

DEFINITIEF, vastgesteld door Dijkgraaf en
Heemraden van Waterschap Zuiderzeeland in haar
vergadering van 20 november 2018

Wettelijke Beoordeling Primaire Waterkering normtraject 8-3

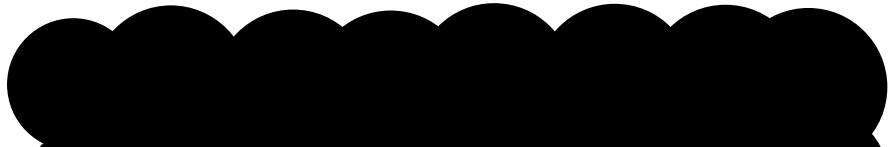
20 november 2018



Waterschap Zuiderzeeland
Postbus 229
8200 AE LELYSTAD
telefoon: (0320) 274 911
fax: (0320) 247 919
www.zuiderzeeland.nl

Colofon

Auteur:



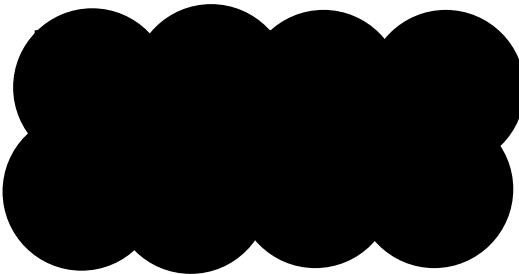
Opdrachtgever:



Versie:

Definitief, vastgesteld door Dijkgraaf en Heemraden van Waterschap Zuiderzeeland in haar vergadering van 20 november 2018

Review:



0. SAMENVATTING	1
1. INLEIDING	3
1.1. VOORWOORD	3
1.2. AANLEIDING	3
1.3. LEESWIJZER	3
2. BESCHRIJVING DIJKTRAJECT	5
2.1. ALGEMEEN	5
2.2. DIJKOPBOUW.....	6
2.3. KARAKTERISTIEKEN PER DEEL.....	7
2.3.1. Noordelijk deel (km 17,6 tot km 31,6).....	7
2.3.2. Middendeel (km 31,6 tot km 0,0).....	8
2.3.3. Zuidelijk deel (km 0,0 tot km 5,1).....	9
2.4. WATERKERENDE KUNSTWERKEN	9
2.4.1. Coupure RWS	9
2.4.2. Gemaal Wortman	10
2.4.3. Schutsluis Noordersluis	11
3. VEILIGHEIDSOORDEEL	13
3.1. INLEIDING	13
3.2. WERKWIJZE.....	13
3.3. CATEGORIEËN	13
3.4. ASSEMBLAGERESULTATEN	15
3.5. OORDEEL PER BEOORDELINGSSPOOR	16
3.6. REFLECTIE OP ASSEMBLAGERESULTAAT.....	17
3.7. CONCLUSIE.....	17
4. DUIDING VAN HET OORDEEL PER BEOORDELINGSSPOOR	18
4.1. DUIDING VAN DE GEBRUIKTE HYDRAULISCHE BELASTINGEN.....	18
4.2. HAVENDAMMEN (HAV)	18
4.3. BEKLEDINGEN	20
4.3.1. Algemeen	20
4.3.2. Beoordeling toetsspoor Grasbekleding erosie buitentalud (GEBU)	23
4.3.3. Beoordeling toetsspoor Grasbekleding afschuiving buitentalud (GABU)	23
4.3.4. Beoordeling toetsspoor Grasbekleding erosie kruin en binnentalud (GEKB)	24
4.3.5. Beoordeling toetsspoor Grasbekleding afschuiving binnentalud (GABI)	25
4.3.6. Beoordeling toetsspoor Stabiliteit steenetting (ZST).....	26
4.3.7. Beoordeling toetsspoor Golfklappen op asfaltbekleding (AGK).....	27
4.3.8. Beoordeling toetsspoor Wateroverdruk bij asfaltbekleding (AWO)	28
4.4. GEOTECHNISCHE BEOORDELINGSSPOREN	29
4.4.1. Macrostabieliteit binnenwaarts (STBI)	29
4.4.2. Macrostabieliteit buitenwaarts (STBU).....	30
4.4.3. Piping en heave (STPH)	31
4.4.4. Microstabieliteit (STMI)	32
4.5. KUNSTWERKEN	33
4.6. OVERIGE BEOORDELINGSSPOREN	34
4.6.1. Inleiding	34
4.6.2. Voorland (VLGA, VLAF, VLZV).....	34

4.6.3.	<i>Niet-waterkerende objecten (NWO)</i>	34
5.	TE TREFFEN VOORZIENINGEN	35
5.1.	INLEIDING	35
5.2.	BEHEER EN ONDERHOUD	35
5.2.1.	<i>Monitoring, inspectie en onderhoud</i>	35
5.2.2.	<i>Medegebruik, vergunningverlenging en handhaving</i>	35
5.3.	PREVENTIEVE (TIJDELIJKE) NOODMAATREGELEN	36
5.4.	CALAMITEITENORGANISATIE.....	37
6.	BEPALING VAN HET STOPMOMENT EN VERVOLGPROCES	38
6.1.	BEPALING VAN HET STOPMOMENT	38
6.2.	VERVOLGPROCES	38
6.2.1.	<i>Procedure ILT</i>	38
6.2.2.	<i>Bestuurlijke besluitvorming</i>	40
6.2.3.	<i>Route naar het HWBP</i>	40
7.	REFERENTIES	41
	BIJLAGE 1: MEMO HYDRAULISCHE BELASTINGEN DIJKTRAJECT 8-3	42

0. Samenvatting

Waterschap Zuiderzeeland is verantwoordelijk voor het beoordelen van de primaire waterkeringen in zijn beheergebied. De Waterwet bepaalt dat de veiligheid van alle primaire waterkeringen elke twaalf jaar moet worden beoordeeld.

Dit rapport beschrijft, op basis van het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium 2017 (WBI 2017), het veiligheidsoordeel van het dijktraject 8-3 in Oostelijk en Zuidelijk Flevoland, gelegen tussen de Knardijk en de Ketelbrug. De peildatum voor deze beoordeling is 1 januari 2023.

Het veiligheidsoordeel van dijktraject 8-3 wordt bepaald door de combinatie van beoordelingen van alle dijkvakken en kunstwerken op alle toetssporen zoals beschreven in de Waterwet. Per beoordeeld dijkvak en kunstwerk is per toetsspoor een oordeel bepaald welke gecombineerd zijn tot het veiligheidsoordeel voor het gehele traject 8-3.

In onderstaande Tabel 1 is aangegeven dat het veiligheidsoordeel van dijktraject 8-3 categorie D is en daarmee ruim niet voldoet aan de signaleringswaarde en de ondergrens.

Tabel 1: Veiligheidsoordeel

Combineren van toetssporen	categorie	benaderde faalkans
Toetssporen in groep 1 en 2	D	3,22E-02
Toetssporen in groep 3 en 4	C	
Combineren tot veiligheidsoordeel	D	



Voor het faalmechanisme grasbekleding erosie kruin en binnentalud wordt de grootste afstand tot de norm gevonden. Met name de faalmechanismen met betrekking tot de bekleding van de waterkering voldoen niet aan de ondergrens.

Aan het veiligheidsoordeel in categorie D zijn verschillende oorzaken debet. De belangrijkste is de normsprong die het dijktraject maakt ten opzichte van de overschrijdingsnorm die tot 1 januari 2017 gold. De waterstanden die met het WBI 2017 zijn berekend bij de nieuwe overstromingsnorm liggen ca. 0,50 à 0,60 meter hoger dan de waterstanden behorende bij de norm die tot 1 januari 2017 gold. De bestaande dijken zijn hier in het verleden niet op ontworpen en aangelegd. Naast de hogere waterstanden zijn ook de eisen die aan de dijk worden gesteld aanzienlijk hoger. Kortom het lag in de lijn der verwachting dat dijktraject 8-3 aan de norm zou voldoen. Deze veiligheidsbeoordeling conform het WBI 2017 bevestigt dit beeld.

1. Inleiding

1.1. Voorwoord

In de periode van september 2017 tot en met augustus 2018 is in verschillende fasen gewerkt aan de beoordeling van normtraject 8-3. In december 2017 is een conceptrapportage bij ILT ingediend, die van onvoldoende kwaliteit bleek. Naar aanleiding hiervan is de beoordeling van 8-3 grondig herzien.

In het kader van de herziening zijn verschillende acties uitgevoerd.

Hierbij is de hulp ingeschakeld van Waterschap Aa&Maas, Wetterskip Fryslan en Deltares. Zij hebben tijdens het herzieningsproces het werk gereviseerd en van commentaar voorzien, met bijzondere aandacht voor de herleidbaarheid van de uitgangspunten, resultaten en bronnen.

Met Deltares zijn daarnaast, in een aantal expertsessies, Toetsen Op Maat opgesteld voor de havendammen langs de Oostvaardersdijk, de beoordeling van macrostabiliteit binnenwaarts en de beoordeling van de asfaltbekleding. Nader veldonderzoek is uitgevoerd naar een aantal kritieke parameters: de samenstelling van de asfaltbekleding en de zuilhoogte en filtermateriaal van de steenzettingen.

1.2. Aanleiding

Conform de Waterwet brengt de beheerder van een primaire waterkering elke twaalf jaar verslag uit aan de minister van Infrastructuur en Waterstaat over de algemene waterstaatkundige toestand van zijn waterkering. Hiertoe toetst de beheerder zijn dijktrajecten aan de wettelijke normen voor de waterveiligheid aan de hand van de (bij ministeriële regeling vastgestelde) regels voor het bepalen van de hydraulische belasting op de dijk en sterkte van de dijk.

Voor Waterschap Zuiderzeeland (ZZL) betekent dit dat 9 normtrajecten, met een totale lengte van 199 km, en 22 waterkerende kunstwerken volgens de nieuwe overstromingskans-benadering beoordeeld moeten worden.

Met dit concept-document rapporteert het waterschap over de beoordeling van het dijktraject 8-3 aan de toezichthouder: de Inspectie Leefomgeving en Transport.

1.3. Leeswijzer

Hoofdstuk 1 is de inleiding. Hoofdstuk 2 geeft de beschrijving van het dijktraject. In hoofdstuk 3 geeft het overzicht van het veiligheidsoordeel, assembleresultaat en de reflectie op die resultaten.

Daarna volgt in hoofdstuk 4 de duiding van het oordeel per toetsspoor samengevat gepresenteerd in de volgorde waarin de toetssporen bijdragen aan de overstromingskans van het normtraject. In hoofdstuk 5 staan de te treffen voorzieningen beschreven. De rapportage sluit in hoofdstuk 6 af met de conclusies en een korte reflectie op het beoordelingsproces van normtraject 8-3. De referenties staan in hoofdstuk 7.

De uitgebreide weergave van de uitvoering per beoordelingsspoor is opgenomen in onderliggende logboeken. Vanuit de onderliggende notities is verwezen naar de rekenmodellen, Riskeer en overige digitale bestanden. Een opmerking hierbij is dat het voor de beoordeling noodzakelijk was parallel aan verschillende sporen en dus in verschillende Riskeerbestedingen te werken. De administratie van de resultaten is niet in de Riskeerbestedingen opgenomen, maar in de logboeken per beoordelingsspoor en integraal in de assemblagetool.

2. Beschrijving dijktraject

2.1. Algemeen

Normtraject 8-3 ligt in oostelijk Flevoland, door de Knardijk gescheiden van zuidelijk Flevoland, en strekt zich uit van de Ketelbrug (km 17,6) in het noorden tot aan de Knardijk in het zuiden (km 5,1), zie Figuur 1. Normtraject 8-3 is ruim 22 km lang. Conform de Waterwet is normtraject 8-3, op basis van Rijksdriehoekscoördinaten, begrensd tussen beginpunt (x=155909, y=500652) en eindpunt (x=171994, y=513513).

De ondergrens en signaleringswaarde van normtraject 8-3 bedragen als volgt:

Ondergrens	1/30.000 jaar
Signaleringswaarde	1/10.000 jaar

Figuur 1: Ligging normtraject 8-3

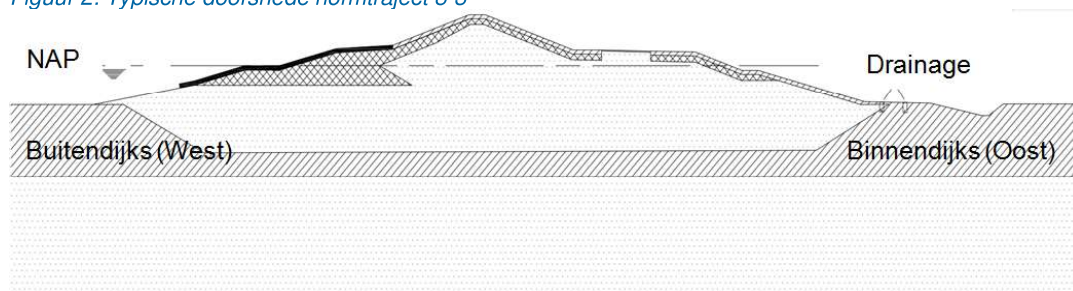


Normtraject 8-3 beschermt van de Ketelbrug tot de Houtribdijk tegen overstroming vanuit het IJsselmeer en van de Houtribdijk tot aan de Knardijk tegen overstroming vanuit het Markermeer.

2.2. Dijkopbouw

De dijken van Flevoland zijn in de periode 1950-1957 aangelegd in een zandcunet. Hiervoor zijn de holocene kleilagen afgegraven. Van de holocene laag is circa 1 m achtergebleven om een waterdichte afsluiting te vormen tussen de dijkkern en de pleistocene ondergrond. De dijkkern is opgebouwd uit zand en afgedekt met een kleilaag (zie Figuur 2). Aangezien het cunet breder is dan de dijk kan het buitenwater via het cunet vrij intreden wat veel kwel veroorzaakt in de polders. In verband met de opbouw en ervaringen wordt er geen rekening gehouden met zettingen.

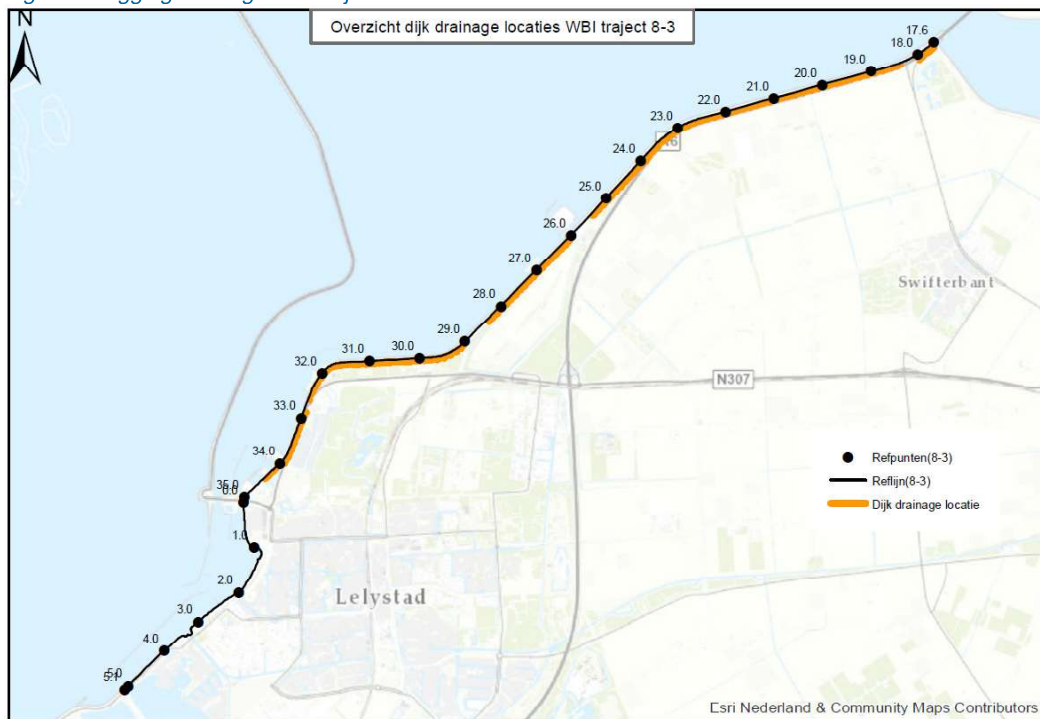
Figuur 2: Typische doorsnede normtraject 8-3



In de kwelberm van de Flevolandse dijken is op de meeste plaatsen drainage en een kwelsloot aanwezig, samen zorgen die voor de afvoer van het kwelwater. Daar waar sprake is van een verhoogd en breed achterland, of een aanwezige waterpartij (Lelystad-Haven) ontbreken de drainage en de kwelsloot (Figuur 3). Het doel van de drainage is om de kwelberm voldoende te ontwateren om de kwelberm toegankelijk te houden voor onderhoud aan de waterkering.

De drainage functioneert goed. Om de onderhoudstoestand goed te houden voert de dijkbeheerder periodiek onderhoud uit aan de drainage, zoals het regelmatig doorspuiten (eens in de 5 jaar wordt de drainage doorgespoten) en zo nodig tijdig vervangen.

Figuur 3: Ligging drainagenormtraject 8-3



De drainage heeft invloed op de freatische lijn in het dijklichaam. Dit beïnvloedt de faalmechanismen STMI, GABI en STBI. Binnen de afzonderlijke logboeken is beschreven hoe met de drainage is omgegaan.

2.3. Karakteristieken per deel

Het normtraject is in grofweg drie stukken in te delen, te weten:

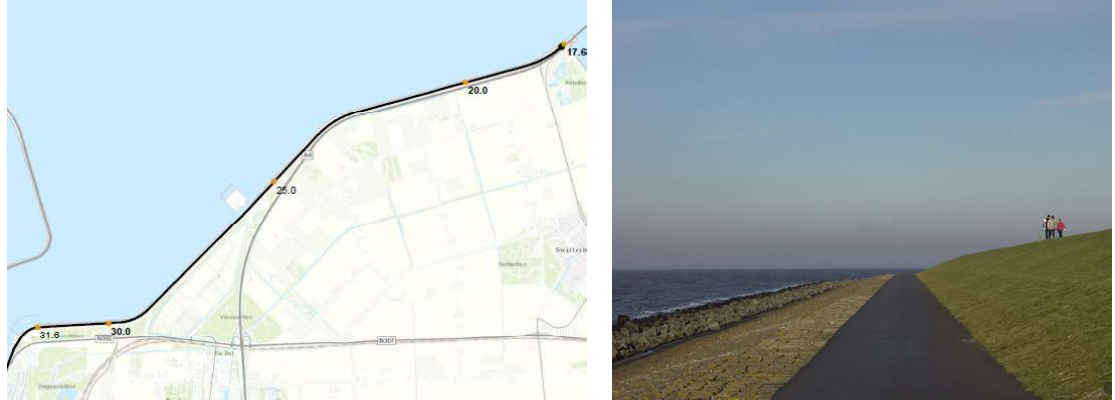
1. Het noordelijk deel (km 17,6 tot km 31,6);
2. Het middendeel rond de bebouwde kom van Lelystad tot de Houtribdijk (km 31,6 tot km 0,0);
3. Het zuidelijk deel (km 0,0 tot 5,1).

Hieronder staan kort de karakteristieken per deel beschreven.

2.3.1. Noordelijk deel (km 17,6 tot km 31,6)

Het noordelijke deel kenmerkt zich door strakke lijnen en een homogene opbouw, zie Figuur 4. De dijk is aan de buitenzijde voorzien van een harde bekleding tot halverwege het boventalud. Vanaf de waterbodem is een steenbestorting aangebracht, daarna volgt een steenzetting van basalt, een berm voorzien van een asfaltbekleding, een zetting van betonzuilen en vervolgens, tot de kruin een grasbekleding op klei. Ook de kruin, het binnentalud en de binnenberm zijn voorzien van een grasbekleding.

Figuur 4: Ligging en impressie noordelijk deel



Dit deel van normtraject 8-3 wordt rechtstreeks blootgesteld aan de golfbelasting van het IJsselmeer. Binnendijs bevindt zich landelijk gebied, door de A6 van de dijk gescheiden.

Langs het noordelijk deel bevinden zich vanaf de Ketelbrug tot km 24,0 met regelmatige tussenafstanden windturbines in het IJsselmeer op ongeveer 25 m uit de buitenteen. Ter hoogte van km 25,9 bevindt zich op korte afstand voor de dijk de Maximacentrale. De Maximacentrale wordt gevoed door een stalen gasleiding die met een persing onder de dijk is aangebracht.

In dit deel van normtraject 8-3 bevinden zich geen waterkerende kunstwerken.

2.3.2. Middendeel (km 31,6 tot km 0,0)

Het middendeel onderscheidt zich qua uiterlijk en opbouw niet van het noordelijk deel. Wel bevindt het middendeel zich in de luwte van de Houtribdijk, die Flevoland verbindt met het Noordhollandse vasteland. (zie Figuur 5)

Figuur 5: Ligging middendeel



Binnendijks bevindt zich de overgangszone van het landelijke gebied naar de bebouwde kom van Lelystad. Op een deel van de binnenberm is de provinciale weg N302 aanwezig.

Ter hoogte van km 31,8 bevindt zich in het IJsselmeer de jachthaven Flevo Marina. Ter hoogte van km 34,4 bevindt zich Parkhaven.

Er bevinden zich geen waterkerende kunstwerken in dit deel van normtraject 8-3.

2.3.3. Zuidelijk deel (km 0,0 tot km 5,1)

Het zuidelijk deel is gelegen langs het Markermeer en achter de havendammen die in de legger van Zuiderzeeland zijn opgenomen. De havendammen hebben een golfreducerende werking en zijn onderdeel van het waterkeringsysteem. De Markermeerdijk is gelegen langs de bebouwde kom van Lelystad. Normtraject 8-3 loopt tot aan de Knardijk in het zuiden. (zie Figuur 6)

Figuur 6: Ligging en impressie zuidelijk deel



Ter hoogte van km 1,1 bevindt zich de langsconstructie van Bataviahaven. (zie Figuur 6)

Er bevinden zich drie waterkerende kunstwerken in dit deel van normtraject 8-3 (zie Figuur 6):

- 1 Coupure RWS
- 2 Gemaal Wortman
- 3 Schutsluis Noordersluis

2.4. Waterkerende kunstwerken

2.4.1. Coupure RWS

Coupure-RWS ligt ten noorden van Lelystad Haven; als buitenwater geldt het Oostvaardersdiep (Markermeer). De coupure doet dienst als permanente doorgang naar een laad- en loskade aan het Markermeer. Enkele foto's van de situatie zijn hieronder

opgenomen (Figuur 7 en Figuur 8). De afstand tussen de coupure en omliggende bebouwing is minimaal 20 m. Waterschap Zuiderzeeland is beheerder van de coupure.

Figuur 7: Locatie coupure RWS naast gemaal Wortman



Figuur 8: foto coupure RWS

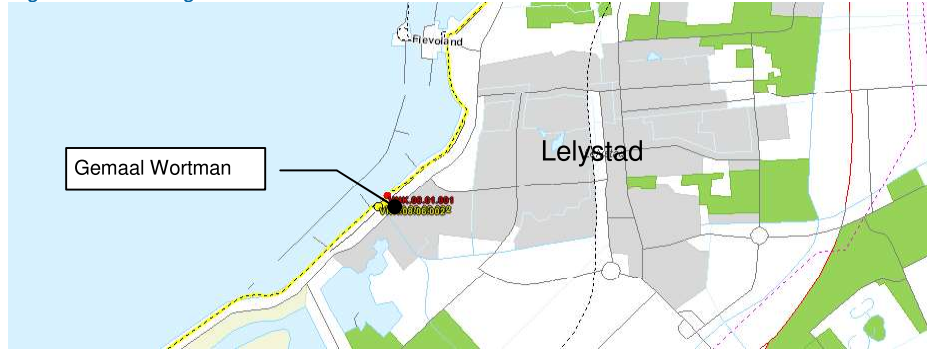


2.4.2. Gemaal Wortman

Het kunstwerk gemaal Wortman ligt ten noorden van Lelystad Haven (zie Figuur 9). Als buitenwater geldt het Oostvaarderdiep van het Markermeer met een streefpeil van NAP-0,30 meter; zijnde het gemiddelde tussen het zomer- en winterstreefpeil. Als binnenwater geldt de Lage Vaart met een gemiddeld polderpeil van NAP-6,20 meter.

Gemaal Wortman is gebouwd in 1954 en in eigendom bij Waterschap Zuiderzeeland dat ook het beheer en onderhoud uitvoert. Het kunstwerk is gelegen in dijktraject 8-3. De functie van het gemaal is het lozen van overtollig water vanuit de Lage Vaart op het Markermeer.

Figuur 9: Locatie gemaal Wortman



Het gemaal bevindt zich direct ten noorden van de Noordersluis, zie Figuur 9 en Figuur 11. Het water tussen het gemaal en de sluis in de Lage Vaart wordt voor de scheepvaart gescheiden middels meerpalen. Voor de oever van het Oostvaardersdiep ligt een gestrekte havendam. Achter het gemaal ligt de binnenhaven van Lelystad die middels de Noordersluis met het Markermeer wordt verbonden. De afstand tussen het gemaal en de dichtstbijzijnde binnendijkse bebouwing bedraagt minimaal 125 m.

2.4.3. Schutsluis Noordersluis

De Noordersluis ligt ten noorden van Lelystad Haven (zie Figuur 10).

Als buitenwater geldt het Oostvaardersdiep van het Markermeer met een gemiddeld peil van NAP-0,30 m. Het binnenwater betreft de Lage Vaart met een gemiddeld polderpeil van NAP-6,20 m.

Figuur 10: Locatie Noordersluis



De sluis bevindt zich naast het gemaal Wortman (zie Figuur 11). De sluis verbindt de binnenhaven van Lelystad met het Markermeer. De afstand tussen de sluis en omliggende bebouwing is minimaal 40 m.

Figuur 11: Locatie Noordersluis, ten zuidwesten van gemaal Wortman



De Noordersluis is medio jaren '50 gebouwd met als doel scheepvaartverkeer mogelijk te maken tussen het Markermeer en de Lage Vaart in Flevoland. Het betreft zowel beroepsvaart als recreatievaart. De sluis is op palen gefundeerd en wordt beheerd door de Provincie Flevoland vanaf 1986. Rijkswaterstaat was de vorige beheerder.

3. Veiligheidsoordeel

3.1. Inleiding

Dit hoofdstuk presenteert het veiligheidsoordeel van normtraject 8-3, inclusief een aantal gevoeligheidsanalyses. Op grond van de resultaten en gevoeligheidsanalyses geeft dit hoofdstuk vervolgens duiding aan het veiligheidsoordeel. Deze duiding is nader uitgewerkt in hoofdstuk 5.

3.2. Werkwijze

Normtraject 8-3 is beoordeeld conform het WBI2017 dat op 1 januari 2017 van kracht is geworden. De peildatum voor de beoordeling is 31 december 2022.

De beoordelingsprocedure bestaat uit vier stappen:

- eenvoudige toets: per vak en per toetsspoor
- gedetailleerde toets per vak en per toetsspoor
- gedetailleerde toets per traject (deze is nog niet beschikbaar en in deze beoordeling niet gebruikt)
- toets op maat (onderdeel van de toets op maat kan een onderbouwd beheerdersoordeel zijn).

Per spoor is de beoordeling doorgezet totdat een stopcriterium is bereikt. De analyses per beoordelingsspoor staan beschreven in de afzonderlijke logboeken.

In Bijlage I van het WBI is een aantal criteria opgenomen op basis waarvan de beheerder kan beslissen om de beoordeling te beëindigen.

Op het niveau van de afzonderlijke beoordelingssporen zijn de volgende stopcriteria aangehouden:

1. De beheerder kan onderbouwen dat het uitvoeren van nadere analyses niet tot een aanpassing van het toetsoordeel (andere categorie) leidt. De onderbouwing toont dan aan dat een aanscherping van de invoerparameters niet leidt tot een ander toetsoordeel.
2. Met een kosten-batenanalyse is aangetoond dat het aanscherpen van het toetsoordeel niet kosteneffectief is ten opzichte van het uitvoeren van een herstel- of verbetermaatregel.

Nadat voor elk beoordelingsspoor een stopcriterium is bereikt, wordt de assemblage uitgevoerd. Aan de hand van de resultaten van het assemblageproces stelt de beheerder vervolgens het veiligheidsoordeel over het traject op.

Het veiligheidsoordeel wordt uitgedrukt in verschillende categorieën. De categorieën geven inzicht in de mate waarin het dijktraject wel of niet aan de norm voldoet.

3.3. Categorieën

Het WBI maakt onderscheid tussen vijf categorieën voor het uitdrukken van het veiligheidsoordeel. Deze categorieën zijn gegeven in onderstaande Tabel 2.

Het veiligheidsoordeel is het totale eindoordeel per traject, het toetsoordeel is het onderliggende oordeel per beoordelingsspoor per traject of vak.

Tabel 2: Categorieën veiligheidsoordeel

Cat.	Aanduiding categorie veiligheidsoordeel	Begrenzing categorie P_{traject} Overstromingskans van het dijktraject [1/jaar]. $P_{\text{eis, sig}}$ Signaleringswaarde van het dijktraject [1/jaar]. $P_{\text{eis, ond}}$ Ondergrens van het dijktraject [1/jaar].
A+	Overstromingskans van het dijktraject is veel kleiner dan de signaleringswaarde. <i>Dijktraject voldoet ruim aan de signaleringswaarde.</i>	$P_{\text{traject}} < 1/30 * P_{\text{eis, sig}}$
A	Overstromingskans van het dijktraject is kleiner dan de signaleringswaarde. <i>Dijktraject voldoet aan de signaleringswaarde.</i>	$1/30 P_{\text{eis, sig}} < P_{\text{traject}} < P_{\text{eis, sig}}$
B	Overstromingskans van het dijktraject is groter dan de signaleringswaarde, maar kleiner dan ondergrens. <i>Dijktraject voldoet aan de ondergrens, maar niet aan de signaleringswaarde.</i>	$P_{\text{eis, sig}} < P_{\text{traject}} < P_{\text{eis, ond}}$
C	Overstromingskans van het dijktraject is groter dan de signaleringswaarde en de ondergrens. <i>Dijktraject voldoet niet aan de signaleringswaarde en ook niet aan de ondergrens.</i>	$P_{\text{eis, ond}} < P_{\text{traject}} < 30 * P_{\text{eis, ond}}$
D	Overstromingskans het dijktraject is veel groter dan de signaleringswaarde en de ondergrens. <i>Dijktraject voldoet ruim niet aan de signaleringswaarde en aan de ondergrens.</i>	$P_{\text{traject}} > 30 * P_{\text{eis, ond}}$

Naast de categorieën voor het veiligheidsoordeel zijn categorieën per toetspoor en per vak geïntroduceerd (Tabel 3). Het subscript 'v' of 't' bij de categorisering van de beoordeling per toetspoor duidt op 'vak' of 'traject'. In de logboeken is conform het WBI de naamgeving van de toetsoordelen (Iv t/m IVv) gehanteerd.

Tabel 3: Categorieën beoordelingsscore per kunstwerk per beoordelingsspoor

Cat.	Aanduiding categorie toetsoordeel per vak per toetsspoor	Begrenzing categorie
		$P_{f,dn}$ Faalkans per vak (doorsnede of kunstwerk) [1/jaar]. $P_{eis,sig}$ Signaleringswaarde van het dijktraject [1/jaar]. $P_{eis,ond}$ Ondergrens van het dijktraject [1/jaar]. $P_{eis,sig,dn}$ Faalkanseis per doorsnede of kunstwerk [1/jaar]
I _v	voldoet ruim aan de signaleringswaarde	$P_{f,dn} < \frac{1}{30} P_{eis,sig,dn}$
II _v	voldoet aan de signaleringswaarde	$\frac{1}{30} P_{eis,sig,dn} < P_{f,dn} < P_{eis,sig,dn}$
III _v	voldoet aan de ondergrens en mogelijk aan de signaleringswaarde	$P_{eis,sig,dn} < P_{f,dn} < P_{eis,ond,dn}$
IV _v	voldoet mogelijk aan de ondergrens en/of aan de signaleringswaarde	$P_{eis,ond,dn} < P_{f,dn} < P_{eis,ond}$
V _v	voldoet niet aan de ondergrens	$P_{eis,ond} < P_{f,dn} < 30P_{eis,ond}$
VI _v	voldoet ruim niet aan de ondergrens	$P_{f,dn} > 30P_{eis,ond}$
VII _v	nog geen oordeel	

3.4. Assemblageresultaten

In de beoordeling is de waterkering per beoordelingsspoor en per vak beoordeeld. Bij de assemblage zijn alle vakoordelen per spoor vertaald naar trajectoordelen per spoor, waarna de trajectoordelen per spoor gecombineerd zijn tot een trajectoordeel voor de toetssporen in de groepen 1 en 2 en in de groepen 3 en 4. Deze groepsoordelen zijn tot slot gecombineerd tot een veiligheidsoordeel voor het gehele traject. De indirecte toetssporen (groep 5) zijn niet meegenomen in de assemblage. Tabel 4 toont de trajectoordelen voor de groepen 1 en 2, groepen 3 en 4 en het veiligheidsoordeel. Daarbij is afgeweken van de standaard faalkansbegroting zoals opgenomen in tabel 2-2 in §2.3 van Bijlage III [2], de faalkanstuimte van STBI (0,04) is namelijk uitgewisseld met die van STPH (0,24). Omdat het in Riskeer nog niet mogelijk is een gedetailleerde toets per traject uit te voeren (waarin de faalkansbegroting wordt losgelaten), is het uitwisselen van faalkansruimte uitgevoerd in het kader van de Toetsen op maat voor STBI en STPH. Het uitwisselen van faalkansruimte tussen deze twee beoordelingssporen heeft alleen effect op de faalkanseis (categoriegrenzen) en niet op de *berekende* faalkans. Aanpassingen in de berekeningen en hydraulische belastingen (de hydraulische belastingen worden bepaald bij de trajectnorm, die geen invloed ondervindt van de faalkansbegroting) zijn dus niet aan de orde.

Tabel 4: Oordelen voor de groepen 1 t/m 4 en veiligheidsoordeel

Combineren van toetssporen	categorie	benaderde faalkans
Toetssporen in groep 1 en 2	D	3,22E-02
Toetssporen in groep 3 en 4	C	
Combineren tot veiligheidsoordeel	D	

In Figuur 12 is het veiligheidsoordeel ruimtelijk weergegeven.

Figuur 12: Veiligheidsoordeel ruimtelijk voor alle sporen per (deel)vak



3.5. Oordeel per beoordelingsspoor

Tabel 5 toont het gecombineerde toetsoordeel per toetsspoor waarop het veiligheidsoordeel is gebaseerd. Deze tabel is overgenomen uit het assemblageresultaat. In hoofdstuk 4 volgt een nadere duiding van het oordeel per beoordelingsspoor.

Tabel 5: Gecombineerd toetsoordeel per toetsspoor

Toetsspoor	Code	Groep	categorie	benaderde faalkans
Macrostabieliteit binnenwaarts	STBI	2	IIt	6,62E-06
Macrostabieliteit buitenwaarts	STBU	4	IIt	-
Piping	STPH	2	It	9,92E-11
Microstabieliteit	STMI	4	It	-
Golfklappen op asfaltbekleding	AGK	3	Vt	-
Wateroverdruk bij asfaltbekleding	AWO	4	It	-
Grasbekleding erosie buitentalud	GEBU	3	Vt	-
Grasbekleding afschuiven buitentalud	GABU	4	Vt	-
Grasbekleding erosie kruin en binnentalud	GEKB	1	VIIt	3,11E-02
Grasbekleding afschuiven binnentalud	GABI	4	Vt	-
Stabiliteit steenzetting	ZST	3	Vt	-
Duinafslag	DA	3	NIET MEEGENOMEN	-
Hoogte kunstwerk	HTKW	1	Vt	5,64E-04
Betrouwbaarheid sluiting kunstwerk	BSKW	1	It	3,49E-09
Piping bij kunstwerk	PKW	4	Vt	-
Sterkte en stabiliteit puntconstructies	STKWp	1	Vt	5,55E-04
Sterkte en stabiliteit langsconstructies	STKWI	4	IIt	-
Technische innovatie	INN	4	NIET MEEGENOMEN	-

3.6. Reflectie op assemblageresultaat

Het veiligheidsoordeel wordt met name door de bekledingssporen veroorzaakt; de geotechnische sporen dragen minder bij. Dat sluit aan bij de verwachting: de belasting op de waterkeringen wordt sterker door de golfcondities dan door de stilwaterstand bepaald. Immers, onder dagelijkse omstandigheden is de stilwaterstand al zodanig dat er sprake is van een verval van ongeveer 5 meter over de kering.

De afstand tot de norm –categorie D, het traject voldoet ruim niet aan de ondergrens–sluit eveneens aan bij de verwachtingen, gegeven de zware golfbelasting, de resultaten van VNK2 en de normverzwaring sinds 2017.

Ruimtelijk gezien vallen alle vakken in categorie V_v ('voldoet niet aan de ondergrens'). Langs de Oostvaardersdijk valt een aantal vakken zelfs in categorie VI_v ('voldoet ruim niet aan de ondergrens'). De verklaring daarvoor is dat, door gedeeltelijk afgekeurde havendammen, de golfbelasting zeer zwaar is.

Over het geheel genomen sluiten de assemblageresultaten aan bij de verwachtingen.

3.7. Conclusie

Het dijktraject voldoet niet aan de ondergrens. Gelet op bovenstaande beschouwing is de score '**categorie D: voldoet ruim niet aan de ondergrens en signaalwaarde**' een realistische score.

4. Duiding van het oordeel per beoordelingsspoor

Het veiligheidsoordeel van het gehele traject 8-3 is opgebouwd uit de verschillende toetsoordelen per faalmechanisme. Onderstaand worden per faalmechanisme de resultaten van de beoordeling geduid. Om een ruimtelijk beeld te geven, is per faalmechanisme een kaartje opgenomen met het oordeel. De beoordeling van de verschillende sporen is beschreven in logboeken met bijbehorende (reken)bestanden.

4.1. Duiding van de gebruikte hydraulische belastingen

Voor de beoordeling van de toetssporen GEKB, GABI, GEBU en ZST is gebruik gemaakt van de bij het WBI geleverde software en databases voor hydraulische belastingen. Door de extreme terugkeertijden waarmee voor verschillende beoordelingssporen de hydraulische belastingen worden berekend, lijken deze op het oog conservatief. Voor GEBU worden de golfcondities bijvoorbeeld bij een overschrijdingsfrequentie getalsmatig gelijk aan $1/600.000$ per jaar (Peis;ond;dsn) berekend. Dit levert golfhoogtes van ruim 4m op. Voorzover ons geheugen reikt hebben dergelijke golfhoogtes zich hier niet voorgedaan en hebben we geen reëel gevoel bij dergelijke grote golven op zowel het Markermeer en IJsselmeer.

In overleg met Rijkswaterstaat WVL is geconcludeerd dat de berekende golfcondities fysisch mogelijk zijn. Met Deltares is tevens onderzocht of door eventuele aanscherping van de golfcondities het beoordelingsresultaat zou kunnen wijzigen. De conclusie van deze analyse is dat eventuele aanpassing van de modelonzekerheid voor de golfhoogte, of rekenen met een andere kansverdeling voor de individuele golfhoogte, weinig tot geen effect zal hebben op de resultaten van deze toetssporen. Verdere aanscherping wordt door ons daarom niet zinvol geacht. Gelet op de uitgevoerde analyse zijn wij ervan overtuigd dat de met de WBI-software bepaalde hydraulische belastingen gebruikt kunnen worden voor de beoordeling en dat de daarmee behaalde resultaten tot een stabiel oordeel hebben geleid.

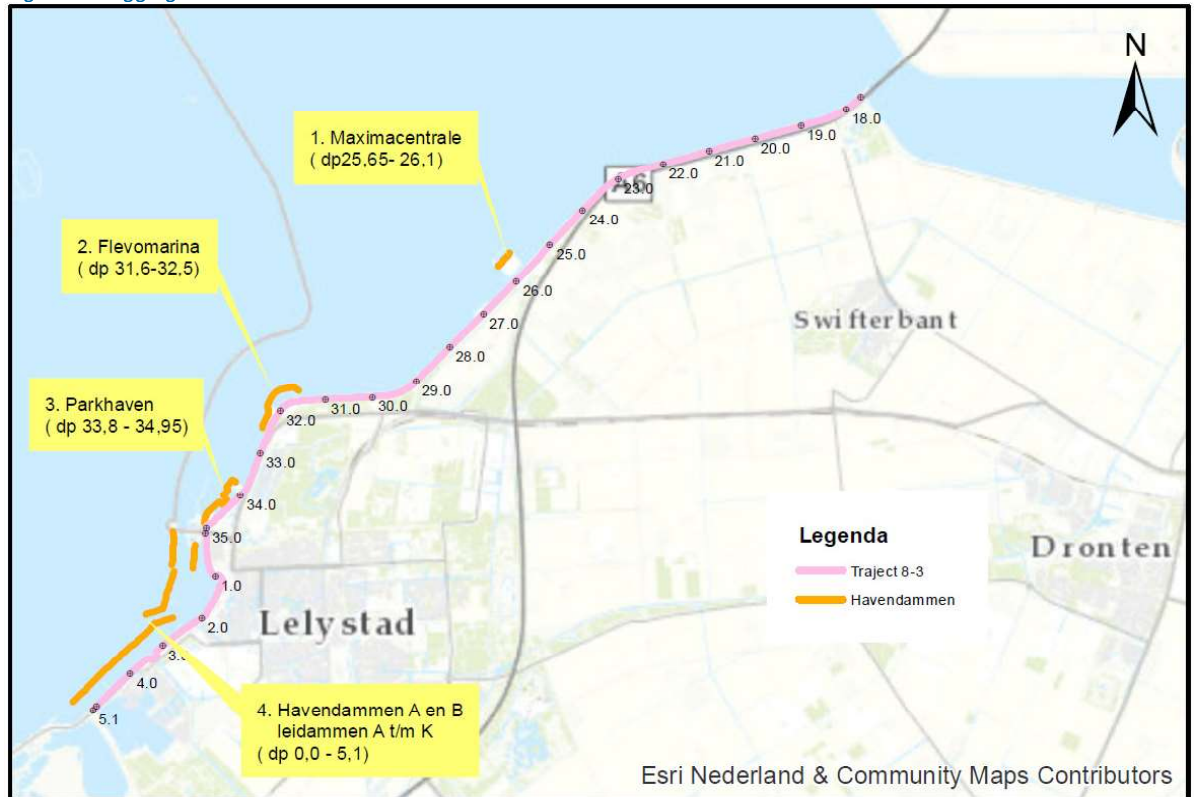
In alle hierna volgende beoordelingssporen waarbij de golfcondities een rol spelen, is daarom gerekend met de golfcondities zoals die uit Riskeer (versie 17.3.1.13518) en de hydraulische databases (WBI2017_IJsselmeer_8-3a_v02 en WBI2017_Markermeer_8-2_8-3b_v02) volgen.

De uitwerking van de uitgevoerde analyse om te komen tot mogelijke optimalisaties is beschreven in het memo in bijlage 1 van dit rapport.

4.2. Havendammen (HAV)

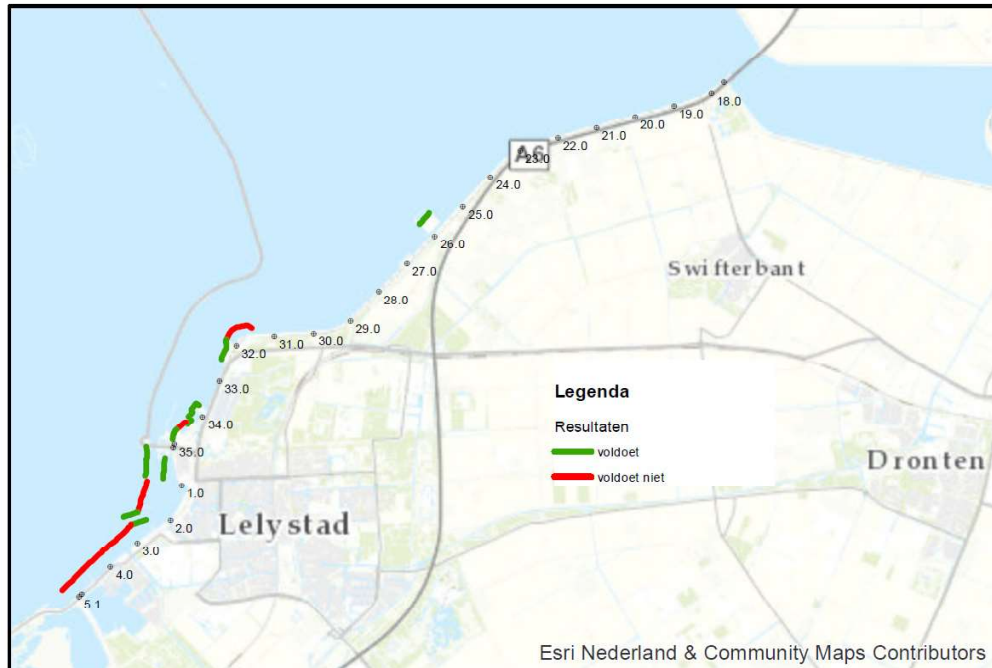
De beschouwing van de havendammen en andere golfreducerende objecten [1] is opgenomen in dit hoofdstuk vanwege het directe effect op de golfbelastingen en daarmee op bekleding. De ligging van de havendammen is weergegeven in Figuur 13.

Figuur 13: ligging van de havendammen



De havendammen zijn beoordeeld door middel van een toets op maat. In overleg met experts van Deltares is gezocht naar een passende vorm voor een TOM. Uit de TOM van de dammen in het Markermeer langs de Oostvaardersdijk, dat samen met Deltares is opgesteld, bleek dat de aanwezige asfaltbekleding onvoldoende sterk is bij de optredende belastingen. Om deze reden zijn de havendammen met een asfaltbekleding afgekeurd; de dammen bestaande uit stortsteen voldoen wel. De dammen in het IJsselmeer (van noord naar zuid: de Maximacentrale, Flevo Marina en Parkhaven) voldoen gedeeltelijk op basis van reststerkte. Zie Figuur 14. In de assemblagetool leidt het invullen van een score 'voldoet niet' (VN) bij de Toets op Maat, automatisch tot het toetsoordeel 'nog geen oordeel' (NGO). Dit is een fout in de assemblagetool, die we via de helpdeskwater hebben geagendeerd. Ten tijde van het schrijven van dit rapport heeft dit nog niet geleid tot een aangepaste assemblagetool of alternatieve werkwijze.

Figuur 14: oordeel van de havendammen



Wij herkennen ons in dit oordeel en vinden dit een stabiel oordeel. De beoordelingsprocedure is voldoende ver doorlopen en verdere optimalisatie achten wij niet zinvol.

4.3. Bekledingen

In deze paragraaf wordt de beoordeling van de bekledingssporen voor grasbekledingen, steenzettingen en asfaltbekledingen toegelicht.

4.3.1. Algemeen

Op de primaire waterkering van dijktraject 8-3 zijn diverse bekledingen aanwezig. Voor zowel de IJsselmeerdijk (van km 17.6 tot km 0.0) als Oostvaardersdijk (van km. 0.0 tot km 5.1) is een korte beschrijving van de aanwezige bekledingen weergegeven.

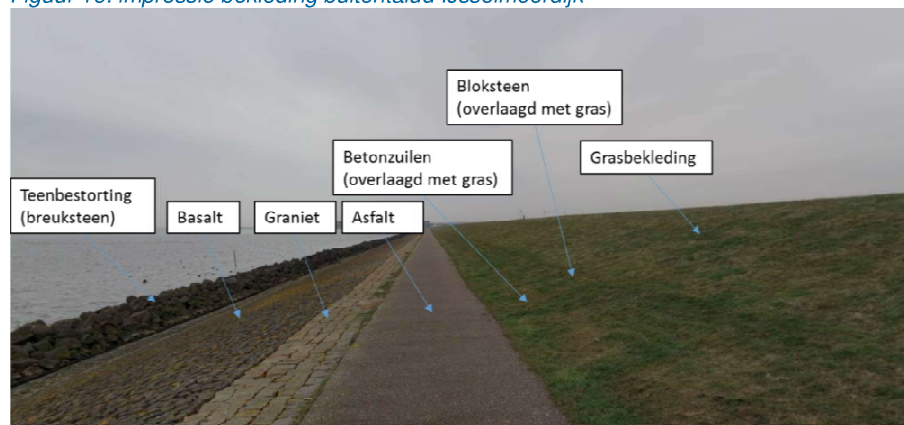
Figuur 15: situatietekening traject 8-3



IJsselmeerdijk (km 17.6-km 0.0))

Op het buitentalud van de IJsselmeerdijk ligt op het ondertalud een steenzetting van basalt en graniet. Op de onderhoudsberm ligt een asfaltbekleding. Boven de berm zijn betonzuilen en bloksteen gezet, welke zijn overlaagd met gras. Het resterende deel van het boventalud is bekleed met gras. Op de kruin en het binnentalud is vrijwel overal een grasbekleding aanwezig. Lokaal ligt er op het binnentalud een asfaltweg of een met klinkers bekleed inspectiepad. In Figuur 16 is een impressie van de op het buitentalud van de IJsselmeerdijk aanwezige bekleding weergegeven.

Figuur 16: impressie bekleding buitentalud IJsselmeerdijk



Oostvaardersdijk (km. 1.3-km 2.8)

Op het buitentalud van dit deel van de Oostvaardersdijk ligt op het ondertalud gezette basalt en graniet. Het onderhoudspad is van Hydroblocks met daarboven basalt. Op het resterende deel van het boventalud ligt gras. Op de kruin is een weg van klinkers aanwezig (zie Figuur 17).

Figuur 17: bekleding buitentalud eerste deel Oostvaardersdijk (km 1,3- km 2,8)



Oostvaardersdijk (km 3.8-km 5.1)

Op het talud van dit van de Oostvaarderdiijk ligt basalt. De rest van het talud is bekleed met gras. Een berm ontbreekt. Op de kruin ligt een asfaltweg (zie Figuur 18).

Figuur 18: bekleding buitentalud tweede deel Oostvaardersdijk(km 3,8-km 5,1)

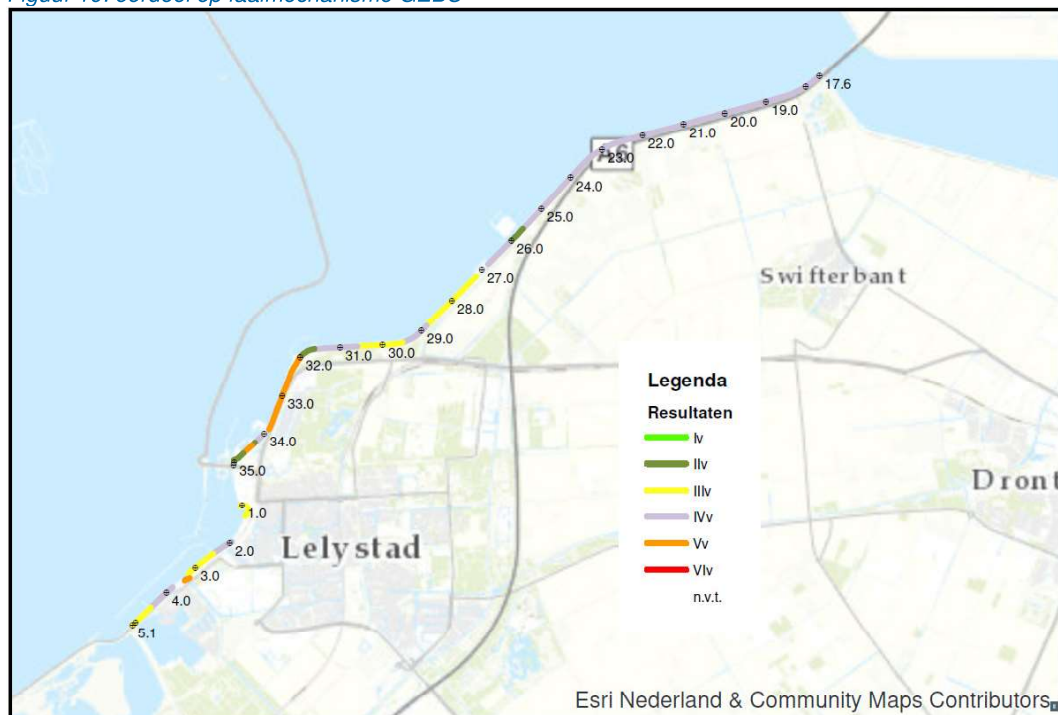


4.3.2. Beoordeling toetspoor Grasbekleding erosie buitentalud (GEBU)

Van de grasbekleding is nagegaan of voldoende weerstand tegen erosie als gevolg van golfklap/golfloop kan worden geboden. Op de IJsselmeerdijk en de Oostvaardersdijk is bijna overal boven de harde bekleding een grasbekleding aanwezig. Afhankelijk van het niveau van deze grasbekleding ten opzichte van de voor de beoordeling te gebruiken waterstand, zijn zowel golfklap- als golfloopberekeningen gemaakt.

Op basis van een gedetailleerde toets per vak is gebleken dat de grasbekleding over ca. 2,5 km niet voldoet aan de ondergrens (score V_v). De grasbekleding ligt hier in de golfklapzone de berekende veiligheidsfactor is (ruim) kleiner dan 1,0.

Figuur 19: oordeel op faalmechanisme GEBU



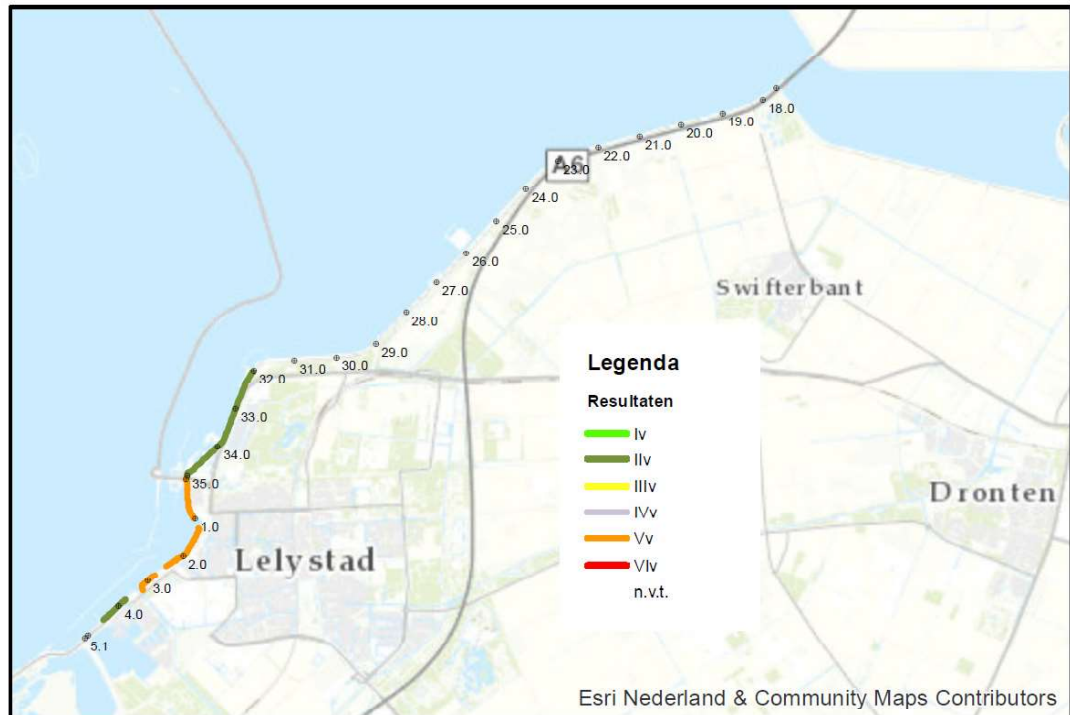
Wij herkennen ons in dit oordeel vanwege het feit dat de grasbekleding op het buitentalud een, gelet op de norm, zware golfbelasting te verduren krijgt. De beoordelingsprocedure is voldoende ver doorlopen en verdere optimalisatie achten wij niet zinvol.

4.3.3. Beoordeling toetspoor Grasbekleding afschuiving buitentalud (GABU)

Afschuiving van grasbekleding treedt alleen op voor grasbekledingen die worden belast op golfklap. Voor deze vakken is nagegaan of het afschuiven van de kleilaag van het buitentalud kan plaatsvinden als gevolg van golfwerking.

Op basis van een gedetailleerde toets per vak is gebleken dat over circa 3,5 km de grasbekleding op de Oostvaardersdijk niet voldoet aan de ondergrens (score V_v). Over circa 16,5 km is het toetspoor niet van toepassing.

Figuur 20: oordeel op faalmechanisme GABU



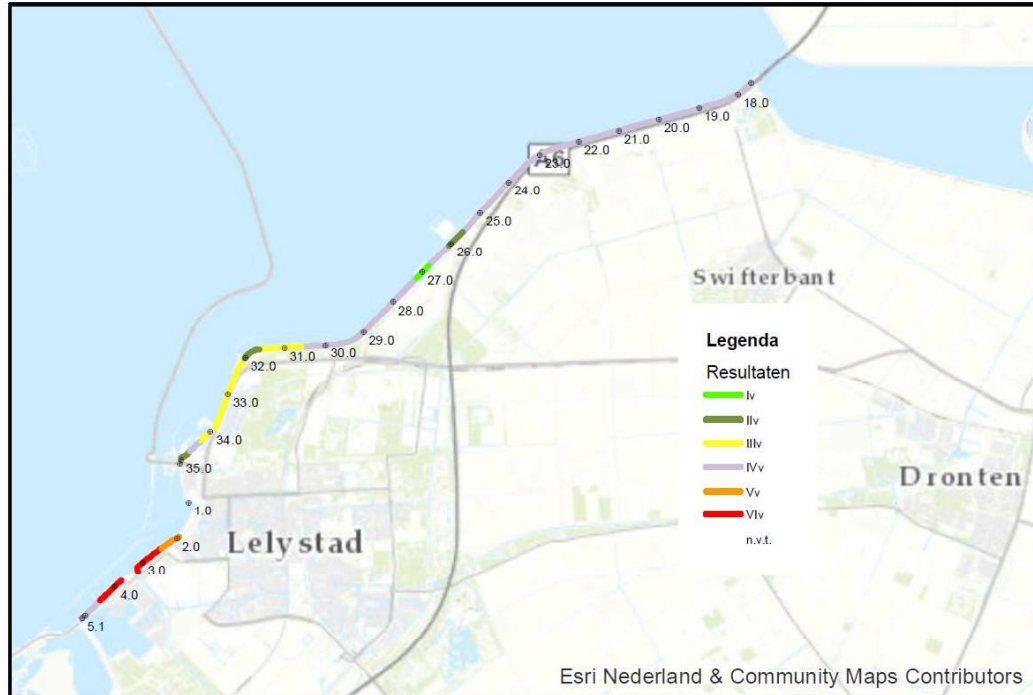
Wij herkennen ons in dit oordeel vanwege het feit dat langs het IJsselmeer op het buitentalud een dikke laag keileem aanwezig is. Langs de Oostvaardersdijk ontbreekt deze waardoor het buitentalud relatief gevoelig is voor afschuiven. De beoordelingsprocedure is voldoende ver doorlopen en verdere optimalisatie achten wij niet zinvol.

4.3.4. Beoordeling toetspoor Grasbekleding erosie kruin en binnentalud (GEKB)

Als gevolg van golfoverslag kan de grasbekleding op de kruin en het binnentalud van de dijk eroderen.

Op basis van een gedetailleerde toets per vak is gebleken dat de grasbekleding op de Oostvaardersdijk over van 1,5 km ruim niet voldoet aan de ondergrens (score VI_v). Over circa 0,5 km wordt niet voldaan aan de ondergrens (score V_v). Grote delen van de IJsselmeerdijk hebben de score IV_v toegekend gekregen.

Figuur 21: oordeel op faalmechanisme GEKB



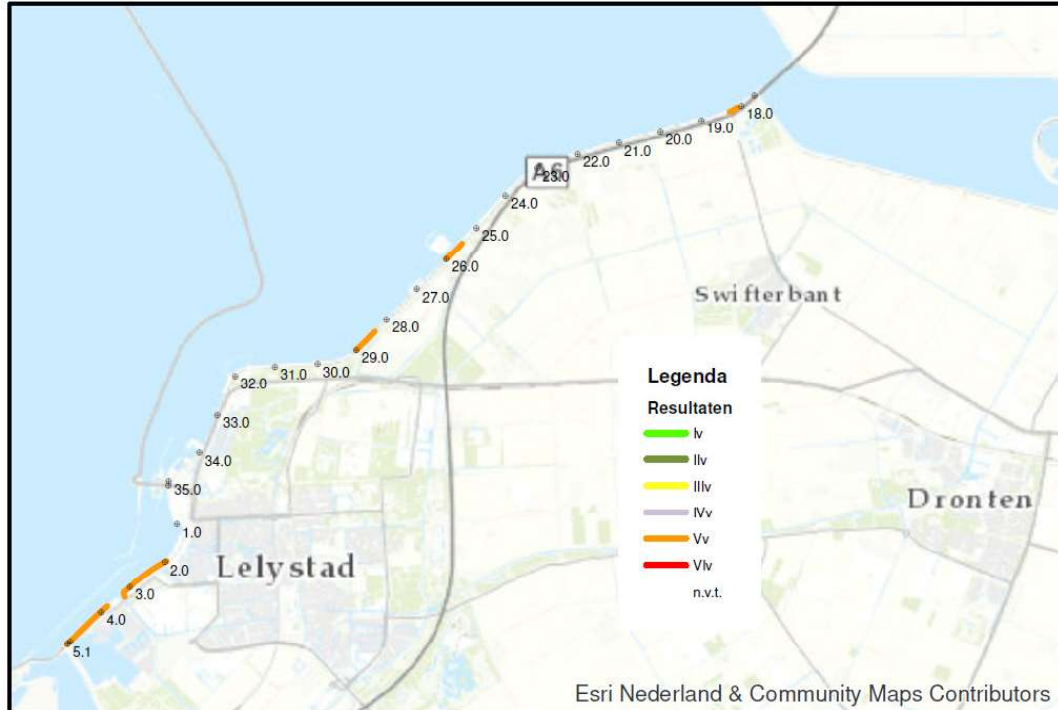
Wij herkennen ons in dit oordeel en omdat er gegeven de norm en bijbehorende golfcondities veel overslag optreedt, waarbij de grasbekleding op de kruin en het binnentalud bezwijkt met een relatief hoge faalkans. Langs de Oostvaardersdijk zijn de faalkansen het grootst vanwege de lage kruinligging.

De beoordelingsprocedure is voldoende ver doorlopen en verdere optimalisatie achten wij niet zinvol.

4.3.5. Beoordeling toetspoot Grasbekleding afschuiving binnentalud (GABI)

Op basis de eenvoudige toets van STMI (zie paragraaf 4.4.4) is gebleken dat voor de vakken waar een goed werkende drainage aanwezig is, de faalkans verwaarloosbaar klein is. Voor de vakken waar geen drainage aanwezig is, blijkt het overslagdebiet bij de trajectnorm groter dan 0,1 l/s/m waarmee het toetspoot GABI maatgevend is. Om die reden zijn die betreffende vakken binnen GABI beoordeeld. Voor de vakken is een gedetailleerde toets uitgevoerd waaruit blijkt dat de grasbekleding niet aan de ondergrens voldoet (score Vt).

Figuur 22: oordeel op faalmechanisme GABI



De dijk is niet ontworpen op een groot overslagdebiet. Hierdoor is de infiltratie van water door de golfoverslag aanzienlijk, wat zorgt dat de kleibekleding het ontstane drukverschil niet kan weerstaan en wordt afgedrukt in de maatgevende situatie. Optimalisaties zullen niet leiden tot een ander oordeel, omdat de hoeveelheid golfoverslag te groot is.

4.3.6. Beoordeling toetsspoor Stabiliteit steenzetting (ZST)

Op basis van een gedetailleerde toets per vak is gebleken dat op de IJsselmeerdijk de meeste vakken met de steenzetting niet voldoet aan de ondergrens (score V_v). In de meeste gevallen is de dikte van de steenzetting te klein is om de golfaanval te weerstaan. Op trajectniveau wordt niet aan de ondergrens voldaan (score V_t).

Figuur 23: oordeel op faalmechanisme ZST

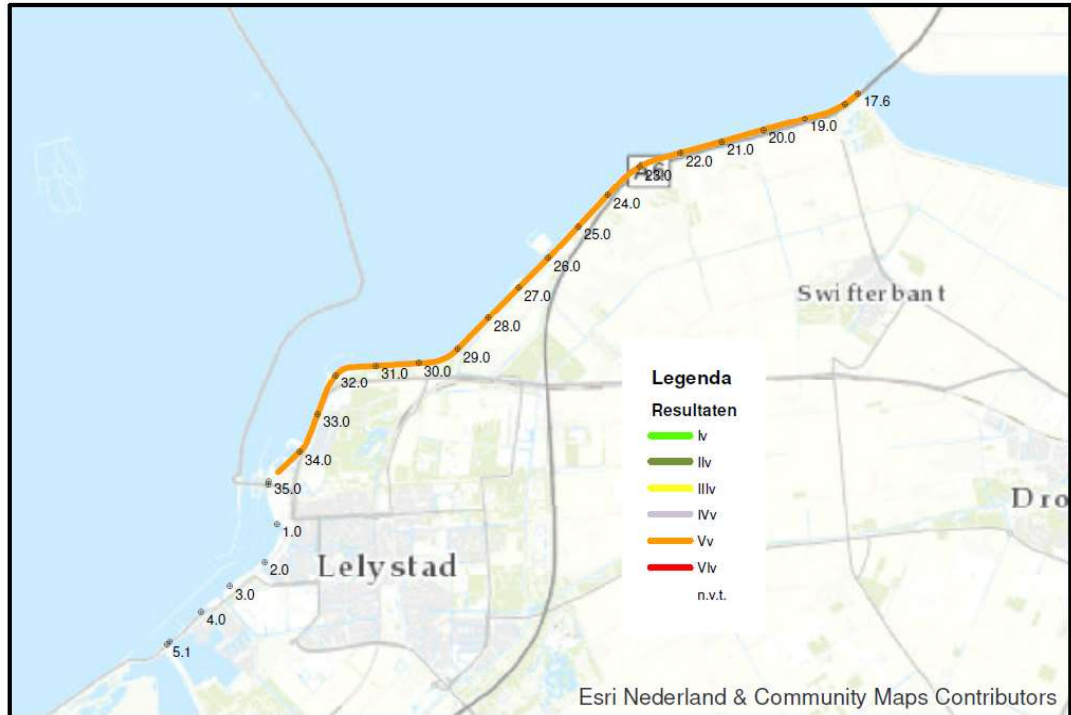


Wij herkennen ons in dit oordeel vanwege de zware golfbelasting, met name op de lagere delen van het buitentalud. De zuilhoogte is veelal onvoldoende. De beoordelingsprocedure is voldoende ver doorlopen en verdere optimalisatie achten wij niet zinvol.

4.3.7. Beoordeling toetspoor Golfklappen op asfaltbekleding (AGK)

Het asfalt bevindt zich op de buitenberm van de waterkering en is aangelegd als onderhoudspad. Op basis van een toets op maat is gebleken dat de asfaltbekleding op de IJsselmeerdijk niet voldoet aan de ondergrens (score V_v). Het waterschap heeft hiervoor een redeneerlijn opgesteld om binnen een toets op maat het asfalt af te keuren vanwege het zeer waarschijnlijk niet waterdicht zijn van de funderingslaag. Binnen deze redeneerlijn is besloten om te stoppen met een verdere beoordeling omdat de inspanning voor optimalisatie (o.a. ontwikkeling nieuw rekenmodel) niet opweegt tegen het feit dat de asfaltbekleding toch aangepakt wordt vanwege de benodigde aanpassingen van het buitentalud in het kader van een dijkversterking.

Figuur 24: oordeel op faalmechanisme AGK



4.3.8. Beoordeling toetspad Wateroverdruk bij asfaltbekleding (AWO)

Het asfalt bevindt zich op de buitenberm van de waterkering en is aangelegd als onderhoudspad. Op basis van een eenvoudige toets is gebleken dat de asfaltbekleding op de IJsselmeerdijk ruim voldoet aan de signaleringswaarde (score I_v).

Figuur 25: oordeel op faalmechanisme AWO



20 november
2018

Wettelijke Beoordeling Primaire Waterkeringen 2017-2022,
normtraject 8-3, Definitief, vastgesteld
544834

4.4. Geotechnische beoordelingssporen

4.4.1. Macrostabieliteit binnenwaarts (STBI)

Bij dit faalmechanisme wordt nagegaan wat de kans is van het optreden van macrostabieliteit door het ontstaan van een glijcirkel aan de binnenzijde van de dijk. Om het traject 8-3 te beoordelen voor macrostabieliteit binnenwaarts is een toets op maat uitgevoerd. Dit is nodig omdat de golfoverslag onder maatgevende omstandigheden voor een complexe waterspanningsverdeling zorgt in de dijk. Om dit te kunnen beoordelen is contact gezocht met de Helpdeskwater. De Helpdeskwater heeft twee memo's aangeleverd welke handvatten geven over hoe een dijk onderhevig aan overslag te beoordelen. Dit betreft: "2017-03-14 Werkwijze macrostabieliteit bij golfoverslag OI2014v4" [10] en "1230090-020-GEO-0008-m Schematisering freatisch vlak bij golfoverslag v3" [8].

Daarnaast is voor de beoordeling van macrostabieliteit binnenwaarts afgeweken van de standaard faalkansbegroting zoals gegeven in tabel 2-2 in §2.3 van Bijlage III [1]. We hebben ervoor gekozen de faalkansruimte van macrostabieliteit binnenwaarts (0,04) uit te wisselen met die van piping (0,24). Dit uitwisselen heeft voor het spoor STPH geen invloed op het oordeel en biedt voor het STBI extra ruimte, in de vorm van een soepelere faalkanseis op doorsnedeniveau. Door deze uitwisseling wordt voor het spoor STBI op vakniveau aan de signaleringswaarde of ondergrenswaarde voldaan. Uitzondering daarop is vak 7, welke net niet aan de faalkanseis voldoet. Zonder uitwisselen van de faalkansruimte wordt voor de vakken 2, 3 en 4 naast vak 7 niet aan de ondergrenswaarde voldaan.

Het uitwisselen van de faalkansruimte is gedaan door de faalkansruimtefactor in de assemblage tool, in het tabblad "Faalkansbegroting", aan te passen. Deze handeling is de enige benodigde handeling om het uitwisselen tussen de sporen STBI en STPH mogelijk te maken. De hydraulische randvoorwaarden wijzigen niet; voor STBI geldt de waterstand bij de trajectnorm (zie tabel 3.2 van bijlage II Voorschriften bepaling hydraulische belasting primaire keringen [1]).

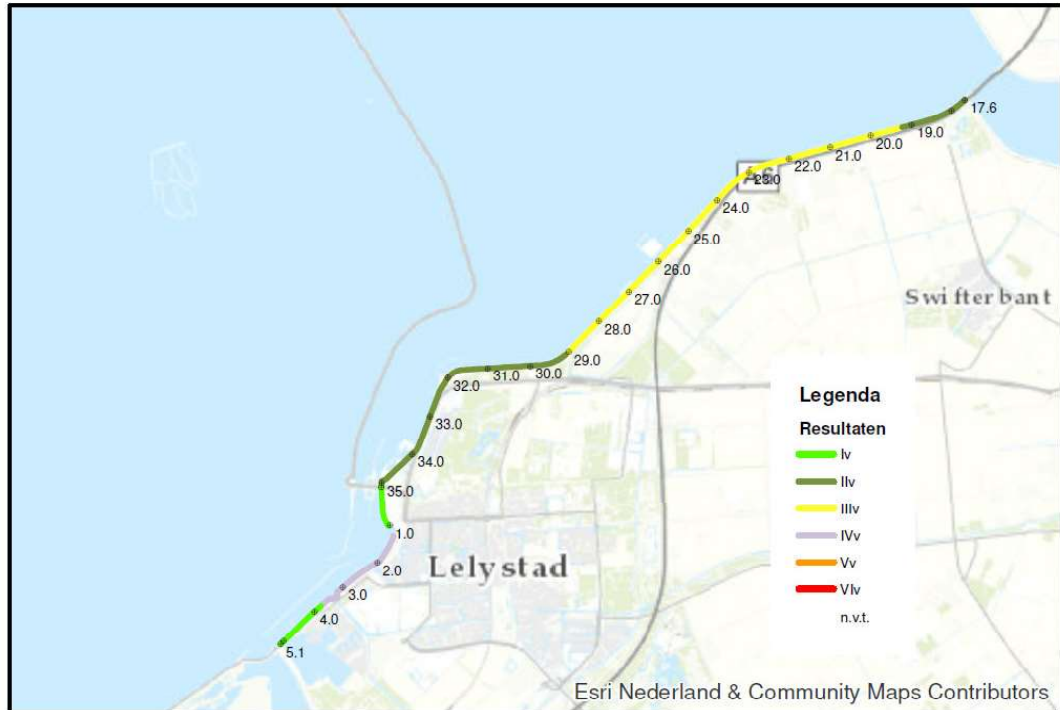
Ook de sterkteparameters wijzigen niet (zie voor onderbouwing de Logboeken STBI en STPH), net zomin als het omrekenen van de stabiliteitsfactor naar faalkans (zie hoofdstuk 5.2 van Bijlage III [1]).

Aan de hand van deze memo's, nadere Helpdeskwatervraag en inzichten is tot het volgende eindoordeel gekomen voor macrostabieliteit binnenwaarts:

- Van km. 3.8 tot 5.2: "voldoet ruim aan de signaleringswaarde" (score I_v);
- Van km. 17.6 tot 19.2 en van km. 29.1 tot 0.0: "voldoet aan de signaleringswaarde" (score II_v);
- Van km. 19.2 tot 29.1: "voldoet aan de ondergrens en mogelijk aan de signaleringswaarde" (score III_v);
- Van km. 1.2 tot 3.8: "voldoet mogelijk aan de ondergrens en/of de signaleringswaarde" (score IV_v).

Met een trajectoordeel voor het normtraject van: "Voldoet aan de signaleringswaarde" (score II_v).

Figuur 26: oordeel op faalmechanisme STBI



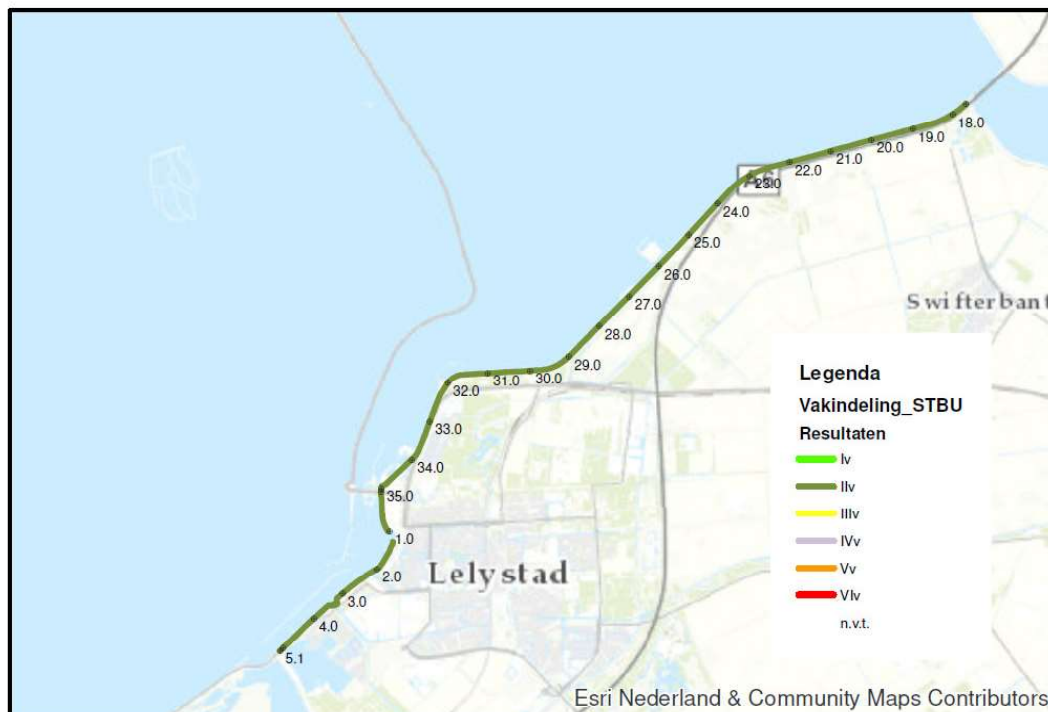
Voor de vakken van km. 19.2 tot 29.1 en 1.2 tot 3.8 is er in theorie optimalisatieruimte. Omdat het traject voldoet aan de signaleringswaarde ($6,62E-06$ versus een faalkanseis van $7,99E-06$) hebben wij besloten te stoppen met beoordelen en de optimalisatieruimte niet te benutten.

Vanuit onze beheerervaringen herkennen wij ons in dit oordeel en vinden dat de beoordelingsprocedure voldoende ver is doorlopen. De resultaten sluiten aan bij de verwachting dat de geotechnische beoordelingssporen geen hoge faalkansen kennen. Die verwachting is gestoeld op het feit dat onder dagelijkse omstandigheden al een substantieel deel van de belasting op de waterkering optreedt: een verval van ongeveer 5 m. Onder dagelijkse omstandigheden zijn geen vervormingen of schades waargenomen die duiden op (initiatie) van macro-instabiliteit binnenwaarts. Ook sluiten de resultaten aan bij de verwachtingen op basis van eerdere (faalkans)analyses zoals Veiligheid Nederland in Kaart.

4.4.2. Macrostabiliiteit buitenwaarts (STBU)

Bij dit faalmechanisme wordt nagegaan wat de kans is van het optreden van macrostabiliiteit door het ontstaan van een glijcirkel aan de buitenzijde van de dijk. Uit een gedetailleerde toets is gebleken dat de primaire waterkering voldoet aan de signaleringswaarde (score II_v).

Figuur 27: oordeel op faalmechanisme STBU



Wij herkennen ons in dit oordeel en vinden dat de beoordelingsprocedure voldoende ver is doorlopen. Verdere optimalisaties leiden niet tot een ander oordeel, omdat al aan de signaleringswaarde wordt voldaan bij het toepassen van veilige parameterwaarden en uitgangspunten. Daarmee is voldaan aan het stopcriteria: “stabiel oordeel per vak”.

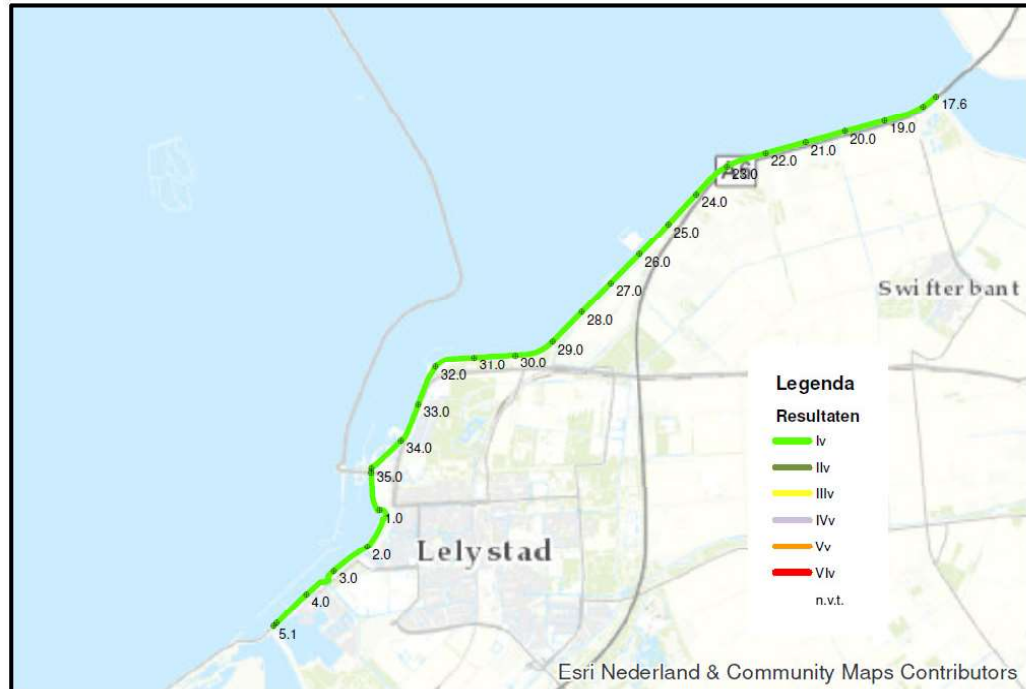
4.4.3. Piping en heave (STPH)

Bij het faalmechanisme piping vormt zich via een zandlaag, al dan niet onder een afdekkende kleilaag, een ‘pipe’ (engels voor ‘leiding’) waardoor zand in of onder de dijk naar een uittredepunt aan de binnenkant van de dijk wordt getransporteerd. Dit faalmechanisme heeft daarmee effect op de stabiliteit van de primaire waterkering.

De aandrijvende kracht die voor de groei van de pipe zorgt is de waterstroming door de watervoerende zandlaag. De waterstroming in de zandlaag wordt aangedreven door het water van het Marker- en IJsselmeer. Omdat op de meerbodem van het Marker- en IJsselmeer een slecht waterdoorlatende deklaag aanwezig is, kan er maar langzaam water van de meren de onderliggende zandlaag instromen. Hierdoor is de aandrijvende kracht klein en is de kans op piping verwaarloosbaar klein.

Uit de gedetailleerde toets volgt dan ook dat de primaire kering ruim voldoet aan de signaleringswaarde (score I_v) op trajectniveau. De berekende faalkansen per dijkvak zijn zeer klein. De faalkansruimte van STPH (0,24) is uitgewisseld met die van STBI (0,04). Een uitgebreide beschrijving waarom hiervoor is gekozen is opgenomen in paragraaf 4.4.1. Het uitwisselen van de faalkansruimte heeft geen invloed op het oordeel van STPH op zowel het vak- als trajectniveau omdat de berekende faalkans aan de (door de nieuwe faalkansruimte gewijzigde) grenzen voor categorie I blijft voldoen.

Figuur 28: oordeel op faalmechanisme STPH



Verdere optimalisaties van de veilige uitgangspunten leiden niet tot een ander oordeel, omdat al aan de signaleringswaarde wordt voldaan. Daarmee is voldaan aan het stopcriteria: “stabiel oordeel per vak”.

Vanuit onze beheerervaringen herkennen wij ons in dit oordeel en vinden dat de beoordelingsprocedure voldoende ver is doorlopen. De resultaten sluiten aan bij de verwachting dat piping geen hoge faalkansen kent. Die verwachting is gestoeld op het feit dat onder dagelijkse omstandigheden al een substantieel deel van de belasting op de waterkering optreedt: een verval van ongeveer 5 m. Onder dagelijkse omstandigheden zijn geen vervormingen of schades waargenomen die duiden op (initiatie) van opbarsten en piping.

4.4.4. Microstabiliteit (STMI)

Bij dit faalmechanisme wordt nagegaan of er sprake is van stabiliteitsverlies van grondlagen met zeer beperkte dikte aan het oppervlak van het binnentalud onder invloed van grondwater dat door het grondlichaam stroomt.

De beoordeling van dit mechanisme heeft een nauwe relatie met het faalmechanisme grasbekleding, afschuiven binnentalud (GABI). In Bijlage III [1] staat bij stap G.1 (toepassingsvoorwaarde) van de gedetailleerde toets het volgende: “Als het overslagdebiet groter is dan 0,1 l/s/m is de beoordeling van GABI maatgevend boven de beoordeling van de microstabiliteit, het toetsspoor microstabiliteit is dan niet van toepassing”.

Op basis van een eenvoudige toets is gebleken dat voor de vakken waar een goed werkende drainage aanwezig is, de kering ruim voldoet aan de signaleringswaarde (score Iv). Voor de vakken waar geen drainage aanwezig is, zijn vervolgens in de gedetailleerde toets beschouwd. Daar blijkt het overslagdebiet bij de trajectnorm groter

is dan 0,1 l/s/m, waardoor GABI maatgevend is. Deze vakken zijn daarom beoordeeld binnen het spoor GABI en voor het toetsspoor STMI 'n.v.t'.

Figuur 29: oordeel op faalmechanisme STMI



Wij herkennen ons in dit oordeel, omdat in de beoordeelde vakken binnen STMI een goed functionerende drainage aanwezig is. Dit levert de score (It) op wat stabiel is, omdat aan de signaleringswaarde wordt voldaan. De beoordelingsprocedure is voldoende ver doorlopen, want verdere optimalisatie leiden niet tot een ander oordeel.

4.5. Kunstwerken

In dit deeltraject zijn vier kunstwerken aanwezig. Het betreft: gemaal Wortman, schutsluis Noordersluis, coupure RWS, welke vlak bij elkaar liggen in Lelystad-Haven, en een langsconstructie bij Batavia-Haven. Zie Figuur 6 par. 2.3.3.

Een gedetailleerde toets leverde het volgende resultaat:

Gemaal Wortman: voor het faalmechanisme sterkte en stabiliteit (STKWp) wordt mogelijk voldaan aan de ondergrens en/of de signaleringswaarde (score IV_v);

Schutsluis Noordersluis: voor het faalmechanisme hoogte (HTKW) en sterkte en stabiliteit (STKWp) wordt niet voldaan aan de ondergrens. HTKW valt in categorie IV_v en STKWp in categorie V_v.

Coupure RWS: voor de mechanisme hoogte (HTKW) en piping (PKW) wordt niet voldaan aan de ondergrens (score V_v).

Langsconstructie Batavia-Haven: gegeven de kennis en ervaringen met de constructie is hiervoor een toets op maat uitgevoerd waaruit bleek dat deze langsconstructie voldoet aan de ondergrens (score II_v).

Wij herkennen ons in dit oordeel en vinden dit een stabiel oordeel.

De beoordelingsprocedure is voldoende ver doorlopen en verdere optimalisatie achten wij niet zinvol.

4.6. Overige beoordelingssporen

4.6.1. Inleiding

De overige beoordelingssporen betreffen de zogenaamde 'groep 5 sporen', de indirecte faalmechanismen. Het falen van deze sporen leidt niet direct tot falen van de waterkering, maar kan bijdragen aan het falen van een direct spoor.

Het gaat in dit geval om het voorland van de waterkering en de niet-waterkerende objecten. Beide worden in dit hoofdstuk behandeld.

4.6.2. Voorland (VLGA, VLAf, VLZV)

Op basis van een eenvoudige toets is gebleken dat de faalkansen voor de drie afzonderlijke indirecte deelfaalmechanismen (golfafslag, afschuiving en zettingsvloeiing) verwaarloosbaar klein zijn en daarmee ruim voldoen aan de signaleringswaarde (score I_v).

4.6.3. Niet-waterkerende objecten (NWO)

De beoordeling van niet waterkerende objecten is relevant op het moment dat een dijkvak voldoet aan de norm. Omdat vrijwel alle dijkvakken niet voldoen, is de beoordeling van NWO niet uitgevoerd. Wel is er een inventarisatie gemaakt, die inzicht geeft in de ligging en eigenschappen van de NWO.

De inventarisatie is te vinden in de map 15-NWO met als bestandsnaam 8-3_Inventarisatie NWO.

5. Te treffen voorzieningen

5.1. Inleiding

Dit hoofdstuk gaat in op de stap na de beoordeling: de 'te treffen voorzieningen'. In de eerste plaats is duidelijk dat het hierbij voor 8-3 gaat om een (aanmelding voor) dijkversterking. Maar ook andere voorzieningen in het beheer en onderhoud, tijdelijke noodmaatregelen en de inzet van de calamiteitenorganisatie zijn denkbaar, afhankelijk van de lokale risico's.

5.2. Beheer en onderhoud

5.2.1. Monitoring, inspectie en onderhoud

Buitentalud IJsselmeerdijk

Vanouds is er bij Waterschap Zuiderzeeland bij de inspecties en het onderhoud veel aandacht voor het buitentalud. Het is zaak dit in de periode tot versterking te intensiveren om de kwaliteit van de bekleding in stand te houden. De aandacht moet daarbij met name uitgaan naar de lagere delen van het buitentalud, die relatief vaak worden blootgesteld aan golfbelasting. De daar aanwezige steenbekleding moet vrijgehouden worden van beplanting en onregelmatigheden (scheve zetsteen, 'kammen', etc.) moeten worden hersteld.

Binnentalud IJsselmeerdijk

Het onderhoudsprogramma van de binnendijkse drainage moet worden gehandhaafd om geen potentieel risico te introduceren voor de beoordelingssporen die op grond van het functioneren van de drainage zijn goedgekeurd.

Havendammen

De standzekerheid van een aantal van de dammen langs de Oostvaardersdijk en IJsselmeerdijk is onvoldoende. Wanneer de dammen zouden voldoen, is de faalkans van de achterliggende dijk significant lager. In de verkenningsfase voor de dijkversterking wordt versterking van de havendammen expliciet meegenomen als variant.

Daarnaast is een aantal dammen en golfremmende objecten die niet in de legger zijn opgenomen goedgekeurd, te weten bij Flevo Marina en Parkhaven. Om deze objecten afdoende te beschermen en zo de golfremmende werking te garanderen worden er afspraken gemaakt met de eigenaren, of worden de objecten opgenomen in de legger waterkeringen.

5.2.2. Medegebruik, vergunningverlening en handhaving

Buitentalud en havendammen

Gezien de dominantie van de sporen met betrekking tot het buitentalud zullen, tot aan de versterking, vergunningsaanvragen kritischer worden beoordeeld en terughoudend

omgegaan worden met het verlenen van vergunningen. Hetzelfde geldt voor de havendammen.

Het keurkwartet (Keur, Legger, Algemene Regels en Beleidsregels) van Waterschap Zuiderzeeland is hierin geen belemmering.

Activiteiten welke tot versterking van het buitentalud of de havendammen leiden kunnen wel vergund worden, indien ze de versterking niet hinderen ('meekoppelkansen').

Kruin en binnentalud Oostvaardersdijk en IJsselmeerdijk

Bij vergunningsaanvragen voor activiteiten op de kruin en het binnentalud, wordt extra voorzichtig met aanvragen omgegaan. Hierbij worden expliciet de beoordelingsresultaten betrokken. Daarnaast is het zaak geen vergunningen te verlenen voor activiteiten die de kosten voor de dijkversterking kunnen vergroten.

Een deel van de IJsselmeerdijk wordt verpacht voor beweiding met schapen. Dit leidt soms tot verruiging van de grasmat, waarmee de kwalificatie 'gesloten' niet altijd gehaald wordt. Het waterschap gaat na of het in de periode tot versterking (maar ook daarna) wenselijk is om beweiding toe te blijven staan en zal met extra aandacht toezien op het naleven van de pachtvoorwaarden door schapenhouders.

Ook bij het maaien van de dijken (zowel binnen pachtcontracten als in eigen beheer), ziet het waterschap met extra aandacht toe op het halen van een 'gesloten' grasmat.

Knardijk

Bij de totstandkoming van de norm van traject 8-3 is geen rekening gehouden met de compartimenterende werking van de Knardijk. De veiligheid van de gehele Flevopolder moet gerealiseerd worden door de waterkeringen die direct aan het merensysteem grenzen.

Zolang echter normtraject 8-3 niet aan de ondergrens voldoet, wordt de vertragende functie van de Knardijk geborgd, zodat er voldoende tijd is om bij een doorbraak van de primaire keringen de niet overstroomde polder te evacueren.

Het waterschap heeft hiervoor een minimaal profiel afgeleid dat eerste kwartaal 2019 zal worden vastgelegd in de keur en legger. Het waterschap zal geen verkleining van het bestaande profiel van de Knardijk toestaan totdat duidelijk is dat dit veilig kan binnen de systematiek van de nieuwe normering.

5.3. Preventieve (tijdelijke) noodmaatregelen

De mogelijkheden om in de periode tot de versterking (tijdelijke) noodmaatregelen te treffen zijn zeer beperkt. De stormgedomineerde situatie laat het treffen van noodmaatregelen moeilijk toe op of kort voor het moment dat de bescherming nodig is. Het preventief aanbrengen van noodmaatregelen biedt op het buitentalud weinig perspectief. Een noodmaatregel om het buitentalud tegen golfaanval te beschermen, kan niet bestaan uit de klassieke bekramming met geotextiel; zoals veel wordt toegepast in het rivierengebied op het buitentalud. Daarvoor is de golfbelasting eenvoudigweg te hoog.

Andere mogelijkheden zijn er nauwelijks, afgezien van grootschalige (bitumen)overlaging van het buitentalud. Echter, de kosten hiervan zullen in de orde van de versterkingmaatregelen uitvallen, waarmee de investering inefficiënt is.

5.4. Calamiteitenorganisatie

Gelet op de stormgedomineerde situatie is verhoogde paraatheid van de dijkbewaking tijdens storm van belang.

In dit kader past het waterschap het bestrijdingsplan “Hoog water en dijkdoorbraak” aan eerste kwartaal 2019. De alarmering in het bestrijdingsplan is momenteel gekoppeld aan een zogenaamd alarmpeil welke één decimeringshoogte onder de bestaande kruinhoogte ligt en welke bepaald is op basis van de oude overschrijdingskans-norm. De resultaten van de beoordeling laten zien dat de golfcondities maatgevend zijn. Uiteraard zijn deze in het merengebied sterk gecorreleerd met het maatgevende waterpeil, de golfcondities worden expliciet betrokken bij de alarmering en de alarmpeilen worden opnieuw bepaald. Met WMCN (Watermanagement Centrum Nederland – Meren) maakt het waterschap afspraken over aanpassing hiervan.

6. Bepaling van het stopmoment en vervolgproces

6.1. Bepaling van het stopmoment

Voor de uitvoering van de beoordeling is zo efficiënt mogelijk met de beschikbare tijd is omgegaan. Dat betekent dat niet altijd het onderzoek gedaan kon worden dat misschien tot een scherper resultaat geleid zou hebben. Het waterschap heeft daarbij steeds de afweging gemaakt of nader onderzoek zou leiden tot een significant ander beeld van de overstromingskans.

Ook de Ministeriële Regeling zegt het nodige over het 'stopmoment', met daarbij de centrale vraag: 'wanneer is de beoordeling goed genoeg?' Dat komt tot uitdrukking in de volgende drie criteria, waarop steeds kort ingegaan wordt:

- De beheerder kan onderbouwen dat het uitvoeren van nadere analyses er niet toe zal leiden dat het toetsoordeel in een andere categorie valt.

Dat is aangetoond met deze rapportage, de bijhorende notities en uitgevoerde gevoeligheidsanalyses per beoordelingsspoor.

- De beoordeling levert ten minste de in hoofdstuk 4 [van de Ministeriële Regeling] genoemde informatie voor het opstellen van de rapportage.

De duiding van het veiligheidsoordeel en de te treffen voorzieningen zijn beschreven in deze rapportage en onderliggende notities.

- Als met een kosten-baten analyse kan worden aangetoond dat het aanscherpen van het toetsoordeel niet kosteneffectief is ten opzichte van het uitvoeren van een herstel- of verbetermaatregel.

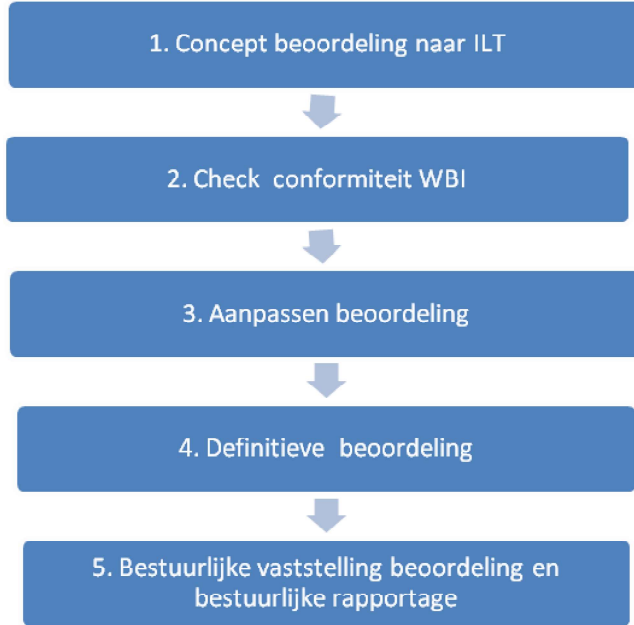
Dit geldt voor macrostabiliteit en de asfaltbekleding, waarbij voor de afgekeurde vakken (ook) een opgave ligt vanuit de bekledingsporen. Derhalve is de verwachting dat de geometrie van de waterkering ook aan de binnenzijde herzien moet worden. Daarmee is er per definitie een opgave voor macrostabiliteit, onafhankelijk van het 'eigen' oordeel. Nadere aanscherping in het kader van de beoordeling heeft dan ook geen zin.

6.2. Vervolgproces

6.2.1. Procedure ILT

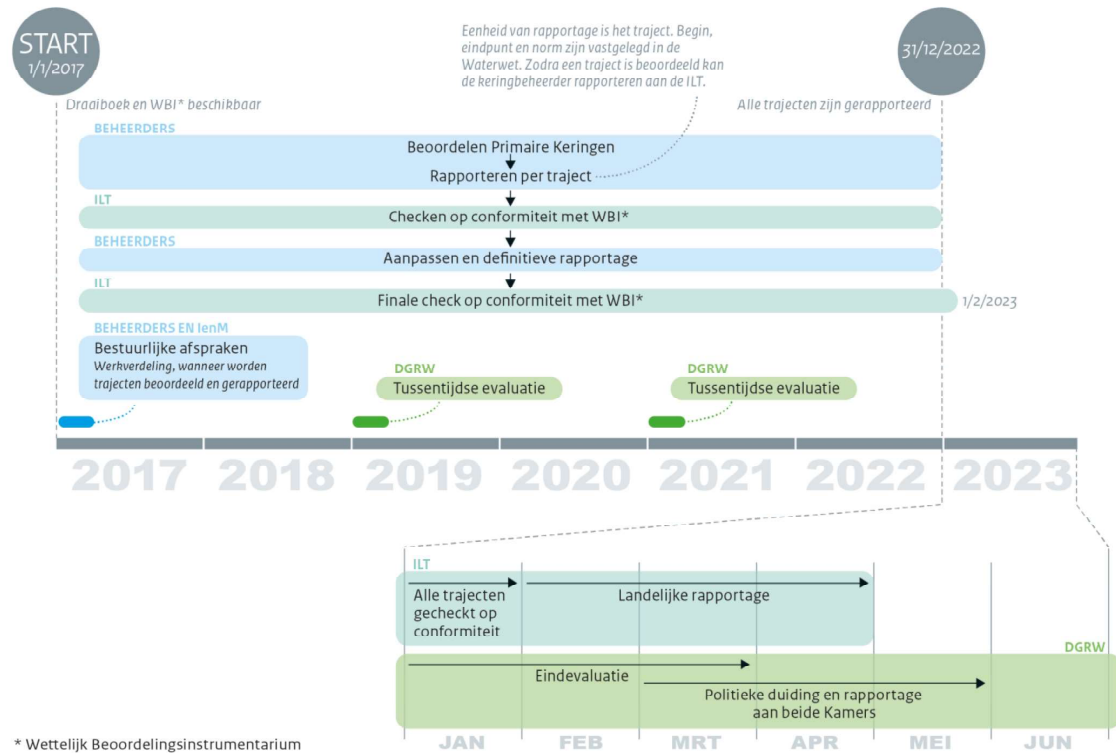
De beoordeling van het traject 8-3 is afgerond en de concept-rapportage is ingediend bij de ILT. De procedure zoals verwoord in het draaiboek "Eerste Beoordeling Primaire Keringen Overstromingskans" is weergegeven in Figuur 30. In het geval van op- en aanmerkingen zal de beoordeling worden aangepast, waarna de beoordeling de definitieve status krijgt. Het definitieve beoordelingsresultaat wordt voor een tweede maal ingediend bij de ILT.

Figuur 30: procedure ILT



In Figuur 31 is een overzicht opgenomen van het gehele beoordelingsproces.

Figuur 31: beoordelingsproces eerste landelijke beoordelingsronde
Beoordelingsproces Overstromingskans Primaire Keringen



In het eerste halfjaar van 2023 wordt een landelijke rapportage opgesteld waarin het landelijk veiligheidsbeeld wordt gerapporteerd aan de Eerste en Tweede Kamer. Hiervan maakt het definitieve oordeel van traject 8-3 deel uit.

6.2.2. Bestuurlijke besluitvorming

Het definitieve beoordelingsresultaat wordt door het College van Dijkgraaf en Heemraden van Waterschap Zuiderzeeland bestuurlijk vastgesteld. Op grond van het eindoordeel van het traject '**categorie D: voldoet ruim niet aan de ondergrens en signaalwaarde**' zal een vervolgproces worden gestart om het traject te gaan versterken. Dit proces betreft als eerste de definitieve aanmelding bij het HWBP.

6.2.3. Route naar het HWBP

Het traject 8-3 is opgenomen in de voorlopige HWBP-programmering van 2020-2025. Na de goedkeuring van de ILT zal het traject, als het aan waterschap Zuiderzeeland ligt, definitief worden opgenomen in de programmering van 2020-2025. Als vervolg daarop zal Waterschap Zuiderzeeland starten met een pre-verkenning om zo snel mogelijk de scope van de versterking helder te krijgen en te starten met de Verkenning.

7. Referenties

- [1] ██████████, „Werkwijze macrostabiliteit bij golfoverslag OI2014v4,” Kennisplatform Risicobenadering, Nieuwegein, 2017.
- [2] Deltares, „Schematisering freatisch vlak bij golfoverslag v3,” Deltares, Delft, 2016.
- [3] Waterschap Zuiderzeeland, Logboek HAV, augustus 2018.
- [4] Waterschap Zuiderzeeland, Logboek GEBU, augustus 2018.

Bijlage 1: memo hydraulische belastingen dijktraject 8-3

20 november
2018

Wettelijke Beoordeling Primaire Waterkeringen 2017-2022,
normtraject 8-3, Definitief, vastgesteld
544834

RAPPORT

Nadere veiligheidsanalyse

Dijkversterking IJsselmeerdijk, dijktraject 8-3

Klant: Waterschap Zuiderzeeland

Referentie: BH1383

Status: Finale versie/P03

Datum: 1 juni 2020

HASKONINGDHV NEDERLAND B.V.

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

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

Titel document: Nadere veiligheidsanalyse

Ondertitel: Nadere veiligheidsanalyse IJsselmeerdijk
Referentie: BH1383
Status: P03/Finale versie
Datum: 1 juni 2020
Projectnaam: Nadere Veiligheidsanalyse IJsselmeerdijk
Projectnummer: BH1383
Auteur(s): Leslie Mooyaart, Sander Post, Gerbert Pleijter, Martijn Huis in 't Veld, Don de Bake, Paul Sinnema

Opgesteld door: Don de Bake, Sander Post

Gecontroleerd door: Sander Post

Datum/Initialen: 1 juni 2020/ S.P.

Goedgekeurd door: Sander Post

Datum/Initialen: 1 juni 2020/ S.P.

Classificatie

Projectgerelateerd



Disclaimer

No part of these specifications/printed matter may be reproduced and/or published by print, photocopy, microfilm or by any other means, without the prior written permission of HaskoningDHV Nederland B.V.; nor may they be used, without such permission, for any purposes other than that for which they were produced. HaskoningDHV Nederland B.V. accepts no responsibility or liability for these specifications/printed matter to any party other than the persons by whom it was commissioned and as concluded under that Appointment. The integrated QHSE management system of HaskoningDHV Nederland B.V. has been certified in accordance with ISO 9001:2015, ISO 14001:2015 and ISO 45001:2018.

Inhoud

1	Algemeen	4
1.1	Aanleiding en doel	4
1.2	Beschrijving projectgebied	5
1.2.1	Projectgebied IJsselmeerdijk (normtraject 8-3)	5
1.2.2	Dijkenmerken noordelijk deel (km 17,6 tot km 31,6)	5
1.2.3	Dijkenmerken zuidelijk deel (km 31,6 tot km 0,0)	6
1.2.4	Dijkopbouw en bekledingsopbouw	7
1.2.5	Vakindeling	7
1.3	Leeswijzer en terminologie	8
2	Effect reststerkte havendammen	10
2.1	Doel	10
2.2	Aanpak en methodiek	11
2.2.1	Kwalitatieve methode	11
2.2.2	Kwantitatieve methode	12
2.3	Resultaten	20
2.3.1	Impact havendammen op toetsspoor GABI	20
2.3.2	Impact havendammen op toetsspoor GABU	22
2.3.3	Impact havendammen op toetsspoor ZST	24
2.3.4	Impact havendammen op toetssporen GEKB en GEBU	26
2.4	Impact havendammen op toetsoordeel samengevat	41
3	Stabiliteit teenverdediging	45
3.1	Doel	45
3.2	Verkregen informatie en wijze van interpretatie	46
3.2.1	Hydraulische randvoorwaarden	46
3.2.2	Eigenschappen teen	46
3.2.3	Beheerderservaring	47
3.3	Aanpak en methodiek	48
3.3.1	Aanpak op hoofdlijnen	48
3.3.2	Hydraulische randvoorwaarden ten behoeve van probabilistisch model	48
3.3.3	Geotechnische stabiliteit teen	51
3.3.4	Erosiestabiliteit teenbestorting	53
3.3.5	Validatie van het erosiebestendigheidmodel	55
3.3.6	Aanpak bij havendammen	56
3.4	Resultaten	56
3.5	Impact op toetsoordeel	60
4	Reststerkte keileem	62
4.1	Doel	62
4.2	Aanpak en methodiek	62

4.3	Resultaten	63
4.4	Impact op toetsoordeel	65
5	Invloed hoek van golfinval GEBU	66
5.1	Doel	66
5.2	Aanpak en methodiek	66
5.3	Resultaten, impact op oordeel	68
6	Conclusie en Aanbeveling	70
6.1	Conclusie; impact op de ontwerpogave	70
6.2	Aanbevelingen	71
7	Referenties	72
	Bijlagen	73
A1	Overzicht havendammen	
A2	Resultaten van der Meer formules, breuksteen	
A3	Resultaten erosiemodel klei en zand	
B1	Evenwichtsvergelijkingen grondweerstand & damwand	



1 Algemeen

1.1 Aanleiding en doel

Conform de Waterwet brengt de beheerder van een primaire waterkering elke twaalf jaar verslag uit aan de minister van Infrastructuur en Waterstaat over de algemene waterstaatkundige toestand van zijn waterkering. Eind december 2018 heeft Waterschap Zuiderland (ZZL) gerapporteerd over de beoordeling het dijktraject 8-3 aan de toezichthouder: de Inspectie Leefomgeving en Transport. Hiertoe is de sterkte van dijktraject vastgesteld conform de wettelijke normen voor de waterveiligheid en de vastgestelde regels voor het bepalen van de hydraulische belasting op de dijk in de Waterwet.

In de beoordeling is naar voren gekomen dat dit dijktraject niet aan de norm voldoet; voor het veiligheidsoordeel is categorie D bepaald. Categorie D staat voor *voldoet ruim niet aan de signaleringswaarde en de ondergrens*. Met name voor de faalmechanismen die gericht zijn op de dijkbekleding wordt een grote afstand tot de norm gevonden.

Door deze beoordeling kan het versterkingstraject van de dijk worden opgestart. In december 2019 heeft het waterschap de combinatie Royal HaskoningDHV/HKV opdracht gegeven voor een nadere veiligheidsanalyse (Startfase Verkenning). Doel is het krijgen van een voldoende stabiele projectscope als vertrekpunt voor de verkenningsfase in 2020/2021. Parallel aan het uitvoeren van de nadere veiligheidsanalyse wordt door het waterschap het plan van aanpak opgesteld voor de verkenningsfase.

De Startfase Verkenning bestaat in hoofdlijnen uit twee stappen, namelijk:

1. Nadere veiligheidsanalyse van specifieke faalmechanismen;
2. Eerste inschatting ontwerpogave en bijbehorende kosten.

Voorliggende rapportage betreft de nadere veiligheidsanalyse (stap 1 Startfase Verkenning).

De nadere veiligheidsanalyse richt zich vooral op een aanvulling van de huidige beoordeling (peildatum 2023) op vier onderdelen die in mindere mate zijn belicht in de huidige beoordeling, maar wel effect kunnen hebben de uiteindelijke versterkingsopgave. Het gaat hierbij om:

1. Het effect van reststerkte van de aanwezige havendammen op de achterliggende primaire kering;
 - a. Zijn de aanwezige havendammen standzeker tijdens maatgevende stormcondities?
 - b. Verandert het mogelijke restprofiel van een havendam het toetsoordeel van de achterliggende primaire waterkering?
2. De effect van de stabiliteit van de dijkteen (breuksteen en teenschot) op de dijkbekleding;
 - a. De stabiliteit van de teenbestorting is nog geen standaard toetsonderdeel in de WBI-systematiek, terwijl het vermoeden bestaat dat de stabiliteit onvoldoende zal zijn tijdens maatgevende condities. Kan het eventuele sterkte-tekort worden geduid om zo opgenomen te worden in de versterkingsopgave?
3. Het effect van het meenemen van reststerke van de aanwezige oude perskade (opgebouwd met keileem/klei) in de dijk op de zetsteenbekleding;
 - a. Kunnen taluddelen als kleikern worden geschematiseerd worden en zo ja wat betekent dit voor de versterkingsopgave van de zetsteenbekleding op het buitentalud?
4. Het effect van het meenemen van de hoek van inval voor toetsspoor graserosie buitentalud (GEBU).
 - a. In de huidige beoordeling is GEBU beoordeeld zonder de invloed van de (schuine) hoek van golfinval; verandert het toetsoordeel als dit wordt meegenomen?

1.2 Beschrijving projectgebied

1.2.1 Projectgebied IJsselmeerdijk (normtraject 8-3)

Normtraject 8-3 ligt in oostelijk Flevoland, door de Knardijk gescheiden van zuidelijk Flevoland, en strekt zich uit van de Ketelbrug (km 17,6) in het noorden tot aan de Knardijk in het zuiden (km 5,1). De signaleringswaarde van dit normtraject is 1/30.000 jaar en de ondergrens is 1/10.000 jaar.

Het dijktraject beschermt van de Ketelbrug tot de Houtribdijk derhalve tegen overstroming vanuit het IJsselmeer en van de Houtribdijk tot aan de Knardijk tegen overstroming vanuit het Markermeer. In deze nadere veiligheidsanalyse wordt alleen het dijktraject direct grenzend aan het IJsselmeer beschouwd, het deel van normtraject 8-3 dat grenst aan het Markermeer wordt dus niet in deze veiligheidsanalyse verder beschouwd. Het waterschap heeft gekozen om het Markermeerdijk-traject van dit norm-traject in deze fase nog niet mee te nemen. Het betreft een redelijk complex versterkingstraject en de wens van het waterschap is om eerst ervaring in HBWP-projecten op te doen, voordat gestart wordt met de verkenning van dit deel van de dijk.

Het traject van de Ketelbrug tot aan de Houtribdijk is 17,6 kilometer lang en is grofweg in twee stukken in te delen, namelijk:

- Het landelijke noordelijk deel (km 17,6 tot km 31,6) met zware golfaanval;
- Het zuidelijke bebouwde deel (km 31,6 tot km 0,0) met golfuwte door de Houtribdijk

Hieronder worden kort de kenmerken per trajectdeel beschreven.

1.2.2 Dijkenmerken noordelijk deel (km 17,6 tot km 31,6)

Het noordelijke deel kenmerkt zich door strakke lijnen en een homogene opbouw, zie Figuur 1-1. De dijk is aan de buitenzijde voorzien van een harde bekleding tot halverwege het boventalud. Vanaf de waterbodem is een steenbestorting aangebracht, daarna volgt een steenzetting van basalt, een berm voorzien van een asfaltbekleding, een zetting van betonzuilen en vervolgens, tot de kruin een grasbekleding op klei. Ook de kruin, het binnentalud en de binnenberm zijn voorzien van een grasbekleding.

Dit deel van het dijktraject kan tijdens maatgevende condities worden blootgesteld aan een hoge golfbelasting vanuit het IJsselmeer, omdat een strijklengte tot aan de Afsluitdijk mogelijk is. Binnendijks bevindt zich landelijk gebied, welke deels door de A6 van de dijk wordt gescheiden. Langs het noordelijk deel bevinden zich bovendien vanaf de Ketelbrug tot km 24,0 met regelmatige tussenafstanden windturbines in het IJsselmeer op ongeveer 25 m uit de buitenteen. Ter hoogte van km 25,9 bevindt zich op korte afstand voor de dijk de Maximacentrale. Er bevinden zich geen waterbouwkundige kunstwerken in dit deel van het traject.



Figuur 1-1: Ligging en impressie noordelijk deel

1.2.3 Dijkenmerken zuidelijk deel (km 31,6 tot km 0,0)

Het zuidelijke dijktraject onderscheidt zich qua uiterlijk en opbouw niet van het noordelijk deel. Groot verschil is dat het dijktraject zich in de luwte bevindt van de Houtribdijk, de dam die Flevoland verbindt met het Noord-Hollandse vasteland. De golfbelasting tijdens maatgevende condities is dus voor dit dijktraject lager dan voor het noordelijke deel. Binnen dit dijktraject ligt ter hoogte van km 31,8 de jachthaven Flevo Marina en een aangrenzend strand, ter hoogte van km 34,4 bevindt zich Parkhaven. Parkhaven bestaat grofweg uit een havendam met woonhuizen, buitendijks voorland met bebouwing en een recreatiehaven, welke wordt beschermd door een relatief brede havendam.

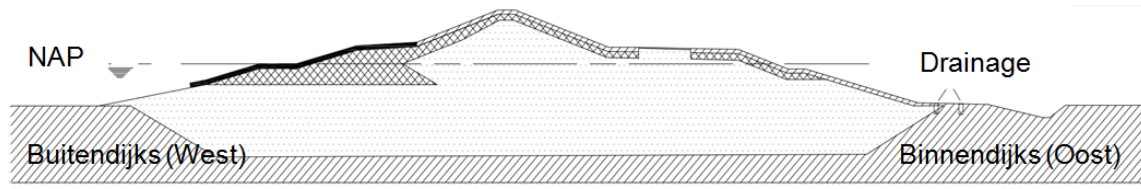
Binnendijks van dit dijktraject bevindt zich de overgangszone van het landelijke gebied naar de bebouwde kom van Lelystad. Op een deel van de binnenberm is de provinciale weg N307 aanwezig. Er bevinden zich geen waterkerende kunstwerken in dit deel van normtraject 8-3. In Figuur 1-2 is de ligging van het zuidelijke deeltraject weergegeven.



Figuur 1-2: Ligging zuidelijk deel

1.2.4 Dijkopbouw en bekledingsopbouw

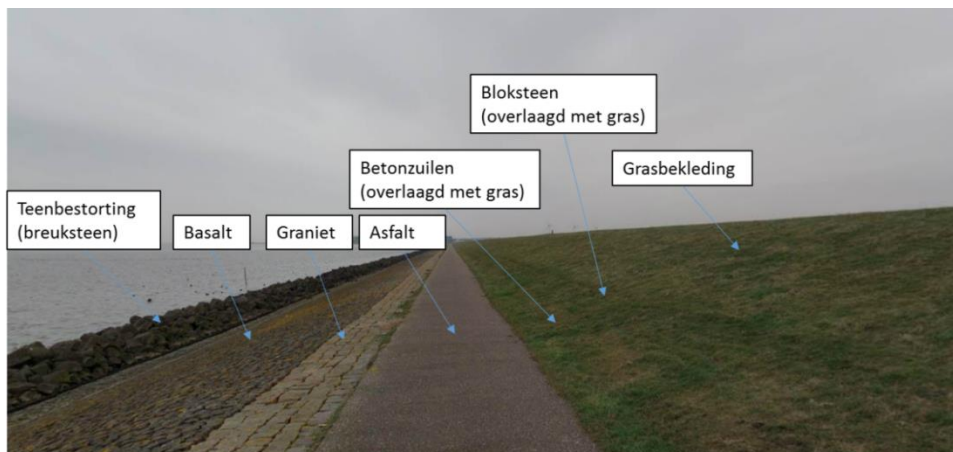
De dijk is in de periode 1950-1957 aangelegd op een zandcunet. Hiervoor zijn de holocene kleilagen afgegraven. Van de holocene laag is circa 1 m achtergebleven om een waterdichte afsluiting te vormen tussen de dijk kern en de pleistocene ondergrond. De dijk kern is opgebouwd uit zand achter een perskade van keileem. Het zandlichaam is afgedekt met een kleilaag (zie Figuur 1-3). Binnendijks is vrijwel overal een drainage en een kwelsloot aanwezig. De drainage wordt frequent geïnspecteerd en onderhouden.



Figuur 1-3: Kenmerkende dijkopbouw IJsselmeerdijk

Dijkbekleding

De dijkbekleding van de IJsselmeerdijk is grotendeels uniform over het traject. Bij de buitenteen van de dijk zorgt een teenbestorting van breuksteen voor bescherming en stabiliteit van het teenschot (hout en beton) en de bovenliggende steenzetting op het ondertalud. Deze steenzetting bestaat uit natuurlijk basalt en graniet. Op de onderhoudsberm ligt een asfaltbekleding. Boven de berm zijn betonzuilen en bloksteen gezet, welke zijn overlaagd met gras. Het resterende deel van het boventalud is bekleed met gras. Op de kruin en het binnentalud is vrijwel overal een grasbekleding aanwezig. Lokaal ligt er op het binnentalud een asfaltweg of een met klinkers bekleed inspectiepad. In Figuur 1-4 is een impressie van de op het buitentalud van de IJsselmeerdijk aanwezige bekleding weergegeven.



Figuur 1-4: Kenmerkende dijkbekledingsopbouw IJsselmeerdijk

1.2.5 Vakindeling

Onderdeel van deze opdracht is het maken van een nieuwe vakindeling, aangezien de vakindelingen voor de diverse toetssporen niet of in elk geval beperkt op elkaar waren afgestemd. Vlakbij elkaar liggende vakgrenzen zijn nu op elkaar gelegd, resulterend in 49 nieuwe vakken die voor elk faalmechanisme/toetsspoor kunnen worden gebruikt. Zie Figuur 1-5.

De vaknummering uit de beoordeling verschilt per toetsspoor. In deze rapportage worden de oude en nieuwe vaknummers waar nodig naast elkaar gezet in tabelvorm voor een verduidelijking.



Figuur 1-5: Nieuwe vakindeling t.b.v. de nadere veiligheidsanalyse en het ontwerp.

1.3 Leeswijzer en terminologie

Deze notitie beschrijft kort en bondig het resultaat van de nadere veiligheidsanalyse (geoptimaliseerd toetsoordeel) van de IJsselmeerdijk (dijktraject 8-3) in de volgende volgorde

- Hoofdstuk 2 beschrijft het effect op het toetsoordeel op verschillende faalmechanismen als het mogelijke restprofiel van een voorliggende havendam wordt meegenomen.
- Hoofdstuk 3 vult het toetsoordeel aan voor de stabiliteit van de teenbescherming.
- Hoofdstuk 4 beschrijft of er voldoende klei in het dijklichaam aanwezig is om dit te schematiseren als kleikern en wat het mogelijke effect hiervan is op het toetsoordeel voor zetsteen (ZST).
- Hoofdstuk 5 past het toetsoordeel voor graserosie buitentalud (GEBU) aan als de hoek van golfval wordt meegenomen in de beoordeling.
- Hoofdstuk 6 sluit af met een conclusie/samenvatting voor het geoptimaliseerde toetsoordeel en aanbevelingen voor de volgende fase van het project.

Om de leesbaarheid van deze notitie te verbeteren is gekozen om een aantal faalmechanismen af te korten. De gebruikte afkortingen zijn:

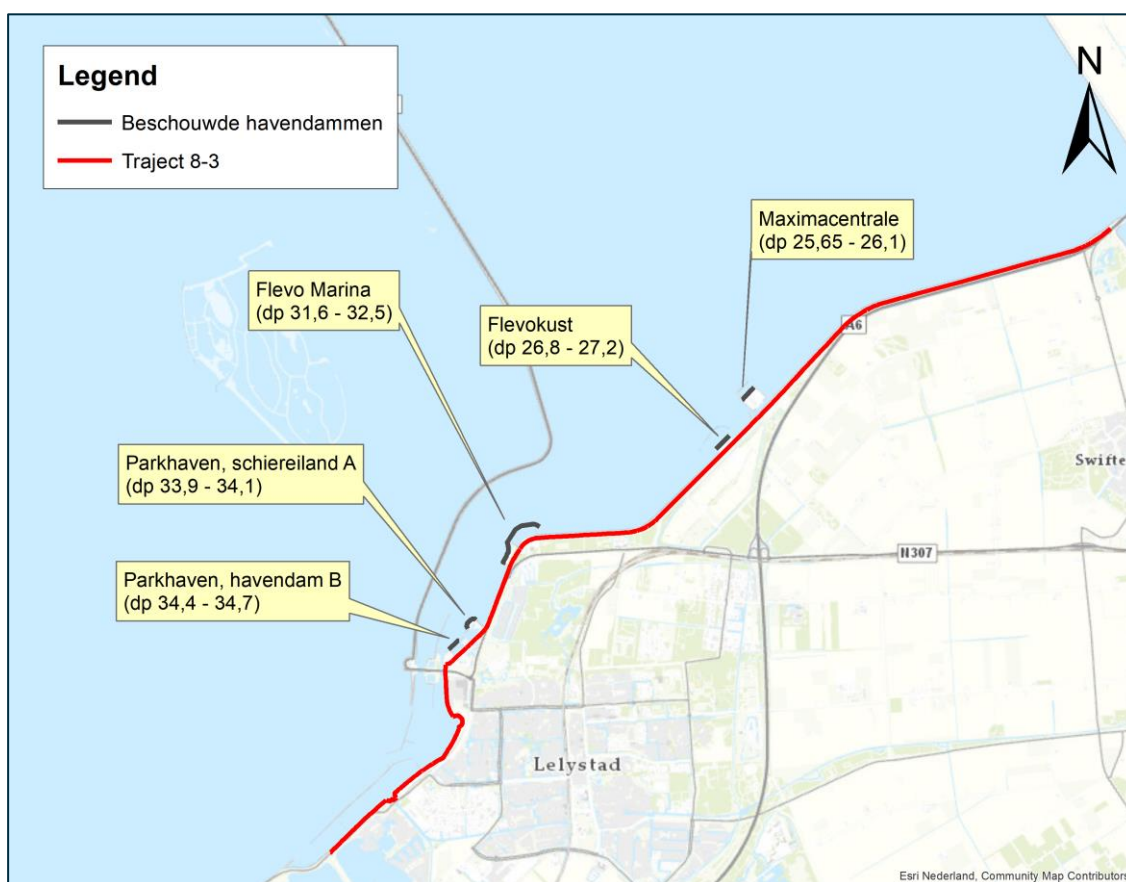
- GEKB: Graserosie Kruin en Binnentalud
- GEBU: Graserosie Buitentalud
- GABU: Gras Afschuiven Buitentalud
- GABI: Gras Afschuiven Binnentalud.
- ZST: Zetsteen (Basalt, betonzuilen etc.)



2 Effect reststerkte havendammen

2.1 Doel

De reststerkte van de havendammen in het studiegebied (zie Figuur 2-1) is deels meegenomen in de beoordeling van de IJsselmeerdijk (traject 8-3). Waterschap Zuiderzeeland verwacht dat het beter meenemen van de reststerkte een significant verlagend effect heeft op de hydraulische belastingen achter de havendammen en dus op de primaire kering. Een lagere belasting werkt door in verschillende faalmechanismen. Dit betekent dat zowel het beoordelingsresultaat (peildatum 2023) als de versterkingsopgave (planhorizon) mogelijk worden beïnvloed. Gevraagd is de invloed van de havendammen op het veiligheidstekort in beeld te brengen (herijking) en daarna ook de impact op de versterkingsopgave.



Figuur 2-1 Locaties beschouwde havendammen normtraject 8-3.

Gevraagd is om naast de in beoordeling beschouwde havendammen ook Flevokust te beschouwen. Een analyse van de Maximacentrale is niet gevraagd, maar wel beknopt uitgevoerd. Dit leidt tot het volgende overzicht van de beschouwde dammen:

1. Maximacentrale
2. Flevokusthaven
3. Flevo Marina Haven
4. Flevo Marina Strand
5. Parkhaven schiereiland A
6. Parkhaven havendam B

Zie Bijlage A1 voor nadere informatie en beeldmateriaal van de verschillende havendammen.

Het waterschap heeft in de uitgevoerde Toets op Maat niet gerekend met het restprofiel van een dam dat na een hoogwatersituatie (storm) overblijft. Doel van de nadere veiligheidsanalyse is om de reststerkte van de havendammen wel mee te nemen en te bepalen of het restprofiel dat overblijft na de storm voldoende is om de hydraulische belastingen op de achterliggende primaire kering te blijven beperken. Een storm is immers van beperkte duur. Na een storm kunnen herstelwerkzaamheden worden uitgevoerd aan de havendam. Erosie van een havendam is een tijdsafhankelijk proces. Bij de uitgevoerde reststerkte-analyse staat tijdsafhankelijkheid dan ook centraal.

Het effect op het veiligheidstekort (2023) is bepaald voor de relevante faalmechanismen die binnen traject 8-3 onvoldoende zijn beoordeeld:

- GEKB: Graserosie Kruin en Binnentalud
- GEBU: Graserosie Buitentalud
- GABU: Gras Afschuiven Buitentalud
- GABI: Gras Afschuiven Binnentalud.
- ZST: Zetsteen.

De onderzoeksvragen zijn als volgt:

1. In hoeverre zijn de dammen standzeker tijdens maatgevende stormcondities?
2. Wat is het effect (van het restprofiel) van de havendam op de verschillende toetssporen van de primaire waterkering?

2.2 Aanpak en methodiek

De havendammen zijn niet in beheer van het waterschap en maken formeel ook geen onderdeel uit van het stelsel van primaire waterkeringen. Toch hebben havendammen, net als aanwezig voorland, effect op de hydraulische belastingen. Vraag is of en zo ja in welke mate de havendammen onder extreme condities nog blijven staan. De uitgevoerde analyse is deels kwalitatief en deels kwantitatief. Wanneer evident is dat een havendam, al dan niet in combinatie met voorland, standzeker is onder extreme condities, is er geen restprofiel bepaald. Voor de overige havendammen, waarbij op voorhand niet is vast te stellen dat deze standzeker zijn, is een kwantitatieve analyse (restprofielbenadering) uitgevoerd.

2.2.1 Kwalitatieve methode

De Maximacentrale, haventerrein Flevokust en het Parkhaven schiereiland A (woonwijk) zijn geen standaard havendammen (breakwater). Het betreft hier brede en relatief hoog gelegen buitendijkse terreinen waarvan de standzekerheid – ook onder extreme condities- verzekerd lijkt te zijn. Voor deze drie locaties is een kwalitatieve analyse uitgevoerd ten aanzien van de standzekerheid. In de door het waterschap uitgevoerde beoordeling is standzekerheid overigens al aangenomen en zijn de belastingen op de achterliggende dijkvakken dus al gereduceerd. De werkwijze is als volgt:

1. Inventarisatie van de opbouw van het terrein, o.a.:
Hoogte, breedte, ontwerp oeverbescherming.
2. Inventariseren ontwerpbelastingen.
3. Bepalen maatgevende hydraulische belastingen.
4. Kwalitatieve analyse standzekerheid.

2.2.2 Kwantitatieve methode

Voor de havendammen bij Flevo Marina en de Parkhaven havendam B is gerekend aan de standzekerheid.

De golfhoogte is de meest relevante parameter voor het falen van een havendam. In het studiegebied blijkt uit een analyse van de illustratiepunten met Hydra-NL (berekeningstype waterstand) dat de bepalende windrichting telkens NW of NNW is en dat het bijbehorende meerpeil laag is.

Voor 15 uitvoerpunten langs traject 8-3 zijn met Hydra-NL waterstandsberoeeningen gemaakt met scenario G voor zichtjaar 2023 en bij vijf frequenties; 1:100^e, 1:300^e, 1:1.000^e, 1:3.000^e en 1:10.000^e. In tabel 1 is als voorbeeld voor uitvoerpunt 491 (Flevo Marina) de Hydra-NL waterstandsberoeening gepresenteerd voor 1:10.000^e. De bijdrage van de windrichtingen NW en NNW blijkt bijna 80% en het bijbehorende meerpeil ligt voor deze windrichtingen telkens net onder NAP.

Tabel 2-1: Resultaat Hydra-NL waterstandsberoeening, bijdrage windrichtingen aan waterstand.

Illustratiepunten bij waterstand 2.17 (m+NAP) en terugkeertijd 10000 (jaar)

Locatie	= YM_1_8-3a_dk_00491 (160427,507282)						
Berekeningstype	= Waterstand						
Waterstand	= 2.17 (m+NAP)						
Terugkeertijd	= 10000 (jaar)						
Overschrijdingsfrequentie	= 1.00E-04 (per jaar)						
r	meerp. m+NAP	--	--	windsn. m/s	waterst. m+NAP	ov. freq *0.001/whj	ov. freq %
NNO	1.56	--	--	5.6	2.17	0.000	0.5
NO	1.58	--	--	7.0	2.17	0.000	0.2
ONO	1.62	--	--	7.0	2.17	0.000	0.2
O	1.65	--	--	5.6	2.17	0.000	0.1
OZO	1.65	--	--	5.6	2.17	0.000	0.1
ZO	1.65	--	--	5.6	2.17	0.000	0.1
ZZO	1.65	--	--	5.6	2.17	0.000	0.1
Z	1.65	--	--	7.0	2.17	0.000	0.2
ZZW	1.65	--	--	7.0	2.17	0.000	0.3
ZW	1.64	--	--	8.4	2.17	0.000	0.3
WZW	1.64	--	--	9.8	2.17	0.000	0.2
W	1.58	--	--	9.8	2.17	0.000	0.5
WNW	-0.14	--	--	34.2	2.17	0.010	9.9
NW	-0.16	--	--	30.9	2.17	0.039	39.0
NNW	-0.21	--	--	31.2	2.17	0.041	40.9
N	-0.19	--	--	31.1	2.17	0.007	7.4
som						0.100	100.0

Het voorgaande betekent dat de windsnelheid de dominante parameter is en dat zowel het verloop van de waterstand gedurende een storm als het verloop van de golfhoogte worden bepaald door dezelfde combinatie van windrichting en -snelheid. Dit principe is toegepast om een gecombineerd 'belastingenverloop' te construeren ter plaatse van de hydraulische uitvoerpunten. De volgende stappen zijn doorlopen, per hydraulisch uitvoerpunt:

- Stap 1. Bepalen illustratiepunt bij verschillende waterstanden.
- Stap 2. Bepalen golfhoogten bij waterstanden
- Stap 3. Construeren verloop van de belasting

Stap 4. Bepalen hydraulische condities aan de teen primaire kering bij verschillende damhoogten en opnieuw berekenen toetspoor.

Stap 5. Reststerkte-analyse dam.

Hierna zijn de stappen in meer detail toegelicht.

Stap 1. Bepalen illustratiepunt bij verschillende waterstanden.

Bij elke waterstand hoort een combinatie (met de hoogste kansbijdrage) van meerpeil, windrichting en windsnelheid. Deze illustratiepunten zijn bepaald met Hydra-NL en onafhankelijk van de faalmechanismen. Dit is gedaan met en zonder onzekerheden.

Een voorbeeld van de illustratiepunten bij diverse herhalingstijden is weergegeven in Tabel 2-2.

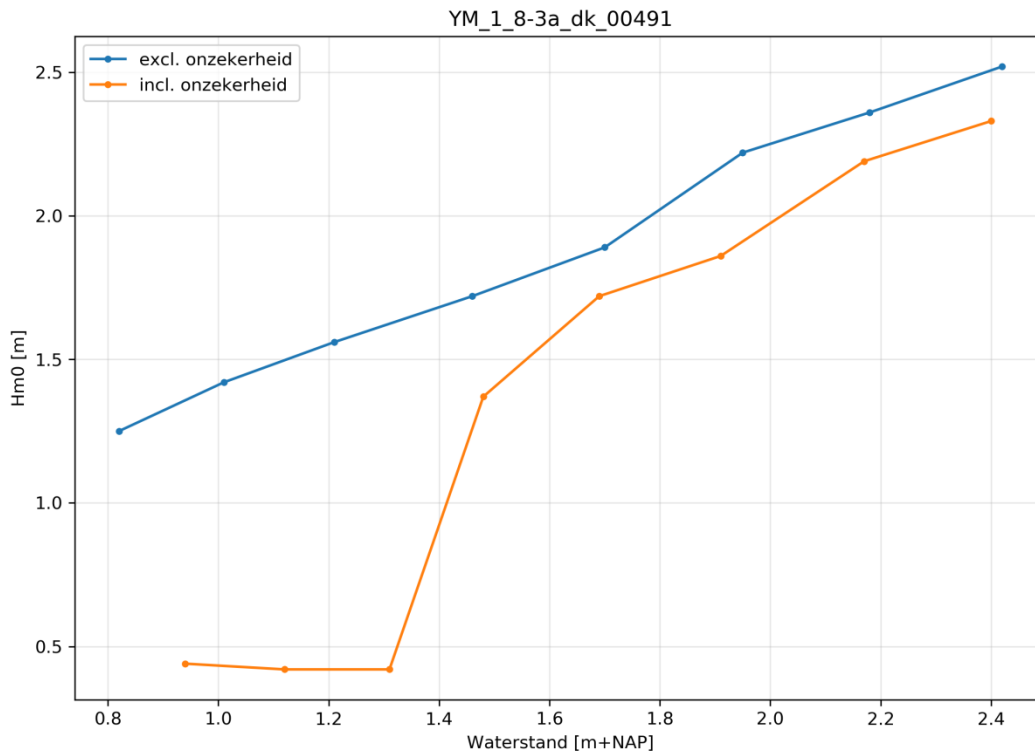
Tabel 2-2: illustratiepunten voor uitvoerpunt YM_1_8-3a_dk_00491, zonder onzekerheden

HerhTijd	Water-stand	IP Windrichting	IP Meerpeil	IP Windsnelheid	IP Waterstand	IP Golfrichting	IP Hm0	IP Tm-1,0
30	0,82	NW	-0,13	23	0,81	341,02	1,25	3,68
100	1,01	NW	-0,17	25,4	1,01	340,92	1,42	3,87
1000	1,21	NW	-0,17	27,3	1,21	341,03	1,56	4,03
3000	1,46	NW	-0,16	29,3	1,46	341,22	1,72	4,19
10000	1,7	NW	-0,17	31,3	1,7	341,38	1,89	4,34
30000	1,95	NNW	-0,19	31,5	1,96	0,97	2,22	4,86
100000	2,18	NNW	-0,16	32,9	2,18	1,19	2,36	4,99
300000	2,42	NNW	-0,19	34,6	2,42	1,33	2,52	5,12

Golven en waterstanden in de illustratiepunten blijken niet afhankelijk te zijn van de aanwezigheid van de havendammen. Iteraties zijn daarom niet nodig.

Stap 2. Bepalen golfhoogten bij waterstanden

Met de waterstanden, golfrichting en windsnelheid zijn vervolgens de bijbehorende golfhoogte en golfperiode opgezocht in de database met golfcondities. Hierbij is gebruik gemaakt van een interpolatieroutine. Het resultaat van stap 2, hier wederom voor uitvoerpunt 491, is te zien in Figuur 2-2.



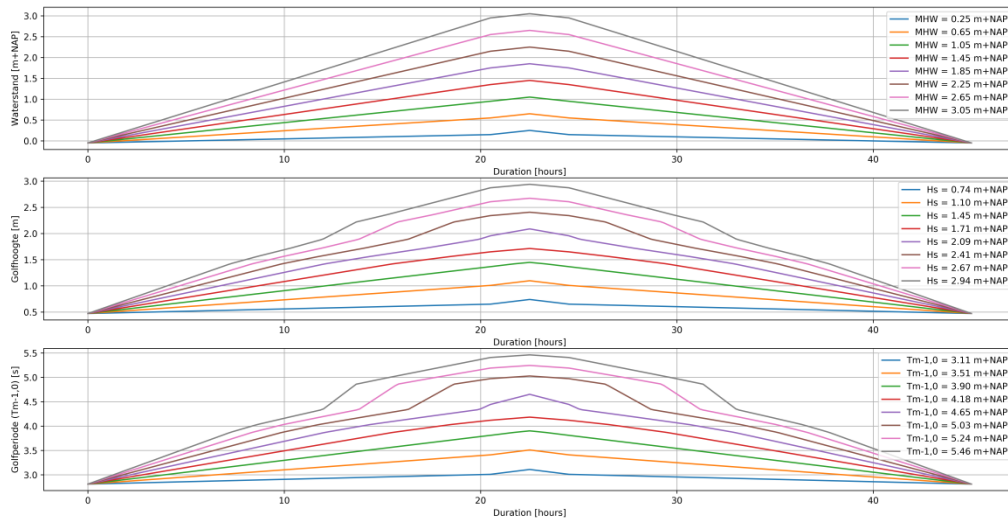
Figuur 2-2: Illustratiepunten bij verschillende waterstanden. Lage golven als gevolg van modelonzekerheid op de waterstand.

In Figuur 2-2 is duidelijk te zien wat het effect is van het meenemen van onzekerheden op de waterstand.

Wanneer onzekerheden op de waterstand worden meegenomen, gaan de waterstanden omhoog. De waterstand 'slokt' in dat geval de kansruimte voor de golven 'op', waardoor de gevonden golfhoogten lager zijn dan wanneer zonder onzekerheden wordt gerekend. Omdat een fysisch realistische combinatie van waterstanden en golven wenselijk is voor de analyse van de sterkte van de havendammen, is voor dit specifieke onderdeel gekozen voor rekenen zonder onzekerheden op de waterstand.

Stap 3. Construeren verloop van de belasting

Met de relatie tussen waterstand en golfhoogte (en -periode) uit Stap 2. is op elk uitvoerpunt het verloop van zowel de waterstand als de golfcondities bepaald, als functie van de tijd. De stormduur en het stormverloop (trapezium) die binnen het WBI2017 wordt gehanteerd is 35 uur. Het advies van Deltares is om bij de hier voorgestelde methode een langere stormduur te hanteren en wel 45 uur. Het effect van een langere stormduur op de erosie blijkt echter minimaal. Uitgangspunt bij de toegepaste methode is 45 uur. Het resultaat is, wederom voor uitvoerpunt 491, weergegeven in Figuur 2-3.



Figuur 2-3: verloop van waterstand en golfcondities op uitvoerpunt 491.

Het waterstandsverloop is gebaseerd op het standaard WBI2017-waterstandsverloop. In het waterstandsverloop zijn modelonzekerheden meegenomen. Elke waterstand is vervolgens gekoppeld aan een golfhoogte op basis van de in figuur 2-2 gepresenteerde resultaten (blauwe lijn, nu dus gekoppeld aan de waterstanden zonder onzekerheden). Omdat de resultaten in Figuur 2-2 tonen dat de relatie tussen waterstand en golfhoogte niet geheel lineair zijn, ontstaat er een andere vorm - een ietwat verwrongen trapezium- voor de golfhoogte over tijd. Hetzelfde gaat op voor de piekperiode.

De waterstanden in Figuur 2-3 zijn hoger dan de berekende waterstand-golfhoogte relaties uit Tabel 2-2. Voor hogere waterstanden is namelijk geëxtrapoleerd, omdat de illustratiepunten van de sterkteberekeningen van de dijk (waaraan de dammen zijn beoordeeld) als gevolg van onzekerheden soms wél hoger zijn dan de waterstand-golf relaties.

Stap 4. Bepalen hydraulische condities aan de teen primaire kering bij verschillende damhoogten en opnieuw berekenen sterkte.

In deze stap is het vertrekpunt standzekerheid van de dammen bij elke damhoogte. In stap 5 volgt de verificatie of een dam ook daadwerkelijk standzeker is onder bepaalde condities.

De aanpak is als volgt:

- a) Voor verschillende damhoogten zijn de belastingen aan de teen bepaald voor de relevante faalmechanismen.
 - GEKB: met Riskeer incl. de dam/voorlandmodule.
Voor GEKB wordt direct, probabilistisch, de overstromingskans berekend.
 - GEBU, GABI en ZST: met Hydra-NL incl. de dam/voorlandmodule.
 - GABU: handmatige vertaling van de hydraulische belasting buiten de dam naar de teen van de dijk. Dit omdat bij GABU de marginale statistiek van toepassing is. De formules van de dam/voorlandmodule zijn gebruikt om de golfbelasting aan de teen van de primaire kering bij diverse damhoogten te bepalen. Zie Figuur 2-4.
- b) Analyse of een variërende damhoogte invloed heeft op het oordeel (categorie) van de primaire kering. Met andere woorden, zorgt een hogere dam voor een ander (veiliger) oordeel? Is dat het

geval, dan is bij de relevante damhoogtes (categorieregrenzen) het illustratiepunt van de belasting bepaald (waterstanden).

- c) De dam is vervolgens getoetst met één van de drie hierna beschreven methoden en met de in b) bepaalde waterstanden. Aan deze waterstanden is de golfhoogte gekoppeld uit Stap 2. In de schade/erosie-grafieken (zie later in deze paragraaf) kan vervolgens worden afgelezen of de betreffende havendam na de storm nog voldoende restprofiel heeft.

Dam model

In order to take account for the presence of dams or obstacles the implementation described in Rijkswaterstaat (1999), [4] is used for the DaF module.

In Table 2.1 the formulation described in the above reference is shown.

Table 2.1: Formulae for taking obstacles into account

The relative crest height	Transmission coefficient
$\frac{Z_d}{H_{s,a}} \leq -\alpha_d - \beta_d$	$K_T = 1$
$-\alpha_d - \beta_d \leq \frac{Z_d}{H_{s,a}} \leq \alpha_d - \beta_d$	$K_T = \frac{1}{2}(1 - \sin(\frac{\pi}{2} \frac{Z_d + \beta_d}{\alpha_d}))$
$\frac{Z_d}{H_{s,a}} \geq \alpha_d - \beta_d$	$K_T = 1$ ← moet 0 zijn

where Z_d represents the crest height above still water level (below still water level, value is negative), $H_{s,a}$ represents the incoming significant wave height, K_T represents the transmission coefficient and parameters α_d and β_d are coefficients depending on the dam type.

The formulation presented in Table 2.1 is valid for the dam types presented in Table 2.2.

Table 2.2: List of supported dam types

Dam type	α_d	β_d
Caisson	2.2	0.4
Steep Wall	1.8	0.10
Dam	2.6	0.15

The effect of the dam is incorporated in the DaF module by applying the following relation, $H_{rms} = K_T * H_{rms}$ to the root-mean-square wave height, where K_T is calculated according to the formulations listed in Table 2.1 and the coefficients listed in Table 2.2. Furthermore the adjusted root-mean-square wave height is then applied to the boundary condition of the Energy Model.

Figuur 2-4: golftransmissie in de dam- en voorlandmodule

Stap 5. Reststerkte-analyse dam

Met het bepaalde belastingverloop uit Stap 3. is voor de havendammen bij Flevo Marina en de Parkhaven havendam B een kwantitatieve reststerkte-analyse uitgevoerd, voor de bepalende faalmechanismen. Omdat de hydraulische belasting per faalmechanisme (doorsnede-eis) verschillend is, kan de reststerkte van de havendammen voor het ene faalmechanisme mogelijk wel en voor het andere niet worden meegenomen.

Er zijn in het studiegebied drie typen dammen met elk een specifieke aanpak voor de reststerkte-analyse:

5a. Breukstenen dam.

De dam voor het strand bij de Flevo Marina bestaat volledig uit breuksteen. Voor deze dam is alleen naar de stabiliteit van de breuksteen gekeken. Met de van der Meer formule (Figuur 2-5) is het verloop van het schadegetal berekend, waarbij de grens van falen (significant verlies aan stenen) conform de Rock Manual op 12 (schadegetal, S) is gesteld. De aanname is dat een volledig breukstenen dam voldoende reststerkte heeft als het schadegetal onder de 12 blijft, tot de piek van de storm. Falen daarna 'mag', aangezien de belastingen afnemen.

For *plunging waves* ($\xi_m < \xi_{cr}$):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{h50}} = c_{pl} P^{0.18} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \xi_m^{-0.5} \quad (5.136)$$

and for *surging waves* ($\xi_m \geq \xi_{cr}$):

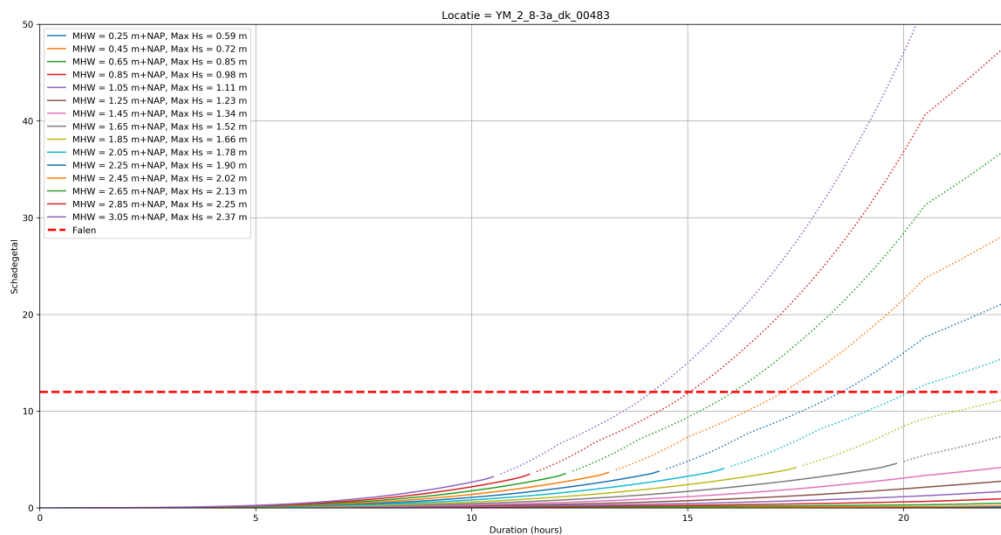
$$\frac{H_s}{\Delta D_{h50}} = c_s P^{-0.13} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \sqrt{\cot \alpha} \xi_m^P \quad (5.137)$$

where:

- N = number of incident waves at the toe (-), which depends on the duration of the wave conditions
- H_s = significant wave height, $H_{1/3}$ of the incident waves at the toe of the structure (m)
- ξ_m = surf similarity parameter using the mean wave period, T_m (s), from time-domain analysis; $\xi_m = \tan \alpha \sqrt{(2\pi/g \cdot H_s / T_m^2)}$ (-)
- α = slope angle (°)
- Δ = relative buoyant density, $\rho_r / \rho_w - 1$ (-)
- P = notional permeability of the structure (-); the value of this parameter should be: $0.1 \leq P \leq 0.6$ (see Figure 5.39)
NOTE: the use of a geotextile reduces the permeability, which may result in the need to apply larger material than without a geotextile.
- c_{pl} = 6.2 (with a standard deviation of $\sigma = 0.4$; see also Table 5.25)
- c_s = 1.0 (with a standard deviation of $\sigma = 0.08$).

Figuur 2-5: Van der Meer formule (1988). Bron: Rock manual 2007, pagina 567.

Voor de Flevo Marina Strand (uitvoerpunt 483) is het schadegetal als functie van de tijd weergegeven voor verschillende combinaties van h en H_s (Figuur 2-6). De figuren voor de verschillende havendammen zijn opgenomen in Bijlage A.



Figuur 2-6: Verloop schadegetal (van der Meer), gegeven combinatie h/H_s .

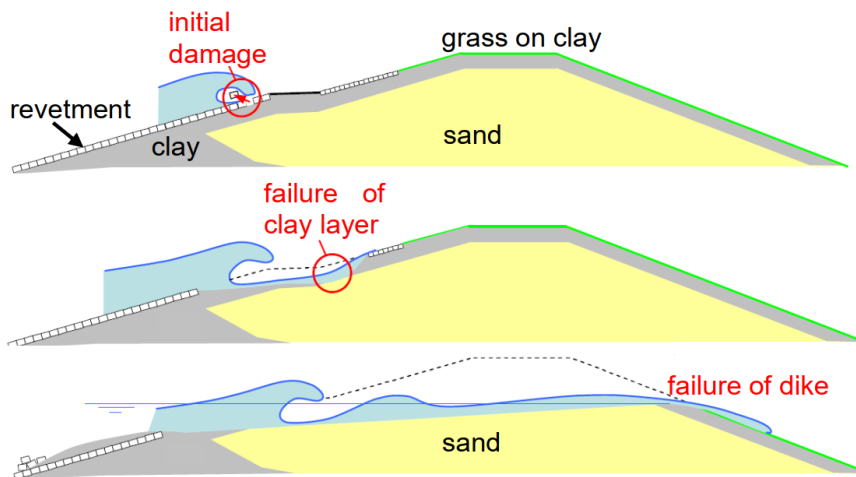
In Figuur 2-6 is met de dikke rode stippellijn het criterium voor maximaal toelaatbare schade weergegeven en met de dunne stippellijnen de condities waarin de waterdiepte boven de kruin van de dam groter is dan één golfhoogte. De Van der Meer formule is dan strikt genomen niet geldig aangezien er geen golfklap meer plaatsvindt. De zogenaamde *near-bed-structure formules* uit de

Rock manual zijn echter ook niet toepasbaar, waardoor hier sprake is van een grijs gebied. De Van der Meer formules zijn conservatief in dit bereik.

5b. *Stortstenen dam met geotextiel en kern van zand.*

Langs de Flevo Marina Haven ligt een dam die bestaat uit een stortstenen teen en stortstenen bekleding tot aan de kruin. Hieronder ligt geotextiel op zand. Bij deze dam is eerst met de Van der Meer formule bepaald wat het schadegetal is, conform de methode zoals beschreven bij 4a. Wanneer het schadegetal vóór de piek van de storm de 12 bereikt, is vanaf dat moment in de tijd ook de reststerkte van de zandkern bepaald met een tijdsafhankelijke erosie-benadering.

Het reststerktemodel voor zand dat is toegepast, is beschreven in Deltares rapport 'Sensitivity study into residual strength of dikes after block revetment failure, given as preliminary safety factor' [Deltares 2014].



Figuur 2-7: falen van een dijk met steenbekleding en zandkern. (figuur 1.2 uit bron [Deltares 2014])

De toegepaste formule voor zanderosie is beschreven op pagina 34 van het Deltares rapport:

Erosion rate in the sand core:

$$\frac{\partial V_e}{\partial t} = c_{m,2} \cdot \frac{H_s^2}{T_p} \left(\frac{0.15}{s_{op}^{1.3}} + (\tan \alpha)^{0.8} \cdot (135 - 1500 \cdot s_{op}) \cdot \exp \left(-0.0091 \cdot \left(\frac{B_t}{H_s} \right)^2 \right) \right) \quad (6.2)$$

with $0.7 < H_s < 3.0$ m and $0.22 < \tan \alpha \leq 0.5$ and $0.015 < s_{op} < 0.06$ and $0.18 < D_{50} < 0.22$ mm.

with:

- B_t = width of the terrace [m] (see Figure 6.1)
- Δt = size of the time step [h]
- c_{m2} = model factor for the calculation of the erosion volume in the sand [-]

Figuur 2-8: Erosiemodel zand [Deltares 2014]

5c. *Dam met zetsteenbekleding en kern van klei en/of zand.*

De havendam bij Parkhaven havendam B heeft een breukstenen teen en een buitentalud dat is opgetrokken uit basalt, overgaand in gras. De reststerkte voor dit type dam is bepaald door eerst onder verschillende hydraulische condities met Steentoets 17.1.2.1 te berekenen of het basalt op het buitentalud faalt. Falen is gedefinieerd als het tekort aan steendikte ('hoogte') van de toplaag: wanneer dit optreedt volgt een berekening met het reststerktemodel (klei, zand). Deze benadering is

enigszins conservatief omdat de reststerkte in zowel filter als geotextiel niet zijn meegenomen. Het erosiemodel voor klei is in hetzelfde rapport beschreven, zie Figuur 2-9.

Erosion of the clay layer (if the sand core is still completely covered with clay):

$$V_e = c_{m,1} \cdot 0.063 \frac{H_s^2 \cdot \tan \alpha}{s_{op}} \cdot t_{load} \quad (6.1)$$

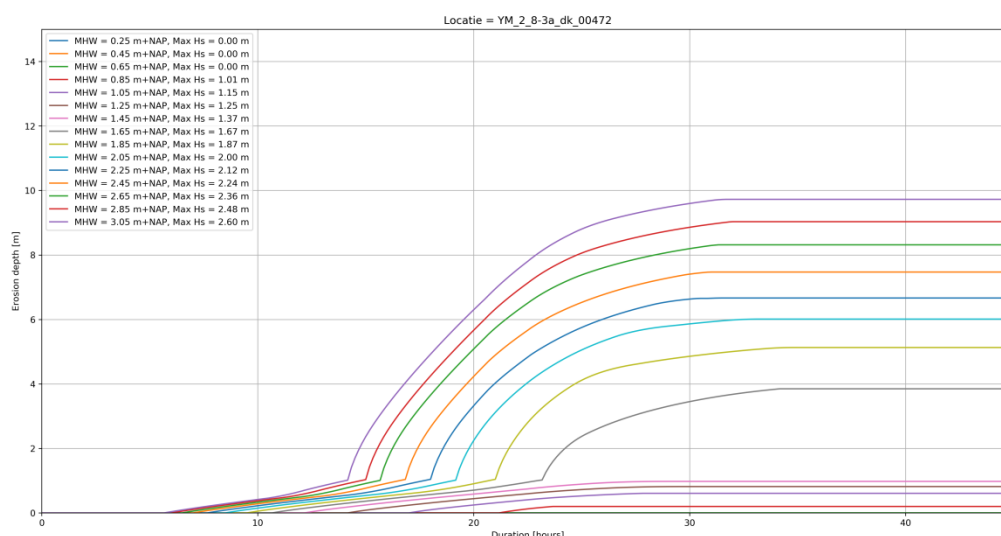
with $0.7 < H_s < 2$ m, $s_{op} > 0,02$, clay layer thickness < 3 m and structured clay of a typical Dutch dike, above high water level, with normal percentage of sand.

with:

- V_e = erosion volume per meter dike length [m³/m]
- H_s = significant wave height at the toe of the dike [m]
- s_{op} = $H_s / (1,56 T_p^2)$ = wave steepness based on the significant wave height and the peak wave period [-]
- T_p = peak wave period [s]
- α = angle of the outer slope, average, if different angles are present [°]
- t_{load} = duration of wave attack [h]
- $c_{m,1}$ = model factor for the calculation of the erosion volume in the clay layer [-]

Figuur 2-9 erosiemodel klei [Deltares 2014]

In Figuur 2-10 is voor de Parkhaven havendam B het verloop van de erosiediepte weergegeven als functie van de tijd.



Figuur 2-10: Erosie Parkhaven havendam B (basalt, klei, zand)

In Figuur 2-10 is de invloed van de basalt bekleding te zien doordat de erosie pas start na minimaal 7 uur.

Verder wordt gelijk duidelijk dat de erosie nooit meer dan 10 meter zal bedragen, terwijl de Parkhaven havendam B minimaal 30 meter breed is. Hiermee is feitelijk al zonder analyse van de illustratiepunten van de faalmechanismen al te concluderen dat deze dam standzeker is.

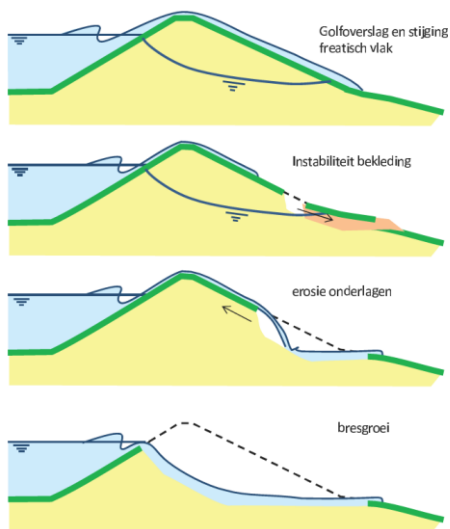
De erosieformules zijn geïmplementeerd in het prototype bekledingen model, dat is gebruikt voor de berekeningen. Zie <https://youtu.be/wj33HYSGRg> voor een impressie van dit model.

2.3 Resultaten

In de paragrafen hierna is het resultaat van de havendam-analyses weergegeven, per toetsspoor.

2.3.1 Impact havendammen op toetsspoor GABI

Een hoge freatische lijn in de dijk, in combinatie met overslaand water kan zorgen voor het afschuiven van het gras en de lagen daaronder op het binnentalud. Het principe is weergegeven in Figuur 2-11.



Figuur 2-11: Gras afschuiven binnentalud (GABI)

GABI speelt bij drie vakken een rol, nl. daar waar geen drainage aanwezig is of de werking niet is aangetoond. Het betreft GABI vakken 2, 4 en 6 (oud). Alleen bij vak 4 is sprake van een voorliggende dam (Maximacentrale, zie Figuur 2-12), dit vak voldoet echter zelfs met voorliggende dam niet, omdat er feitelijk sprake is van een coupure, een lokale verlaging van de kruin. De standzekerheid van de Maximacentrale heeft dan ook geen impact op het GABI-resultaat. Dit is gevisualiseerd in onderstaande figuren en tabel.



Figuur 2-12: Vak 4 GABI, Maximacentrale

Tabel 2-3 vaknummering GABI oud & nieuw

Dijkvak GABI	Dijkvak totaal	Naam havendam	Standzeker?	Oordeel oorspronkelijk	Oordeel NAV
2	2,3	nvt	nvt	IVv	IVv
4	18,19,20	Maximacentrale	Ja	IVv	IVv
6	26,27,28	nvt	nvt	IVv	IVv



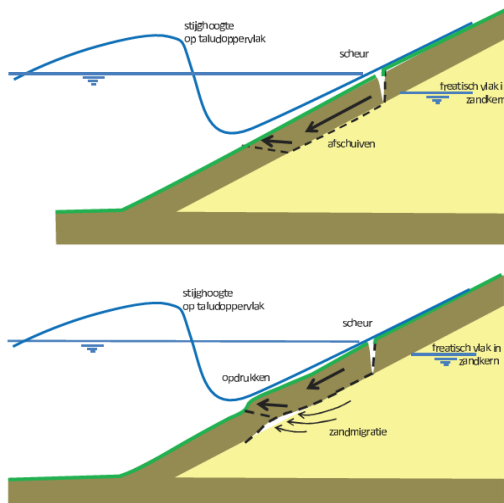
Figuur 2-13: Vakindeling en resultaat GABI/STMI Beoordeling



Figuur 2-14: Vakindeling en resultaat GABI/STMI Nadere Veiligheidsanalyse

2.3.2 Impact havendammen op toetspoor GABU

Gras op het buitentalud kan afschuiven door een combinatie van scheuren als gevolg van golfklappen en opdrukken van de kleilaag. Zie Figuur 2-15.

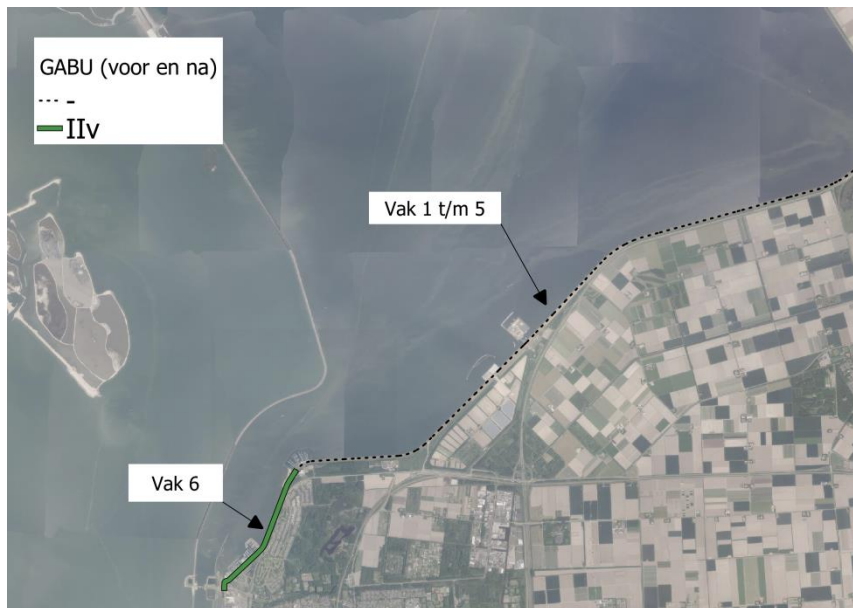


Figuur 2-15: afschuiven en opdrukken van gras op het buitentalud

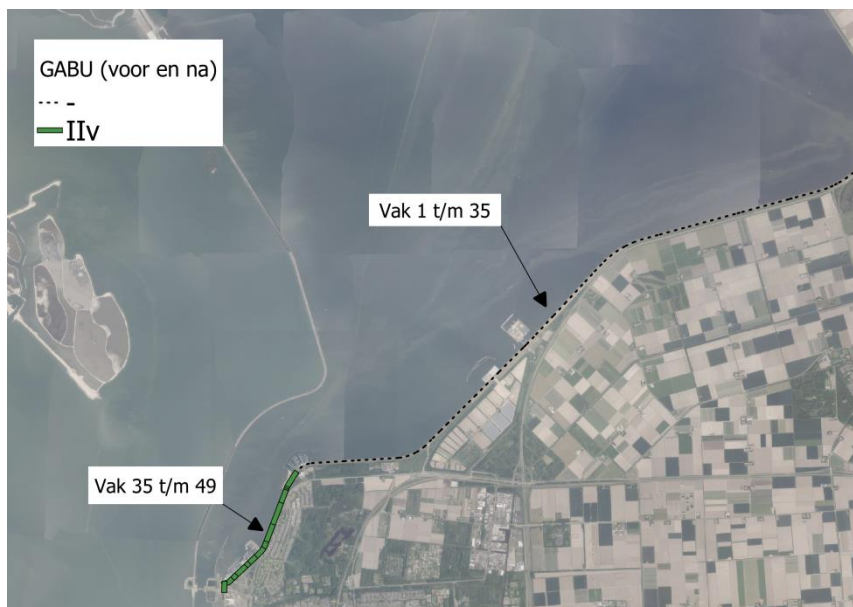
GABU speelt alleen een rol als het gras in de golfklapzone ligt. Dat is alleen het geval in vak 6, dat loopt van Flevo Marina strand t/m Parkhaven. Vak 6 voldoet in de door Zuiderzeeland uitgevoerde Gedetailleerde Toets (categorie Iv), *zonder dam*. Dit betekent dat een nadere veiligheidsanalyse voor wat betreft de impact van de havendammen het GABU-resultaat niet zal doen veranderen. Dit is gevisualiseerd in onderstaande figuren en tabel.

Tabel 2-4 vaknummering GABU oud & nieuw

Dijkvak GABU	Dijkvak totaal	Naam havendam	Standzeker?	Oordeel oorspronkelijk	Oordeel NAV
6	36-49	n.v.t.	n.v.t.	IIV	IIV



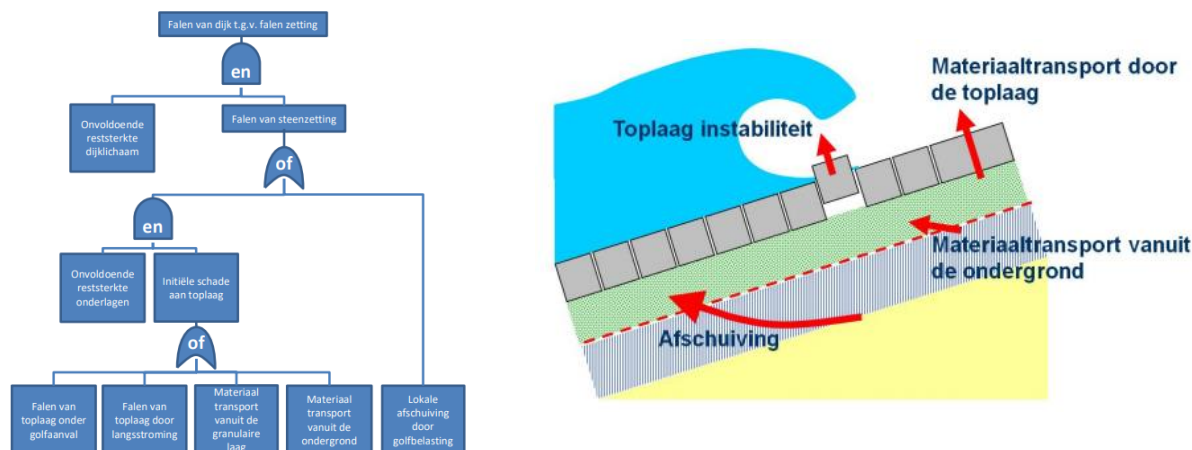
Figuur 2-16: Vakindeling en resultaat GABU Beoordeling



Figuur 2-17: Vakindeling en resultaat GABU Nadere Veiligheidsanalyse

2.3.3 Impact havendammen op toetspoor ZST

Voor zetsteen op het buitentalud zijn zes bezwijkmechanismen die leiden tot het bezwijken van de toplaag van een steenzetting, Zie Figuur 2-18.



Figuur 2-18: Faalboom en bezwijkmechanismen steenzettingen (bron: Deltares 2018)

Maximacentrale

De zetsteenbekleding achter de Maximacentrale is in veiligheidsbeoordeling afgekeurd, rekening houdend met golfreductie door de Maximacentrale. Desondanks is de toplaag instabiel, dit oordeel wijzigt niet.

Tabel 2-5 Resultaat ZST Maximacentrale

Dijkvak ZST	Dijkvak totaal	Naam havendam	Standzeker?	Oordeel oorspronkelijk	Oordeel NAV
10	19	Maximacentrale	Ja	Vv	Vv
11	20	Maximacentrale	Ja	Vv	Vv
12	21	Maximacentrale	Ja	Vv	Vv

Flevokust

De zetsteenbekleding achter de Flevokust wordt tijdens maatgevende condities niet aangevallen, omdat Flevokust standzeker is. De veiligheidsbeoordeling voor zetsteen wordt bijgesteld naar voldoet.

Tabel 2-6 Resultaat ZST Flevokust

Dijkvak ZST	Dijkvak totaal	Havendam	Standzeker?	Oordeel oorspronkelijk	Oordeel NAV
14	23	Flevokust	Ja	Vv	Ilv

Flevo Marina haven

Zelfs wanneer de Flevo-Marinadam standzeker is, dan is deze met de huidige dimensie onvoldoende hoog en breed om in maatgevende condities voldoende golfbreking te veroorzaken zodat de

zetsteenbekleding op de primaire kering kan worden goedgekeurd. Het toetsoordeel wijzigt daarom niet.

Tabel 2-7 Resultaat ZST Flevo Marina haven

Dijkvak ZST	Dijkvak totaal	Havendam	Standzeker?	Oordeel oorspronkelijk	Oordeel NAV
23	35	Flevo Marina havendam	Nee	Vv	Vv

Flevo-Marina strand

De zetsteen bij het Flevo-Marina strand ligt verholen onder het strand en daarnaast ligt dit dijktraject al in de luwte van de Houtribdijk. In combinatie met de langsdam die voor het strand ligt en zorgt dat het zand binnen het profiel blijft liggen, kan worden verondersteld dat de zetsteen op dit traject voldoende beschermd is tegen golfaanval.

Tabel 2-8 Resultaat ZST Flevo-Marina strand

Dijkvak ZST	Dijkvak totaal	Havendam	Standzeker?	Oordeel oorspronkelijk	Oordeel NAV
24	36	Flevo Marina strand	Nee	IIv	IIv
25	37	Flevo Marina strand	Nee	Vv	IIv

Parkhaven-gebied

De zetsteen in het Parkhaven-gebied ligt beschermd achter verschillende havendammen en daarnaast ligt dit dijktraject al in de luwte van de Houtribdijk. Indien de havendammen als standzeker worden gesteld, dan reduceert de golfbelasting met de huidige dimensie van de havendammen naar een belasting die de zetsteen op dit traject *niet* doet falen. Dit is gevisualiseerd in onderstaande figuren en tabel.

Tabel 2-9 Resultaat ZST Parkhaven-gebied

Dijkvak ZST	Dijkvak totaal	Havendam	Standzeker?	Oordeel oorspronkelijk	Oordeel NAV
30	43	Parkhaven, schiereiland A	Ja	-	IIv
31	44	Parkhaven, schiereiland A	Ja	IVv	IIv
32	45	Nvt ¹	Nvt ¹	IVv	IIv
33	46	Parkhaven, havendam B	Ja	Vv	IIv
34	47,48	Nvt ¹	Nvt ¹	-	IIv

¹ Effect havendam niet beschouwd: vakken scoren voldoende (cat IIv) als gevolg van hoog voorland



Figuur 2-19: Vakindeling en resultaat Zetsteen oorspronkelijke beoordeling (Parkhavengebied)

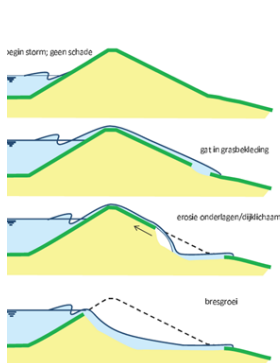


Figuur 2-20: Vakindeling en resultaat Zetsteen Nadere veiligheidsanalyse (Parkhavengebied)

2.3.4 Impact havendammen op toetsporen GEKB en GEBU

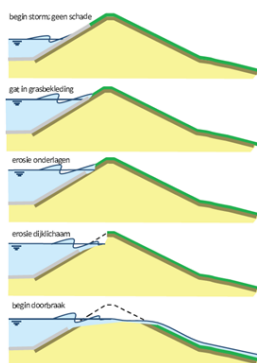
De IJsselmeerdijk wordt belast door oplopende en overslaande golven. Het gras op de kruin en het binnentalud kunnen daardoor beschadigen, waarna mogelijk ook de onderliggende kleilaag en zandkern erodeert, met een overstroming tot gevolg. Dit mechanisme wordt Gras Erosie Kruin en Binnentalud genoemd (GEKB).

Ook het gras op het buitentalud kan falen als gevolg van golfploop of golfklappen (Gras Erosie Buiten Talud, GEBU), waarna ook daar de onderliggende kleilagen en de zandkern kunnen eroderen met een bres tot gevolg. Zie Figuur 2-21.



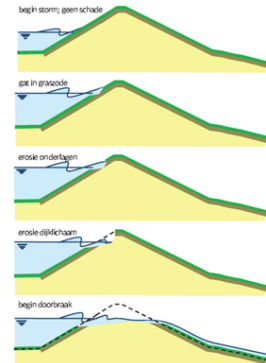
Figuur 7.10 Schetsmatige weergave van het faaltraject door erosie van de grasbekleding door golfvenstap

Graserosie Kruintalud (GEKB)



Figuur 7.3 Schetsmatige weergave faaltraject veroorzaakt door erosie van de grasbekleding door golfoploop

Graserosie Buitentalud (GEBU, Golfoploop)



Figuur 7.2 Schetsmatige weergave faaltraject veroorzaakt door erosie grasbekleding door golfklapen

Graserosie Buitentalud (GEBU, Golfklap)

Figuur 2-21 toetssporen GEKB en GEBU

GEKB en GEBU zijn beschouwd voor de keringen achter alle havendammen.

Bij GEBU spelen naast de impact van de havendammen nog twee nieuwe inzichten/functionaliteiten in het WBI2017 instrumentarium, die in hoofdstuk 5 aan bod komen:

1. Hoek van inval golven
2. Golfspectrum voor ondiep water; Battjes Groenendijk.

Maximacentrale

Voor de Maximacentrale is een kwalitatieve analyse uitgevoerd. Twee foto's van de Maximacentrale zijn opgenomen in Figuur 2-22.

Het buitendijkse terrein van de Maximacentrale ('eiland') is bij de beoordeling door waterschap Zuiderzeeland standzeker meegenomen en als dam geschematiseerd.

Het terrein ligt op een hoogte van ongeveer NAP+3,0 m en heeft een afmeting van ongeveer 350x400m. De omringende dijk is, in elk geval langs de zwaarst aangevallen noord- en oostelijke zijden, uitgevoerd in met beton ingegoten breuksteen, tot een hoogte van ongeveer 4 m +NAP. Aan de teen ligt losse breuksteen.

De frequentie van een waterstand van NAP + 3,0 m is 1:1.000.000^e. Golven die optreden bij dergelijke extreme waterstanden zijn in de orde van 3 m. De vraag is of de ringdijk om de Maximacentrale bestand is tegen extreme golfaanval en of het terrein dat bestaat uit opgespoten zand het na falen van de ringdijk houdt.



Figuur 2-22: oostzijde Maximacentrale en overzicht met vakindeling beoordeling.

Hoewel ontwerpgegevens niet voorhanden zijn, is de expertinschatting dat dit terrein onder alle omstandigheden voldoende standzeker is en er dus altijd voldoende restprofiel zal zijn om de golven op de achterliggende primaire kering te blijven beperken. Zelfs als de bekleding van de ringdijk faalt, dan zal er gedurende 35 (of 45) uur geen 400 meter afslag optreden. De ringdijk zal naar verwachting altijd deels blijven liggen, waardoor het zand van het terrein grotendeels opgesloten blijft binnen de ringdijk. De eerder door Zuiderzeeland getrokken conclusie dat het terrein van de centrale ('dam') standzeker is, wordt dan ook –kwalitatief onderbouwd- onderschreven.

GEKB

Vak 11 (oude vakindeling GEKB) voldeed niet (IVv) met een standzekere Maximacentrale voor wat betreft GEKB. Een nadere veiligheidsanalyse verandert daar niets aan. Vakken 10 en 12 voldeden al wel (IIv) met een geschematiseerde dam. Ook daar verandert de NVA niets aan.



Figuur 2-23: Oorspronkelijk resultaat GEKB volgens nieuwe vakindeling (totaal)



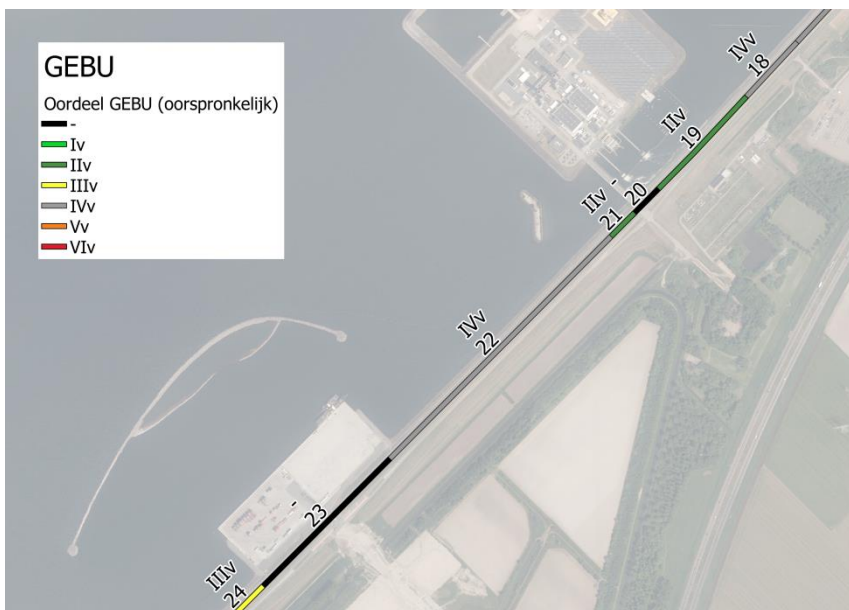
Figuur 2-24: Resultaat GEKB Nadere Veiligheidsanalyse, volgens nieuwe vakindeling (totaal)

GEBU

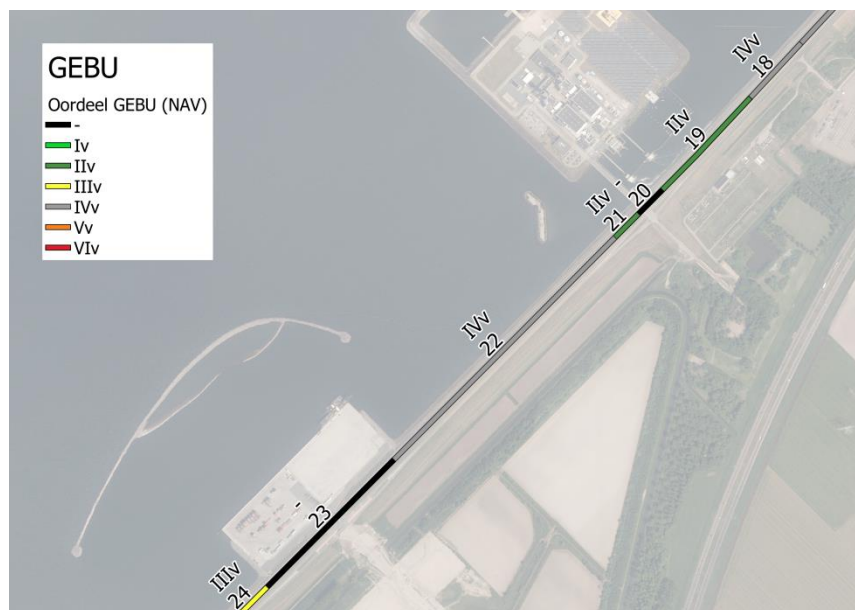
Vakken 10 (nieuw 19) en 12 (nieuw 21) voldeden al met een standzekere Maximacentrale voor wat betreft GEBU: Cat Iiv. Golfploop is hier dominant. Dit oordeel wordt onderschreven. In vak 11 is geen gras aanwezig op het buitentalud, waardoor GEBU geen rol speelt.

Een kwantitatieve nadere veiligheidsanalyse voor GEKB, ZST en GEBU is dan ook niet uitgevoerd.

Het ongewijzigde oordeel van GEBU en GEKB is gevisualiseerd in onderstaande figuren en tabel.



Figuur 2-25: Oorspronkelijk resultaat GEBU volgens nieuwe vakindeling (totaal)



Figuur 2-26: Resultaat GEBU Nadere Veiligheidsanalyse, volgens nieuwe vakindeling (totaal)

Tabel 2-10 Resultaat GEKB en GEBU Maximacentrale

Dijkvak GEKB	Dijkvak totaal	Naam havendam	Standzeker?	Oordeel oorspronkelijk	Oordeel NAV
10	19	Maximacentrale	Ja	IIv	IIv
11	20	Maximacentrale	Ja	IVv	IVv
12	21	Maximacentrale	Ja	IIv	IIv
Dijkvak GEBU	Dijkvak totaal	Naam havendam	Standzeker?	Oordeel oorspronkelijk	Oordeel NAV
10	19	Maximacentrale	Ja	IIv	IIv
11	20	Maximacentrale	Ja	-	-
12	21	Maximacentrale	Ja	IIv	IIv

Flevokust

Voor de Flevokust (zie Figuur 2-27) is een kwalitatieve analyse uitgevoerd.

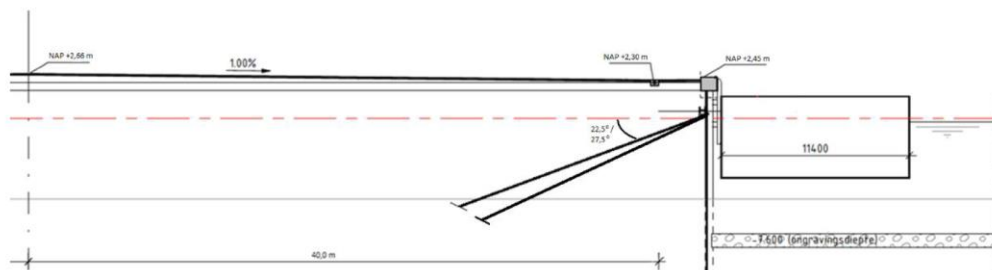
Het buitendijkse terrein van Flevokust is een breed voorland (150x400m) met een zware verankerde damwand als kadeconstructie. Deze damwand is gedimensioneerd op een zeer zware bovenbelasting en actieve gronddruk. De ontwerptekeningen laten zien dat er damwandprofielen AZ23 en 25 zijn toegepast met een zware gording HE500. De damwanden zijn orde 25 meter lang. Het terrein is vrijwel volledig verhard en ligt op een hoogte van meer dan NAP + 2,3 m, zie Figuur 2-28 en Figuur 2-29.



Figuur 2-27: Flevokust haven



Figuur 2-28: Flevokust terminal, met in rood de kadeconstructie/damwand (FLK-TM-DO-11.1-BER-01-Constructie – Kadeconstructie)

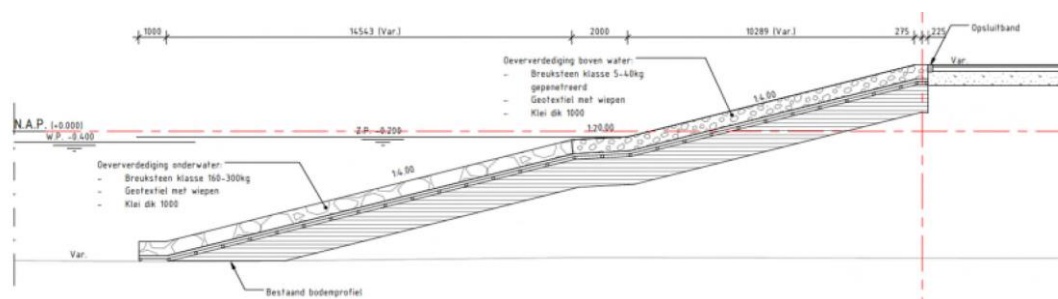


Figuur 2-29: Dwarsdoorsnede terminal, verankerde damwand (FLK-TM-DO-11.1-BER-01-Constructie – Kadeconstructie).

De verankerde damwand is gedimensioneerd op de gronddruk en de krachten van kranen (Reachstacker, mobiele kraan), verkeer en containers, kortom: op buiging naar het IJsselmeer toe. Laagwater is hier maatgevend. Hoogwater en golfkrachten op de damwand werken dan ook 'de goede kant op'. Over ijsbelasting van 400 kN/m wordt ook gesteld dat tegen de dominante belastingrichting in werkt en niet maatgevend is.

Onder extreme omstandigheden zullen golven over het terrein slaan. Het terrein is echter grotendeels verhard en zelfs als de verharding het begeeft, dan zit het zand opgesloten achter de verankerde damwand.

Het terrein wordt aan de twee korte zijden deels beschermd door de damwandconstructie en richting de IJsselmeerdijk door onderstaande profielen ('zij-taluds', Figuur 2-30).



Figuur 2-30: principe zij-taluds Flevokust (bron: Antea)

Eigenschappen zij-taluds:

- Helling: 1:4
- Kleilaag: 1 meter
- Breuksteen onder water: 160-300kg
- Breuksteen boven water: gepenetreerd, 5-40kg

Uit de ontwerptekeningen en - berekeningen wordt duidelijk dat er niet is gerekend met de belastingen horend bij de overstromingskansnorm, hetgeen ook niet hoeft. Immers: het haventerrein is geen primaire kering. De expertinschatting is dat dit profiel, in combinatie met de zware damwand langs de lange zijde, voldoende is om Flevokust als standzeker te beschouwen. Er is een aanzienlijke hoeveelheid zand aanwezig in het profiel, dat waarschijnlijk zelfs zonder de damwand en de 'zij-taluds' voldoende is om de golven op de primaire kering aanzienlijk te reduceren.

De conclusie uit het voorgaande is dat de aanname van standzekerheid door het waterschap wordt onderschreven.

De resultaten zijn samengevat in Tabel 2-11.

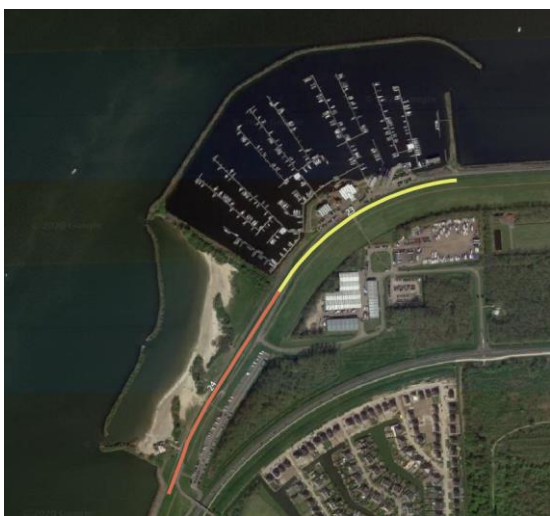
Tabel 2-11 nadere veiligheidsanalyse Flevokust, GEKB & GEBU

Dijkvak GEKB	Dijkvak totaal	Havendam	Standzeker?	Oordeel oorspronkelijk	Oordeel NAV
14	23	Flevokust	Ja	Iv	Iv
Dijkvak GEBU	Dijkvak totaal	Havendam	Standzeker?	Oordeel oorspronkelijk	Oordeel NAV
14	23	Flevokust	Ja	-	-

Flevo Marina, GEKB

Langs de haven Flevo Marina ligt een havendam, die in zeer slechte staat van onderhoud is. Deze dam is bij de beoordeling van waterschap Zuiderzeeland dan ook niet als golfreducerend meegenomen.

In de door het waterschap uitgevoerde beoordeling voldoet de primaire kering (vak 23), ook *zonder* deze havendam (stel havendam op NAP + 0 m). De eerder bepaalde categorie was IIv. In Figuur 2-33 is dit resultaat ook te zien. De donkerblauwe stippelijijn ligt voor het betreffende vak 23 tot een damhoogte van NAP + 3,0 m in categorie IIv. Pas boven de NAP + 3,0 m wordt dit categorie Iv.



Figuur 2-31 dammen Flevo Marina haven en strand

Voor dijkvak 24, het strand, ligt ook een havendam. Deze is in de beoordeling niet meegenomen. Vraag is of het toetsresultaat (vat. IIIv) nog verbetert wanneer deze dam standzeker is en als zodanig wordt geschematiseerd. Om het effect van deze havendam op GEKB voor vak 24 te bepalen is een *kwantitatieve* analyse op basis van de sterkte van de stortstenen bekledingen en reststerkte van de zandkern uitgevoerd. De volgende gegevens zijn daarvoor gebruikt:

- Uitvoerpunt HR: 483
- bekleding: stortsteen, slecht onderhouden.
- Kern: geen
- Breedte: ca. 5 m.
- Hoogte: zeer onregelmatig, ca. NAP+0.50m

In Figuur 2-32 is te zien hoe, bij verschillende combinaties van waterstand en golfhoogte, het schadegetal verloopt als functie van de tijd. Zodra $S=12$ wordt bereikt, gaat de gekleurde lijn verder in de rechter figuur met erosie van de zandkern conform de methode Mourik (2015). Zie paragraaf 2.2.2. In Figuur 2-33 en Tabel 2-12 is te zien dat voor GEKB vak 24, het GEKB resultaat categorie IIv zou zijn, als de dam hoger is dan ongeveer NAP + 0,5 m én standzeker. Deze hoogte heeft de dam *nét* aan. Bij een hoogte van NAP + 0,0 m zou de dijk op GEKB niet voldoen (IIIv).

Het illustratiepunt dat voor GEKB hoort bij een damhoogte van NAP + 0,5 m is:

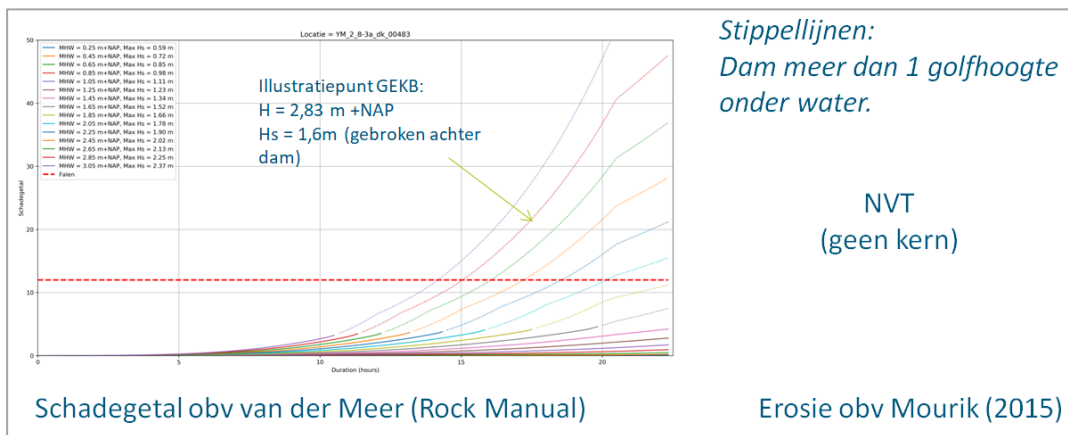
$H = \text{NAP} + 2,83 \text{ m}$

$H_s = 1,6 \text{ m}$ (gebroken achter de dam)

In is vervolgens af te lezen dat de rode stippelijijn van toepassing is (MHW = 2,85, Max Hs = 2,25m vóór de dam). Conclusie volgens Van der Meer is dat de dam gefaald is na 15 uur en dus niet standzeker is.

Opgemerkt wordt echter dat hier het toepassingsbereik van de Van der Meerformule eigenlijk niet geldt, aangezien de dam onder deze condities ruim onder water ligt en er daardoor geen volle klap meer op de dam landt. Van der Meer is dus te conservatief. Het alternatief, de formules voor 'near bed structure' zijn ook niet zonder meer toepasbaar, aangezien de waterdieptes daarvoor te klein zijn. Er zal in elk geval schade optreden, terwijl de benodigde kruinhoogte er net aan ligt.

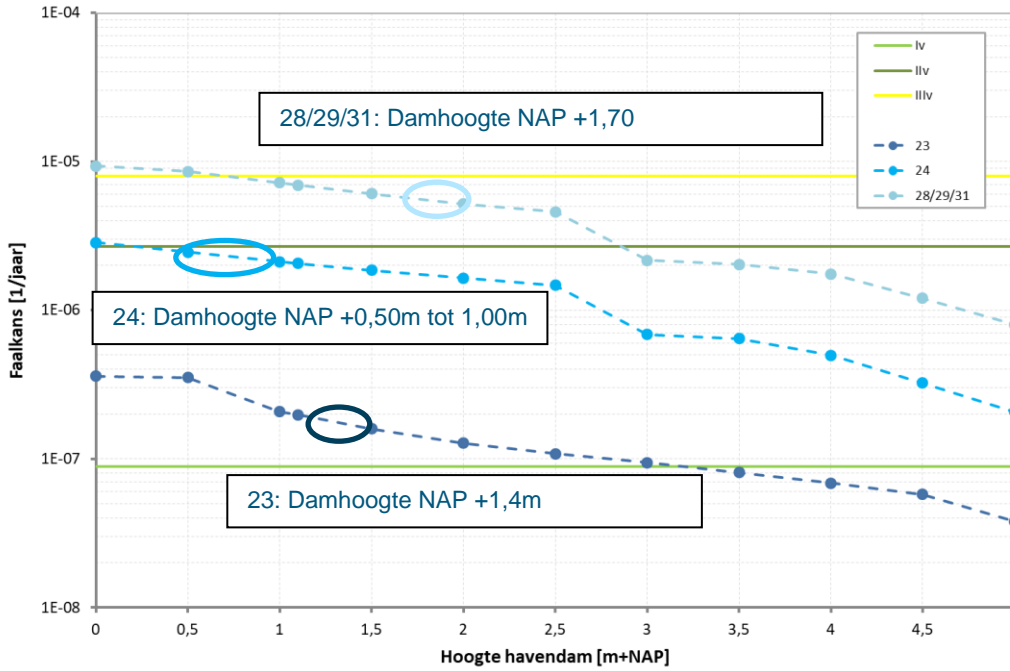
In de huidige situatie wordt deze dam daarom als niet standzeker beoordeeld.



Figuur 2-32: Verloop schadegetal havendam Flevo Marina strand.

Het toetsoordeel GEKB voor dijkvak 24 verandert hierdoor niet en blijft IIIv. Wanneer de primaire waterkering versterkt wordt is het een optie de havendam te versterken om zo categorie IIv te realiseren.

De huidige en de vernieuwde oordelen zijn gevisualiseerd in onderstaande figuren en tabel.



Figuur 2-33: Relatie tussen hoogte havendammen en GEKB faalkans.

Tabel 2-12 relatie tussen hoogte havendammen en categorie oordeel GEKB.

Dijkvak	geen dam	0,0	0,5	1,0	1,1	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
23	IIv	IIv	IIv	IIv	IIv	IIv	IIv	IIv	IIv	IIv	Iv	Iv	Iv
24	IIIv	IIIv	IIv	IIv	IIv	IIv	IIv	IIv	IIv	IIv	IIv	IIv	IIv



Figuur 2-34: Oorspronkelijk resultaat GEKB volgens nieuwe vakindeling (totaal)



Figuur 2-35: Resultaat GEKB Nadere Veiligheidsanalyse, volgens nieuwe vakindeling (totaal)

Tabel 2-13 nadere veiligheidsanalyse Flevo Marina, GEKB & GEBU

Dijkvak GEKB	Dijkvak totaal	Havendam	Standzeker?	Oordeel oorspronkelijk	Oordeel NAV
23	35	Flevo Marina haven	n.v.t.	IIv	IIv
24	36	Flevo Marina strand	Nee	IIIv	IIIv

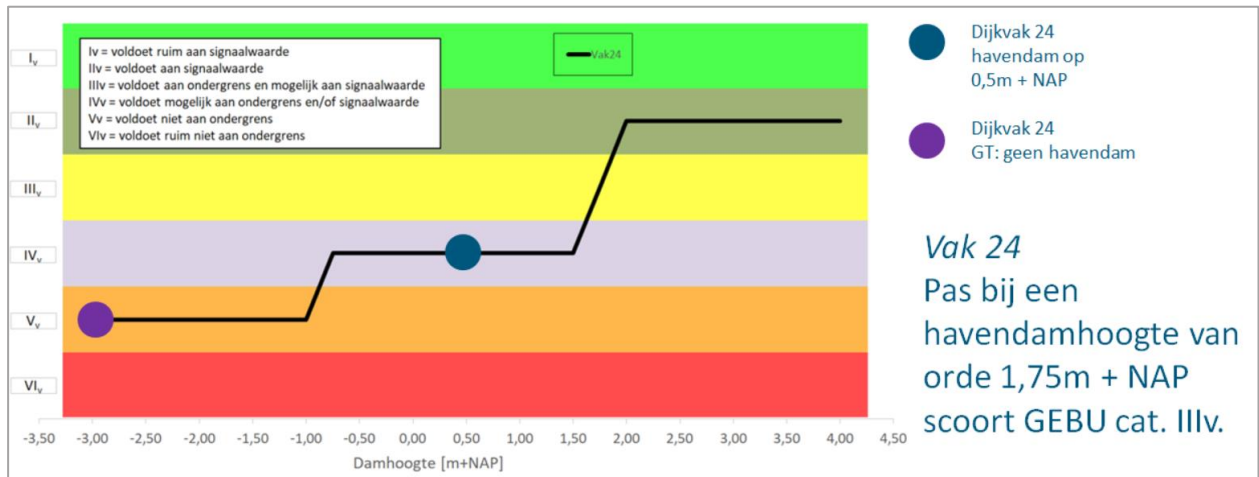
Flevo Marina, GEBU

Graserosie Buitentalud (GEBU) is alleen relevant in de dijkvakken waar het gras in de golfklapzone ligt, de vakken 24 t/m 32. Bij Flevo Marina betreft het alleen vak 24, achter het strand.

Waterschap Zuiderzeeland heeft bij de beoordeling de havendam *niet meegenomen* voor het toetsspoor GEBU in dit vak. De dijk voldeed niet voor GEBU (categorie Vv). De analyse is daarom voortgezet met Stap 4 van de kwantitatieve methode: Bepalen hydraulische condities aan de teen primaire kering bij verschillende damhoogten en opnieuw berekenen toetsspoor.

Uit Figuur 2-36 blijkt dat het oordeel categorie Vv is bij een afwezige havendam en bij de huidige hoogte (orde NAP +0,5 m), gegeven een standzekere dam, de categorie IVv zou zijn. Nog steeds ruimschoots te weinig. Bij een standzekere dam van minimaal NAP +1,75 m hoogte is dit categorie IIIv.

Aangezien de dam in de huidige conditie niet standzeker, verandert het oordeel voor vak 24 niet (Vv), dit is gevisualiseerd in onderstaande figuur en tabel.



Figuur 2-36: Verloop GEBU oordeel (categorie) als functie van de damhoogte bij vak 24.

Tabel 2-14: Nadere veiligheidsanalyse Flevo Marina, GEBU

Dijkvak GEBU	Dijkvak totaal	Havendam	Standzeker?	Oordeel oorspronkelijk	Oordeel NAV
24	36	Flevo Marina strand	Nee	Vv	Vv

Parkhaven, GEKB

Voor vak 28 (43 nieuw), dat ligt achter het Parkhaven schiereiland A (woonwijk, Figuur 2-37), is een kwalitatieve standzekerheidsanalyse uitgevoerd. De dam(men) van de woonwijk zijn ongeveer 60 meter breed, met breuksteen aan de IJsselmeerzijde tot ongeveer NAP +0,80 m. Het maaiveld ligt op ongeveer NAP +1,60/1,70m. De woonwijk is vrijwel volledig bestraat en de bebouwing is gefundeerd op palen.



Figuur 2-37: Oorspronkelijk resultaat GEKB volgens nieuwe vakindeling (totaal)

Waterschap Zuiderzeeland heeft voor de beoordeling van vak 28 (43) de voorliggende havendam als standzeker verondersteld. Dat oordeel wordt onderschreven. Er is niet gerekend aan de standzekerheid.

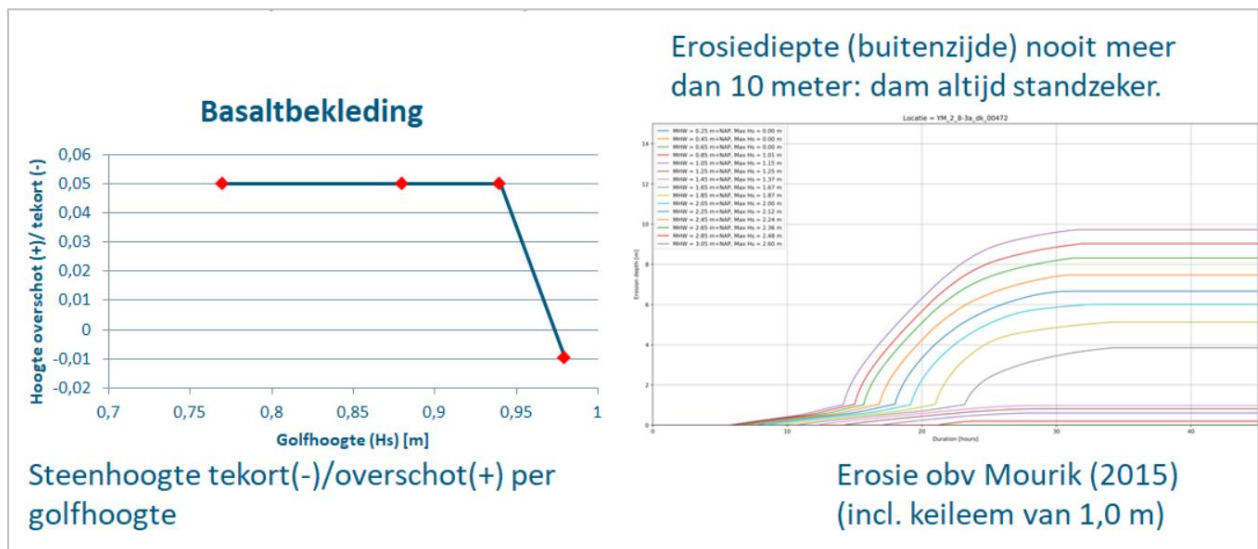
De vraag die resteert is hoe hoog de havendam zou moeten zijn om vak 28 (43) in categorie IIv te laten vallen voor GEKB.

In Figuur 2-33 is het resultaat van de GEKB berekeningen voor de vakken 28, 29 en 31 (43, 44 en 46 nieuw) te zien. Alle drie de vakken hebben hetzelfde profiel. Zonder dam voldoen de drie vakken niet voor GEKB, ze vallen in categorie IVv. Vanaf een standzekere damhoogte van NAP + 1,0 m vallen de dijkvakken in categorie IIIv, wat ook het resultaat van de oorspronkelijke beoordeling was. Pas bij een standzekere damhoogte van NAP + 3,0 m wordt dat categorie IIv. Opgemerkt wordt dat voor vak 28 geen GEKB berekening is gemaakt bij de beoordeling. Vak 28 en 29 liggen achter de woonwijk die kwalitatief als standzeker is beoordeeld. Voor vak 28 wordt het resultaat IIIv. Het resultaat voor vak 29 is en blijft cat. IIIv. Het resultaat is weergegeven in Figuur 2-38.



Figuur 2-38: Resultaat GEKB Nadere Veiligheidsanalyse, volgens nieuwe vakindeling (totaal)

Vak 31 (46) ligt achter havendam B. Hier is wel een kwantitatieve analyse voor uitgevoerd, waarvan het resultaat in Figuur 2-39 is weergegeven. Deze havendam heeft een breukstenen teen, een basalt bekleding tot op de kruin, een keilemen onderlaag en een kern van zand. Allereerst wordt de basalt belast. De basalt bekleding houdt het onder de beschouwde omstandigheden minimaal 7 uur uit (startpunt x-as in rechter figuur), waarna de keileem wordt aangesproken. Zodra de meter keileem is geërodeerd (knikpunt), wordt de zandkern aangesproken. De maximale erosiediepte gaat echter nooit verder dan 10 meter, terwijl de havendam ongeveer 30 meter breed is. De conclusie is dan ook dat de havendam stabiel/standzeker is, maar dat hij niet hoog genoeg is voor een voldoende oordeel GEKB. Het oordeel was IVv en wordt IIIv, wat is af te lezen in Figuur 2-33.



Figuur 2-39: Schade aan bekleding en erosie klei en zand havendam B, Parkhaven.

De tussengelegen vakken 30 en 32 zijn niet beschouwd, aangezien het resultaat daar, met hoog voorland, al voldoende was (IIv).

In Tabel 2-15 is het resultaat van de nadere veiligheidsanalyse in het parkhaven-gebied voor GEKB weergegeven.

Tabel 2-15: Nadere veiligheidsanalyse Parkhaven, GEKB

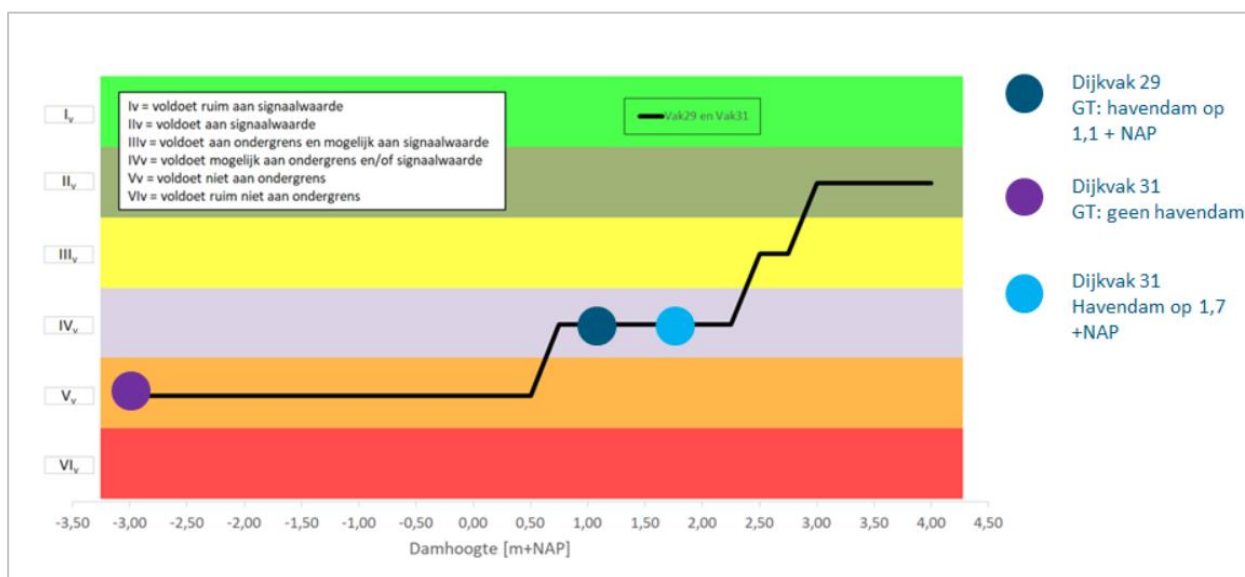
Dijkvak GEKB	Dijkvak totaal	Havendam	Standzeker?	Oordeel oorspronkelijk	Oordeel NAV
28	43	Parkhaven, schiereiland A	Ja	-	IIIv
29	44	Parkhaven, schiereiland A	Ja	IIIv	IIIv
30	45	Nvt ¹	Nvt ¹	IIv	IIv
31	46	Parkhaven, havendam B	Ja	IVv	IIIv
32	47,48	Nvt ¹	Nvt ¹	IIv	IIv

¹ Effect havendam niet beschouwd: vakken scoren voldoende (cat. II_v) als gevolg van hoog voorland

Parkhaven, GEBU

Voor twee dijkvakken in Parkhaven, namelijk 29 en 31 (44 en 46 nieuw), is ook de impact van de havendammen op GEBU beschouwd. In vak 28 (43 nieuw) is bij de oorspronkelijke beoordeling aangenomen dat er geen gras buitenwaarts ligt. Uit visuele inspectie blijkt dat er echter wel te liggen, hoewel er mogelijk basalt onder het gras ligt. Uitgaande van gras op het buitentalud en een vergelijkbaar profiel als het naastgelegen van 29, komt het resultaat op cat. III uit.

De vakken 30 (45) en 32 (47,48) voldoen wederom vanwege het hoge voorland. Voor vak 29 is door waterschap Zuiderzeeland in de beoordeling al een standzekere havendam meegenomen, echter zelfs met een standzekere havendam is het GEBU oordeel slechts cat. IVv. Vak 31 (46) komt met een standzekere dam van categorie Vv in IVv terecht, nog steeds onvoldoende. Pas bij standzekere havendammen van minimaal NAP +3,0 m komt categorie IIv in beeld, zie Figuur 2-40.



Figuur 2-40: Categorie GEBU als functie van de damhoogte.

De conclusie is dat de havendammen langs Parkhaven weliswaar standzeker zijn, maar niet hoog genoeg om GEBU van cat. IVv in cat. IIv te krijgen, dit is ook weergegeven in onderstaande tabel.

Dijkvak GEBU	Dijkvak totaal	Havendam	Standzeker?	Oordeel oorspronkelijk	Oordeel NAV
28	43	Parkhaven, schiereiland A	Ja	-	IIIv
29	44	Parkhaven, schiereiland A	Ja	IVv	IVv
30	45	Nvt ¹	Nvt ¹	IIv	IIv
31	46	Parkhaven, havendam B	Ja	Vv	IVv
32	47,48	Nvt ¹	Nvt ¹	IIv	IIv

2.4 Impact havendammen op toetsoordeel samengevat

In voorgaande paragrafen is per toetsspoor een gedetailleerde beschrijving gegeven van de effecten van de havendammen op de hydraulische belastingen en het veiligheidsoordeel van de primaire kering. Hieronder volgen de conclusies, gerangschikt naar havendam.

Maximacentrale

De standzekerheid van de maximacentrale is op een kwalitatieve wijze beschouwd. Hieruit volgt dat, in de huidige staat (NAP +3,0 m), het terrein voldoende sterkte heeft om gedurende maatgevende condities zijn golfremmende werking op de primaire kering te behouden zonder verlies van hoogte. Omdat de Maximacentrale al opgenomen is binnen de beoordeling van alle faalmechanismen blijft het oordeel binnen deze studie ongewijzigd, zie ook onderstaande tabel.

Dijkvak GEKB	Dijkvak totaal	Naam havendam	Standzeker?	Oordeel oorspronkelijk	Oordeel NAV
10	19	Maximacentrale	Ja	IIv	IIv
11	20	Maximacentrale	Ja	IVv	IVv
12	21	Maximacentrale	Ja	IIv	IIv
Dijkvak GEBU	Dijkvak totaal	Naam havendam	Standzeker?	Oordeel oorspronkelijk	Oordeel NAV
10	19	Maximacentrale	Ja	IIv	IIv
11	20	Maximacentrale	Ja	-	-
12	21	Maximacentrale	Ja	IIv	IIv
Dijkvak ZST	Dijkvak totaal	Naam havendam	Standzeker?	Oordeel oorspronkelijk	Oordeel NAV
10	19	Maximacentrale	Ja	Vv	Vv

11	20	Maximacentrale	Ja	Vv	Vv
12	21	Maximacentrale	Ja	Vv	Vv

Flevokust

Flevokust bestaat uit een hoog voorland (containerterminal) en voorliggende dam. Gezien de zeer hoog gelegen terminal (NAP + 2,3 m) is de veel lager gelegen havendam niet relevant voor de beoordeling. Op basis van een kwalitatieve beoordeling is het terminalterrein als standzeker beoordeeld. Omdat het voorland ook al als zodanig was meegenomen in de beoordeling van alle faalmechanismen, behalve ZST, treedt er geen wijziging van het oordeel op. Voor ZST wijzigt het oordeel naar 'voldoet' omdat het zetsteen onder het voorland ligt.

Een overzicht is in onderstaande tabel weergegeven.

Dijkvak GEKB	Dijkvak totaal	Havendam	Standzeker?	Oordeel oorspronkelijk	Oordeel NAV
14	23	Flevokust	Ja	Iv	Iv
Dijkvak GEBU	Dijkvak totaal	Havendam	Standzeker?	Oordeel oorspronkelijk	Oordeel NAV
14	23	Flevokust	Ja	-	-
Dijkvak ZST	Dijkvak totaal	Havendam	Standzeker?	Oordeel oorspronkelijk	Oordeel NAV
14	23	Flevokust	Ja	Vv	IIv

Flevo Marina haven

Oostelijk van het Flevo Marina strand is de Flevo Marina haven met voorgelegen havendam. De dam bestaat uit zand met een bekleding van stortsteen op een geotextiel op de taluds. Uit een veldbezoek blijkt de onderhoudsstaat zeer slecht. Op sommige plekken is zelfs het kernmateriaal zichtbaar. Het oordeel voor GEKB, GEBU, GABI en GABU wijzigt echter niet omdat ook zonder dam deze vakken voldoen (cat. IIv of hoger). De dam is te laag om het oordeel voor ZST te wijzigen.

Een overzicht is in onderstaande tabel weergegeven.

Dijkvak GEKB	Dijkvak totaal	Havendam	Standzeker?	Oordeel oorspronkelijk	Oordeel NAV
23	35	Flevo Marina havendam	Nvt	IIv	IIv
Dijkvak GEBU	Dijkvak totaal	Havendam	Standzeker?	Oordeel oorspronkelijk	Oordeel NAV
23	35	Flevo Marina havendam	Nvt	IIv	IIv
Dijkvak ZST	Dijkvak totaal	Havendam	Standzeker?	Oordeel oorspronkelijk	Oordeel NAV

23	35	Flevo Marina havendam	Nvt	Vv	Vv
----	----	-----------------------	-----	----	----

Flevo Marina strand

De dam bij Flevo Marina strand wordt gekenmerkt door een dam volledig uit stortsteen met een hoogte tot NAP + 0,50 m. Uit de analyse blijkt dat de dam voor vrijwel alle faalmechanismen invloed heeft, behalve GABI en GABU. Voor GEKB kan gesteld worden dat bij een standzekere dam (behoud huidige kruinhoogte) het oordeel in cat. IIv gewijzigd kan worden. Echter, gedurende maatgevende condities blijkt enige schade op te kunnen treden. Een kleine (cruciale) verlaging zal zeer waarschijnlijk optreden waardoor de dam niet voldoende hoog is om het oordeel te wijzigen. Voor GEBU treedt er een wijziging van het oordeel op bij een damhoogte groter dan NAP + 1,75 m. Omdat deze damhoogte simpelweg niet aanwezig is kan geconcludeerd worden dat het oordeel voor GEBU niet wijzigt. Voor ZST wijzigt het oordeel naar 'voldoet' omdat het zetsteen onder het voorland/strand ligt en het zand niet ver weg kan spoelen door de voorliggende dam. Een overzicht van de beoordeling is in onderstaande tabel weergegeven.

Dijkvak GEKB	Dijkvak totaal	Havendam	Standzeker?	Oordeel oorspronkelijk	Oordeel NAV
24	36, 37	Flevo Marina strand	Nee	IIIv	IIIv
Dijkvak GEBU	Dijkvak totaal	Havendam	Standzeker?	Oordeel oorspronkelijk	Oordeel NAV
24	36, 37	Flevo Marina strand	Nee	Vv	Vv
Dijkvak ZST	Dijkvak totaal	Havendam	Standzeker?	Oordeel oorspronkelijk	Oordeel NAV
24	36	Flevo Marina strand	Nee	IIv	IIv
25	37	Flevo Marina strand	Nee	Vv	IIv

Parkhaven (Schiereiland en havendam B)

Parkhaven beschikt over twee relevante dammen met golfremmende werking: het schiereiland aan de noordoostzijde (NAP + 1,6 m) en Havendam B (NAP + 1,6 m) langs de jachthaven aan de zuidwestzijde. Voor het schiereiland is op basis van de kwalitatieve methode geconcludeerd dat deze standzeker is tijdens maatgevende condities voor alle faalmechanismen. Havendam B is getoetst op de kwantitatieve methode waaruit volgt dat ook deze gedurende maatgevende condities standhoudt voor alle faalmechanismen.

Omdat beide dammen hoger zijn dan NAP + 1,00 m en lager dan NAP + 2,50 m wordt voor de achterliggende vakken eenzelfde conclusie bereikt voor GEKB en GEBU. Het veiligheidsoordeel van GEKB valt voor de betreffende vakken in cat IIIv terwijl voor GEBU het oordeel ongewijzigd blijft. De zetsteen kan worden goedgekeurd (cat IIv), doordat de golfbelasting lager op het talud significant afneemt door de standzekerheid van de havendammen. Het gras ligt veel hoger, waardoor de havendammen daar minder impact op hebben. Een overzicht van de beoordeling is in onderstaande tabel weergegeven.

Dijkvak GEKB	Dijkvak totaal	Havendam	Standzeker?	Oordeel oorspronkelijk	Oordeel NAV
28	43	Parkhaven, schiereiland A	Ja	-	IIIv
29	44	Parkhaven, schiereiland A	Ja	IIIv	IIIv
30	45	Nvt ¹	Nvt ¹	IIv	IIv
31	46	Parkhaven, havendam B	Ja	IVv	IIIv
32	47,48	Nvt ¹	Nvt ¹	IIv	IIv
Dijkvak GEBU	Dijkvak totaal	Havendam	Standzeker?	Oordeel oorspronkelijk	Oordeel NAV
28	43	Parkhaven, schiereiland A	Ja	-	-
29	44	Parkhaven, schiereiland A	Ja	IVv	IVv
30	45	Nvt ¹	Nvt ¹	IIv	IIv
31	46	Parkhaven, havendam B	Ja	Vv	IVv
32	47,48	Nvt ¹	Nvt ¹	IIv	IIv
Dijkvak ZST	Dijkvak totaal	Havendam	Standzeker?	Oordeel oorspronkelijk	Oordeel NAV
30	43	Parkhaven, schiereiland A	Ja	-	IIv
31	44	Parkhaven, schiereiland A	Ja	IVv	IIv
32	45	Nvt ¹	Nvt ¹	IVv	IIv
33	46	Parkhaven, havendam B	Ja	Vv	IIv
34	47,48	Nvt ¹	Nvt ¹	-	IIv

¹ Effect havendam niet beschouwd: vakken scoren voldoende (cat II_v) als gevolg van hoog voorland

3 Stabiliteit teenverdediging

3.1 Doel

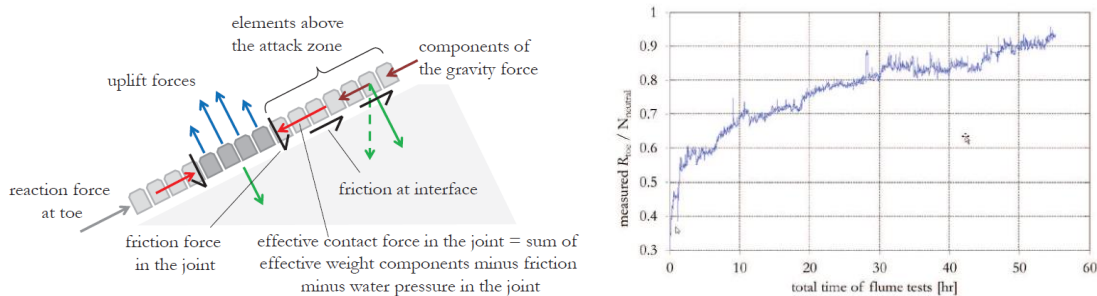
De IJsselmeerdijk is in 2019 beoordeeld conform het nieuwe instrumentarium, het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium (WBI). In deze beoordeling is een groot gedeelte van de dijkbekleding afgekeurd. De teen (teenschot inclusief teenverdediging) echter niet, omdat deze niet standaard onderdeel uitmaakt van het WBI. Mogelijke gedachte achter het ontbreken van een beoordeling is dat de lage ligging van de teen de hoogwaterbescherming niet aantast. Recente inzichten (Peters, 2017) laten een belangrijke rol voor de teen, ook tijdens hoogwatersituaties zien (zie tekstkader). Verder bevindt de teen bij de IJsselmeerdijk zich dermate hoog t.o.v. maatgevende waterstanden (<2m beneden beoordelingswaterstand) en is de polder dermate laag (~ 5 meter beneden teen), dat falen van de teen evident kan leiden tot inundatie. In dit rapport wordt daarom de stabiliteit van de teen beoordeeld.

Tekstkader: toelichting faalwijze teen o.b.v. proefschrift Peters (2017)

Gezette steenbekledingen kunnen relatief hoge hydraulische belastingen weerstaan ten opzichte van hun gewicht. Daarom kent dit bekledingstype een relatief hoog stabiliteitsgetal ($H_s / \Delta D > 4$) ten opzichte van bijvoorbeeld breuksteenbekledingen. Peters (2017) bewijst dat wrijving tussen de elementen geïnitieerd door zwaartekracht de hoofdaanleiding is voor dit relatief hoge stabiliteitsgetal. Deze wrijving wordt opgewekt doordat de steenzettingselementen, in groepen, tijdens stormen worden opgetild en daarna weer tegen de ondergelegen elementen aanschuiven.

De figuur links toont schematisch de krachswerking van steenzettingen tijdens een storm. De blauwe pijlen geven daarbij de hydraulische opwaartse krachten aan. De rode pijlen de opgewekte normaalkrachten en de grijze pijl de reactiekracht in de teen. Dit proces zorgt er uiteindelijk voor dat de teen gehele gewicht van de steenzetting draagt. De figuur rechts toont de resultaten van een meting van de normaalkracht bij de teen tijdens een gootproef, waarin te zien is hoe de normaalkracht oploopt tot bijna 100% van het gewicht van de steenzetting. Dit bevestigt de geldigheid van deze theorie.

Er is nog weinig onderzoek gedaan naar de faalwijze van de teen. Het is wel aannemelijk dat wanneer de teen faalt als gevolg van de te zware belasting die de steenzetting levert, of de steenzetting in zijn geheel afschuift, of de steenzetting instabiel wordt, doordat het verband dan verdwijnt. In beide gevallen is het mogelijk dat langs het gehele talud de steenzetting in een kort tijdsbestek faalt. Een sterke en stabiele teen is daarom essentieel voor een stabiele steenzetting.



3.2 Verkregen informatie en wijze van interpretatie

3.2.1 Hydraulische randvoorwaarden

De hydraulische randvoorwaarden, waaronder waterstand en golfhoogte, bepalen hoe zwaar de dijk belast wordt. Deze hydraulische randvoorwaarden zijn landelijk bepaald en beschikbaar gesteld via Hydra-NL.

3.2.2 Eigenschappen teen

De eigenschappen van de teen zijn gebaseerd op de volgende informatie:

- Revisietekeningen van de aanleg: Deze tekeningen tonen hoe de teen is aangelegd.
- Dijkverbetering 2004/2005. Deze documenten bevatten onderbouwingen en tekeningen van de dijkversterking.
- Aangeleverde beheerdossiers, waarin de momenten van aanpassingen aan bestortingen en teenschotten hebben plaatsgevonden gerelateerd aan de dijkhectometrering.
- GIS-analyse van AHN3. Deze analyse is gebruikt om verkregen informatie te verifiëren.
- Dijkinspectie op 13 januari 2020.

De volgende uitgangspunten zijn gehanteerd voor het gehele traject van de IJsselmeerdijken:

- Lengte teenschot 1,80m,
- Steensortering 60-300kg
- Breedte teen 4 meter op NAP
- Gewicht bestorting gebaseerd op niveau bovenkant bestorting NAP + 0,5 m, taluds 1:2.

Drie doorsneden voor het teenschot zijn onderscheiden afhankelijk van het teenschot, of geplaatst bij aanleg, of bij onderhoud in 1989 of bij de dijkversterking. Het niveau van de bovenkant van het teenschot is afgerond op decimeters, waarbij enige rekening is gehouden met de waargenomen zetting tijdens de dijkinspectie.

Dijkvak	Niveau bovenkant teenschot [m t.o.v. NAP]	Materiaal	Dikte [m]	Aanlegjaar
1	-0,20	Beton	0,08	1956
2	-0,30	Hout	0,08	1956
3	-0,20	Beton	0,08	1956
4	0,10	Beton	0,10	2004/2005
5	0,10	Beton	0,10	2004/2005
6	0,10	Beton	0,10	2004/2005
7	0,10	Beton	0,10	2004/2005
8	0,10	Beton	0,10	2004/2005
9	-0,30	Hout	0,08	1956
10	0,10	Beton	0,10	1989

Dijkvak	Niveau bovenkant teenschot [m t.o.v. NAP]	Materiaal	Dikte [m]	Aanlegjaar
11	0,10	Beton	0,10	1989
12	-0,30	Hout	0,08	1956
13	-0,30	Hout	0,08	1956
14	-0,30	Hout	0,08	1956
15	0,10	Beton	0,10	2004/2005
16	0,10	Beton	0,10	2004/2005
17	0,10	Beton	0,10	2004/2005
18	0,10	Beton	0,10	2004/2005
19	-0,30	Hout	0,08	1956
20	-0,30	Hout	0,08	1956
21	-0,30	Hout	0,08	1956
22	-0,30	Hout	0,08	1956
23	-0,30	Hout	0,08	1956
24	-0,30	Hout	0,08	1956
25	-0,30	Hout	0,08	1956
26	-0,30	Hout	0,08	1956
27	-0,30	Hout	0,08	1956
28	-0,30	Hout	0,08	1956
29	-0,30	Hout	0,08	1956
30	-0,30	Hout	0,08	1956
31	-0,30	Hout	0,08	1956
32	-0,30	Hout	0,08	1956

3.2.3 Beheerderservaring

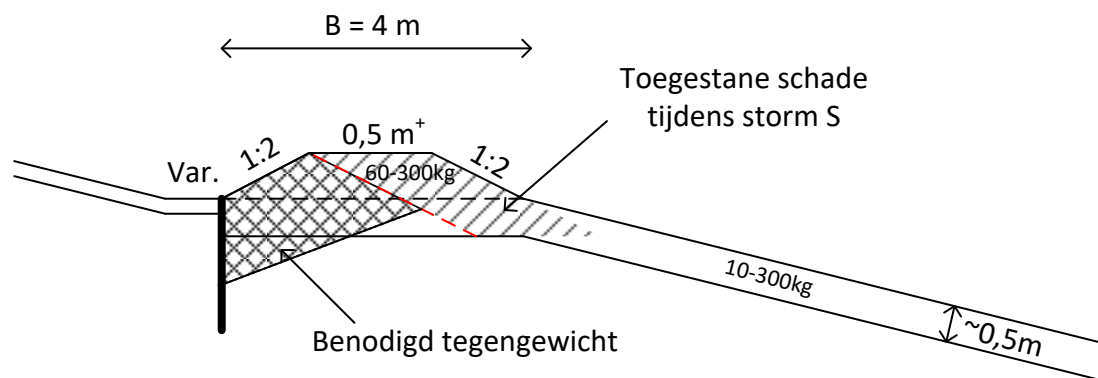
De teenbescherming dient na stormen / stormseizoenen vaker bijgestort te worden. In de afgelopen 35 jaar is er in 13 jaren bijgestort. De ervaring is dat tijdens stormen enkele losliggende stenen loskomen. Verder onderhoud aan de teen, zoals bijvoorbeeld het teenschot, is niet nodig geweest anders dan de revisie in 1989.

3.3 Aanpak en methodiek

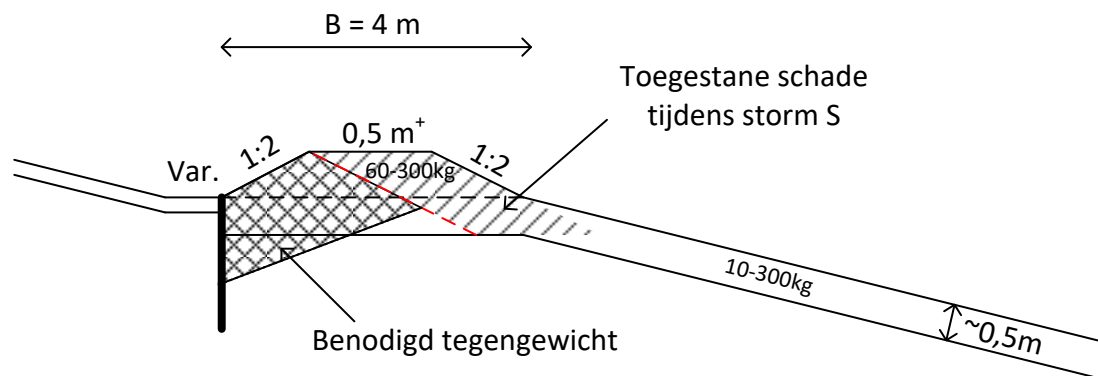
3.3.1 Aanpak op hoofdlijnen

Voor de beoordeling van de teen worden twee aspecten van de teenbescherming beschouwd:

- Hoeveel tegengewicht dient de teen minimaal te bieden om de steenzetting te kunnen dragen? (par. 3.3.3)
- In welke mate blijft de teen standzeker tijdens stormcondities, oftewel hoeveel schade is toegestaan tijdens stormcondities? (par. 3.3.4)



Figuur 3-1 toont globaal het principe van de beoordeling. Allereerst wordt beschouwd hoeveel tegengewicht nodig is om de gehele steenzetting te dragen. Het overgebleven deel van de teen mag eroderen tijdens stormcondities.



Figuur 3-1: Relatie tussen geotechnische stabiliteit teenschot en stabiliteit teenbestorting

3.3.2 Hydraulische randvoorwaarden ten behoeve van probabilistisch model

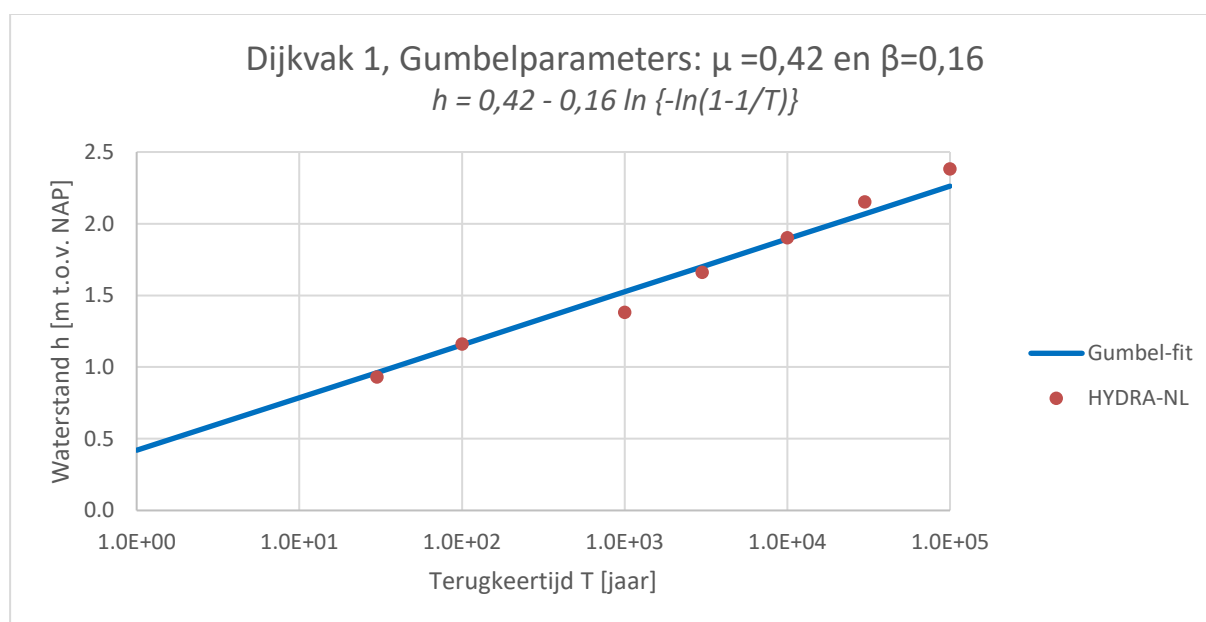
Voor deze beoordeling is gekozen om de verstrekte hydraulische randvoorwaarden te vertalen naar een probabilistische belasting, i.e. een belasting met kansverdeling. Deze aanpak komt overeen met de aanpak zoals gepresenteerd in Hussaarts (1999). De volgende redenen liggen ten grondslag van deze keuze:

- Voor de beoordeling van de teen wordt gebruikt gemaakt van stabiliteitsonderzoek naar tenen/bermen uit 2013 (zie volgende paragraaf voor toelichting keuze van dit onderzoek). Voor het WBI is hiervoor nog geen veiligheidsfactor vastgesteld.
- De verstrekte hydraulische randvoorwaarden leveren zeer steile golven op als uitgangspunt (~7%), terwijl flauwere golven een zwaardere belasting leveren. Hoewel niet uitgesloten kan

worden dat dergelijk steile golven optreden, is het wenselijk om rekening te houden met de kans op het optreden van flauwere golven. Door golfsteilheid als een stochastische variabele te schematiseren wordt een realistischer beeld verkregen van de hydraulische belasting.

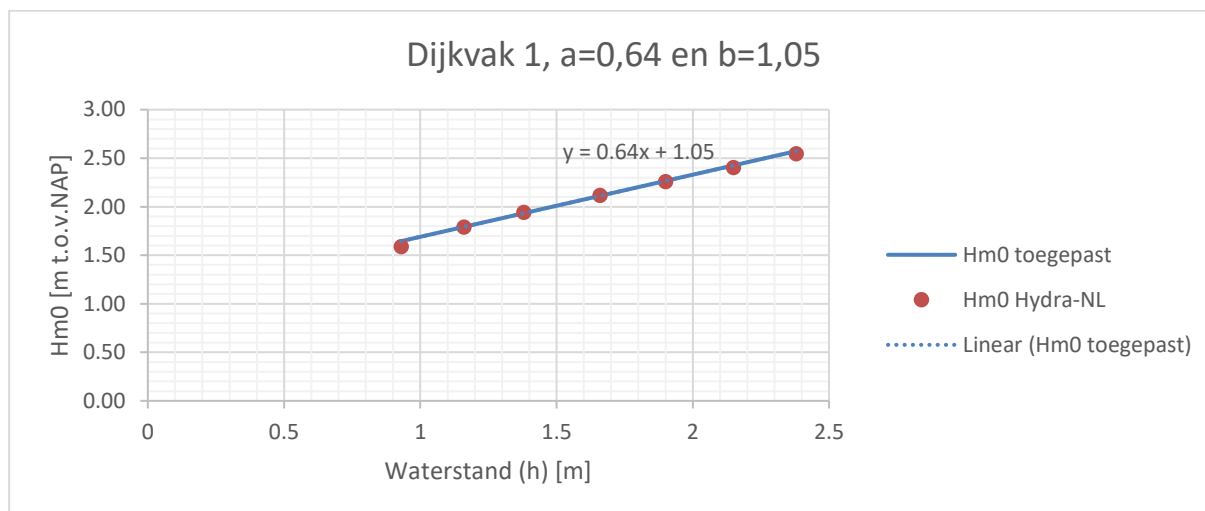
- Vanwege de landelijke toepassing van de hydraulische randvoorwaarden is onduidelijk hoe de correlatie tussen waterstand en golfhoogte is meegenomen. Voor de IJsselmeerdijk is evident dat waterstand en golfhoogte voor de IJsselmeerdijk voor gebeurtenissen die kunnen leiden tot falen van hoogwaterbescherming volledig gecorreleerd zijn. Door uit te gaan van een probabilistische benadering is het mogelijk de waterstand en golfhoogtebelasting aan elkaar te correleren.

De database van Hydra-NL is gebruikt om de waterstand te formuleren als een stochastische variabele. Voor de waterstand is het gebruikelijk om daarbij te werken met een gumbelverdeling (μ , β), welke daarom hier is toegepast. De verdeling is zo gekozen dat 1/100 jaar⁻¹ en 1/10.000 jaar⁻¹ waterstanden exact overeenkomen met de gekozen gumbelverdeling per dijkvak. Een verbetering zou zijn om een gumbelverdeling te kiezen met een zo klein mogelijke fout. Omdat de teen niet zeer gevoelig is voor de waterstand t.o.v. bijvoorbeeld het overslagdebiet over een dijk zal deze aanpak voor een teenbescherming tot vergelijkbare resultaten leiden.



Figuur 3-2: Gumbelverdeling bij dijkvak 1

De golfhoogtes zijn gerelateerd aan de waterstand, omdat zowel golven als waterstand voor de IJsselmeerdijk worden opgewerkt door een noordwesterstorm. Vanuit Hydra-NL was daarvoor een aanpassing van de instelling nodig, waarbij de invloed van de modelonzekerheid is genegeerd (zie vorig hoofdstuk). Lineaire regressie ($H_{m0} = a + b$) is gebruikt om de waterstand te correleren aan de golfhoogte.



Figuur 3-3: Relatie tussen golfhoogte en waterstand bij dijkvak 1

De modelfactor voor de golfhoogte is gedefinieerd als stochastische variabele. Omdat in Hydra-NL al een (deterministische) modelfactor van 1,19 is aangehouden voor de golfhoogte, zijn de verstrekte (norm = 1/10.000) golfrandvoorwaarden met 19% (spreiding zoals opgegeven in Hydra-NL) verlaagd. Een standaarddeviatie van 10% is aangehouden. Verder is de golf die door 2% overschreden wordt gepresenteerd, aangezien deze golf toegepast wordt voor de bepaling van de stabiliteit. Daarvoor is een factor toegepast van 1,4 tussen $H_{2\%}$ en de significante golfhoogte H_s conform een Rayleigh verdeling. In Tabel 3-1 is het resultaat weergegeven.

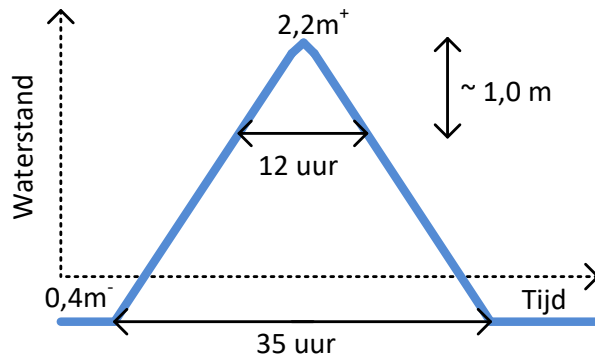
Tabel 3-1: Hydraulische randvoorwaarden per dijkvak ($H_{m0} = a * h + b$, waarin h de waterdiepte t.o.v. NAP is)

Dijkvak	Gumbel μ	Gumbel β	a	b
1	0,42	0,16	0,64	1,05
2	0,42	0,16	0,64	1,05
3	0,42	0,16	0,64	1,05
4	0,40	0,15	0,66	1,06
5	0,38	0,15	0,72	1,06
6	0,36	0,15	0,74	1,04
7	0,36	0,15	0,73	1,07
8	0,36	0,15	0,73	1,07
9	0,34	0,15	0,70	1,07
10	0,34	0,15	0,70	1,07
11	0,35	0,15	0,67	1,07
12	0,34	0,15	0,70	1,07
13	0,35	0,15	0,67	1,07
14	0,35	0,15	0,72	0,97

Dijkvak	Gumbel μ	Gumbel β	a	b
15	0,35	0,15	0,72	0,97
16	0,35	0,15	0,74	1,01
17	0,35	0,15	0,74	1,01
18	0,35	0,15	0,74	1,01
19	0,35	0,15	0,74	1,01
20	0,34	0,15	0,73	0,86
21	0,34	0,15	0,73	0,86
22	0,33	0,15	0,72	0,83
23	0,32	0,15	0,57	0,65
24	0,33	0,15	0,60	0,40
25	0,33	0,15	0,60	0,40
26	0,33	0,15	0,60	0,40
27	0,34	0,15	0,54	0,45
28	0,34	0,15	0,82	0,28
29	0,34	0,15	0,82	0,28
30	0,34	0,15	0,82	0,28
31	0,34	0,15	0,82	0,28
32	0,34	0,15	0,82	0,28

Voor de probabilistische som is het noodzakelijk om uit te gaan van de golfsteilheid in plaats van een golfperiode, omdat de golfsteilheid een (nagenoeg) onafhankelijke parameter is van de golfhoogte. Uit hydraulische modelberekeningen (SWAN), die ten grondslag liggen aan de versterkte hydraulische randvoorwaarden, blijkt dat tijdens maatgevende condities steile golven optreden. Dit wordt enigszins bevestigd door metingen, waaruit blijkt dat zeer steile golven kunnen optreden. In deze metingen worden echter ook flauwere golven gevonden (tussen de 1% en 7%). Om recht te doen aan de hydraulische modelberekeningen wordt uitgegaan van een relatief steile golf (5%) met een standaarddeviatie van 1%.

Ten slotte is het aantal golven van belang voor de belasting van de teenverdediging. Door de relatief lage opzet t.o.v. een aantal locaties langs de kust en de lange stormduur (35 uur conform Steentoets) zal tijdens een zware storm de teenverdediging langdurig aangevallen worden. Rekening dient gehouden te worden met een zware aanval op de teen van 12 uur of langer. Binnen stabiliteitsformules is alleen bij korter durende aanval enige winst te behalen. Uitgegaan wordt daarom van het maximaal aantal golven waarbij de stabiliteitsformule van toepassing is ($N=7500$). Het verdient aanbeveling om bij nadere bestudering van hydraulische randvoorwaarden ook naar de waarschijnlijkheid van korter durende stormen te kijken.



3.3.3 Geotechnische stabiliteit teen

De teen draagt de steenzetting, zodat deze op haar plek blijft. Een stabiele teen zorgt er verder voor dat wrijving tussen de elementen van de steenzetting kan ontwikkelen, zodat de steenzetting een maximale sterkte verkrijgt. Bij een maatgevende storm zal de teen daarom het gewicht van de steenzetting onder de maatgevende waterstand dragen (Peters, 2017). De maximale sterkte is het uitgangspunt voor de uitgevoerde beoordelingen met het computerprogramma Steentoets. Voor de IJsselmeerdijk is beoordeeld of de teen, bestaande uit een teenschot en teenbestorting, voldoende geotechnische weerstand biedt om het gewicht van de steenzetting te kunnen dragen.

De weerstand wordt geboden door (het gewicht van) de teenverdediging. In deze analyse is bepaald hoeveel gewicht van teenverdediging er nodig is, afhankelijk van de doorsnede en de (geometrische) eigenschappen van het teenschot. De berekening is als volgt opgezet:

- De benodigde weerstand is bepaald om momentenevenwicht in het teenschot te verkrijgen, i.e. $\Sigma M = F_1 \cdot a_1 - (R_1 + R_2) \cdot a_2 - R_3 \cdot a_3 = 0$. Voor het horizontale evenwicht is gesteld dat $F_1 = R_1$ en $R_2 = R_3$, zie *Figuur 3-4*. F_1 is daarbij de optredende belasting vanuit de steenzetting. De krachten R_1 en R_2 zijn de netto krachten geleverd door gronddruk vanuit de teen. De kracht R_3 is de gronddruk onderin de damwand, waardoor momentenevenwicht ontstaat.
- Middels differentiëren ($\frac{dM_R}{dy} = 0$) is het draaipunt gevonden waarbij het maximaal weerstandsmoment optreedt.
- Het benodigde gewicht is afgeleid uit horizontaal en verticaal evenwicht van de grondmassa boven het schuifvlak.

Door de resultaten van bovenstaande werkwijze te combineren, kan het gewicht W [kN] berekend worden met onderstaande formule. Hierbij dient de afstand h_3 iteratief bepaald te worden.

$$W = F_1 \cdot f_\theta \cdot f_M \quad (1)$$

Met:

$$f_\theta = \cos \delta \left(\frac{\sin \theta + \tan \varphi \cdot \cos \theta}{\cos \theta - \tan \varphi \cdot \sin \theta} + \tan \delta \right)$$

$$f_M = \left(\frac{9}{5} - \frac{h_1}{9(h-h_3)} \right)$$

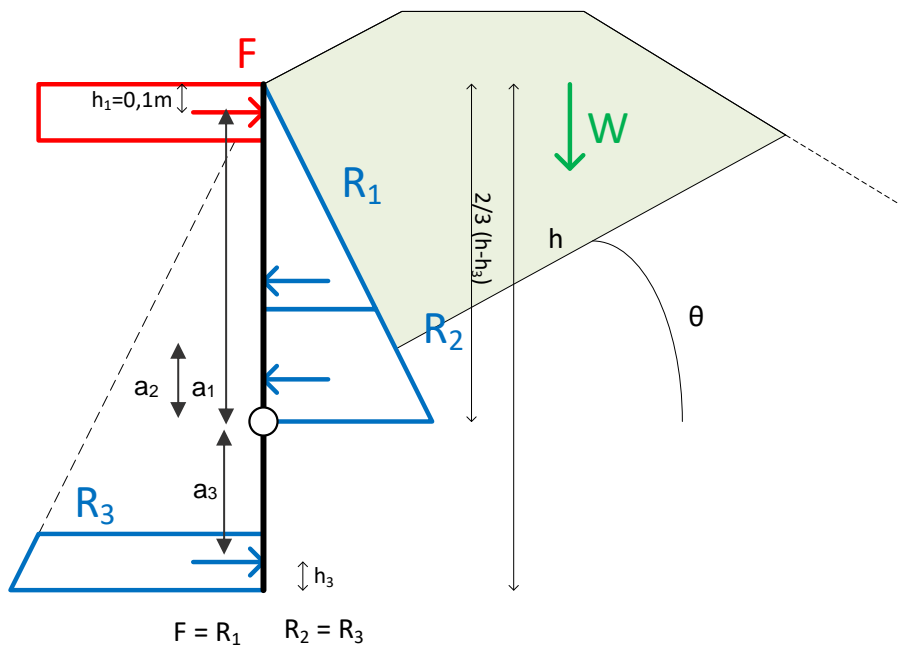
En

$$h_3 = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{1}{2} \cdot f_\theta \cdot \gamma_{eff} \cdot h^2 - (f_m - 1) \cdot F_1} + \frac{1}{2} \cdot h \quad (2)$$

Met:

$$\gamma_{eff} = (1 - n) \cdot (\gamma_s - \gamma_w)$$

Waarin F_1 de kracht geleverd door de steenzetting is [kN], f_θ een factor om de invloed van de passieve weerstand van de grond te verrekenen en f_m een factor om de werking van de damwand te verrekenen is. De hoeken θ , φ en δ zijn respectievelijk de hoek van het afschuifvlak, de interne wrijvingshoek van de grond en de wandwrijvingshoek [graden]. Voor de hoeken θ en δ is respectievelijk $1/2\varphi$ en $2/3\varphi$ aangehouden. De hoogte van de damwand is aangegeven met h [m]. h_1 en h_3 zijn afstanden zoals in Figuur 3-4 aangegeven. Het effectieve volumieke gewicht γ_{eff} [kN/m³] wordt ten slotte bepaald aan de hand van het poriëngehalte n [-] en de volumieke gewicht van steen en water [kN/m³]. In bijlage B1 is de achtergrond van de berekening verder uitgewerkt.



Figuur 3-4: Krachtenevenwicht damwand

Het benodigd gewicht wordt vertaald naar een volume, middels onderstaande formule:

$$W = \frac{V}{\gamma_{eff}}$$

Het beschikbare volume wordt ten slotte vergeleken met het benodigde volume om te komen tot een oordeel, waarbij minimaal 20% meer volume beschikbaar moet zijn dan benodigd (i.e. veiligheidsfactor 1,2).

3.3.4 Erosiestabiliteit teenbestorting

Voor de bepaling van de stabiliteit is gebruik gemaakt van het onderzoek van Van Gent et al. (2013). In dit onderzoek wordt de stabiliteit van breuksteen rondom een berm beschouwd. Vanwege de relatief hoge ligging van de teen valt het modelonderzoek binnen de range zoals verstrekt door van Gent et al. (2013). Alsnog zijn er belangrijke verschillen tussen het onderzoek en de situatie bij de IJsselmeerdijken:

- Bij de IJsselmeerdijken is het talud boven de teen relatief glad (ruwheidsfactor 0,9 i.p.v. 0,55). Er bevindt zich ook een tweede berm boven de teen (bermfactor ~ 0,7). Om recht te doen aan deze verschillen, is de belasting met 10% verhoogd.

- De teen bij de IJsselmeerdijken is niet vlak, maar aangelegd als een rug. Bij onderzoek is waargenomen dat juist de breuksteen aan de onderzijde van de berm verdwijnt. Dit gedrag zou voor de IJsselmeerdijken relatief gunstig zijn, omdat er dan steen nabij het teenschot blijft liggen. Het zou echter ook kunnen dat de steen laagsgewijs erodeert. Om deze reden is in het volgende hoofdstuk een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd.

Ondanks bovengenoemde bezwaren is het onderzoek van Van Gent et al. (2013) het meest van toepassing zijnde onderzoek en is daarom toegepast voor deze beoordeling.

Voor een probabilistische berekening moet de stabiliteitsformule van Van Gent et al. (2013) omgeschreven naar een term voor belasting (S, sollicitatie) en weerstand (R, resistance). Formules 1 t/m 5 tonen de gehanteerde formules.

Figuur 3-1 licht de gehanteerde symbolen toe.

$$R - S > 0 \quad (1)$$

$$R = \Delta D_{n50} \cdot (m_R \cdot S_{max})^{0.2} \quad (2)$$

$$S = m_S \cdot \frac{H_{2\%} \cdot \sqrt{\xi_{m-1,0}} \cdot P^{-0.18} \cdot N^{0.1} \cdot \gamma_{berm}^{0.2}}{c_{pl}} \quad (3)$$

$$\xi_{m-1,0} = \frac{1}{\cot \alpha \cdot \sqrt{s_0}} \quad (4)$$

$$\gamma_{berm} = \left(1 - 0,12 \cdot \frac{B}{H_s} \cdot \frac{h_b}{H_s} \right) \quad (5)$$

Bovenstaande parameters zijn omschreven als stochastische variabelen. Al zijn enkele parameters als vaste waarde aangenomen omdat de verwachte spreiding gering is, of omdat de spreiding in een andere factor al is meegenomen. Er zijn twee typen verdelingen gehanteerd: 1) een normale verdeling met een gemiddelde μ en een standaarddeviatie σ en 2) een gumbelverdeling met parameters μ en β . Tabel 3-2 toont de aangenomen verdelingen en de eigenschappen daarvan.

Voor elke doorsnede is een Monte Carlo simulatie (Level III probabilistische berekening) uitgevoerd. Bij deze methode worden trekkingen genomen uit de verdelingen. Per simulatie zijn 10^5 tot 10^7 trekkingen gedaan. Daarbij is te allen tijde getracht om minimaal 10 trekkingen te hebben waarbij de constructie faalt. Indien bij 10^7 trekkingen minder dan 10 faalgebeurtenissen optreden, voldoet de teen, uitgaande van een faalkansruimte van 1% van de norm (1/10.000).

Tabel 3-2: Gehanteerde parameters en eigenschappen

Parameter	Symb.	Dim.	Verdeling	μ	σ β	Opmerking
Relatieve dichtheid	$[\Delta]$	[-]	Vaste waarde	1,65	-	
Nominale steendiameter	$[D_{n50}]$	[m]	Normaal	0,42	0,02	O.b.v. NEN, 10-300 kg wordt aangenomen dezelfde sterkte te hebben als 60-300 kg. Wel is er een relatief hoge bandbreedte gekozen invulling te geven aan de extra onzekerheid die dit met zich meebrengt.
Maximaal toegestane schade	$[S_{max}]$	[-]	Vaste waarde	2 & 20	-	Zie einde van deze paragraaf.

Modelfactor belasting	[ms]	[-]	Normaal	1	10%	
2% overschrijde golfhoogte	[H _{2%}]	[m]	Gerelateerd aan waterstand			Zie Tabel 3-1
Golfsteilheid	[s ₀]	[-]	Normaal	5%	1%	
Talud	[cot α]	[-]	Normaal	4 3,75	0.1	Voor dijkvakken dijkversterking = 4, overige 1:3,75
Permeabiliteit	[P]	[-]	Vaste waarde	0,1	-	Onzekerheden verwerkt in andere parameters
Aantal golven	[N]	[-]	Vaste waarde	7500	-	Zie par.3, gemaximaliseerd op 7500 golven
Breedte teen	[B]	[m]	Normaal	4	0,2	De breedte aan de onderzijde van de teen lijkt hier het meest van toepassing.
Waterdiepte	[h _b]	[m]	Gumbel			Waterdiepte t.o.v. bovenkant teen [NAP + 0,5m], zie Tabel 3-1
Modelfactor	[m]	[-]	Normaal	1	20%	Bandbreedte uit proeven van Gent et al. (2013) verwerkt in deze modelfactor. Deze geldt voor relatief grote schades.
Coëfficiënt	[C _{pl}]	[-]	Vaste waarde	8,4/1,1	-	Gemeten variatie in proeven verwerkt in bermfactor. Factor 1,1 toegepast vanwege glad talud

De mate waarin erosie is toegestaan hangt af van de hoeveelheid gewicht die nodig is. Enige erosie mag plaatsvinden, mits voldoende tegendruk beschikbaar blijft om de basaltbekleding te dragen. Uit de resultaten (zie volgende paragraaf) blijkt dat de teen bestaande uit stortsteen en daaronder keileem onvoldoende tegengewicht biedt in maatgevende situaties. Om toch een beeld te geven van de verwachte schade door erosie, is uitgegaan van een minimale schade van S=2.

Binnen de filosofie van de huidige normering is het toegestaan om tijdens maatgevende omstandigheden significante schade toe te staan. Om deze reden is ook een probabilistische berekening uitgevoerd met het schadegetal 20. Daarbij zijn nagenoeg alle stenen verdwenen, zal de teen en de daarboven gelegen zetsteen instabiel worden en komt dus de keileemkern bloot te liggen.

3.3.5 Validatie van het erosiebestendigheidmodel

Gedurende de levensduur van de IJsselmeerdijk hebben er meerdere stormen plaatsgevonden en heeft er ook onderhoud aan de teenverdediging plaatsgevonden. Met behulp van de stabiliteitsrelatie kan een beeld verkregen worden van de betrouwbaarheid van het model, zowel het sterkte- als het belastingsmodel. Voor dijkvak 1 wordt een waterstand van NAP + 0,8m en een golfhoogte van 1,5m gevonden. Met de gehanteerde uitgangspunten wordt dan een schade van S=9 berekend. Dit komt niet overeen met de waargenomen schade (S ~ 1 á 2). Om te komen tot een vergelijkbaar resultaat zou de coëfficiënt c_{pl} 40% hoger gekozen dienen te worden. Ondanks dit grote verschil, zal dit – met uitzondering van dijkvakken 24 t/m 27 – niet tot een ander oordeel leiden. Daarom wordt aanbevolen

om in de verkenning op basis van analyse van gepasseerde stormen en waargenomen schade het model te kalibreren.

Tabel 3-3: uitgangspunten voor validatieberekening

Parameter	Symb.	Dim.	Verdeling	Waarde	Opmerking
Relatieve dichtheid	[Δ]	[-]	Vaste waarde	1,65	
Nominale steendiameter	[D_{n50}]	[m]	Normaal	0,42	Conform vorige paragraaf
Modelfactor belasting	[m_s]	[-]	Normaal	1	
2% overschrijde golfhoogte	[$H_{2\%}$]	[m]	Gerelateerd aan waterstand	2,20m	Golfhoogte $H_{m0} = 1,5$ m
Golfsteilheid	[s_0]	[-]	Normaal	5%	
Talud	[cot α]	[-]	Normaal	4	Dijkvak 1
Permeabiliteit	[P]	[-]	Vaste waarde	0,1	Onzekerheden verwerkt in andere parameters
Aantal golven	[N]	[-]	Vaste waarde	7500	Zie par.3, gemaximaliseerd op 7500 golven.
Breedte teen	[B]	[m]	Normaal	4	
Waterdiepte	[h_b]	[m]	Gumbel	0,3m	Waterdiepte t.o.v. bovenkant teen [NAP + 0,5m], waterstand van 1/10 jaar conditie is NAP + 0,8m
Modelfactor	[m]	[-]	Normaal	1	
Coëfficiënt	[C_{pl}]	[-]	Vaste waarde	7,6	

3.3.6 Aanpak bij havendammen

Indien havendammen zich voor de teen bevinden, kunnen deze havendammen de hydraulische belasting op de teen beperken en sterkte aan de teen toevoegen. Indien de havendammen standzeker zijn, mag gesteld worden dat de daarachter gelegen teen voldoende stabiel blijft. Ditzelfde geldt als (voldoende) restprofiel overblijft. Indien de havendam in zijn geheel bezwijkt dan wordt de volgende aanpak aanbevolen:

Golfhoogte $H_{m0} < 1,5$ m bij normsituatie	Teen voldoet
Golfhoogte $H_{m0} > 2,0$ m bij normsituatie	Teen voldoet niet
Overige situaties	Nader onderzoek nodig

3.4 Resultaten

Voor de geotechnische stabiliteit zijn drie doorsnedes gedefinieerd aan de hand van het teenschot, bij de dijkversterking in 2005, het schot geplaatst in 1989 en bij de aanleg in 1956. Per doorsnede is het benodigde tegengewicht vergeleken met het beschikbare tegengewicht. Voorwaarde daarbij is dat het

beschikbare tegengewicht 20% groter is dan het benodigde. Uit de berekening volgt dat het beschikbare tegengewicht echter 10 tot 20% kleiner is dan het benodigde tegengewicht. De teen is daarom onvoldoende in staat om het gewicht van de steenzetting te dragen. Daarbij dient wel vermeld te worden dat de uitgangspunten van de berekening gericht zijn op maatgevende condities (~1/10.000 jaar), waardoor verklaard kan worden dat gedurende frequentere stormen geen schade is waargenomen. Tabel 3-4 toont de gehanteerde parameters en de resultaten van de beoordeling op geotechnische stabiliteit.

Tabel 3-4: Resultaten geotechnische stabiliteit

Parameter	Symbool	Doorsnede 1: Dijkversterking	Doorsnede 2: Schot 1989	Doorsnede 3: Aanleg	Dimensie
Bovenzijde talud		1,7	1,7	1,7	[m t.o.v. NAP]
Overgang talud		0,5	0,5	0,5	[m t.o.v. NAP]
Onderzijde talud		0,15	-0,2	-0,3	[m t.o.v. NAP]
Bovenzijde bestorting		0,5	0,5	0,5	[m t.o.v. NAP]
Taluds bestorting		2	2	2	[-]
Dikte basaltzuilen boven		0,35	0,35	0,35	[m]
Dikte basaltzuilen beneden		0,25	0,25	0,25	[m]
Dichtheid basaltzuilen	[rho_bz]	29	29	29	[kN/m ³]
Dichtheid breuksteen	[rho_s*(1-n)]	17	17	17	[kN/m ³]
Dichtheid water	[rho_w]	10	10	10	[kN/m ³]
Hoogte teenschot	[h]	1,8	1,8	1,8	[m]
Interne wrijvingshoek	[phi]	30	30	30	[graden]
Schuifvlak	[theta]	15	15	15	[graden]
Afstand arm inklemming vanaf onderzijde	[h3]	0,104	0,123	0,129	[m]
Kracht	[F1]	15	17	18	[kN]
Draaipunt	[e]	1,13	1,12	1,11	[m]
Benodigde weerstand	[R2]	10	12	12	[kN]
Benodigd gewicht	[W]	32	37	39	[kN]
Benodigd volume	[V]	4,4	5,2	5,4	[m ³]
Beschikbaar volume		3,5	4,6	4,9	[m ³]
Beoordelingsfactor		0,79	0,89	0,91	[-]
Benodigde factor		1,2	1,2	1,2	[-]

Aangezien in de huidige situatie al onvoldoende tegengewicht aanwezig is, mag minimale erosie optreden. Een schadegetal van $S=2$ wordt gezien als minimale schade. Dit is gehanteerd voor de berekeningen van de stabiliteit van de bestorting. Als eis voor de stabiliteit van de teenbestorting is 1%*norm gehanteerd, i.e. 10^{-6} .

Verder is beschouwd hoe waarschijnlijk het is dat de teenbestorting bezwijkt. Deze verkenning is gedaan om een beeld te krijgen van de mogelijkheden voor het meenemen van reststerkte. Hiervoor is aangenomen dat gegeven dat de teenbestorting bezwijkt, de kans op bezwijken van de perskade/keileemkern 1/10 is. Daarmee dient de kans op falen kleiner te zijn dan 10^{-5} per jaar. De resultaten per vak zijn weergegeven in Tabel 3-5. Dit zijn resultaten zonder invloed van havendammen.

Tabel 3-5: Overzicht beoordelingsresultaten (zonder invloed havendammen)

Dijkvak	Geotechnische beoordeling	Stabiliteit teenbestorting	Bezwijken teenbestorting (reststerkte)
	Voorwaarde: $>1,2$	Voorwaarde $< 10^{-6}$ / jaar	Voorwaarde $< 10^{-5}$ / jaar
1	0,89	9,1E-01	5,4E-02
2	0,91	9,1E-01	5,4E-02
3	0,89	9,1E-01	5,4E-02
4	0,78	9,2E-01	5,9E-02
5	0,78	9,2E-01	6,8E-02
6	0,78	8,9E-01	5,1E-02
7	0,78	9,2E-01	6,8E-02
8	0,78	9,2E-01	6,8E-02
9	0,91	9,2E-01	6,0E-02
10	0,78	9,2E-01	6,0E-02
11	0,78	9,2E-01	5,6E-02
12	0,91	9,2E-01	6,0E-02
13	0,91	9,2E-01	5,6E-02
14	0,91	7,8E-01	2,3E-02
15	0,78	7,8E-01	2,3E-02
16	0,78	8,6E-01	3,9E-02
17	0,78	8,6E-01	3,9E-02
18	0,78	8,6E-01	3,9E-02
19	0,91	8,6E-01	3,9E-02
20	0,91	5,0E-01	6,5E-03
21	0,91	5,0E-01	6,5E-03
22	0,91	4,2E-01	4,4E-03
23	0,91	4,8E-02	7,0E-05
24	0,91	1,2E-03	2,0E-06
25	0,91	1,2E-03	2,0E-06

Dijkvak	Geotechnische beoordeling	Stabiliteit teenbestorting	Bezwijken teenbestorting (reststerkte)
	Voorwaarde: >1,2	Voorwaarde < 10 ⁻⁶ / jaar	Voorwaarde < 10 ⁻⁵ / jaar
26	0,91	1,2E-03	2,0E-06
27	0,91	1,3E-03	1,0E-06
28	0,91	2,3E-03	2,1E-05
29	0,91	2,3E-03	2,1E-05
30	0,91	2,3E-03	2,1E-05
31	0,91	2,3E-03	2,1E-05
32	0,91	2,3E-03	2,1E-05

Om de resultaten beter te begrijpen is het gebruikelijk om de eigenschappen van de gefaalde fractie nader te analyseren. Vanwege het hoge berekende faalpercentage (>90%) is hier echter gekozen om de niet-gefaalde fractie nader te analyseren in plaats van de gefaalde fractie. Uit de analyse van de niet-gefaalde fractie kan geconcludeerd worden dat de modelfactoren en de golfsteilheid een belangrijke invloed hebben op het resultaat van de beschouwing. Het talud, de breedte van de teen en de nominale steendiameter spelen een minder belangrijke rol.

Tabel 3-6: Analyse niet-gefaalde fractie dijkvak 1

Parameter	Symbol	Verwachtingswaarde [1]	Gemiddelde waarde niet-gefaalde fractie [2]	Verhouding [1/2]
Nominale steendiameter	D _{n50}	0,42	0,42	0,99
Modelfactor belasting	m _s	1	0,86	1,16
Golfsteilheid	s ₀	5%	5,6%	0,89
Talud	cot α	4	4	1,00
Breedte teen	B _t	4	4	1,00
Modelfactor sterkte	m _r	1	1,10	0,91
Waterstand	h	0,48	0,53	0,91

Opvallend is dat de niet-gefaalde fractie een relatief hoge waterstand bevat. Dit betekent dat lagere waterstanden een grotere rol spelen bij het falen van de teenbescherming. De gehanteerde stabiliteitsrelatie van Van Gent verrekend een dempend effect van een verdronken teen bij hogere waterstanden. Echter, bij een hogere waterstand neemt de golfhoogte ook toe. Uit deze analyse volgt dat het dempende effect van een verdronken teen groter is dan de toenemende golfhoogte voor dijkvak 1.

Dit is een interessante relatie, omdat falen van de dijk met name gekoppeld is aan hogere waterstanden. Ook van bijvoorbeeld de gezette steenbekleding. Vanwege de belangrijke rol die de teen vervult in de ondersteuning van deze gezette steenbekleding pleit dit voor een gezamenlijke beschouwing van de stabiliteit van de teen en de steenzetting binnen het beoordelingsinstrumentarium. Omdat de gezette steenbekleding bij de IJsselmeerdijk al ruimschoots is afgekeurd, voegt deze nader beschouwing voor de bepaling van de scope van de voorziene dijkversterking niets toe en is daarom niet uitgevoerd.

Voor de vakken met een voorliggende havendam geldt de volgende tabel. De limieten t.a.v. de golfhoogte zijn daarbij gebaseerd op de analyse van de erosiestabiliteit van de teenbescherming.

Status havendam tijdens storm	Resterende golfbrandvoorwaarde	Oordeel
Havendam standzeker	$H_s = 0$	Goed
Havendam bezwaken, restprofiel aanwezig	H_s kleiner dan 1 m	Goed
Havendam bezwaken, geen restprofiel	Indien $H_{m0} < 1,5$ m	Goed
Havendam bezwaken, geen restprofiel	Indien $1,5 \text{ m} < H_{m0} < 2,0$ m	Nader onderzoek
Havendam bezwaken, geen restprofiel	Indien $H_{m0} > 2,0$ m	Onvoldoende

Met de resultaten uit hoofdstuk kan worden geconcludeerd dat met huidige dimensies van de havendammen en de standzekerheid, het toetsoordeel van de vakken achter Parkhaven, Maxima-centrale, Flevokust kan worden (bij)gesteld naar goed.

3.5 Impact op toetsoordeel

De beoordeling leidt tot het volgende resultaat:

- Met gegeven hydraulische randvoorwaarden voldoet de teen op geen enkele locatie zonder voorliggende havendam aan de norm, i.e. maximaal toelaatbare kans. De teen biedt onvoldoende tegengewicht aan de steenzetting om in maatgevende condities deze te dragen. Verder is het breuksteen te licht om stabiel te blijven.
- Bij havendammen voldoet de teen indien het restprofiel van de havendam H_{m0} reduceert tot lager dan 1,5m. Met de huidige dimensies van de havendammen voldoen Parkhaven, Maxima-centrale, Flevokust aan dit criterium.
- De gevonden faalkansen zijn dermate hoog (i.e. $> 1/10$ jaar) en de bestorting ligt al geruime tijd dermate stabiel dat sterke twijfels ontstaan bij de wijze van kalibratie van de hydraulische randvoorwaarden. Kalibratie van het erosiebestendighedsmodel van Van Gent kan ook de betrouwbaarheid van de hydraulische randvoorwaarden verhogen. Ten slotte kan een analyse van gepasseerde stormen leiden tot een gekalibreerde stabiliteitscoëfficiënt.
- De mogelijkheid om in de beoordeling reststerkte mee te nemen is verkend. De gevonden faalkansen zijn beduidend lager, maar op het overgrote gedeelte nog dermate hoog dat het meenemen van reststerkte de beoordeling niet zal veranderen. Voor dijkvakken 24 t/m 27 kan het meenemen van reststerkte tot een positief oordeel leiden. Daarbij dient wel rekening gehouden te worden met de invloed van andere faalmechanismen (bijv. stabiliteit zetsteen).

Het resultaat van de beoordeling is visueel weergegeven in Figuur 3-5.



Figuur 3-5 Resultaat beoordeling teenverdediging IJsselmeerdijk traject 8-3

De volgende oplossingsrichtingen worden meegegeven voor stabilisatie van de teen:

- Om de geotechnische stabiliteit te verbeteren, kunnen diepere damwanden geplaatst worden of een bredere teenverdediging.
- Om de stabiliteit van de teenbestorting te verbeteren zijn er in hoofdlijn drie opties: 1) het toepassen van een grovere sortering, 2) het aanbrengen van een dichte bekleding bijv. door penetratie van de breuksteen met asphalt of colloïdaal beton en 3) het verlagen van de teen, zodat deze minder wordt blootgesteld aan hydraulische belastingen.

De volgende aanbevelingen worden gegeven voor de verkenning van een passende oplossing van de dijkversterking:

- De hydraulische randvoorwaarden nader beschouwen. Daarbij is het wenselijk om een beter beeld te krijgen van de golfsteilheid tijdens stormen en de waargenomen variatie daarin.
- Door de ruime beschikbaarheid aan gegevens van golven en bijstortingen is het mogelijk om het belastingsmodel (hydraulische randvoorwaarden) en het sterktemodel (hier gepresenteerd) te kalibreren.

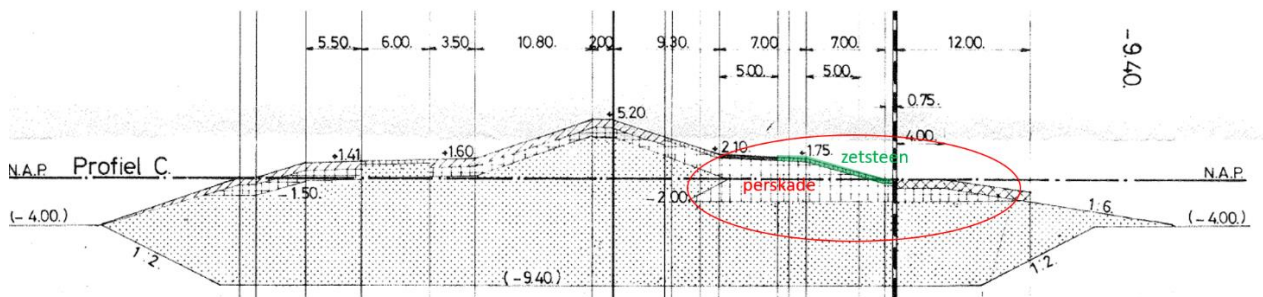
4 Reststerkte keileem

4.1 Doel

De IJsselmeerdijk is opgebouwd met perskades van klei/keileem. Klei en keileem is sterk erosiebestendig. Indien de harde bekleding faalt tijdens een storm, dan geeft de aanwezige klei/keileem de dijk nog reststerkte; de klei/keileem zorgt ervoor dat de zandkern niet direct bloot komt te liggen en de dijk zal, ondanks de gefaalde zetsteenbekleding, mogelijk stand kunnen houden tijdens een maatgevende storm. Het benutten van deze reststerkte kan tot goedkeuring van de zetsteenbekleding leiden. Opgemerkt wordt wel dat maatgevend hoogwater boven het niveau van de kruin van de perskade van keileem ligt.

De vraag staat centraal of er voldoende klei/keileem in het dijkprofiel aanwezig is om dit te schematiseren als kleikern. Het schematiseren van een kleikern onder de zetsteen zorgt er voor dat het toetsoordeel van de zetsteenbekleding kan wijzigen in voldoende, ondanks dat de zetsteenbekleding reeds afgeschoven kan zijn. Met de relatief zware hydraulische belastingen waarmee wordt getoetst, zal afschuiving van de zetsteen voor het noordelijke deel van de IJsselmeerdijk het geval zijn. De toetsgolven zijn hier hoger dan 2,5m en de berekende dikte-tekort is circa 20-30cm.

De ligging van de perskade en de zetsteen is schematisch weergegeven in een revisietekening van de IJsselmeerdijk, zie Figuur 4-1.



Figuur 4-1: Ligging van de perskade (rood) en zetsteen (groen) in kenmerkend dwarsprofiel IJsselmeerdijk (rechts IJsselmeerzijde)

4.2 Aanpak en methodiek

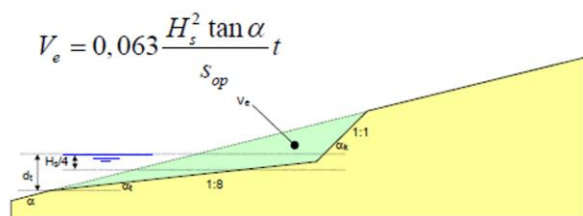
Gekozen is om gebruik te maken van een tweetal methodieken; een relatief eenvoudige methodiek (conform uitvraag) en een methodiek met meer wetenschappelijke onderbouwing (Deltares 2012). Door beide methodieken te beschouwen kan met meer zekerheid worden gesteld of de perskade voldoende dik is om uit te gaan van reststerkte (kleikern).

De eerste methodiek gaat uit van een relatief eenvoudige beschouwing, waarbij onafhankelijk van een golfbelasting, een minimaal benodigde horizontale kleibreedte wordt bepaald die zou overeenkomen met een minimale afmeting van een kleikern. De rekenregel luidt; De perskade mag als kleikern beschouwd worden indien $b_{klei, reken} > 3m$, waarbij $b_{klei, reken} = b_{klei, h} \sin \alpha$.

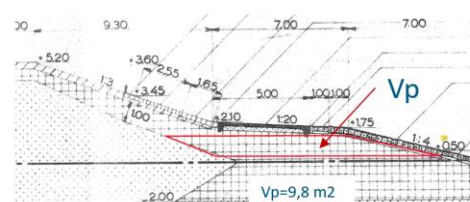
Voor de IJsselmeerdijk volgt uit deze methodiek, dat achter het zwaarst aangevallen punt van de zetsteenbekleding tenminste 12,5m klei in horizontale richting aanwezig dient te zijn. Indien hier aan wordt voldaan dan mag in het toets/ontwerpprogramma Steentoets een kleikern worden geschematiseerd onder de zetsteen. Het toepassen van deze instelling leidt ertoe dat de bekleding

kan worden goedgekeurd door de aanwezige reststerkte. Aan de hand van revisietekeningen is onderzocht of wordt voldaan aan deze regel.

Methodiek 1 is onafhankelijk van de hydraulische belasting en is niet tijdsafhankelijk. Om na te gaan of deze methodiek niet leidt tot onjuiste beoordelingen is ook naar een andere methodiek bekeken. Deze methodiek gaat uit van een interpretatie op de rapportage “Erosie van een dijk na bezwijken van de steenzetting door golven” (Deltares 2012) en meer specifiek in de formules 5.1 t/m 5.3. Er kan een tijdsafhankelijke erosievolume (V_e) van het klei worden uitgerekend, welke ook nog afhankelijk is van de hydraulische belasting. De berekende erosievolume wordt vervolgens vergeleken met de oppervlakte van de kleikernen in de profielen (V_p). Indien het aanwezige kleivolume (V_p) groter is dan de berekende erosievolume (V_e) wordt aangenomen dat het profiel voldoet. Is de aanwezige kleivolume (V_p) kleiner dan de berekende erosievolume (V_e) dan voldoet het profiel niet. Deze beschouwing is voor een aantal tijdsduren (tijd dat de keileem blootligt) uitgevoerd. De methodiek is visueel weergegeven in Figuur 4-2.



Figuur 4-25 Vorm van het erosieprofiel in fase 2 ($\tan \alpha = 1/8$)



Kleikern indien $V_e < V_p$

Figuur 4-2: Methodiek 2; interpretatie op formules uit “Erosie van een dijk na bezwijken van de steenzetting door golven” (Deltares 2012)

De methode is voor vier dijktrajecten toegepast, deze dijktrajecten zijn gekozen vanwege wijzigingen in de maatgevende de hydraulische belasting en de geometrie van de dijk. De resultaten van de analyse worden in de volgende paragraaf behandeld.

4.3 Resultaten

De resultaten van de toegepaste methodiek 1 zijn weergegeven in onderstaande tabel. Met behulp van de aangeleverde revisietekeningen zijn voor diverse dijkstrekkings kenmerkende profielen aangehouden.

Tabel 4-1: Resultaat reststerkte-onderzoek keileem – methodiek 1

Profiel	Van [km]	Tot [km]	Lengte [km]	$b_{klei, h}$ [m]	Voldoet [Ja/Nee]	Tekort [m]
Profiel A	17,69	19,10	1,41	10,75	Nee	1,75
Profiel B	19,50	20,30	0,80	9,40	Nee	3,10
Profiel C	20,30	23,84	3,54	10,00	Nee	2,50
Profiel D	23,89	24,09	0,20	10,70	Nee	1,80
Profiel C	24,11	25,10	1,00	10,00	Nee	2,50
Profiel E	28,60	28,85	0,25	10,00	Nee	2,50
Profiel F	28,89	29,10	0,21	10,00	Nee	2,50
Profiel G	29,13	30,90	1,77	11,15	Nee	1,35

Profiel H	32,04	32,41	0,37	10,00	Nee	2,50
Profiel J	32,44	32,47	0,03	29,40	Ja	n.v.t.
Profiel K	32,99	33,72	0,72	10,00	Nee	2,50
Profiel L	33,94	34,50	0,56	10,00	Nee	2,50

Zoals reeds beschreven is methodiek 2 voor een viertal profielen uitgevoerd, de ligging van deze profielen is weergegeven in Figuur 4-3.

De resultaten van de toegepaste methodiek 1 zijn weergegeven in onderstaande tabel. Met behulp van de aangeleverde revisietekeningen zijn voor diverse dijkstrekkingen kenmerkende profielen aangehouden.



Figuur 4-3: Ligging kenmerkende rekenprofielen – methodiek 2

In **Error! Not a valid bookmark self-reference.** zijn de resultaten weergegeven van methodiek 2 voor vier verschillende stormduren. Een stormduur is in deze methodiek gedefinieerd als de duur dat de klei/keileem direct wordt aangevallen in de storm door golfbelasting, met andere woorden de zetsteenbekleding is reeds gefaald. Uit de tabel valt af te lezen dat voor de zwaarst aangevallen dijktrajecten (G, E en C) zelfs voor een korte stormduur (5uur) de aanwezige klei/keileem onvoldoende weerstand biedt om de zandkern te beschermen. Gezien het grootte dikte-tekort van de zetsteenbekleding op deze deeltrajecten, lijkt reststerkte hier geen soelaas te bieden. Voor de minder zwaar aangevallen dijktraject (K) gaat de klei/keileemlaag alleen door bij stormduren langer dan 20uur. Aangezien de zetsteenbekleding hier ook minder zwaar belast wordt en dus op later moment in de storm zal falen, lijkt bij dit deel van het dijktraject het mogelijk om de zetsteenbekleding goed te keuren vanwege de reststerkte van de onderliggende klei/keileemlaag.

Opvallend is dat met de eenvoudige methode een beperkt tekort wordt berekend (orde 2,5 m op totaal van 10 m) terwijl bij de meer verfijnde methode het tekort veel groter lijkt te zijn. Dit zou je eigenlijk niet verwachten omdat de meeste eenvoudige regels conservatief zijn ingestoken. Wellicht komt dit doordat de golfcondities hier erg zwaar zijn en dit leidt vooral bij de meer verfijnde methodiek tot veel erosie.

Tabel 4-2: Resultaat reststerkte-onderzoek keileem – methodiek 2

Profielen	Stormduur = 5uur			Stormduur = 10uur			Stormduur = 20uur			Stormduur = 30uur		
	Ve [m3]	Vp [m3]	Voldoet Ja/Nee	Ve [m3]	Vp [m3]	Voldoet Ja/Nee	Ve [m3]	Vp [m3]	Voldoet Ja/Nee	Ve [m3]	Vp [m3]	Voldoet Ja/Nee

Profiel C	15,6	9,4	Nee	31,3	9,4	Nee	62,5	9,4	Nee	93,8	9,4	Nee
Profiel E	11,7	9,8	Nee	23,4	9,8	Nee	46,8	9,8	Nee	70,2	9,8	Nee
Profiel G	10,9	9,5	Nee	21,8	9,5	Nee	43,6	9,1	Nee	65,4	9,5	Nee
Profiel K	2,5	9,1	Ja	4,9	9,1	Ja	9,9	9,1	Nee	14,8	9,1	Nee

Tabel 4-3, resultaten methode 2 Erosie van een dijk na bezwijken van de steenzetting door golven

4.4 Impact op toetsoordeel

Beide toegepaste methodieken tonen aan dat voor het overgrote deel van het dijktraject het niet mogelijk lijkt om de zetsteenbekleding als voldoende sterk te beoordelen vanwege de onderliggende klei/keileemlaag. Dit komt voornamelijk omdat de hydraulische belastingen erg zwaar zijn. Alleen voor het meest luwe gedeelte van de IJsselmeerdijk (direct achter de Houtribdijk) geeft methodiek 2 mogelijkheden om uit te gaan van een kleikern in het programma steentoets. Het invullen van een kleikern zorgt er voor dat de zetsteenbekleding op dit deeltraject dan goedgekeurd kan worden. Dit kan dus impact hebben op de versterkingsscope.

Het zwakke punt in beide methodieken is dat ze gebaseerd zijn op klei en niet op keileem, wat bij deze dijk aanwezig is. De verwachting is dat keileem sterker is dan klei. Mogelijk kan dit verder worden onderzocht in de Verkenningfase.

Daarnaast wordt geadviseerd om de hydraulische belastingen nader te onderzoeken, voordat kan worden vertrouwd op reststerkte. Er wordt nu gerekend met zeer zware golfcondities ($H_s > 3\text{m}$ en $H_{2\%} > 4,2\text{m}$) waardoor de bekleding- en de hoogte-opgave enorm is. Een potentiële wijziging/reductie in de hydraulische belasting zal een groot effect kunnen hebben op de versterkingsopgave. Daarnaast zal dit meer vertrouwen geven in de nut en noodzaak van de dijkversterking. Het vertrouwen op reststerkte kan vervolgens worden heroverwogen, zeker omdat een lagere golfhoogte zal leiden tot significant minder.

5 Invloed hoek van golfinval GEBU

5.1 Doel

In paragraaf 2.3.4 is de invloed van de havendammen op het toetsspoor Gras Erosie Buitentalud behandeld. Gebleken is dat de havendammen pas bij een significante verhoging het veiligheidstekort voor GEBU oplossen. Eind 2019 is ook een nieuwe versie van de Basismodule Gras Buitentalud (19.1.1) beschikbaar gekomen, met nieuwe functionaliteit. De hoek van golfinval kan met deze versie worden meegenomen, wat minder conservatief is ten opzicht van altijd loodrecht invallende golven veronderstellen. Rijkswaterstaat schrijft hierover op de Helpdesk Water¹ het volgende:

“De huidige versie van de Basis Module Gras Buitentalud is v19.1.2. De belangrijkste aanpassing, ten opzichte van de vorige versie (17.1.1), betreft:

De gebruikers interface heeft een Test/expert modus.

Hierin zijn voor zowel Golfklap als Oploop, extra rekenopties beschikbaar;

1. Golfklap: rekenen met de factor invloed van hoek van golfaanval.
2. Oploop: rekenen met een andere golfverdeling; Battjes-Groenendijk-analytisch. Voor theoretische uitleg van deze opties, zie de schematiseringshandleiding.”

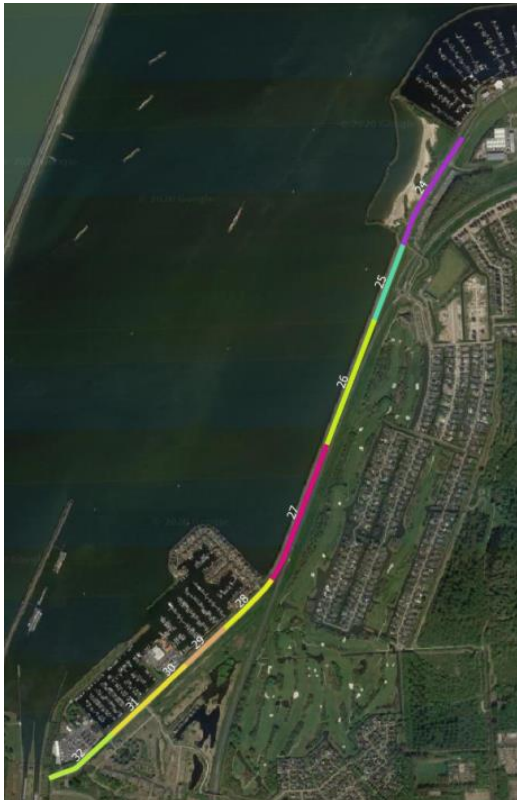
Waterschap Zuiderzeeland heeft gevraagd om naast de impact van de havendammen ook de impact van het meenemen van de hoek van inval op het GEBU beoordelingsresultaat (de veiligheidsopgave) te bepalen.

5.2 Aanpak en methodiek

In paragraaf 7.2 van versie 4.0 van de Schematiseringshandleiding Gras, staat toegelicht hoe in een Toets op maat GEBU rekening gehouden kan worden met scheef invallende golven bij gras in de golfklapzone. Gerefereerd wordt naar Deltares rapport “Invloed hoek van golfaanval op graserosie op dijken” (11203720-017-GEO-0001, juli 2019). In dit rapport is de invloed van de golfinvalshoek op de erosiesnelheid van de grasbekleding in de golfklapzone gekwantificeerd, gebaseerd op de aanname dat de erosiesnelheid van het gras in de golfklapzone evenredig is met de druk door golfklappen op het talud. Dit heeft geleid tot een invloedsfactor f_{β} die is opgenomen in de test/expertmodus van BM – Gras Buitentalud versie 19.1.2. Toepassing van f_{β} leidt ertoe dat de berekende standtijd, en daarmee de faalfactie, bij scheve golfaanval groter is dan bij de loodrechte golfaanval.

De analyse is uitgevoerd voor de vakken waar golfklap dominant is boven golfoploop, zie Figuur 5-1.

¹ <https://www.helpdeskwater.nl/onderwerpen/applicaties-modellen/applicaties-per/omgevings/omgevings/basis-module-gras/>



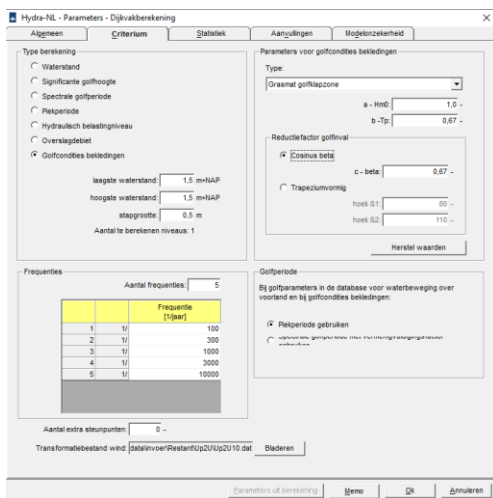
Flevo Marina strand	Parkhaven woonwijk	Parkhaven dam	Geen dam
24	28 n.v.t. Toetspoor niet beschouwd.	29,31	25, 26, 27 (voldoen niet)

Figuur 5-1: Vakken waar golfklap dominant is

Voor de nieuwe golfklapberekeningen is het volgende stappenplan toegepast:

Bepalen belastingen met Hydra-NL

1. Met Hydra-NL is de golfbelasting op het gras in de golfklapzone bepaald (zie Figuur 5-2), rekening houdend met de hoek van inval en een c-waarde van 0,67 en eenzelfde dijknormaal als later bij de sterkteberekening in de BM-Gras. Resultaat: $S (= H_s^a \times T_p^b \times (\cos \beta)^c)$. Bij S horen de golfkarakteristieken golfhoogte, periode en hoek van inval. Het betreft feitelijk een illustratiepunt bij een bepaalde hoogte.



Figuur 5-2: invoerscherm Hydra-NL, golfbelastingen gras in de golfklapzone.

Sterkteberekening met de Basismodule Gras Buitentalud

2. Specificeren van de dijknormaal in tabblad "Geometrie".
3. Specificeren van de golfhoogte en –richting bij de maatgevende golfcondities per waterstandsniveau, in tabblad "Hydraulische belasting" (Q-variant). Deze waarden volgen uit Stap 1 (Hydra-NL).
4. Specificeren van het waterstandsverloop (stormduur, trapezium).
5. Specificeren van de terugkeertijden/categoriegrenzen. Gerekend is met 333 (cat Vv), 10.000 (cat IVv), 667.000 (cat IIIv) en 2.000.000 (cat. IIv) jaar, conform OI2014v4.
6. Rekenen met de Basismodule Gras Buitentalud. Resultaat voor een doorsnede is een veiligheidsfactor (FoS), gegeven een categorie.
7. Er wordt getoetst aan categoriegrenzen, d.w.z. dat per veiligheids categorie wordt bekeken of de berekende FoS een waarde > 1 heeft. Is dat het geval, dan voldoet het vak aan die categorie.
8. Het verschil in FoS tussen de oorspronkelijke berekeningen en de nieuwe berekeningen met hoek van inval.

5.3 Resultaten, impact op oordeel

De berekeningen met de hoek van inval zijn vergeleken met de eerder door het waterschap uitgevoerde berekeningen. Het resultaat is in Tabel 5-1 (zonder hoek van inval) en Tabel 5-2 (met hoek van inval) weergegeven. In de tabellen zijn resultaten (FoS) opgenomen per categorie. Indien een waarde hoger is dan 1, voldoet het vak voor die categorie. Als voorbeeld vak 24, met een standzekere dam op 0,5 m +NAP. Zonder hoek van inval voldoet dit vak niet voor IIv, niet voor IIV en niet voor IVv, waarmee het vak automatisch in Vv terecht komt.

Met hoek van inval komt de FoS in cat. IVv op 2,961 uit, hetgeen groter is dan 1.

Tabel 5-1: resultaten GEBU analyse, **zonder** hoek van inval

		II _v	III _v	IV _v	V _v	
Vaknr.	Dam	2000000	667000	10000	333	Veiligheidsklasse
Vak24	geen	-	0,071	0,202		Vv
Vak24	0,5m +NAP	-	0,071	0,202		Vv
Vak25	geen	-	0,071	0,202		Vv
Vak26	geen	-	0,071	0,202		Vv
Vak27	geen	-	0,084	0,219		Vv
Vak29	1,5m +NAP	-	0,125	1,133		IVv

Tabel 5-2: resultaten GEBU analyse, **met** hoek van inval

		II _v	III _v	IV _v	V _v	
Vaknr.	Dam	2000000	667000	10000	333	Veiligheidsklasse
Vak24	geen	0,097	0,106	0,35	10	Vv
Vak24	0,5m +NAP	0,171	0,21	2,961	10	IVv
Vak25	geen	0,093	0,105	0,35	10	Vv
Vak26	geen	0,093	0,105	0,35	10	Vv
Vak27	geen	0,096	0,107	0,277	10	Vv
Vak29	1,5m +NAP	0,166	0,206	2,911	10	IVv

Bij vakken 25, 26 en 27 ligt geen dam. De veiligheidsfactor (FoS) neemt daar beperkt toe als gevolg van de hoek van inval. In deze drie vakken gaat het om een toename in categorie IVv van maximaal 0,15. De vakken komen niet in betere categorie terecht.

Bij Flevo Marina strand (24) is een vergelijkbare, zeer beperkte verbetering te zien, die zich niet uitbetaalt in een beter oordeel. Wanneer de havendam standzeker wordt aangenomen tot een hoogte van 0,5m +NAP en er gerekend wordt met de hoek van inval, dan komt er cat IVv uit in plaats van Vv. Nog steeds ruimschoots onvoldoende.

In Parkhaven verdubbelt de FoS ruimschoots in categorie IVv ($1,133 > 2,911$), echter de categorie blijft gelijk.

De conclusie is dat de impact op het toetsoordeel van het meenemen van de hoek van inval bij GEBU zeer beperkt is. Het leidt niet tot een significante verbetering van het oordeel voor dit mechanisme.

6 Conclusie en Aanbeveling

6.1 Conclusie; impact op de ontwerpogave

Er is een nadere veiligheidsanalyse uitgevoerd op de toetsbeoordeling van dijktraject 8-3, voor het dijktraject dat grenst aan het IJsselmeer. In de nadere analyse is specifiek gekeken naar de invloed van havendammen, de teenbescherming, eventuele reststerkte door de oude perskade en naar de hoek van inval bij het faalmechanisme Graserosie buitentalud (GEBU).

De belangrijkste conclusie per thema zijn:

Havendammen

De standzekerheid van de havendammen in het projectgebied is binnen deze studie opnieuw beschouwd. De dammen Maximacentrale en Flevokust zijn robuust en kwalitatief als standzeker beoordeeld. Het effect van deze dammen was al in de beoordeling meegenomen, de nadere veiligheidsanalyse verandert dan ook niets aan het oordeel. Op de sporen GABI en GABU heeft de nadere veiligheidsanalyse geen impact gehad.

Uit de analyse blijkt verder dat indien de dam voor het strand bij Flevo Marina standzeker zou zijn, de primaire kering erachter net aan voldoet voor GEKB (categorie IIv). Een beetje schade is echter al genoeg om in categorie IIIv te schieten. Dezelfde havendam zou minimaal 1,5m hoger moeten zijn om de achterliggende kering voor GEBU in categorie IIv te laten vallen.

Bij Parkhaven zijn de dammen met kwalitatieve en kwantitatieve analyses als standzeker beschouwd. Ze zijn echter niet hoog genoeg om de achterliggende keringen voor GEKB en GEBU te laten voldoen. Daar blijkt minimaal een damhoogte van 3m +NAP voor nodig te zijn.

Het oordeel ZST kan bij de Parkhaven worden bijgesteld naar voldoet.

Teenbescherming

De teenbescherming wordt nog niet standaard meegenomen in een WBI beoordeling, terwijl het falen van een dijkteen wel tot een overstroming kan leiden. Specifiek voor de IJsselmeerdijk ligt de teen hoog in het profiel en wordt daardoor zwaar aangevallen door golfbelasting. Met de gegeven hydraulische randvoorwaarden voldoet de teen op geen enkele locatie zonder voorliggende havendam aan de norm, i.e. maximaal toelaatbare kans. De teen biedt dus onvoldoende tegengewicht aan de steenzetting om deze te dragen. Verder is het breuksteen te licht om stabiel te blijven. De afstand tot de norm is groot, de gevonden faalkansen zijn in de orde (1/10 tot 1/100 per jaar). Achter de standzekere havendammen Parkhaven, Flevokust en Maximacentrale voldoet de huidige teen wel aan de norm.

Reststerkte perskade/keileem

De dijk is opgebouwd met een perskade van erosiebestendige klei/keileem. Er zijn een tweetal methodieken onderzocht of deze perskade dusdanig veel volume heeft om de zetsteenbekleding op het buitentalud goed te keuren vanwege reststerkte. De keileem onder de zetsteen beschermt immers de zandkern en zorgt er voor dat na het bezwijken van de zetsteenbekleding nog reststerkte aanwezig is. Met de huidige maatgevende hydraulische belasting zal de zetsteenbekleding snel bezwijken en wordt de keileem dus langdurig blootgesteld aan stormcondities. Enkel in het luwe gedeelte van het dijktraject (achter de Houtribdijk) lijkt het mogelijk om de zetsteenbekleding op reststerkte goed te keuren, dit komt omdat hier de golfbelasting substantieel lager is dan bij het noordelijke dijktraject, waar door de lange mogelijke strijklengte de golfbelasting zeer zwaar is.

Hoek van inval GEBU

De impact op het toetsoordeel van het meenemen van de hoek van inval bij GEBU is zeer beperkt. Het leidt niet tot een significante verbetering van het oordeel voor dit mechanisme.

6.2 Aanbevelingen

Voor dit dijktraject wordt voor de faalmechanismen die gericht zijn op de dijkbekleding een grote afstand tot de norm gevonden. Dit komt hoofdzakelijk door:

- 1) een normsprong die het dijktraject heeft gemaakt ten opzichte van de overschrijdingsnorm die tot 1 januari 2017 gold;
- 2) zeer zware hydraulische belastingen die grenzen aan de fysische mogelijkheden op het IJsselmeer. Gecombineerd met een toetsinstrumentarium dat nieuw is ontwikkeld en mogelijk nog conservatief is ingestoken, leidt dit tot een berekende overstromingskans per jaar in de orde van 1/10 – 1/30 per jaar. De dijk is niet ontworpen op de zware hydraulische belastingen waarop nu wordt getoetst, maar een dergelijke hoge faalkans achten wij onbetrouwbaar.

Het lijkt voor dit dijktraject te lonen om de norm en de daaruit vloeiende hydraulische belastingen nader te analyseren, voordat direct wordt gestart met de verkenningsfase van een dijkversterkingsproject. Dit zal waarschijnlijk leiden tot meer vertrouwen in de nut en noodzaak van de dijkversterking en het nemen van meer kosteneffectieve dijkversterkingsmaatregelen. Op dit moment worden er geen verdere aanknopingspunten om de het beoordelingsresultaat te optimaliseren gesignaleerd.

7 Referenties

[Peters, 2017]

D.J. Peters, 2017, Design of pattern-placed revetments, PhD thesis TU Delft, Delft.

[van Gent et al., 2013]

van Gent, M. R., 2013, Rock stability of rubble mound breakwaters with a berm. Coastal Engineering, 78, 35-45.

[Hussaarts, 1999]

Hussaarts, 1999, The probabilistic optimisation of the revetment on the dikes along the Frisian coast

[Deltares 2014]

Deltares, 2014, Sensitivity study into residual strength of dikes after block revetment failure, given as preliminary safety factor

[CIRIA; CUR; CETMEF]

CIRIA; CUR; CETMEF, 2007, The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering

[Deltares 2018]

Deltares, 2018, Fenomenologische beschrijving faalmechanismen WBI

[Deltares 2012]

Deltares, 2012, Erosie van een dijk na bezwijken van de steenzetting door golven.

Bijlagen

A1 Overzicht havendammen

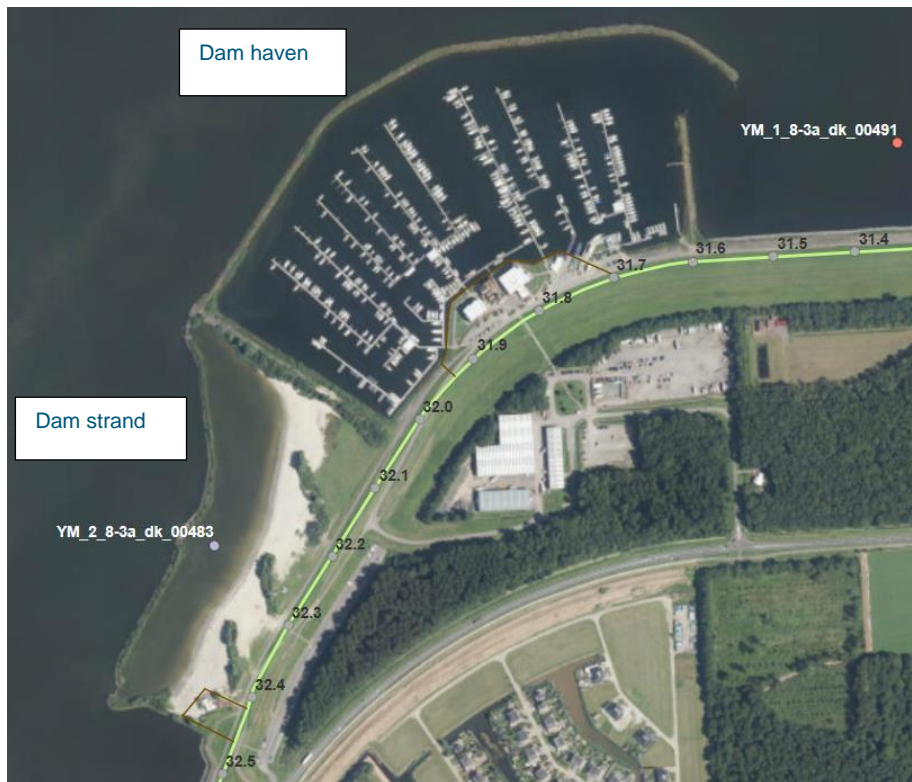
A2 Resultaten van der Meer formules, breuksteen

A3 Resultaten erosiemodel klei en zand

B1 Evenwichtsvergelijkingen grondweerstand & damwand

A1 Overzicht havendammen

A1.1 Flevomarina



Figuur 0-1 Overzicht Flevo Marina (Bron: Logboek-HAV 0.1)



Figuur 0-2 Dam Haven bij Flevo Marina (Bron: Logboek-HAV 0.1)



Figuur 0-3 Voorbeeld opname steendiameter dammen Flevo Marina (Bron: Logboek-HAV 0.1)



Figuur 0-4 Voorbeeld opname steendiameter dammen Flevo Marina (Bron: Logboek-HAV 0.1)

Flevo Marina

steen	gemeten diameter [m]	steen	gemeten diameter klein-groot [m]	percentage van aantal stenen	percentage cumulatief
1	0,48	3	0,33	12,5	12,5
2	0,45	4	0,34	12,5	25
3	0,33	6	0,35	12,5	37,5
4	0,34	7	0,37	12,5	50
5	0,4	8	0,38	12,5	62,5
6	0,35	5	0,4	12,5	75
7	0,37	2	0,45	12,5	87,5
8	0,38	1	0,48	12,5	100
		D50	0,38 m		
		Dn50	0,32 m		

A1.2 Parkhaven

- Schiereiland A, Havendam A en Havendam B
- Geen tekeningen aanwezig

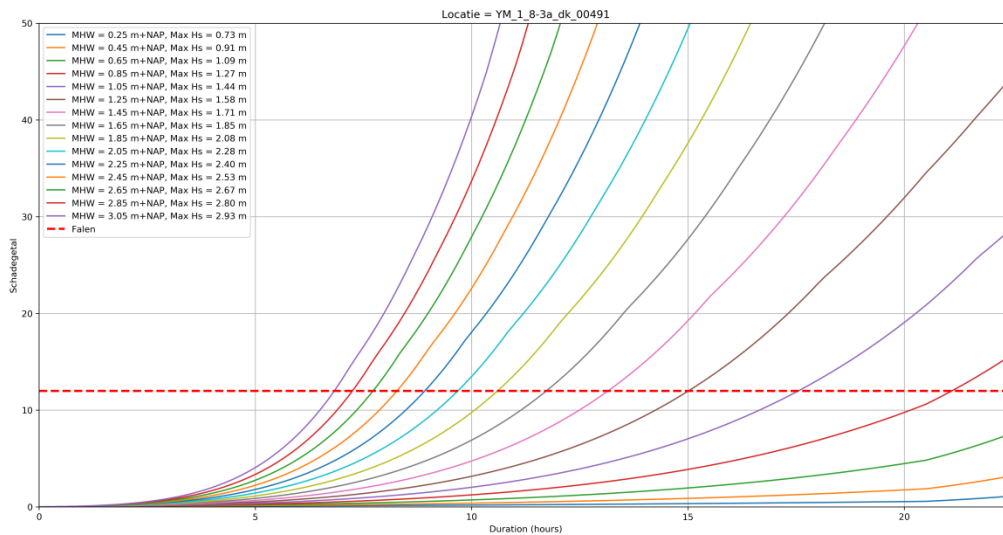


Figuur 0-5 Havendammen Parkhaven (Bron: Logboek-HAV 0.1)

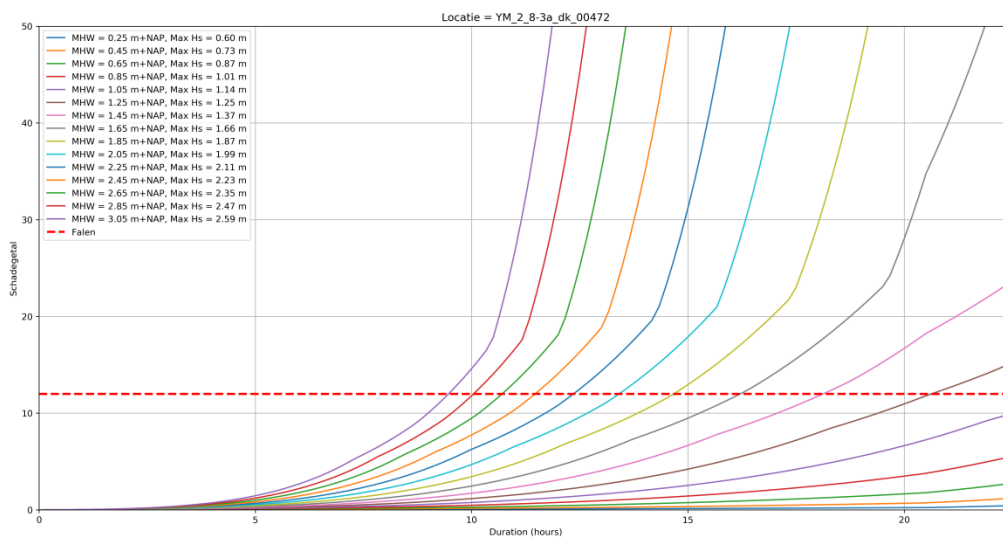
Parkhaven, vak 4 en 5

steen	gemeten diameter	steen	gemeten diameter klein-groot [m]	percentage van aantal stenen	percentage cumulatief
1	0,48	8	0,4	12,5	12,5
2	0,55	6	0,46	12,5	25
3	0,52	1	0,48	12,5	37,5
4	0,5	5	0,48	12,5	50
5	0,48	4	0,5	12,5	62,5
6	0,46	7	0,5	12,5	75
7	0,5	3	0,52	12,5	87,5
8	0,4	2	0,55	12,5	100
			D50	0,5 m	
			Dn50	0,42 m	

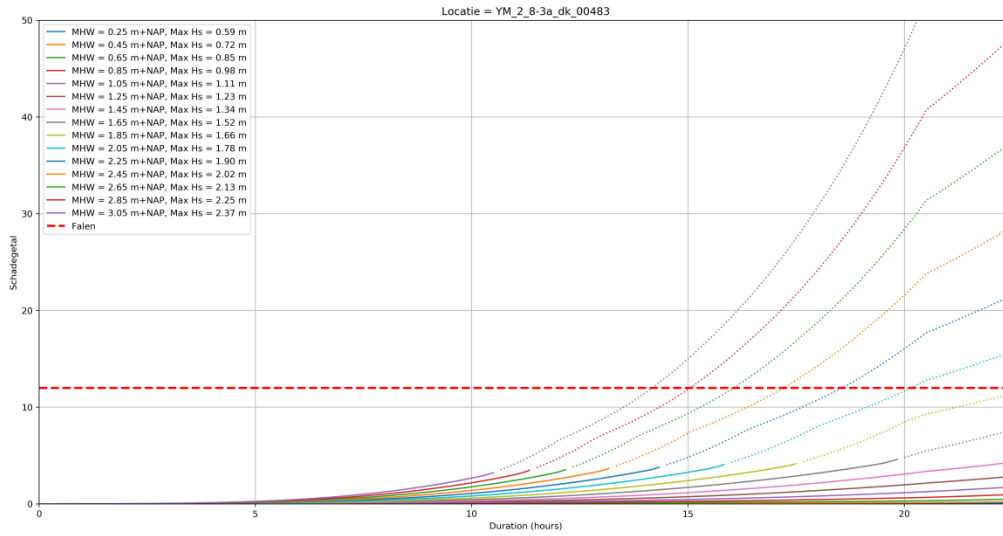
A2 Resultaten van der Meer formules, breuksteen



Figuur 0-6 uitvoerpunt 491, Flevo Marina Haven

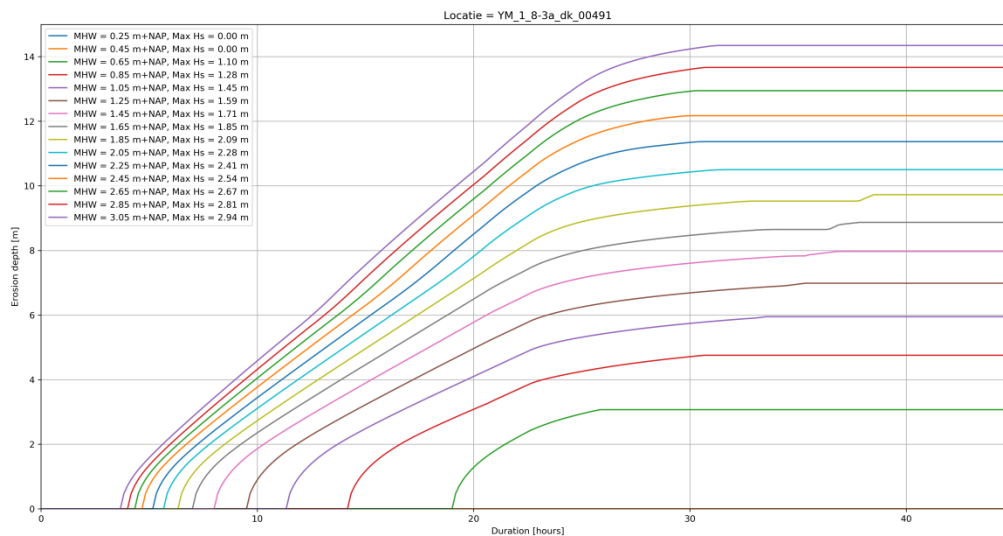


Figuur 0-7 uitvoerpunt 472, Parkhaven

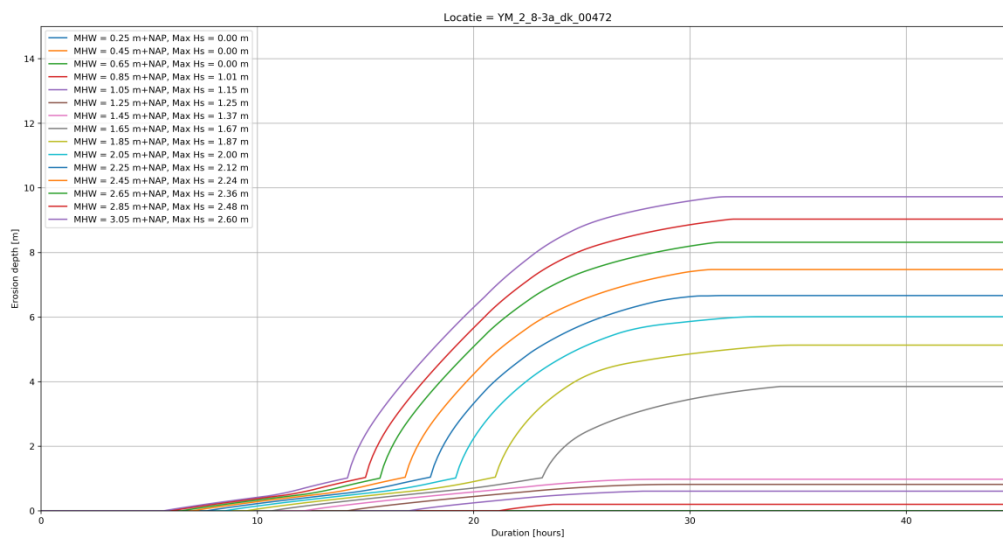


Figuur 0-8 uitvoerpunt 483, Flevo Marina Strand

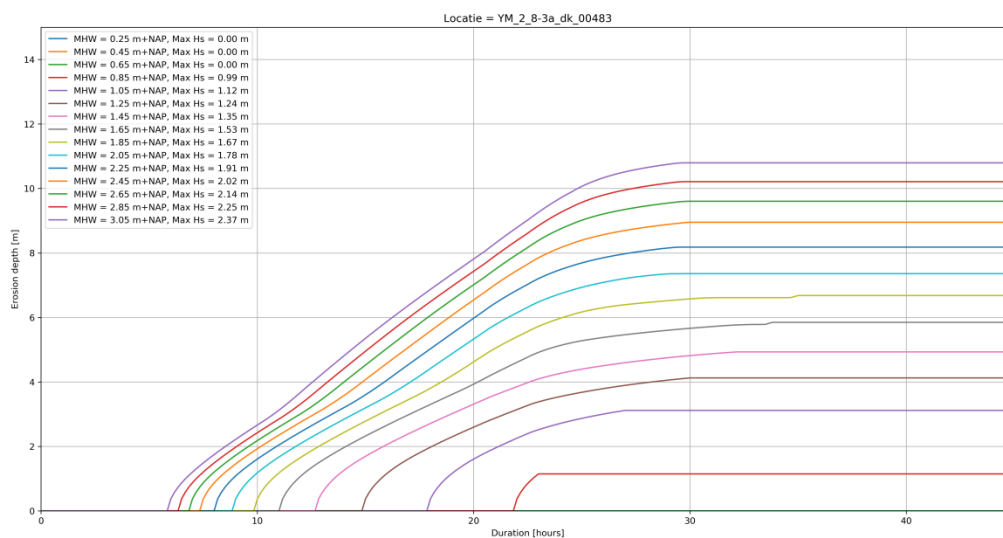
A3 Resultaten erosiemodel klei en zand



Figuur 0-9 uitvoerpunt 491, Flevo Marina Haven. Breuksteen, zand.

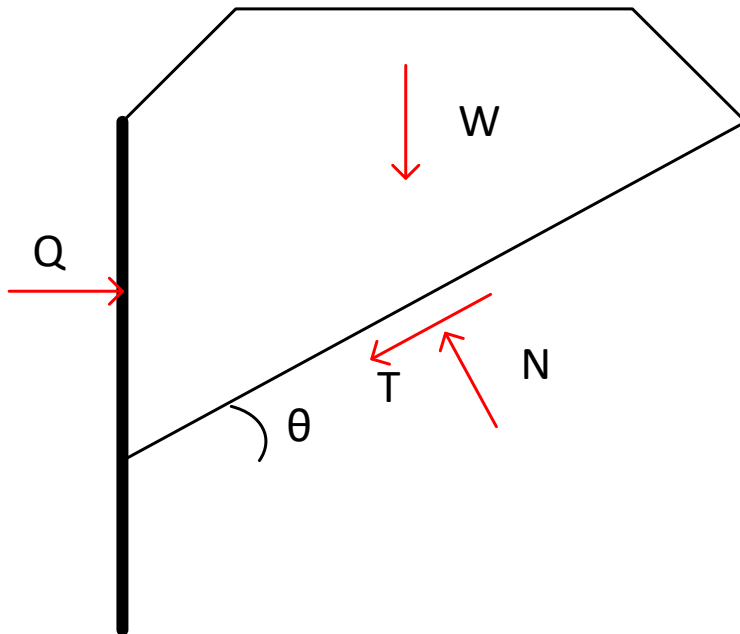


Figuur 0-10 uitvoerpunt 472, Parkhaven. Klei, zand.



Figuur 0-11 uitvoerpunt 483, Flevo Marina Strand. Alleen breuksteen.

B1. Evenwichtsvergelijkingen grondweerstand & damwand



Schuifkracht:

$$T = N \cdot \tan \varphi$$

Horizontaal evenwicht:

$$Q \cos \delta - N \cdot (\sin \theta + \tan \varphi \cdot \cos \theta) = 0$$

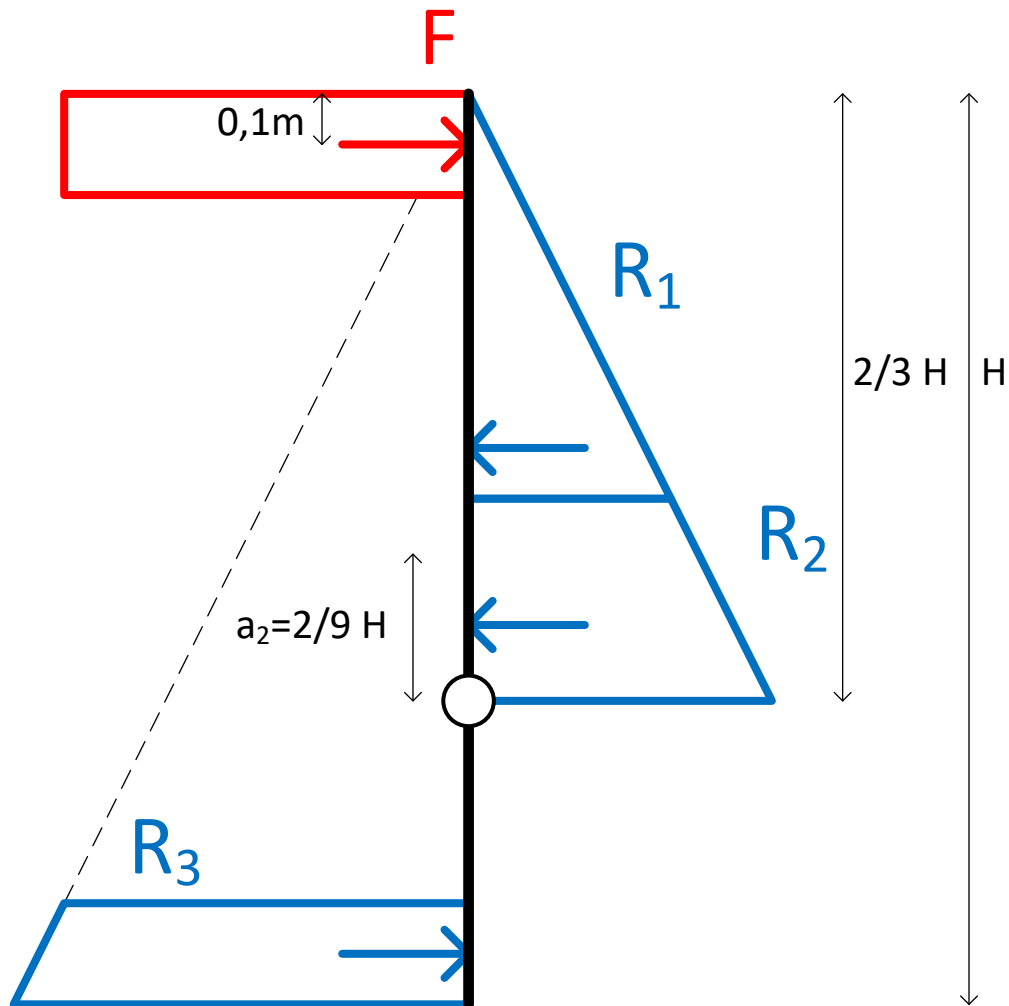
Verticaal evenwicht

$$W - N \cdot (\cos \theta - \tan \varphi \cdot \sin \theta) - Q \sin \delta = 0$$

Benodigd gewicht:

$$\frac{W - Q \sin \delta}{Q \cos \delta} = \frac{\sin \theta + \tan \varphi \cdot \cos \theta}{\cos \theta - \tan \varphi \cdot \sin \theta}$$

$$\frac{W}{Q} = \cos \delta \left(\frac{\sin \theta + \tan \varphi \cdot \cos \theta}{\cos \theta - \tan \varphi \cdot \sin \theta} + \tan \delta \right)$$



$$R_2 = R_3$$

Momentenevenwicht:

$$F_1 \cdot a_1 - (R_1 + R_2) \cdot a_2 - R_3 \cdot a_3 = 0$$

$$F_1 \cdot a_1 - (F_1 + R_2) \cdot a_2 - R_2 \cdot a_3 = 0$$

$$F_1 \cdot (a_1 - a_2) - R_2 \cdot (a_3 + a_2) = 0$$

$$R_2 = F_1 \cdot \frac{(a_1 - a_2)}{(a_3 + a_2)}$$

Armen, uitgaande van draaipunt op $\frac{2}{3} \cdot (h - h_3)$, i.e. maximaal weerstandsmoment

$$a_1 = \frac{2}{3} \cdot (h - h_3) - h_1$$

$$a_2 = \frac{2}{9} \cdot (h - h_3)$$

$$a_3 = h - \frac{2}{3} \cdot (h - h_3) - h_3 = \frac{1}{3}(h - h_3)$$

$$R_2 = F_1 \cdot \left(\frac{4}{5} - \frac{h_1}{5(h - h_3)} \right)$$

Analyses combineren:

$$Q = R_1 + R_2 = F_1 \cdot \left[1 + \frac{a_1 - \frac{2}{9} \cdot (h - h_3)}{\frac{5}{9}(h - h_3)} \right]$$

$$W = F_1 \cdot \cos \delta \left(\frac{\sin \theta + \tan \varphi \cdot \cos \theta}{\cos \theta - \tan \varphi \cdot \sin \theta} + \tan \delta \right) \cdot \left(\frac{9}{5} - \frac{-h_1}{\frac{5}{9}(h - h_3)} \right)$$

Locatie van hoogste spanning in teenschot

$$y_{max} = \frac{F_1}{F_1 + R_2} \cdot \frac{2}{3} \cdot (h - h_3)$$