bovenliggende zetsteen faalt. Voor de overige vakken die wel voldoen aan de ondergrens, is TBS niet meegenomen in de assemblage met ZST. Voor deze vakken wordt het beoordelingsresultaat alleen bepaald door het al dan niet falen van de steenzetting.

De faalkans van het dijktraject voor het toetsspoor ZST *inclusief* TBS valt in categorie VI t (voldoet ruim niet aan de ondergrens). In Figuur 2-26 is het resultaat visueel weergegeven.



Figuur 2-26: Oordeel toetsspoor stabiliteit steenzetting (ZST) inclusief teenbestorting (TBS)

2.4.2 Resultaat Nadere Veiligheidsanalyse

2.4.2.1 Steenzettingen

Voor de nadere veiligheidsanalyse is voor steenzettingen een aantal aanpassingen doorgevoerd. Zo is er gerekend met een minder aantal Steentoets-bestanden. Het rekenen met Steentoets werd hierdoor niet belemmerd en maakt het overzichtelijker qua aantal rekenbestanden.

Met behulp van de hydraulische randvoorwaarden voor 2050 en 2080 inclusief meerpeilstijging is voor meerdere terugkeertijden de hydraulische belasting bepaald (1/333, 1/10.000, 1/30.000 en 1/900.000 per jaar). De gehanteerde geometrie is overgenomen uit LBO-1. Elk vak en daarmee elke maatgevende geometrie is gekoppeld de dichtstbijzijnde uitvoerlocatie.

Vooraf waren er een tweetal 'bugs' waar extra onderzoek naar gedaan is, namelijk:

- Veiligheidsfactor toplaagdikte
Naar aanleiding van de gevoeligheidsanalyse is ervoor gekozen de work-around niet toe te passen op de Steentoets berekeningen omdat dit geen significant effect heeft op de verbeteropgave.
- Hoek van inval
In overleg met dhr. M. Klein Breteler is bevestigd dat het effect van scheve golfinval goed in Steentoets wordt meegenomen, zowel voor toplaagstabiliteit als voor erosie onderlagen. Er is dus geen sprake van een bug. Bovenstaande formule dient wel te worden toegepast wanneer buiten Steentoets wordt gerekend aan erosie van onderlagen en erosieprofielen (met bijvoorbeeld de formule van Mourik). Ook voor BM Asfalt geldt dat de formule moet worden toegepast op de golfcondities.

Conclusie: er zit geen bug in steentoets ten aanzien van de invloed van scheve golfval.

De resultaten van de nadere veiligheidsanalyse zijn gepresenteerd aan de hand van glooiingskaarten. Deze kaarten geven als het ware een (gespiegeld) vooraanzicht van de bekleding, waarin relevante gegevens zoals toplaagtype en dikte-tekort met gekleurde vlakken worden getoond. De horizontale as geeft de locatie langs het dijktraject met de metrerings van de dijk, georiënteerd van west (dp 17.5) naar oost (dp 0.0). De verticale as geeft de hoogteligging op het buitentalud in m+NAP.

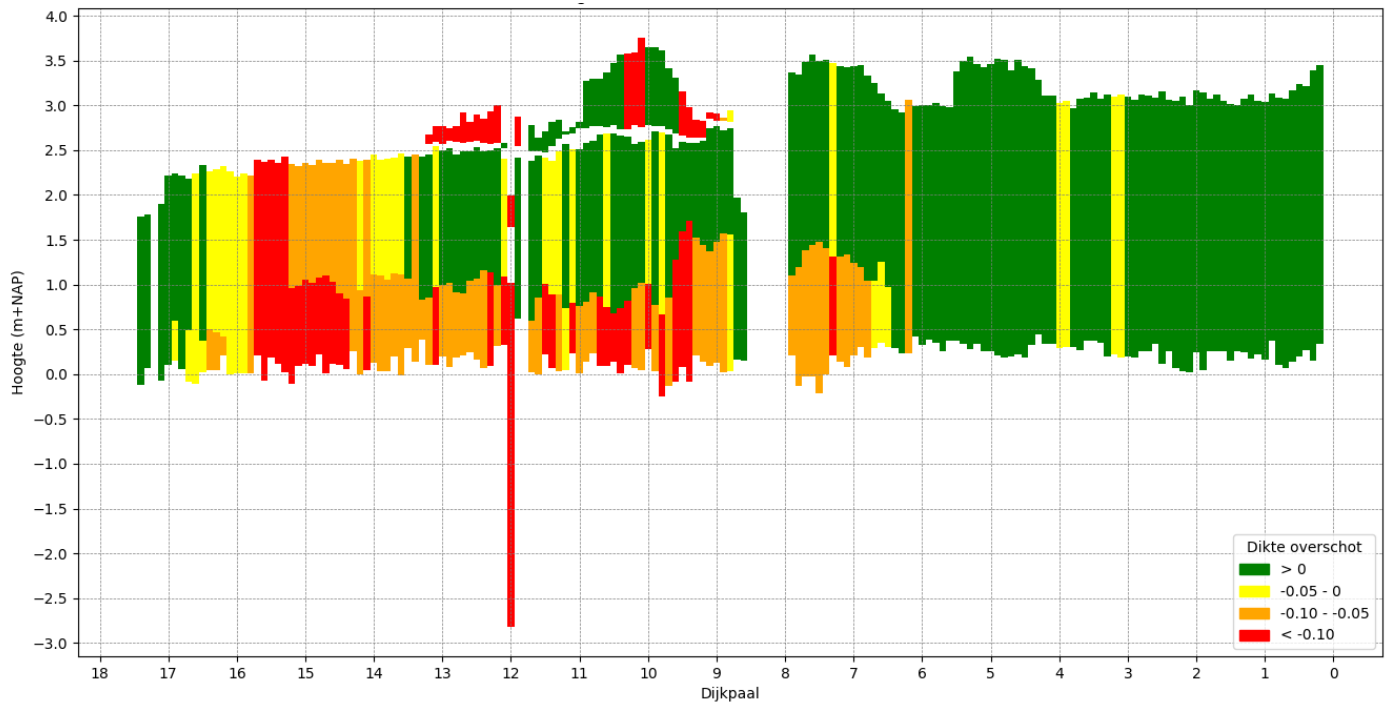
In de achtergrondrapportage [D 3] is voor belastingcategorieën een analyse uitgevoerd. Voor het hoofdrapport is ervoor gekozen om alleen de resultaten bij 1/10.000 per jaar te tonen (gelijk aan de norm). Dit maakt een vergelijking met de resultaten van LBO-1 ook mogelijk. Voor glooiingskaarten voor de 1/333 en 1/30.000 per jaar wordt verwezen naar de achtergrondrapportage [D 3].

Resultaten NVA, categorie B, 10.000 jaar

Voor de belastingcategorie B, met een terugkeertijd van 10.000 jaar (gelijk aan de norm) is er een fors laagdikte tekort. De basalt natuursteen op het laagste deel van het ondertalud, maar ook de Basalton bekleding aan de westzijde van de Ketelmeerdijk en de betonzuilen op het boventalud hebben tekorten tot lokaal zelfs meer dan 10 cm. Op de Vossemeerdijk tussen km 3.0 en 4.0 heeft de Ronaton bekleding ook een klein laagdikte tekort.



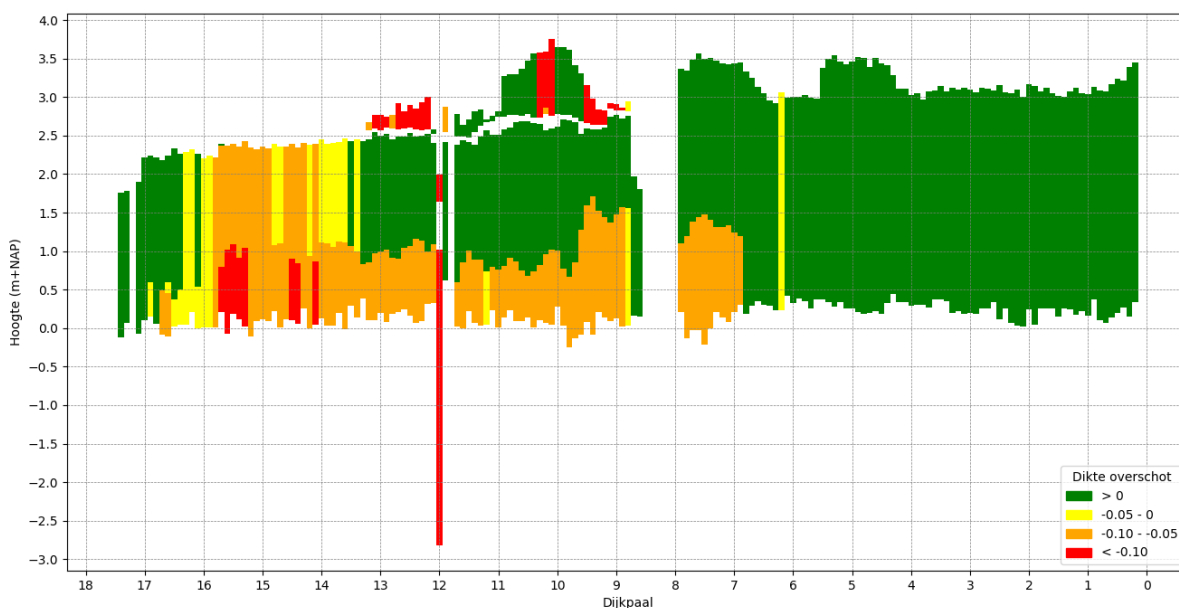
Figuur 2-27: Glooiingskaart resultaten Steentoets bij terugkeertijd 10.000 jaar, zichtjaar 2050.



Figuur 2-28: Gloomingskaart resultaten Steentoets bij terugkeertijd 10.000 jaar, zichtjaar 2080.

Duiding van de resultaten: LBO-1 vs. Nadere Veiligheidsanalyse

Om een eerste duiding te geven aan de resultaten van de analyses in de NVA is een vergelijking gemaakt met de resultaten uit de LBO-1. Hiervoor zijn de resultaten uit de LBO-1 in Figuur 2-29 gepresenteerd in een gloomingskaart. Het resultaat voor zichtjaar 2050 met een terugkeertijd van 10.000 per jaar is gegeven in Figuur 2-27. De resultaten zijn, zoals kan worden verwacht, vergelijkbaar. Het algemene beeld van afkeur is hetzelfde, maar de gevonden laagdikte tekorten zijn in de NVA in het algemeen iets groter. Dit is het gevolg van het gebruik van de nieuwe HR-database, waarin meer uitvoerpunten beschikbaar zijn, en de significante golfhoogten 3-5 cm hoger zijn.



Figuur 2-29: Gloomingskaart resultaten Steentoets LBO-1 bij terugkeertijd 10.000 jaar.

Bij de Vossemekreek ter hoogte van km 4.0 komt in de nadere veiligheidsanalyse (Figuur 2-28) een laagdikte tekort in beeld dat in de LBO-1 nog niet was gevonden (Figuur 2-29). Wanneer de resultaten voor de dijkvakken tussen km

2.5 en km 4.0 nader worden bekeken, volgt dat het laagdikte tekort hier slechts 1 cm bedraagt. Een dergelijk lokaal tekort is niet significant genoeg om de bekleding op af te keuren. Temeer omdat het dezelfde bekledingsconstructie betreft, en de oriëntatie en golfbelasting nagenoeg gelijk zijn. Voor dit deel wordt geadviseerd om de steenbekleding tussen km 2.5 en 4.0 op de Vossemeerdijk gelijk te behandelen als de naastliggende delen en niet mee te nemen in de verbeteropgave.

Conclusies

In 2020 zijn de steenbekledingen van dijktraject 8-4 door Waterschap Zuiderzeeland beoordeeld volgens het Wettelijk Beoordelings Instrumentarium 2017 (WBI2017) in het kader van Landelijke Beoordeling Overstromingskans ronde 1 (LBO-1). In de Nadere Veiligheidsanalyse (NVA) is een herbeoordeling van de steenbekleding uitgevoerd met als doel een stabielere ontwerpogave vast te stellen. Voor de NVA is gebruik gemaakt van dezelfde basisgegevens als de LBO-1, maar is gerekend met de laatste versies van de software en rekenmodellen en een nieuwe lokale hydraulische randvoorwaarden database. Tevens is gerekend met de zichtjaren 2050 en 2080 (incl. meerpeilstijging).

De belangrijkste bevindingen uit de NVA zijn:

- De nieuwe HR-database bevat veel meer uitvoerpunten dan de WBI-2017 database, daardoor kunnen de hydraulische randvoorwaarden locatie specifiekere worden vastgesteld. De golfcondities zijn met een orde van 3-5 cm verzaamd door correctie van de zogenaamde golvenfout.
- Als gevolg van de meerpeilstijging in het 2080 scenario nemen de waterstanden bij de norm (WBN) toe met circa 22 cm in het westen tot circa 13 cm in het oosten.
- Tijdens de NVA is contact geweest met Deltares over (mogelijke) bugs in Steentoets. Hier volgt geen significant effect uit voor de beoordeling.
- De resultaten van de herbeoordeling bevestigen het beeld uit de LBO-1. Het algemene beeld van afkeur is hetzelfde, maar de gevonden laagdikte tekorten zijn in de NVA in het algemeen iets groter.
- De afkeur betreft vooral op de natuursteen basalt en bovenliggende basaltzuilen op de Ketelmeerdijk en het westelijk deel van de Vossemeerdijk.
- De reden dat de relatief nieuwe steenzettingen op het boventalud van de Ketelmeerdijk nu worden afgekeurd, moet worden gezocht in de verzwaring van de hydraulische belastingen ten opzichte van de ontwerpbelastingen die destijds werden gehanteerd.
- Er is sprake van een dieptebeperking op de golfbelastingen bij lagere waterstanden tot circa NAP+1,5 m. De waterstanden waarbij de maatgevende condities worden gevonden liggen in het algemeen echter op of boven NAP+1,5 m, waardoor er geen effect is van de dieptebeperking op de ontwerpogave.
- De loswallen Kamperhoek blijft onderdeel van de ontwerpogave. Hier geldt dat de betonplaten onvoldoende stabiel zijn. Bij de loswal Elandweg is de verborgen steenzetting afgekeurd, om het reducerend effect van de damwand te kunnen meenemen, moet de constructie worden getoetst aan ontwerpcondities.

Aanbevelingen: steenzettingen

De belangrijkste aanbevelingen voor het vervolgtraject zijn:

- Aanvullen profielbestanden met bodemdiepten, waar die nog ontbreekt. Dit heeft geen effect op de omvang van de opgave, maar kan wel nuances geven in de dimensionering van de bekleding op het ondertalud.
- De Ronaton bekleding op de Vossemeerdijk voldoet grotendeels, met uitzondering van een klein stuk tussen km 3.0 en km 4.0. Het laagdikte tekort op dit stuk is echter niet significant (1 cm). Geadviseerd wordt om dit deel gelijk te behandelen als de naastliggende delen en niet mee te nemen in de verbeteropgave.
- Geadviseerd wordt om geen rekening te houden met een eventuele reststerkte uit het keileem van de voormalige perskade, dat aanwezig is onder de steenbekleding op het ondertalud. Deze ligt namelijk zo laag in het dwarsprofiel dat deze geen invloed zal hebben op de scope van de steenbekleding. Bovendien leidt het bezwijken van de toplaag op dit niveau tot een verzwakking van de hoger geleden taluddelen.

2.4.2.2 Teenbestorting

De resultaten van de nadere veiligheidsanalyse voor teenbestorting zijn gerapporteerd in de achtergrondrapportage (Arcadis, 2025). In de achtergrondrapportage zijn de gehanteerde uitgangspunten gerapporteerd, inclusief de belangrijkste afweging bij de gekozen uitgangspunten.

Voor het vaststellen van de scope voor teenbestortingen is gebruik gemaakt van de formule Van Der Meer uit de Handreiking Dijkbekleding (Deltares, 2015). Deze formule omvat verschillende factoren en coëfficiënten. De gekozen waarden zijn uitgewerkt in de achtergrondrapportage.

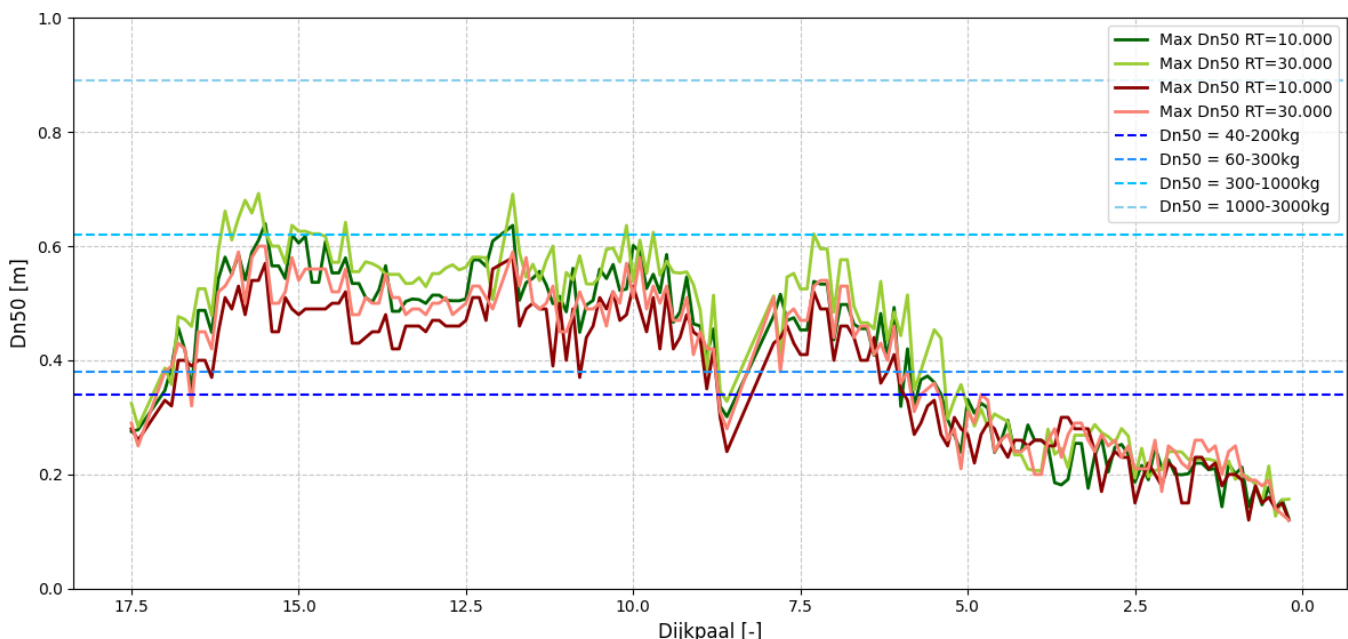
Met behulp van de hydraulische randvoorwaarden zijn maatgevende belastingen afgeleid voor teenbestortingen van NAP-0,5 m tot en met NAP+ 4,0 m met een stapgrootte van 0,5 m. De gebruikte geometrie is overgenomen uit LBO-1.

Resultaten teenbestorting: 2050 en 2080 (incl. meerpeilstijging)

In de achtergrondrapportage teenbestorting [D 4] is voor de verschillende belastingcategorieën en zichtjaren een figuur met rekenresultaten gegeven. Omdat de D_{n50} bij verschillende waterstanden is berekend, zijn er per rekenpunt meerdere rekenresultaten. De maatgevende (grootste) waarden zijn van belang bij de bepaling van de versterkingsopgave. Daarom zijn in het hoofdrapport alleen de figuren gegeven met de maatgevende waarde. Voor extra inzicht in de rekenresultaten wordt verwezen naar de achtergrondrapportage [D 4].

Figuur 2-30 laat op de horizontale as de metrerings van het dijktraject zien, van west dijkpaal km 17.6 naar oost km 0. Op de verticale as is de benodigde nominale steendiameter D_{n50} weergegeven. De maatgevende (grootste) waarden zijn met elkaar verbonden met een rode (2050) en groene (2080) doorgetrokken lijn. Hierbij wordt nog onderscheid gemaakt tussen de benodigde D_{n50} bij de omgevingswaarde (1/10.000 per jaar) en bij de signaleringsparameter (1/30.000 per jaar).

Ter illustratie zijn ook de grenzen van de standaard steensorteringen met horizontale lijnen weergegeven. Zo is in één oogopslag te zien welke sortering minimaal benodigd is. Wanneer een maatgevende waarde boven een grens uitkomt, is een zwaardere sortering nodig.

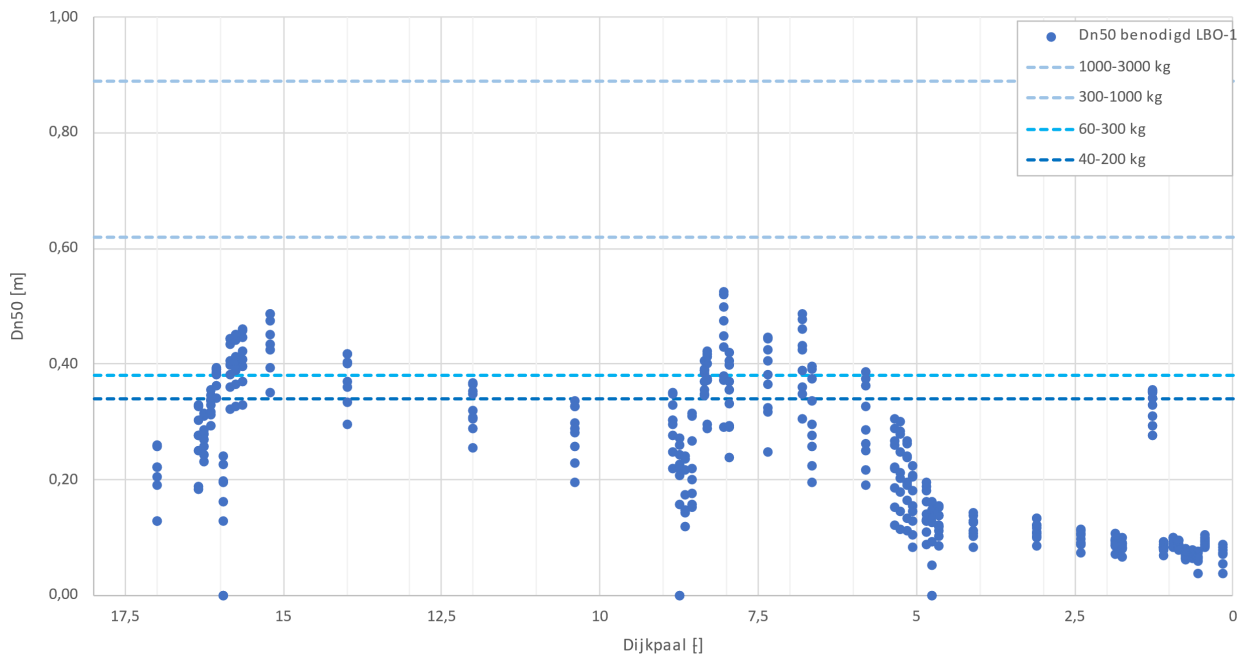


Figuur 2-30: Minimaal benodigde D_{n50} voor beide klimaatscenario's van maximale situatie. Zichtjaar 2050=rood, 2080=groen.

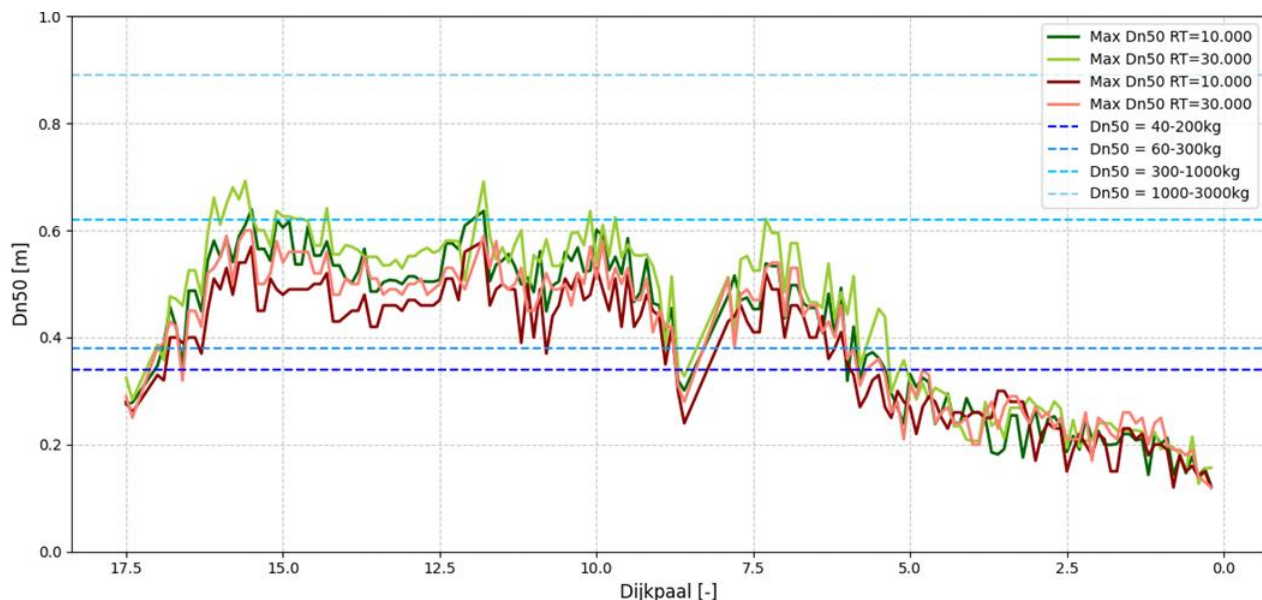
Duiding van de resultaten: LBO-1 vs. Nadere Veiligheidsanalyse

Om een eerste duiding te geven aan de resultaten van de analyses in de NVA is een vergelijking gemaakt met de resultaten uit de LBO-1. Hiervoor zijn ter vergelijking de resultaten uit de LBO-1 bij een terugkeertijd van 30.000 jaar (signaleringswaarde) gepresenteerd in Figuur 2-31 en die van de NVA in Figuur 2-32.

In de figuren is duidelijk te zien dat de maxima uit de NVA in het algemeen hoger liggen dan uit de LBO-1. Maar het beeld ten aanzien van de opgave blijft ongeveer hetzelfde: tussen circa km 5.4 en 17.0 voldoet de aanwezige sortering van 40-200 kg (minimum Dn50 = 0,34 m) niet. Volgens de NVA-resultaten is hier 300-1000 kg benodigd. In de LBO-1 resultaten zou tussen circa km 10 en 12 een 60-300 kg nog voldoen, maar dit is exclusief de veiligheidsfactor van 1,1 die in het ontwerp dient te worden meegenomen, dus ook hier zou in een ontwerp al gauw 300-1000 kg nodig zijn.



Figuur 2-31: Resultaten Dn50 benodigd LBO-1 bij terugkeertijd 30.000 jaar.



Figuur 2-32: Minimaal benodigde Dn50 voor beide klimaatscenario's van maximale situatie. Zichtjaar 2050=rood, 2080=groen.

Conclusies

In 2020 is de teenbestorting van dijktraject 8-4 door Waterschap Zuiderzeeland beoordeeld volgens het Wettelijk Beoordelings Instrumentarium 2017 (WBI2017) in het kader van Landelijke Beoordeling Overstromingskans ronde 1 (LBO-1). Hiervoor is een Toets op Maat uitgevoerd op basis van de stabiliteitsformules van Van der Meer. In de Nadere Veiligheidsanalyse (NVA) is een herbeoordeling van de steenbekleding uitgevoerd met als doel een stabiele ontwerpogave vast te stellen. Voor de NVA is gebruik gemaakt van dezelfde basisgegevens als de LBO-1. De

stabiliteitsformules zijn in een geautomatiseerd proces uitgevoerd, waarbij de regels uit de “Handreiking Dijkbekledingen Deel 4 – Breuksteen bekleding” onverkort zijn toegepast.

De belangrijkste bevindingen uit de NVA zijn:

- De nieuwe HR-database (HKV, 2024) bevat veel meer uitvoerpunten dan de WBI-2017 database, daardoor kunnen de hydraulische randvoorwaarden locatie specifiekere worden vastgesteld. De golfcondities zijn met een orde van 3-5 cm verzwaard door correctie van de zogenaamde golvenfout.
- Als gevolg van de meerpeilstijging in het 2080 scenario nemen de waterstanden bij de norm (WBN) toe met circa 22 cm in het westen tot circa 13 cm in het oosten.
- De resultaten van de NVA zijn grotendeels in lijn met de veiligheidsbeoordeling van het waterschap, maar vallen op het niveau van benodigde D_{n50} ongunstiger uit. Dit verschil wordt veroorzaakt door het gebruik van nieuwe hydraulische randvoorwaarden en het onverkorte gebruik van de formules. De nieuwe randvoorwaarden leveren meer en nauwkeurigere uitvoerdata op, wat bijdraagt aan een gedetailleerdere beoordeling.
- Uit zowel de NVA als de LBO-1 volgt dat bij ontwerp van de te versterken dijkvakken een zwaardere steensortering nodig is, namelijk 300-1000 kg in plaats van de nu aanwezige 40-200 kg. Dit is één klasse zwaarder (de tussensortering 60-300 kg niet meegerekend).
- Er is sprake van een dieptebeperking op de golfbelastingen bij lagere waterstanden tot circa NAP+1,5 m. De waterstanden waarbij de maatgevende condities worden gevonden liggen in het algemeen echter op of boven NAP+1,5 m, waardoor er geen effect is van de dieptebeperking op de ontwerpogave.

Aanbevelingen

De belangrijkste aanbevelingen voor het vervolgtraject zijn:

- Aanvullen profielbestanden met bodemdiepten, waar die nog ontbreekt. Dit heeft geen effect op de omvang van de opgave, maar kan wel nuances geven in de dimensionering van de teenbestorting. De verwachte winst hiervan is echter beperkt, vanwege de grote sprongen waarin de standaard sorteringen verlopen. De benodigde sortering zal in de bandbreedte van 300-1000 kg blijven.

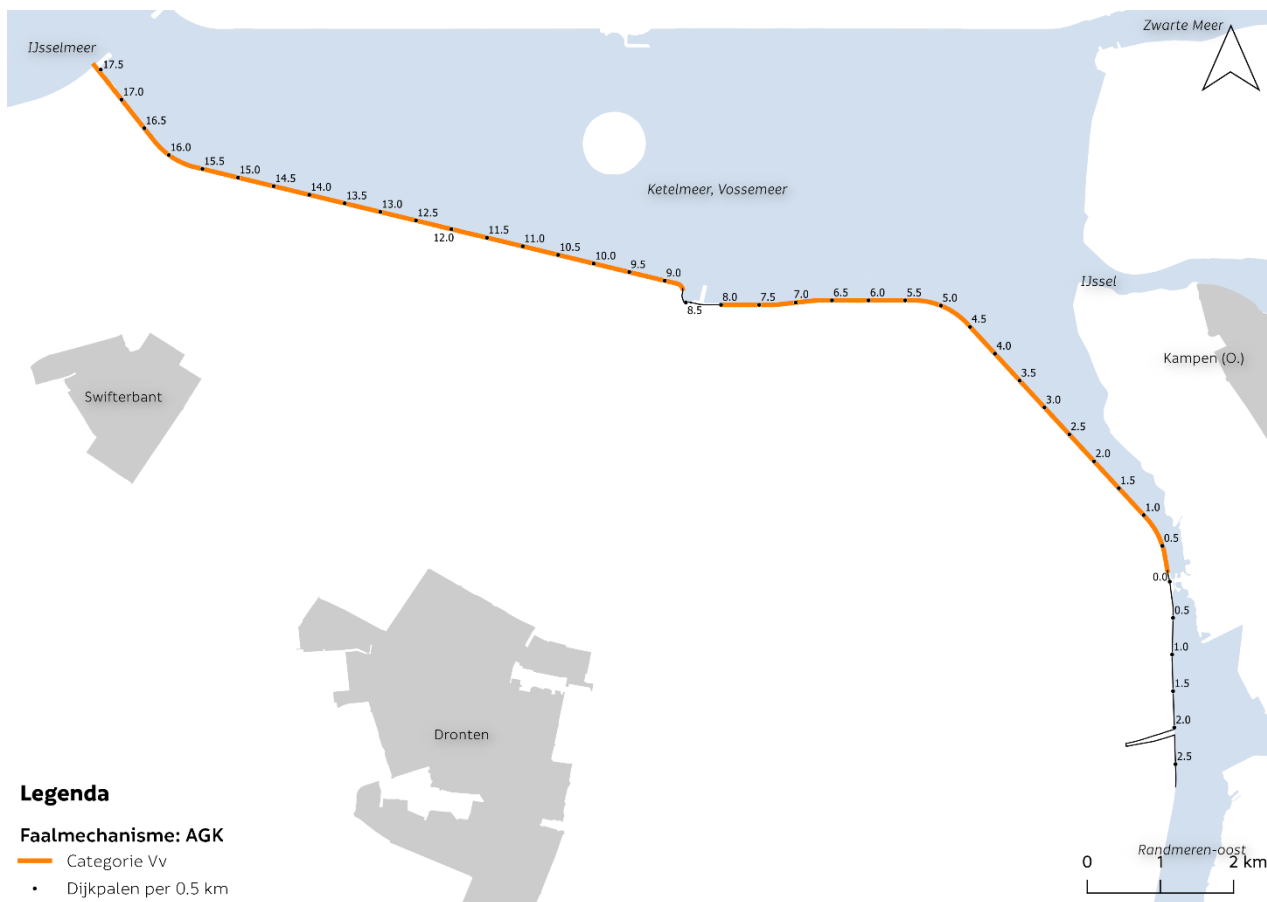
2.5 Asfaltbekleding

2.5.1 Resultaat Wettelijke Beoordeling Primaire Waterkeringen

2.5.1.1 Golfklappen op asfaltbekleding (AGK)

Dit faalmechanisme beoordeelt in hoeverre het asfalt bestendig is tegen golfklappen. Op vrijwel de gehele Ketelmeer- en Vossemeerdijk van dijktraject 8-4 is aan de buitenzijde van de dijk een fietspad met asfaltbekleding aanwezig. Dit fietspad ligt in de golfklapzone en bestaat niet uit waterbouwasfaltbeton (WAB). Hiervoor is een toets op maat uitgevoerd.

Uit de ToM volgt dat voor vakken met een asfaltbekleding zowel onder als boven de stilwaterlijn het oordeel voor toetsspoor AGK valt in categorie Vv. In Figuur 2-33 is het resultaat visueel weergegeven.



Figuur 2-33: Oordeel toetsspoor golfklappen op asfaltbekleding (AGK)

In LBO-1 is getoetst of het veiligheidsoordeel stabiel is en welk handelingsperspectief geldt de toekomst. Hieruit volgt:

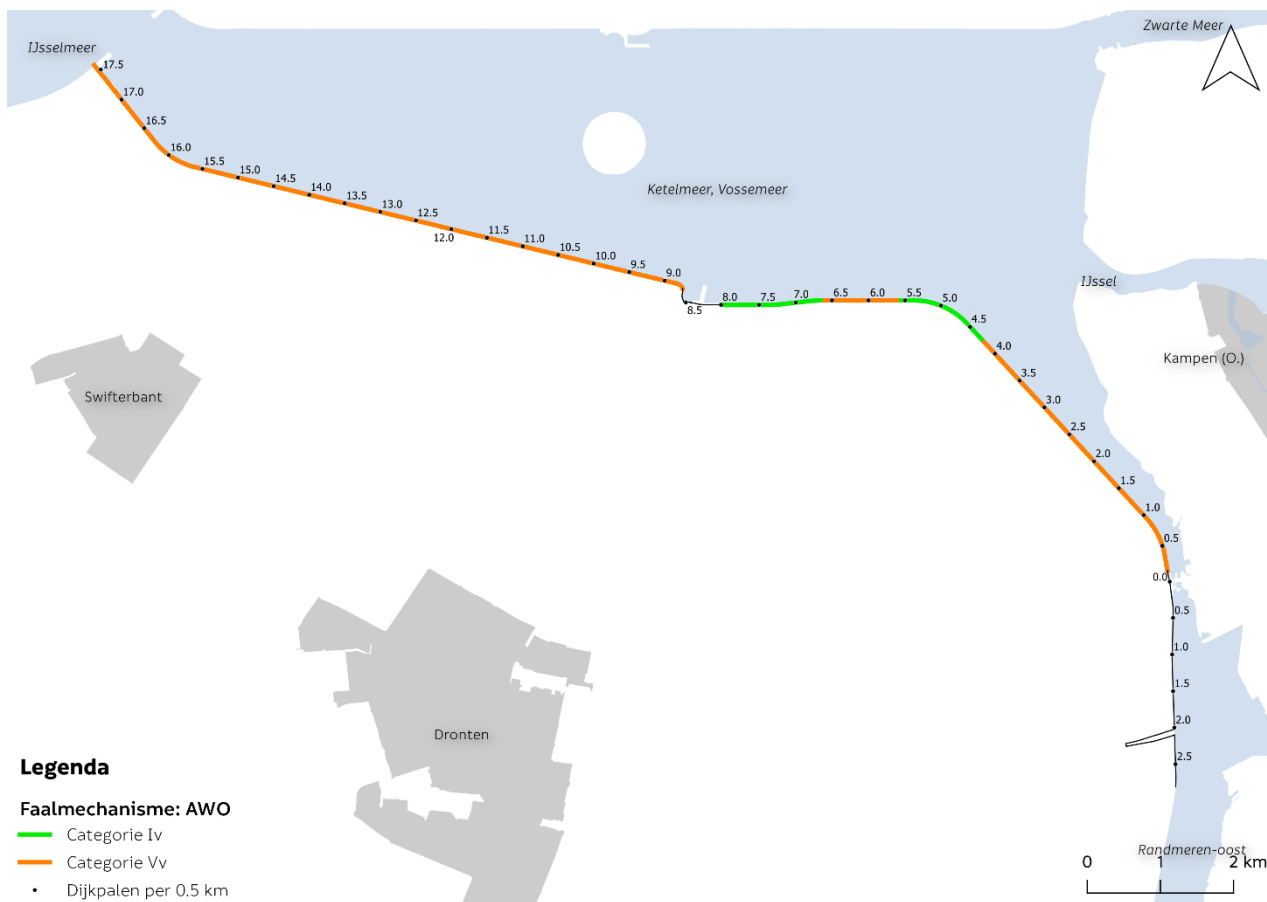
- De resultaten uit de beoordeling zijn verklaarbaar en stabiel.
- Bij de inspecties en onderhoud moet aandacht behouden blijven op de asfaltbekleding, tegelijkertijd met de inspecties op de steenbekledingen.

2.5.1.2 Wateroverdruk bij asfaltbekleding (AWO)

Bij niet-doorlatende dijkbekledingen kunnen wateroverdrukken onder de bekleding ontstaan. Bij het optreden van een hoge buitenwaterstand zal de freatische lijn in het dijklichaam stijgen door het grote stijghoogteverschil tussen buitenwaterstand en de grondwaterstand in het dijklichaam. Een extreme waterstand kan worden gevolgd door een snelle val van de buitenwaterstand. De grondwaterstand volgt vertraagd, waardoor de bekleding wordt belast door een opwaartse wateroverdruk.

Voor 126 vakken met een asfaltbekleding onder de stilwaterlijn wordt voor het toetsspoor AGK niet aan de ondergrens voldaan, mede vanwege een hoge grondwaterstand onder de bekleding. Voor deze vakken kan daarom gesteld worden dat ook op het toetsspoor AWO niet wordt voldaan aan de ondergrens. Voor 26 vakken ligt het niveau van de onderrand van de asfaltbekleding hoger dan de stilwaterstand bij de signaleringswaarde. Omdat er bij deze buitenwaterstand geen sprake zal zijn van een grondwaterstand onder de bekleding kan bij een snelle val van de buitenwaterstand de asfaltbekleding ook niet worden belast door een opwaartse wateroverdruk. De faalkans voor het toetsspoor AWO is voor deze vakken verwaarloosbaar.

De faalkans van het dijktraject voor het toetsspoor AWO valt in categorie Vt (voldoet niet aan de ondergrens). In Figuur 6.8 is het resultaat visueel weergegeven.



Figuur 2-34: Oordeel toetsspoor wateroverdruk bij asfaltbekleding (AWO)

In LBO-1 is getoetst of het veiligheidsoordeel stabiel is en welk handelingsperspectief geldt de toekomst. Hieruit volgt:

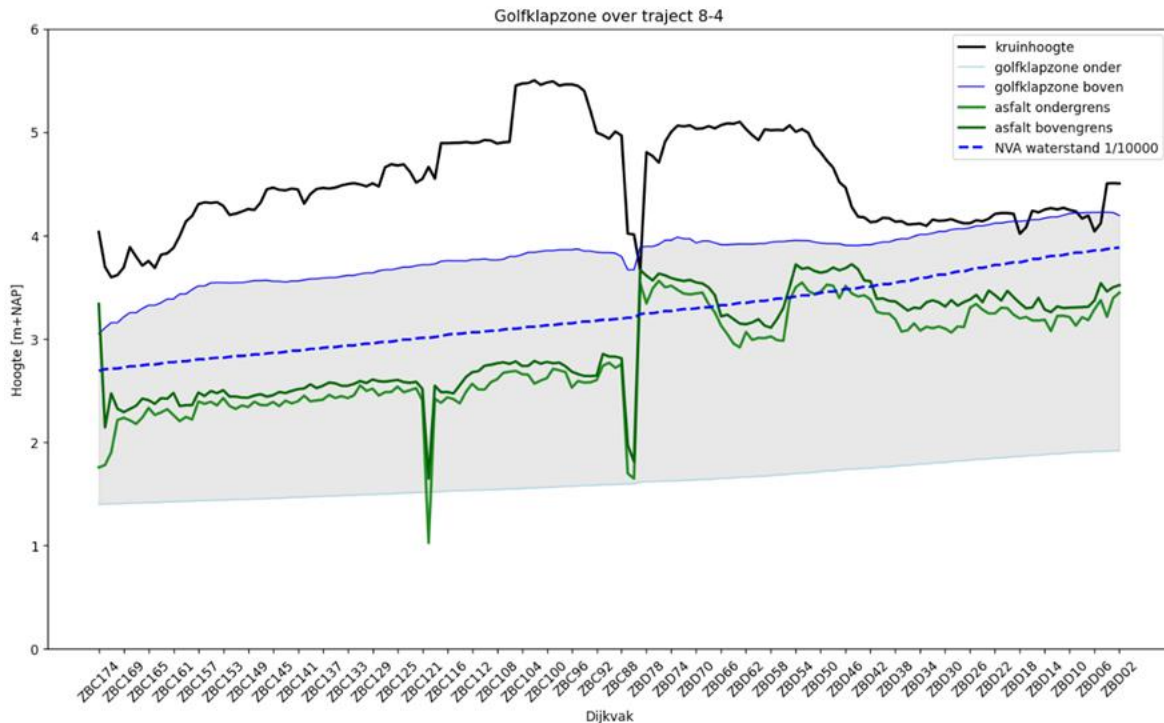
- De resultaten uit de beoordeling zijn verklaarbaar en stabiel.
- Bij de inspecties en onderhoud moet aandacht behouden blijven op de asfaltbekleding, tegelijkertijd met de inspecties op de steenbekledingen.

2.5.2 Resultaat Nadere Veiligheidsanalyse

In de nadere veiligheidsanalyse is asfalt kwalitatief beoordeeld ten opzichte van LBO-1. Met behulp van de nieuwe hydraulische randvoorwaarden database is de nieuwe golfklapzone bepaald en is het aantal dijkvakken met asfaltbekleding in de golfklapzone geanalyseerd. De nieuwe maatgevende waterstand (belangrijk voor AWO) en significante golfhoogte (belangrijk voor AGK) is beschouwd.

De golfklapzone is gedefinieerd als het stuk op het buitentalud tussen een waterstand met herhalingsstijd 1/10 en een waterstand bij de ondergrens (1/10.000 in geval van traject 8-4) plus een kwart van de significante golfhoogte.

Figuur 2-35 toont dat over het gehele traject de asfaltbekleding in de golfklapzone ligt, net als bij LBO-1. Met de iets zwaardere golfcondities in de nieuwe database betekent dit dat het gehele traject afgekeurd is op AGK.



Figuur 2-35: Ligging van de asfaltbekleding en de golfklapzone over het traject

Bij mechanisme AWO kan gesteld worden dat de vakken met een asfaltbekleding boven de stilwaterlijn (in dit geval de waterstand bij de ondergrens) een verwaarloosbare kleine faalkans hebben. In LBO-1 waren dit 26 vakken. In de NVA is dit door de toegenomen waterstand bij 20 vakken het geval. Figuur 2-35 laat zien om welke vakken dit gaat: ZBD-7.9 t/m ZBD-6.8, ZBD-5.4 t/m ZBD-4.8 en ZBD-4.6. Voor deze vakken is het oordeel 'Iv'. Voor alle overige vakken, die onder de stilwaterlijn liggen, geldt net als bij LBO-1 het oordeel 'Vv'.

2.5.3 Aanbevelingen: HWBP Verkenningfase

Het huidige fietspad bestaat niet uit waterbouwafsluit, met de huidige rekenregels kan om die reden niet de juiste sterkte berekend worden. De horizontale ligging van het asfalt draagt hier ook aan bij. Afhankelijk van de sterkte van het onder- of boventalud kan gekozen worden of het asfalt wel of niet vervangen moet worden. Voor de dijkvakken waar voor GEBU en GEKB een opgave is vastgesteld, wordt aangeraden om het asfalt integraal mee te nemen in de versterkingsopgave. Dit is het geval voor grote delen van de bekleding op het buitentalud van de Ketelmeerdijk.

Voor de Vossemeerdijk is de opgave voor de bekleding op het buitentalud beperkt. Bij de vakken waar geen andere opgave ligt, wordt geadviseerd om het asfalt niet te vervangen maar te laten liggen tot einde levensduur en goed schade te monitoren bij stormen. Bij schade kan er dan gerepareerd of vervangen worden. Wanneer het asfalt aan vervanging toe is, kan een constructie met waterbouwafsluitbeton worden toegepast.

2.6 Loswallen

2.6.1 Resultaat Wettelijke Beoordeling Primaire Waterkeringen

2.6.1.1 Loswal: Elandweg

Er is één damwandconstructie in de waterkering van traject 8-4 beschouwd. Het betreft de keerwand in de loswal aan de Elandweg. Uit de eenvoudige toets blijkt echter dat het geen langsconstructie conform het WBI betreft. Bij de aanleg en nadien vervanging van deze keerwand is de waterkering intact gelaten. Mocht deze keerwand bezwijken is dus nog een volledige waterkering aanwezig. De keerwand draagt dus niet fysiek bij aan de weerstand tegen instabiliteit van de waterkering.

De loswal is daarom niet verder beoordeeld in LBO-1 volgens het WBI2017.

2.6.1.2 Loswal: Kamperhoek

Evenwijdig aan de dijk heeft de circa 20 m brede loswal een natuurlijk talud dat is bekleed met basalt. Dit talud bevindt zich ook aan weerszijden van de loswal. Op het maaiveld van de loswal liggen betonplaten tot aan de 'teen' van de dijk. Met STEENTOETS is de stabiliteit van zowel het basalt als de betonplaten beoordeeld. Feitelijk kunnen betonplaten niet beoordeeld worden met STEENTOETS. Uit overleg met Mark Klein Breteler (Deltares) blijkt dat proeven in de Deltagoot hebben aangetoond dat de stabiliteit van betonplaten zeer slecht is. Op advies van Deltares is, om de stabiliteit van de betonplaten alsnog met STEENTOETS te bepalen, voor de betonplaten uitgegaan van betonblokken.

De steenzetting op de dijk zelf is niet beoordeeld. Voor deze steenzetting kan het maatgevende oordeel van de naastliggende vakken gebruikt worden: gelet op het niveau van het maaiveld van de loswal zal de golfbelasting op de op de dijk aanwezige steenzettingsconstructie (sterk) gereduceerd worden en is het oordeel van het naastliggend vak maatgevend.

De berekeningen met STEENTOETS tonen aan dat de sterkte van het basalt toereikend is voor een hydraulische belasting bij categorie A. De sterkte van de betonplaten daarentegen is niet toereikend voor een hydraulische belasting bij categorie C.

2.6.2 Resultaat Nadere Veiligheidsanalyse

De resultaten van de nadere veiligheidsanalyse zijn beschreven in de achtergrondrapportage (Arcadis, 2025y).

2.6.2.1 Loswal: Elandweg

De loswal heeft een breedte van slechts 100 meter. Het potentiële effect van de loswal op de ontwerpogave voor steenbekleding, asfaltbekleding en grasbekleding is zeer lokaal.

De loswal is een NWO. Op dit moment wordt geen sterkte ontleend aan de loswal. De bestaande steenbekleding loopt door achter de loswal. Gesteld kan worden dat de combinatie van loswal en steenbekleding sterker is dan de situatie aan weerszijden van de loswal waar enkel steenbekleding aanwezig is. De loswal zal immers moeten bezwijken alvorens de steenbekleding belasting wordt.

Om het potentiële effect van de loswal op de ontwerpogave voor steenbekleding, asfaltbekleding en grasbekleding in rekening te brengen dient aangetoond te worden dat de loswal standvast is tijdens de ontwerpcondities. Dit valt niet eenvoudig te kwantificeren aangezien ontwerpgegevens van de loswal niet beschikbaar zijn. Ook wordt de loswal hiermee onderdeel van de waterkering omdat er bij dit scenario in tegenstelling tot de huidige situatie wel sterkte wordt ontleend aan de loswal. Dit geeft een verzwaaring van de onderhoudsogave.

Advies ten aanzien van de ontwerpogave: niet leunen op loswal voor "sterkte bekleding". Loswal als NWO blijven beschouwen. Verken de mogelijkheid tot plaatsen damwand aan dijkzijde loswal om sterktekort op te lossen.

2.6.2.2 Loswal: Kamperhoek

Loswal Kamperhoek ligt in de kernzone van de dijk en maakt onderdeel uit van het dijklichaam. De loswal is een breed voorland en daarmee onderdeel van de waterveiligheids-eisen gesteld aan mechanismen zoals bijvoorbeeld macrostabiliteit en stabiliteit bekleding. De loswal kent geen eigen faalkansbudget maar geldt als "voorland" bij de dijk.

2.6.3 Aanbevelingen: HWBP Verkenningfase

Beide loswallen hebben een eigen karakteristiek. De loswal Elandweg is tegen de dijk 'aangeplakt' en de steenzetting is doorgetrokken. De aanwezigheid van de loswal heeft beperkt tot nihil effect op de ontwerpogave voor de dijkbekledingen, omdat de loswal een beperkte breedte heeft.

Als er wel sterkte ontleend wordt aan de loswal, dan krijgt het Waterschap een onderhoudsogave erbij. Omdat de ontwerpen van de loswal ontbreken kan geen goede waterveiligheidsinschatting gemaakt worden. Het is aanbevolen

om als Waterschap stelling te nemen over deze constructie en hoe deze in de toekomst mee te nemen in de beoordeling.

De loswal Kamperhoek is in feiten een voorland. In LBO-1 is deze beoordeeld als voorland met Steentoets. Deze voldoet niet. Het voornemen om een damwand om de werkponton te zetten, dit is te klein om golfreducerend te zijn. Het advies is om deze constructie als NWO mee te nemen in toekomstige waterveiligheidsbeoordelingen.

2.7 Keerwand Ketelhaven

2.7.1 Resultaat Wettelijke Beoordeling Primaire Waterkeringen

De situatie Ketelhaven is in verhouding tot het overige deel van het dijktraject relatief complex. Er zijn **3** kunstwerken aanwezig, er liggen enkele havendammen en is er sprake van een keerwand en voorland. Bij het bepalen van de hydraulische belastingen is er rekening gehouden met de gecombineerde reductie van havendammen en voorland. Deze reductie is meegenomen bij de beoordeling van de bekledingssporen GEKB, GEBU en ZST (inclusief TBS) in Ketelhaven.

2.7.1.1 Havendammen

Havendammen en andere golfreducerende objecten kunnen een direct effect hebben op de golfbelastingen en daarmee het oordeel voor de bekledingen en macrostabiliteit binnenwaarts met overslag. De ligging van de havendammen is weergegeven in Figuur 2-36. Er liggen alleen havendammen bij Ketelhaven, deze zijn beoordeeld.



Figuur 2-36: Ligging aanwezige havendammen Ketelhaven.

De havendammen zijn beoordeeld door middel van een toets op maat omdat de havendammen (deels) uit breuksteen bestaan. Voor het beoordelen van de breuksteen zijn binnen het WBI2017 geen voorschriften aanwezig. Het voorland Ketelhaven is qua opbouw vergelijkbaar met een dam en daarom meegenomen als havendam. Dit voorland ligt in de luwte van de westelijke havendam. De golfreductie door de aanwezigheid van de westelijke dam is meegenomen in de beoordeling van het voorland.

De westelijke havendam en het voorland bij Ketelhaven zijn niet stabiel bij de ondergrens, de basaltbekleding en de breuksteen falen. Op basis van een restprofielbenadering is een schatting gemaakt van het restprofiel. Na het falen

van de dammen blijven restprofielen over die reiken tot aan de waterlijn. Deze restprofielen zijn meegenomen in de golfreductie voor de relevante faalmechanismen van de achterliggende kering. Het falen van de havendam en het voorland is volgens verwachting; de belastingen zijn simpelweg te groot.

De oostelijke havendam dient ter bescherming van de daarachter gelegen jachthaven. De dam bestaat uit zand afgedekt met geotextiel en een bekleding van basalt en asfalt. Het asfalt vertoont brede scheuren en door het asfalt groeit vegetatie. De onderhoudstoestand van de asfaltbekleding is zodanig dat er geen (rest)sterkte en dus geen golfreductie aan ontleend kan worden.

2.7.1.2 Keerwand

Naast de reguliere beoordeling van de bekledingssporen, is er bij de Ketelhaven sprake van een keerwand. Deze keerwand is afzonderlijk beschouwd. Uit de beoordeling blijkt dat de hydraulische belastingen (golfhoogte) en de kracht op de keerwand ruim 2 keer zo groot is als de ontwerpbelasting. De keerwand voldoet niet aan de ondergrens.

2.7.2 Resultaat Nadere Veiligheidsanalyse

Voor de beoordeling van de keermuur in de Nadere Veiligheidsanalyse is uitgegaan van EuroCode CC3. In de achtergrondrapportage (Arcadis, 2025y) is toegelicht dat de keermuur qua classificatie tussen verschillende normeringen zit (Leidraad Kunstwerken, Werkwijze Ontwerpen Waterkerende Kunstwerken (WOWK) en de EuroCode). Per 1 januari 2024 (invoering Omgevingswet) is wat voorheen het Bouwbesluit was niet meer van toepassing op waterkerende onderdelen die bij bezwijken kunnen leiden tot een overstroming. De WOWK is op dit punt niet meer actueel. Gezien vanuit de constructeur is het wel wenselijk om een koppeling te leggen met de EuroCode.

Er zijn hydraulische randvoorwaarden afgeleid waarbij gekeken is naar de maatgevende condities ervan uitgaande dat de westelijke havendam bezwiken is en bij een standvast havendam. Als de havendam standvast is dan komen daar maatgevende condities uit die vergelijkbaar zijn met het ontwerp van de keerwand. Als de kruinhoogte van de havendam lager is (bijvoorbeeld NAP+ 1,0 m) dan nu aangenomen (NAP+ 2,5 m) dan resulteren de maatgevende condities al in golfhoogte groter dan gehanteerd bij het ontwerp van de keerwand.

De keerwand inclusief glazen waterkering voldoet niet in het huidige zichtjaar en in de toekomstig zichtjaren. Een ingreep is noodzakelijk.

2.7.3 Aanbevelingen: HWBP Verkenningfase

Op basis van de uitgevoerde analyse zijn er drie mogelijke oplossingsrichtingen geïdentificeerd;

1. Reduceren invallende golfhoogte door versterking Westelijke havendam. Bijvoorbeeld door het overlagen van de Westelijke havendam met vol-en-zat gepenetreerd breuksteen. Daarmee wordt de havendam onderdeel van de waterkering.
2. Integraal vervangen keerwand inclusief glazen waterkering door nieuwere robuustere waterkering.
3. Verwijderen glazen waterkering en overloopbestendig maken dijklichaam. De kruin van het grondlichaam ligt boven de waterstand bij de norm. Bij maatgevende omstandigheden is er sprake van golfoverslag/golfoverloop. Als dit niet leidt tot falen van het dijklichaam of een overstroming binnen het postcodegebied is dit toegestaan binnen de kaders van de overstromingskansmethodiek.

Opties 1 en 2 worden hierbij als meest kansrijk geacht.

In aanbeveling op bovenstaande is het verstandig om de analyse naar de reststerkte havendammen nogmaals tegen het licht te houden. De uitgevoerde analyse is enerzijds conservatief (uitgangspunten materiaal, verwaarlozing gebouwen op voorland) en anderzijds optimistisch (te lage golfhoogte).

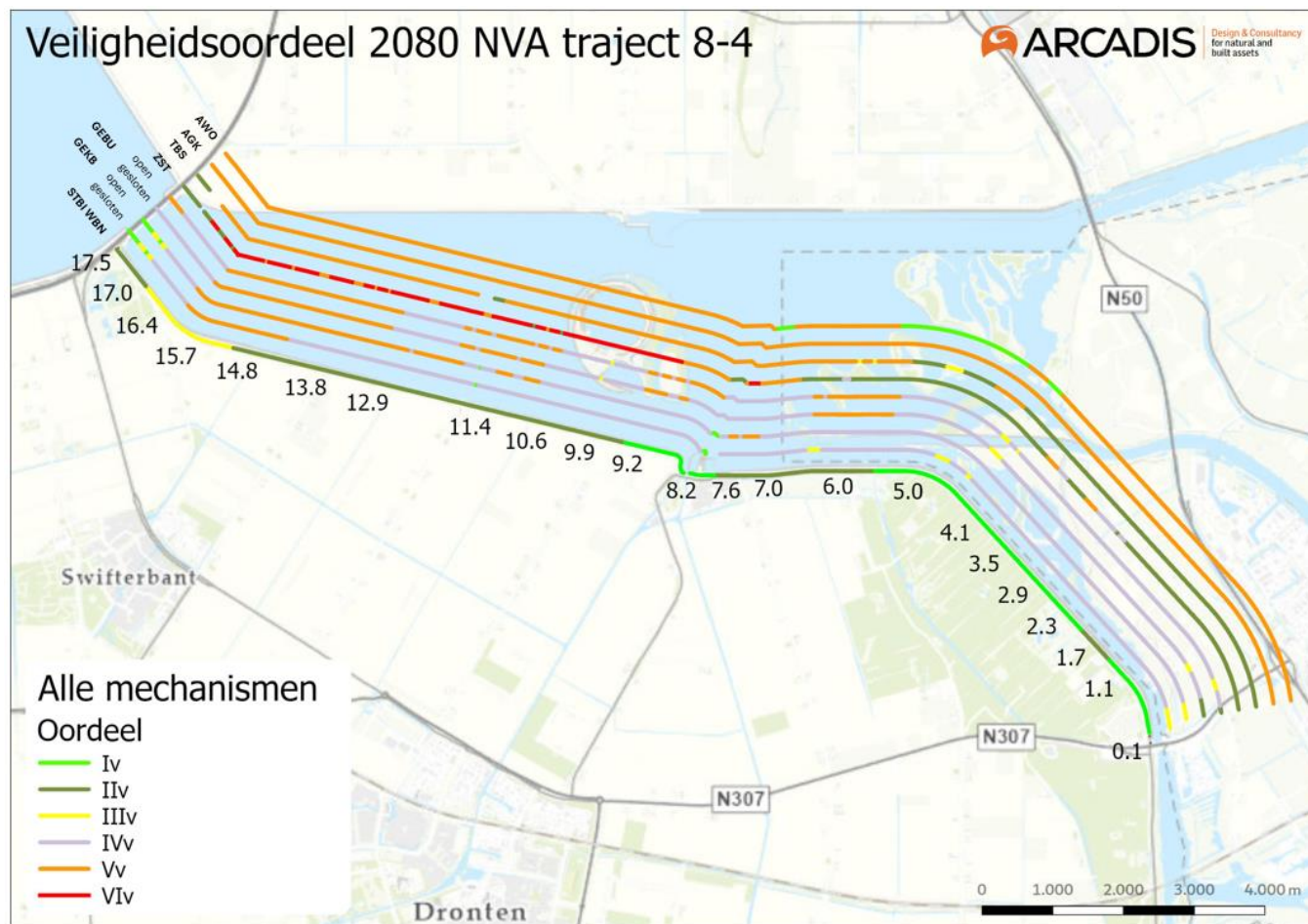
Belangrijkste vraag hierbij is of het aannemelijk is dat er voldoende restprofiel overblijft om de doorgaande golfhoogte lager te laten zijn dan de ontwerp golfhoogte van de glazen wand. Op basis van een snelle gevoeligheidsanalyse lijkt dit niet zo te zijn. Gezien de hoge kosten gemoeid met vervangen van de glazen wand en/of overlagen van de havendam is een gedegen analyse verstandig.

3 Conclusie Nadere Veiligheidsanalyse

In hoofdstuk 2 zijn per faalmechanisme de resultaten van de nadere veiligheidsanalyse gepresenteerd. Bij elk faalmechanisme zijn conclusies en aanbevelingen meegenomen. De belangrijkste conclusies zijn:

- Macrostabieliteit binnenwaarts:
 - Er is geen versterkingsopgave voor zichtjaar 2050 en 2080.
- Grasbekleding
 - Er is een opgave voor graserosie kruin en binnentalud (GEKB) voor de Ketelmeerdijk en Vossemeerdijk voor zichtjaar 2050 en 2080
 - Het verschil in opgave tussen 2050 en 2080 is niet groot: alleen tussen dijkpaal 6.7 en dijkpaal 4.6 worden tien profielen met zichtjaar 2080 afgekeurd die met zichtjaar 2050 nog voldoen aan de doorsnede-eis.
 - Er is een opgave voor graserosie buitentalud (GEBU) voor de Ketelmeerdijk en Vossemeerdijk, waarbij er een significante afstand tot de norm is vastgesteld.
 - Er is potentie om deze opgave verder aan te scherpen met de GEBU-GEKB tool, waarmee de faalkansruimte van beide faalmechanisme gecombineerd wordt en probabilistisch wordt beoordeeld. Dit kan resulteren in:
 - Het elimineren van de opgave voor GEBU door het optrekken van de hard-zacht overgang, waarmee faalkansruimte ontstaat voor GEKB en daarmee het dijkhoogtetekort gereduceerd kan worden.
 - Het elimineren van de volledige opgave op GEBU én GEKB, dit is met name kansrijk voor de Vossemeerdijk.
- Steenbekleding
 - Er is een opgave voor steenzettingen bij verschillende belastingcategorieën en zichtjaren. Dit is afhankelijk van de ligging van de steenzetting op het dijkprofiel. De afkeur betreft vooral op de natuursteen basalt en bovenliggende basalt op de Ketelmeerdijk en het westelijk deel van de Vossemeerdijk. De in de nadere veiligheidsanalyse berekende laagdiktetekorten zijn groter ten opzichte van LBO-1.
 - Het verschil in opgave tussen 2050 en 2080 is niet groot: verspreid over het traject veranderen 11 profielen van veiligheids categorie, waarvan er slechts 3 veranderen van 'goedgekeurd' naar 'afgekeurd' in 2080 ten opzichte van 2050.
- Teenbestorting
 - Er is een opgave voor teenbestorting voor zichtjaar 2050 en 2080, met name bij de Ketelmeerdijk maar ook bij de Vossemeerdijk. Het omslagpunt bij de Vossemeerdijk ligt rondom km 5.0. De rekenresultaten tonen dat er een klasse grotere teenbestorting benodigd is (300-1.000 kg) ten opzichte van de huidige aanwezig teenbestorting (40-200 kg).
- Asfaltbekleding
 - De asfaltbekleding voldoet niet. De aanwezig asfaltbekleding is geen waterbouwasfalt. Het wordt geadviseerd om bij het versterken van het asfalt te kijken naar de opgave bij de andere sporen gras- en steenbekleding. Als er geen opgave is voor gras- en steenbekleding is het advies om schade beelden te monitoren en het asfalt pas te vervangen bij einde levensduur voor waterbouwasfalt.
- Waterbouwkundige elementen
 - De loswallen Kamperhoek en Elandweg voldoen niet. Het wordt geadviseerd om de loswallen te beschouwen als Niet Waterkerende Objecten (NWO).
 - De glazen keermuur in de Ketelhaven voldoet niet. Het wordt geadviseerd om bij de oplossingsrichtingen te kijken naar het versterken van de havendammen en deze in (mede) beheer te nemen.

Figuur 3-1 toont het eindresultaat van de nadere veiligheidsanalyse voor zichtjaar 2080.



Figuur 3-1: Overzicht oordeel NVA per faalmechanisme over het gehele traject bij zichtjaar 2080

Colofon

NADERE VEILIGHEIDSANALYSE KETELMEERDIJK-VOSSEMEERDIJK
HOOFDRAPPORT

KLANT

Waterschap Zuiderzeeland

AUTEUR

Diederik van Hogendorp

PROJECTNUMMER

30234638

ONZE REFERENTIE

KZSTH7WV24SE-1173458823-27148:2.0

DATUM

5 maart 2025

STATUS

Definitief

GECONTROLEERD DOOR

VRIJGEGEVEN DOOR

Egon Bijlsma
Specialist Deltatechnologie

Diederik van Hogendorp
Projectmanager Waterveiligheid

Over Arcadis

Arcadis is de leidende wereldwijd opererende datagedreven duurzame ontwerp-, advies- en consultancyorganisatie op het gebied van de natuurlijke en gebouwde omgeving. Wij zijn met 36.000 architecten, data-analisten, ingenieurs, projectplanners, water- en duurzaamheidexperts. Onze gedeelde passie is: Improving quality of life. Toewijding aan de strategie 'accelerating a planet positive future' onderschrijft onze wereldwijde samenwerking met klanten en hoe we hen helpen met duurzame projectkeuzes. We combineren digitale met mensgerichte innovaties en omarmen toekomstgerichte vaardigheden op het gebied van milieu, energie, water, gebouwen, transport en infrastructuur. We werken vanuit meer dan dertig landen en rapporteerden in 2023 een bruto omzet van 5 miljard euro. www.arcadis.com

www.arcadis.com

Arcadis Nederland B.V.

Postbus 137
8000 AC Zwolle
Nederland

T +31 (0)88 4261 261

Arcadis. Improving quality of life

Volg ons op



[Arcadis](https://www.arcadis.com)