



NAV HWBP project 15^Q Zwolle-Olst

2 november 2016
vs 1.0, definitief
kenmerk: hwbp-1254

Nadere analyse veiligheids- probleem Project 15^Q HWBP Verkenning Zwolle-Olst

Bepaling van de veiligheidsopgave
op basis van de nieuwe norm

Opdrachtnemer	<i>Pieter Kroes</i>
Opdrachtgever	<i>Erik Wagener</i>
Projectnummer	<i>89.072</i>
Projectfase	<i>Verkenning</i>
Kenmerk Decos	<i>HWBP 90 – 1254</i>

Documenthistorie

Versienr.	Datum	Auteur	Omschrijving
0.1	04-05-2016	IPM-Techniek	Concept 1
0.2	26-05-2016	IPM-Techniek	Concept 2 t.b.v. review door KPR en O&A
0.21	10-05-2016	O&A	Commentaar O&A
0.3	17-06-2016	IPM-Techniek	Eindconcept t.b.v. stuurgroep HWBP
1.0	02-11-2016	IPM-Techniek	Definitief

Inhoud

Samenvatting.....	5
1 Inleiding	7
1.1 Achtergrond	7
1.2 Nadere analyse veiligheidsprobleem.....	7
1.3 Leeswijzer	7
2 Nadere analyse veiligheidsprobleem nieuwe normering.....	8
2.1 Toelichting op nieuwe normering.....	8
2.2 Nieuwe norm voor traject Zwolle-Olst.....	8
2.3 Uitgangspunten voor de nadere analyse op basis van de nieuwe normering	9
3 Resultaten nadere analyse.....	9
3.1 Hoogte (HT)	10
3.1.1 Aanpak hoogtetoets.....	10
3.1.2 Resultaten hoogtetoets.....	12
3.1.3 Zichtjaren	12
3.2 Piping en heave (STPH).....	13
3.2.1 Aanpak schematisatie project Zwolle-Olst	13
3.2.2 Bepaling toetsparameters.....	14
3.2.3 Resultaten per traject	17
3.2.4 Resultaten toetsing piping	20
3.2.5 Gevoeligheid polderpeil.....	21
3.3 Macrostabieleit.....	22
3.3.1 Aanpak toets op stabiliteit.....	22
3.3.2 Stabiliteit binnenwaarts.....	22
3.3.3 Stabiliteit buitenwaarts.....	24
3.4 Microstabieleit (STMI).....	26
3.5 Stabiliteit bekleding (STBK).....	26
3.5.1 Grasbekleding.....	26
3.5.2 Steenbekleding.....	29
3.5.3 Resultaten bekleding	31
3.6 Stabiliteit voorland (STVL).....	32
3.7 Waterkerende Kunstwerken	33
3.7.1 Algemene informatie kunstwerken Zwolle-Olst	33
3.7.2 Uitgangspunten toetsing kunstwerken Zwolle-Olst	33
3.7.3 Samenvatting toetsoordelen kunstwerken Zwolle-Olst	33

3.8	Bijzonder Waterkerende Constructies	33
3.9	Niet Waterkerende Objecten	34
4	Veiligheidsoordeel en aanbevelingen nadere analyse nieuwe normering	35
4.1	Veiligheidsoordeel dijklichaam en kunstwerken	35
4.2	Aanbevelingen en aandachtspunten	39
4.2.1	Golfoverslag.....	40
4.2.2	Uittredend water en zand	40
4.2.3	Oppervlakkige afschuiving.....	41
	Referenties	43
	Bijlagen	45
	Bijlage 1: Overzicht waterkering Zwolle-Olst.....	45
	Bijlage 2: Notitie Uitgangspunten en werkprotocollen	45
	Bijlage 3: Hoogte (HT)	45
	Bijlage 4: Onderbouwing Piping (STPH)	45
	Bijlage 5: Gedetailleerde onderbouwing Macrostabieleit (STBI en STBU)	45
	Bijlage 6: Gedetailleerde onderbouwing Microstabieleit	45
	Bijlage 7: Gedetailleerde onderbouwing Bekleding.....	45
	Bijlage 8: Gedetailleerde onderbouwing Kunstwerken.....	45
	Bijlage 9: Overzicht gebruikte Excel-sheets	45

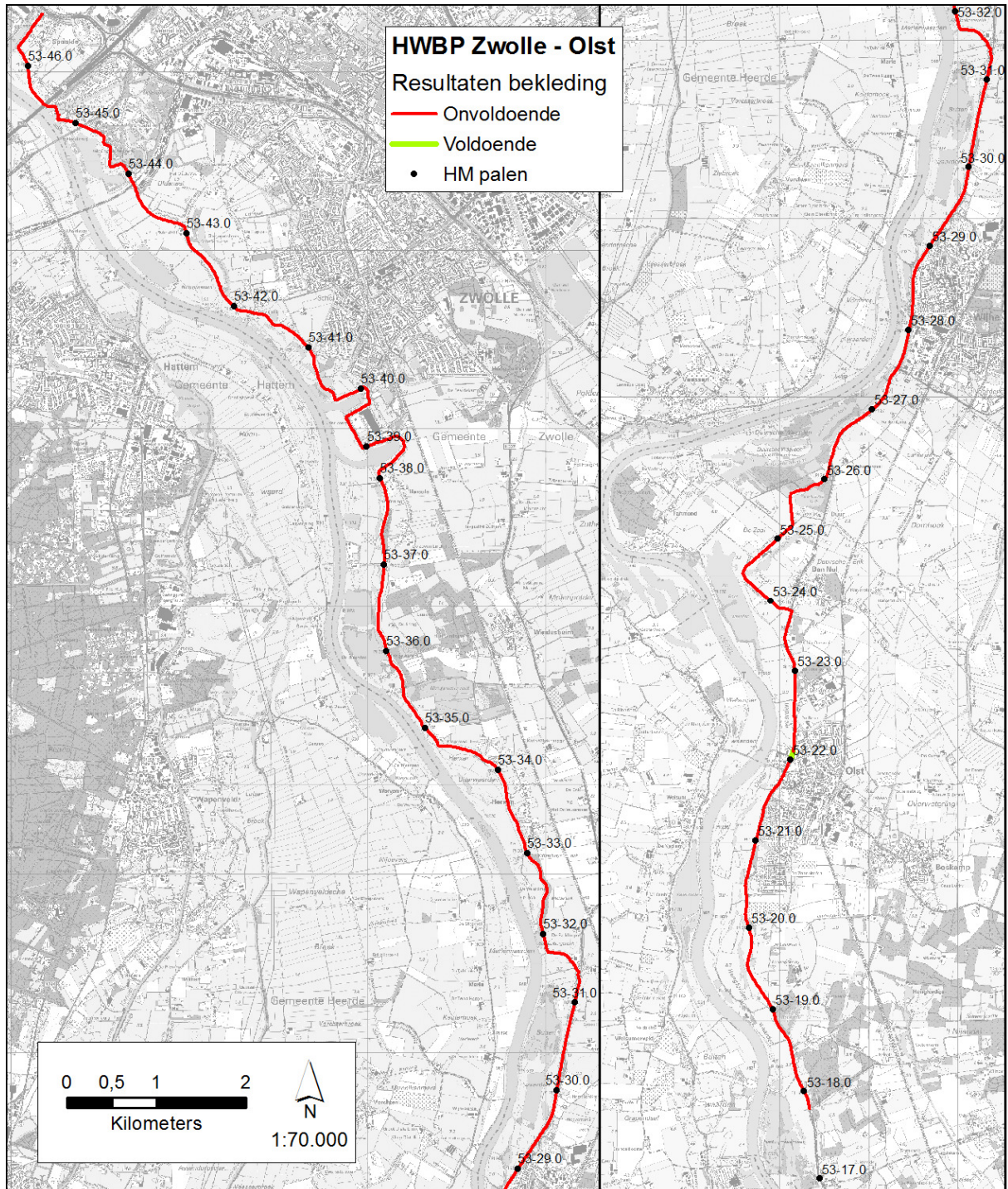
Samenvatting

Het project Zwolle-Olst is één van de geprogrammeerde projecten binnen de eerste tranche van het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP). Momenteel bevindt het project Zwolle-Olst zich in de verkenningsfase. Eén van de onderdelen van deze verkenningsfase is de nadere analyse van het veiligheidsprobleem. In deze andere analyse wordt de uitgevoerde veiligheidstoetsing gecontroleerd, waar mogelijk verfijnd en aangescherpt op basis van aanwezig onderzoek en waar nodig op basis van aanvullend onderzoek.

In 2017 is een wijziging van de Waterwet voorzien, waarbij per dijktraject de norm als toelaatbare kans op overstroming wordt vastgelegd. Daarvoor wordt een nieuw ontwerp- en wettelijk toetsingskader ontwikkeld. Omdat nog niet alle toetskaders zijn uitontwikkeld is in overleg met Deltares, het Kennisplatform Risicobenadering en de Programmadirectie HWBP een set uitgangspunten voor de nadere veiligheidsanalyse geformuleerd. In voorliggend rapport worden de resultaten gepresenteerd van de nadere analyse van de versterkingsopgave op basis van deze overeengekomen uitgangspunten.

Hieronder zijn de resultaten van het veiligheidsoordeel in tabel en kaart samengevat.

Mechanisme	Lengte voldoende (km)	Lengte onvoldoende (km)
Hoogte	18,9	9,6
Piping	8,9	19,0
Macrostabieliteit binnenwaarts	17,1	11,8
Macrostabieliteit buitenwaarts	28,9	0,0
Microstabieliteit	28,9	0,0
Bekleding	1,9	27,0
Stabiliteit voorland	28,9	0,0
Totaal	0,1	28,8



1 Inleiding

1.1 Achtergrond

De derde landelijke toetsronde (LTR-3) heeft uitgewezen dat een groot deel van het areaal primaire waterkeringen in het beheergebied van waterschap Drents Overijsselse Delta (WDO Delta) niet voldoet aan de vigerende veiligheidsnorm en moet worden verbeterd [Provincie, 2011]. De uit te voeren verbetermaatregelen aan deze waterkeringen maken onderdeel uit van het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP). Het project 15^o Zwolle-Olst is één van deze geprogrammeerde projecten.

In Bijlage 1 is een beschrijving van de waterkering in het project Zwolle-Olst te vinden.

1.2 Nadere analyse veiligheidsprobleem

Ieder HWBP-project doorloopt in principe drie fasen: de verkenningsfase, de planuitwerkingsfase en de realisatiefase. Daar is sinds 2016 een vervroegde verkenningsfase aan toegevoegd. Momenteel bevindt het project Zwolle-Olst zich in deze vervroegde verkenningsfase. Eén van de onderdelen van deze fase is de nadere analyse van het veiligheidsprobleem. In deze nadere analyse wordt de uitgevoerde veiligheidstoetsing gecontroleerd, waar mogelijk verfijnd en aangescherpt op basis van aanwezig onderzoek of aanvullend onderzoek.

In 2017 is echter een wijziging van de Waterwet voorzien, waarbij per dijktraject de norm als toelaatbare kans op overstroming wordt vastgelegd. Daarvoor wordt een nieuw ontwerp- en wettelijk toetsingskader ontwikkeld. Waterschap Drents Overijsselse Delta heeft er in overleg met het hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP) voor gekozen de in de derde toetsronde afgekeurde dijktrajecten vooruitlopend op de wetswijziging te toetsen aan de nieuwe normering. Voorkomen moet worden dat projecten die nu worden aangepakt in het HWBP, de komende jaren op basis van de nieuwe norm worden afgekeurd. Vanuit doelmatigheidsoogpunt is het daarom verstandig ook in de nadere analyse van het veiligheidsprobleem reeds te anticiperen op de nieuwe normering.

Voorliggende Nadere Analyse Veiligheidsprobleem nieuwe Normering (NAV_nNorm) geeft invulling aan voornoemd doelmatigheidsoogpunt. Voor wat betreft de versterkingsopgave voor het HWBP project 15^o is onderhavige NAV_nNorm leidend.

1.3 Leeswijzer

[WGS, 2010] geeft een overzicht van het resultaat uit de derde toetsronde. Om onderhavige rapportage kort en bondig te houden wordt deze informatie hier niet herhaald.

In hoofdstuk 2 wordt een toelichting gegeven op de overstap naar de nieuwe normering en het gevolgde proces voor de nadere veiligheidsanalyse 2016.

Hoofdstuk 3 bevat het resultaat van de nadere analyse van het veiligheidsprobleem op basis van de nieuwe normering van respectievelijk het dijklichaam, de in het dijklichaam liggende waterkerende kunstwerken, bijzonder waterkerende constructies en niet waterkerende objecten. Hoofdstuk 4 beschrijft ten slotte het resulterende veiligheidsoordeel en enkele aanbevelingen ten aanzien van de scope van de opgave voor de Verkenning.

2 Nadere analyse veiligheidsprobleem nieuwe normering

In dit hoofdstuk is nadere analyse van het veiligheidsprobleem van het dijklichaam van waterkering Zwolle-Olst beschreven in het licht van de nieuwe normering.

2.1 Toelichting op nieuwe normering

Bij het normeren en toetsen van de primaire waterkeringen wordt sinds de Wet op de Waterkering van 1996 (nu Waterwet) uitgegaan van zogeheten *overschrijdingskansen* van waterstanden die waterkeringen 'veilig' moeten kunnen keren.

De kern van de Deltabeslissing Waterveiligheid [Deltaprogramma, 2015] bestaat uit een voorstel voor nieuwe normen voor de primaire waterkeringen op basis van een risicobenadering. Deze nieuwe normen worden uitgedrukt in een *overstromingskans* per normtraject.

Met deze nieuwe normen wil het kabinet de volgende twee doelen bereiken:

- Basisveiligheid voor iedereen die zich in Nederland achter een primaire waterkering bevindt. Iedereen krijgt tenminste een beschermingsniveau van 10^{-5} per jaar, dit betekent dat de kans op overlijden van een individu ten gevolge van een overstroming niet groter mag zijn dan 1 keer in de 100.000 jaar. Dit kan bereikt worden door de plekken met relatief grote individuele risico's gericht aan te pakken.
- Meer bescherming op plaatsen met kans op grote groepen slachtoffers, grote economische schade en/of ernstige schade door uitval van vitale en kwetsbare infrastructuur met nationaal belang. De kans op maatschappelijke ontwrichting door een overstroming wordt hierdoor kleiner.

Het beschermingsniveau en de daarbij behorende normen voor de kering zijn bepaald op basis van een risicobenadering (kans x gevolg). Voornamelijk de gevolgen bleken belangrijk, hoe groter de gevolgen, hoe strenger de norm. Voor onderhavig project 15^Q Zwolle-Olst (onderdeel van dijkkring 53) betekent dit dat de norm van de waterkering wordt aangescherpt. Voorzien is dat die aanscherping wettelijk wordt verankerd per 1-1-2017.

Het beschermingsniveau, zoals voorgesteld door de Deltacommissaris, is uitgedrukt in normspecificaties. Deze zijn ingedeeld in zes klassen met een kans op een overstroming van 1 op 300 (via 1.000, 3.000, 10.000, 30.000) tot 1 op 100.000 per jaar.

2.2 Nieuwe norm voor traject Zwolle-Olst

Binnen de aanvullende nadere analyse zal worden uitgegaan van de nieuwe normering zoals vastgelegd in het Deltaprogramma. Het streven is dat de nieuwe normering in 2017 wettelijk van kracht is, zodat de Wettelijke Eerste Beoordelingsronde (ook wel de Vierde Ronde toetsen op veiligheid) op basis van de nieuwe normering kan plaatsvinden. De waarden voor de overstromingskansnormen die in het wetsvoorstel zijn vastgelegd zijn zogenaamde "signaleringswaarden". De waarden waarmee getoetst (en ook ontworpen) moet gaan worden, zijn de zogenaamde "maximaal toelaatbare waarden" zie onderstaande tabel voor Zwolle-Olst.

Tabel 1 Signaalwaarde en maximaal toelaatbare waarde voor de overstromingskansnorm

Project	Dijktraject	Signaalwaarde (per jaar)	Maximaal toelaatbare waarde (per jaar)
Zwolle-Olst	53-2	1/10.000	1/3.000

2.3 Uitgangspunten voor de nadere analyse op basis van de nieuwe normering

Met de komst van deze nieuwe normering, wordt de veiligheidsbenadering bij het toetsen vanaf 2017 gewijzigd. Het programma Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium (WBI2017) is in 2012 gestart. Het is gericht op de ontwikkeling van een Wettelijk beoordelingsinstrumentarium, gebaseerd op de overstromingskans. Het WTI2017 zal naar verwachting op zijn vroegst in 2017 gereed zijn.

Om beheerders te helpen die nu starten met het ontwerpen van een nieuwe kering is het ontwerpinstrumentarium 2014 (OI2014) opgesteld. In het OI2014 wordt op een pragmatische manier aangegeven hoe om te gaan met werknormen en ontwerpisen.

Het werken met de nieuwe normen is nieuw, de aanpak en instrumentarium nog in ontwikkeling - en voortdurend in beweging. WDODelta en het HWBP willen en kunnen niet wachten totdat het instrumentarium voldoende is uitgehard. Het is dus van belang om tot een onderbouwd oordeel te komen met de momenteel best beschikbare inzichten en kennis.

Aan het begin van de NAV_nNorm is daartoe met het HWBP afgesproken om in een gezamenlijke snelkookpansessie de uitgangspunten (op basis van het OI2014 v2) vast te gaan leggen. Deze sessie heeft op 22 april 2015 plaatsgevonden. Bij deze sessie waren vertegenwoordigers van het HWBP, Kennis Platform Risicobenadering, Deltares en Waterschap Drents Overijsselse Delta aanwezig.

WDODelta heeft in de (interne) stuurgroep van 21 mei jl. de uitkomsten van deze snelkookpansessie vastgesteld als de set uitgangspunten voor de nadere veiligheidsanalyse en de anticipatie op de nieuwe normering. Deze uitgangspunten zijn per faalmechanisme verder concreet uitgewerkt tot een Werkprotocol (zie bijlage 2) waarin de aanpak en (schematisatie)keuzes zijn opgenomen. Bij het uitkomen van versie 3 van het OI2014 is dit Werkprotocol geactualiseerd, zie Bijlage 2. Deze notitie is door vertegenwoordigers van het Kennisplatform Risicobenadering gereviewd. Het commentaar is verwerkt.

3 Resultaten nadere analyse

In dit hoofdstuk zijn de resultaten van de nadere analyse van het veiligheidsprobleem van waterkering Zwolle-Olst beschreven op basis van de nieuwe normering.

Voor wat betreft een gedetailleerde toelichting op de werkstappen voor de toetsing wordt verwezen naar de Notitie uitgangspunten en werkprotocollen (Bijlage 3). In dit hoofdstuk wordt zo veel mogelijk op hoofdpunten de uitkomsten gepresenteerd.

Voor Zwolle-Olst is aanvullend grondonderzoek gedaan en zijn laboratoriumproeven uitgevoerd. De aard en omvang van het grondonderzoek van eerdere projecten is ter beoordeling voorgelegd aan Deltares (ing. P. Kraaijenbrink en ir. A. van Duinen). Met hun opmerkingen is rekening gehouden bij het grondonderzoek voor dit project. De resultaten

van het geotechnisch onderzoek¹ zijn in combinatie met al eerder uitgevoerd geotechnisch onderzoek samengevoegd ten behoeve van de nieuwe berekeningen.

Voor de faalmechanismen Hoogte, Piping, Microstabiliteit, Bekleding en Macrostabiliteit zijn nieuwe, gedetailleerde analyses uitgevoerd. De overige faalmechanismen zijn op eenvoudiger wijze beschouwd waarbij indien mogelijk gebruik is gemaakt van de beoordeling van de 3^e toetsronde. De wijze van rapporteren sluit hierbij aan.

3.1 Hoogte (HT)

3.1.1 Aanpak hoogtetoets

Voor de 3e toetsronde is per 100 meter bepaald wat de locatie is met de laagste kruinhoogte. Op deze locatie is het hydraulische belastingniveau en het overslagdebiet berekend. Er is voor gekozen om het hydraulisch belasting niveau (HBN) voor verschillende kritieke overslagdebieten te bepalen.

Op basis van de werkwijze zoals beschreven in de werkprotocollen (Bijlage 3) is het hydraulisch belastingniveau (HBN) bepaald bij een golfoverslagdebiet van 1 of 5 l/s/m, afhankelijk van de conditie van het binnentalud (helling, aanwezigheid van klei, zie de volgende pagina). Bovendien is om de gevoeligheid van de kering voor golfoverslag te bepalen tevens met 0,1, 1, 10 en 20 l/s/m gerekend. De gehanteerde Faalkanseis voor het hydraulische belastingniveau is 1:12.500. Tevens is het toetspeil (de lokale stilwaterlijn bij hoogwater) berekend die hoort bij de faalkanseis van 1:3.000. Het toetspeil wordt tevens gebruikt voor de berekeningen voor piping (zie §3.2) en stabiliteit binnenwaarts (§3.3). Er is rekening gehouden met een zetting van 0,7 en 2,2mm per jaar² afhankelijk van de aangegeven hectometering. Voor het zichtjaar 2035 komt dit neer op een totale zetting van 17,5 en 55mm.

Over de buitenkruin van de kering is iedere twee meter een hoogtemeting uit het AHN-2 gebruikt om deze vervolgens te vergelijken met de vereiste hoogten voor de stilwaterlijn en het HBN. Conform het OI2014v3 [Rijkswaterstaat, 2015] wordt het HBN en de stilwaterlijn tevens vermeerderd met de onzekerheidstoeslag van 0,30m. Deze onzekerheidstoeslag omvat de volgende statische en/of model onzekerheden:

1. onzekerheid bij het vertalen van de afvoer van de Rijn die Nederland inkomt naar een waterstand op een bepaald punt
2. onzekerheid binnen het Waqua-model (bodemruwheid, bodemligging) waarin lokale waterstanden worden bepaald.

De stilwaterlijn loopt af van NAP+7,27m bij hmp 53-17.8 tot NAP+4,61m bij hmp 45.3. Wanneer de kruinhoogte (groene lijn Figuur 1) van de kering wordt vergeleken met het toetspeil (blauwe lijn Figuur 1) blijkt dat de kruinhoogte van de kering zich nagenoeg overal boven het toetspeil bevindt. Hierbij is zowel de hoogte van de buitenkruinlijn gegeven als de hoogte van de aslijn. De reden hiervoor is dat binnen het OI2014v3 de bereikbaarheidseis

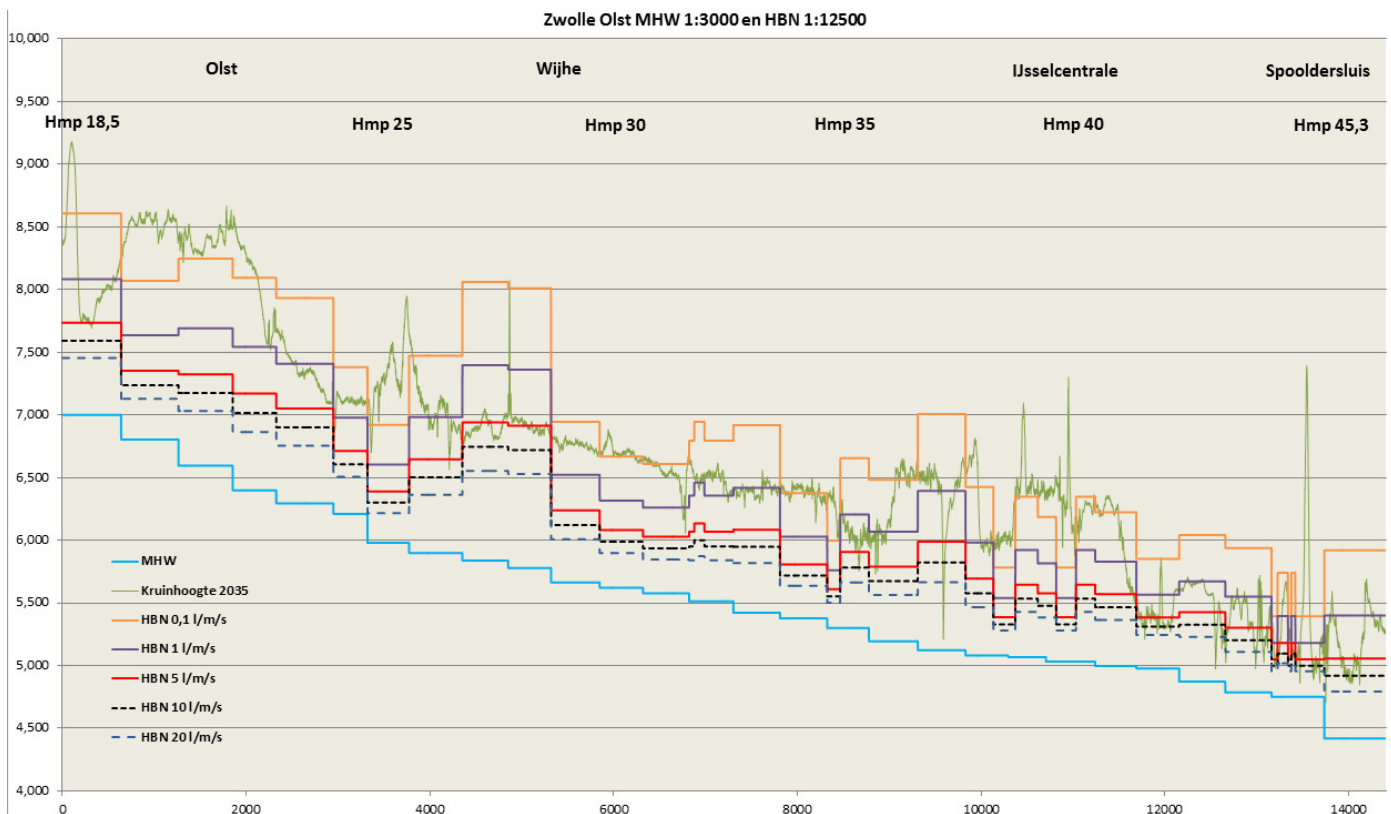
¹ Dit grondonderzoek en de verificatie en validatie is vastgelegd in:

X:\Processen en Projecten\HWBP\NVA\Zwolle_Olst\Grondonderzoek

² Deze waarden zijn voor langere dijktrajecten bepaald bij het opstellen van het Werkprotocol (Bijlage 2) en toen collegiaal getoetst.

van de kruin van een waterkering anders wordt verwoord. In de VTV [Min I&M, 2006] wordt ervan uitgegaan dat de benodigde kruinhoogte over een breedte van minimaal 3m aanwezig moet zijn. In het Ol2014v3 wordt ervan uitgegaan dat de dijk niet inspecteerbaar hoeft te zijn onder de condities waarbij de dijk faalt. Dit betekent dat de maatgevende waterstanden vergeleken kunnen worden met de hoogste van twee lijnen (hetzij de buitenkruinlijn, hetzij de aslijn). Daarnaast zijn voor locaties waar de verschillen tussen de benodigde en aanwezige kruinhoogte gering zijn, de hele profielen beoordeeld of er een nog hoger punt in aanwezig is.

Het toegestane overslag debiet verschilt per locatie. Op locaties met een gras op zand binnentalud bekleding is er gekozen 1 l/m/s aan te houden. Uit een memo van Deltares waarin de generieke regels voor het toestaan van overslagdebiet zijn onderbouwd, blijkt dat voor gras-op-zand dijken een overslagdebiet van 5 l/s/m waarschijnlijk een onveilige aanname is [Deltares, 2016A]. Voor locaties met genoeg klei of zandige klei is wel gewoon 5 l/m/s aangehouden, zoals is aangegeven in de generieke uitgangspunten in Bijlage 2. Voor het traject van hmp 43.9 tot 44.8, bij het Engelse Werk, is eveneens uitgegaan van 1 l/m/s, vanwege begroeiing van struiken en bomen op het binnentalud. De traject verdeling is dan als volgt: 17,8-31,5 1l/m/s; 31,5-37,0 5l/m/s; 37,0-45,3 1l/m/s; 45,3-46,6 5l/m/s.



Figuur 1 Niveau van het MHW en HBN van het zichtjaar 2035 voor resp. 0,1, 1, 5, 10 en 20 l/s/m t.o.v. kruinhoogte. Verticale as in m+NAP

Schelledijk

Bij de Schelledijk zijn nieuwe woningen gebouwd, welke op kruinhoogte aan de buitendijkse zijde tegen de dijk zijn aangelegd. Deze fungeren als hoog voorland en zorgen voor een

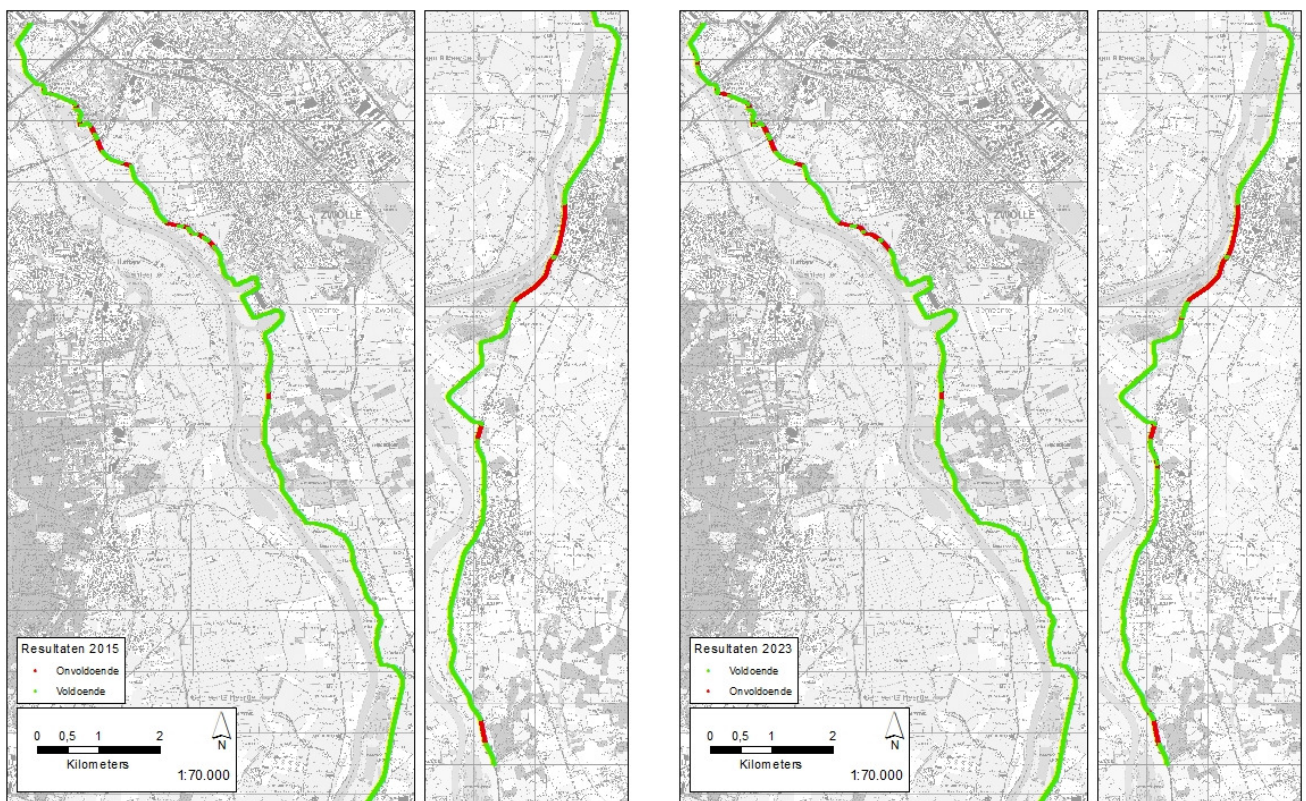
situatie waarbij overloop maatgevend is in plaats van een combinatie van hoogwater en golfbelasting. Om deze reden zijn drie nieuwe profielen doorgerekend ter plaatse van de huizen waar voor twee profielen een overloop situatie is aangehouden. In het derde geval is het voorland niet hoog genoeg om een overloop situatie te beschouwen. Hier is een verhoogd voorland meegenomen wat de golfhoogtes dempt, maar niet volledig wegneemt.

3.1.2 Resultaten hoogtoets

De resultaten van de hoogtoets zijn weergegeven in Figuur 1 en Figuur 3 (links, 2035). In totaal voldoet de dijk over een lengte van 9,6 km niet aan de eisen. Als een overslagdebiet van 5 l/s/m wordt aangehouden, voldoet 4,9 km dijk niet aan de eisen.

3.1.3 Zichtjaren

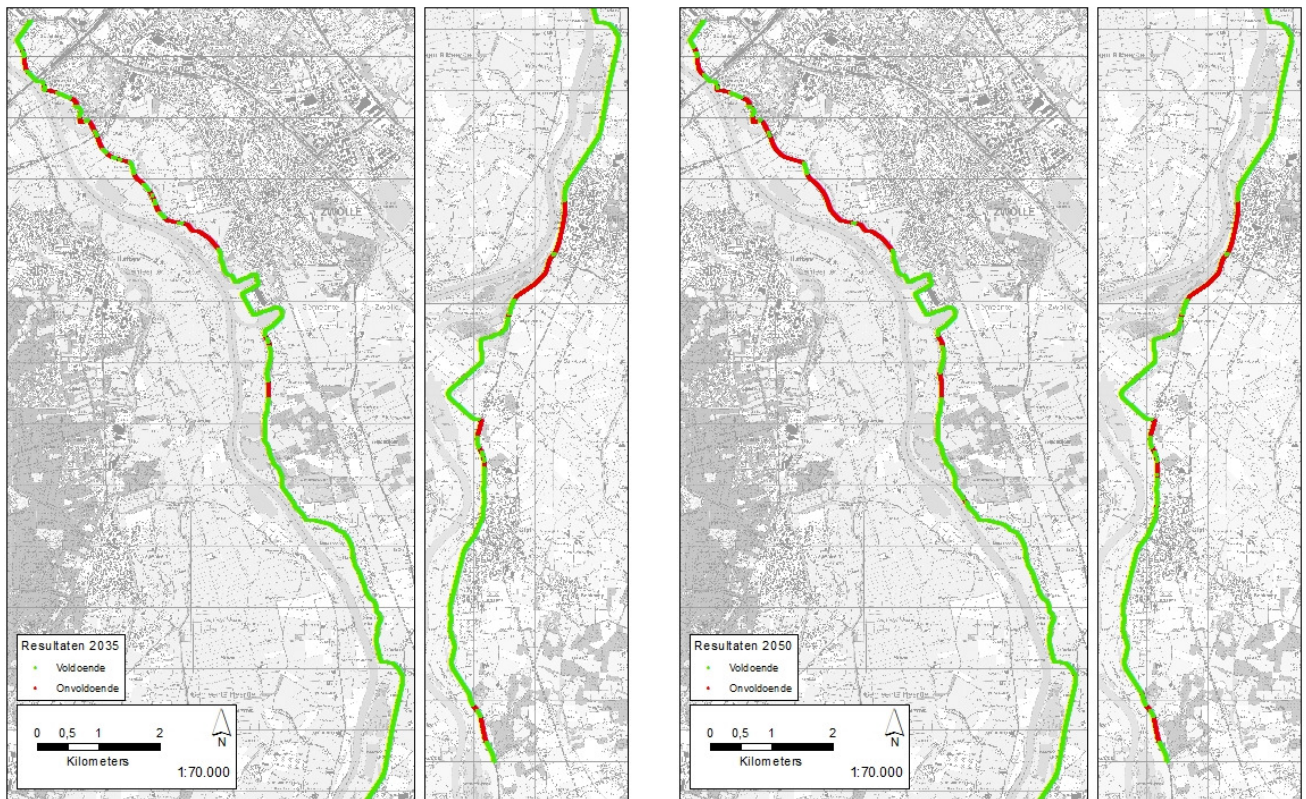
Om inzicht te krijgen in het effect van het zichtjaar op de resultaten van de hoogtoets is een analyse gemaakt waarbij per jaar is bepaald of een bepaald stuk voldoet of niet. Hierbij is rekening gehouden met bodemdaling. Onderstaande figuren geven de resultaten voor de hoogtoets met de zichtjaren 2015, 2023, 2035 en 2050. Hieruit blijkt dat richting de eerstvolgende beoordelingsronde de opgave zich nauwelijks beperkt in opzichte van 2035.



Figuur 2 Resultaten hoogtoets voor zichtjaar 2015 (links) en 2023 (rechts)

Bijlage 4 bevat naast een uitgebreidere beschrijving van de resultaten een beschouwing van de illustratiepunten en de effecten van trends in de wind- en afvoerstatistiek. In Bijlage 9 staat een Excel-sheet met per 2m dijk een overzicht van de aanwezige kruinhoogte, de

benodigde kruinhoogte voor de verschillende zichtjaren en het maximaal toelaatbare overslagdebiet.



Figuur 3 Resultaten hoogtoets voor zichtjaar 2035 (links) en 2050 (rechts)

3.2 Piping en heave (STPH)

3.2.1 Aanpak schematisatie project Zwolle-Olst

Voor deze Nadere Veiligheidsanalyse zijn dwarsprofielen per 100 m geschematiseerd. Voor de wijze waarop de schematisatie is opgesteld wordt verwezen naar Bijlage 3, hoofdstuk 7.

De gehanteerde sterktefactor voor het mechanisme piping binnen het project Zwolle-Olst is 1,42 (zie ook bijlage 3). De dijkvakindeling zoals gebruikt bij de derde toetsronde is ook hier aangehouden:

Tabel 2 Dijkvakindeling waterkering Zwolle-Olst STPH

dijkvak	van [hm]	tot [hm]	dwarsprofielen
1	17.8	18.4	179 t/m 183
2	18.4	20.5	184 t/m 204
3	20.5	21.8	205 t/m 217
4	21.8	22.6	218 t/m 225
5	22.6	24.2	226 t/m 241
6	24.2	24.8	242 t/m 247
7	24.8	29.9	248 t/m 298
8	29.9	31.4	299 t/m 313
9	31.4	33.6	314 t/m 335
10	33.6	35.4	336 t/m 353

11	35.4	36.6	354 t/m 371
12	36.6	37.7	371 t/m 383
13	37.7	40.3	384 t/m 409
14	40.3	41.2	410 t/m 418
15	41.2	45.5	419 t/m 461
16	45.5	46.7	462 t/m 472

3.2.2 Bepaling toetsparameters

Voor de analyse volgens de methode Sellmeijer grondgegevens benodigd die door de combinatie Inpijn Blokpoel/Wiertsema en Partners [WPIP, 2016] zijn bepaald. Het gaat hierbij om de waarde voor de d_{70} en doorlatendheid van de piping gevoelige zandlaag en de dikte D van het eerste watervoerende pakket. Het SOS is niet toegepast bij deze analyse. Hier is een aanpak gehanteerd zoals in Bijlage 2 is beschreven voor het project Zwolle, met een schematisatie van de ondergrond op basis van 1 of meerdere scenario's.

De analyse van de doorlatendheid en de D70 zijn ook voorgelegd aan Jan Blinde van Deltares voor een 2nd opinion. Zijn bevindingen zijn vastgelegd in een memo [Deltares, 2016B]. De conclusie van de memo luidt dat er geen afwijkingen zijn geconstateerd die de opgave wezenlijk zullen doen veranderen.

D70 analyse

De combinatie Inpijn Blokpoel/Wiertsema en Partners hebben de d_{70} bepaald op basis van zeefanalyse. Binnen het projectgebied zijn er 131 zeefanalyses uitgevoerd.

Deze zeefanalyses zijn onder te verdelen in analyse van de pipinggevoelige zandlaag direct onder de deklaag en het daaronder liggende watervoerende pakket. De dikte van deze pipinggevoelige laag varieert van 1 tot lokaal maximaal 4m.

Vijf zeefanalyses zijn uitgevoerd op (zandige) klei. Deze analyses worden niet gebruikt bij de bepaling van de d_{70} . Ook zandmonsters waarbij het percentage fijne fractie ($<63\mu\text{m}$) groter is dan 15% worden niet meegenomen. Deze zandlagen zijn niet pipinggevoelig.

De overgebleven 120 zeefanalyses zijn onder te verdelen in 70 zeefanalyse van de pipinggevoelige zandlaag en 50 zeefanalyses van diepere zandlagen. In bijlage 3 is de d_{70} per boorlocatie in een tabel weergegeven.

Uit de zeefanalyses is te concluderen dat de ondergrond zeer heterogeen is. Er is veel variatie in d_{70} op locaties die relatief dicht bij elkaar gelegen zijn. Er is daarom voor gekozen om het dijktraject in de analyse niet op te knippen. Voor het gehele traject is de gemiddelde waarde, de standaarddeviatie en de 95% ondergrens waarde en de minimum/maximale waarde bepaald voor beide lagen:

Tabel 3 Analyse d_{70} laag 1 en 2

	Laag 1 [μm]	Laag 2 [μm]
Minimum d_{70}	170	200
Maximum d_{70}	742	658
Gemiddelde d_{70}	353	360
Standaard deviatie	123	116
95% ondergrens d_{70}	201	216

In de pipinganalyse worden twee scenario's meegenomen. Eén scenario met de 95% ondergrens-waarde en een tweede scenario met de gemiddelde waarde. Ongeveer 30% van de zeefanalyses laat een d_{70} zien kleiner dan de gemiddelde waarde. Daarom wordt de kansbijdrage van scenario één (95% ondergrens) op 30% gezet en die van scenario twee (gemiddelde waarde) op 70%.

Analyse doorlatendheid

Bijlage 4A laat zien dat de variatie van de D_{70} en de doorlatendheid per boring sterk kan verschillen, en dat er geen concrete deelgebieden kunnen worden onderscheiden. Een dergelijke analyse past ook niet bij het detailniveau van een NAV. In een vervolgfase kan hier eventueel nog wel geoptimaliseerd worden.

Bijlage 4A geeft naast een overzicht ook de gemiddelde, minimale en maximale doorlatendheden en de standaarddeviatie en de 5% bovengrens van de doorlatendheid.

De doorlatendheid van de bovenste monsters ligt gemiddeld op ca. 11 m/d. De doorlatendheid van de onderste monsters ligt gemiddeld op ca. 12 m/d. De gemiddelde doorlatendheden van de bovenste en onderste monsters verschillen opvallend weinig. De maximale doorlatendheid die zichtbaar is in de monsters is ca. 40 m/d. Hierbij merken we wel op dat de maximale monsterdiepte ca. 10m onder maaiveld is terwijl de dikte van het watervoerende pakket varieert tussen 10m en meer dan 50m; de monsters bestrijken dus vooral het bovenste deel van het watervoerende pakket.

Vanuit het project Veiligheid Nederland in Kaart 2 is de DINO-database beschikbaar [VNK2, 2013]. Hierin zijn voor verschillende ondergrondscenario's de dikte en samenstelling van het eerste en, indien aanwezig, 2e watervoerende pakket gegeven. Voor beide lagen zijn ook doorlatendheden gegeven (zie Tabel 4. Het projectgebied omvat (delen van) de bodemvakdeelgebieden B, C en D uit de DINO database. Tabel 1 geeft de doorlatendheden zoals die bij VNK2 zijn gehanteerd. Voor Laag 2 zijn meerdere waarden gegeven, omdat daar voor verschillende scenario's met verschillende diktes van het watervoerende pakket verschillende doorlatendheden waren. Binnen het projectgebied bedraagt de gemiddelde dikte van het watervoerend pakket zo'n 30 m, en het is overal minimaal 10m dik.

Tabel 4 Gemiddelde doorlatendheden uit de DINO database (VNK2)

Deelgebied	Laag 1 [m/dag]	Laag 2 [m/dag]		
		D= ca 6m	D=ca 30m	D=ca 80m
B	20	50	70	48
C	10	40	60	51
D	30	60	47	47

Er is voor gekozen om binnen de pipingschematisatie voor de doorlatendheid twee scenario's te beschouwen;

1. Een scenario waarin de kans dat er binnen de watervoerende pakketdikte waarmee gerekend wordt een grindlaag aanwezig is. Hiervoor wordt een gemiddelde doorlatendheid van 60 m/d aangehouden. Dit scenario heeft een kans van voorkomen van 20%.

2. Een scenario waarin de 5% bovengrens van de doorlatendheden uit het beschikbare labonderzoek aangehouden. Hierbij rekenen wij met een doorlatendheid van 25 m/d. Dit scenario heeft een kans van voorkomen van 80%.

De waarde van 60 m/dag binnen scenario 1 vormt een veilige waarde op basis van de gegevens uit de DINO database bij een grotere dikte. We hebben ervoor gekozen niet met de maatgevende doorlatendheid van 70 m/dag te rekenen, omdat de kwelweglengte in relatie tot de dikte van het watervoerend pakket vrij klein is.

Afhankelijk van de dikte van het watervoerende pakket in relatie tot de aanwezige kwelweglengte wordt de werkelijke dikte van het watervoerende pakket aangehouden of wordt gerekend met de rekenregel $D = 0,5 \times L_{\text{kwelweg}}$. Dit is geen rekenregel die benoemd wordt in een leidraad, maar is een algemeen geaccepteerde bepaling voor de dikte van het watervoerende pakket dat bijdraagt aan de potentiaal. Het idee achter deze rekenregel is dat de grondwaterstroming door diepere lagen van het watervoerende pakket geen invloed heeft op het optredende grondwater-potentiaal bij het opbarstpunt.

Dit voorgaande is ook van invloed op de gemiddelde doorlatendheid van het watervoerende pakket. Het is bekend dat langs de IJssel op enige diepte grove grindbanen aanwezig zijn, met bijbehorende grote doorlatendheid. Daarnaast wordt de doorlatendheid van het zand beïnvloed door bijmenging van organische stof e.d.

De kansverdeling tussen beide scenario's van 20/80% is een inschatting, gebaseerd op de omvang en verdeling van het onderzoek en het voorkomen van grotere dikte van het watervoerende pakket. De 95% ondergrens-waarde van de doorlatendheid wordt gekoppeld aan de 95% ondergrens-waarde van de d_{70} . De gemiddelde waarde van de doorlatendheid aan de gemiddelde waarde van de d_{70} . Voor de berekening van de faalkans voor het mechanisme piping met de methode van Sellmeijer worden de waarden van de bovenste zandlaag gebruikt. Dit geeft de volgende invoerwaarden voor de twee gedefinieerde scenario's:

Tabel 5 Schematisatie d_{70} en doorlatendheid

D70 [μm]	Doorlatendheid [m/dag]	Bijdrage
201	25	24%
201	60	6%
353	25	56%
353	60	14%

Dikte watervoerende pakket

Binnen de NAV zijn er door de combinatie Inpijn Blokpoel/Wiertsema en Partners [WPIP, 2016] 99 sonderingen tot in het pleistocene zand gezet. Daarnaast zijn er in het Dinoloket een groot aantal oudere boringen/sonderingen samengebracht.

Op basis van het beschikbare onderzoek is per locatie insgechat hoe dik het eerste watervoerende pakket is. Deze analyse en de keuze van dikte is in tabelvorm in bijlage 4 bijgevoegd.

In veel gevallen is niet uit het onderzoek te halen hoe dik het watervoerende pakket is. Bij deze locaties wordt als maat voor de dikte van het watervoerende pakket de helft van de aanwezige kwelweglengte aangehouden³.

3.2.3 Resultaten per traject

Onderstaande paragraaf geeft per traject een beschrijving van de weerstand tegen piping, Voor de precieze sterkte per beschouwd dijkvak van 100m wordt verwezen naar bijlage 4 en de Excel-sheet in Bijlage 9.

Traject hm53-17.8 t/m hm53-18.4

De dijkstrekking tussen het begin van het normtraject bij de Heareweg (hm53-17.8) en hm 10-18.4 bestaat uit een groene dijk. Binnen het dijkvak ligt een voormalig inlaatwerk van de IJssellinie. Het inlaatwerk is in paragraaf 3.8 beschouwd.

De ondergrond en het dijklichaam bestaan volledig uit zand. Piping onder het dijklichaam is daarom binnen dit dijkvak niet mogelijk. Binnendijks zijn in het verleden wel kleine zandmeevoerende wellen geconstateerd. De verwachting is dat deze veroorzaakt worden door de grote kwelstroom, maar dat deze geen piping veroorzaken.

Traject hm5318.4 t/m hm53-20.5

De dijkstrekking tussen de hm53-18.4 en de rotonde in Olst hm 53-20.5 is een groene dijk. Op twee locaties ligt er een kolk binnendijks. De ondergrond en het dijklichaam bestaat over 200 m binnen het dijkvak volledig uit zand . Piping is daarom op deze locaties niet mogelijk.

Binnen 1500m van dit dijkvak is er onvoldoende weerstand tegen piping aanwezig. De overige 600 voldoet wel aan de gestelde eisen. Bij hm 53-19.3 zijn in het verleden zandmeevoerende wellen geconstateerd. Dit deel van het dijkvak krijgt in deze toetsing ook een oordeel onvoldoende.

Traject hm53-20.5 t/m hm53-21.8

Vanaf de rotonde bij hm53-20.5 tot en met hm53-21.8 bestaat de waterkering uit een groene dijk. Over een groot deel van het dijkvak is er binnendijks een sloot/vijver aanwezig.

Binnen dit dijkvak is over een groot deel voldoende weerstand tegen piping aanwezig, over 300 m verspreid over twee stukken is onvoldoende weerstand aanwezig.

Traject hm53-21.8 t/m hm53-22.6

Het dijktraject van hm53-21.8 tot en met hm53-22.6 loopt door de kern van Olst. Zowel op de kruin als bij de binnentien ligt een weg. In het buitentalud staan gebouwen.

Bij 100m binnen dit dijkvak (hm53-22.2 – hm53-22.6) is over 300m onvoldoende weerstand tegen piping. De overige 0,5km voldoet wel aan de gestelde eisen.

³ $D = 0,5 \times L_{\text{kwelweg}}$ is geen rekenregel die benoemd wordt in een leidraad, maar is een algemeen geaccepteerde bepaling voor de dikte van het watervoerende pakket. Het idee achter deze rekenregel is dat dikkere pakketten geen invloed hebben op het optredende grondwater-potentiaal bij het opbarstpunt.

Traject hm53-22.6 t/m hm53-24.2

Het dijkvak loopt van hm 53-22.6 tot en met hm 53-24.2. De dijk bestaat uit een groene kering. Op een deel van het traject ligt op de kruin de provinciale weg N337 (van hm 53-22.6 tot en met hm 53-23.7). Binnen dit dijkvak kruist de effluentleiding van de RWZI Olst de waterkering. De beoordeling van de weerstand tegen piping van die leiding wordt in een aparte rapportage beoordeeld.

Bij 1000m binnen dit dijkvak is onvoldoende weerstand tegen piping. De overige 600m voldoet wel aan de gestelde eisen. Bij hm 53-23.0 zijn in het verleden zandmeevoerende wellen geconstateerd. Dit deel van het dijkvak wordt binnen deze toetsing ook afgekeurd.

Traject hm53-24.2 t/m hm53-24.8

Het dijkvak loopt van hm 53-24.2 tot en met hm 53-24.8. De dijk bestaat uit een groene kering. Binnendijks ligt een kolk.

Binnen dit dijkvak is onvoldoende weerstand tegen piping aanwezig over een lengte van 400m (hm53-24,2 – hm53-24,6).

Traject hm53-24.8 t/m hm53-29.9

Het dijkvak loopt van hm 53-24.8 tot en met hm 53-29.9. De dijk bestaat uit een groene kering. Op een deel van het traject ligt op de kruin de provinciale weg N337 (van hm 53-26.2 tot en met hm 53-29.9). Tussen hm 53-24.8 en hm 53-26.2 zijn er binnendijks twee kolken aanwezig. Binnen dit dijkvak kruist de effluentleiding van de RWZI Wijhe de waterkering. De beoordeling van de weerstand tegen piping van die leiding wordt in een aparte rapportage beoordeeld.

Bij 3,5km binnen dit dijkvak is onvoldoende weerstand tegen piping. De overige 1,6km voldoet wel aan de gestelde eisen. Van hm 53-28.1 t/m hm 53-28.5 zijn in het verleden zandmeevoerende wellen geconstateerd in de binnendijkse sloot. Dit deel van het dijkvak wordt binnen deze toetsing ook afgekeurd. Op dit moment wordt er nog onderzoek gedaan naar de herkomst van het kwelwater. Het vermoeden bestaat namelijk dat deze zandmeevoerende wellen niet door het IJsselwater worden veroorzaakt.

Traject hm53-29.9 t/m hm53-31.4

Het dijkvak tussen hm 53-29.9 en hm 53-31.4 is een groene kering. Op de kruin ligt de provinciale weg N337. Binnendijks ligt een sloot aan de teen van de dijk.

Binnen dit dijkvak is over twee trajecten met een gezamenlijke lengte van 900 m onvoldoende weerstand tegen piping (hm53-30,4 – hm53-30,9 en hm53-31,0 – hm53-31,4). De overige 600 m voldoet wel aan de gestelde eisen.

Traject hm53-31.4 t/m hm53-33.6

Het dijktraject begint waar de waterkering afbuigt van de N337 bij hm 53-31.4 en loopt tot hm 53-33.6. De dijk bestaat uit een groene dijk. Binnendijks ligt op enige afstand achter de dijk een sloot. Het slootpeil in de sloot tussen hm 53-33.2 en hm 53-33.5 wordt onder maatgevende omstandigheden opgezet door in de sloot een dam van zandzakken te bouwen. Ook wordt er een schuif in een duiker onder de weg Herxen dichtgezet. Er is

uitgegaan van 0,30m peilopzet ten opzichte van het winterpeil op basis van de ervaringen van beheerders,

Bij 2km binnen dit dijkvak is onvoldoende weerstand tegen piping, onder andere op de locatie waar in het verleden de zandmeevoerende wellen zijn geconstateerd. De overige 200m voldoet wel aan de gestelde eisen.

Traject hm53-33.6 t/m hm53-35.4

Het dijktraject ligt tussen hm 53-33.6 en hm 53-35.4. De dijk bestaat uit een groene dijk. Binnendijs ligt op enige afstand achter de dijk een sloot. Het slootpeil in de sloot tussen hm 53-33.6 en hm 53-34.7 wordt onder maatgevende omstandigheden opgezet door in de sloot een dam van zandzakken te bouwen. Ook wordt er een schuif in een duiker onder de weg Herxen dichtgezet. Er is uitgegaan van 0,30m peilopzet ten opzichte van het winterpeil op basis van ervaringen van beheerders.

Bij 1,3 km binnen dit dijkvak verspreid over langere en kortere stukken is onvoldoende weerstand tegen piping. De overige 500 m voldoet wel aan de gestelde eisen.

Traject hm53-35.4 t/m hm53-36.6

Het dijkvak loopt vanaf hm 53-35.4 tot en met hm 53-36.6. De dijk bestaat uit een groene dijk. Binnendijs ligt op enige afstand achter de dijk een sloot.

Afgezien van een tussenstukje van 100 m (hm53-35,6 – hm53-35,7) is er in het hele dijkvak onvoldoende weerstand tegen piping.

Traject hm53-36.6 t/m hm53-37.7

Het dijkvak loopt vanaf hm 53-36.6 tot en met hm 53-37.7. De dijk bestaat uit een groene dijk. Binnendijs ligt op enige afstand achter de dijk een sloot. Bij 200m is binnen dit dijkvak geen kleilaag in de ondergrond aanwezig; hier is sprake van een zand-op-zand situatie.

Afgezien van twee trajectjes van 200m (hm53-36,9 – hm53-37,1 en hm53-37,3 – hm53-37,5) is in het hele dijkvak onvoldoende weerstand tegen piping aanwezig.

Traject hm53-37.7 t/m hm53-40.3

Het dijkvak loopt van hm 53-37.7 tot de hoek van de noordelijke haven van centrale Harculo bij hm 53-40.3. Binnendijs ligt hier binnen groot deel van het dijkvak de centrale Harculo. Dit gebied wordt gekenmerkt door relatief hoog achterland. Bij de centrale Harculo kruisen een groot aantal koelwater in- en uitlaatleidingen de waterkering. De weerstand tegen piping bij deze leidingen worden in een aparte rapportage beoordeeld.

Binnen dit dijkvak is bij drie stukken onvoldoende weerstand tegen piping aanwezig; hm53-37,7 – hm53-37,8; hm53-38,2 – hm53-38,7) en hm53-39,9 – hm53-40,3).

Traject hm53-40.3 t/m hm53-41.2

Het dijkvak loopt vanaf de hoek van de noordelijke haven van centrale Harculo bij hm 53-40.3 tot en met hm 53-41.1. De dijk bestaat hier uit een groene dijk. Binnendijs liggen binnen dit dijkvak twee kolken.

Afgezien van twee stukjes van elk 100 m lengte (hm53-40,5 – hm53-40,6 en hm53-41,0 – hm53-41,1) is er in het hele dijkvak onvoldoende weerstand tegen piping.

Traject hm53-41.2 t/m hm53-45.5

Het dijkvak loopt vanaf hm 53-41.2 tot aan de Rijksweg A28 bij hm 53-45.5. Binnen dit dijkvak liggen twee grote waterkerende kunstwerken (Gemaal en schutsluis Katerveer). De weerstand tegen piping bij deze kunstwerken worden in een aparte rapportage beoordeeld.

Bij 1,1 km binnen dit dijkvak is voldoende weerstand tegen piping; de overige 3,2km voldoet niet aan de gestelde eisen. Dit is verspreid over een aantal kortere en langere niet aaneengesloten trajecten.

Traject hm53-45.5 t/m hm53-46.7

Het dijkvak loopt vanaf de Rijksweg A28 bij hm53-45.7 tot aan de Spooldersluis bij hm53-46.5. De dijk bestaat hier uit een groene dijk. Vanaf hm53-46.2 is de dijk een schaaldijk.

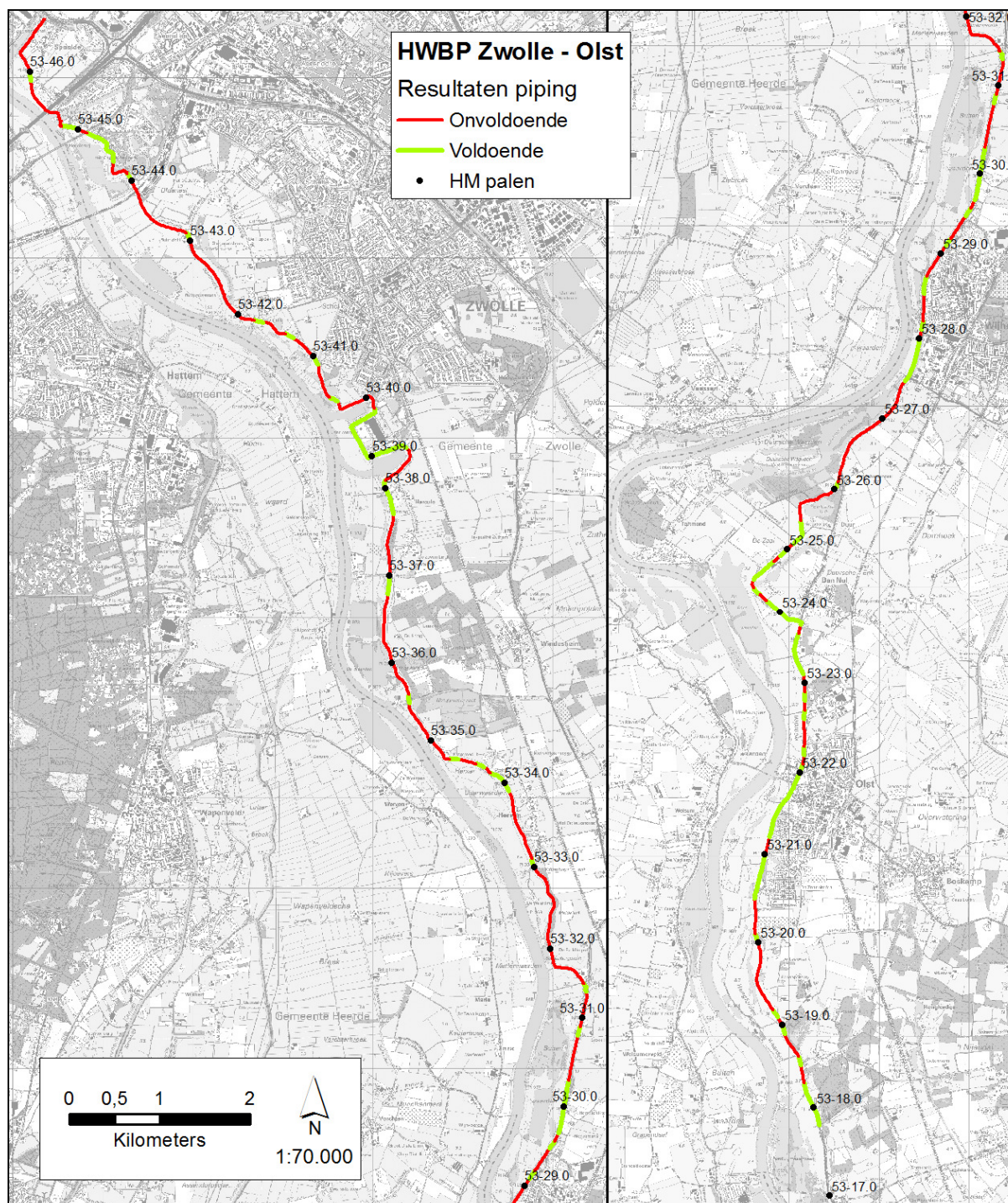
Bij 900m binnen dit dijkvak is onvoldoende weerstand tegen piping. De overige 200m (hm53-45,9 – hm53—46,1) voldoet wel aan de gestelde eisen.

3.2.4 Resultaten toetsing piping

In onderstaande tabel en Figuur 4 zijn de toetsresultaten van de toetsing op piping samengevat. De totale lengte waar piping onvoldoende scoort, is 18,8km. Ook is het tekort aan kwelweglengte weergegeven. Dit tekort is uitgesplitst in het minimum en het maximum tekort binnen het betreffende dijkvak.

Tabel 6 Overzicht toetsing piping Zwolle-Olst

van [hm]	tot [hm]	Toetsoordeel NAV	Min. kwelwegtekort [m]	Max. kwelwegtekort [m]
17.8	18.4	Voldoende	-	-
18.4	20.5	Onvoldoende	4	82
20.5	21.8	Onvoldoende	11	16
21.8	22.6	Onvoldoende	1	35
22.6	24.2	Onvoldoende	12	45
24.2	24.8	Onvoldoende	5	51
24.8	29.9	Onvoldoende	3	89
29.9	31.4	Onvoldoende	3	40
31.4	33.6	Onvoldoende	5	87
33.6	35.4	Onvoldoende	4	89
35.4	36.6	Onvoldoende	14	63
36.6	37.7	Onvoldoende	36	62
37.7	40.3	Onvoldoende	1	80
40.3	41.2	Onvoldoende	28	88
41.2	45.5	Onvoldoende	16	97
45.5	46.7	Onvoldoende	3	97



Figuur 4 Opgave piping

3.2.5 Gevoeligheid polderpeil

Bij de toetsing op piping is als uitgangspunt gehanteerd dat het polderpeil gelijk is aan het winterpeil uit het peilbesluit. Bij een hoogwater is vanuit beheer bekend dat dit polderpeil niet te handhaven is. Door het zandige karakter van de ondergrond is er veel kwel in het gebied. Er zijn weinig gemalen in het gebied die het polderpeil handhaven. Het peil in de sloten staat daarom bij hoogwater standaard hoger dan winterpeil. Het peil dat minimaal aanwezig is, is zomerpeil en op sommige locaties stijgt het waterpeil in de sloten tot maaiveld door.

Samen met de dijkbeheerder (Johan Elshof) is voor de delen die in Tabel 6 een score onvoldoende hebben gekregen, beschouwd wat het werkelijk optredende polderpeil bij hoogwater is. Hierbij is minimaal een peil gelijk aan het zomerpeil gehanteerd.

Indien hier vanuit wordt gegaan, is de lengte van het afgekeurde deel van de waterkering nagenoeg gelijk.

3.3 Macrostabieliteit

3.3.1 Aanpak toets op stabiliteit

Vanuit de 3e toetsronde zijn de rekenbestanden van D-Geo-Stability beschikbaar voor de stabiliteitstoets. Deze zijn opnieuw gebruikt, waarbij de vakindeling opnieuw beschouwd en waar nodig gewijzigd is.

De huidige rekenmethodiek is gedraineerd. In het WT12017 wordt gerekend met de ongedraineerd bepaalde schuifsterkte. Door hiermee te werken wordt het risico verkleind dat tijdens een volgende toetsronde het ontwerp wordt afgekeurd. De toetsfactor bedraagt 1,31.

De grootste wijzigingen voor Macrostabieliteit zijn (zie voor toelichting Bijlage 2 en 5):

1. Nieuwe hogere waterstanden voor 2035.
2. Voor stabiliteitsberekeningen worden de ongedraineerd bepaalde rekenparameters gebruikt.
3. Aanpassing van de toetsfactor ϕ_R waaraan het ontwerp dient te voldoen.
4. De materiaalfactor van de grondsoorten is worst-case ingestoken.
5. Ondanks de (lokaal) grote golfoverslagdebieten is gewerkt met de oude (gunstige) richtlijnen voor het schematiseren van de freatische lijn. Dit is op dit traject passend omdat infiltratie van de golfoverslag wordt tegengegaan doordat de dijken erg zandig zijn, hetgeen een drainerende werking heeft.

Voor de werkwijze wordt verwezen naar Bijlage 2, voor een onderbouwing van het toetsoordeel macrostabieliteit wordt verwezen naar Bijlage 5.

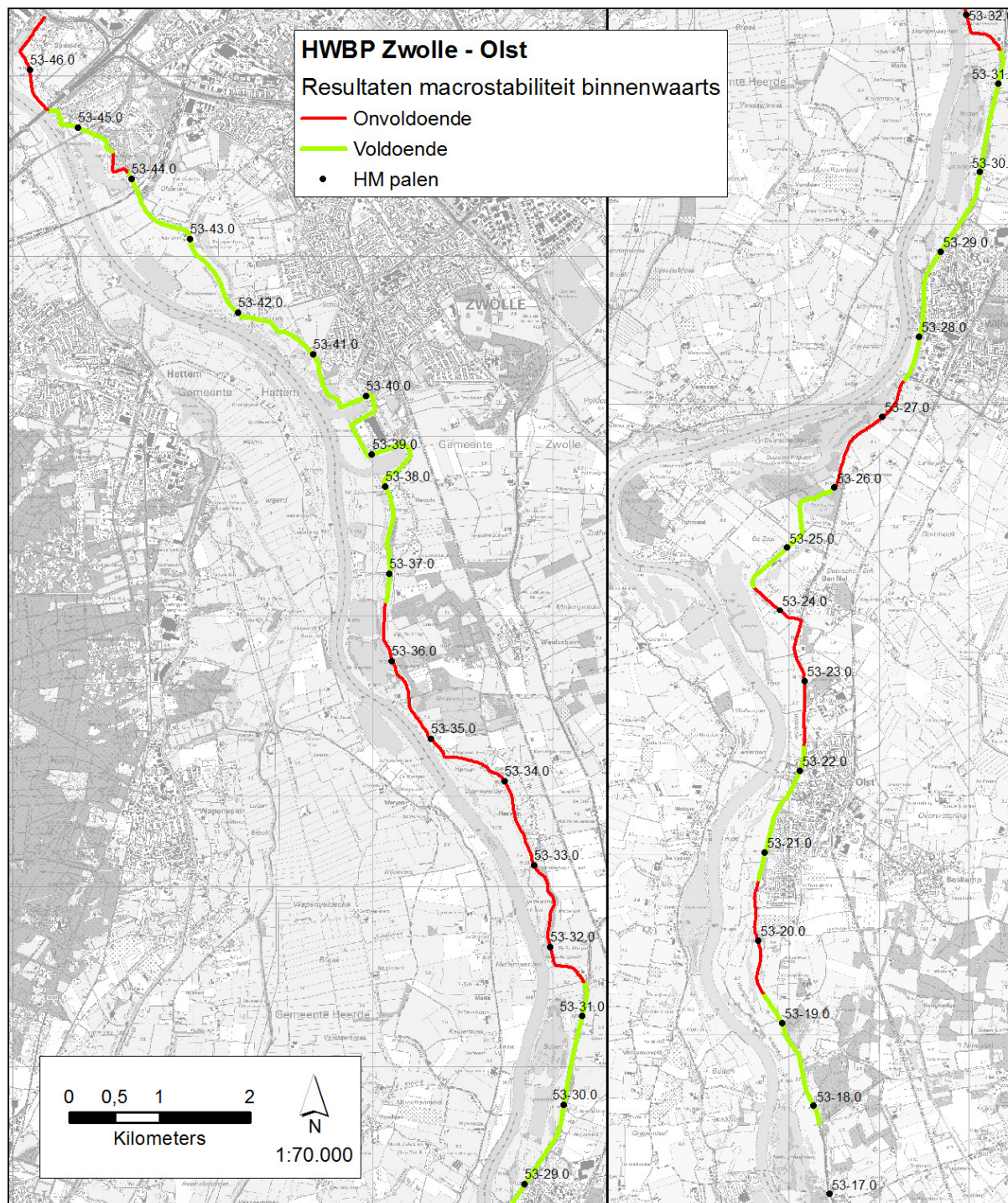
3.3.2 Stabiliteit binnenwaarts

De resultaten van de stabiliteitsberekeningen binnenwaarts zijn gepresenteerd in Tabel 7 en Figuur 5. Er wordt getoetst of de berekende stabiliteit met Spencer hoger is dan de toetsfactor (=1,31). Voor Bishop is een toetsfactor van 1,36 berekend. De onderbouwing van deze toetsfactoren is opgenomen in bijlage 5. De POP ('pre overburden pressure') -waarden zijn in de grondlagen aangepast naar de nieuwe situatie (zie bijlage 5).

De maatgevende glijvlakken uit de berekeningen van Spencer en Bishop zijn toegevoegd aan bijlage 5. Daarbij zijn de berekeningen uitgevoerd met Spencer leidend. Het blijkt dat bijna 13 km niet voldoet aan de eisen voor macrostabieliteit binnenwaarts.

Tabel 7: Stabiliteit STBI

Traject (hm)	SF Bishop 3 ^e toetsronde (-)	SF Bishop NVA ^[4] (-)	NAV nNorm	
			SF Spencer (-)	SF Bishop (-)
17.8 - 18.4	1,34	-	3,16	2,90
18.4 - 19.2	-	-		
19.2 - 20.5	-	-	0,98	0,96
18.7 - 18.9	-	-	2,45	2,36
19.5 - 19.7	-	-	1,21	0,89 ^[1]
20.5 - 20.7	-	-	1,50	1,19
20.7 - 21.6	-	-	1,48	1,40
21.6 - 22.3	-	-	2,69	2,38
22.3 - 24.4	-	-	1,05	0,97 ^[1]
24.4 - 24.6	-	-	1,40	1,31
24.6 - 25.5	-	-	1,66	1,67
25.5 - 26.0	1,33	0,83	1,40	1,38
26.0 - 27.5	-	-	1,31	1,25
27.5 - 28.0	-	-	1,39	1,35
28.0 - 28.4	-	-	1,41	1,37
28.4 - 29.5	-	-	1,85	1,79
29.5 - 29.9	-	-	1,41	1,33
29.9 - 31.4	1,36	1,14	1,79	1,82
31.4 - 33.0	-	-	1,11	1,10
33.0	-	-	1,26	1,04
33.0 - 35.3	1,26 1,85	- 1,54	1,16	0,98
35.3 - 35.8	-	-	1,14	1,12
35.8 - 36.7	0,90	0,78	1,43	1,17
36.7 - 37.0	-	-	1,53	
37.0 - 38.0	-	-	1,91	2,52
38.0 - 39.2	-	-	1,61	1,51
39.2 - 40.4	-	-	1,91	1,91
40.4 - 40.7	-	-	1,70	1,64
40.7 - 41.2	-	-	1,80	1,79
41.2 - 41.4	-	-	1,81	1,84
41.4 - 41.6	-	-	1,98	2,12
42.1 - 42.3	-	-	1,89	1,63
42.3 - 43.1	-	-	1,65	1,62
43.1 - 43.9	-	-	1,85	1,93
43.9 - 44.1	-	-	n.v.t.	n.v.t.
44.1 - 44.5	-	-	1,17	1,19 ^[1]
44.5 - 45.5	-	-	1,98	1,95
45.5 - 46.2	-	-	1,30	1,23
46,2 - 46,7	-	-		



Figuur 5 Overzicht afgekeurde dijktrajecten voor macrostabiliteit binnenwaarts

3.3.3 Stabiliteit buitenwaarts

De resultaten van de stabiliteitsberekeningen buitenwaarts zijn gepresenteerd in Tabel 8. Daarbij is rekening gehouden met $P(F | \text{afschuiving buitenwaarts}) = 0,1$. Dit leidt tot lagere eisen voor STBU dan voor STBI. Er wordt getoetst of de berekende stabiliteit met Spencer hoger is dan de toetsfactor (=1,19). Voor Bishop is een toetsfactor van 1,24 berekend. De

onderbouwing van deze toetsfactoren is opgenomen in bijlage 6. De POP ('pre overburden pressure') -waarden zijn in de grondlagen aangepast naar de nieuwe situatie (zie bijlage 5).

Tabel 8: Stabiliteit STBU

Traject (hm)	SF Bishop 3 ^e toetsronde (-)	SF Bishop NVA ^[4] (-)	NAV nNorm	
			SF Spencer (-)	SF Bishop (-)
17.8 - 18.4	1,34	-	1,34 ^[1]	1,31 ^[1]
18.4 - 20.5	-	-	1,27 ^[1]	1,19 ^[1]
18.7 - 18.9	-	-	1,24 ^[1]	1,27 ^[1]
19.5 - 19.7	-	-	1,40 ^[1]	1,28 ^[1]
20.5 - 20.7	-	-	1,35 ^[1]	1,19 ^[1]
20.7 - 21.6	-	-	1,41 ^[1]	1,29 ^[1]
21.6 - 22.3	-	-	4,20 ^[1]	3,87 ^[1]
22.3 - 24.4	-	-	1,49 ^[1]	1,47 ^[1]
24.4 - 24.6	-	-	1,54 ^[1]	1,44 ^[1]
24.6 - 25.5	-	-	1,37	1,23
25.5 - 26.0	1,33	0,83	1,68 ^[1]	1,63 ^[1]
26.0 - 27.5	-	-	1,53 ^[1]	1,37 ^[1]
27.5 - 28.0	-	-	1,27	1,25
28.0 - 28.4	-	-	Voldoet obv eenvoudige toets	
28.4 - 29.5	-	-	1,41	1,55
29.5 - 29.9	-	-	1,88	1,97
29.9 - 31.4	1,36	1,14	1,81	1,86
31.4 - 33.0	-	-	1,67	1,69
33.0	-	-	1,48	1,44
33.0 - 35.3	1,26 1,85	- 1,54	1,57	1,57
35.3 - 35.8	-	-	1,41	1,55
35.8 - 36.7	0,90	0,78	1,52	1,46
36.7 - 37.0	-	-	1,76	1,79
37.0 - 38.0	-	-	1,97	1,97
38.0 - 39.2	-	-	1,73	1,71
39.2 - 40.4	-	-	1,61	1,53
40.4 - 40.7	-	-	1,82	1,80
40.7 - 41.2	-	-	1,67	1,64
41.2 - 41.4	-	-	1,59	1,63
41.4 - 41.6	-	-	2,10	2,14
42.1 - 42.3	-	-	1,70	1,54
42.3 - 43.1	-	-	1,60	1,57
43.1 - 43.9	-	-	1,56	1,50
43.9 - 44.1	-	-	2,25	2,26
44.1 - 44.5	-	-	1,74	1,72
44.5 - 45.5	-	-	1,72	1,64
45.5 - 46.7	-	-	1,41	1,55

De maatgevende glijvlakken uit de berekeningen van Spencer en Bishop zijn toegevoegd aan bijlage 5. De conclusie voor macrostabiliteit buitenwaarts luidt dat het hele traject voldoet aan de eisen.

3.4 Microstabiliteit (STMI)

Voor microstabiliteit zijn geen alternatieve of aanvullende rekenregels opgesteld binnen het OI-2014. Omdat delen van dit traject zijn afgekeurd op microstabiliteit in de 3^e toetsronde, is dit mechanisme ook beschouwd in onderhavige beoordeling.

Er is een nieuwe aanpak gekozen in lijn met de overstromingskansbenadering, maar grotendeels gebaseerd op de gegevens en resultaten van de 3^e toetsronde. De analyse is opgenomen in Bijlage 6. De Excel-sheet met de berekening is opgenomen in Bijlage 9. Het hele traject voldoet voor microstabiliteit.

3.5 Stabiliteit bekleding (STBK)

In deze NAV is het dijklichaam van waterkering Zwolle-Olst conform [MinVW, 2007b] beoordeeld op het faalmechanisme stabiliteit bekleding (STBK). Voor de bekleding op het buitentalud geldt dat deze ook bij lagere dan maatgevende waterstanden al belast wordt door golven.

Voor de beoordeling van de bekleding zijn in hydra-zoet berekeningen van de optredende golfbelasting gemaakt met een kans van 1/3.000 (maximaal toelaatbare faalkans) en op verschillende niveaus (Bijlage 7B).

Uit deze gegevens maken we op dat er twee maatgevende situaties zijn:

1. Een situatie met een grote windsnelheid (>20 m/s) in combinatie met een vrij kleine IJsselafvoer
2. Een situatie met een minder grote windsnelheid (<20 m/s) en een grotere IJsselafvoer.

Dit is van belang omdat voor beide situaties een andere stormduur van toepassing is. Voor situatie 1 (een zware tot zeer zware storm) hanteren we een stormduur van 12 uur, voor situatie 2 hanteren we 48 uur. We beoordelen de bekleding voor beide situaties met de conservatiefste golfbelasting uit de verzameling.

Concreet betekent dit dat de afvoergedomineerde waarde altijd hoger ligt dan de stormgedomineerde waarde. We bepalen de belastingen voor 2035, dus we interpoleren tussen 2015 en 2050. Vaak liggen de conservatiefste belastingen op dezelfde niveaus voor 2015 en 2050, maar niet altijd. De waterstand horende bij de afvoergedomineerde situatie valt doorgaans binnen de golfklapzone, de waterstand horende bij de stormgedomineerde situatie valt lager op het talud

3.5.1 Grasbekleding

Status grasbekleding

De grasbekleding is in 2003 en 2008 beoordeeld op de erosiebestendigheid. In 2013 is naast de vakken die in 2008 een oordeel twijfelachtig of onvoldoende kregen, aanvullend de binnentaludbekleding bekeken. Dit laatste vanwege de wens een overslag debiet toe te staan op die dijkvakken. De erosiebestendigheid wordt bepaald aan de hand van drie onderdelen:

- Bewortelling 45%

- Substraat 35%
- Bedekking 20%

De percentages geven de wegingsfactor weer. De uitgebreide uitwerkingen van de beoordeling van de erosiebestendigheid valt terug te lezen in [WGS, 2013].

De resultaten uit de beoordeling op de erosiebestendigheid van de grasbekleding is weergegeven in Bijlage 7A.

Naast de inspectie op erosiebestendigheid wordt er door de beheerder twee keer per jaar de schouw gelopen. In de schouw brengen ze alle schades en kale plekken in kaart die groter zijn dan 0,15 x 0,15 m². Wanneer in de schouw een schade of kale plek wordt aangetroffen wordt deze gerestaureerd. De resultaten van de schouw (gesloten zode, open zode, kale plekken of zelfs ruigte) zijn toegepast in de analyse.

Berekeningen

Golfklap

De bekleding is beoordeeld op de golfklap. Met behulp van de gedetailleerde beoordelingsmethode voorgeschreven in [Deltares, 2015] is de belasting beoordeeld op de golfklap. Hierbij is een onderverdeling gemaakt van situaties met:

- Een open zode, maar met een schrale (zand) ondergrond
- Een open zode, maar met een stevige (klei) ondergrond
- Een gesloten zode (onafhankelijk van type ondergrond)

Uit de resultaten blijkt dat op twee trajectdelen na het hele traject niet voldoet aan de norm (zie Bijlage 7B). Dit komt met name doordat de graszode niet sterk genoeg is om de volledige duur van de belasting te kunnen weerstaan, en er geen reststerkte in de vorm van een kleibekleding aanwezig is.

De gedetailleerde beoordeling is uitgevoerd conform het vigerende VTV2006 (zie Katern 8, § 4.4.6 Afschuiving buitentalud, stap 2 blz. 355). Doordat er geen kleideklaag op het buitentalud aanwezig is, is alleen de sterkte van de grasbekleding in de bepaling van de totale sterkte meegenomen.

De trajecten tussen hm 22,0 – hm 22,2, hm 22,7 – hm 23,2 en hm 33,6 – hm 34,8 voldoen door de reststerkte van de kleilaag op basis van [Deltares, 2010]. In dit onderzoek is ook de erosiebestendigheid van de kleibekleding meegenomen.

Golfoploop

Voor de toetsing van de dijktrajecten die afgekeurd worden op golfklap, wordt geen toetsing uitgevoerd voor de sterkte van de bekleding bij golfoploop. Er is namelijk al sprake van een scope om de bekleding te verbeteren.

In het geval dat de dijk wordt goedgekeurd op golfklap geldt het volgende:

De handreiking dijkbekleding [Deltares, 2015] zegt het volgende over de golfoploop: *“Als het gras in de golfklapzone al is goedgekeurd, en in de golfoploopzone is de kwaliteit van het gras en ondergrond niet minder, dan geldt dat het in de oploopzone ook is goedgekeurd.”*

De oplooptzone binnen de dijktrajecten tussen hm 22,0 – hm 22,2, hm 22,6 – hm 23,2 en hm 33,6 – hm 34,8 zijn daarom ook goedgekeurd.

Golfoverslag

Alleen de trajecten die afgekeurd worden bij de hoogtoets wordt een toetsing uitgevoerd op golfoverslag. Zie paragraaf 3.1 voor de resultaten van de hoogtoets. Voor deze locaties is de binnenbekleding beoordeeld op erosie binnentalud en afschuiven. Bij de overige dijktrajecten kan de golfoverslag wel voor waterbezwaar zorgen, maar dit zal niet resulteren in het bezwijken van de bekleding.

Erosie binnentalud

Voor de in de hoogtoets afgekeurde trajecten is een gedetailleerde beoordeling uitgevoerd voor overslag op basis van de handreiking dijkbekleding [Deltares, 2015]. Om de bekleding te kunnen beoordelen met de cumulatieve overbelastingmethode moeten aan bepaalde voorwaarden zijn voldaan:

- De graszode moet gesloten zijn, niet open of fragmentarisch. Ruigte begroeiing, tuintjes en parken voldoen hier zeker niet aan.
- Bij een taludhelling steiler dan 1:4 moet er een kleilaag aanwezig zijn van minimaal 0,4 m dikte om uitspoeling van zand van onder de kleilaag door graverij te voorkomen.
- Er mogen geen objecten of beschadigingen in de stroming staan groter dan 0,15 x 0,15 m².
- De taludhelling mag niet steiler zijn dan 1:2,3. Dit is de grens van de taludhelling waarbinnen bij de golfoverslagproeven ervaring is opgedaan. Hierbij wordt overigens opgemerkt dat bij steilere talud het lastiger zal zijn om te voldoen aan de eis van een 'gesloten zode' en dat ook het mechanisme afschuiven mogelijk dominant zal worden.

De grasbekleding op het binnentalud is in 2003, 2008 en 2013 beoordeeld. Hierbij is gekeken of de bekleding open of gesloten is. Voor de dijktrajecten waar een open bekleding aanwezig is, volgt direct een oordeel onvoldoende. Op de delen waar een gesloten bekleding aanwezig is, maar de ondergrond uit zand bestaat, volgt ook direct een oordeel onvoldoende omdat het binnentalud steiler is dan 1:4. Op delen waar een gesloten bekleding aanwezig is op een kleidek of volledige kleidijk, wordt de bekleding niet direct afgekeurd. Hier wordt gedetailleerd beoordeeld met de cumulatieve overbelastingmethode. Deze gaat uit van een kritische overbelastingswaarde van 1000 m²/s². Het overslagdebiet geeft geen aanleiding tot afkeuren op deze locaties.

De resultaten van deze beoordeling zijn weergegeven in paragraaf 3.1.

Afschuiven

Naast de controle op erosie van het binnentalud door golfoverslag moet formeel ook het onderdeel afschuiven beoordeeld worden. Op de delen die bij erosie binnentalud een oordeel onvoldoende wordt gegeven, wordt geen aanvullende toetsing op afschuiven uitgevoerd. Op deze locaties is al een opgaven voor versterking en bij het ontwerp van deze maatregel wordt ook de stabiliteit van het binnentalud beschouwd.

Voor drie trajecten (hm 35,1 – hm 35,2, hm 35,5 – hm 35,6 en hm 45,6 – hm 46,2) wordt op basis van [Deltares, 2015] een inschatting gemaakt of de stabiliteit onvoldoende is. In [Deltares, 2015] worden de volgende voorwaarden benoemd waarbij stabiliteit goedgekeurd wordt:

- Het overslagdebiet q is kleiner dan 0,1 l/s per m.
- De taludhelling van het binnentalud is flauwer of gelijk aan 1:4 en bestaat niet uit veen.
- De taludhelling van het binnentalud is flauwer of gelijk aan 1:3 en de dijk bestaat uit stevige klei

Aan de eerste twee voorwaarden wordt bij geen van de drie locaties voldaan. De dijk bestaat wel uit klei, maar bij hm 35,1 en bij hm 46,2 is de taludhelling niet flauwer dan 1:3 (respectievelijk 1:2,9 en 1:2,8). De taludhelling is bepaald op basis van de leggerprofielen. Deze profielen zijn omstreeks 2006 ingemeten. Het huidige profiel is waarschijnlijk flauwer. Omdat het verschil tussen benodigd en aanwezig erg klein is, wordt er geen gedetailleerde toetsing uitgevoerd, maar wordt een oordeel 'voldoende' gegeven.

Langstroming

Er zijn geen stroomsnelheden beschikbaar van het traject Zwolle-Olst om de grasbekleding aan te beoordelen. Ondanks het ontbreken van deze gegevens ligt het niet in de lijn der verwachting dat de bekleding zal falen door langstroming om de volgende redenen.

Grasbekleding is in staat om stroomsnelheden van 2 m/s voor langere tijd te weerstaan zonder schade. Daarnaast is er (lokaal) de reststerkte van de kleibekleding.

In het onderzoek naar het beoordelen van de geschiktheid van kleigrond voor bekleding van dijken met grasbedekking [Grondmechanica Delft, 1988] komt naar voren dat erosiegevoelige klei, stroomsnelheden van 4 m/s gedurende langere tijd kan weerstaan.

3.5.2 Steenbekleding

Status steenbekleding

In het traject Zwolle-Olst bevinden zich op vier locaties steenzettingen (zie Figuur 6):

- Steenzetting Olst rondom inspectieput RWZI leiding bij hmp 22.75
- Steenzetting Harculo t.p.v. het uitzichtspunt bij hmp 40.3
- Steenzetting onder de A28 brug vanwege schaduwwerking bij hmp 45.5
- Steenzetting bij Spooldersluis ten behoeve van de bescherming van de dijk voor scheepvaart van hmp 47.3 t/m hmp 0.7

Voor de steenzetting ter plaatse van de Spooldersluis geldt dat deze is bedoeld voor het voorkomen van schade door scheepsgolven, en niet om de waterkering te beschermen tegen belastingen onder maatgevende omstandigheden. Dit blijkt vooral uit het feit dat de bovenkant van de bekleding maximaal op 2,85 m+N.A.P. ligt, terwijl het toetspeil rond de 5 m+N.A.P. ligt. De invloed van de golven op de bekleding is in dat geval verwaarloosbaar.

Voor de steenzettingen bij Olst (RWZI) en Harculo (uitzichtpunt) geldt dat deze zijn bedoeld om schade als gevolg van beheersmatig gebruik te voorkomen. Voor de RWZI is dat gebruik bij gebruik van de RWZI-leiding (inspectie of bediening), voor het uitzichtpunt gaat het om

recreatief gebruik. In beide gevallen geldt dat de bekleding maar over een beperkt oppervlak aanwezig is en dat er geen sprake van is dat de bekleding nodig is vanwege hogere belastingen. Immers, de belasting voor de naastliggende dijktrajecten is gelijk aan de belasting op de steenbekleding, en daar ligt een grasbekleding. Uit paragraaf 3.5.1 blijkt dat de grasbekleding van de naastliggende trajecten niet voldoet aan de gestelde eisen. Dit betekent dat de hele bekleding verbeterd zal moeten worden. Hierbij zal rekening gehouden moeten worden met de huidige gebruiksfuncties van de dijk (recreatie of beheer/bediening van de RWZI). Het is niet nodig de steenbekleding afzonderlijk te beoordelen.



Figuur 6 Overzicht locaties met steenbekleding

Berekeningen

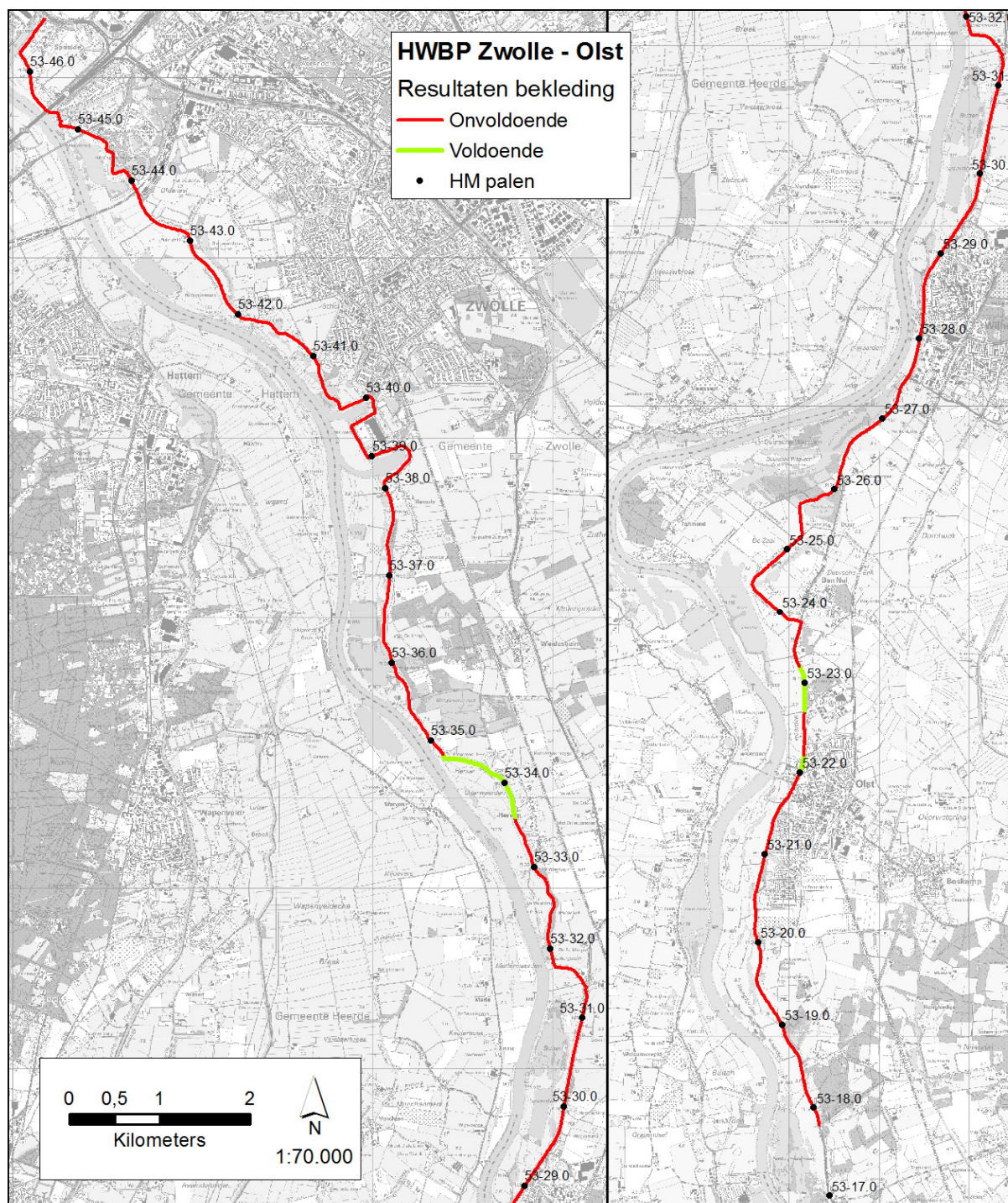
Voor de bekleding onder de A28 geldt dat deze in slechte staat is; er ontbreken stenen en er

zitten stenen los. Ondanks dat is geprobeerd te bepalen of de huidige bekleding (mits in goede staat) de maatgevende belasting kan weerstaan.

Helaas zijn niet alle benodigde gegevens voor de steen bekleding bekend. Om toch een berekening te kunnen maken zijn gunstige aannames gedaan. Uit de steentoets-berekening uit bijlage 7C blijkt dat ook met deze gunstige aannames een deel van de bekleding niet voldoet aan de gestelde eisen.

3.5.3 Resultaten bekleding

Nagenoeg het hele traject voldoet niet aan de eisen voor de bekleding (Figuur 7). Alleen 2 trajecten in Olst (hmp 53-22,0 – 53-22,2 en hmp 53-22,7 – 53-23,2) en nabij Windesheim (hmp 53-33,5 – 53-34,7) voldoen wel.



Figuur 7 Overzicht resultaten bekleding

3.6 Stabiliteit voorland (STVL)

In de derde toetsronde is het dijklichaam van waterkering Zwolle-Olst conform [MinVW, 2007b] beoordeeld op het faalmechanisme stabiliteit voorland (STVL). De resultaten van deze beoordeling zijn gerapporteerd in de 3^e toetsing [WGS, 2010]. De toetsmethode voor Stabiliteit voorland is in het OI-2014 niet gewijzigd. De gewijzigde hydraulische randvoorwaarden hebben geen invloed op de toetsmethode.

Hierdoor blijft het oordeel gelijk aan de 3^e toetsing [WGS, 2014]. Het dijklichaam van waterkering Zwolle-Olst, van hm 10-28.6 tot aan 10-35.8 voldoet geheel aan de norm voor het faalmechanisme stabiliteit voorland (STVL).

3.7 Waterkerende Kunstwerken

3.7.1 Algemene informatie kunstwerken Zwolle-Olst

Tabel 12 geeft een overzicht van de aanwezige waterkerende kunstwerken binnen het projectgebied. Een volledig overzicht van de beschikbare gegevens per kunstwerk is te vinden in Bijlage 8.

Tabel 9 Overzicht aanwezige waterkerende kunstwerken

IWK-nummer	naam
IWK-53-0490	RWZI Olst Effluentleiding
IWK-53-0500	Riooloverstort zuivering Wijhe
IWK-53-0520 t/m 0590 IWK-53-1100	Energiecentrale Harculo, diverse leidingkruisingen, in- en uitlaten.
IWK-53-1140	Schutsluis Katerveer
IWK-53-1150	Gemaal Katerveer

3.7.2 Uitgangspunten toetsing kunstwerken Zwolle-Olst

De kunstwerken zijn beoordeeld op alle mechanismen. Indien een mechanisme in de 3^e toetsronde onvoldoende scoorde, is dit oordeel over genomen in deze NAV.

Voor het mechanisme Betrouwbaarheid sluiting geldt dat alleen de kunstwerken die mogelijk een bijdrage in de faalkans voor het faalmechanisme betrouwbaarheid sluiting hebben worden beoordeeld. Hierbij is mede gekeken naar de uitsluitingsregels uit het WBI2017.

3.7.3 Samenvatting toetsoordelen kunstwerken Zwolle-Olst

De gedetailleerde onderbouwing van de toetsoordelen is bijgevoegd in Bijlage 8.

In onderstaande tabel wordt het eindoordeel samengevat voor de toetsing van de waterkerende kunstwerken binnen het project Zwolle-Olst.

Tabel 10 Eindoordeel toetsing waterkerende kunstwerken Zwolle-Olst

KW-naam	HT	STCG	STCO	STPH	BS	Eindoordeel
Effluentleiding RWZI Olst	n.v.t.	V	G.O.	G.O.	V	Geen oordeel
Riooloverstort zuivering Wijhe	n.v.t.	V	G.O.	O	V	Voldoet niet aan de norm
Energiecentrale Harculo	V	V	O	G	V	Voldoet niet aan de norm
Schutsluis Katerveer	G	G.O.	G.O.	O	G	Voldoet niet aan de norm
Gemaal Katerveer	G	O	V	O	V	Voldoet niet aan de norm

3.8 Bijzonder Waterkerende Constructies

In het dijklichaam van waterkering Zwolle-Olst bevindt zich één bijzonder waterkerende constructie die noodzakelijk is voor de stabiliteit van de waterkering.

Het gaat hierbij om een dichtgezet inlaatwerk dat onderdeel vormde van de IJssellinie. Deze constructie is ongeveer 30 m breed en ligt bij hm53-18,0 (zie Figuur 8). Hiervan is het niet gelukt voldoende gegevens te verzamelen om een beoordeling uit te kunnen voeren.



Figuur 8 Bovenaanzicht van het Inlaatwerk

3.9 Niet Waterkerende Objecten

In de 3^e toetsronde zijn de niet waterkerende objecten op een hoger abstractieniveau beschouwd. Er is geconcludeerd dat:

1. op basis van (uitgevoerd) beleid wordt gesteld dat NWO's volgens de voorwaarden van WDO Delta worden aangelegd, en dus op een zodanige manier dat de standzekerheid van de waterkeringen gegarandeerd wordt
2. uit een (globale) analyse blijkt dat maar weinig NWO's een concrete bedreiging vormen voor de standzekerheid
3. Daar waar NWO's wel een significante invloed op de standzekerheid van waterkeringen kunnen hebben is de beheer- en calamiteitenorganisatie in staat om voldoende reductie van de risico's te leveren
4. Veel NWO's zijn al eens blootgesteld aan maatgevende belastingen, waarbij geen problemen zijn opgetreden; er is sprake van bewezen sterkte.

Vooraf punt 3 met betrekking tot de calamiteitenorganisatie is binnen het OI-2014 veel minder van toepassing dan voorheen. Er wordt namelijk met betrekking tot de betrouwbaarheidseis voor de waterkering een verschil gemaakt tussen de uiterste grenstoestand (situatie van bezwijken) en de uiterste gebruikstoestand (uiterste condities waaronder nog beheer- en calamiteitszorg mogelijk is). In de vigerende toetsmethode zijn

deze wel aan elkaar gekoppeld, de waterkering moet begaanbaar en inspecteerbaar zijn tijdens hoogwater.

Dit betekent dat de waterkering vanaf een bepaald moment (maar nog ruim voor bezwijkcondities optreden) niet meer begaanbaar is, en calamiteitszorg niet kan of veel moeilijker is. Het is dus maar de vraag of calamiteitszorg tot een voldoende risicoreductie kan leiden, waar in de 3^e toetsronde wel vanuit is gegaan.

Dit is nog onderwerp van discussie binnen WDODelta, maar dit zal niet binnen deze toetsing worden afgehandeld.

4 Veiligheidsoordeel en aanbevelingen nadere analyse nieuwe normering

In dit hoofdstuk is het resulterende veiligheidsoordeel gepresenteerd volgend uit de NAV_nNorm van het dijklichaam en van de in het dijklichaam aanwezige waterkerende kunstwerken.

Het veiligheidsoordeel wordt gevormd door een technisch oordeel en een beheerdersoordeel tezamen. Het beheerdersoordeel kijkt nergens af van het technisch oordeel. Daarom is het veiligheidsoordeel gelijk aan het technisch oordeel.

4.1 Veiligheidsoordeel dijklichaam en kunstwerken

Onderstaande tabel geeft de resultaten van de hoogte, piping, microstabiliteit, bekleding en macrostabiliteit per 100m voor het zichtjaar 2035. In de laatste kolom is het eind oordeel gepresenteerd. Deze resultaten zijn besproken met planvormers en beheerders van WDODelta. Op basis hiervan is er geen afwijkend beheerdersoordeel geadviseerd. Wel worden hieronder enkele aandachtspunten benoemd voor het vervolg van dit project (zie paragraaf 4.2).

Het dijktraject dat wel voldoet aan de eisen van de “maximaal toelaatbare waarde”, is ook beoordeeld aan de hand van de waterstand die hoort bij de “signaalwaarde” van de norm (zie paragraaf 2.2). De waterstand horende bij de signaalwaarde is circa 10cm hoger dan de waterstand horende bij de maximaal toelaatbare waarde. Er is voldoende oversterkte in dit dijktraject aanwezig zodat deze beperkte stijging niet leidt tot afkeuren bij de signaalwaarde.

Met betrekking tot het mechanisme NWO's kunnen nog trajecten worden afgekeurd. Dit leidt niet tot het extra afkeuren van dijktrajecten. Ook het Inlaatwerk dat bij hm53-18,0 ligt is nog niet beoordeeld als bijzonder waterkerende constructie.

Tabel 11 Toetsing en resultaat NVA_nNorm (aaneengesloten trajecten met gelijke resultaten zijn in deze tabel opgebost)

Van	Tot	HT	STPH	STBI	STBU	STBK	STMI	STVL	Eindoordeel
[hm]	[hm]								
17,800	18,100								
18,100	18,300								
18,300	18,500								
18,500	18,600								
18,600	18,900								
18,900	19,000								
19,000	19,100								
19,100	19,200								
19,200	19,400								
19,400	20,000								
20,000	20,100								
20,100	20,500								
20,500	20,700								
20,700	21,000								
21,000	21,200								
21,200	22,000								
22,000	22,100								
22,100	22,200								
22,200	22,300								
22,300	22,600								
22,600	22,700								
22,700	22,800								
22,800	22,900								
22,900	23,100								
23,100	23,200								
23,200	23,300								
23,300	23,400								
23,400	23,600								
23,600	23,700								
23,700	23,800								
23,800	24,300								
24,300	24,400								
24,400	24,500								
24,500	24,800								
24,800	24,900								
24,900	25,000								
25,000	25,100								
25,100	25,400								
25,400	24,800								
24,800	26,000								
26,000	26,100								
26,100	26,200								

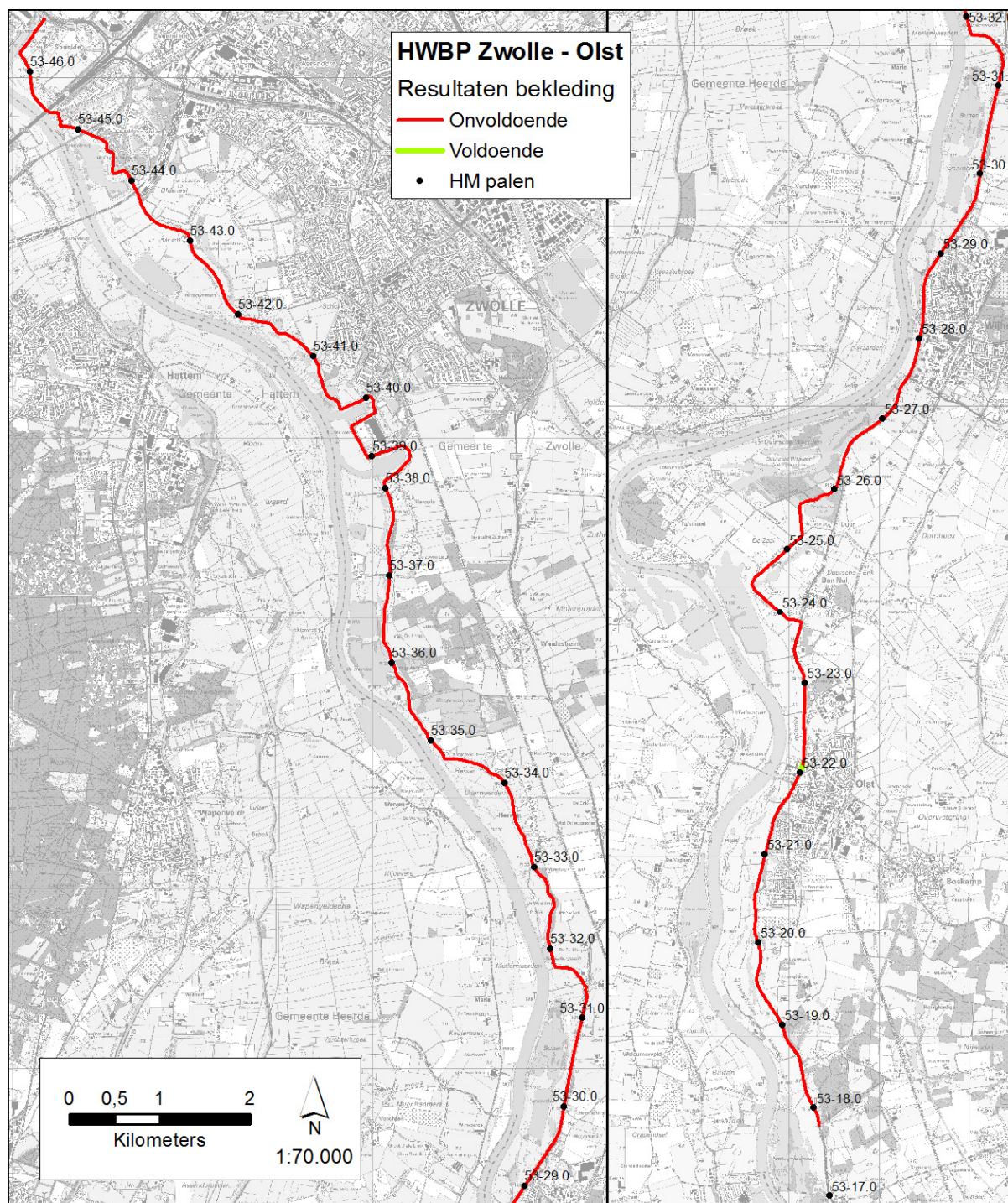
Van	Tot	HT	STPH	STBI	STBU	STBK	STMI	STVL	Eindoordeel
[hm]	[hm]								
26,200	26,300	Red	Red	Red	Green	Red	Green	Green	Red
26,300	26,500	Green	Red	Red	Green	Red	Green	Green	Red
26,500	27,500	Red	Red	Red	Green	Red	Green	Green	Red
27,500	27,600	Red	Green	Green	Green	Red	Green	Green	Red
27,600	28,000	Red	Red	Green	Green	Red	Green	Green	Red
28,000	28,100	Red	Red	Green	Green	Red	Green	Green	Red
28,100	28,200	Red	Green	Green	Green	Red	Green	Green	Red
28,200	28,500	Red	Red	Green	Green	Red	Green	Green	Red
28,500	28,700	Green	Green	Green	Green	Red	Green	Green	Red
28,700	29,100	Green	Red	Green	Green	Red	Green	Green	Red
29,100	29,200	Red	Green	Green	Green	Red	Green	Green	Red
29,200	29,500	Green	Red	Green	Green	Red	Green	Green	Red
29,500	29,600	Green	Green	Green	Green	Red	Green	Green	Red
29,600	29,700	Green	Red	Green	Green	Red	Green	Green	Red
29,700	30,300	Green	Green	Green	Green	Red	Green	Green	Red
30,300	30,800	Green	Red	Green	Green	Red	Green	Green	Red
30,800	30,900	Green	Green	Green	Green	Red	Green	Green	Red
30,900	31,300	Green	Red	Green	Green	Red	Green	Green	Red
31,300	31,400	Red	Green	Green	Green	Red	Green	Green	Red
31,400	33,000	Green	Red	Red	Green	Red	Green	Green	Red
33,000	33,100	Green	Green	Green	Green	Red	Green	Green	Red
33,100	33,600	Green	Red	Red	Green	Red	Green	Green	Red
33,600	33,900	Green	Red	Red	Green	Red	Green	Green	Red
33,900	34,200	Green	Green	Green	Green	Red	Green	Green	Red
34,200	34,300	Green	Red	Red	Green	Red	Green	Green	Red
34,300	34,400	Green	Green	Green	Green	Red	Green	Green	Red
34,400	34,600	Green	Red	Red	Green	Red	Green	Green	Red
34,600	34,700	Green	Green	Green	Green	Red	Green	Green	Red
34,700	34,800	Green	Red	Red	Green	Red	Green	Green	Red
34,800	35,100	Green	Red	Red	Green	Red	Green	Green	Red
35,100	35,200	Red	Red	Red	Green	Red	Green	Green	Red
35,200	35,500	Green	Red	Red	Green	Red	Green	Green	Red
35,500	35,600	Red	Green	Red	Green	Red	Green	Green	Red
35,600	36,700	Red	Red	Red	Green	Red	Green	Green	Red
36,700	36,800	Green	Red	Green	Green	Red	Green	Green	Red
36,800	36,900	Green	Green	Green	Green	Red	Green	Green	Red
36,900	37,000	Red	Red	Green	Green	Red	Green	Green	Red
37,000	37,300	Red	Red	Green	Green	Red	Green	Green	Red
37,300	37,700	Green	Red	Green	Green	Red	Green	Green	Red
37,700	37,800	Green	Green	Green	Green	Red	Green	Green	Red
37,800	38,100	Red	Green	Green	Green	Red	Green	Green	Red
38,100	38,600	Green	Red	Green	Green	Red	Green	Green	Red

Van	Tot	HT	STPH	STBI	STBU	STBK	STMI	STVL	Eindoordeel
[hm]	[hm]								
38,600	39,800								
39,800	40,400								
40,400	40,500								
40,500	40,900								
40,900	41,000								
41,000	41,300								
41,300	41,400								
41,400	41,700								
41,700	41,800								
41,800	42,900								
42,900	43,000								
43,000	43,100								
43,100	44,000								
44,000	44,100								
44,100	44,400								
44,400	44,500								
44,500	44,800								
44,800	44,900								
44,900	45,000								
45,000	45,200								
45,200	45,400								
45,400	45,500								
45,500	45,600								
45,600	49,500								
45,900	46,000								
46,000	46,100								
46,100	46,700								

Er zijn vijf kunstwerken beoordeeld, waarvan voor alle vijf geldt dat ze niet aantoonbaar aan de eisen voldoen (Tabel 12).

Tabel 12 Eindoordeel toetsing waterkerende kunstwerken Zwolle-Olst

KW-naam	HT	STCG	STCO	STPH	BS	Eindoordeel
Effluentleiding RWZI Olst	n.v.t.	V	G.O.	G.O.	V	Geen oordeel
Riooloverstort zuivering Wijhe	n.v.t.	V	G.O.	O	V	Voldoet niet aan de norm
Energiecentrale Harculo	V	V	O	G	V	Voldoet niet aan de norm
Schutsluis Katerveer	G	G.O.	G.O.	O	G	Voldoet niet aan de norm
Gemaal Katerveer	G	O	V	O	V	Voldoet niet aan de norm



Figuur 9 Versterkingsopgave Zwolle-Olst

4.2 Aanbevelingen en aandachtspunten

Er een aantal punten die in de volgende ontwerpfase van belang kunnen zijn. Deze aandachtspunten gaan met name over de locaties waar zich situaties kunnen voordoen die vanuit beheersmatig oogpunt onwenselijk zijn, maar die niet direct een bedreiging vormen voor de veiligheid.

4.2.1 Golfverslag

Bij de hoogtetoets (zie paragraaf 3.1) is uitgegaan van een golfverslagdebiet van 1 (in het geval van gras op een zandondergrond) of 5 l/s/m (in het geval van gras op een kleiondergrond).

Daar waar meer dan 1 l/s/m wordt toegestaan, is al voordat maatgevende omstandigheden bereikt worden sprake van water dat over de dijk heen komt. Onderstaande tabel geeft een overzicht waar een groter overslagdebiet wordt toegestaan.

Tabel 13 Overzicht trajecten waar overslagdebiet groter dan 1 l/s/m is toegestaan

Traject	Overslagdebiet (l/s/m)
Dp 31,5 – dp 37,0	5
Dp 45,3 – dp 46,6	5

4.2.2 Relatie tussen golfverslagdebiet en macrostabiliteit

Een groot overslagdebiet kan invloed hebben op de schematisatie van de freatische lijn, en daarmee op de stabiliteit. De relatie tussen golfverslag en macrostabiliteit is in deze studie niet verder uitgezocht. Wel geeft het KPR aan dat overslagdebieten tot 1 l/s/m geen andere schematisatie vragen [Rijkswaterstaat, 2015]. De stukken waar dit op dit moment van toepassing zou kunnen zijn, zijn dus de stukken waar een overslagdebiet groter dan 1 l/s/m wordt toegelaten (zie paragraaf 4.2.1 hierboven) en de stukken die niet voldoen aan een overslagdebiet van 1 l/s/m; daar kan een groter overslagdebiet verwacht worden. Onderstaande Tabel 14 geeft een overzicht van deze trajecten.

Tabel 14 Optredende overslagdebieten groter dan 1 l/s/m

Traject	Reden
Dp 18,1 – dp 18,9	Voldoet niet aan 1 l/s/m
Dp 22,8 – dp 23,3	Voldoet niet aan 1 l/s/m
Dp 23,4 – dp 23,7	Voldoet niet aan 1 l/s/m
Dp 24,8 – dp 26,0	Voldoet niet aan 1 l/s/m
Dp 26,2 – dp 26,3	Voldoet niet aan 1 l/s/m
Dp 26,5 – dp 28,5	Voldoet niet aan 1 l/s/m
Dp 31,3 – dp 31,4	Voldoet niet aan 1 l/s/m
Dp 31,5 – dp 35,1	5 l/s/m toegestaan en voldoende
Dp 35,2 – dp 35,5	5 l/s/m toegestaan en voldoende
Dp 35,6 – dp 36,9	5 l/s/m toegestaan en voldoende
Dp 37,0 – dp 37,3	Voldoet niet aan 1 l/s/m
Dp 37,8 – dp 38,1	Voldoet niet aan 1 l/s/m
Dp 40,9 – dp 42,9	Voldoet niet aan 1 l/s/m
Dp 43,1 – dp 44,8	Voldoet niet aan 1 l/s/m
Dp 45,4 – dp 45,6	5 l/s/m toegestaan en voldoende
Dp 46,1 – dp 46,7	5 l/s/m toegestaan en voldoende

Hoe groot het optredende overslagdebiet is, is niet in detail onderzocht. Wel is duidelijk dat voor de twee trajecten waar 5 l/s/m is toegestaan, grotere overslagdebieten op kunnen

treden (delen van deze trajecten voldoen niet bij 5 l/s/m). Tabel 14 laat zien waar overslaggebieden groter dan 1 of 5 l/s/m te verwachten zijn. Figuur 1 laat zien dat nagenoeg het hele traject voldoet voor een overslagdebiet van 10 l/s/m. Nog grotere overslaggebieden zijn dus niet waarschijnlijk.

4.2.3 Macrostabieleit

Er zijn uit de schematisatie nog enkele aandachtspunten voor het vervolg:

- De 39 profielen zijn geselecteerd op basis van maatgevendheid voor STBI. Het is mogelijk dat voor STBU andere profielen maatgevend zijn.
- De schematiseringsfactor moet verder onderbouwd worden. Indien de onzekerheden ten aanzien van de geometrie, bodemopbouw en de waterspanningen voldoende zijn afgedekt, kan een lagere schematiseringsfactor worden meegenomen.
- De methode waarmee de POP-waarden zijn bepaald moet voldoende robuust zijn en in overeenstemming zijn met landelijke gremia (KPR, Helpdesk Macrostabieleit).

4.2.4 Uittredend water en zand

Bij de beoordeling van het mechanisme Microstabieleit wordt eerst bepaald of er sprake kan zijn van uittredend water. Als dat het geval is, wordt bepaald of hierdoor uitspoeling of afschuiving kan optreden. Er zijn een aantal trajecten waar wel uitspoeling op kan treden maar waar geen gevaar is op afschuiven. Deze trajecten zijn in onderstaande tabel benoemd.

Tabel 15 Overzicht van trajecten waar uittredend water op kan treden

Traject
Dp 17,8 – dp 18,0
Dp 19,0 – dp 22,8
Dp 23,7 – dp 24,2
Dp 24,8 – dp 25,7
Dp 25,9 – dp 26,2
Dp 28,5 – dp 29,9
Dp 37,2 – dp 37,8
Dp 38,1 – dp 40,9

4.2.5 Oppervlakkige afschuiving

Bij de beoordeling van het mechanisme Macrostabieleit kan de situatie voorkomen dat een afschuiving kan voorkomen met een stabiliteitsfactor kleiner dan de toetsfactor, maar dat deze afschuiving niet zal leiden tot een dermate grote schade aan het dijkprofiel dat de waterkerende functie daardoor wordt bedreigt. Dit is het geval bij het traject in de kern van Olst (hmp 21.6 t/m hmp 22.3).

4.2.6 Geotechnisch onderzoek

Op basis van de onderzoeken en berekeningen die zijn uitgevoerd, blijkt dat gegevens van de doorlatendheid van de diepere zandlagen in onvoldoende mate aanwezig zijn. Er wordt aanbevolen om bij een volgend onderzoekstraject gegevens in te winnen van de korrelgrootte en doorlatendheid van het diepere watervoerende pakket (vanaf 5m –mv tot 20-50 m –mv, afhankelijk van de dikte van het pakket, zie bijlage 4).

Voor de grondparameters zoals die zijn afgeleid voor de binnenteen van de dijk geldt dat e spreiding hiervan erg groot is. Het is echter niet de verwachting dat meer onderzoek leidt tot een betere inperking van de huidige parameteronzekerheid.

4.2.7 Invloed watersysteem op het ontwerp

Uit de stabiliteitsberekeningen blijkt dat de polderpeilen van grote invloed zijn op de stabiliteit. De huidige vastgelegde polderpeilen blijken niet altijd realistisch; in de praktijk zijn de peilen vaak veel hoger. Een aanpassing van het systeem waardoor de polderpeilen wel kunnen worden gehandhaafd zou ook een significante invloed kunnen hebben op de veiligheidsopgave.

Referenties

[DELTAPROGRAMMA, 2015]

MINISTERIE VAN INFRASTRUCTUUR EN MILIEU EN MINISTERIE VAN ECONOMISCHE ZAKEN, DELTAPROGRAMMA 2015, WERK AAN DE DELTA. DE BESLISSINGEN OM NEDERLAND VEILIG EN LEEFBAAR TE HOUDEN. SEPTEMBER 2014.

[DELTARES, 2010]

STUDIE VOOR RICHTLIJNEN KLEI OP DIJKTALUDS IN HET RIVIERENGEBIED, DELTARES, 2010

[DELTARES, 2015]

HANDREIKING DIJKBEKLEDING, DEEL 5: GRASBEKLEDING, DELTARES, 2015

[DELTARES, 2016A]

ONDERBOUWING KANSVERDELINGEN VAN HET KRITISCH OVERSLAGDEBIET EN AFGELEIDE REKENWAARDEN VOOR HET OI, DELTARES-MEMO 1230090-011-GEO-0004, 15 APRIL 2016

[DELTARES, 2016B]

REVIEW SCHEMATISATIE PIPING ZWOLLE-OLST, DELTARES, 17 JUNI 2016.

[FUGRO, 2006]

NADER ONDERZOEK DIJKRING 10 EN 11, FUGRO, 2006

[GRONDMECHANICA DELFT, 1988]

ONDERZOEK NAAR HET BEOORDELEN VAN DE GESCHIKTHEID VAN KLEIGROND VOOR BEKLEDING VAN DIJKEN MET GRASBEDEKING, GRONDMECHANICA DELFT, 1988

[HEIDEMIJ, 1989]

VERBETEREN IJSSELBANDDIJK TUSSEN WILSUM EN IJSSELMUIDEN, BESTEKNR. 2196, HEIDEMIJ ADVIESBUREAU B.V., APRIL 1989

[MIN V&W, 2007A]

HYDRAULISCHE RANDVOORWAARDEN PRIMAIRE WATERKERINGEN, MINISTERIE VAN VERKEER EN WATERSTAAT, SEPTEMBER 2007.

[MIN V&W, 2007B]

VOORSCHRIFT TOETSEN OP VEILIGHEID PRIMAIRE WATERKERINGEN, MINISTERIE VAN VERKEER EN WATERSTAAT, SEPTEMBER 2007.

[MOS, 2015]

FEITELIJKE RAPPORTAGE VELD- EN LABORATORIUMONDERZOEK HWBP TRAJECT ZWOLLE-OLST, MOS GRONDMECHANICA, OKTOBER 2015.

[PROVINCIE OVERIJSEL, 2011]

TOETSING OP VEILIGHEID PRIMAIRE WATERKERINGEN, PROVINCIE OVERIJSEL, TOETSVERSLAG 3E TOETSRONDE 2006 – 2011, WATER EN BODEM, TEAM WATER, JANUARI 2011.

[PROVINCIE OVERIJSEL, 2012]

DEELPRODUCT 9: HYDRAULICA EN VEILIGHEID, PLANSTUDIE IJSSELDELTA-ZUID, PROVINCIE OVERIJSEL, AUGUSTUS 2012

[RIJKSWATERSTAAT, 2015]

HANDREIKING ONTWERPEN MET OVERSTROMINGSKANSEN VERSIE 3, OI2014V3, RIJKSWATERSTAAT, JULI 2015

[VNK2, 2013]

DINO-TABEL, V12_TABEL_PIPINGPARAMETERS_DIJKRING_NIEUW_OPGELEVERD, PROJECTBUREAU VNK2, 2013.

[WGS, 2003]

WATERSCHAP GROOT SALLAND, RAPPORT MONITORING VEGETATIEDEK DIJKEN, DIJKRINGGEBIED 10, 2003

[WGS, 2010]

WATERSCHAP GROOT SALLAND , VEILIGHEIDSTOETSING PRIMAIRE WATERKERINGEN, DERDE TOETSRONDE, DIJKRING 53 SALLAND – IJSSEL, 15 SEPTEMBER 2010.

[WITTEVEEN+BOS, 1998]

WITTEVEEN+BOS RAADGEVENDE INGENIEURS, EVALUATIE KADEVERHOOGING STADSBRUG KAMPEN AAN ZIJDE IJSSELMUIDEN, FEBRUARI 1998.

[WPIP, 2016]

WIERTSEMA EN PARTNERS EN INPIJN/BLOKPOEL, GEOTECHNISCH ONDERZOEK ZWOLLE-OLST, VN-63376-1, 13 MEI 2016.

Bijlagen

- Bijlage 1: Overzicht waterkering Zwolle-Olst**
- Bijlage 2: Notitie Uitgangspunten en werkprotocollen**
- Bijlage 3: Hoogte (HT)**
- Bijlage 4: Onderbouwing Piping (STPH)**
- Bijlage 5: Gedetailleerde onderbouwing Macrostabiliteit (STBI en STBU)**
- Bijlage 6: Gedetailleerde onderbouwing Microstabiliteit**
- Bijlage 7: Gedetailleerde onderbouwing Bekleding**
- Bijlage 8: Gedetailleerde onderbouwing Kunstwerken**
- Bijlage 9: Overzicht gebruikte Excel-sheets**