



Demen-Dieden

Geotechniek

Opdrachtgever: K3Delta

Organisatie
Lievense Infra B.V.

Telefoon
+31 (0)88 910 20 00

Documentnummer
17M7013-R-001

Adres
Tramsingel 2
4814 AB Breda

Datum
04-04-2019

Versie
3

Colofon

Contactgegevens

dr. W.B. Bartels

drs. M.L. Springer

Autorisatie

Documentnummer	Versie	Status
17M7013-R-001	3	Definitief

Opgesteld door	Functie	Datum	Paraaf
Dr. W. Bartels	Adviseur	04-04-2019	
Geverifieerd door	Functie	Datum	Paraaf
Ir. T. Maas	Technisch specialist	04-04-2019	
Akkoord projectleider	Functie	Datum	Paraaf
Drs. M.L. Springer	Projectleider	04-04-2019	

Inhoudsopgave

1	Inleiding	5
1.1	Leeswijzer	6
2	Huidige situatie	7
2.1	Plangebied	7
2.2	Invloed WBI2017	7
2.3	Legger en Keur	8
2.4	Vervolgstappen naar aanleiding huidige situatie en geplande ontwikkeling	8
3	Berekeningen met de rekenregel van Sellmeijer	9
3.1	Uitgangspunten Sellmeijer sommen	9
3.2	Resultaten Sellmeijer sommen	12
3.3	Conclusies voor de Sellmeijer sommen	14
4	Berekeningen met D-Geo Flow	16
4.1	Algemene opmerkingen D-Geo Flow	16
4.2	Tijdslijn en werkwijze	16
4.3	Uitgangspunten D-Geo Flow simulaties	17
4.4	Resultaten D-Geo Flow	24
4.5	Conclusies modelstudie D-Geo Flow	24
5	Gebiedsdekkende analyse	26
5.1	Deklaagdikte	26
5.2	Stijghoogte	29
5.3	Conclusies gebiedsdekkende analyse	30
6	Beoordeling haalbaarheid Demen-Dieden	31
	Bijlage 1	34
	Sellmeijer sommen voor zeven dwarsprofielen	34
	Bijlage 2	42
	HR 2075 (aangeleverd door Meanderende Maas)	42
	Bijlage 3	43
	Onderbouwing modelopbouw D-Geo Flow	43
	Bijlage 4	51

Onderzoek effect voorlanddikte, voorlandlengte, doorlatendheid en deklaagheterogeniteit	51
Bijlage 5	58
Schematisering van het intredepunt door middel van een gat in de deklaag	58
Bijlage 6	61
Opbarstberekening	61
Bijlage 7	65
Faaldefinities	65

1 Inleiding

Natuurmonumenten heeft het initiatief genomen voor het natuurontwikkelingsproject Demen-Dieden. Het plan bestaat uit het verlagen van de uiterwaarden en het graven van nevengeulen waardoor natuur zich kan ontwikkelen en de waterstand tijdens maatgevende omstandigheden wordt verlaagd.

Het is een project van Natuurmonumenten en Rijkswaterstaat in samenwerking met Wetering en K3Delta.

De buitendijkse gebiedsontwikkeling tussen Demen en Dieden heeft als doel meer ruimte aan de Maas te geven, de waterstand te verlagen en nieuwe natuur te realiseren. Dit gebeurt via het winnen van klei door het vergraven van de deklaag in de uiterwaard. De keramische klei die hierbij vrijkomt, wordt vermarkt en vormt de financiering voor de uitvoer van het plan.

De kleiwinning bevindt zich grotendeels buitendijks waarmee direct aan de teen van de dijk, niet wordt vergraven: een zone van 80 m wordt niet veranderd. Ook de smalle uiterwaard tussen Demen en Dieden blijft onvergraven (zie Figuur 1).



Figuur 1: Voorkeursontwerp november 2018.

Ten behoeve van de vergunningaanvraag dient een DO-ontwerp gemaakt te worden, waarbij inzichtelijk wordt gemaakt dat de waterveiligheid gewaarborgd blijft conform de vigerende ontwerp – en beoordelingsinstrumentaria, het OI2014v4 en het WBI2017. Met Waterschap Aa en Maas is afgesteld dat dit ontwerp zich met betrekking tot waterveiligheid zal richten op het faalmechanisme piping.

In dit rapport is het faalmechanisme piping op drie manieren onderzocht. Als eerste is de benodigde kwelweglengte bepaald met behulp van de rekenregel van Sellmeijer. Daarna zijn aanvullende berekeningen uitgevoerd met het softwarepakket D-Geo Flow versie 1.0.39057 van

Deltares. Hiermee is het mogelijk om op basis van de rekenregel van Sellmeijer gecombineerd met een grondwatermodel een meer nauwkeurigere berekening te maken. Tenslotte is een gebiedsanalyse gedaan naar intrede- en uitredepunten (die bepalen de kwelweglengte).

De benodigde kwelweglengte, die berekend is met de rekenregel van Sellmeijer, is zeer lang, waardoor het benodigde voorland langer is dan tweemaal de dijkbasis. Conform bijlage E van de schematiseringshandleiding piping van het WBI2017, is de maximale voorlandlengte die voor de rekenregel van Sellmeijer in rekening mag worden gebracht gelijk aan tweemaal de dijkbasis.

Daarom is na overleg met Waterschap Aa en Maas en het Kennisplatform Risicobenadering (KPR¹) besloten om aanvullende berekeningen met D-Geo Flow te doen.. De opbouw van het gebruikte model is onderbouwd met gegevens uit het geohydrologisch model van Acacia Water. In D-Geo Flow zijn verschillende gevoeligheidsanalyses uitgevoerd. Uiteindelijk zijn de referentiesituatie en de vergraving geschematiseerd en getoetst door de pipe-lengte, het verval over de ontstane pipe, en het kritiek verval te berekenen en met elkaar te vergelijken.

Vervolgens is, aanvullend op de simulaties met D-Geo Flow, een gebiedsdekkende risico-inschatting gemaakt op basis van gegevens van het geohydrologisch model van Acacia Water² in combinatie met ArcGIS.

1.1 Leeswijzer

Dit rapport is gefaseerd tot stand gekomen, waarbij het in kaart brengen van de huidige situatie en belangen, de berekeningen met de rekenregel van Sellmeijer en de berekeningen met D-Geo Flow, opeenvolgend zijn uitgevoerd. Voortschrijdend inzicht voorkomend uit overleg met KPR over deze nieuwe software, heeft in sommige gevallen geleid tot aanpassen en/of verscherping van de uitgangspunten. Hierdoor kan het voorkomen, door nieuwe inzichten, dat uitgangspunten voor oudere berekeningen niet gelijk zijn aan die van nieuwere sommen. Dit is zo duidelijk mogelijk bij betreffende berekeningen aangegeven en in sectie 4.2.

Het rapport is als volgt opgesteld: In Hoofdstuk 2 vindt u de informatie over de huidige stand van zaken van het plangebied en de dijkstabiliteit. In Hoofdstuk 3 zijn de berekeningen met de rekenregel van Sellmeijer samengevat. Hoofdstuk 4 bevat de simulaties met de uiteindelijke schematisaties van D-Geo Flow, waarna in Hoofdstuk 5 een gebiedsdekkende, kwalitatieve risico-inschatting is gemaakt. De algemene conclusie en aanbevelingen staan in Hoofdstuk 6. De bijlagen bevatten de uitgewerkte Sellmeijer sommen (Bijlage 1), aangeleverde waterstanden (Bijlage 2), de onderbouwing van de modelparameters en opzet in D-Geo Flow (Bijlage 3), overige schematisaties, onderzoeken en gevoeligheidsanalyses die met D-Geo Flow zijn gedaan staan in Bijlage 4 en Bijlage 5.

¹ Waterschap Aa en Maas, *Verslag van overleg met KPR over vragen roofterrassen en voorland, deeltraject Demen Dieden van HWBP verkenning dijktraject 36-3*. 11 juli 2018

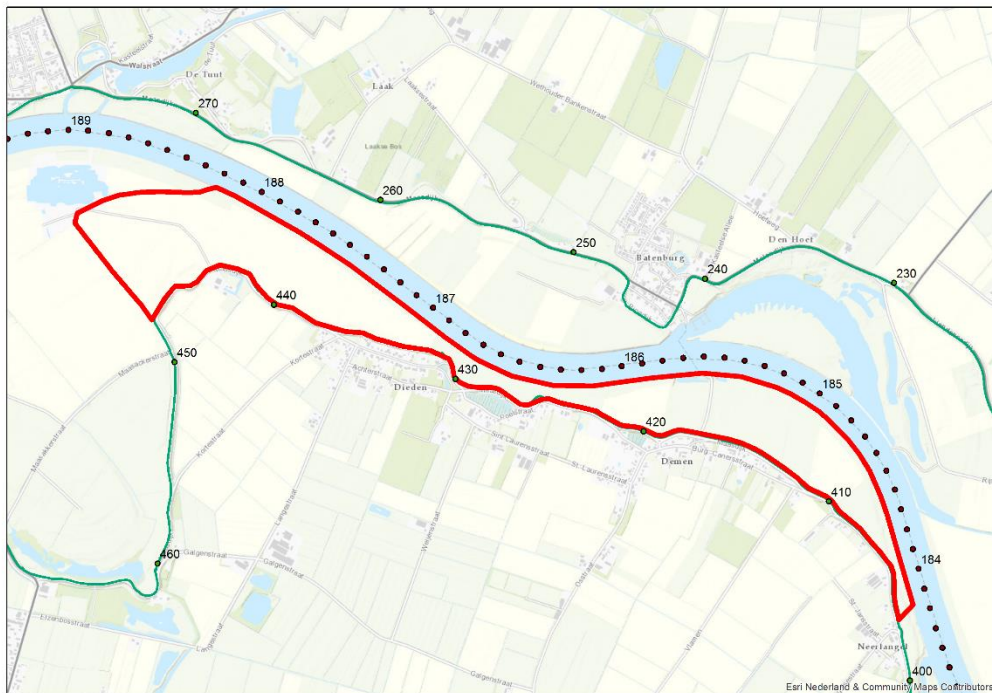
² Acacia Water, *Natuurontwikkeling Demen-Dieden, geohydrologisch onderzoek ten behoeve van MER*, definitief 7 november 2018.

Bijlage 6 bevat een opbarstberekening. In Bijlage 7 wordt verder ingegaan op de faalcriteria voor piping.

2 Huidige situatie

2.1 Plangebied

In Figuur 1 is het plangebied voor de natuurontwikkeling en afgraving weergegeven inclusief de rivier- en dijkkilometring.



Figuur 1: Plangebied Demen-Dieden met rivier- en dijkkilometer.

2.2 Invloed WBI2017

Sinds 1 januari is het WBI2017³ vigerend en vervangt hiermee de VTV2006. Hiermee wijzigen de hydraulische randvoorwaarden en de toetscriteria. Het is niet zomaar te zeggen wat de invloed van de nieuwe normering is zonder het uitvoeren van aanvullende beschouwingen in een veiligheidsanalyse. Kwalitatief kan het volgende opgemerkt worden:

- De normfrequentie van dijkkring 36 was 1/1.250 per jaar. In het WBI2017 krijgen dijktrajecten 36-2 en 36-3 een overschrijdingsnorm van 1/10.000 per jaar.
- Nieuwe hydraulische randvoorwaarden, deze zijn waarschijnlijk hoger, dit werkt door in alle faalmechanismen.
- Nieuwe rekenregel van Sellmeijer geeft in veel gevallen een grotere benodigde kwelweglengte.
- Nieuwe sterkte en glijvlakmodel voor macrostabiliteit. Dit kan in sommige gevallen gunstig en in andere gevallen een ongunstig effect hebben op de berekende stabiliteitsfactor.

³ <https://www.helpdeskwater.nl/onderwerpen/waterveiligheid/primaire/beoordelen-wbi/producten-wbi/>

2.3 Legger en Keur

Gedurende de uitvoering van dit onderzoek heeft waterschap Aa en Maas een nieuwe Legger vastgesteld (vastgesteld op 3 september 2018).

Conform de oude legger heeft de beschermingszone vanaf de teen van de waterkering een lengte van 30m. Aansluitend ligt de buitenbeschermingszone met een lengte van 20m. In totaal is de zone 50m.

In de nieuwe Legger is de buitenbeschermingszone vergroot en heeft een lengte die varieert. De buitenschermingszone beslaat plaatselijk bijna de gehele uiterwaard.

Conform de keur is het niet toegestaan om zonder vergunning in de beschermings- en buitenbeschermingszone werkzaamheden te verrichten zoals het verhogen of verlagen van het maaiveld en het verrichten van afgravingen.

Daarnaast is het waterschap bezig met de voorbereidingen voor een dijkversterking van het dijktraject. Om voldoende ruimte te houden voor de dijkversterking wordt niet vergraven binnen 80m vanaf de dijk.

2.4 Vervolgstappen naar aanleiding huidige situatie en geplande ontwikkeling

Naar aanleiding van de geschetste situatie in dit hoofdstuk is met Waterschap Aa en Maas afgestemd dat dit ontwerp zich met betrekking tot waterveiligheid zal richten op het faalmechanisme piping. Indien er binnen 80 m vanaf de buitenteen geen werkzaamheden verricht zullen worden, geeft dit voldoende ruimte om de dijk te versterken met betrekking tot hoogte en stabiliteit.

Ten behoeve van de vergunningaanvraag dient een DO-ontwerp gemaakt te worden, waarbij inzichtelijk wordt gemaakt dat de waterveiligheid gewaarborgd blijft conform de vigerende ontwerp – en beoordelingsinstrumentaria, de Handreiking Ontwerpen met Overstromingskansen⁴ en het WBI2017.

In dit rapport is het voorkomen van piping op twee manieren getoetst. Als eerste is de benodigde kwelweglengte bepaald met behulp van de rekenregel van Sellmeijer, zie Hoofdstuk 3. Daarna zijn aanvullende berekeningen uitgevoerd met het softwarepakket D-Geo Flow versie 1.0.39057 van Deltares. Hiermee is het mogelijk om op basis van de rekenregel van Sellmeijer gecombineerd met een grondwatermodel een meer nauwkeurige berekening te maken zie Hoofdstuk 4.

⁴ Ontwerpinstrumentarium 2014v4: <https://www.helpdeskwater.nl/onderwerpen/waterveiligheid/primaire/ontwerpen-oi/>

3 Berekeningen met de rekenregel van Sellmeijer

3.1 Uitgangspunten Sellmeijer sommen

Als eerste stap zijn per dijkpaal berekeningen uitgevoerd met de rekenregel van Sellmeijer, conform OI2014v4. Hiermee is de benodigde kwelweglengte berekend. De volgende uitgangspunten zijn gehanteerd voor het maken van de Sellmeijer berekeningen:

- Er worden berekeningen uitgevoerd voor 7 dwarsprofielen. Dit betreffen DP409, DP415, DP420, DP424, DP430, DP434 en DP440. De nummering is gebaseerd op de dijkpalen van Waterschap Aa en Maas. Deze zeven profielen zijn gekozen omdat deze verspreid liggen over het hele projectgebied en de aanwezige voorlandlengtes op deze locaties variëren van ruim 300 m tot minder dan 50 m. Tevens is hiermee een spreiding over beide SOS-segmenten (geotechnische zones) bereikt. De berekeningen worden uitgevoerd met de rekenregel van Sellmeijer, conform OI2014v4 en het Onderzoeksrapport Zandmeevoerende wellen⁵.
- Er wordt uitgegaan van opbarsten ter plaatse van de binnenteen van de dijk. In de referentieberekeningen van Waterschap Aa en Maas trad overal opbarsten op, op basis van lagere ontwerpwaterstanden. Ook dijkversterkingsproject Meanderende Maas gebruikt het uitgangspunt dat overal opbarsten zal optreden. Voor de tussenliggende dijkpalen is lineair geïnterpoleerd op basis van de dichtstbijzijnde dijkpalen uit de tabel. De ontwerpwaterstanden zijn aangeleverd door Meanderende Maas en opgenomen in Bijlage 2.
Conform KPR-advies van Meanderende Maas is de gegeven ontwerpwaterstand een overschatting. De werkelijke ontwerpwaterstand zal iets lager liggen, maar die database is nu nog niet beschikbaar. Voor project Demen-Dieden houden we de hydraulische randvoorwaarden uit de tabel in Bijlage 2 aan.
Daarnaast treedt er mogelijk een waterstandsdeling op als gevolg van de uitvoering van project Demen-Dieden. Dit is nog niet meegenomen in de piping-berekeningen, omdat de rivierkundige berekeningen bij de start van dit onderzoek nog niet afgerond waren en de verwachte waterstandsdeling in het meest conservatieve geval slechts enkele centimeters is. De invloed hiervan op het benodigde pipinglengte is in deze fase beperkt.
- Hoogtegegevens (profielen) zijn aangeleverd door Waterschap Aa en Maas. Dit betreft per dijkpaal een Leggerprofiel en een ingemeten profiel. Voor de berekeningen was in eerste instantie uitgegaan van het ingemeten profiel. Op basis van overleg met waterschap Aa en Maas is ervoor gekozen om AHN2-data te gebruiken voor de hoogte informatie, omdat de ingemeten profielen niet overal betrouwbaar zijn. Er zijn dwarsprofielen per dijkpaal gegenereerd met AHN2.
- De binnenwaterstand wordt gelijk gekozen aan het binnendijkse maaiveldniveau ter plaatse van de binnenteen. Ook bij de aanwezigheid van een sloot wordt dit uitgangspunt aangehouden, omdat in verband met opbarsten de sloot vol zal staan.
- Geotechnische profielen (niveau onderkant deklaag ter plaatse van binnenteen) zijn bepaald op basis van de oude geotechnische onderzoeken, die zijn aangeleverd door

⁵ Onderzoeksrapport Zandmeevoerende wellen, Deltares, kenmerk 1202123-003, 2012

Waterschap Aa en Maas⁶.

De dikte van de deklaag op het voorland is bepaald op basis van het uitgevoerde grondonderzoek⁷ op het voorland in combinatie met het door Fugro uitgevoerd EM-onderzoek voor project Meanderende Maas. Daarnaast zijn er door Greenhouse Advies een groot aantal boringen uitgevoerd in het kader van archeologisch-/bodemonderzoek⁸. Verder zijn door Wiertsema enkele boringen en sonderingen uitgevoerd in het kader van Meanderende Maas.

Uit al deze bronnen volgt een vergelijkbaar beeld van een vrij dikke deklaag (bijna overal dikker dan 2 meter).

- Op basis van de boringen van Greenhouse Advies is er een kleine zandlens aangetroffen ter plaatse van boringen 176 t/m 181. Dit is aan het einde van het voorland (rivierzijde) aan de noordwestzijde van het projectgebied, ongeveer ter hoogte van dijkpaal 442. Dit is buiten de zone van 2x de dijkbasis, dus biedt dit gebied weinig kans om meerwaarde te creëren door een dikkere deklaag aan te brengen.
- Op basis van de boringen van Greenhouse Advies is er een gebied aangetroffen waar nauwelijks een deklaag aanwezig is. Dit betreft boringen 255 t/m 279, waar bij een deel van de boringen de deklaag minder dan 0,5 m dik is. Dit is het deel waar het voorland het smalste is (ongeveer tussen dijken 421 en 432). Hier is mogelijk meerwaarde te creëren door een dikkere waterremmende deklaag aan te brengen dan in de huidige situatie het geval is, om hiermee het risico op piping te verkleinen
- De dikte van de deklaag in het uittredepunt is gebaseerd op boringen en sonderingen die door Wiertsema & Partners ten behoeve van Meanderende Maas. De dichtstbijzijnde sondering is gebruikt om de onderzijde van de deklaag te bepalen. In combinatie met het maaiveldniveau in het uittredepunt resulteert dit in een dikte van de deklaag.
- De korreldiameter (d_{70}) is bepaald conform de standaardwaarden die voor het WBI2017 beschikbaar zijn gesteld. Deze waarden zijn per SOS-segment bepaald op basis van VNK-2 gegevens⁹, zie ook Tabel 1.

Voor Demen (dijkpaal 405 t/m 420) zijn deze waarden gebaseerd op SOS-segment 36010 ($d_{70} = 350 \mu\text{m}$).

Voor Dieden (dijkpaal 421 t/m 448) zijn deze waarden gebaseerd op SOS-segment 36009 ($d_{70} = 300 \mu\text{m}$).

De genoemde waarden zijn verwachtingswaarden (gemiddelden). Conform de schematiseringshandleiding Piping ¹⁰geldt een variatiecoëfficiënt van 0,12 voor d_{70} met een lognormale verdeling. Voor d_{70} moet een laag karakteristieke waarde (95% ondergrens) worden bepaald, zie onderzoeksrapport zandmeevoerende wellen. Voor de lognormale verdeling is gebruik gemaakt van de formules uit Bijlage I van de

⁶ Voor Demen (dijkpaal 405-423) betreft dit Verbetering Maasdijk Neerloon, Ravenstein en Demen – Geotechnisch rapport uit 2000: Geotechnisch onderzoeken Neerloon Demen.pdf)

Voor Dieden (dijkpaal 423-448) betreft dit Verbetering Maasdijk gedeelte Dieden hmp 423-459 – Aanvulling Grondmechanisch rapport uit 1993: Dieden geotechnisch onderzoek.pdf)

⁷ Meet B.V. rapportages1824-001 (maaiveldmodel) en rapportage 1824-004 (zandspiegelhoogte)

⁸ Greenhouse Advies (2018): *Archeologisch onderzoek Gebiedsontwikkeling Demen-Dieden. Inventariserend Veldonderzoek (IVO-O). GRA-rapport 2018.19*

⁹ Veiligheid Nederland in Kaart 2, <https://www.helpdeskwater.nl/onderwerpen/waterveiligheid/programma-projecten/veiligheid-nederland/>

¹⁰ schematiseringshandleiding Piping. Zie ook:

<https://www.helpdeskwater.nl/onderwerpen/waterveiligheid/primaire/beoordelen-wbi/vraag-antwoord/documentatie-wbi/piping/piping/aanvullende-checks/>

schematiseringshandleiding macrostabiliteit. Deze methode is binnen POV-piping afgestemd. Student t-factor is standaard 1,65.

Tabel 1: Waarden voor d_{70} voor de dijk langs het projectgebied (SOS).

	Verwachtingswaarde d_{70} [μm]	Lage karakteristieke waarde d_{70} [μm]
Dp 405 t/m 420	350	288
Dp 421 t/m 448	300	246

- De doorlatendheid K is bepaald op basis van de gegevens uit REGIS II v2.2. Daarbij is de gewogen doorlatendheid over de bovenste 50 m van het zandpakket bepaald. Dit resulteert in een doorlatendheid van 60 m/dag (komt overeen met $6,94 \cdot 10^{-4} \text{m/s}$)
- Voor de dikte van het watervoerend pakket is uitgegaan van data uit REGIS II v2.2. Hieruit komt naar voren dat de dikte van het watervoerende pakket meer dan 200 m dik is. Het is onrealistisch om in de Sellmeijer berekeningen uit te gaan van een dikte van de zandlaag van 200 m. Voor de dikte van de zandlaag wordt uitgegaan van $0,5 \times L_{\text{benodigd}}$, waardoor de diepste stroomlijn cirkelvormig is.
- De veiligheidsfactor γ_{pip} volgt uit Bijlage A van OI 2014v4 en bedraagt 1,33 voor dijktraject 36-3.
- De schematiseringsfactor wordt voorlopig gesteld op 1,1. Dit is de hoogste waarde uit de berekeningen die Waterschap Aa en Maas heeft aangeleverd. Binnen project Meanderede Maas wordt ook met een schematiseringsfactor van 1,1 gerekend.

3.2 Resultaten Sellmeijer sommen

De resultaten van de berekeningen zijn gegeven in Tabel 2.

Tabel 2: Resultaten van de Sellmeijer sommen.

Dijkpaal		409	415	420	424	430	434	440
Niveau onderkant deklaag	m+NAP	4,5	4,5	4	4	3,8	3,7	3,8
Maaiveldniveau binnenteen	m+NAP	7,2	7,15	4,3	7,2	6,5	7,4	6,14
Dikte deklaag	m	2,7	2,65	0,3	3,2	0	3,7	2,34
Dikte zandlaag D	m	67	65	90	72	105	56	90
Doorlatendheid k	m/dag	60	60	60	60	60	60	60
Korrel diameter d70	µm	288	288	246	246	246	246	246
Ontwerpwaterstand 2075	m+NAP	11,19	11,1	10,99	10,91	10,83	10,78	10,64
Binnenwaterstand	m+NAP	7,2	7,15	6,7	7,2	6,5	7,4	6,14
Benodigde kwelweglengte Sellmeijer (schematiseringsfactor = 1,1)	m	134,0	132,0	198,0	120,0	228,0	111,8	194,0
X-coördinaat binnenteen	m	-23,2	-23,5	374,0	188,0	221,0	-16,5	-18,4
X-coördinaat buitenteen	m	10,0	11,2	404,0	233,0	257,0	11,4	11,1
Breedte dijkbasis	m	33,2	34,7	30,0	45,0	36,0	28,0	29,5
Benodigde afstand uit buitenteen	m	100,8	97,3	168,0	75,0¹⁾	192,0	83,8	164,5
2 x Dijkbasis	m	66,4	69,5	60,0	90,0	72,0	55,9	59,0

Ad 1: Ter plaatse van dijkpaal 424 t/m 430 is het voorland beperkt en is de aanwezige kwelweglengte inclusief voorland niet voldoende. Binnen het project Demen-Dieden zijn in dit gebied geen aanpassingen voorzien, vanwege het beperkte voorland. De benodigde kwelweglengte is de benodigde afstand tussen het intredepunt (ergens op het voorland) en het uitredepunt (ter plaatse van de binnenteen).

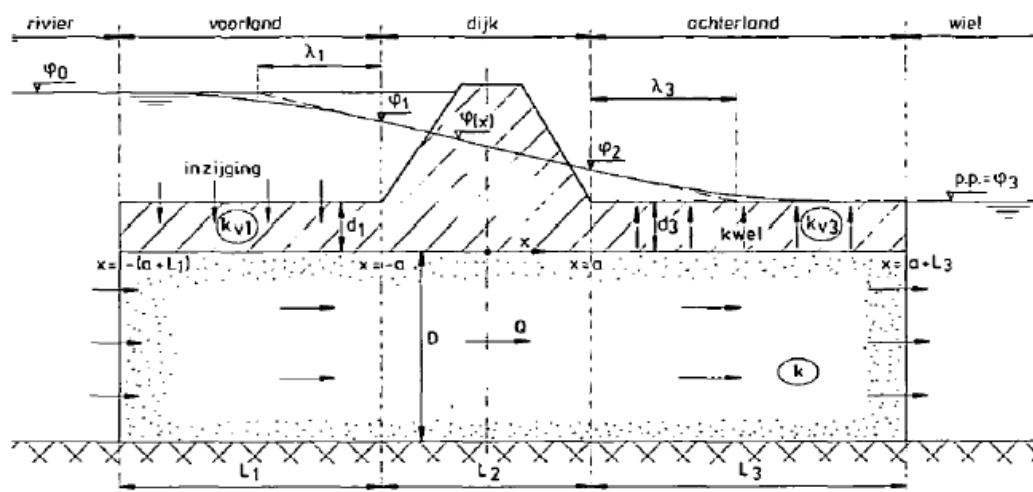
Of de benodigde kwelweglengte op het voorland aanwezig is en daadwerkelijk mag worden meegenomen in de veiligheid tegen piping hangt af van de lengte van het voorland en de kwaliteit van de deklaag (dikte en doorlatendheid). Dit is uitgewerkt in bijlage E van de schematiseringshandleiding piping van het WBI2017.

De maximale voorlandlengte die in rekening mag worden gebracht is gelijk aan tweemaal de dijkbasis (afstand tussen buitenteen en uitredepunt). De dijkbasis is maximaal ongeveer 35 à 45 meter, waarmee de maximale voorlandlengte die in rekening mag worden gebracht ongeveer 70 à 90 meter bedraagt. Voor alle profielen voldoet de benodigde kwelweglengte vanwege deze aanvullende eis sowieso niet (onafhankelijk van dikte en kwaliteit deklaag op voorland).

De benodigde kwelweglengte per dijkpaal kan worden gebruikt om voor Waterschap Aa en Maas te onderbouwen tot welke afstand uit de buitenteen de buitenbeschermingszone van de waterkering dient te worden vastgesteld. Dit kan mogelijk geoptimaliseerd worden tot minder dan 100 meter.

Op basis van het in 2015 door Meet B.V. (in opdracht van K3Delta) uitgevoerde grondonderzoek op het voorland is de kleilaagdikte voor de beschouwde locaties bepaald. Met Bijlage E van de schematiseringshandleiding piping, zie Figuur 2 en Tabel 3, is vervolgens de lek lengte van het voorland berekend. De doorlatendheid van de klei is aangehouden conform de oude geotechnische onderzoeken, die zijn aangeleverd door Waterschap Aa en Maas (0,05 m/dag, schatting op basis van boorresultaten).

Voor het bepalen van het fictieve intredepunt wordt uitgegaan van het algemene model volgens Figuur H.1.



Figuur E.1 Schematisering grondwaterstroming

De stromingsweerstand van het zandpakket onder het voorland en door de deklaag op het voorland zijn van invloed op de ligging van het fictieve intredepunt.

De weerstand ter plaatse van het voorland wordt als volgt beschreven.

$$W_1 = \frac{\lambda_1}{kD} \tanh \frac{L_1}{\lambda_1}$$

Hierin is $\lambda_1 = \sqrt{(kDd_1/k_1)}$ de leklengte van het voorland.

Figuur 2: Bepalen van de leklengte van het voorland, overgenomen uit Bijlage E van de schematiseringshandleiding piping.

Tabel 3: Gebruikte waarden voor de bepaling van de leklengte bij de dijken waarvoor een Sellmeijer som gemaakt is.

Dijkpaal		409	415	420	424	430	434	440
Deklaagdikte voorland (d1)	m	2,7	2,7	3	2,4	3,8	3,8	2,65
Doorlatendheid klei (K1)	m/s	5,79E-07	5,79E-07	5,79E-07	5,79E-07	5,79E-07	5,79E-07	5,79E-07
Dikte zandpakket (D)	m	67	65	90	72	105	56	90
Doorlatendheid zand (K)	m/s	0,000694	0,000694	0,000694	0,000694	0,000694	0,000694	0,000694
Leklengte voorland (λ 1)	m	465,9	458,9	569,2	455,4	692,0	505,3	535,0

Indien de deklaag op het voorland inderdaad zo slecht doorlatend is als de oude geotechnische onderzoeken aangeven, dan draagt het hele voorland bij aan de weerstand tegen piping. Dit is echter een puur geohydrologische beschouwing die niet meer correct is als er een kanaaltje onder het voorland ontstaat. Daarom stelt Bijlage E van de schematiseringshandleiding piping: *“Wanneer de fictieve kwelweglengte groter wordt dan twee keer de dijkbasis (buitenteen tot uittredepunt) moet daarom door de beheerder met aanvullende checks worden aangetoond dat de fictieve kwelweglengte volledig mag worden meegenomen.”*

Om de invloed van de verschillende parameters in beeld te brengen, zijn gevoeligheidsanalyses uitgevoerd met de volgende resultaten:

- Gevoeligheid d_{70} : 10% grotere d_{70} , ca. 4% kleinere benodigde kwelweg, 20% grotere d_{70} , ca. 8% kleinere benodigde kwelweg.
- Gevoeligheid K: 10% kleinere K, ca. 4% kleinere benodigde kwelweg, 20% kleinere K, ca. 8% kleinere benodigde kwelweg
- Gevoeligheid waterstand: 20 cm waterstandsval geeft circa 10 à 15 m kortere kwelweglengte

3.3 Conclusies voor de Sellmeijer sommen

Het resultaat van de 1e fase is dat de rekenregel van Sellmeijer niet goed gebruikt kan worden: de benodigde kwelweglengte in het voorland is namelijk groter dan 2 maal de dijkbasis. In deze 1e fase is ook onderzocht welke parameters bepalend zijn voor de benodigde voorlandlengte: deklaagdikte, doorlatendheid en korrelgrootte.

De rekenregel van Sellmeijer biedt geen duidelijkheid over de mogelijkheid om in de uiterwaard de kleilaag te verwijderen. Op basis van de rekenregel van Sellmeijer is de mogelijkheid om in het voorland extra weerstand mee te nemen beperkt. Op d.d. 11 juli 2018 is overleg geweest met Dhr. Blinde (KPR). In dit overleg is aangegeven dat in het voorland mogelijk scheuren kunnen ontstaan in de deklaag van 2 à 2,5 m diep, waardoor de doorlatendheid in het voorland toe zou kunnen nemen tot 10^{-3} m/s en kan een grote weerstand in het voorland niet

gegarandeerd worden. Op basis van de rekenregel van Sellmeijer (conform OI2014v4) voldoet de huidige situatie niet en zal de situatie na vergraving ook niet voldoen.

Door Waterschap Aa en Maas is aangegeven dat het gewenst is om nauwkeuriger in beeld te brengen wat de invloed van de vergravingen in het voorland zijn op de veiligheid tegen piping. Om de invloed van de vergravingen beter in beeld te kunnen brengen, zijn op advies van KPR simulaties uitgevoerd met de Beta-versie van D-Geo Flow.

4 Berekeningen met D-Geo Flow

4.1 Algemene opmerkingen D-Geo Flow

Bij het werken met D-Geo Flow v1.0.39057 is het belangrijk de volgende zaken aan te geven:

- Er is nog geen veiligheidsfilosofie opgesteld, dat wil zeggen dat er geen veiligheidsfactoren zijn waarmee een beoordeling uitgevoerd kan worden.
- Er is door Deltares aangegeven de beschikbare versie van D-Geo Flow een beta versie betreft, die niet bedoeld is om mee te adviseren, maar dat het een aanvulling is om gevoeligheden in het gebied te kunnen bepalen.
- De totale modelmatige pipe-lengte zoals die geschematiseerd wordt in D-Geo Flow beïnvloedt de modeluitkomst niet. Ieder pipe-element wordt individueel getoetst of het aan de voorwaarden voor terugschrijdende erosie voldoet. Dit heeft invloed op de mogelijke manieren van schematiseren en hoe curves van verval versus pipe-lengte geïnterpreteerd dienen te worden. Dit is nader uitgewerkt in Bijlage 7. Ook wordt hier benadrukt dat dit op een andere manier gebeurt dan de Sellmeijer berekeningen.
- Het begin en het eind van de modelmatige pipe dient aan een randvoorwaarde te liggen. Dit is uitgelegd in sectie 4.3.6.
- De pipe-groei is niet tijdsafhankelijk.
- Het grondwatermodel kan tijdsafhankelijk worden gemaakt. Dit wordt echter nog niet aanbevolen door Deltares.
- Bij het verval dat door D-Geo Flow berekend wordt, dient nog 0,3D te worden opgeteld. Dit is aangegeven bij een ontmoeting tussen POV Piping en Deltares. Deltares doet hier nog nader onderzoek naar.

4.2 Tijdlijn en werkwijze

Door Lievense is in augustus begonnen met de eerste D-Geo Flow berekeningen op aanraden van KPR. Hierbij is in eerste instantie de invloed van de lengte van het voorland op piping in kaart gebracht door naar de lengte van de ontstane pipe te kijken bij verschillende voorland-lengtes. Dit sluit aan bij de faaldefinitie van piping conform het WBI2017, zie Bijlage 7. Dit is de eerste schematisatie.

Terwijl dit onder review was bij Dhr. Blinde (KPR/Deltares) is begonnen met de vervolgstap: in kaart brengen wat er gebeurt met de pipe als er een zwakte in het voorland zit. Dit kan natuurlijk komen door een lokaal zwakkere deklaag (denk hierbij aan een scheur, of een dunnere deklaag) of door een vergraving. Dit is de tweede schematisatie. De resultaten van zowel de eerste als tweede schematisatie staan in Bijlage 4.

Hierna – op 29 november 2018 – kwam het review binnen vanuit Deltares op de eerste schematisatie. Het belangrijkste punten uit deze review waren de locatie en het type van de randvoorwaarden. Met name de rivier diende breder geschematiseerd te worden. Het effect van de randvoorwaarden is getest, en hoewel andere keuzes gemaakt hadden kunnen worden, had het type randvoorwaarde nauwelijks effect op het resultaat, zie ook 4.3.4. Deze zaken zijn getest met de tweede schematisatie.

Gedurende dit proces is de wens uitgesproken door Waterschap Aa en Maas om naast de lengte van de ontstane pipe (conform het criterium voor piping in het WBI2017) ook het verval over de pipe in combinatie met het kritiek verval mee te nemen. Toen het kritiek verval werd bepaald bij de tweede schematisatie bleken er zeer hoge waarden uit te komen, dit sloot niet aan bij de verwachtingen. De verklaring voor dit hoge kritieke verval kan teruggelezen worden in Bijlage 4, sectie ‘ Aanvullende berekeningen: kritiek verval’.

Om dit verder te onderzoeken is een groot aantal scenario’s geschematiseerd en berekend en is een bezoek gebracht aan Jonathan Nuttall van Deltares op 20 december 2018. Ten eerste zijn een deel van de bovengenoemde algemene opmerkingen, zie sectie 4.1, aan het licht gekomen. Ten tweede is een discussie gestart over de hoge waarden voor het kritiek verval. Uiteindelijk is uit overleg met de POV Piping en Deltares geconcludeerd dat wanneer een pipe voorbij een zwakke zone probeert te groeien het een onverwachte, en modelmatige, sterkte haalt uit het voorland. Dit leidt tot onrealistisch hoge kritieke vervallen wanneer enkel naar de eindwaarde van het kritiek verval wordt gekeken. Hierna is afgestemd met Dhr. Blinde om anders naar het kritiek verval te kijken: de curve voor het kritiek verval bestaat in zulke schematisaties uit een tweetraps curve. Hierbij dient het eerste buigpunt als kritiek verval te worden genomen. Hier kan vervolgens ook de kritieke pipe-lengte bij worden gevonden, dat wil zeggen de maximale lengte die een pipe kan bereiken voor hij ‘doorschiet’ naar het intredepunt. Dit wordt toegelicht in 4.3.3 en Bijlage 7 waar ook de gehanteerde faaldefinities worden besproken.

Na deze ontmoetingen heeft een derde schematisatie in overleg met Dhr. Blinde (KPR/Deltares, op 6 februari 2019) plaatsgevonden waarbij een gat in de deklaag is aangebracht om het intredepunt op het juiste punt te kunnen aanbrengen en direct realistische waarden voor het kritiek verval te kunnen berekenen. De waarden die uit deze sommen kwamen, lagen in de buurt van die van de Sellmeijer berekeningen en hadden de goede orde grootte. De resultaten zijn opgenomen in Bijlage 5.

Echter, het gat in de deklaag heeft toch een onevenredig grote invloed op het modelresultaat. Dit betekent dat de derde schematisatie niet helemaal correct was. Dit heeft geleid tot een vierde schematisatie wederom in overleg met Dhr. Blinde (KPR/Deltares). Deze laatste schematisatie wordt in onderstaande paragraaf gepresenteerd en kan gezien worden als de best mogelijke schematisatie voor deze situatie.

4.3 Uitgangspunten D-Geo Flow simulaties

4.3.1 Controle opbarsting

Opbarsten van de deklaag is een vereiste voordat piping op kan treden. Om te verifiëren of dit plaatsvindt is in een opbarstberekening toegevoegd in

Bijlage 6. Hieruit volgt dat inderdaad opbarsten plaatsvindt.

4.3.2 Opzet van de berekeningen: parameterkeuze en schematisatie modelopbouw

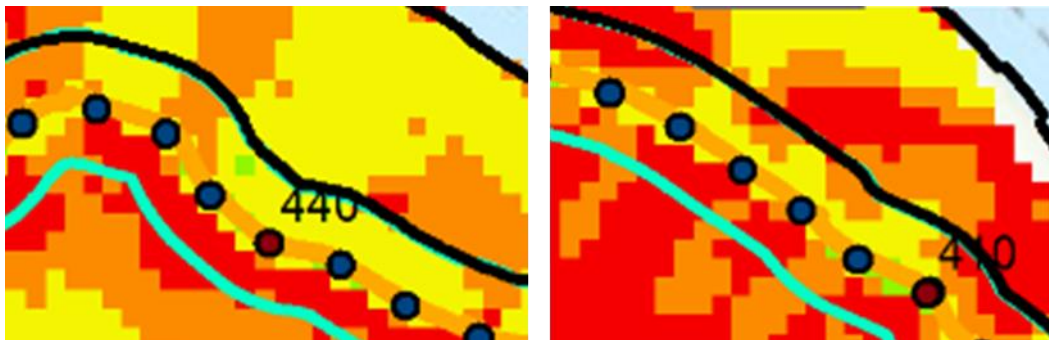
Onderzocht is wat de invloed van de vergravingen in het voorland zijn op piping bij de primaire waterkering. In het ontwerp is als uitgangspunt genomen dat er in het voorland op $75 \text{ m} \pm 10$ meter vanaf de buitenteen van de dijk geen vergravingen plaats zullen vinden. Met behulp van D-Geo Flow zijn diverse gevoeligheidsanalyses uitgevoerd om te bepalen hoe de vergraving het meest realistisch geschematiseerd kan worden en welke parameters bepalend zijn voor het ontstaan van piping. Een deel van de gevoeligheidsanalyses is toegevoegd in Bijlage 3.

Keuze van locatie dwarsdoorsnede

De opzet van de berekening in D-Geo Flow is gebaseerd op de uitgangspunten beschreven in Hoofdstuk 4, welke ook afgestemd zijn met waterschap Aa en Maas. Daarnaast is het geohydrologisch model van Acacia Water gebruikt om de invoerparameters te toetsen. Er is voor gekozen om één doorsnede te beschouwen. Hierbij is dijkpaal 440 gekozen, omdat hier de theoretisch benodigde kwelweglengte op basis van de Sellmeijer berekening binnen het plangebied het langst is. De onderbouwing van de gekozen modelopbouw staat in Bijlage 3.

Schematisatie van het intredepunt

Om tot de schematisatie te komen van het intredepunt is de deklaagkaart uit het geohydrologisch model, aangevuld met lokale bodeminformatie, gebruikt om een inschatting te maken van de kwaliteit van de deklaag. Een deel van die kaart is weergegeven in Figuur 3. De volledige kaart is te vinden in Figuur 9.



Figuur 3: Deklaaginformatie uit het geohydrologisch model. De deklaaginformatie laat zien dat in een zone (zwarte en blauw lijn) van 80 m rond de dijk (oranje lijn met bolletjes) plekken met een deklaag dunner dan 2,5 m (rood) of tussen de 2,5 m en 3,0 m (oranje) voorkomen. Deze dikten zijn gevoelig voor scheuren en kunnen dus allemaal mogelijke intredepunten vormen. De volledige kaart is te vinden in Figuur 9.

Hieruit blijkt dat er meerdere zwakke punten in de deklaag zitten, óók binnen de zone van 80 m rondom de dijk. Dit zijn allemaal potentiële intredepunten. Gekeken is naar de situatie waarin één intredepunt op de 80 m grens gelegd wordt, dat wil zeggen $75 \text{ m} \pm 10$ van de kruin, op basis van de voorgenomen vergravingen in het voorland. Dit is *niet* het meest conservatieve scenario dat uit deze data gedestilleerd kan worden. Immers kunnen op basis van de kaarten in Figuur 3 meerdere zwakke zones of intredepunten tot aan de teen van de dijk geschematiseerd

worden. Er is gekozen voor het 80 m punt omdat hier de rand van het projectgebied ligt en omdat in deze zone de dijkversterking voor hoogte en stabiliteit zal plaatsvinden.

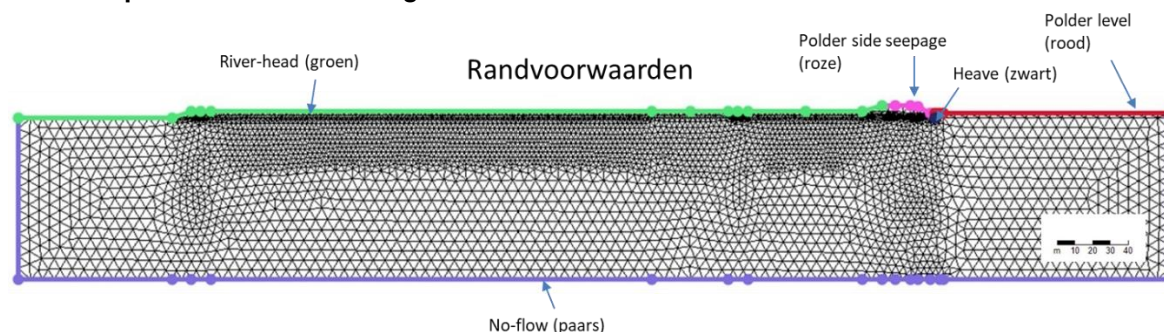
Geologische modelopbouw

De geologische modelopbouw is schematisch weergegeven in Figuur 4. De meegenomen dikte van het watervoerend pakket is 80 meter omdat uitgegaan is van $0,5 \cdot L_{\text{benodigd}}$ (minimaal benodigde kwelweglengte) waarbij de diepste stroomlijn cirkelvorming is. Uit REGIS II v2.2 volgt dat de totale dikte van het watervoerend pakket ongeveer 180 meter is. In verband met de waarden uit het geohydrologisch model (ongeveer 90 meter diep) en de daaruit volgende onderbouwing in Bijlage 1, de rekentijd, en de werkbaarheid van het model, is uitgegaan van één zandlaag met een beperkte dikte van 80 meter.



Figuur 4: Schematisatie van de modelopbouw. De totale lengte is 600 meter. De as van de rivier ligt op 450 meter van de buitenkruin.

4.3.3 Opzet van de berekeningen: randvoorwaarden



Figuur 5: De randvoorwaarden die gebruikt zijn bij de schematisatie.

Heave randvoorwaarde aan het uittredepunt

De stijghoogte in het watervoerendepakket is meegenomen als heave randvoorwaarde aan de binnenteen. De 0,3D regel is meegenomen in de berekening¹¹, volgens de formule:

$$P = 1000 \cdot 9,81 \cdot (h_{\text{exit}} - z) + 0,3 D \cdot 1000 \cdot 9,81$$

Waarbij h_{exit} de hoogte is van de deklaag bij de binnenteen van circa NAP +6,2 m, z de grens tussen het watervoerend pakket en de deklaag van NAP +4,0 m en D de dikte van de deklaag aan de binnenteen van 2,2 m. Hieruit volgt dat de weerstand die op de locatie van de binnenteen op 28,0 kPa ligt. Hierbij is de veiligheidsfactor van 0,3 meegenomen. Deze

¹¹ Zoals beschreven in van Beek, V., *Use of the 0.3D rule in D-Geo Flow*. Delft : Deltares, 2018. 11200575-028-GEO-003

weerstand wordt als heave randvoorwaarde toegekend aan het uittredepunt aan het begin van de pipe.

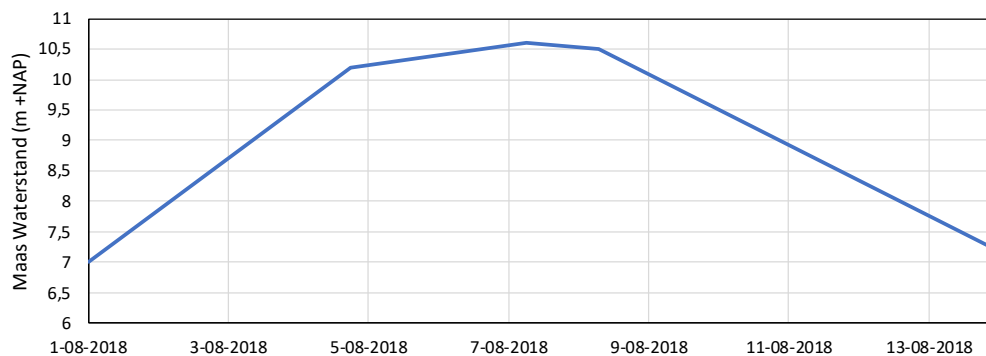
Riverside-head boundary voor de buitenwaterstand

Als riverside-head boundary is een hoogwatergolf gebruikt. Het verloop van een hoogwatergolf is bepaald aan de hand van de WBI Waterstandsverlooptool voor de Bovenmaas traject Maas_5.

Het verloop is afgeleid voor de ontwerpwaterstand voor 2075 van NAP +10,6 m, zie Figuur 6 en Tabel 4. Met behulp van het geohydrologisch model is een berekening gemaakt om de invloed van de vergravingen op de stijghoogte in de binnenteen van de dijk te bepalen. Ook in de geohydrologische berekeningen is uitgegaan van onderstaande hoogwatergolf.

Tabel 4: Waterstandsverloop Maas_5 WBI aangepast aan de ontwerpwaterstand voor 2075 naar NAP +10,6 m.

Tijdsverloop – ontwerpwaterstand 2075	Stijging (m)	Waterstand (m +NAP)
1-8-2018 00:00	0	7
4-8-2018 18:00	3,2	10,2
7-8-2018 06:00	0,4	10,6
8-8-2018 07:00	-0,2	10,4
14-8-2018 03:00	-3,4	7



Figuur 6: Verloop hoogwatergolf

Daarnaast is het kritieke verval bepaald. Wanneer dit verval overschreden wordt, ontstaat een doorgaande pipe. Het kritieke verval is bepaald door de riverside-head boundary te veranderen van een hoogwatergolf naar een lineair stijgende functie. Bij een voldoende aantal tijdstappen kan zo het faalpunt (pipe-lengte en kritiek verval) worden bepaald. Naar gelang de schematisatiekeuze is dit een 'twee-traps' of 'enkel-traps' grafiek, zie Figuur 8d,e,f. In alle gevallen dient het eerste buigpunt als kritieke pipe-lengte en kritiek verval te worden beschouwd. Wanneer een pipe onder een zwakke zonde wordt geschematiseerd, zoals in zie Figuur 8a,b, leidt het gebruik van het maximaal berekende kritieke verval tot onrealistisch hoge kritieke vervallen, zie Bijlage 4.

Polder level boundary voor binnendijks peil

Er wordt een constant polderpeil aangenomen gelijk aan de maaiveldhoogte (NAP +6,2 m). Dit komt overeen met een volle sloot.

Polder side dike boundary voor kruin en binnendijks talud van de dijk

Deze randvoorwaarde maakt kwel door de dijk heen mogelijk. Hier hoeven geen waterstanden voor te worden gedefinieerd.

No-flow boundary voor overige randen

De overige randen zijn als no-flow randvoorwaarde gedefinieerd. Het gebruik van deze randvoorwaarde is geverifieerd met een gevoeligheidsanalyse, zie 4.2 en 4.3.4.

4.3.4 Effect van modeldimensies op het modelresultaat

Er is gekeken wat het effect is van de modeldimensies op het modelresultaat. Het verlengen van de rivierzijde tot $0,5 \cdot \text{rivierbreedte}$ (80 m), en het verlengen van de binnendijkse zijde tot 125 m uit de binnenteeën heeft niet geleid tot een significant andere pipe-lengte. De huidige keuzes leiden tot een conservatievere inschatting.

4.3.5 Aanvullende uitgangspunten simulaties

- Het voorland van dijkpaal 440 is in de huidige situatie circa 380 meter. In de ontwerpsituatie, na het vergraven van de deklaag, heeft het voorland nog een lengte van 75 à 85 meter. De dikte van de deklaag in het voorland is ongeveer 3,5 m, lokaal bevinden zones waar de deklaag dikker of dunner is.
- De waarden voor de doorlatendheid van de deklaag op het voorland zijn bepaald op basis van het advies van Dhr. J. Blinde van het KPR d.d. 11 juli 2018. Door Dhr. J. Blinde is aangegeven dat de doorlatendheid van het voorland moeilijk te bepalen is. Omdat het voorland gedurende een groot deel van het jaar droog staat, kunnen scheuren in de deklaag ontstaan. Hierdoor wordt de deklaag meer doorlatend en zal de lengte van het voorland dat in rekening gebracht mag worden afnemen. Als eerste indicatie is geadviseerd om een berekening uit te voeren met een doorlatendheid van $1 \cdot 10^{-4}$ à $1 \cdot 10^{-5}$ m/s (5 m/d).
- De deklaag is in verband met modeltechnische redenen opgedeeld in delen met dezelfde kenmerken: voorland, achterland, deklaag-dijk. Wanneer hoog doorlatende zones zijn geschematiseerd, zijn alleen de doorlatendheden aangepast. De doorlatendheid van een afsluitende deklaag is gezet op 0,05 m/dag. Voor een hoge doorlatendheid is op advies van KPR 5 m/dag aangenomen. Voor teruggelegde klei ter plaatse van de afgegraven geulen is een doorlatendheid van 2 m/dag aangenomen. De dikte van de deklaag aan de binnenteeën is 2,2 m, bepaald aan de hand van boring B03¹².
- In verband met de waarden uit het geohydrologisch model en de daaruit volgende onderbouwing in Bijlage 3, vanwege de rekentijd, en de werkbaarheid van het model, is uitgegaan van een constante dikte en doorlatendheid van de deklaag in het voorland.

¹² B01-B15_Boorprofielen. Gebiedsontwikkeling Demen Dieden 17M7013

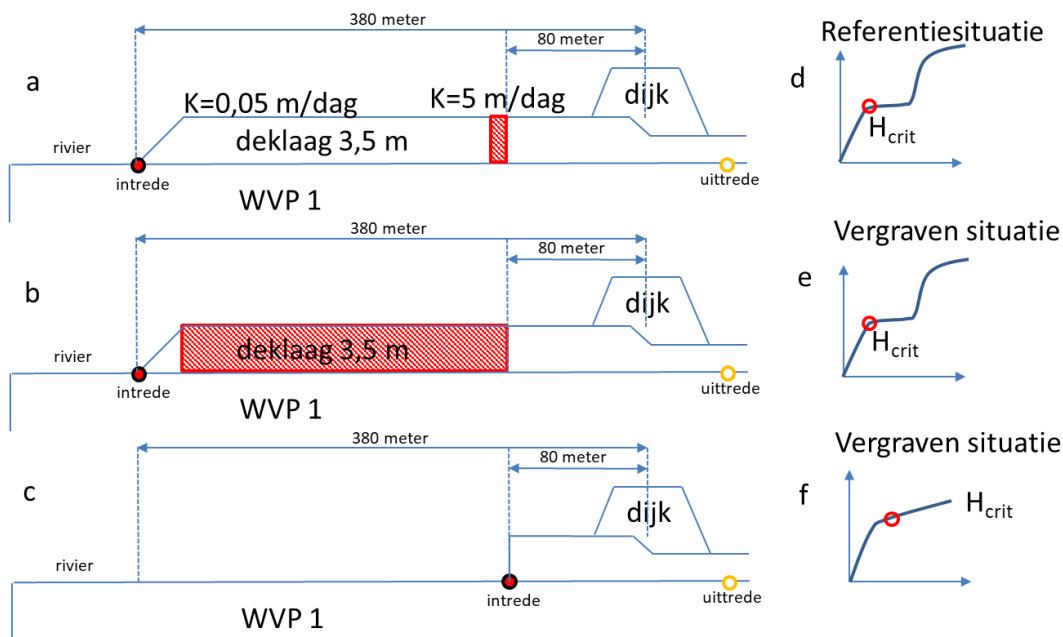
- In het geohydrologisch model is een onderdoorlatende laag geschematiseerd op een diepte van NAP -10 m. De aanwezigheid van deze laag is onzeker. Uit een gevoeligheidsanalyse (zie Bijlage 3) komt naar voren dat de aanwezigheid van de ondoorlatende laag een gunstig effect heeft op het risico voor piping (het risico neemt af). Dit sluit aan bij de verwachting op basis van de relatie tussen de parameters in de Sellmeijer som. Omdat niet met zekerheid gezegd kan worden dat deze laag aanwezig is, is er in voorliggende berekeningen vanuit gegaan dat de ondoorlatende laag niet aanwezig is.

4.3.6 Schematisatie referentiesituatie en vergraving in D-Geo Flow

In deze casus is een zone van 80 meter als minimale voorlandlengte na afgraving gehanteerd en een totale voorlandlengte van 380 meter in de huidige situatie. De situatie waarin een zwak stuk van de deklaag aan de 80 meter zone grenst en tevens als intredepunt fungeert, is schematisch weergegeven in Figuur 7. Echter kan dit met de huidige software niet doorgerekend worden: het intredepunt dient aan een randvoorwaarde te grenzen, waardoor de deklaag ter plaatse van het intredepunt onderbroken dient te zijn in het model. Verschillende mogelijkheden zijn getest, zie Bijlage 4 en Bijlage 5. Na een aantal gevoeligheidsanalyses gericht op het vinden van de correcte schematisatie, zie sectie 4.2, is uiteindelijk de opzet gehanteerd van Figuur 8.



Figuur 7: Schematisering zwakke plek in deklaag binnen net buiten de 80 meter zone, met daaronder het intredepunt. De locatie van de zone met hoge doorlatendheid (rood) kan gevarieerd worden. WVP 1 staat voor watervoerend pakket 1. Ook het coördinatensysteem dat gehanteerd wordt is aangegeven.



Figuur 8: De definitieve schematisaties voor de referentiesituatie (a), en vergravingen (b,c) bij Demen-Dieden. De vorm van de kritieke vervallen versus de lengte van de pipe is weergegeven in (d,e,f). Merk de 'twee-traps' vorm op voor scenario (a,b) wanneer een pipe onder een zwakke zone door wordt geschematiseerd.

(a) Schematisatie van de referentiesituatie: De zwakke zone heeft een breedte van 25 meter, zodat dit overeenkomt met de breedte van een gridcel in het grondwatermodel, en een doorlatendheid van 5 m/dag (overige deklaagdelen $K=0,05$ m/dag). Daar het grondwatermodel is aangescherpt met lokale informatie, en dit nog steeds cellen geeft met deklaagdikten kleiner dan 2,5 meter, is dit een veilige aanname die hier goed bij aansluit. Hier wordt nog eens benadrukt dat gekozen is om slechts één zwakke plek te schematiseren op 80 meter van de dijk, en dat uit aanwezige informatie ook tot een andere schematisatie kan worden gekomen waarbij een zwakke plek dicht bij de dijk zou kunnen liggen. Omdat als uitgangspunt is gehanteerd dat er binnen 80 m van de dijk geen vergravingen plaats zullen vinden en de dijkversterking in deze zone plaats vindt, is deze schematisatie binnen de scope van dit project het meest geschikt. Dit scenario is tweemaal doorgererekend. Éénmaal met een hoogwatergolf. Andermaal om het kritiek verval te bepalen.

(b),(c) Vanwege de uitkomsten bij de gevoeligheidsanalyse van het effect van de breedte van het gat, zijn twee schematisaties gemaakt voor de vergravingen situatie. Ook hierbij geldt weer dat in de zone van 80 m rond de dijk eventuele extra intredepunten kunnen geschematiseerd op basis van de beschikbare bodemgegevens. Met andere woorden, in deze situatie wordt ervanuit gegaan dat in de 80 meter zone geen doorlatende zones / intredepunten zijn. Volgens Figuur 3 kan dit ook conservatiever gekozen worden. Opmerking: Na de vergraving wordt klei teruggeplaatst. Het is daarom beter om met schematisatie (b) te rekenen. Er is een aanname gedaan voor de weerstand die deze teruggebrachte klei biedt: 2 m/dag of 5 m/dag.

4.4 Resultaten D-Geo Flow

De resultaten van bovenstaande scenario's zijn samengevat in Tabel 5.

Tabel 5: Samenvatting van de resultaten van de modelscenario's. W_{zone} = breedte van de zwakke zone, L_{pipe} = lengte ontstane pipe. K_{zone} en K_{dek} refereert naar de doorlatendheid van de zwakke zone en de intacte deklaag. L_{MHW} , H_{MHW} = lengte pipe en verval over de pipe bij gebruik van de hoogwatergolf. L_{crit} , H_{crit} = kritieke pipe-lengte en kritiek verval. $0,3 D$ is gelijk aan 66 cm.

Scenario	Naam	W_{zone}	K_{zone}	K_{dek}	L_{pipe}		$H+0.3D$		Ratio MHW-Kritiek
					L_{MHW}	L_{crit}	H_{MHW}	H_{crit}	
Voor	Test4a (MHW) Test4b (Hcrit)	25	5 m/d	0,05 m/d	12,5	54,3	3,7+0,66 = 4,36	5,6+0,66 = 6,26	6,26/4,36 = 1,4
Na	Test4c (MHW) Test4d (Hcrit)	280	2 m/d, 5m/d	0,05 m/d	18,1	54,3	3,7+0,66 = 4,36	4,72+0,66 = 5,38	5,38/4,36 = 1,2
Na	Test4e (MHW) Test4f (Hcrit)	280	5 m/d, 5m/d	0,05 m/d	21,2	45,9	3,7+0,66 = 4,36	4,41+0,66 = 5,07	5,07/4,36 = 1,2
Na	Test4g (MHW = Hcrit)	280	oneindig	0,05 m/d	44,7	44,7	3,5+0,66 = 4,16	3,5+0,66 = 4,16	4,16/4,16 = 1

4.5 Conclusies modelstudie D-Geo Flow

De Sellmeijersommen voor dit dijktraject hebben een benodigde veiligheidsfactor van 1,33 (OI2014v4) en een schematiseringsfactor van circa 1,1 (TR grondmechanisch schematiseren bij dijken en Addendum I bij de Leidraad Rivieren). De totale gehanteerde factor is daarmee 1,33 maal 1,1 = 1,46.

In de D-Geo Flow sommen geldt dat in de referentiesituatie de ratio tussen het kritische verval (waarbij een doorgaande pipe ontstaat) H_{crit} en het verval over de pipe tijdens MHW, H_{MHW} , 1,4 is. Dit is niet gelijk aan een veiligheidsfactor, maar wel indicatief voor de marge die beschikbaar is voordat het kritiek verval bereikt wordt. Dit kan worden omschreven als een krappe marge wanneer de huidige schematisatie gevolgd wordt.

De schematisatie is namelijk niet zo conservatief mogelijk gekozen (zie toelichting van Figuur 3, Figuur 8 en paragraaf 4.3.2). Er is dus een reële kans dat de factor lager uitvalt. Daarom wordt aanbevolen om dit mee te wegen in de beoordeling van de huidige situatie. Dat wil zeggen dat er voor de referentiesituatie wordt aanbevolen om maatregelen tegen piping te onderzoeken.

Na vergraving wordt de factor verkleind tot 1,2. Dit betekent een verslechtering van de situatie. De verslechtering lijkt niet zodanig dat dit extra maatregelen noodzakelijk maakt bovenop de al voorziene maatregelen in het project 'Meanderende Maas'. Zeker wanneer de voorziene waterstandsaling die de vergraving met zich meebrengt wordt meegenomen.

Op basis van:

1. de noodzaak voor pipingmaatregelen in de huidige situatie,
2. de capaciteit van de mogelijke dijkversterkingsmaatregelen om ook effectief te zijn in een verslechterende situatie en
3. de waterstandsverlaging die de vergraving oplevert (circa 6 mm),

wordt geoordeeld dat de vergraving leidt tot een kleine toename van het pipingrisico maar dat de vergraving niet bepalend zal zijn voor het ontstaan van doorgaande pipes.

5 Gebiedsdekkende analyse

De daadwerkelijk aanwezige kwelweglengte is een belangrijke parameter in een pipinggevoeligheidsanalyse. Het is daarom van belang te kijken waar intrede- en uittredepunt precies gesitueerd kunnen zijn langs het dijktraject en wat voor invloed de vergraving in het voorland hierop heeft.

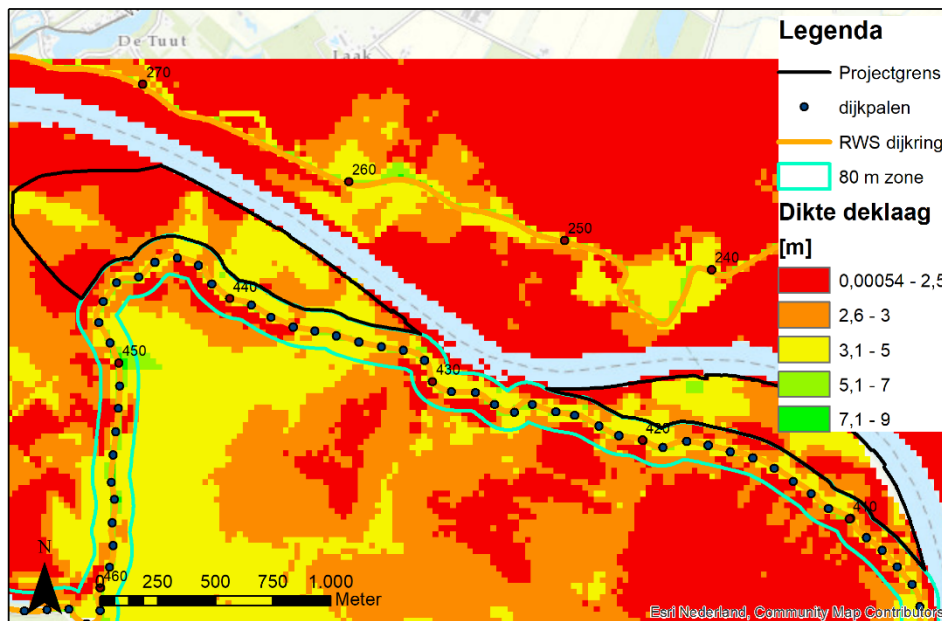
Er wordt aangenomen dat de locatie van het intredepunt ligt waar de deklaag de laagste weerstand heeft. Dit betekent dat deze ofwel een geringe dikte heeft, ofwel van een meer doorlaatbaar materiaal is dan de omliggende zones. De grenswaarden zijn gebaseerd op advies van KPR (2,5 m dik is een minimum voor een veilige deklaag, voor een deklaag met scheuren is een doorlatendheid van 5 m/dag aangenomen).

De locatie van het binnendijkse uittredepunt is afhankelijk van het voorkomen van opbarsten van de binnendijkse deklaag. Om een kwalitatief inzicht te krijgen is hiervoor de verandering in de stijghoogte net onder de deklaag gebruikt, tijdens MHW. Deze gegevens komen uit het geohydrologisch model van Acacia Water.

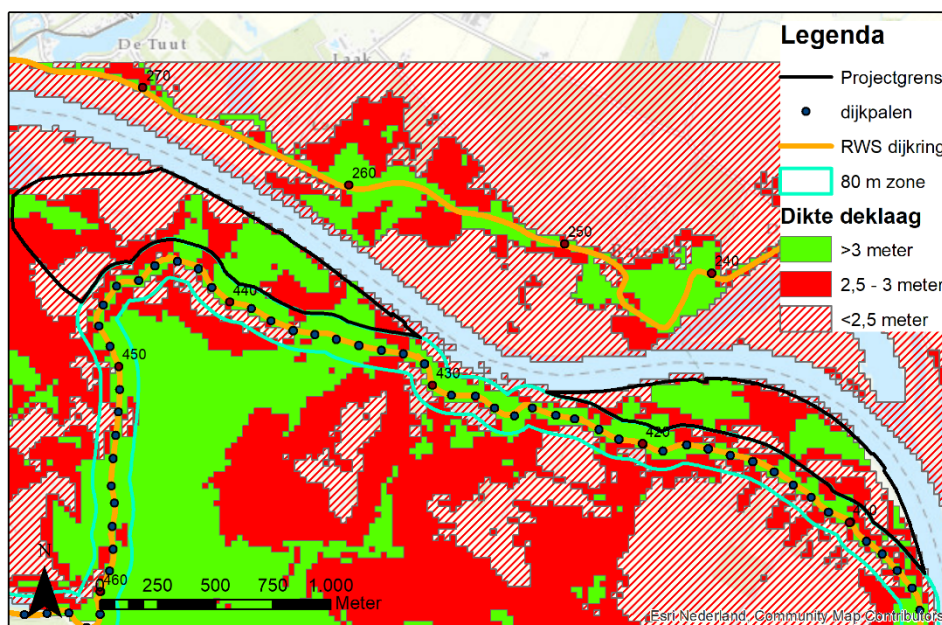
Om een gebiedsdekkend beeld te krijgen van mogelijke zwakke plekken die al aanwezig zijn in de huidige situatie en na afgraving, zijn inputparameters uit het geohydrologisch model in combinatie met ArcGIS en D-Geo Flow gebruikt om risicogebieden aan te geven.

5.1 Deklaagdikte

In de huidige situatie komen deklagen dunner dan 2,5 meter regelmatig voor, zie Figuur 9 en Figuur 10. Wanneer als eis 3,0 meter wordt aangehouden, verandert het plaatje aanzienlijk, zie Figuur 10, en valt een groot deel van het projectgebied én de zone van 80 meter (voorlandlengte bij volledige afgraving) rond de dijk, in het zwakke gedeelte. Dit is met name zo in het oostelijke deel van het gebied. De totale toename bedraagt ongeveer 28%.



Figuur 9: Dikte van de deklaag in meters. In zwart het projectgebied en in lichtblauw de zone van 80 meter rond de kering waar geen afgraving plaats gaat vinden. Deze twee lijnen overlappen bij het projectgebied. De kering zelf is als een oranje lijn ingetekend.



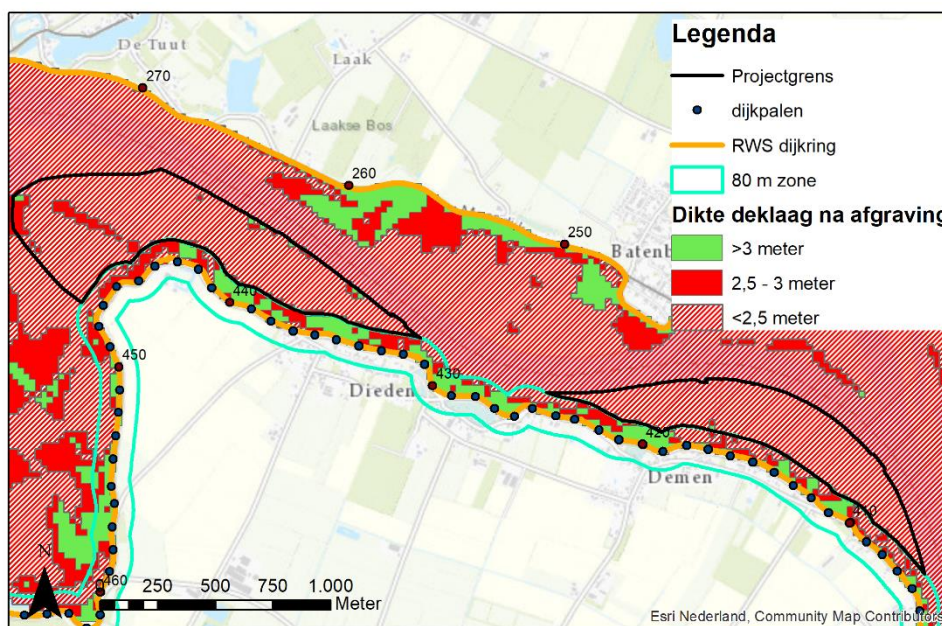
Figuur 10: Kaart met alle locaties waar de laagdikte kleiner is dan 2,5 meter (rood gestreept). In rood de gedeelten die er nog bij komen wanneer de grens naar 3,0 meter dikte wordt verplaatst.

Figuur 9 en Figuur 10 zijn gebaseerd op de maaiveldhoogte en kleilaagdiepte volgens het geohydrologisch model. De grondopbouw van de deklaag in het geohydrologisch model in de

uiterwaarden is gebaseerd op geïnterpoleerde metingen/boringen van K3Delta¹³. Aan de binnendijkse zijde zijn hiervoor waarden uit het regionaal grondwatermodel gebruikt.

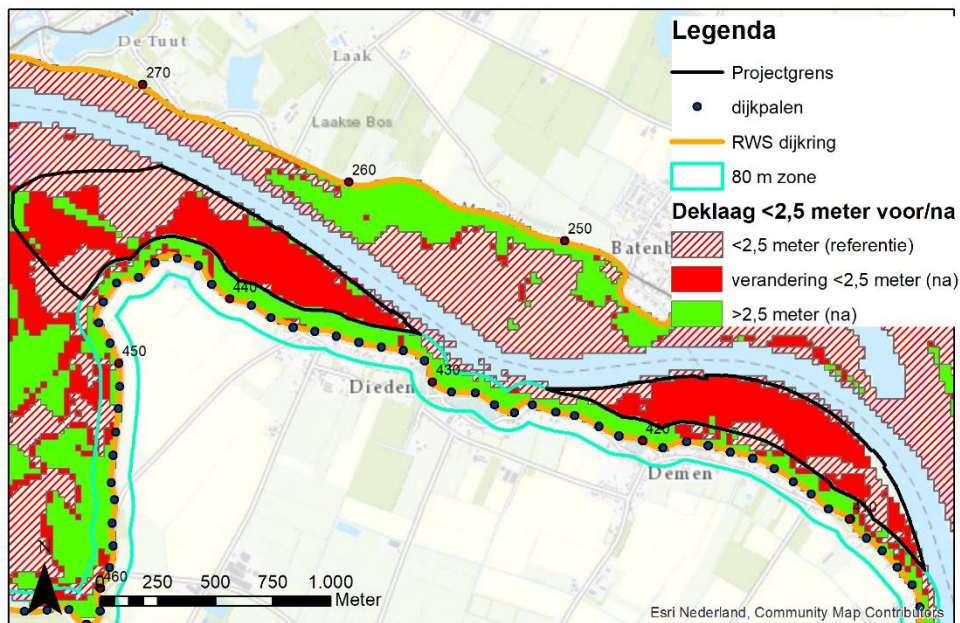
Na afgraving verandert er binnendijs niets. Buitendijs natuurlijk wel. Dit is weergegeven in Figuur 11, waarvoor rivierkundige data is gebruikt als nieuwe hoogte van het maaiveld in het winterbed en de dieptegegevens van de kleilaag uit het geohydrologisch model.

Voor de volledigheid is ook de vergelijking van deklaagdikte in de uiterwaarden voor en na afgraving bij een grenswaarde van 2,5 meter weergegeven in Figuur 12.



Figuur 11: Deklaag dikte in de uiterwaarde na afgraving. Opnieuw zijn lagen dunner dan 2,5 meter, en dunner dan 3,0 meter aangegeven.

¹³ 2015 door Meet B.V. grondonderzoek op het voorland

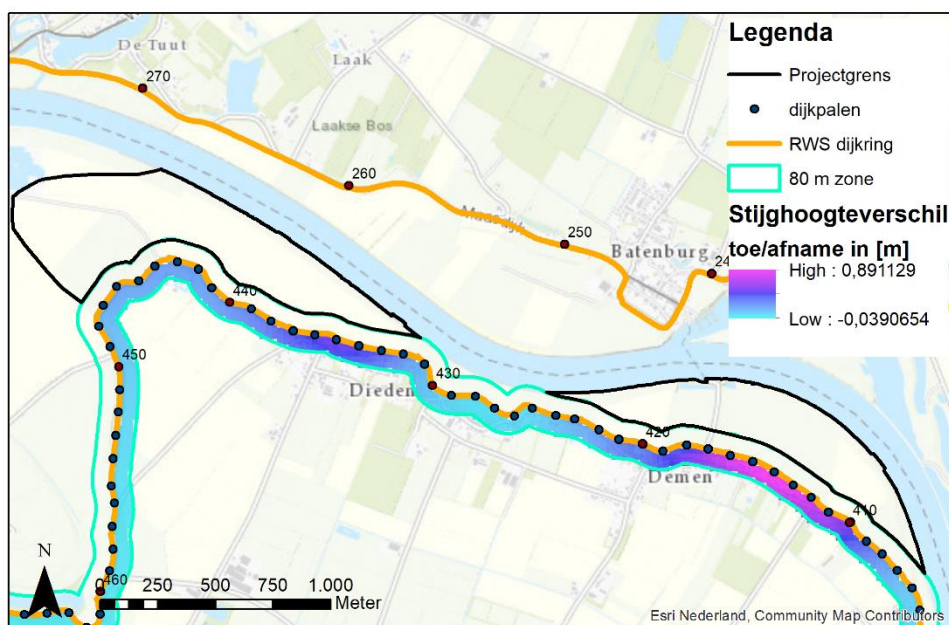


Figuur 12: Verandering in deklaag < 2,5 meter, voor en na afgraving. Dit is op basis van de rivierkundige berekeningen voor Demen-Dieden en de kleilaagdiepte van het geohydrologisch model.

In Figuur 12 is te zien dat vooral in het oostelijke deel van het projectgebied, de zwakke zone (en dus het intredepunt) ook al in de huidige situatie dicht bij de dijk ligt.

5.2 Stijghoogte

De stijghoogte verschilt tussen de -4 cm en +90 cm ten opzichte van de referentiesituatie bij Toetspeil conform WBI2017, zie Figuur 13. Dit is berekend op basis van de gegevens uit het geohydrologisch model (RWS Maas-beno_mkov15_5-v4). Vooral in het oostelijke projectgebied is de stijging opvallend.



Figuur 13: Toe/afname van de stijghoogte in meters net onder de deklaag.

5.3 Conclusies gebiedsdekkende analyse

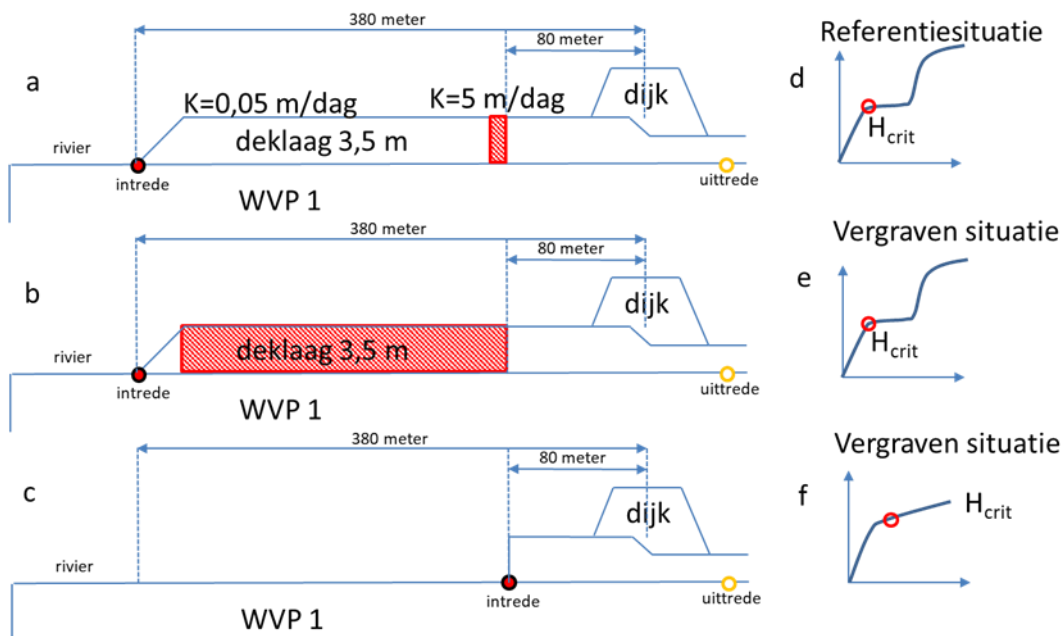
Er komen in de huidige situatie locaties voor met een dunne deklaag (2,5 meter of dunner) in de zone rond de dijk waarin geen afgraving plaats zal vinden. Wanneer een conservatievere waarde wordt aangehouden van 3,0 meter of dunner (worst case), valt een bijna 30% groter gebied in de risicozone in de huidige situatie. Dit betekent dat op die locaties het meest waarschijnlijke intredepunt al zeer dicht (<80 meter) op de dijk ligt. Na afgraving komt het intredepunt in veel gevallen dus niet dicht bij de dijk te liggen, wat bij een gelijkblijvend uitredepunt betekent dat de faalkans niet toeneemt. Dit is vermoedelijk ook de reden waarom de dijk voor faalmechanisme piping niet aan de norm voldoet¹⁴.

De stijghoogteverschillen aan de binnenteen variëren tussen de -4 en +90 cm, met de grootste verschillen in het oostelijk projectgebied. De overige delen van het dijktraject laten minder significante veranderingen zien.

¹⁴ NRD Meanderende Maas: <https://www.meanderendemaas.nl/wp-content/uploads/2018/10/NRD-Meanderende-Maas.pdf?v=3>

6 Beoordeling haalbaarheid Demen-Dieden

Er is een uitgebreide effectstudie gedaan naar de risico's op het optreden van het faalmechanisme piping. Het onderzoek is in samenwerking met waterschap Aa en Maas uitgevoerd. Er is regelmatig overleg geweest met Deltares en KPR, zie sectie 4.2. De uiteindelijke schematisaties van de referentiesituatie en de vergraving worden hieronder in Figuur 14 herhaald.



Figuur 14: De definitieve schematisaties voor de referentiesituatie (a), en vergravingen (b,c) bij Demen-Dieden. De vorm van de kritieke vervallen versus de lengte van de pipe is weergegeven in (d,e,f). Merk de 'twee-traps' vorm op voor scenario (a,b) wanneer een pipe onder een zwakke zone door wordt geschematiseerd. Een uitgebreide toelichting staat in Figuur 8.

De berekende pipe-lengtes en vervallen zijn hieronder samengevat in Tabel 6.

Tabel 6: Samenvatting modelresultaten. W_{zone} = breedte van de zwakke zone, L_{pipe} = lengte ontstane pipe. K_{zone} en K_{dek} refereert naar de doorlatendheid van de zwakke zone en de intacte deklaag. L_{MHW} , H_{MHW} = lengte pipe en verval over de pipe bij gebruik van de hoogwatergolf. L_{crit} , H_{crit} = kritieke pipe-lengte en kritiek verval. 0,3 D is gelijk aan 66 cm

Scenario	In Figuur	L_{pipe}		H+0.3D		Ratio MHW-Kritiek
		L_{MHW}	L_{crit}	H_{MHW}	H_{crit}	
Voor (referentie- situatie)	Figuur 8a / Figuur 14a	12.5	54.3	4.36	6.26	1.4
Na ($K_{vergraving}$ = 2m/dag)	Figuur 8b / Figuur 14b	18.1	54.3	4.36	5.38	1.2
Na ($K_{vergraving}$ = 5m/dag)	Figuur 8b / Figuur 14b	21.2	45.9	4.36	5.07	1.2
Na ($K_{vergraving}$ = oneindig)	Figuur 8c / Figuur 14c	44.7	44.7	4.16	4.16	1

* de pipe-lengte na vergraving is op twee manieren gesimuleerd: wanneer de gehele deklaag wordt verwijderd en wanneer een zwakke zone wordt gemodelleerd die ontgraving simuleert. Het scenario van de ontgraving als zwakke zone is met twee verschillende doorlatendheden doorgerekend. Dit is toegelicht in Figuur 8 / Figuur 14.

De conclusies zijn als volgt:

- De schematisatie is afgestemd met KPR, en is niet zo conservatief mogelijk gekozen (zie toelichting van Figuur 3, Figuur 8 en paragraaf 4.3.2). Op basis van de projectscope en het lopende dijkversterkingsproject is afgestemd om aan te nemen dat in de zone 80 m buiten de buitenteen geen intredepunt ligt. Op basis van het geotechnisch onderzoek, kan dit echter niet gegarandeerd worden. Er is dus een reële kans dat het kritieke verval in de huidige situatie lager is dan weergegeven in Tabel 6. Geadviseerd wordt om de resultaten van de uitgevoerde berekeningen dus relatief met elkaar te vergelijken. Dit sluit aan bij het advies van Deltares, om (de beta versie van) D-Geo Flow te gebruiken ter aanvulling om gevoeligheden in het gebied te kunnen bepalen.
- Zowel de huidige situatie en de varianten met betrekking tot de vergraving vragen om het onderzoeken van pipingmaatregelen. Dit volgt zowel uit de Sellmeijerberekeningen als de D-Geo Flow simulaties.
 - Het voorland biedt daarbij onvoldoende weerstand om piping tegen te gaan.
- In de referentiesituatie laat D-Geo Flow een krappe marge zien in de ratio tussen het verval tijdens MHW en het kritieke verval
- Na vergraving verslechtert de situatie. De verslechtering lijkt niet zodanig dat deze extra maatregelen noodzakelijk maakt bovenop de al voorziene maatregelen in het dijkversterkingsproject 'Meanderende Maas'.

- Opbarsten van de deklaag in het achterland vindt nu al plaats. De stijghoogteverandering als gevolg van de vergraving leiden niet tot een ander oordeel.
- Uitvoeren van de vergraving leidt tot een waterstandsdeling in de rivier, dit heeft een positief effect op de waterveiligheid.

Op basis van:

1. de noodzaak voor pipingmaatregelen in de huidige situatie,
2. de capaciteit van de maatregelen om ook effectief te zijn in een verslechterende situatie,
3. de huidige gevoeligheid voor opbarsten in de binnenteen en
4. het positieve effect van de waterstandsverlaging die de vergraving oplevert,

wordt geoordeeld dat de vergraving leidt tot een kleine toename van het pipingrisico maar dat de vergraving niet bepalend zal zijn voor het ontstaan van doorgaande pipes ten opzichte van de huidige situatie.

Bijlage 1

Sellmeijer sommen voor zeven dwarsprofielen

In onderstaande afbeeldingen is de sheet van de Sellmeijer berekeningen weergegeven. Deze zijn gebruikt om de minimaal benodigde kwelweg te berekenen. Vandaar dat allen de tekst 'Voldoet' laten zien. De daadwerkelijk aanwezige kwelweglengte is in alle gevallen korter.

§7.3.2.4: Stap 2a.3: Toets op piping

$$\frac{\Delta H_c}{\gamma_n \cdot \gamma_b} > (\Delta H - 0,3d)$$

met:

$$\Delta H_c = L \cdot F_{\text{resistance}} \cdot F_{\text{scale}} \cdot F_{\text{geometry}}$$

$$F_1 = F_{\text{resistance}} = \frac{\gamma_p}{\gamma_w} \{ \eta \tan(\theta) \}$$

$$F_2 = F_{\text{scale}} = \left(\frac{d_{70m}}{\kappa L} \left(\frac{d_{70}}{d_{70m}} \right)^{0,4} \right)$$

$$F_3 = F_{\text{geometry}} = F(G) = 0,91 \cdot \left(\frac{D}{L} \right)^{\frac{0,28}{(\frac{D}{L})^{0,28} - 1}}$$

waarin:

ΔH_c kritiek verval over de waterkering [m]
 ΔH aanwezig verval over de waterkering ten opzichte van maatgevend hoogwater [m]
 d karakteristieke waarde van de dikte van de afdekkende laag [m]
 γ_n veiligheidsfactor (van de vereiste betrouwbaarheidsindex afhankelijke partiële weerstandsfactor) [-]
 γ_b schematiseringsfactor [-] volgens het TR Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken [ENW, 2011]
 γ_p (schijnbaar) volumiek gewicht van de zandkorrels onder water
 $\gamma_p = \gamma_b - \gamma_w$ met ($\gamma_b = 26$) [kN/m³]
 γ_w volumegewicht van water ($\gamma_w = 9,81$) [kN/m³]
 θ rolweerstandshoek van de zandkorrels ($\theta = 37$) [°]
 η coëfficiënt van White ($\eta = 0,25$) [-]
 κ intrinsieke doorlatendheid van de zandlaag [m²]
 $\kappa = v \cdot k/g = 1,35 \cdot 10^{-7} \cdot k$
 k specifieke doorlatendheid van de pipinggevoelige/bovenste zandlaag [m/s]
 v kinematische viscositeit van water bij 10°C ($v = 1,33 \cdot 10^{-6}$) [m²/s]
 g versnelling van de zwaartekracht ($g = 9,81$) [m/s²]
 d_{70} karakteristieke waarde voor de 70-percentielwaarde van de korrelverdeling [m]
 d_{70m} gemiddelde d_{70} van de in de kleine schaalproeven toegepaste zandsoorten, waarop deze formule is gefit ($d_{70m} = 2,08 \cdot 10^{-4}$) [m]
 D karakteristieke waarde voor de dikte van het zandpakket [m]
 L karakteristieke lengte van de kwelweg (horizontaal gemeten) [m]

INPUT

Symbol	Waarde	Eenheid	Opmerkingen
$H_{\text{max,buiten}}$	11,19	[NAP+...m]	
$H_{\text{min,binnen}}$	7,2	[NAP+...m]	
d	2,7	[m]	
γ_n	1,33	[-]	zie bijlage A van OI2014v4
γ_b	1,1	[-]	(TR grondmechanisch schematiseren bij dijken en Addendum I bij de Leidraad Rivieren)
γ_p	16	[kN/m ³]	
γ_w	9,81	[kN/m ³]	
θ	37	[°]	
η	0,25	[-]	
k_{kar}	6,94E-04	[m/s]	Hoge representatieve waarde
κ	9,375E-11	[m ²]	(P144)
d_{70}	2,88E-04	[m]	Lage representatieve waarde
d_{70m}	2,08E-04	[m]	
D	67	[m]	Hoge representatieve waarde
L	133,8	[m]	

OUTPUT

$F_{\text{resistance}}$	0,31	
F_{scale}	0,10	
F_{geometry}	1,11	
ΔH_c	4,7	[m]
ΔH	3,99	[m]
$\Delta H - 0,3 \cdot d$	3,18	
$\Delta H_c / (\gamma_n \gamma_b)$	3,18	--> VOLDOET

Het criterium voor de toets op piping is als volgt:

$$\frac{\Delta H_c}{\gamma_n \cdot \gamma_b} > (\Delta H - 0,3d)$$

§7.3.2.4: Stap 2a.3: Toets op piping

$$\frac{\Delta H_c}{\gamma_n \cdot \gamma_b} > (\Delta H - 0,3d)$$

met:

$$\Delta H_c = L \cdot F_{\text{resistance}} \cdot F_{\text{scale}} \cdot F_{\text{geometry}}$$

$$F_1 = F_{\text{resistance}} = \frac{\gamma_p'}{\gamma_w} \{ \eta \tan(\theta) \}$$

$$F_2 = F_{\text{scale}} = \frac{d_{70m}}{\sqrt[3]{\kappa L}} \left(\frac{d_{70}}{d_{70m}} \right)^{0,4}$$

$$F_3 = F_{\text{geometry}} = F(G) = 0,91 \cdot \left(\frac{D}{L} \right)^{\frac{0,28}{\left(\frac{D}{L} \right)^{-0,4} + 0,04}}$$

waar:	
ΔH_c	kritiek verval over de waterkering [m]
ΔH	aanwezig verval over de waterkering ten opzichte van maatgevend hoogwater [m]
d	karacteristieke waarde van de dikte van de afdekkende laag [m]
γ_n	veiligheidsfactor (van de vereiste betrouwbaarheidsindex afhankelijke partiële weerstandsfactor) [-]
γ_b	schematiseringsfactor [-] volgens het TR Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken [ENW, 2011]
γ_p'	(schijnbaar) volumiek gewicht van de zandkorrels onder water $\gamma_p' = \gamma_p - \gamma_w$ met ($\gamma_p = 26$) [kN/m ³]
γ_w	volumegewicht van water ($\gamma_w = 9,81$) [kN/m ³]
θ	rolweerstandshoek van de zandkorrels ($\theta = 37$) [°]
η	coëfficiënt van White ($\eta = 0,25$) [-]
κ	intrinsieke doorlatendheid van de zandlaag [m ²] $\kappa = v \cdot k/g = 1,35 \cdot 10^{-7} \cdot k$
k	specifieke doorlatendheid van de pipinggevoelige/bovenste zandlaag [m/s]
v	kinematische viscositeit van water bij 10°C ($v = 1,33 \cdot 10^{-6}$) [m ² /s]
g	versnelling van de zwaartekracht ($g = 9,81$) [m/s ²]
d_{70}	karacteristieke waarde voor de 70-percentielwaarde van de korrelverdeling [m]
d_{70m}	gemiddelde d_{70} van de in de kleine schaalproeven toegepaste zandsoorten, waarop deze formule is gefit ($d_{70m} = 2,08 \cdot 10^{-4}$) [m]
D	karacteristieke waarde voor de dikte van het zandpakket [m]
L	karacteristieke lengte van de kwelweg (horizontaal gemeten) [m]

INPUT

Symbol	Waarde	Eenheid	Opmerkingen
$H_{\text{max,buiten}}$	11,1	[NAP+...m]	
$H_{\text{min,binnen}}$	7,15	[NAP+...m]	
d	2,65	[m]	
γ_n	1,33	[-]	zie bijlage A van OI2014v4
γ_b	1,1	[-]	(TR grondmechanisch schematiseren bij dijken en Addendum I bij de Leidraad Rivieren)
γ_p'	16	[kN/m ³]	
γ_w	9,81	[kN/m ³]	
θ	37	[°]	
η	0,25	[-]	
κ_{kar}	6,94E-04	[m/s]	Hoge representatieve waarde
κ	9,375E-11	[m ²]	(P144)
d_{70}	2,88E-04	[m]	Lage representatieve waarde
d_{70m}	2,08E-04	[m]	
D	65	[m]	Hoge representatieve waarde
L	132,0	[m]	

OUTPUT

$F_{\text{resistance}}$	0,31	
F_{scale}	0,10	
F_{geometry}	1,11	
ΔH_c	4,6	[m]
ΔH	3,95	[m]
$\Delta H - 0,3 \cdot d$	3,16	
$\Delta H_c / (\gamma_n \gamma_b)$	3,16	--> VOLDOET

Het criterium voor de toets op piping is als volgt:

$$\frac{\Delta H_c}{\gamma_n \cdot \gamma_b} > (\Delta H - 0,3d)$$

§7.3.2.4: Stap 2a.3: Toets op piping

$$\frac{\Delta H_c}{\gamma_n \cdot \gamma_b} > (\Delta H - 0,3d)$$

met:

$$\Delta H_c = L \cdot F_{\text{resistance}} \cdot F_{\text{scale}} \cdot F_{\text{geometry}}$$

$$F_1 = F_{\text{resistance}} = \frac{\gamma_p'}{\gamma_w} \{ \eta \tan(\theta) \}$$

$$F_2 = F_{\text{scale}} = \frac{d_{70m}}{\sqrt[3]{\kappa L}} \left(\frac{d_{70}}{d_{70m}} \right)^{0,4}$$

$$F_3 = F_{\text{geometry}} = F(G) = 0,91 \cdot \left(\frac{D}{L} \right)^{\frac{0,28}{\left(\frac{D}{L} \right)^{-0,4}}}$$

waar:	kritiek verval over de waterkering [m]
ΔH_c	aanwezig verval over de waterkering ten opzichte van maatgevend hoogwater [m]
ΔH	arakteristieke waarde van de dikte van de afdekkende laag [m]
d	veiligheidsfactor (van de vereiste betrouwbaarheidsindex afhankelijk) partiële weerstandsfactor [-]
γ_n	schematiseringsfactor [-] volgens het TR Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken [ENW, 2011]
γ_b	(schijnbaar) volumiek gewicht van de zandkorrels onder water
γ_p'	$\gamma_p' = \gamma_p - \gamma_w$ met ($\gamma_p = 26$) [kN/m ³]
γ_w	volumegewicht van water ($\gamma_w = 9,81$) [kN/m ³]
θ	rolweerstandshoek van de zandkorrels ($\theta = 37$) [°]
η	coëfficiënt van White ($\eta = 0,25$) [-]
κ	intrinsieke doorlatendheid van de zandlaag [m ²]
κ	$\kappa = v \cdot k/g = 1,35 \cdot 10^{-7} \cdot k$
k	specifieke doorlatendheid van de pipinggevoelige/bovenste zandlaag [m/s]
v	kinematische viscositeit van water bij 10°C ($v = 1,33 \cdot 10^{-6}$) [m ² /s]
g	versnelling van de zwaartekracht ($g = 9,81$) [m/s ²]
d_{70}	arakteristieke waarde voor de 70-percentielwaarde van de korrelverdeling [m]
d_{70m}	gemiddelde d_{70} van de in de kleine schaalproeven toegepaste zandsoorten, waarop deze formule is gefit ($d_{70m} = 2,08 \cdot 10^{-4}$) [m]
D	arakteristieke waarde voor de dikte van het zandpakket [m]
L	arakteristieke lengte van de kwelweg (horizontaal gemeten) [m]

INPUT

Symbol	Waarde	Eenheid	Opmerkingen
$H_{\text{max,buiten}}$	10,99	[NAP+...m]	
$H_{\text{min,binnen}}$	6,7	[NAP+...m]	
d	0,3	[m]	
γ_n	1,33	[-]	zie bijlage A van OI2014v4
γ_b	1,1	[-]	(TR grondmechanisch schematiseren bij dijken en Addendum I bij de Leidraad Rivieren)
γ_p'	16	[kN/m ³]	
γ_w	9,81	[kN/m ³]	
θ	37	[°]	
η	0,25	[-]	
κ_{kar}	6,94E-04	[m/s]	Hoge representatieve waarde
κ	9,375E-11	[m ²]	(P144)
d_{70}	2,88E-04	[m]	Lage representatieve waarde
d_{70m}	2,08E-04	[m]	
D	90	[m]	Hoge representatieve waarde
L	197,7	[m]	

OUTPUT

$F_{\text{resistance}}$	0,31	
F_{scale}	0,09	
F_{geometry}	1,13	
ΔH_c	6,1	[m]
ΔH	4,29	[m]
$\Delta H - 0,3 \cdot d$	4,20	
$\Delta H_c / (\gamma_n \gamma_b)$	4,20	--> VOLDOET

Het criterium voor de toets op piping is als volgt:

$$\frac{\Delta H_c}{\gamma_n \cdot \gamma_b} > (\Delta H - 0,3d)$$

Sellmeijer berekening, Onderzoeksrapport Zandmeevoerende wellen 2012, rev 0 24-03-2016

§7.3.2.4: Stap 2a.3: Toets op piping

$$\frac{\Delta H_c}{\gamma_n \cdot \gamma_b} > (\Delta H - 0,3d)$$

met:

$$\Delta H_c = L \cdot F_{\text{resistance}} \cdot F_{\text{scale}} \cdot F_{\text{geometry}}$$

$$F_1 = F_{\text{resistance}} = \frac{\gamma_p'}{\gamma_w} \{ \eta \tan(\theta) \}$$

$$F_2 = F_{\text{scale}} = \frac{d_{70m}}{\sqrt[3]{\kappa L}} \left(\frac{d_{70}}{d_{70m}} \right)^{0,4}$$

$$F_3 = F_{\text{geometry}} = F(G) = 0,91 \cdot \left(\frac{D}{L} \right)^{\frac{0,28}{\left(\frac{D}{L} \right)^{-0,4}}}$$

waarin:

ΔH_c kritiek verval over de waterkering [m]
 ΔH aanwezig verval over de waterkering ten opzichte van maatgevend hoogwater [m]
 d karakteristieke waarde van de dikte van de afdekkende laag [m]
 γ_n veiligheidsfactor (van de vereiste betrouwbaarheidsindex afhankelijk; partiële weerstandsfactor) [-]
 γ_b schematiseringsfactor [-] volgens het TR Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken [ENW, 2011]
 γ_p' (schijnbaar) volumiek gewicht van de zandkorrels onder water
 $\gamma_p' = \gamma_p - \gamma_w$ met ($\gamma_p = 26$) [kN/m³]
 γ_w volumegewicht van water ($\gamma_w = 9,81$) [kN/m³]
 θ rolweerstandshoek van de zandkorrels ($\theta = 37$) [°]
 η coëfficiënt van White ($\eta = 0,25$) [-]
 κ intrinsieke doorlatendheid van de zandlaag [m²]
 $\kappa = v \cdot k/g = 1,35 \cdot 10^{-7} \cdot k$
 k specifieke doorlatendheid van de pipinggevoelige/bovenste zandlaag [m/s]
 v kinematische viscositeit van water bij 10°C ($v = 1,33 \cdot 10^{-6}$) [m²/s]
 g versnelling van de zwaartekracht ($g = 9,81$) [m/s²]
 d_{70} karakteristieke waarde voor de 70-percentielwaarde van de korrelverdeling [m]
 d_{70m} gemiddelde d_{70} van de in de kleine schaalproeven toegepaste zandsoorten, waarop deze formule is gefit ($d_{70m} = 2,08 \cdot 10^{-4}$) [m]
 D karakteristieke waarde voor de dikte van het zandpakket [m]
 L karakteristieke lengte van de kwelweg (horizontaal gemeten) [m]

INPUT

Symbol	Waarde	Eenheid	Opmerkingen
$H_{\text{max,buiten}}$	10,91	[NAP+...m]	
$H_{\text{min,binnen}}$	7,18	[NAP+...m]	
d	3,18	[m]	
γ_n	1,33	[-]	zie bijlage A van OI2014v4
γ_b	1,1	[-]	(TR grondmechanisch schematiseren bij dijken en Addendum I bij de Leidraad Rivieren)
γ_p'	16	[kN/m ³]	
γ_w	9,81	[kN/m ³]	
θ	37	[°]	
η	0,25	[-]	
κ_{kar}	6,94E-04	[m/s]	Hoge representatieve waarde
κ	9,375E-11	[m ²]	(P144)
d_{70}	2,46E-04	[m]	Lage representatieve waarde
d_{70m}	2,08E-04	[m]	
D	60	[m]	Hoge representatieve waarde
L	120,2	[m]	

OUTPUT

$F_{\text{resistance}}$	0,31	
F_{scale}	0,10	
F_{geometry}	1,11	
ΔH_c	4,1	[m]
ΔH	3,73	[m]
$\Delta H - 0,3 \cdot d$	2,78	
$\Delta H_c / (\gamma_n \gamma_b)$	2,78	--> VOLDOET

Het criterium voor de toets op piping is als volgt:

$$\frac{\Delta H_c}{\gamma_n \cdot \gamma_b} > (\Delta H - 0,3d)$$

§7.3.2.4: Stap 2a.3: Toets op piping

$$\frac{\Delta H_c}{\gamma_n \cdot \gamma_b} > (\Delta H - 0,3d)$$

met:

$$\Delta H_c = L \cdot F_{\text{resistance}} \cdot F_{\text{scale}} \cdot F_{\text{geometry}}$$

$$F_1 = F_{\text{resistance}} = \frac{\gamma_p'}{\gamma_w} \{ \eta \tan(\theta) \}$$

$$F_2 = F_{\text{scale}} = \frac{d_{70m}}{\sqrt[3]{\kappa L}} \left(\frac{d_{70}}{d_{70m}} \right)^{0,4}$$

$$F_3 = F_{\text{geometry}} = F(G) = 0,91 \cdot \left(\frac{D}{L} \right)^{\frac{0,28}{\left(\frac{D}{L} \right)^{-0,4}}}$$

waar:	kritiek verval over de waterkering [m]
ΔH_c	aanwezig verval over de waterkering ten opzichte van maatgevend hoogwater [m]
ΔH	karacteristieke waarde van de dikte van de afdekkende laag [m]
d	veiligheidsfactor (van de vereiste betrouwbaarheidsindex afhankelijke partiële weerstandsfactor) [-]
γ_n	schematiseringsfactor [-] volgens het TR Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken [ENW, 2011]
γ_b	(schijnbaar) volumiek gewicht van de zandkorrels onder water
γ_p'	$\gamma_p' = \gamma_p - \gamma_w$ met ($\gamma_p = 26$) [kN/m ³]
γ_w	volumegewicht van water ($\gamma_w = 9,81$) [kN/m ³]
θ	rolweerstandshoek van de zandkorrels ($\theta = 37$) [°]
η	coëfficiënt van White ($\eta = 0,25$) [-]
κ	intrinsieke doorlatendheid van de zandlaag [m ²]
κ	$\kappa = v \cdot k/g = 1,35 \cdot 10^{-7} \cdot k$
k	specifieke doorlatendheid van de pipinggevoelige/bovenste zandlaag [m/s]
v	kinematische viscositeit van water bij 10°C ($v = 1,33 \cdot 10^{-6}$) [m ² /s]
g	versnelling van de zwaartekracht ($g = 9,81$) [m/s ²]
d_{70}	karacteristieke waarde voor de 70-percentielwaarde van de korrelverdeling [m]
d_{70m}	gemiddelde d_{70} van de in de kleine schaalproeven toegepaste zandsoorten, waarop deze formule is gefit ($d_{70m} = 2,08 \cdot 10^{-4}$) [m]
D	karacteristieke waarde voor de dikte van het zandpakket [m]
L	karacteristieke lengte van de kwelweg (horizontaal gemeten) [m]

INPUT

Symbol	Waarde	Eenheid	Opmerkingen
$H_{\text{max,buiten}}$	10,83	[NAP+...m]	
$H_{\text{min,binnen}}$	6,5	[NAP+...m]	
d	0	[m]	
γ_n	1,33	[-]	zie bijlage A van OI2014v4
γ_b	1,1	[-]	(TR grondmechanisch schematiseren bij dijken en Addendum I bij de Leidraad Rivieren)
γ_p'	16	[kN/m ³]	
γ_w	9,81	[kN/m ³]	
θ	37	[°]	
η	0,25	[-]	
κ_{kar}	6,94E-04	[m/s]	Hoge representatieve waarde
κ	9,375E-11	[m ²]	(P144)
d_{70}	2,46E-04	[m]	Lage representatieve waarde
d_{70m}	2,08E-04	[m]	
D	105	[m]	Hoge representatieve waarde
L	228,0	[m]	

OUTPUT

$F_{\text{resistance}}$	0,31	
F_{scale}	0,08	
F_{geometry}	1,13	
ΔH_c	6,3	[m]
ΔH	4,33	[m]
$\Delta H - 0,3 \cdot d$	4,33	
$\Delta H_c / (\gamma_n \gamma_b)$	4,33	--> VOLDOET

Het criterium voor de toets op piping is als volgt:

$$\frac{\Delta H_c}{\gamma_n \cdot \gamma_b} > (\Delta H - 0,3d)$$

Sellmeijer berekening, Onderzoeksrapport Zandmeevoerende wellen 2012, rev 0 24-03-2016

§7.3.2.4: Stap 2a.3: Toets op piping

$$\frac{\Delta H_c}{\gamma_n \cdot \gamma_b} > (\Delta H - 0,3d)$$

met:

$$\Delta H_c = L \cdot F_{\text{resistance}} \cdot F_{\text{scale}} \cdot F_{\text{geometry}}$$

$$F_1 = F_{\text{resistance}} = \frac{\gamma_p'}{\gamma_w} \{ \eta \tan(\theta) \}$$

$$F_2 = F_{\text{scale}} = \frac{d_{70m}}{\sqrt[3]{\kappa L}} \left(\frac{d_{70}}{d_{70m}} \right)^{0,4}$$

$$F_3 = F_{\text{geometry}} = F(G) = 0,91 \cdot \left(\frac{D}{L} \right)^{\frac{0,28}{\left(\frac{D}{L} \right)^{-0,4}}}$$

waar:	kritiek verval over de waterkering [m]
ΔH_c	aanwezig verval over de waterkering ten opzichte van maatgevend hoogwater [m]
ΔH	karacteristieke waarde van de dikte van de afdekkende laag [m]
d	veiligheidsfactor (van de vereiste betrouwbaarheidsindex afhankelijke partiële weerstandsfactor) [-]
γ_n	schematiseringsfactor [-] volgens het TR Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken [ENW, 2011]
γ_b	(schijnbaar) volumiek gewicht van de zandkorrels onder water
γ_p'	$\gamma_p' = \gamma_p - \gamma_w$ met ($\gamma_p = 26$) [kN/m ³]
γ_w	volumegewicht van water ($\gamma_w = 9,81$) [kN/m ³]
θ	rolweerstandshoek van de zandkorrels ($\theta = 37$) [°]
η	coëfficiënt van White ($\eta = 0,25$) [-]
κ	intrinsieke doorlatendheid van de zandlaag [m ²]
κ	$\kappa = v \cdot k/g = 1,35 \cdot 10^{-7} \cdot k$
k	specifieke doorlatendheid van de pipinggevoelige/bovenste zandlaag [m/s]
v	kinematische viscositeit van water bij 10°C ($v = 1,33 \cdot 10^{-6}$) [m ² /s]
g	versnelling van de zwaartekracht ($g = 9,81$) [m/s ²]
d_{70}	karacteristieke waarde voor de 70-percentielwaarde van de korrelverdeling [m]
d_{70m}	gemiddelde d_{70} van de in de kleine schaalproeven toegepaste zandsoorten, waarop deze formule is gefit ($d_{70m} = 2,08 \cdot 10^{-4}$) [m]
D	karacteristieke waarde voor de dikte van het zandpakket [m]
L	karacteristieke lengte van de kwelweg (horizontaal gemeten) [m]

INPUT

Symbol	Waarde	Eenheid	Opmerkingen
$H_{\text{max,buiten}}$	10,78	[NAP+...m]	
$H_{\text{min,binnen}}$	7,13	[NAP+...m]	
d	3,33	[m]	
γ_n	1,33	[-]	zie bijlage A van OI2014v4
γ_b	1,1	[-]	(TR grondmechanisch schematiseren bij dijken en Addendum I bij de Leidraad Rivieren)
γ_p'	16	[kN/m ³]	
γ_w	9,81	[kN/m ³]	
θ	37	[°]	
η	0,25	[-]	
κ_{kar}	6,94E-04	[m/s]	Hoge representatieve waarde
κ	9,375E-11	[m ²]	(P144)
d_{70}	2,46E-04	[m]	Lage representatieve waarde
d_{70m}	2,08E-04	[m]	
D	56	[m]	Hoge representatieve waarde
L	111,8	[m]	

OUTPUT

$F_{\text{resistance}}$	0,31	
F_{scale}	0,10	
F_{geometry}	1,11	
ΔH_c	3,9	[m]
ΔH	3,65	[m]
$\Delta H - 0,3 \cdot d$	2,65	
$\Delta H_c / (\gamma_n \gamma_b)$	2,65	--> VOLDOET

Het criterium voor de toets op piping is als volgt:

$$\frac{\Delta H_c}{\gamma_n \cdot \gamma_b} > (\Delta H - 0,3d)$$

§7.3.2.4: Stap 2a.3: Toets op piping

$$\frac{\Delta H_c}{\gamma_n \cdot \gamma_b} > (\Delta H - 0,3d)$$

met:

$$\Delta H_c = L \cdot F_{\text{resistance}} \cdot F_{\text{scale}} \cdot F_{\text{geometry}}$$

$$F_1 = F_{\text{resistance}} = \frac{\gamma_p'}{\gamma_w} \{ \eta \tan(\theta) \}$$

$$F_2 = F_{\text{scale}} = \frac{d_{70m}}{\sqrt[3]{\kappa L}} \left(\frac{d_{70}}{d_{70m}} \right)^{0,4}$$

$$F_3 = F_{\text{geometry}} = F(G) = 0,91 \cdot \left(\frac{D}{L} \right)^{\frac{0,28}{\left(\frac{D}{L} \right)^{-0,4}} + 0,04}$$

waarin:

ΔH_c kritiek verval over de waterkering [m]
 ΔH aanwezig verval over de waterkering ten opzichte van maatgevend hoogwater [m]
 d karakteristieke waarde van de dikte van de afdekkende laag [m]
 γ_n veiligheidsfactor (van de vereiste betrouwbaarheidsindex afhankelijke partiële weerstandsfactor) [-]
 γ_b schematiseringsfactor [-] volgens het TR Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken [ENW, 2011]
 γ_p' (schijnbaar) volumiek gewicht van de zandkorrels onder water
 $\gamma_p' = \gamma_p - \gamma_w$ met ($\gamma_p = 26$) [kN/m³]
 γ_w volumegewicht van water ($\gamma_w = 9,81$) [kN/m³]
 θ rolweerstandshoek van de zandkorrels ($\theta = 37$) [°]
 η coëfficiënt van White ($\eta = 0,25$) [-]
 κ intrinsieke doorlatendheid van de zandlaag [m²]
 $\kappa = v \cdot k/g = 1,35 \cdot 10^{-7} \cdot k$
 k specifieke doorlatendheid van de pipinggevoelige/bovenste zandlaag [m/s]
 v kinematische viscositeit van water bij 10°C ($v = 1,33 \cdot 10^{-6}$) [m²/s]
 g versnelling van de zwaartekracht ($g = 9,81$) [m/s²]
 d_{70} karakteristieke waarde voor de 70-percentielwaarde van de korrelverdeling [m]
 d_{70m} gemiddelde d_{70} van de in de kleine schaalproeven toegepaste zandsoorten, waarop deze formule is gefit ($d_{70m} = 2,08 \cdot 10^{-4}$) [m]
 D karakteristieke waarde voor de dikte van het zandpakket [m]
 L karakteristieke lengte van de kwelweg (horizontaal gemeten) [m]

INPUT

Symbol	Waarde	Eenheid	Opmerkingen
$H_{\text{max,buiten}}$	10,64	[NAP+...m]	
$H_{\text{min,binnen}}$	6,14	[NAP+...m]	
d	2,34	[m]	
γ_n	1,33	[-]	zie bijlage A van OI2014v4
γ_b	1,1	[-]	(TR grondmechanisch schematiseren bij dijken en Addendum I bij de Leidraad Rivieren)
γ_p'	16	[kN/m ³]	
γ_w	10	[kN/m ³]	
θ	37	[°]	
η	0,25	[-]	
κ_{kar}	6,94E-04	[m/s]	Hoge representatieve waarde
κ	9,375E-11	[m ²]	(P144)
d_{70}	2,46E-04	[m]	Lage representatieve waarde
d_{70m}	2,08E-04	[m]	
D	90	[m]	Hoge representatieve waarde
L	193,8	[m]	

OUTPUT

$F_{\text{resistance}}$	0,30	
F_{scale}	0,08	
F_{geometry}	1,13	
ΔH_c	5,6	[m]
ΔH	4,50	[m]
$\Delta H - 0,3 \cdot d$	3,80	
$\Delta H_c / (\gamma_n \gamma_b)$	3,80	--> VOLDOET

Het criterium voor de toets op piping is als volgt:

$$\frac{\Delta H_c}{\gamma_n \cdot \gamma_b} > (\Delta H - 0,3d)$$

Bijlage 2

HR 2075 (aangeleverd door Meanderende Maas)

Dijkpaal	Waterstand excl. Maatregelen (2075)
384	11.56
395	11.33
404	11.25
414	11.12
424	10.91
434	10.78
444	10.54
456	10.53
465	10.52
474	10.51
485	10.50
496	10.35
505	10.22
515	10.18
524	10.19
533	10.16
543	10.03
553	9.93
564	9.59
573	9.38
581	9.14
592	8.95
599	8.93
607	8.91
614	8.87
625	8.84
636	8.84

Bijlage 3

Onderbouwing modelopbouw D-Geo Flow

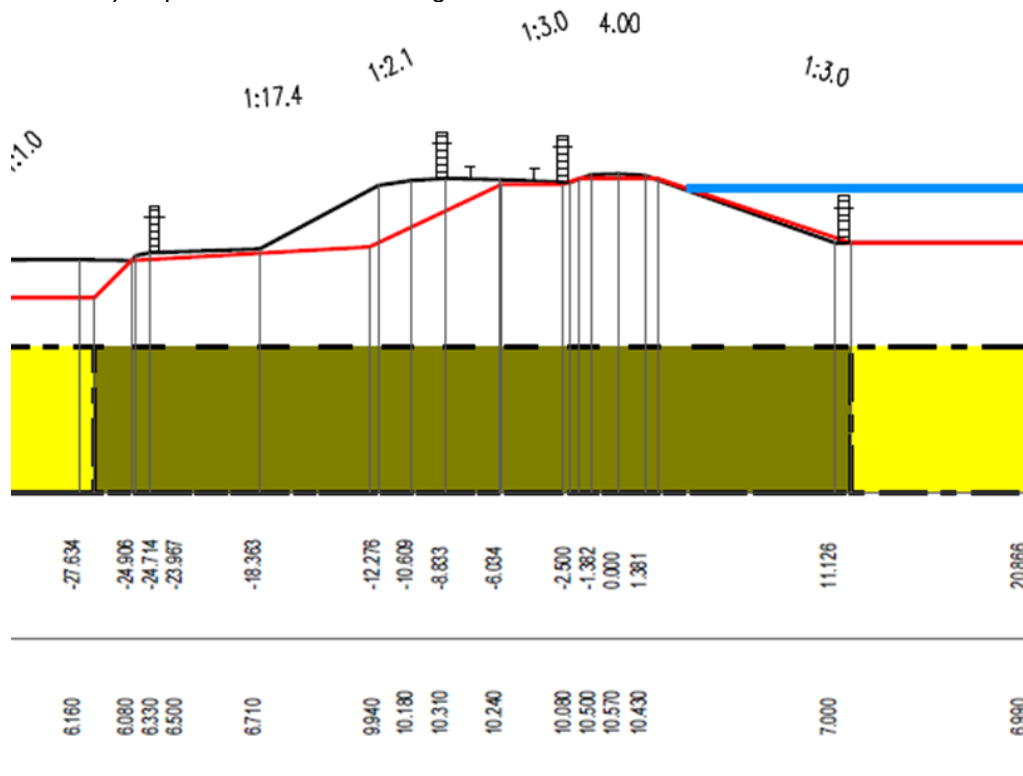
Inleiding

Om te verifiëren dat de simulaties en opgedane kennis in de rapportage toe te passen is op het projectgebied, is een vergelijking gemaakt met het geohydrologisch model van Acacia Water en beschikbare data van Waterschap Aa en Maas. Dit vormt de basis voor de opzet van de D-Geo Flow modellen.

Opbouw van het model

Dijkprofiel

Het dijkprofiel is ingemeten door waterschap Aa en Maas. Ter hoogte van dijkpaal 440 ziet (een deel van) dit profiel er uit zoals in Figuur 15.

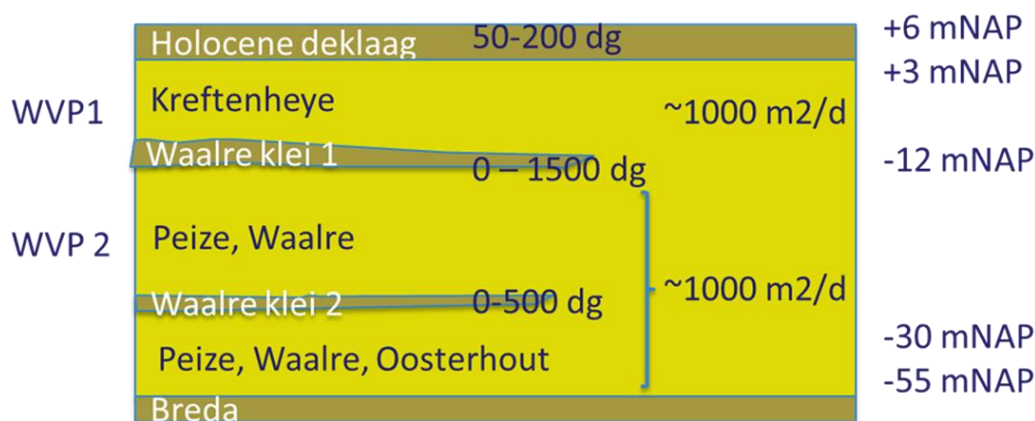


Figuur 15: Dijkprofiel volgens de legger (rood) en ingemeten (zwart). De bovenste getallenrij is de afstand tot de kruinlijn, waarbij negatieve getallen in binnendijkse richting gaan. De positieve getallen staan buitendijks. De tweede rij getallen is de hoogte van het maaiveld in m +NAP.

De hoogte van de dijk boven het buitendijks maaiveld bedraagt ongeveer 3,5 meter, in vergelijking met het binnendijks maaiveld is dit 4,1 meter. De lengte van de dwarsdoorsnede van het dijklichaam loopt van ongeveer -25 meter tot 11 meter (36 meter lang). Dit zijn ook de waarden die in D-Geo Flow zijn gebruikt.

Bodemopbouw geohydrologisch model

Het geohydrologisch model bestaat een totale dikte van ongeveer 90 meter (e-mail communicatie met Annemieke van Doorn, Acacia Water). De schematische opbouw van de bodem (binnendijks) ziet er als volgt uit.



Figuur 16: Binnendijkse bodemopbouw geohydrologisch model Acacia Water, via Annemieke van Doorn. Transmissiviteit (horizontaal) is weergegeven voor de watervoerende pakketten. De weerstanden van de (onderbroken) kleilagen en de deklaag is ook aangegeven.

Buitendijks zijn hier meetresultaten van boringen aan toegevoegd. Deze bestaan voornamelijk de deklaag en een deel van het eerste watervoerend pakket. Buitendijks ligt het maaiveld ongeveer op NAP +7 m, binnendijks op ongeveer NAP +6,2 m.

De diepere bodemopbouw van het geohydrologisch model gaat door tot ongeveer NAP – 80 m, waarbij de diepere ondergrond verdeeld is over drie watervoerende pakketten met scheidende lagen. Daarbovenop ligt de deklaag. Waar de scheidende lagen precies liggen, en of ze doorlopen is onzeker.

Deklaag

Het geohydrologisch model gebruikt verschillende waarden voor horizontale en verticale doorlatendheid. De deklaag wordt modelmatig in tweeën gedeeld met betrekking tot de verticale doorlatendheid, weergegeven als weerstand. De delen boven NAP +4,9 m worden als klei met een lagere weerstand (100 dagen/m) beschouwd. De delen onder dit niveau krijgen een weerstand van 1000 dagen/m mee. De totale verticale weerstand op een specifiek punt is dus gelijk aan:

$$R_t = \sum R_i = \frac{d_i}{K_{yi}}$$

Met R_t als totale weerstand, R_i als weerstand van laag i , d_i de dikte van laag i en K_{yi} de verticale doorlatendheid van laag i .

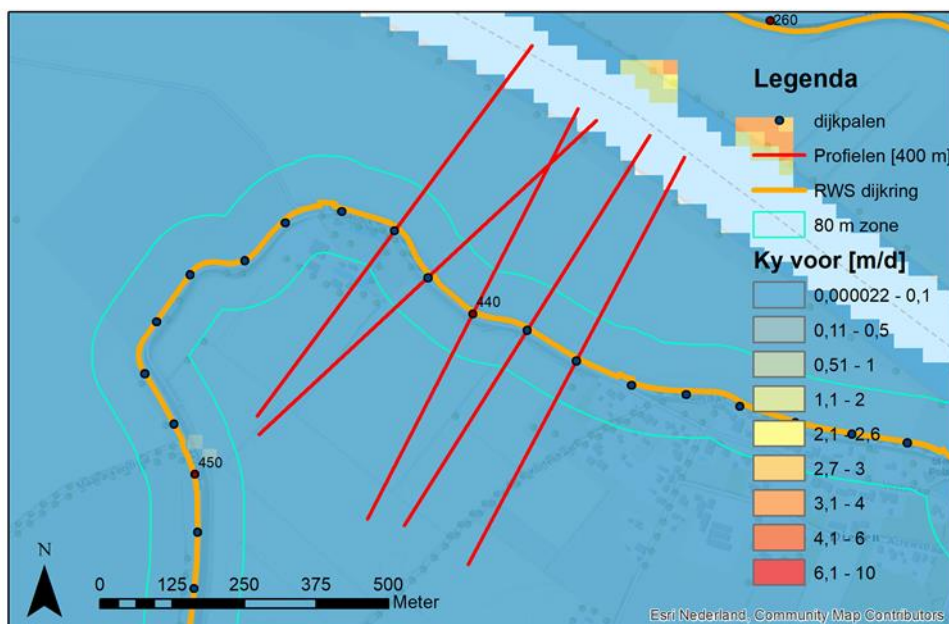
In D-Geo Flow wordt gerekend met doorlatendheden, niet met weerstanden. Deze omrekening komt neer op:

$$K_{yt} = \frac{D_t}{R_t}$$

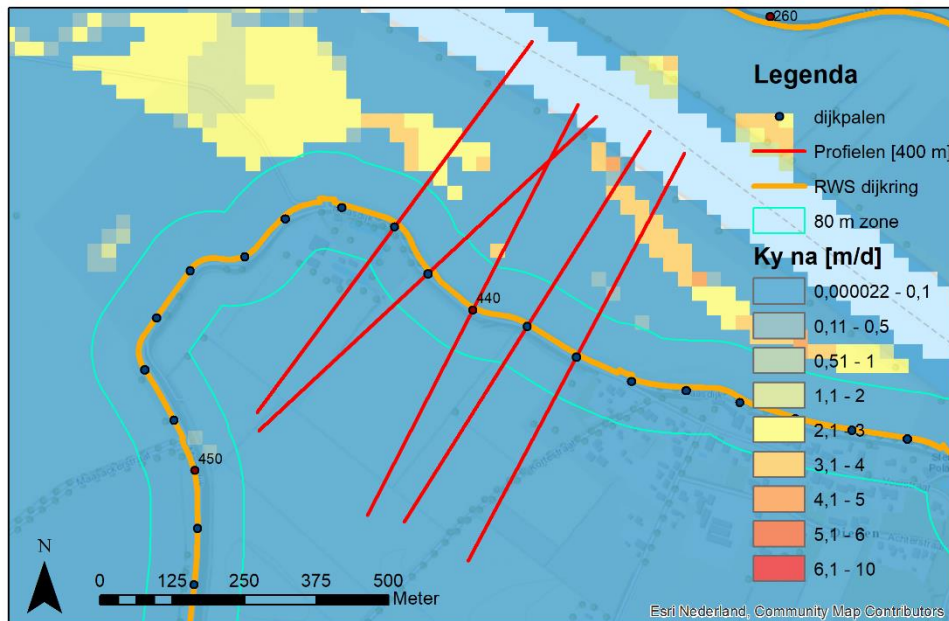
Met R_t als totale weerstand, D_t de dikte van de gehele laag en K_{yt} de effectieve verticale doorlatendheid van de gehele laag.

Daar de dikte van de kleilaag en de effectieve weerstand bekend zijn als raster in ArcGIS, kan een verticale doorlatendheid K_{yt} bepaald worden voor het gehele gebied, maar ook per profiellijn (dwars op de dijk).

Bij de lengteprofielen rond dijkpaal 440 varieert de verticale doorlatendheid buitendijks tussen de 0 en 0,1 m/dag in de referentiesituatie, en tussen de 0 en 4 m/dag na afgraving, zie Figuur 17 en Figuur 18.



Figuur 17: Verticale hydraulische doorlatendheid van de deklaag in m/dag in de referentiesituatie.



Figuur 18: Verticale hydraulische doorlatendheid van de deklaag in m/dag na afgraving.

De dikte van de deklaag (D_t) varieert tussen de 0 en 9 meter in het gebied, zie Figuur 9. Samen met eerder genoemde weerstanden komt daarmee de effectieve verticale doorlatendheid uit tussen de 0,01 en 0,1 m/dag

De dikte van de laag is gelijk in de referentie en afgegraven situatie volgens het geohydrologisch model. De afgraving is gesimuleerd door een lagere weerstand toe te voegen voor het totale pakket. Om het risico op piping te kunnen bepalen, wordt gedetailleerder naar de dikte van de deklaag bekeken. Er is gekeken waar lokaal dunnere plekken in de deklaag aanwezig zijn.

Diepere ondergrond

De hoogste transmissiviteit (kD) die voorkomt in de drie pakketten van het geohydrologisch model is 800 m²/d (onderkant kleilaag tot NAP -10 m), de hoogste weerstand die voorkomt ligt op ongeveer 1025 dagen (diepte NAP -10 m, dikte en continuïteit van de laag is onzeker). De horizontale doorlatendheid kan worden bepaald door:

$$K_{xt} = \frac{T_t}{D_t}$$

Met K_{xt} de horizontale doorlatendheid, T_t de transmissiviteit van het gehele pakket en D_t de dikte van het gehele pakket. Daar de kleilaagdikte tussen 0 en 9 meter varieert in het gebied (ongeveer 10% van de totale dikte wanneer een watervoerend pakket van 80 meter dik wordt aangenomen), zou de K_{xt} van het eerste watervoerend pakket tussen 800/8 = 100 m/dag en 800/17 = 47 m/dag moeten liggen.

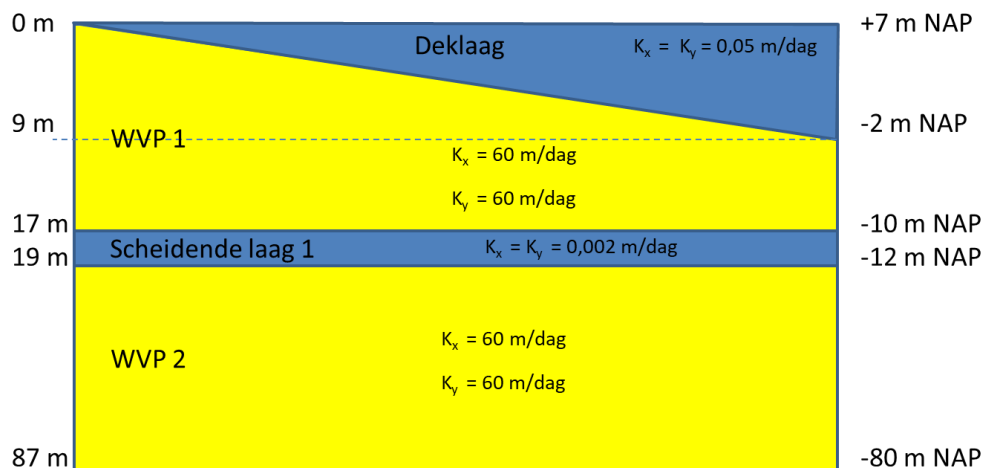
Bodemopbouw D-Geo Flow

Vanuit de gegevens van het geohydrologisch model is een vereenvoudigingsstap doorgevoerd op basis van de meest conservatieve waarden:

- Er wordt aangenomen dat in alle lagen de doorlatendheid isotroop is, dat wil zeggen $K_x = K_y$.
- Het geohydrologisch model rekent met verticale doorlatendheden in de deklaag tussen de 0,01 en 0,1 m/dag. In D-Geo Flow is gerekend met 0,05 – 0,1 – 5 m/dag. Dit betekent dat de K_y en K_x voor de deklaag in D-Geo Flow dezelfde orde grootte hebben als in het grondwatermodel.
- Voor het simuleren van de afgraving of van hoog permeabele stukken deklaag is een waarde van $K_x = K_y = 5$ m/dag gebruikt.
- In D-Geo Flow zal 60 m/dag worden aangehouden voor watervoerende pakketten, wat een vrij hoge en conservatieve waarde is. Zeker wanneer dit voor de gehele diepte van de watervoerende pakketten wordt gebruikt.

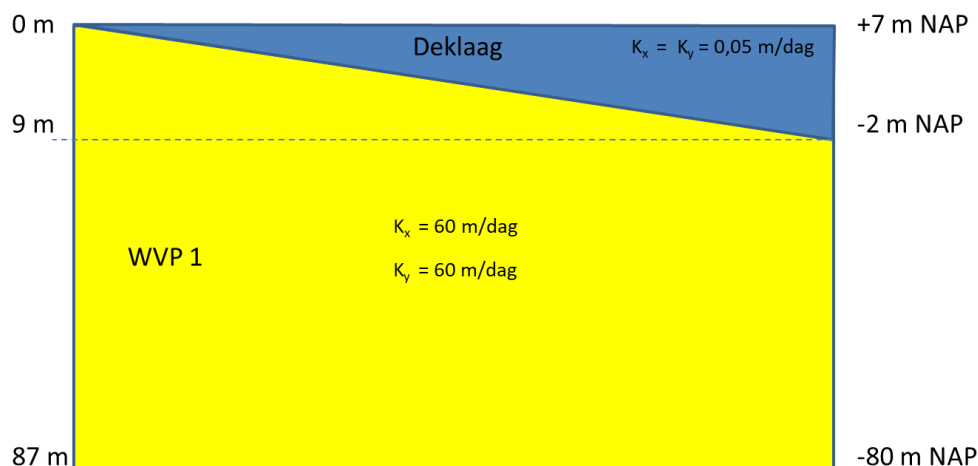
In D-Geo Flow is getoetst of de drie pakketten uit het geohydrologisch model vereenvoudigd kunnen worden tot twee of één watervoerend pakket.

Het scenario met twee watervoerende pakketten zou de volgende opbouw hebben, zie Figuur 19: $T = kD = 800$ m²/dag in pakket 1, een scheidende laag op NAP -10 m van twee meter dik ($R_i = 1025$ dagen) en een $T = 500$ m²/dag voor pakket 2. De transmissiviteit van pakket 2 is lager in het geohydrologisch model dan de waarde in pakket 1. Als conservatieve keuze is besloten deze waarde in pakket 2 gelijk te stellen aan pakket 1.



Figuur 19: Opbouw D-Geo Flow na versimpeling geohydrologisch model, variant 1.

De ondoorlatende laag verlaagd het risico op piping. Omdat niet met zekerheid gezegd kan worden dat deze laag in het gehele gebied aanwezig is, is in de berekening aangenomen dat er één zandpakket is, zonder de afsluitende laag. Er is gerekend met een $K_x = 60$ m/dag voor het gehele pakket, zie Figuur 20.



Figuur 20: Opbouw D-Geo Flow na versimpeling geohydrologisch model, variant 2.

Overige uitgangspunten en randvoorwaarden

Deze staan genoemd in Sectie 4.1

Resultaten voor twee watervoerende pakketten met een scheidende laag

Tabel 7: Resultaten voor één watervoerend pakket tot NAP -10 m, met een continue scheidende laag op NAP -10 tot -12 m, met daaronder een watervoerend pakket dat doorloopt tot NAP -80 m. De deklaag is 3,5 meter dik. Zwakke plek (rood) heeft een K_x en $K_y = 5$ m/d.

Scenario	Breedte (m)	Afstand tot kruin / Kwelweglengte (m)	Tussenlaag Pipe (m)	Tussenlaag Faalcriterium (100% = faal)
A) Test 22	10	80 m / 100 m	1,7	$100 \cdot 1,7/50 = 3,4\%$
B) Test 20	50	80 m / 100 m	2,7	$100 \cdot 2,7/50 = 5,4\%$
C) Test 19/21	100	80 m / 100 m	2,2	$100 \cdot 2,2/50 = 4,4\%$
D) Test 18	50	100 m / 120 m	2,2	$100 \cdot 2,2/60 = 3,7\%$
E) Test 17	50	160 m / 180 m	1	$100 \cdot 1/90 = 1,1\%$

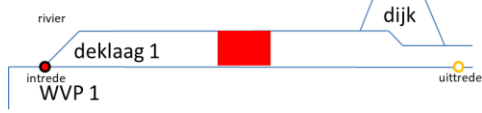
Wanneer een scheidende laag wordt aangebracht neemt het risico op piping sterk af. Het is waarschijnlijk dat de scheidende laag slechts gedeeltelijk aanwezig is. Daarom is als conservatieve optie gekozen om de laag in zijn geheel niet mee te nemen.

Resultaten voor één watervoerend pakket van 160 m dik

Het geohydrologisch model rekent met een maximale dikte van het watervoerend pakket van ongeveer 80 meter. Dit is in overeenstemming met een cirkelvormige diepste stroomlijn op basis van $0,5 \cdot L_{\text{benodigd}}$ (minimaal benodigde kwelweglengte). In dit rapport wordt ervan uitgegaan dat het niet fysisch / waarschijnlijk is dat diepere stroomlijnen bijdragen aan de vorming van de pipe.

Om de invloed van de dikte van het pakket te onderzoeken is een aantal scenario's doorgerekend waarbij de dikte van het watervoerend pakket twee keer zo groot is gemaakt, zie Tabel 8.

Tabel 8: Resultaten voor één watervoerend pakket tot NAP -160 m, zonder scheidende laag, met een deklaag van 3,5 meter. Zwakke plek (rood) heeft een K_x en $K_y = 5$ m/d.

Scenario	Breedte zone (m)	Afstand tot kruin/ Kwelweglengte (m)	Dubbel wvp Pipe (m)	Faalcriterium (100% = faal)
A) Test 29 	10	80 m / 100 m	14,3	28,6%
B) Test 28 	50	80 m / 100 m	25,2	50,4%
C) Test 27 	100	80 m / 100 m	35,9	71,8%
D) Test 30 	50	100 m / 120 m	20,0	33,3%
E) Test 24 	50	160 m / 180 m	15,1	16,8%

Een verdubbeling van de dikte van het watervoerend pakket leidt weliswaar tot langere pipes, maar nog steeds faalt de dijk in geen enkel scenario wanneer de $0,5 \cdot L_{\text{kwelweg}}$ als faalcriterium gehanteerd wordt. Een vergelijking met het kritiek verval is hier niet gemaakt. Men kan ook vragen stellen of het wel realistisch is dat het model – blijkbaar – stroombanen die verder weg liggen dan de cirkelvormige diepste stroomlijn meeneemt.

Conclusie opbouw D-Geo Flow model

Voor de geotechnische toets op piping is het dijkprofiel gekozen bij dijkpaal 440. De lengte van het dijklichaam in het dwarsprofiel en de hoogte van de dijk ten opzichte van het binnen en buitendijks maaiveld zijn overgenomen in de geometrie in D-Geo Flow.

Met betrekking tot de bodemopbouw is gekozen voor een versimpeling van het geohydrologisch model van Acacia Water. Er zijn twee varianten van de opbouw bedacht: een variant met de deklaag, twee watervoerende pakketten en één scheidende laag en een variant met de deklaag en één watervoerend pakket. In beide scenario's is de totale dikte van de pakketten gelijk gebleven. Na simulatie is gebleken dat de aanwezigheid van een continue scheidende laag de kans op piping significant verminderd. Het is echter onzeker of de scheidende laag continue is en de dikte van deze laag kan variëren. Hieruit volgt is dat de variant met één watervoerend pakket, zonder scheidende laag het meest conservatief is. Dit is dus gebruikt voor alle overige simulaties.

In D-Geo Flow is gerekend met een totale dikte van de lagen van ongeveer 87 meter, met een deklaag van ongeveer 2,2 meter binnendijks en 3,5 meter buitendijks. Het watervoerend pakket heeft geen scheidende lagen. Doordat de variatie in dikte van het watervoerend pakket in het geohydrologisch model 2 meter op een totale dikte van bijna 90 meter is, wordt de bovengrens van dit watervoerend pakket als recht beschouwd.

Daarnaast is aangenomen dat alle lagen volledig homogeen en isotroop zijn, dat wil zeggen $K_{xi} = K_{yi}$. Ook dit is een conservatieve benadering.

De deklaag varieert in het voorland van 2,6 meter tot 5,1 meter. Hiervoor is een gemiddelde dikte van 3,5 meter aangenomen.

Voor de deklaag is een K gekozen van 0,05 m/dag (tussen de grenswaarden van het geohydrologisch model in: 0,01 en 0,1 m/dag). Voor het watervoerend pakket is de conservatieve optie van 60 m/dag aangehouden. Dit is een doorlatendheid gebaseerd op het eerste watervoerend pakket van het geohydrologisch model.

As randvoorwaarde aan de buitendijkse zijde is de hoogwatergolf zoals gegeven door het WBI gebruikt, als stijghoogte op het uittredepunt is de hoogte van het maaiveld gebruikt. Dit is een conservatievere waarde dan de berekende stijghoogte vanuit het geohydrologisch model.

Bijlage 4

Onderzoek effect voorlanddikte, voorlandlengte, doorlatendheid en deklaagheterogeniteit

Voorafgaand aan de uiteindelijke schematisatie zijn een groot aantal sommen gemaakt om de om effecten van voorlanddikte, voorlandlengte, doorlatendheid en deklaagheterogeniteit te onderzoeken. In de hoofdtekst wordt hiernaar verwezen als de eerste en tweede schematisatie, zie sectie 4.2. In aanvulling op de uitgangspunten en parameters in de uiteindelijke schematisatie in Hoofdstuk 4 zijn voor deze berekeningen de volgende zaken/waarden gehanteerd, zie Tabel 9, Tabel 10, en daaropvolgende secties.

Tabel 9: invoerparameters in de D-Geo Flow berekeningen met betrekking tot variatie in doorlatendheid, deklaagdikte en voorlandlengte.

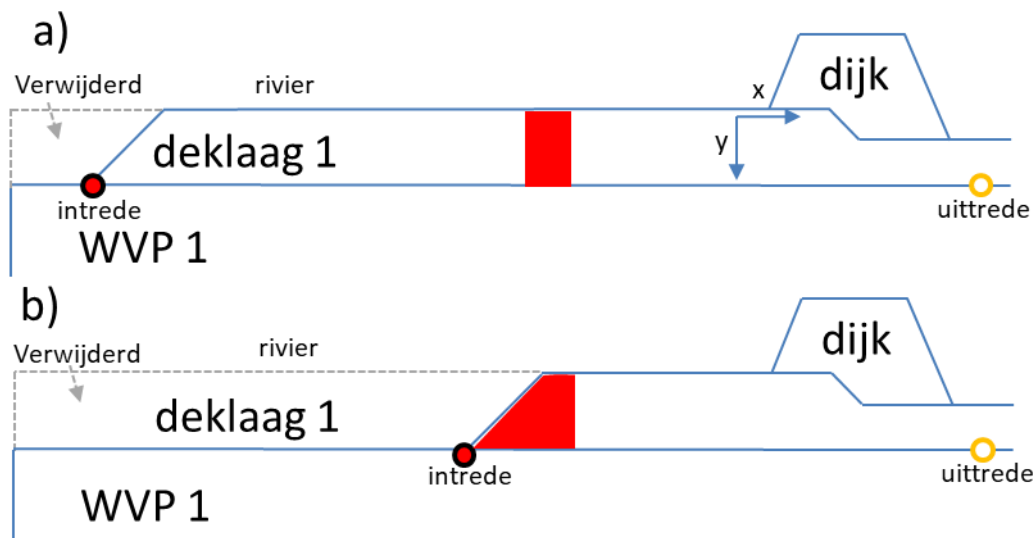
Parameters	Waarde
Doorlatendheid deklaag K_x en K_y (m/dag (m/s))	5 ($5,8 \cdot 10^{-5}$) - 0,1 ($1,2 \cdot 10^{-6}$) - 0,05 ($5,8 \cdot 10^{-7}$)
Doorlatendheid zand K_x en K_y (m/dag)	60 ($6,9 \cdot 10^{-4}$ m/s)
D_{70} lage karakteristieke waarde (μm)	246
Lengte voorland (m)	80 - 120 - 160 - 220 - 280 - 380
Dikte voorland (m)	1,5 - 3,5
Dikte deklaag binnenteen (m)	2,2

Tabel 10: invoerparameters in de D-Geo Flow berekeningen met betrekking tot deklaagheterogeniteit.

Parameters	Waarde
Doorlatendheid zwakke zone deklaag K_x en K_y (m/dag)	5
Doorlatendheid deklaag K_x en K_y (m/dag (m/s))	0,05
Doorlatendheid zand K_x en K_y (m/dag)	60
D_{70} lage karakteristieke waarde (μm)	246
Lengte voorland (m)	380
Dikte voorland (m)	3,5
Dikte deklaag binnenteen (m)	2,2
Breedte van de zwakke zone (m)	10 – 50 – 100
Kortste afstand zwakke zone – uittredepunt (m)	100 – 120 – 160

Vanwege de eis dat het intredepunt aan een randvoorwaarde dient te liggen, kan een doorsnede niet geschematiseerd worden zoals in Figuur 7. Er zijn drie alternatieve scenario's

die wel gesimuleerd kunnen worden, zie Figuur 24 en Figuur 21. In Figuur 21a is de situatie geschetst waarin een zwakke plek (hoge doorlatendheid) in de deklaag aanwezig is, maar het intredepunt ligt nog (veel) verder buitendijks. In Figuur 21b is het scenario waarbij het voorland ingekort is zodat het intredepunt en de eventuele zone van hoge doorlatendheid wel direct met elkaar in contact staan. In Figuur 24 is het intredepunt onder een gat in de deklaag geschematiseerd. Dit wordt besproken in Bijlage 5.



Figuur 21: Modelscenario's die mogelijk zijn met D-Geo Flow. In a) een zone met hoge doorlatendheid (rood), terwijl het intredepunt verder buitendijks ligt. De kwelweglengte (afstand tussen intrede- en uittredepunt) is hier onrealistisch lang, waardoor een faalcriterium op basis van enkel de pipe-lengte te lang gunstig blijft. Daarom wordt de rechterzijde van de heterogeniteit gebruikt als fictief intredepunt. In b) ligt het intredepunt wel aan de zone met hoge doorlatendheid (rood), maar heeft dit een modelmatig gedwongen inkorting van het voorland tot gevolg. De derde optie – een gat in de deklaag boven het intredepunt – staat in Figuur 24.

Berekeningen aangaande voorlandlengte, deklaagdikte en variaties in doorlatendheid zijn gemodelleerd zoals in Figuur 21b. Met betrekking tot de invloed van een zwakke zone in de deklaag op piping is gemodelleerd zoals in Figuur 21a. Hierbij is de dijkzijde van de heterogeniteit steeds genomen als fictief intredepunt. Dit is de meest conservatieve keuze.

Aanvullende uitgangspunten simulaties deklaagheterogeniteit

Voor berekeningen met betrekking tot deklaagheterogeniteit dienen de volgende opmerkingen en aanvullingen in ogenschouw genomen te worden:

- De deklaagdikte is 3,5 meter, de voorlandlengte op 380 meter. De doorlatendheid van de zwakke zone in de deklaag staat op 5 m/dag. Voor overige deklaagzone's is 0,05 m/dag gebruikt, dit sluit aan bij het geohydrologisch model dat is opgesteld. Het watervoerend pakket (tot NAP -80 m) heeft een doorlatendheid van 60 m/dag. Alle randvoorwaarden zijn gelijk gehouden ten opzichte van het voorgaande scenario.

- De breedte van de heterogeniteit/zwakke zone in de deklaag is gevarieerd van 10, via 50 naar 100 en 280 meter. De kortste afstand van de heterogeniteit tot het uittredepunt is gevarieerd van 80, via 100, naar 160 meter.

Dit heeft zich vertaald naar de volgende scenario's wat betreft deklaagheterogeniteit / zwakke plekken in de deklaag, zie Figuur 22.

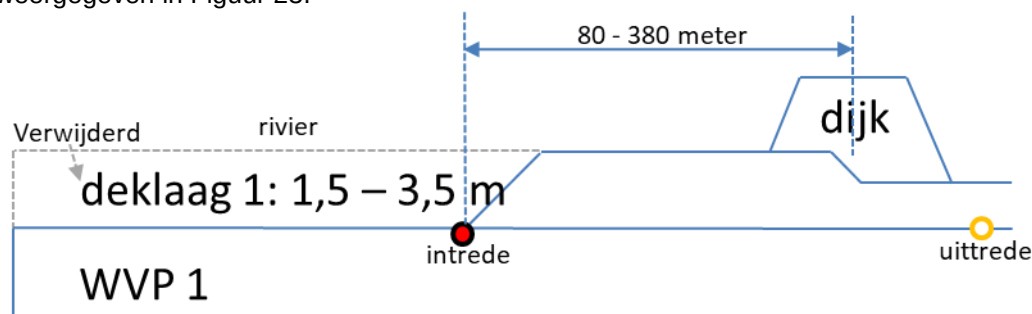


Figuur 22: Schets van simulaties van zwakte in de deklaag. a) zone van 10 m breed, b) zone van 50 m breed c) zone van 100 m breed, d) zone van 280 m breed. Daarna is de afstand tot de kruin/kwellengte vergroot voor het scenario in b). In d) bedraagt de afstand 100 m tot de kruin. In e) bedraagt de afstand 160 meter tot de kruin. De kruin is hier als maat genomen omdat deze na dijkversterkingen waarschijnlijk ongeveer op dezelfde plek ligt.

Resultaten D-Geo Flow simulaties

Resultaten invloed voorlandlengte, deklaagdikte en variatie in doorlatendheid

De resultaten van de berekeningen met betrekking tot voorlandlengte, deklaagdikte en variatie in de doorlatendheid zijn weergegeven in Tabel 11. Het gebruikte modelscenario is weergegeven in Figuur 23.



Figuur 23: Schets van het scenario voor voorlandlengte, deklaagdikte en variatie in doorlatendheid. De afstand is hier vanaf de kruin genomen, omdat de kruin na dijkversterkingen waarschijnlijk op dezelfde plek ligt. Dit leidt tot een conservatievere afstand tot de dijk wat betreft intredepunt.

Uit de resultaten blijkt dat bij een voorland van 80 tot 380 meter en een K_x en K_y waarde voor de doorlatendheid van de deklaag van 5 m/d (10^{-5} m/s) conform het KPR advies, in alle gevallen een doorgaande pipe optreedt. Hieruit blijkt dat een voorlandlengte die groter is dan tweemaal de dijkbasis geen significant beter effect geeft wanneer met deze doorlatendheid wordt gerekend.

Bij een lagere doorlatendheid van de deklaag dan het KPR heeft geadviseerd, met K_x en K_y waarden van 0,1 m/d en 0,05 m/d (10^{-6} en 10^{-7} m/s) treedt een gedeeltelijke pipe op. Bij voorlandlengtes van 80 - 380 meter ontwikkelt zich een gedeeltelijke pipe met een lengte van 5-16 m, zie Tabel 11.

Ter aanvulling zijn enkele berekeningen uitgevoerd met een deklaagdikte van 1,5 m zie Tabel 12. Bij een deklaag van 1,5 m en een K_x en K_y waarde van 0,1 m/d treedt een gedeeltelijke pipe op bij alle gevarieerde voorlandlengtes.

Tabel 11: Resultaten D-Geo Flow. Dikte voorland 3,5 m.

Lengte voorland (m)	K_x en K_y deklaag (m/d)	Piping
80	5	Ja
80	0,1	Deels ~ 16 m
80	0,05	Deels ~ 15 m
110	5	Ja
110	0,1	Deels ~ 12 m
110	0,05	Deels ~ 12 m
160	5	Ja
160	0,1	Deels ~ 9 m
160	0,05	Deels ~ 9 m
220	5	Ja
220	0,1	Deels ~ 8 m
220	0,05	Deels ~ 7 m
280	5	Ja
280	0,1	Deels ~ 7 m
280	0,05	Deels ~ 6 m
380	5	Ja
380	0,1	Deels ~ 6 m
380	0,05	Deels ~ 5 m

Tabel 12: Resultaten D-Geo Flow. Dikte voorland 1,5 m.

Lengte voorland (m)	K_x en K_y deklaag (m/d)	Piping
80	0,1	Deels ~ 18 m
280	0,1	Deels ~ 9 m
380	0,1	Deels ~ 8,5 m

In Tabel 13 is het kritieke verval weergegeven voor de doorlatendheden van 5 m/d waarbij voor alle berekeningen een doorgaande pipe optreedt. Bij een verlenging van het voorland van 300 m (van 80 m naar 380 m) is de afname van het kritieke verval slechts 10 cm. Hieruit volgt dat bij een doorlatendheid van 5 m/dag het meenemen van extra voorland nauwelijks van invloed is op de buitenwaterstand waarbij een doorgaande pipe optreedt.

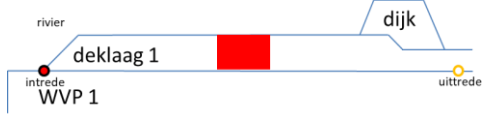
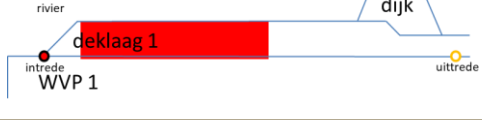
Tabel 13: Kritieke verval voor de berekeningen met K_x en K_y 5 m/dag waarbij piping optreedt.

Lengte voorland (m)	Kritieke verval (m)
80	2,52
110	2,49
160	2,45
220	2,45
280	2,42
380	2,42

Resultaten invloed heterogeniteit/zwakke zone in deklaag

Het gebruikte modelscenario is weergegeven in Figuur 21a. De resultaten zijn samengevat in Tabel 14.

Tabel 14: Resultaten voor één watervoerend pakket tot NAP -80 m, zonder scheidende laag, met een deklaag van 3,5 meter en een voorland van 380 meter. Zwakke plek (rood) heeft een K_x en K_y = 5 m/d.

Scenario	Breedte zone (m)	Afstand tot kruin / Kwelweglengte (m)	Pipe (m)	Faalcriterium (100% = faal)
A) Test 11 	10	80 m / 100 m	~8	$100 \cdot 8 / 50 = 16\%$
B) Test 10 	50	80 m / 100 m	~16	$100 \cdot 16 / 50 = 32\%$
C) Test 12 	100	80 m / 100 m	~20	$100 \cdot 20 / 50 = 43\%$
D) Test 32 	280	80 m / 100 m	~22	$100 \cdot 22 / 50 = 44\%$
E) Test 14 	50	100 m / 120 m	~15.2	$100 \cdot 14.5 / 60 = 25\%$
F) Test 15 	50	160 m / 180 m	~9.8	$100 \cdot 9.8 / 90 = 11\%$

Toename van de kwelweglengte leidt tot afname van de lengte van de pipe (Test 10, 14, en 15):

- Toename in de kwelweglengte van 20% (Test 10 versus Test 14) leidt tot een afname van ongeveer 10 % in de lengte van de pipe.
- Toename in de kwelweglengte van 80% (Test 10 versus Test 15) leidt tot een afname van ongeveer 39% in de lengte van de pipe.
- Toename in de afstand van het intredepunt tot de kruin van 25% (Test 10 versus Test 14) leidt tot een afname van ongeveer 10 % in de lengte van de pipe.
- Toename in de afstand van het intredepunt tot de kruin van 100% (Test 10 versus Test 15) leidt tot een afname van ongeveer 39% in de lengte van de pipe.

Toename in de breedte van het zwakke punt in de deklaag, terwijl de afstand tot de kruin en de kwelweglengte gelijk blijft (80 m / 100 m), leidt tot groei van de pipe (Test 10, 11, en 12):

- Toename in de breedte met 500% (factor 5, Test 10 en 11) leidt tot een toename van de lengte van de pipe met 200% (factor 2).
- Toename in de breedte met 1000% (factor 10, Test 11 en 12) leidt tot een toename van de lengte van de pipe met ongeveer 270% (factor 2,5 – 3).

In alle gesimuleerde scenario's is geen sprake van een doorgaande/volledige pipe. Het scenario dat het dichtst bij het faalcriterium op basis van $0,5 \cdot L_{\text{kwelweg}}$ komt is Test 12, waarbij 43% van het faalcriterium wordt gehaald (het bereiken van de helft van de kwelweglengte betekent dat het faalcriterium gehaald wordt, dit zou een percentage van 100% weergeven in de laatste kolom van Tabel 14).

Aanvullende berekeningen: kritiek verval

Voor de maatgevende scenario's uit de bovenstaande sectie is ook het kritiek verval bepaald. Dit is gebruikt om de overschrijding van het kritieke verval, of beschikbare ruimte weer te geven voordat het kritiek verval bereikt wordt.

Tabel 15: Scenario's uit Tabel 11 en Tabel 14 waarbij het kritiek verval ook bepaald is. Op aangeven van Deltares dient nog $0,3D = 0,66$ m bij alle vermelde vervallen opgeteld te worden. Daarnaast zijn de zeer hoge waarden voor het kritiek verval incorrect. Deze zijn afgelezen aan het eind van de grafieken zoals in Figuur 8d,e, in plaats van bij het eerste buigpunt. Verder toelichting staat in Bijlage 7.

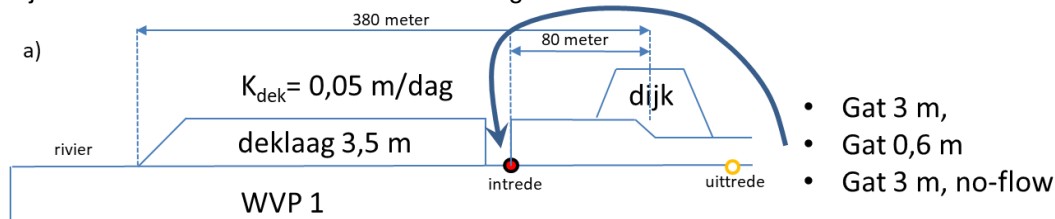
Scenario	Situatie	Breedte zone (m)	Afstand tot kruin / Kwelweglengte (m)	Pipe (m)	Verval over pipe (m)	Kritiek verval (m)
A) 3,5 meter deklaag, K-deklaag = 0,05 m/dag, voorlandlengte 80 m	Na	-	80 m / 100 m	15,2 m	3,7	5,2
B) 3,5 meter deklaag, K-deklaag = 0,05 m/dag, voorlandlengte 380 m	Voor	-	380 m / 400 m	4,9 m	3,6	11,8
C) Test 11 / 11_Hcrit	Na	10	80 m / 100 m	8,5 m	3,6	11,0
D) Test 32 / 38	Na	280	80 m / 100 m	22,6 m	3,7	4,5

Bijlage 5

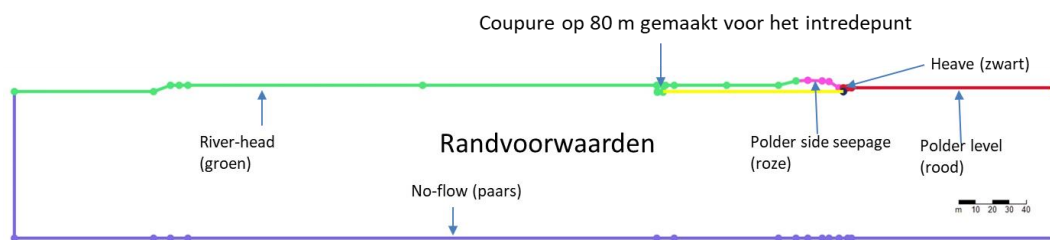
Schematisering van het intredepunt door middel van een gat in de deklaag

Gevoeligheidsanalyse breedte van het gat

Één van de manieren om een intredepunt te schematiseren is via het aanbrengen van een (klein) gat, zie Figuur 24. Voorwaarde is wel dat het gat geen te grote invloed heeft op de grondwaterstroming. Een te klein gat leidt echter tot problemen met de discretisatie van het model. Daarom is gekeken naar het effect van de grootte van het gat op de vorming van de pipe. Hiertoe zijn twee zaken getest: ten eerste het verkleinen van het gat van 3,2 m naar 0,6 m breedte. Ten tweede het vervangen van de randvoorwaarde in het gat van een river-side head boundary naar een no-flow boundary. Deze scenario's zijn weergegeven in Figuur 24. De bijbehorende randvoorwaarden staan in Figuur 25.



Figuur 24: Schematisering van de gevoeligheidsanalyse voor het aanbrengen van een gat in de deklaag.



Figuur 25: Bijbehorende randvoorwaarden voor de gevoeligheidsanalyse. Bij de coupure is in deze afbeelding een river-side head boundary aangebracht. In één variant wordt dit aangepast tot een no-flow boundary.

De resultaten van deze twee simulaties staan in Tabel 16.

Tabel 16: Resultaten gevoeligheidsanalyse gat, allen in de referentiesituatie en alleen voor het kritiek verval. Er is ook gerekend met een no-flow randvoorwaarde in het gat. De resultaten hiervan zijn niet opgenomen in dit memo omdat ze nog niet verklaart kunnen worden. Dit is onder de aandacht gebracht van Deltares.

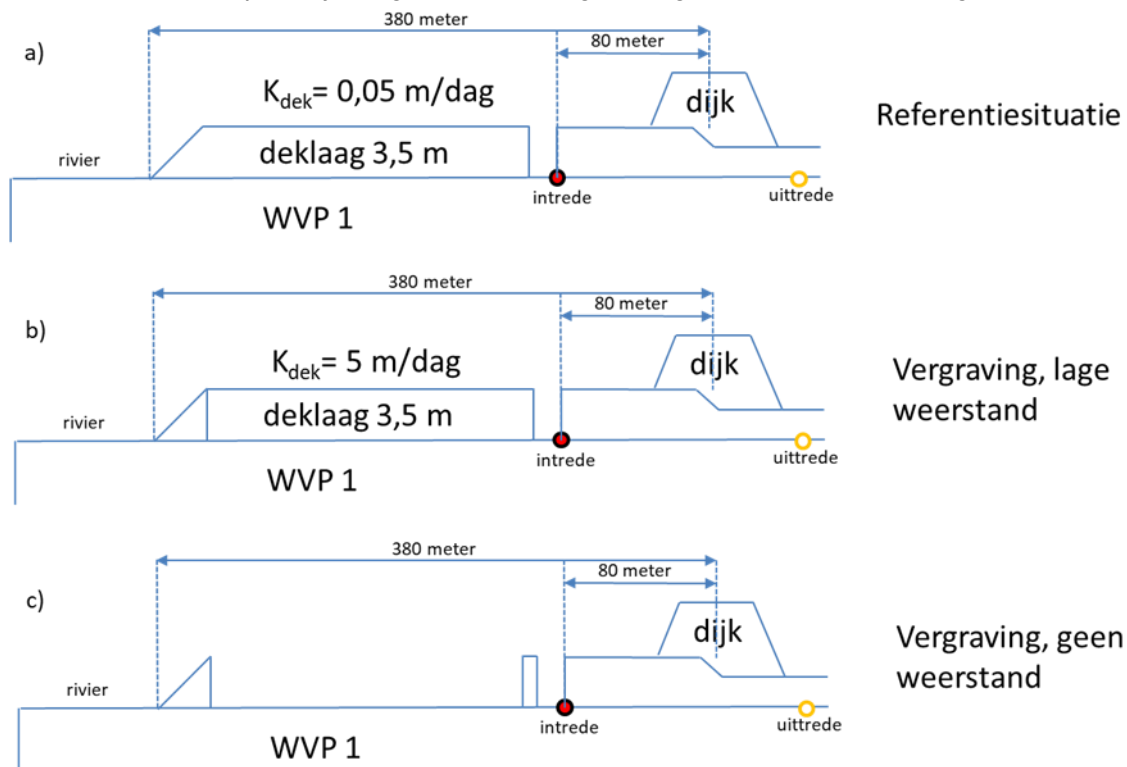
Naam	W _{zone}	Randvoorwaarde zone	K _{dek}	L _{pipe} ^{crit}	H _{crit} +0.3d
Test 33f (Hcrit)	3.2 m	Riverside head	0.05 m/dag	44.7 m	4.19 + 0.66 = 4.85 m
Test 33j (Hcrit)	0.6 m	Riverside head	0,05 m/dag	44.7 m	4.69 + 0.66 = 5.35 m

Hieruit blijkt dat wanneer het gat verkleind wordt met (ongeveer) een factor vijf, het kritieke verval toeneemt met 50 cm. Dit is significant en het is daarom niet wenselijk om het intredepunt door middel van een gat te simuleren.

Waarom deze gevoeligheid zo groot is, is niet duidelijk. De taak om dit verder uit te zoeken gaat verder dan de projectscope. Aan Deltares is geadviseerd om hier nader onderzoek naar te doen.

Derde schematisatie referentiesituatie en vergraving

Er is ook gekeken wat de uitkomsten waren voor het kritiek verval en de kritieke pipe-lengte wanneer het intredepunt bij een gat in de deklaag wordt geschematiseerd, zie Figuur 26.



Figuur 26: Drie schematisaties voor het intredepunt onder een gat in de deklaag.

Schematisaties a t/m c in Figuur 26 zijn doorgerekend. Het verschil tussen scenario b en c, zit hem in de doorlatendheid na vergraving. In scenario b is de doorlatendheid op 5 m/dag gezet. In scenario c is de doorlatendheid oneindig groot. De resultaten van de berekeningen zijn weergegeven in Tabel 17: Resultaten derde schematisatie.

Tabel 17: Resultaten derde schematisatie.

Scenario	Testnummer	Afstand tot kruin / Kwelweglengte (m)	Pipe- lengte (m)	Verval over pipe (m)* + 0,3d	Kritiek verval (m)*+0,3d	Ratio
Referentie	Test 33d/f	~80 / ~100	24	4,38	4,79	1,1
Vergraving, lage weerstand	Test 33a/b/c	~80 / ~100	44,7	4,40	4,41	1,0
Vergraving, geen weerstand	Test 33e	~80 / ~100	Doorgaan d (104, falen ligt op 44,7)	4,26	4,24	1,0

Bijlage 6

Opbarstberekening

Om te controleren of opbarsting plaatsvindt is een eenvoudige opbarstberekening gemaakt met informatie uit de Onderzoeksrapport Zandmeevoerende Wellen (bepalen grenspotential en opbarstcriterium) en de schematiseringshandleiding piping (bepalen veiligheidsfactor).

De gebruikte informatie is uit bovengenoemde rapporten gekopieerd en hieronder weergegeven. De berekening is helemaal aan het einde toegevoegd. Hieruit blijkt dat opbarsting plaatsvindt.

In deze formules is:

- $\phi_{z,g}$ de grensstijghoogte of **grenspotentiaal** [m $\pm$ NAP]
- h_{zand} het niveau van de bovenkant van de watervoerende (zand)laag [m $\pm$ NAP]
- h_{mv} het maaiveldniveau [m $\pm$ NAP]
- h_p de freatische stijghoogte in de afdekkende laag of de waterstand boven het maaiveld [m $\pm$ NAP]
- γ_w het volumegewicht van water [kN/m³]
- γ_{dr} het droge volumegewicht [kN/m³] en
- γ_{nat} het natte volumegewicht van de afdekkende grondlaag [kN/m³].

Merk op dat formule (5.2) de grensstijghoogte in initiële toestand weergeeft in een situatie waarbij $h_p < h_{mv}$ (dus een echte grondwaterstand). Zodra een situatie ontstaat waarin de werkelijke stijghoogte in het zand de freatische stijghoogte in de afdekkende laag overschrijdt, zal zich een opwaarts gerichte stroming instellen. Daardoor stijgt de grondwaterstand tot het maaiveld.

Voor beide gevallen vinden we de volgende uitdrukking voor de grenspotentiaal:

$$\phi_{z,g} = h_p + d \frac{\gamma_{nat} - \gamma_w}{\gamma_w} \quad (5.3)$$

hierin is h_p het niveau van de vrije waterspiegel aan de binnenzijde van de waterkering, indien aanwezig (bijvoorbeeld slootpeil), of het maaiveldniveau. Verder is d de dikte van de afdeklaag. Indien het afdekkende pakket uit meerdere grondlagen bestaat wordt de tweede term in het rechterlid van deze formule vervangen door de sommatie over de verschillende grondlagen van het product van laagdikte en volumegewicht.

$$(\phi_z - h_p) \leq \frac{1}{\gamma} (\phi_{z,g} - h_p) \quad (5.5)$$

met hierin een veiligheidsfactor γ .

Voor de berekening van ϕ_z wordt uitgegaan van ontwerpwaterstanden en 'best guess' schattingen van de geohydrologische parameters. Voor de berekening van $\phi_{z,g}$ wordt uitgegaan van een schatting van de minimale dikte van het afdekkende pakket (bijvoorbeeld de karakteristieke 5 %-ondergrens) en een karakteristieke schatting (5%-ondergrens) van het gemiddelde volumegewicht. Zie voor karakteristieke schattingen Bijlage B.

De aan te houden waarde van de veiligheidsfactor γ is afhankelijk van de situatie. Hoe groter de onzekerheid ten aanzien van de optredende potentiaal, hoe hoger in het algemeen de veiligheidsfactor. Soms worden als eerste schatting van de optredende potentiaal sterk conservatieve aannames gebruikt; in die gevallen kan met een betrekkelijk lage veiligheidsfactor worden volstaan.

Figuur 27: Informatie uit Rapportage zandmeevoerende wellen.

Dempingsfactor

Wat is het Factor [-]

Voor de opbarstberekening is de potentiaal in het watervoerend pakket van groot belang. De dempingsfactor legt de relatie tussen de hoogte van de stijghoogtepotentiaal bij het potentiële opbarst-/uittredepunt en de buitenwaterstand bij maatgevend hoogwater. Hiervoor is naast de dempingsfactor een referentiepeil (sloot of polderpeil, zie paragraaf 7.2.11) noodzakelijk.

De dempingsfactor geeft aan welke fractie van de verhoging van de buitenwaterstand aan de binnenzijde van de dijk nog 'voelbaar' is. Hierbij wordt ervan uitgegaan dat er geen sprake is van opbarsten.

Bij een dempingsfactor r_{ext} van 0 (volledig gedempt) is de potentiaal gelijk aan het referentieniveau. Bij een dempingsfactor van 1 (ongedempt) is de potentiaal gelijk aan de buitenwaterstand. De demping is dus gedefinieerd als $(1 - \text{dempingsfactor})$. De dempingsfactor in Ringtoets is zodoende een responsfactor.

Figuur 28: Informatie uit de schematiseringshandleiding piping.

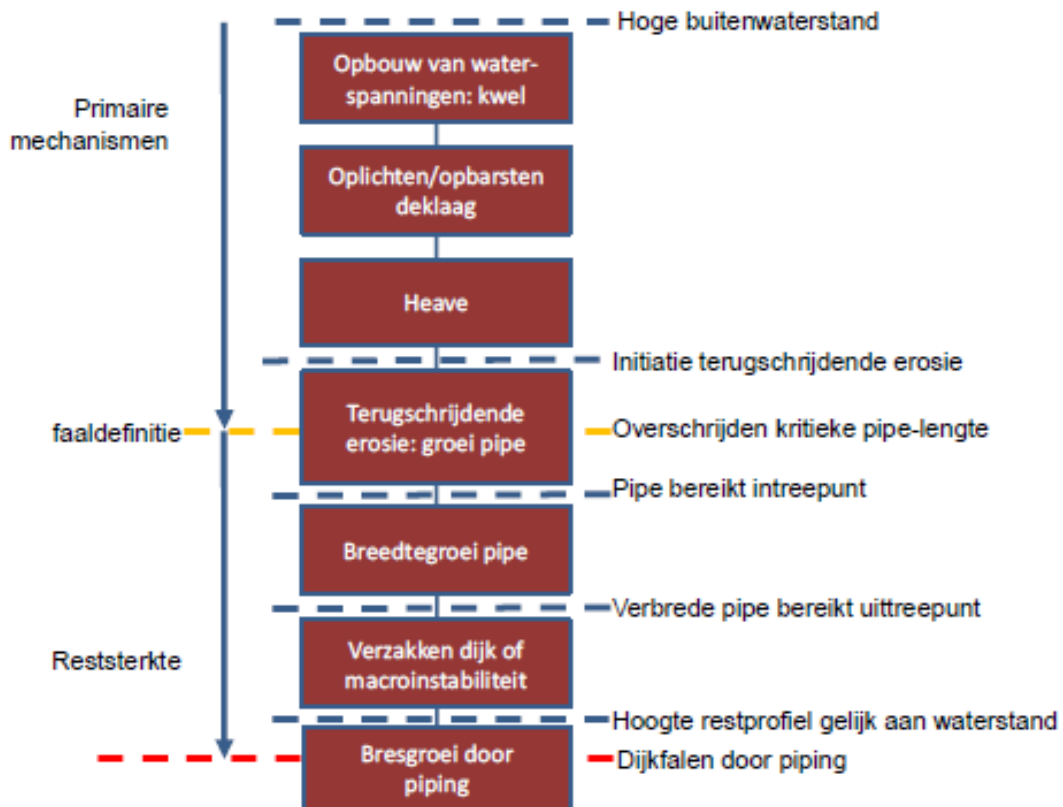
Opbarstberekening volgens Rapportage zandmeevoerende wellen en de Schematiseringshandleiding piping.			
<i>Variable</i>	<i>Waarde</i>	<i>Eenheid</i>	<i>Opmerkingen</i>
h_P	6.2	m +NAP	maaiveldhoogte is aangenomen als polderpeil
d	2.2	m	op basis van boring binnenteen
gamma_{nat}	15	kN/m ³	range 12-17
gamma_w	10	kN/m ³	
gamma_{veiligheid}	1.1	-	
PHI_GRENS	7.3	m +NAP	Grenspotential
PHI_MHW	10.6	m +NAP	Maatgevend hoogwater = stijghoogte WVP
Dempingsfactor	1		Dempingsfactor uit schematiseringshandleiding piping --> op 1
PHI_binnendijks	10.6	m +NAP	Gecorrigeerde stijghoogte binnendijks dms dempingsfactor
Opbarstcriterium			
$(\phi_z - h_p) \leq \frac{1}{\gamma} (\phi_{z,g} - h_p)$			
	4.4	<=	1 Barst op

Figuur 29: In- en uitvoer van opbarstberekening

Bijlage 7

Faaldefinities

In geval van het ontwikkelen van een volledig pipe wordt gesproken van het faalmechanisme piping en het scenario beoordeeld als falen. Dit wordt bereikt zodra het kritieke verval is bereikt. Met het model is te bepalen wat het kritieke verval zou zijn in geval van een volledig ontwikkelde pipe. Het kritieke verval is het maximale verval waarbij een aanwezige pipe nog net in evenwicht is. Dit treedt op bij de kritieke pipe-lengte.



Figuur 4.20 Gebeurtenissen leidend tot falen van de dijk als gevolg van piping

Figuur 30: Overgenomen uit¹⁵.

In geval van een niet volledig ontwikkelde pipe in het model, zal het kritieke verval niet optreden. Dit resulteert in de beoordeling dat het scenario niet faalt op piping. Hierna wordt gekeken naar de marge tussen het maximaal optredend verval en het kritiek verval. Wanneer deze marge klein is in vergelijking tot de veiligheidsfactoren in de Sellmeijersommen, wordt het scenario beoordeeld als falen op piping. In zo'n situatie wordt onderzoek naar maatregelen tegen piping aangeraden.

¹⁵ 't Hart, R., *Fenomenologische beschrijving, faalmechanismen WTI*. Deltares, 2016

Welk verval als kritiek verval geldt is afhankelijk van de manier van schematiseren van het modelmatige in- en uittredepunt en het fysieke intredepunt, zie Figuur 8.

In Figuur 8a,b wordt de pipe onder een zwak punt door geschematiseerd. Hierdoor blijft de kwelweglengte (die opgegeven is in het model) gelijk, terwijl de conservatieve keuze zou zijn de kwelweglengte in te korten tot de afstand tussen de dijkzijde van de heterogeniteit en het uittredepunt. Dit is niet mogelijk vanwege de eis dat het intredepunt aan een randvoorwaarde dient te liggen (in D-Geo Flow mag het intredepunt niet onder een deklaag liggen). Echter, in dit geval kan toch het juiste kritieke verval bepaald worden omdat in dit soort schematisaties (waarbij de pipe onder een zwakke zone doorgaat) een 'twee-traps' curve zoals in Figuur 8d,e wordt berekend. Bij het eerste buigpunt kan men dan het juiste kritiek verval en kritieke pipe-lengte aflezen. Ter vergelijking kan Figuur 8c,f worden beschouwd.

De reden van de 'twee-traps' curve is dat onder een zwakke zone de stijghoogtegradiënt door inzijging van boven verflauwt, of nul wordt. Lokaal kan zelfs sprake zijn van omkering van de gradient. Dit betekent dat over individuele elementen van de geschematiseerde pipe een te klein verval komt te staan om tot erosie over te gaan. Dit gebeurt was weer bij een extra verhoging van de buitenwaterstand en dit leidt tot een (onrealistisch) hoog kritisch verval.

Als laatste stap kan gekeken worden of genoeg sterkte uit het voorland kan worden gehaald om de ontstane pipe (in het model) toe te staan. Dit valt onder 'expert judgement' omdat hier gedetailleerde gebiedskennis en kennis van grond(opbouw) benodigd is.