



memo

Aandachtspunten en wijzigingen OI2014v4

De 'Handreiking Ontwerpen met Overstromingskansen – Veiligheidsfactoren en Belastingen bij nieuwe Overstromingskansnormen' (OI2014v4), beschrijft de laatste stand van zaken met betrekking tot de toepassing van de overstromingskansen bij ontwerpen. In deze versie 4 van het OI2014 zijn de nodige actualisaties, uitbreidingen en verbeteringen doorgevoerd. Actualisatie was nodig door ontwikkelingen in het wetgevingstraject met betrekking tot de voorgestelde normgetallen. Daarnaast heeft nieuw opgedane kennis een plaats gekregen in deze versie van het OI2014. De gebruikte kennis en aannames zijn in overeenstemming met het WBI2017.

Dit oplegmemo benoemt een aantal belangrijke aandachtspunten ten aanzien van het gebruik van deze versie van het OI2014v4; daarnaast worden enkele specifieke wijzigingen en aandachtspunten benoemd voor sterkte en hydraulische belastingen.

Benadrukt wordt dat met de overgang naar een overstromingskansnorm het ontwerpen van een kering meer dan ooit maatwerk is geworden. De nieuwe overstromingskansnormen kunnen moeilijk worden vergeleken met de overschrijdingskansnormen. De normen veranderen niet alleen getalsmatig maar zijn qua aard totaal anders. Een juiste toepassing van de nieuwe systematiek is erg belangrijk om een onnodig grote opgave te voorkomen:

- Wanneer conservatieve uitgangspunten uit de oude benadering worden overgenomen in analyses bij de nieuwe benadering worden keringen hoger en sterker dan nodig is. Bij de overstromingskansbenadering wordt een kleine overstromingskans geaccepteerd. Om een kans te kunnen berekenen moeten onzekerheden netjes en expliciet worden meegenomen.
- Wanneer aan uitgangspunten vanuit andere functies, zoals bijvoorbeeld verkeersbelasting, dezelfde eisen worden gesteld leidt dit ook tot zwaardere ontwerpen.
- Voor het dimensioneren van een versterking dient de beheerder vanuit de trajecteis zelf eisen op doorsnedeniveau af te leiden. Het ontwerpinstrumentarium geeft hiervoor handvatten. Wanneer een andere faalkansbegroting wordt gehanteerd of lengte-effect in rekening wordt kan de eis aan een mechanisme of onderdeel van de kering kleiner worden.

Wijzigingen hydraulische ontwerpbelastingen

Het huidige OI2014 neemt als basis voor de hydraulische ontwerprandvoorwaarde de CR2011 of Deltamodel 2015 (beiden met GRADE voor afvoerstatistiek rivieren), wat voor de nu lopende HWBP-ontwerpprojecten als uitgangspunt is gekozen.

Binnen het WBI is nieuwe kennis of informatie verzameld over: i) de doorwerking van statistische en modelonzekerheden in het belastingmodel, (ii) het effect van een andere winddrag formulering, (iii) de ruimtelijke schematisatie van de watersystemen en (iv) rekentechnieken. Daarom kunnen belastingen tot 2017 zijn uitgegeven afwijken van de belastingen die in WBI2017 zijn opgenomen. Eind januari zijn de hydraulische belastingen voor het WBI beschikbaar. Aangeraden wordt om over te stappen op belastingen afgeleid uit het WBI2017 bij ontwerpprojecten welke starten in 2017 of in 2017 naar een nieuwe fase gaan.

Daarbij dient men nog rekening te houden met klimaatverandering, bodemdaling en ruimtelijke maatregelen op de korte en middellange termijn. In het OI2014 worden waar mogelijk handvatten aangereikt (tenminste voor klimaatverandering). Omdat beleidsmatige aannames voor de toekomst kunnen afwijken van de huidige situatie in het WBI2017 kan dit incidenteel leiden tot andere keuzes voor de fysische database. Een voorbeeld is de beleidsmatige afvoerverdeling op de rivieren die afwijkt van de huidige afvoerverdeling.

In het kader van WBI2017 worden statistische en modelonzekerheden expliciet meegenomen. Hierop is binnen het OI2014 geanticipeerd met een onzekerheidstoeslag. Deze onzekerheidstoeslag vervangt de robuustheidstoeslag en is per watersysteem in de werkwijzer bepaling hydraulische ontwerprandvoorwaarden OI2014v4 te vinden.

Op dit moment is het nog niet mogelijk om een kwantificering te geven van deze mogelijke verschillen tussen OI2014 en WBI2017. In de komende periode (na volledig beschikbaar komen van het WBI) zal in het kader van verschillende onderzoeken en/of projectuitwerkingen het ontwerp kunnen worden aangescherpt ten opzichte van het OI2014v4. Vanuit RWS-WVL zal hiertoe advies worden gegeven aan beheerders.

Wijzigingen sterkte

Voor de sterktemodellen en veiligheidsfactoren is dezelfde kennis en zijn dezelfde aannames gebruikt als voor het WBI2017. Incidenteel zijn andere keuzes gemaakt in verband met het verschil tussen beoordelen en ontwerpen.

Vervolg traject

Het ENW zal het OI2014v4 nog behandelen in januari. Het definitieve ENW advies zal daarom komen na uitlevering. Als het ENW advies leidt tot wijzigingen dan zal daarover worden geïnformeerd. Met het OI2014v4 zal de komende jaren ervaring opgedaan worden. Daarnaast vindt voortdurend kennisontwikkeling plaats in de versterkingsprojecten en de diverse Project Overstijgende Verkenningen (POV's). De wisselwerking tussen theorie en praktijk is essentieel voor de doorontwikkeling van het OI2014v4 tot een OI2018. Ik nodig u daarom uit uw ervaring en kennis te delen via onder andere het Kennisplatform Risicobenadering en het HWBP. Aanbevolen wordt om bij de dijkverbeteringsprojecten tijdig kennis te nemen van de laatste kennis ontwikkelingen.



Rijkswaterstaat
Ministerie van Infrastructuur en Milieu

Handreiking ontwerpen met overstromingskansen

Veiligheidsfactoren en belastingen bij nieuwe overstromingskansen-normen

Versie	OI2014v4
Datum	Februari 2017
Status	Definitief

Colofon

Uitgegeven door	Rijkswaterstaat Water, Verkeer en Leefomgeving
Informatie	kpr@rws.nl
Datum	Februari 2017
Status	Definitief
Versienummer	4

Inhoud

Voorwoord	1
Inleiding	3
1 Van normgetal naar faalkanseis op doorsnedeniveau	10
2 Ontwerpbelastingen	15
3 Hoogte	20
4 Piping	24
5 Macrostabiliteit	31
6 Langsconstructies	39
7 Bekledingen	43
8 Kunstwerken	47
9 Optimalisatiemogelijkheden	51
10 Overige faalmechanismen	54
Literatuur	55
Begrippenlijst	58
Bijlagen	59

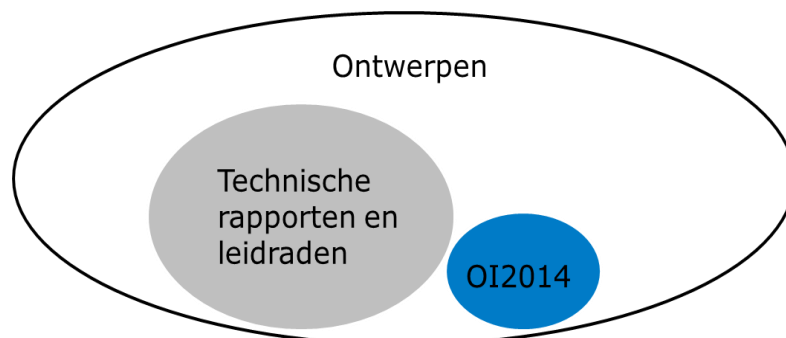
Voorwoord

De inhoud van dit OI2014v4

Dit OI2014v4 is een handreiking waarin wordt aangegeven hoe met de op dit moment door de Minister beschikbaar gestelde¹ leidraden, handreikingen en technische rapporten kan worden ontworpen volgens de overstromingskansbenadering. Meer specifiek geeft het OI2014v4 aanwijzingen om de nieuwe normen uit de Waterwet te vertalen naar veiligheidsfactoren ten behoeve van het ontwerp van de waterkerende functie van de waterkering. Voor de belangrijkste faalmechanismen geeft het OI2014v4 aan hoe met de thans beschikbaar gestelde leidraden, handreikingen en technische rapporten kan worden geverifieerd of een ontwerp voldoet aan de eisen uit de Waterwet. Dit betekent dat de waterkering of het waterkerende kunstwerk zodanig wordt ontworpen dat de kans op een overstroming met substantiële schade of slachtoffers kleiner is dan de maximaal toelaatbare overstromingskans.

Ten behoeve van het ontwerp van de waterkerende functie wordt in dit OI2014v4 tevens voor een aantal HWBP-projecten de procedure voor het afleiden van de hydraulische ontwerpbelastingen gegeven. Het document over deze aanvulling is *Werkwijze bepaling hydraulische ontwerprandvoorwaarden. Aanvullingen OI2014 versie 4*.

Het volledige ontwerpproces is uiteraard veel breder en omvat veel meer aspecten dan alleen de waterkerende functie en de daaraan verbonden wettelijke eisen. Deze andere aspecten zijn geen onderdeel van dit OI2014v4. Het proces om tot een ontwerp te komen in de verkenningsfase staat beschreven in de *Handreiking Verkenning* [HWBP, 2014], waarin ook andere nieuwe ontwikkelingen beschreven staan.



Figuur 1: Het OI2014v4 bevat slechts een deel van de kennis die nodig is bij ontwerpen

Deze handreiking is vormgegeven als een aanvulling op bestaande leidraden en technische rapporten. Tot voor kort waren alle leidraden en technische rapporten op de ENW website te vinden. Vanwege onderhoud zijn de meeste technische leidraden en rapporten tijdelijk te vinden op <http://kennisbank-waterbouw.nl/dicea/TAW-ENW.htm>. Parallel wordt gewerkt om alle Leidraden en Technische Rapporten te

¹ bedoeld wordt op de leidraden, handreikingen en technische rapporten die primair zijn ontwikkeld in het kader van het beoordelen en ontwerpen van waterkeringen op basis van de overschrijdingskansbenadering.

herstructureren waardoor in de toekomst de leidraden via een andere website te vinden zullen zijn.

Voor alle aspecten (zoals aardbevingen, kabels en leidingen en niet-waterkerende objecten) die niet in deze handreiking zijn behandeld, wordt verwezen naar de kennis zoals deze is vastgelegd in WBI-documenten en vigerende Leidraden en Technische Rapporten. Indien in het WBI geen kennisontwikkeling heeft plaatsgevonden zijn de vigerende Leidraden en Technische Rapporten ongewijzigd van kracht.

Doelgroep

Deze handreiking is bedoeld voor keringbeheerders en -ontwerpers die op de hoogte zijn van de vigerende leidraden en technische rapporten en snel aan de slag willen. De lezer die geïnteresseerd is in onderbouwingen wordt verwezen naar het *Achtergrondrapport OI2014v4 [RWS, 2016]*. Voor de uitgangspunten van het ontwerpproces in het HWBP wordt verwezen naar de *Handreiking Verkenningen [HWBP, 2014]*.

OI2014v4 en WBI2017

Dit OI2014v4 sluit nauw aan op het WBI2017. Waar mogelijk is nieuwe kennis uit het WBI2017 toepasbaar gemaakt voor het ontwerpen. De sterktemodellen en veiligheidsfactoren zijn in principe 1 op 1 overgenomen uit WBI2017. Daarbij zijn incidenteel andere keuzes gemaakt dan in het WBI2017. Dit heeft te maken met het verschil tussen het beoordelen van bestaande keringen en het ontwerp. Op dit verschil wordt in de inleiding nader ingegaan. Zo is bijvoorbeeld de veiligheidsmarge voor het bepalen van de hoogte van de overgang tussen harde en zachte bekledingen in het OI2014v4 anders (groter) dan in het WBI2017.

Voor de hydraulische belastingen geldt dat, vooruitlopend op de oplevering van de hydraulische belastingen behorend bij het WBI2017, in het kader van het OI2014 reeds hydraulische ontwerpbelastingen zijn uitgeleverd aan HWBP-projecten ten behoeve van de verkenningen- of planfase. Ondanks dat hierbij de grootst mogelijke zorgvuldigheid is betracht, is het mogelijk dat vanwege voortschrijdende inzichten een verschil zit tussen de WBI- belastingen en de hydraulische ontwerpbelastingen die in het kader van het OI2014 zijn uitgeleverd. In hoofdstuk 2 Ontwerpbelastingen wordt aangegeven hoe hiermee om te gaan.

De kennisontwikkeling blijft de komende jaren doorgaan. Dit kan van invloed zijn op het beoordelen en ontwerpen. Als relevante kennis beschikbaar en toepasbaar is voor ontwerpen, zal dit in een volgende versie van het OI verwerkt worden.

Inleiding

In het Deltaprogramma 2015 is voorgesteld om over te stappen van de overschrijdingskansbenadering naar de overstromingskansbenadering. Met de aanpassing van de Waterwet² is deze overstap ook formeel een feit geworden. De introductie van de overstromingskansbenadering werkt door in de eisen die aan de waterkeringen worden gesteld en de manier van beoordelen en ontwerpen. Met deze Handreiking wordt het mogelijk gemaakt om te ontwerpen op basis van de nieuwe overstromingskansnormen

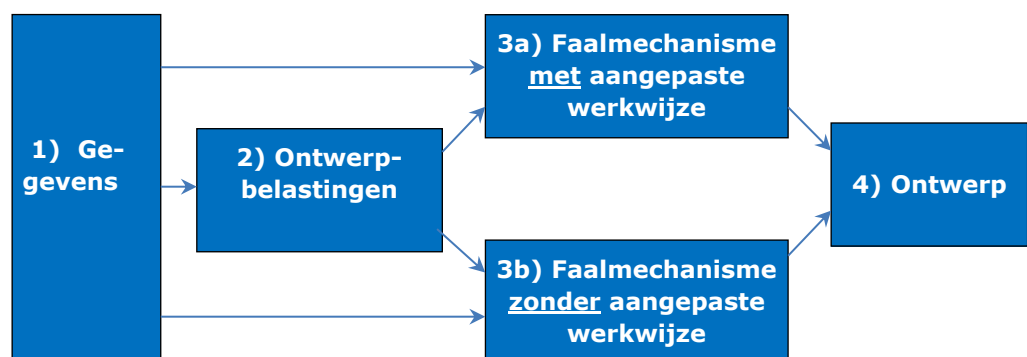
Overstromingskansnormen; signaleringswaarden en ondergrenzen

In bijlage II en III van de Waterwet zijn de normspecificaties voor de primaire keringen opgenomen. Zeven normklassen worden gehanteerd: 1:100, 1:300, 1:1.000, 1:3.000, 1:10.000, 1:30.000 en 1:100.000³. Dit is de overstromingskans voor het betreffende dijktraject die is afgeleid van het gewenste beschermingsniveau voor het te beschermen gebied, gebaseerd op de doelen beschreven in het Deltaprogramma 2017.

De normspecificaties die in bijlage II van de Waterwet zijn opgenomen hebben de betekenis van signaleringswaarden. De voorschriften die in deze handreiking worden genoemd, zijn gebaseerd op de maximaal toelaatbare overstromingskans per traject. Deze maximaal toelaatbare overstromingskansen worden in de wet aangeduid als ondergrenzen en zijn opgenomen in bijlage III van de Waterwet.

Opzet OI in relatie tot ontwerpen

In figuur 1 zijn schematisch de ingrediënten weergegeven om tot een ontwerp te komen. In de tekst onder het schema worden de stappen toegelicht.



Figuur 2: Schema Ontwerpinstrumentarium 2014 (OI2014)

² Kamerstuk 34436

³ Daarnaast is voor de kering bij de kerncentrale Borssele een norm opgenomen buiten de klassen van 1:1.000.000 per jaar (signaleringswaarde en ondergrens)

Hieronder worden de blokken uit figuur 2 beschreven.

1. Gegevens

Naast de gebruikelijke benodigde gegevens bij het ontwerpen van waterkeringen zijn de overstromingskansnorm en de lengte van het dijktraject belangrijke invoerwaarden. De normen en de lengtes van dijktrajecten zijn opgenomen in Bijlage A van dit rapport. De relatie tussen de maximaal toelaatbare overstromingskansen per traject en de faalkanseisen op doorsnedeniveau wordt toegelicht in hoofdstuk 1.

2. Ontwerpbelastingen

De rekenwaarden van de hydraulische belasting (te weten de ontwerpwaterstand en golfrandvoorwaarden) worden standaard bepaald bij een overschrijdingskans die getalsmatig gelijk is aan de maximaal toelaatbare overstromingskansen per dijktraject. Alleen bij de bepaling van de benodigde kruinhoogte en benodigde hoogte van de overgang van harde bekleding naar gras wordt hiervan afgeweken. Voor een nadere toelichting en voorbeelden wordt verwezen naar de hoofdstukken per faalmechanismen en naar het KPR-factsheet *Nadere toelichting op de overschrijdingskansen van de ontwerpbelasting*. In hoofdstuk 2 wordt verder ingegaan op de afleiding van de hydraulische ontwerpbelastingen.

3. Faalmechanismen

In het OI2014 zijn voor de faalmechanismen *overloop en golfoverslag, opbarsten, heave en piping, macrostabiliteit binnen- en buitenwaarts, bekledingen en overloop en golfoverslag* en *betrouwbaarheid sluiting* bij kunstwerken aanpassingen gedaan in de aan te houden veiligheidsfactoren (spoor 3a uit figuur 1). In hoofdstukken 3 t/m 8 worden deze faalmechanismen behandeld. Voor overige faalmechanismen geldt dat de werkwijze overeenkomt met de vigerende ontwerpleidraden (spoor 3b uit figuur 1). Ontwerpers wordt nadrukkelijk gevraagd om steeds kritisch te beoordelen of de vigerende ontwerpleidraden elementen bevatten die strijdig zijn met de fundamentele van de overstromingskansenbenadering (bijvoorbeeld definitie uiterste grenstoestand). Bij twijfel kan contact worden opgenomen met de Helpdesk Water of het Kennisplatform Risicobenadering⁴. Suggesties voor aanvullingen op het OI zijn welkom en kunnen gedaan worden bij het Kennisplatform Risicobenadering.

4. Ontwerp

De waterkering of het waterkerende kunstwerk moet zodanig ontworpen worden dat de kans op een overstroming met substantiële schade of slachtoffers kleiner is dan de maximaal toelaatbare overstromingskansen.

⁴ Het Kennisplatform Risicobenadering (kpr@rws.nl) is een partnership van overheden, marktpartijen en Deltares dat in opdracht van HWBP adviseert over de toepassing van deze handreiking.

Let op: in de overstromingskansbenadering gaat het nadrukkelijk om de kans op het verlies van het waterkerend vermogen, met een overstroming tot gevolg die leidt tot "substantiële schade of slachtoffers" (uiterste grenstoestand). Dit is anders dan de voormalige veiligheidsfilosofie, waarbij het uitgangspunt is dat de ontwerpwaterstand veilig gekeerd dient te worden. De voormalige ontwerpregels zijn veelal gebaseerd op criteria die verband houden met het begin van falen. Dit betekent dat een bepaald criterium (bijvoorbeeld schade aan de bekleding op kruin en binnentalud) niet mag worden overschreden. Reststerkte wordt hierbij normaliter niet in ogenschouw genomen. In de overstromingskansbenadering is dit nadrukkelijk anders.

Dit brengt met zich mee dat in de overstromingskansbenadering beheerders en ontwerpers op veel meer gebieden dan voorheen bewuste keuzes moeten maken om tot een goed ontwerp te komen. Kennis en kunde van beheerders en ontwerpers is cruciaal om tot een goed ontwerp te komen.

Ontwerpen versus beoordelen

Een belangrijk verschil tussen ontwerpen en beoordelen is dat de tijdshorizon anders is. Bij ontwerpen wordt verder in de toekomst gekeken. Daarom moet bij het ontwerp rekening worden gehouden met (in meer of mindere mate moeilijk te kwantificeren) onzekere aspecten als klimaatverandering, degradatie, veroudering en zettingen binnen de gekozen ontwerplevensduur. Dit betekent dat het optimale ontwerpprofiel vaak robuuster is dan het minimaal benodigde profiel in een eerst-volgende beoordelingsronde.

Andere belangrijke verschillen tussen beoordelen en ontwerpen zijn:

- bij ontwerpen worden ook andere functies en aspecten dan alleen de waterveiligheid beschouwd;
- bij beoordelen wordt uitgegaan van de bestaande kenmerken van de waterkering, terwijl bij ontwerpen de waterkering wordt vormgegeven.

Om te voldoen aan de eisen uit de Waterwet is met het HWBP een omvangrijk versterkingsprogramma voorzien. Het is belangrijk dat in dit versterkingsprogramma efficiënt met de beschikbare middelen wordt omgesprongen. In volgorde van afnemende belangrijkheid zijn op verschillende niveaus besparingen te realiseren:

1. Niet versterken (door scherp te beoordelen)
2. Partieel versterken (alleen wat nodig is)
3. Dat wat versterkt moet worden doelmatig versterken (keuze ontwerplevensduur in het licht van toekomstige veranderingen en vaste kosten, geen onnodige extra's).

Ad 1. Een conservatieve beoordeling kan leiden tot een vervroeging van investeringen. Door scherp te beoordelen kunnen investeringen mogelijk worden uitgesteld.

Ad 2. Door dijken of onderdelen hiervan te versterken die eigenlijk nog even mee kunnen, worden investeringen eveneens onnodig vervroegd. Dat is kostbaar, tenzij een integrale versterking doelmatig blijkt te zijn omdat de versterking van nog niet afgekeurde onderdelen effectief gecombineerd kan worden met andere plannen of goedkoop kan worden meegenomen.

Ad 3. Een conservatief ontwerp is feitelijk een ontwerp dat langer meegaat dan economisch optimaal is. Ofwel: bij een oneconomisch zware versterking is de tijd tot

weer een nieuwe versterking nodig is groter dan bij de economisch optimale versterking. Het effect in termen van contante waardes hiervan is overigens wel veel minder groot dan bij 1 en 2.

Tegenover de mogelijke besparingen op het ontwerp staat dat het soms mogelijk is om tegen geringe meerkosten extra baten te realiseren, in termen van bijvoorbeeld goedkoper beheer en onderhoud, een kleinere kans op schade, landschappelijke kwaliteit, een kleiner risico of een kleinere kans op een onverhoopte vroegtijdige versterking. Bij de beoordeling is het altijd optimaal om uit te gaan van de absolute minimumeisen. Bij het ontwerp is dat lang niet altijd even optimaal. Een ontwerp-handreiking moet dan ook niet worden verward met een beoordelingsvoorschrift.

Belang van een zorgvuldig ontwerpproces en het maken van keuzes;

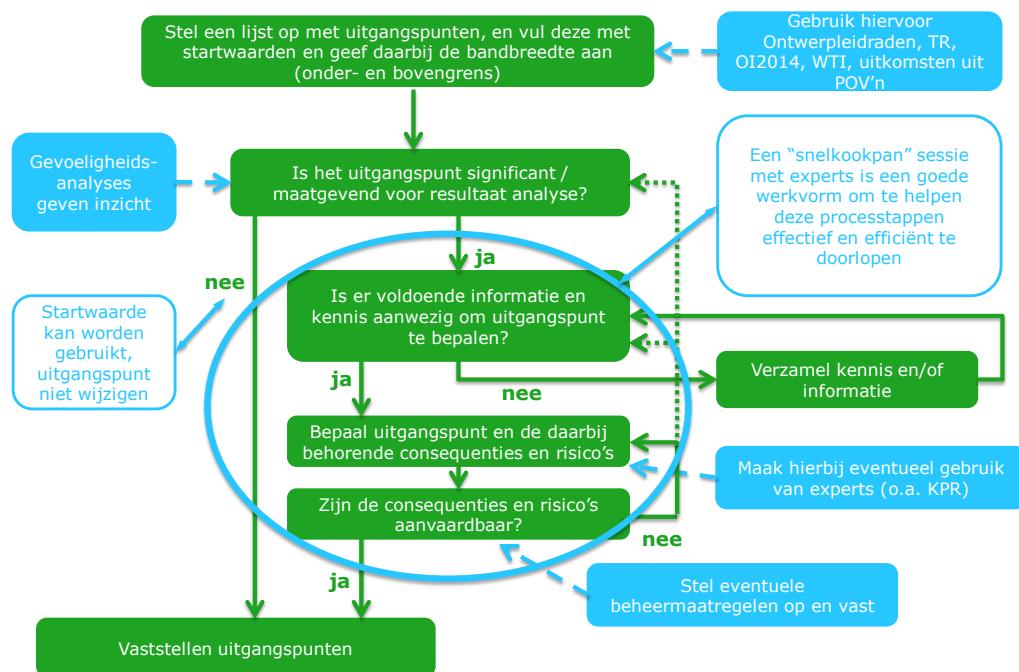
Met de overgang naar een overstromingskansnorm is het ontwerpen van een kering meer dan ooit maatwerk geworden. Afhankelijk van de locatie (en de ondergrond) spelen sommige faalmechanismen een belangrijkere rol dan andere. Zodoende is bijvoorbeeld een optimale faalkansbegroting ook locatie specifiek. Een juiste toepassing van de nieuwe systematiek is erg belangrijk om onrealistisch grote opgaven te voorkomen. Wanneer volgens de oude werkwijze wordt gewerkt met nieuwe normen bestaat de kans dat keringen worden over gedimensioneerd, om een aantal redenen:

1. bij de overschrijdingskans gaat het om het zeker kunnen keren van een hydraulische belasting die met een bepaalde frequentie voorkomt. Onzekerheden worden in deze benadering vaak conservatief ingeschat, de kering moet immers de belasting veilig kunnen keren. Bij de overstromingskansbenadering wordt een kleine overstromingskans geaccepteerd. Om een kans te kunnen berekenen moeten onzekerheden expliciet worden meegenomen. Wanneer conservatieve uitgangspunten uit de oude benadering worden overgenomen in analyses bij de nieuwe benadering worden keringen hoger en sterker dan nodig is. Een voorbeeld hiervan is het hanteren van een laag overslagdebiet.
2. de oude benadering gaat uit van het volledig functioneren van de kering bij maatgevende belasting. De overstromingskansbenadering kijkt naar de waterkerende functie. Wanneer aan uitgangspunten vanuit andere functies dezelfde eisen worden gesteld leidt dit ook tot zwaardere ontwerpen. Een voorbeeld hiervan is een hoge verkeersbelasting bij extreme hydraulische belastingen.
3. de overstromingskansnormen op trajectniveau moeten voor het ontwerpproces vertaald worden naar eisen op onderdeel en mechanisme niveau. Wanneer een andere faalkansbegroting wordt gehanteerd of ander lengte-effect in rekening wordt gebracht zal de eis aan een mechanisme of onderdeel van de kering anders worden. De beheerder dient een (optimale) faalkansbegroting te bepalen. Het ontwerpinstrumentarium geeft hiervoor handvatten.
4. de overstromingskansbenadering gaat uit van de werkelijk aanwezige situatie. Zo kan bijvoorbeeld de golfremmende werking van voorlanden worden meegenomen⁵ of de bijdrage die hoge/opgehoogde gebieden achter de kering leveren aan de stabiliteit.

Figuur 3 presenteert een werkwijze om voor een project uitgangspunten vast te stellen. Een gevoeligheidsanalyse kan daarbij nuttig inzicht geven in de invloed van uitgangspunten op het uiteindelijke ontwerp. Opgemerkt wordt dat in het ontwerpproces voortdurend keuzes worden gemaakt. Op cruciale beslismomenten is het

⁵ Ten aanzien van het meewegen van het veiligheidseffect van voorlanden werkt HHSK middels de POV voorlanden in 2017 en 2018 naar een handreiking

verstandig om na te gaan of de gekozen uitgangspunten nog voldoen (verificatie) en kunnen deze indien nodig worden bijgesteld.



Figuur 3: Een werkwijze voor vaststellen van uitgangspunten (HWBP, 2015)

Wijzigingen ten opzichte van OI2014 versie 3

In deze versie 4 van het OI2014 zijn de nodige actualisaties, uitbreidingen en verbeteringen doorgevoerd:

- Actualisatie van het gehele document vanwege de ontwikkelingen in het wetgevingstraject, leidend tot de voorgestelde normgetallen zoals opgenomen in de Waterwet. Belangrijkste wijziging hierbij is dat voor circa 25 dijktrajecten door heel Nederland de maximaal toelaatbare overstromingskans nu gelijk is aan de signaleringswaarde.
- De *Werkwijze bepaling hydraulische ontwerprandvoorwaarden ten behoeve van HWBP 2015 projecten* (Deltares, maart 2015) is aangepast. Hierin worden ontwerpbelastingen afgegeven voor (onder meer):
 - Hollandsche IJssel
 - Marken
 - Maasvallei
 - Vossemeer, Drontermeer en Veluwerandmeren
 - POV Centraal Holland (aanvullend advies)
 - Vianen
 - Grebbedijk
 - Arnhem Rijnkade
- De N-waarde voor hoogte is voor enkele dijktrajecten gewijzigd, met name langs de kust
- Op diverse plaatsen zijn teksten verduidelijkt en is nadere toelichting gegeven. Ook is nieuwe kennis uit het WBI toegevoegd en zijn enkele ontbrekende zaken ingevuld. De belangrijkste toevoegingen zijn:
 - Voor *piping* is een nieuwe veiligheidsfactor opgenomen. Hiervoor geldt dat de nieuwe veiligheidsfactor bij zeer kleine kansen minder streng is

dan de veiligheidsfactor zoals opgenomen in versie 3 van het OI2014. Bij soepeler normen is de veiligheidsfactor echter strenger geworden.

- Het mechanisme *heave* is toegevoegd in lijn met het WBI.
- Voor *opbarsten* is een nieuwe veiligheidsfactor opgenomen. Hieraan gekoppeld is een werkwijze toegevoegd waarmee de schematiseringsfactor voor opbarsten kan worden bepaald.
- Voor *macrostabiliteit* zijn nieuwe schade- en materiaalfactoren opgenomen die aansluiten op nieuwe inzichten uit het WBI.
- Bij de faalmechanismen *piping* en *macrostabiliteit* is aangegeven op welke wijze WBI-SOS⁶ toegepast kan worden.
- Voor *bekledingen* is een aangepaste, minder conservatieve werkwijze toegevoegd waarmee het niveau van de overgang van een steenbekleding naar een grasbekleding kan worden bepaald.
- Omgang met het faalmechanisme *zettingsvloeiing* is toegevoegd.
- Een betere onderbouwing van de overslagdebieten in tabel 5 uit versie 3 heeft plaatsgevonden. Dit heeft niet geleid tot grote veranderingen. Wel zijn de toepassingsvoorwaarden wat soepeler geworden bij ontwerpen met hogere overslagdebieten dan 1 l/m/s.
- De factsheets over losse onderwerpen zijn uit de bijlagen van dit document gehaald en zelfstandig beschikbaar gemaakt, evenals nieuw verschenen factsheets waar naar wordt verwezen (deze factsheets zijn te vinden op de website van het HWBP).
- Voor het beoordelen van *macrostabiliteit* bij grote overslagdebieten is een werkwijze ontwikkeld. De laatste stand van zaken kan bij het KPR worden opgevraagd.

Verwachte nieuwe ontwikkelingen

De komende periode wordt ervaring opgedaan met het ontwerpinstrumentarium. Daarnaast vindt kennisontwikkeling plaats in de diverse POV's, binnen de doorontwikkeling van het OI en binnen projecten. Zo wordt in de loop van 2017 onder andere op de volgende punten kennisontwikkeling verwacht:

- ervaring opdoen met beoordeling macrostabiliteit bij grote overslagdebieten
- ontwikkeling methode omgang met zonering macrostabiliteit
- toepassing methode omgang met bewezen sterkte macrostabiliteit
- ontwikkeling handreikingen omgang met NWO's bij grote overslagdebieten
- ontwikkelen visie op omgang met reststerkte bij ontwerpen voor de diverse faalmechanismen
- gewerkt wordt aan een handreiking voor het ontwerpen van langsconstructies
- voor omgang met aardbevingsbelastingen worden ontwerprichtlijnen opgesteld
- diverse kleine doorontwikkelingen op het gebied van bekledingen;
- aanvullingen van het hoofdstuk Kunstwerken, met werkwijzen en informatie voor de ontwerppraktijk over de overstromingskans bij kunstwerken (als opmaak naar de Leidraad Kunstwerken die in 2018 wordt verwacht).

Ook worden voorbeelden uitgewerkt waarin de invloed van variaties in de faalkansverdeling op het ontwerp van de kering inzichtelijk worden gemaakt.

De wisselwerking tussen theorie en praktijk is essentieel voor de doorontwikkeling van deze handreiking. Ontwerpers worden dan ook uitgenodigd opvallende uitkomsten te delen met het Kennisplatform Risicobenadering.

⁶ SOS staat voor Stochastische Ondergrond Schematisatie

Ten behoeve van het WBI 2023 zal nieuwe kennis ontwikkeld worden die rond 2020 beschikbaar zal komen. Ook voor de uitvoering van Maatwerk bij piping en voor langsconstructies in de eerste beoordelingsronde worden in het kader van het WBI2023 in 2017 en 2018 technische leidraden worden ontwikkeld.

Verschilanalyse bij overgang naar andere projectfase

Omdat het OI2014 in de verschillende versies de nodige wijzigingen heeft ondergaan wordt projecten die van verkenningsfase naar planfase gaan aangeraden een verschilanalyse uit te voeren tussen de gehanteerde versie van het OI2014 en de meest recente versie van het OI2014. Verschillen kunnen betrekking hebben op zowel het belastingdeel (de hydraulische ontwerpbelastingen die zijn uitgeleverd) als het sterkte deel (de in het ontwerp gehanteerde veiligheidsfactoren).

Overzicht aspecten in deze Handreiking

In onderstaande tabel is een overzicht gegeven van de aspecten die in deze Handreiking worden behandeld.

Begonnen wordt met de afleiding van faalkanseisen op doorsnedeniveau uit het normgetal op dijktrajectniveau, nodig om de veiligheidsfactoren te kunnen bepalen waarmee in een semi-probabilistische benadering tot een dijkontwerp te komen. Vervolgens wordt ingegaan op de bepaling van de hydraulische ontwerpbelastingen en diverse aspecten die daarbij een rol spelen. In de hoofdstukken 3 tot en met 8 wordt aangegeven hoe de veiligheidsfactoren kunnen worden bepaald en komen ook andere ontwerpaspecten aan bod. Hoofdstuk 9 biedt aanwijzingen om deze veiligheidsfactoren aan te scherpen door middel van het aanpassen van de faalkansbegroting. Hoofdstuk 10 gaat kort in op de faalmechanismen microstabiliteit en zettingsvloeiing.

Aspect	Locatie
Van normgetal naar faalkanseis	Hoofdstuk 1
Ontwerpbelastingen	Hoofdstuk 2
Hoogte	Hoofdstuk 3
Piping	Hoofdstuk 4
Macrostabiliteit	Hoofdstuk 5
Langsconstructies	Hoofdstuk 6
Bekledingen	Hoofdstuk 7
Kunstwerken	Hoofdstuk 8
Optimalisatiemogelijkheden	Hoofdstuk 9
Overige faalmechanismen	Hoofdstuk 10

1 Van normgetal naar faalkanseis op doorsnedeniveau

1.1 Signaleringswaarde en maximaal toelaatbare overstromingskans

In het wetsvoorstel voor de wijziging van de Waterwet zijn in het algemeen twee waarden voor de overstromingskans per dijktraject gegeven: een signaleringswaarde en een ondergrens.

De signaleringswaarde is opgenomen vanuit de gedachte dat het versterken van een kering enkele jaren kost. Bij overschrijding van deze waarde ontstaat een grondslag voor de verlening van een subsidie voor versterking. Na overschrijding van de signaleringswaarde resteert voldoende tijd om in te grijpen, voordat de maximaal toelaatbare overstromingskans (de ondergrens uit de Waterwet) wordt overschreden. In het KPR-factsheet *De betekenis van de norm* wordt nader ingegaan op de betekenis van de norm.

Voor het opstellen van een ontwerp is het nodig om te weten aan welke overstromingskans de kering gedurende de levensduur dient te voldoen, dus wat de maximaal toelaatbare overstromingskans van een dijktraject is. In de Waterwet is de maximaal toelaatbare overstromingskans aangeduid als de *ondergrens*. De maximaal toelaatbare overstromingskans van een dijktraject is doorgaans 1 normklasse soepeler dan de signaleringswaarde (voor circa 25 trajecten geldt dit niet). In bijlage A is van alle dijk- en duintrajecten zowel de signaleringswaarde als de ondergrens van de overstromingskans opgenomen.

De maximaal toelaatbare overstromingskans is voor ontwerpen en beoordelen hetzelfde. Het verschil tussen ontwerpen en beoordelen betreft vooral de tijdshorizon. Zo moet bij het ontwerp rekening worden gehouden met klimaatverandering, degradatie, veroudering en zettingen (zie inleiding). Het ontwerpen van de kering is gericht op het nog net voldoen aan de maximaal toelaatbare overstromingskans aan het einde van de beoogde levensduur. Met name daar waar weinig klimaatverandering en bodemdaling aan de orde is en/of een korte planhorizon kan het zijn dat het benodigde ontwerpprofiel voldoet aan de maximaal toelaatbare waarde uit de Waterwet maar de signaleringswaarde wordt overschreden. Dit is geen reden tot aanpassing van het ontwerpprofiel; de Waterwet staat deze situatie expliciet toe⁷.

1.2 Bepalen faalkanseis op doorsnedeniveau

Dit OI bevat veiligheidsfactoren waarmee met behulp van semi-probabilistische ontwerpregels de waterkering gedimensioneerd kan worden. Semi-probabilistische beoordelingen worden per faalmechanisme en doorsnede uitgevoerd. Voor het dimensioneren aan de hand van semi-probabilistische ontwerpregels zijn dus faalkanseisen op doorsnedeniveau nodig.

In de overstromingskansbenadering is voor het totale dijktraject een wettelijke norm gegeven waaraan de overstromingskans van het totale traject dient te voldoen. De som van de faalkansbijdragen van alle faalmechanismen mag niet groter zijn dan de norm. De beschikbare faalkansruimte (= overstromingskansnorm) moet daarom verdeeld worden over de faalmechanismen. Per faalmechanisme moeten vervolgens faalkanseisen op doorsnedeniveau worden bepaald, zodanig dat de som

⁷ Zie paragraaf 5.3.1 van de Memorie van toelichting bij de Waterwet (kamerstuk 34 436 Nr. 3)

van de faalkansbijdragen van alle individuele doorsneden in het dijktraject past binnen de totaal beschikbare faalkansruimte voor het betreffende faalmechanisme.⁸

Nadat vanuit de gegeven overstromingskansnorm per dijktraject de faalkanseis per doorsnede en mechanisme is afgeleid, kunnen de hydraulische belastingen en veiligheidsfactoren worden afgeleid. Met de veiligheidsfactoren en hydraulische belastingen kan met de huidige leidraden en technische rapporten de waterkering worden gedimensioneerd.

De vertaalslag van een maximaal toelaatbare overstromingskans op trajectniveau naar faalkanseisen per faalmechanisme op doorsnedeniveau gebeurt in twee stappen:

1. Vaststellen faalkansbegroting, om per faalmechanisme te komen tot een faalkanseis op trajectniveau;
2. Toepassen van de lengte-effectfactoren voor de verschillende faalmechanisme, om per faalmechanisme te komen tot een faalkanseis op doorsnedeniveau.

De faalkanseis die per doorsnede aan een faalmechanisme wordt gesteld kan aldus als volgt worden bepaald:

$$P_{eis,dsn} = \frac{P_{max} \cdot \omega}{N} \quad (1.1)$$

waarin

$P_{eis,dsn}$	Faalkanseis die per doorsnede aan een faalmechanisme wordt gesteld (per jaar)
P_{max}	Maximaal toelaatbare overstromingskans van het dijktraject, in de wet aangeduid als ondergrens (per jaar)
ω	Faalkansruimtefactor voor het betreffende faalmechanisme (-)
N	Lengte-effectfactor (-)

Stap 1: Bepaal faalkanseis op trajectniveau middels de faalkansruimtefactor ω

In de eerste stap wordt de maximaal toelaatbare overstromingskans van het dijktraject verdeeld over de diverse faalmechanismen door een zogenaamde faalkansbegroting te gebruiken. De bijbehorende faalkansruimtefactor ω geeft het percentage van de toegestane bijdrage van het faalmechanisme aan de overstromingskans weer.

Voor het WBI2017 is een voorzet voor een faalkansbegroting opgesteld. Deze is weergegeven in tabel 1. Deze faalkansbegroting is een eerste voorzet, wanneer deze leidt tot onnodig strenge eisen voor bepaalde faalmechanismen dient de faalkansbegroting te worden bijgesteld. Per project is het aan de beheerder om een passende faalkansbegroting vast te stellen.

Daarbij dient men zich wel te realiseren dat alleen grote verschuivingen binnen de faalkansbegroting van praktische betekenis zijn. Zo zal een verruiming of verkleining van een faalkanseis met bijvoorbeeld een factor twee nauwelijks merkbare consequenties hebben voor de vereiste dimensies van een waterkering. Dit betekent

⁸ Een goede bepaling van de faalkansruimte verdeling kan leiden tot optimalisatie van het dijkontwerp. Deze Handreiking geeft op diverse plekken aanwijzingen voor de afleiding van de faalkansruimte en optimalisatie daarvan.

dat een reservering van 24% vrijwel hetzelfde zal opleveren als reserveringen van 10% tot 50%. In enkele gevallen zijn wel grote veranderingen in de faalkanseisen mogelijk, zoals bij trajecten waar macrostabiliteit van belang is maar piping praktisch is uitgesloten. Door de faalkansruimtefactoren uit tabel 1 om te wisselen, wordt een faalkanseis voor macrostabiliteit verkregen die 6x soepeler is. Op de mogelijkheid van optimalisatie van de faalkansbegroting wordt in hoofdstuk 9 nader ingegaan.

Om de invloed van variaties in de faalkansverdeling op het ontwerp van de kering inzichtelijk te maken worden voorbeelden uitgewerkt. Deze voorbeelden komen in het voorjaar van 2017 beschikbaar, opvraagbaar via het Kennisplatform Risicobebaling.

Tabel 1: Faalkansruimtefactor ω per faalmechanisme [WBI, 2013].

Type waterkering	Faalmechanisme	Type traject	
		Zandige kust	Overig (dijken)
Dijk	Overloop en golfoverslag ^a	0,0	0,24
	Opbarsten en piping	0,0	0,24
	Macrostabiliteit binnenwaarts	0,0	0,04
	Beschadiging bekleding en erosie	0,0	0,10
Kunstwerk	Niet sluiten	0,0 ^b	0,04
	Piping	0,0 ^b	0,02
	Constructief falen	0,0 ^b	0,02
Duin	Duinafslag	0,70	0,0 / 0,10 ^c
Overig		0,30	0,30 / 0,20 ^c
Totaal		1,0	1,0

- a Overloop en golfoverslag bij kunstwerken is samengevoegd met overloop en golfoverslag bij dijken vanwege de zeer sterke ruimtelijke correlaties tussen deze faalmechanismen bij kunstwerken en dijkvakken met dezelfde oriëntatie.*
- b Veel trajecten langs de zandige kust bevatten geen kunstwerken of dijken. Als dit wel het geval is, dan moet hoe dan ook van de hier gepresenteerde faalkansbegroting worden afgeweken.*
- c Voor dijktrajecten die voor een gedeelte uit duinen bestaan, zal duinafslag vaak een relatief kleine faalkansbijdrage leveren. Daarom is voor dergelijke gevallen 10% van de post 'overig' toegewezen aan duinafslag. Dit voorkomt dat voor dergelijke situaties een specifiek voorstel voor de faalkansbegroting moest worden opgesteld.*

Stap 2: Bepaal faalkanseis op doorsnedeniveau middels de lengte-effect-factor N
 In de tweede stap wordt, per faalmechanisme, de faalkanseis van het dijktraject vertaald naar een faalkanseis per doorsnede. In de vertaalslag van traject naar doorsnede wordt ook rekening gehouden met het feit dat sommige mechanismen normaal gesproken niet over het hele traject kunnen plaatsvinden. Het lengte-effect wordt alleen toegepast op het deel van het dijktraject waar het faalmechanisme mogelijksterwijs kan optreden.

De lengte-effectfactor N is een maat is voor het lengte-effect. In het KPR-factsheet *Het lengte-effect* is een toelichting op het lengte-effect opgenomen. Voor de geotechnische faalmechanismen *macrostabiliteit binnenwaarts* en *piping* wordt de factor N als volgt bepaald:

$$N = 1 + \frac{a \cdot L_{\text{traject}}}{b} \quad (1.2)$$

waarin

- a Fractie van de lengte van het traject dat gevoelig is voor het betreffende faalmechanisme (-)
- b Lengte van onafhankelijke, equivalente vakken voor het betreffende faalmechanisme (m)
- L_{traject} Lengte van het dijktraject zoals vastgelegd in de Waterwet (m)

In tabel 2 is een overzicht gegeven van de startwaarden van de parameters a en b voor de faalmechanismen *piping* en *macrostabiliteit binnenwaarts*. Hierbij geldt dat met name van de parameter a door de beheerder per traject beschouwd moet worden of deze passend is voor het betreffende dijktraject. In hoofdstuk 9.2 wordt hier nader op ingegaan.

Tabel 2: Parameters a en b ter bepaling van de faalkanseis voor de faalmechanismen *piping* en *macrostabiliteit binnenwaarts*

Faalmechanisme	Watersysteem	Parameter a [-] <i>fractie van de lengte gevoelig voor faalmechanisme</i>	Parameter b [m] <i>lengte van onafhankelijke, equivalente vakken</i>
Piping	Bovenrivieren	0,90	300
	Overig	0,40	300
Macrostabiliteit	Alle systemen	0,033	50

De lengte van elk dijktraject L_{traject} is te vinden in bijlage A (overgenomen uit de Normtrajectenshape *Normtrajecten_Wetgeving_V31_09mei2016*).

Voor de overige faalmechanismen wordt in het betreffende hoofdstuk aangegeven hoe de waarde van N bepaald moet worden. Samengevat komt dit neer op de N -waarden weergegeven in tabel 3.

Tabel 3: N-waarden ter bepaling van de faalkanseis voor de overige faalmechanismen

Faalmechanisme	N-waarde
Hoogte (zowel dijken als kunstwerken)	Trajectafhankelijke maat voor lengte-effect met waarde 1, 2 of 3 (zie bijlage A voor waarde per dijktraject)
Bekledingen	Steenbekledingen: Geen normafhankelijke formule voor veiligheidsfactor beschikbaar, veiligheidsfactor is afgeregeld op $N=4$ en $\omega = 0,03$. Asfaltbekleding: N wordt bepaald met behulp van formule 1.2, waarbij a = de fractie van het dijktraject is waarover een asfaltbekleding aanwezig is en $b = 1000$ m. Niveau over harde naar grasbekleding: dezelfde lengte-effectfactor als voor hoogte van het dijktraject
Betrouwbaarheid sluiting	Fractie van de faalkansruimte voor betrouwbaarheid sluiting die voor een nieuw of te verbeteren kunstwerk beschikbaar is. Ga in eerste instantie uit van het aantal kunstwerken in het dijktraject waar <i>betrouwbaarheid sluiting</i> een relevant aspect is met een maximum van $N = 10$. Verfijn alleen indien nodig.
Piping kunstwerken	Alleen van toepassing indien het model van Sellmeijer gebruikt wordt. Ga in eerste instantie uit van het aantal kunstwerken in het dijktraject waar <i>piping</i> een relevant aspect is met een maximum van $N = 10$. Verfijn alleen indien nodig.

Op basis hiervan zijn in bijlage A voor alle dijktrajecten die zijn opgenomen in de Waterwet de faalkanseisen op doorsnedeniveau bepaald voor de faalmechanismen hoogte, piping en macrostabiliteit binnenwaarts bij de startwaarden voor de faalkansbegroting uit tabel 1.

2 Ontwerpbelastingen

Werkwijze bepaling hydraulische ontwerprandbelastingen.

In het document *Werkwijze bepaling hydraulische ontwerprandvoorwaarden ten behoeve van HWBP 2015 projecten* (Deltares, maart 2015) is per watersysteem voor OI2014 versie 3 aangegeven hoe de hydraulische ontwerprandbelastingen dienen te worden bepaald. In OI2014 versie 4 wordt voor een aantal nieuwe projecten de procedure voor het afleiden van de ontwerpbelastingen gegeven. Het document over deze aanvulling is *Werkwijze bepaling hydraulische ontwerprandvoorwaarden. Aanvullingen OI2014 versie 4*. Bovengenoemde documenten zijn te vinden op www.hoogwaterbeschermingsprogramma.nl.

De afleiding van de hydraulische ontwerpbelastingen vraagt om toepassing van Hydra-modellen. Voor elk van deze Hydra-modellen zijn zogenaamde databases fysica beschikbaar waarin de gebiedsinformatie is opgenomen. Standaard worden de Hydra-modellen beschikbaar gesteld met databases WBI2011 of van het Deltaprogramma. Naast deze databases zijn ook databases beschikbaar waarin gebiedsingenrepen zijn verwerkt, bijvoorbeeld alle Ruimte voor de Rivier ingrepen. Afhankelijk van het watersysteem en de planperiode wordt sterk aanbevolen de bijbehorende database op te vragen en te gebruiken in combinatie met het vigerende Hydra-model. Voor vragen over en uitlevering van de databases kan contact worden opgenomen met Helpdesk Water (www.helpdeskwater.nl).

De afleiding van de ontwerpbelastingen verschilt voor verschillende belastingtypen (o.a. het ontwerppeil en het hydraulisch belastingniveau) en verschillende watersystemen. Over het algemeen dienen de volgende stappen te worden gezet:

- 1 Ophalen van een hydraulische database (database *fysica*) waarin voor een gebied (bijvoorbeeld het bovenriviereengebied) op een aantal uitvoerlocaties de waterstanden aan de teen van de dijk zijn gegeven.
- 2 Indien relevant, aanpassen van de statistiek en ophalen van gebiedsinformatie welke als input dient voor het Hydra-model voor het beschouwde watersysteem. Deze aanpassing is alleen mogelijk onder bepaalde voorwaarden. Voorbeelden zijn het toepassen van de statistiek uit GRADE of het aanpassen van een dijknormaal op een zekere rekenlocatie.
- 3 Afleiden hydraulische randvoorwaarden met behulp van het Hydra-model voor het beschouwde watersysteem en de aangepaste input.
- 4 Correctie van de hydraulische randvoorwaarden voor klimaatverandering (indien niet reeds in het Hydra-model meegenomen) en gebiedsinformatie welke niet aangepast kan worden in het Hydra-model.
- 5 Correctie van de hydraulische randvoorwaarden met een onzekerheidstoeslag.

Voor een uitgebreidere beschrijving van het bepalen van de hydraulische randvoorwaarden en een toelichting op bovenstaande stappen wordt verwezen naar de *Werkwijze bepaling hydraulische ontwerprandvoorwaarden*.

Klimaatverandering

Onderdeel van het bepalen van de ontwerpbelastingen is het rekening houden met het verwachte effect van klimaatverandering (zeespiegelstijging, meerpeilstijging en/of toename rivierafvoer) gedurende de geplande levensduur. Voor alle projecten wordt het klimaatscenario W+ (KNMI, 2006) aangeleverd, dit komt overeen met de klimaatopgave binnen de Deltascenario's Stoom en Warm (Deltares, 2011).

Voor het IJsselmeer is besloten dat het IJsselmeerpeil niet meer meestijgt met de zeespiegelstijging na 2080. Dat betekent dat voor het IJsselmeer gerekend moet worden met een meerpeilstijging van 0,01 m per jaar tussen 2050 en 2080.

Voor elke ontwerplevensduur kan worden uitgegaan van het W+ klimaatscenario. Uiteraard is het effect van dit klimaatscenario veel kleiner bij een kortere ontwerplevensduur. Het verkorten van de ontwerplevensduur kan een economische manier zijn om bij het ontwerp met de onzekerheid ten aanzien van de klimaatverandering om te gaan, als aanpassingen van constructieonderdelen nadien relatief weinig kosten.

Opgemerkt wordt ook dat een ontwerp weliswaar op "einde levensduur" aan de eis van W+ zou moeten voldoen, maar adaptief kan worden aangelegd op een mid-denscenario (G of G+), mits het dijkontwerp uitbreidbaar is.

Aftoppen afvoerstatistiek

De afvoerstatistiek in het WBI2017 en het OI2014 zijn afgeleid conform de GRADE methode. De resulterende statistiek is gegeven in de *Werkwijze bepaling hydraulische ontwerprandvoorwaarden* van juli 2015.

De Rijnafvoer bij Lobith kent een wijziging ten opzichte van OI2014 versie 3. De Minister heeft besloten de afvoerstatistiek af te toppen op 18.000 m³/s bij Lobith vanwege overstromingen in Duitsland⁹. De invloed van dit fysische maximum op de ontwerpen van reeds lopende projecten langs de Waal, Lek en IJssel kan worden geanalyseerd middels een gevoeligheidsanalyse. Tevens is besloten dat de Lek bij hoge afvoeren boven de 16.000 m³/s volledig ontzien wordt (beleidsbeslissing Lek ontzien). Ook hiervan kan de invloed op de ontwerpen van reeds lopende projecten langs de Nederrijn en Lek in beeld worden gebracht. Hoe dit moet kan worden gevonden in de nieuwe *Werkwijze bepaling hydraulische ontwerprandvoorwaarden*. *Aanvullingen OI2014 versie 4*.

Onzekerheidstoeslag

Bij het bepalen van de ontwerpbelastingen dient een onzekerheidstoeslag te worden meegenomen. Deze onzekerheidstoeslag dient om de effecten van onzekerheden in het belastingmodel en de statistiek te verdisconteren in de hydraulische belastingen. In de *Werkwijze bepaling hydraulische ontwerprandvoorwaarden* zijn de meest recente onzekerheidstoeslagen gegeven voor diverse watersystemen in Nederland. In tabel 4 is een indicatie gegeven van de onzekerheidstoeslag die moet toegepast worden voor verschillende watersystemen.

Voor een aantal specifieke projecten wordt afgeweken van de onzekerheidstoeslag uit Tabel 4. Dat kan bijvoorbeeld het geval zijn indien de norm van een traject behoorlijk afwijkt van de gemiddelde norm in het genoemde watersysteem in Tabel 4. Tabel 4 geeft derhalve een indicatie van de toe te passen onzekerheidstoeslag. De onzekerheidstoeslag die uiteindelijk per project toegepast moet worden is terug te vinden in de *Werkwijze bepaling hydraulische ontwerprandvoorwaarden*. *Aanvullingen OI2014 versie 4*.

⁹ Kamerstuk 31 710 nr. 44 Brief van de minister van Infrastructuur en Milieu aan de Voorzitter van de Tweede Kamer der Staten-Generaal d.d. 25 november 2015

De in de *Werkwijze bepaling hydraulische ontwerprandvoorwaarden* bepaalde toeslag voor statistische en modelonzekerheden op waterstanden en golfbelasting is groter dan voorheen omdat nu ook met statistische onzekerheden rekening wordt gehouden. Voorheen gebeurde dit niet.

Let op: de onzekerheidstoeslag is iets anders dan de robuustheidstoeslag zoals deze in 2009 is afgeleid. De robuustheidstoeslag wordt in de overstromingskansbenadering niet meer toegepast.

Tabel 4: Onzekerheidstoeslag per watersysteem

Watersysteem	Parameter	Onzekerheidstoeslag OI2014v4
Rivieren (inclusief rivieren in benedenrivierengebied)	Waterstand	+ 0,30m
Meren (inclusief Ketelmeer)	Waterstand Golfhoogte ($H_{m,0}$) Golfperiode ($T_{m-1,0}$)	+ 0,40m + 10% + 10%
Brede wateren in benedenrivierengebied (o.a. Haringvliet, Hollandsch Diep)	Waterstand Golfhoogte ($H_{m,0}$) Golfperiode ($T_{m-1,0}$)	+ 0,40m + 10% + 10%
Waddenzee en Kust, Westerschelde en Oosterschelde	Waterstand Golfhoogte ($H_{m,0}$) Golfperiode ($T_{m-1,0}$)	+ 0,40m * + 10% + 10%

* De onzekerheidstoeslag voor de kustgebieden is nog niet definitief vastgesteld. Neem bij kustgebieden contact op met de Helpdesk Water (www.helpdeskwater.nl) om vast te stellen of de toeslag van +0,40m van toepassing is.

Verkenning gevoeligheid voor uitgangspunten bepaling hydraulische belasting

In de verkenning van een dijkontwerpproject is het van belang de gevoeligheid van het ontwerp voor een aantal onzekere uitgangspunten na te gaan. Denk hierbij bijvoorbeeld aan het toe te passen klimaatscenario. Het maken van consequentieanalyses met verschillende ontwerpuitgangspunten en tijdhorizonten kan inzicht geven in de effecten van deze uitgangspunten. Met dit inzicht kan een optimalisatie van het dijkontwerp bereikt worden. Hierbij wordt opgemerkt dat het optimaal kan zijn om voor de verschillende onderdelen van een waterkering (bijvoorbeeld fundering, betonconstructie, keermiddel) een andere ontwerplevensduur aan te houden.

Hydraulische ontwerpbelastingen per faalmechanisme

De ontwerpwaterstand is voor alle faalmechanismen behalve overloop en golfoverslag gelijk aan de waterstand met een overschrijdingskans die getalsmatig gelijk is aan de maximaal toelaatbare overstromingskans per dijktraject. Bij de bepaling van de benodigde kruinhoogte wordt hier van afgeweken en moet de overschrijdingskans van de rekenwaarde van het kritieke overslagdebiet kleiner zijn dan de getalswaarde van de faalkanseis op doorsnedeniveau (zie formule 3.1).

In de ontwerpwaterstand moet voor alle faalmechanismen de onzekerheidstoeslag op de buitenwaterstand worden opgenomen; de onzekerheidstoeslag op de golf-

hoogte en golfperiode is alleen relevant bij die faalmechanismen waarvoor de golfcondities relevant zijn. Voor een nadere toelichting en voorbeelden wordt verwezen naar de hoofdstukken per faalmechanisme en het KPR-factsheet *Nadere toelichting op de overschrijdingskans van de ontwerpbelasting*.

Krachtig samenspel tussen dijkversterking en rivierverruiming

De Voorkeursstrategie Rivieren gaat uit van een krachtig samenspel van dijkversterking en rivierverruiming. Vanaf 2015 werken Rijk en regio samen de voorkeursstrategie uit voor de waterveiligheid in het rivierengebied. De dijkverbetering wordt daarbij geborgd middels het Hoogwaterbeschermingsprogramma. Voor rivierverruimende maatregelen is eind 2015 voor de termijn tot 2030 besloten om twee MIRT-verkenningen naar rivierverruiming uit te voeren in het Rijngebied, namelijk voor Varik-Heesselt en het Rivierklimaatpark IJsselpoort en drie MIRT-onderzoeken uit te voeren langs de Maas (Venlo, Maastricht en Ravenstein-Lith).

Voor rivierverruimende maatregelen is voor de langere termijn afgesproken dat regio en Rijk in het rivierengebied samen werken aan concrete en haalbare doelen voor rivierverruiming per riviertak na 2030, in samenhang met de dijkversterkingsopgave. Men beoogt hier te komen tot een maatregelpakket van rivierverruimende maatregelen per riviertak. Dit is de zogenoemde actualisatie en verdere uitwerking van de Voorkeursstrategie Rivieren. Rijk en regio beogen de waterstandsdeling ten gevolge van toekomstige rivierverruimende maatregelpakketten in bestuurlijke afspraken vast te leggen voor het jaar 2050 (met een doorkijk tot 2075), zodat deze kunnen worden meegenomen in het ontwerpinstrumentarium. Dit is van belang voor een doelmatig ontwerp van toekomstige dijkverbeteringen. Concrete bestuurlijke afspraken, inclusief de waterstandsdeling, zijn voorzien voor Rijn en Maas eind 2017 respectievelijk medio 2018. Omdat geen 100% zekerheid gegeven kan worden over de toekomstige waterstandsdeling zullen ook what-if scenario's opgenomen worden in de bestuurlijke afspraken. De bandbreedte hiervan moet in het ontwerp meegenomen worden.

Nieuwe procedures voor versie 4

Ten opzichte van OI2014 versie 3 is voor een aantal nieuwe projecten een procedure voor het afleiden van hydraulische belastingen beschikbaar gesteld. Deze procedures zijn lopende het opstellen van versie 4 middels losse memo's reeds beschikbaar gesteld aan de waterkeringbeheerders. De *Werkwijzer bepaling hydraulische ontwerprandvoorwaarden. Aanvullingen OI2014 versie 4* bundelt de memo's zodanig dat deze herkenbaar blijven voor de beheerders. In bijlage B zijn de projecten opgesomd waarvoor een procedure beschikbaar is gesteld.

Overgang naar hydraulische belastingen WBI2017

Per 1 Januari 2017 worden de hydraulische randvoorwaarden behorend bij het WBI2017 uitgeleverd. Vooruitlopend hierop zijn in het kader van het OI2014 reeds hydraulische randvoorwaarden uitgeleverd aan HWBP-projecten ten behoeve van de verkenningen- of planfase. Ondanks de grootst mogelijke zorgvuldigheid hierbij, is een verschil mogelijk tussen de WBI-randvoorwaarden en de randvoorwaarden die in het kader van het OI2014 zijn uitgeleverd. Redenen kunnen zijn:

- verschillen in de ruimtelijke schematisatie van de watersystemen
- verschillen in de gehanteerde rekentechnieken
- verschillen in de doorwerking van statistische en modelonzekerheden in het belastingmodel (hiervoor zijn in de randvoorwaarden die in het kader van het OI2014 zijn uitgeleverd aannames gedaan vooruitlopend op de definitieve vaststelling hiervan binnen het WBI2017)
- verschillen door het effect van een andere winddrag formulering

Voor alle projecten wordt aanbevolen een verschilanalyse uit te voeren zodra de WBI-randvoorwaarden definitief zijn vastgesteld. Aan de hand hiervan kan de impact op het ontwerp worden bepaald. Al naar gelang de grootte van de impact op het ontwerp en de fase waarin het project zich bevindt kunnen eventueel bijstellingen aan het ontwerp worden doorgevoerd. Indien significante verschillen worden geconstateerd dan kan contact worden opgenomen met het KPR voor een duiding van de verschillen.

Nadere ondersteuning

Indien naast de *Werkwijze bepaling hydraulische ontwerprandvoorwaarden* aanvullende informatie of uitleg noodzakelijk is, bijvoorbeeld omtrent de Hydra-modellen of beschikbare databases met fysische gegevens, dan kan contact op worden genomen met Helpdesk Water (www.helpdeskwater.nl).

Dit hoofdstuk geeft aan op welke wijze de minimaal benodigde kruinhoogte moet worden bepaald.

Faalkanseis op doorsnedeniveau

De kruinhoogte dient dusdanig te worden bepaald dat de overschrijdingskans van de rekenwaarde van het kritieke overslagdebiet kleiner is dan de getalswaarde van de faalkanseis op doorsnedeniveau:

$$P_{eis,dsn,HT} = \frac{P_{max} \cdot \omega_{HT}}{N_{HT}} \quad (3.1)$$

waarin

$P_{eis,dsn,HT}$ Faalkanseis die per doorsnede aan het faalmechanisme *overloop en golf-overslag* wordt gesteld (per jaar)

P_{max} Maximaal toelaatbare overstromingskans van het dijktraject (per jaar)

ω_{HT} Faalkansruimtefactor voor falen door golfoverslag (0,24) (-)

N_{HT} Lengte-effectfactor voor het faalmechanisme *overloop en golfoverslag* (-)

De lengte-effectfactor N_{HT} varieert per dijktraject tussen 1 en 3, voor de getalswaarden per dijktraject wordt verwezen naar bijlage A. Als gevolg van gewijzigde inzichten zijn hierbij de volgende zaken gewijzigd ten opzichte van versie 3 van het OI2014:

- Voor de uniforme kust wordt uitgegaan van $N=1$ (was $N=3$). Dit wordt toegepast voor heel dijktringen 13 en 14 aan de Noordzezijde (harde zeedijken), en voor de dijken aan de Noordzezijde in Zeeland.
- Voor de Waddeneilanden geldt voor de Noordzezijde $N=1$ (was $N=3$ voor traject 1-1, overige betreft duintrajecten). Voor de achterzijde van de eilanden blijft $N=2$.
- Voor de Friese en Groningse Waddenkust blijft $N=3$ maar afhankelijk van de variatie in dijknormaal en andere parameterinstellingen als overslagdebiet kan $N=2$ worden overwogen; dit is aan de ontwerper;
- Voor de Afsluitdijk geldt $N=2$ (was $N=3$). Dit kan eventueel nader worden gecontroleerd met Hydra-NL met werkelijke profielen;
- Voor de Westerschelde geldt $N=2$ (was $N=3$ voor trajecten 29-2 en 29-3)
- Voor de Brouwersdam, Oosterscheldekering en Haringvlietdam geldt $N=2$ (was $N=3$)

Voor de overige watersystemen zijn geen veranderingen in het OI2014 aangebracht.

Afwijking van de N -waarden uit bijlage A is onderbouwd mogelijk op basis van berekeningen met Hydra-NL. Hierbij moet dan wel gebruik worden gemaakt van de werkelijke dijkprofielen.

Rekenwaarden kritieke overslagdebiet

De kans op het falen van een dijk door golfoverslag moet kleiner zijn dan de faalkanseis. Bij de beoordeling van de erosiebestendigheid van een ontwerp van een met gras bekleed binnentalud kan worden uitgegaan van de rekenwaarden van het kritieke overslagdebiet q_c uit tabel 5. Uit onderzoek is gebleken dat de erosiebestendigheid van grasbekledingen groter is dan voorheen werd aangehouden. Dat bete-

kent dat de eisen uit tabel 5 soepeler zijn dan de eisen uit de tot dusver vigerende leidraden. Op basis van de onderzoeksresultaten kunnen de kritieke overslagdebieten uit tabel 5 zelfs nog groter worden gekozen. Om het aantal toepassingsvoorwaarden beperkt te houden zijn hier alleen de meest gangbare waarden opgenomen. Daarom is sprake van conservatieve waarden.

Tabel 5: Overzicht rekenwaarden voor het kritieke overslagdebiet

q_c (l/s/m)	Toepassingsvoorwaarden voor grasbekleding op kruin en binnentalud (aan alle voorwaarden moet voldaan worden)
0,1	• geen eisen
1	• gesloten of open zode^a op klei^b • voldoende stabiliteit^c Bij 1 l/s/m gelden geen eisen aan objecten en overgangen op kruin en binnentalud.
5	• Toepasbaar in twee mogelijke gevallen: – gesloten zode^a op klei^b en $H_{m0} < 4 \text{ m}^d$ of – open zode^a op klei^b en $H_{m0} < 2 \text{ m}$ • taludhelling flauwer dan 1:2,3 • voldoende stabiliteit^c Bij 5 l/s/m gelden geen eisen aan objecten en overgangen op de kruin. Indien op het talud objecten groter dan $0,15 \times 0,15 \text{ m}^2$ en/of overgangen aanwezig zijn, dan dient hier in het ontwerp rekening mee te worden gehouden.
10	• gesloten zode^a op klei^b • taludhelling flauwer dan 1:2,3 • $H_{m0} < 4 \text{ m}^d$ • voldoende stabiliteit^c Bij 10 l/s/m gelden geen eisen aan objecten en overgangen op de kruin, behalve in het bovenrivierengebied. Indien op het talud objecten groter dan $0,15 \times 0,15 \text{ m}^2$ en/of overgangen aanwezig zijn, dan dient hier in het ontwerp rekening mee te worden gehouden. Voor het bovenrivierengebied geldt dit voor talud én kruin.
^a Een gesloten zode is een op het oog gesloten grasmat, zonder grote ($0,15 \text{ m} \times 0,15 \text{ m}$) open plekken¹⁰. ^b Minimale gegarandeerde kleidikte van 0,4 m, geen eisen aan kleikwaliteit. ^c Controle van de geotechnische stabiliteit van de bekleding op het binnentalud en de binnenwaartse macrostabiliteit. Dit kan leiden tot aanvullende eisen ten aanzien van kleilaagdikte, kleikwaliteit, het aanbrengen drainage, aanpassing van de taludhelling etc. ^d Bij $H_{m0} > 4 \text{ m}$ dient advies over de lokaal te hanteren kritieke overslagdebieten ingewonnen te worden bij de Helpdesk Water (www.helpdeskwater.nl). De randvoorwaarden die aan de golfhoogte H_{m0} worden gesteld (bijvoorbeeld $H_{m0} < 2 \text{ m}$ of $H_{m0} < 4 \text{ m}$) kunnen worden afgelezen uit het illustratiepunt van de Hydra-berekening. Hierbij kan H_s gelijk worden gesteld aan H_{m0}.	

¹⁰ Een nadere beschrijving van de termen 'gesloten zode' en 'open zode' is te vinden op pagina 76 van *Handreiking Toetsen Grasbekledingen op Dijken t.b.v. het opstellen van het beheerdersoordeel (BO) in de verlengde derde toetsronde* d.d. 25-10-2012

Benadrukt wordt dat ook een groter kritiek overslagdebiet dan 10 l/s/m kan worden aangehouden als:

1. Het binnentalud op een groter overslagdebiet wordt ontworpen. Dit kan door:
 - a. Gebruik te maken van andere erosiebestendige materialen zoals asfalt, open steenasfalt, versterkt gras en dergelijke of
 - b. De rekenwaarde van het kritieke overslagdebiet locatiespecifiek af te leiden, op basis van de gegevens en gedachten die ten grondslag liggen aan de rekenwaarden in tabel 5. Dit betreft maatwerk en wordt bij het ontwerp alleen aanbevolen als hiermee wezenlijke besparingen zijn te realiseren.

én

2. De kans voldoende klein is dat door overslag een overstroming optreedt zonder het bezwijken van de kering (overschrijden kombergend vermogen van het achterland). Het gaat hierbij alleen over overstromingen met substantiële economische schade of slachtoffers tot gevolg.

Grasbekledingen worden doorgaans ontworpen op klei of op een kleilaag. Voor grasbekledingen op zand worden geen rekenwaarden afgegeven. De reden is dat het zeer onzeker is of een gesloten zode zich op zand kan ontwikkelen. Een ontwerp van een zandtalud met grasbekleding komt in de praktijk zelden meer voor en moet worden gezien als maatwerk.

Bij de keuze voor het kritieke overslagdebiet bij het ontwerp van een grasbekleding kan in principe worden uitgegaan van een gesloten zode, tenzij slechte ervaringen bekend zijn waarbij ondanks zorgvuldig beheer en onderhoud van de te verbeteren dijk, of dijken in de omgeving, niet hebben geleid tot een gesloten zode. Hierdoor zou de beheer-, onderhouds- of handhaaf inspanning om een gesloten zode te kunnen garanderen onredelijk hoog kunnen worden. Dit is een ontwerpafweging. In deze gevallen kan worden gekeken of een open zode haalbaar is, of dat moet worden uitgegaan van een fragmentarisch zode, waardoor de dijk hoger moet worden aangelegd, of moet worden voorzien van een harde bekleding.

Dikte kleilaag

Bij een zanddijk met een kleibekleding heeft de kleibekleding verschillende functies. Voor de toepassing van de rekenwaarden van het kritieke overslagdebiet van 1-10 l/s/m uit tabel 5 moet sprake zijn van een minimale gegarandeerde dikte van 0,4 m. Vanuit de substraatfunctie voor het gras en vooral het voorkomen of in de hand houden van graafgangen van konijnen, ratten, muizen en mollen tot in de zandkern zal een grotere dikte moeten worden aangelegd: 0,8 m. Ook vanwege de stabiliteit van de bekleding bij golfoverslag kan het nodig zijn om een dikkere laag aan te leggen. Hiervoor wordt verwezen naar de vigerende leidraden. Tot slot wordt opgemerkt dat een dikkere kleilaag een gunstige invloed heeft op het infiltratiedebiet in de dijk en hiermee op de binnenwaartse macrostabiliteit.

Objecten en overgangen

Bijzondere aandacht is vereist bij objecten en overgangen. In tabel 5 is steeds uitgegaan van een 'nette' overgang. Dat wil zeggen dat tot aan het object of overgang een graszode aanwezig is en dat deze vergelijkbaar is met de graszode elders op het talud. Door in het ontwerp voldoende aandacht te besteden aan objecten en overgangen kan worden voorkomen dat lokaal zwakke plekken ontstaan. Verschillende manieren kunnen dit voorkomen:

- a. Het treffen van een maatregel bij een overgang of object, waardoor falen van het gras daar niet optreedt, of het falen van de grasbekleding niet leidt tot doorgaande erosie leidend tot een doorbraak. Hierbij kan worden gedacht aan

het aanbrengen van dikke erosiebestendige klei rondom een overgang of object of het toepassen van een geotextiel.

- b. Het vermijden van overgangen en objecten groter dan $0,15 \times 0,15 \text{ m}^2$, en/of het verplaatsen van overgangen en objecten naar een minder kwetsbare plaats (binnendijks of op de kruin).
- c. Het lokaal hanteren van een lagere rekenwaarde van het kritisch overslagdebiet bij de bepaling van de vereiste kruinhoogte.

Bij het ontwerp moet tevens rekening worden gehouden met de mogelijkheden van beheer en onderhoud.

Betrouwbaarheidseisen aan aspecten die samenhangen met het overslagdebiet

Eisen aan begaanbaarheid, waterbezwaar binnendijks, zoutbezwaar et cetera kunnen een rol spelen bij de vaststelling van het kritieke overslagdebiet. Hierbij dient echter bedacht te worden dat deze eisen niet gekoppeld moeten worden aan de faalkanseis die hoort bij de overstromingskansnorm. Immers, de norm is vastgesteld met het uitgangspunt dat falen gelijk staat aan het optreden van een overstroming. Onder de condities waarbij een dijk faalt hoeft een dijk niet meer inspecteerbaar te zijn en doet het zout-/waterbezwaar ook niet meer ter zake. Voor deze aspecten hoeven dus ook niet dezelfde betrouwbaarheidseisen te worden gehanteerd als voor het verlies van waterkerend vermogen. Het is aan de ontwerper om reële eisen op te stellen aangaande begaanbaarheid, waterbezwaar binnendijks, zoutbezwaar et cetera. Voor een nadere uitwerking hiervan wordt verwezen naar de KPR-factsheet *Betrouwbaarheidseisen bij het ontwerpen van waterkeringen*.

Overige ontwerpaspecten

De wettelijke normen hebben nadrukkelijk betrekking op een overstroming met substantiële schade of slachtoffers tot gevolg. Hierbij kan een beduidend groter overslagdebiet worden gehanteerd dan gangbaar was in de ontwerppraktijk op basis van overschrijdingskansnormen (overbelastingbenadering). Wel moet de ontwerper zich ervan bewust zijn dat de kerende hoogte en de bijbehorende kansen op relatief grote overslagdebieten van invloed zijn op de schematisatie voor het faalmechanisme *macrostabiliteit*. Hiervoor wordt verwezen naar hoofdstuk 5.

Tot slot wordt bij gebruik van het OI2014 bij de kruinhoogtebepaling geen waakhogte meer toegepast, omdat hiermee een veilige marge wordt geïntroduceerd die feitelijk zou betekenen dat de faalkans kleiner wordt dan strikt genomen is vereist.

Stel de maximaal toelaatbare overstromingskans is $1/3.000$ per jaar. In de faalkansbegroting is voor golfoverslag een ruimte van 24% aangehouden. De faalkanseis voor golfoverslag is dus $0,24 \times 1/3.000 = 1/12.500$ per jaar. Indien voor het bewuste traject geldt $N=2$ (zie Bijlage A), dan is de faalkanseis voor golfoverslag op doorsnedeniveau gelijk aan $1/12.500 / 2 = 1/25.000$ per jaar. Stel verder dat is voldaan aan de voorwaarden om te mogen rekenen met een kritiek golfoverslagdebiet van 5 l/s/m . De dijk dient dan zodanig te worden gedimensioneerd dat de kans op overschrijding van een overslagdebiet van 5 l/s/m kleiner is dan $1/25.000$ per jaar.

4 Piping

Tot op heden werden bij het faalmechanisme *piping* voor dijken zonder verticale elementen (zoals kwelschermen) het opbarsten van de binnendijkse deklaag en terugschrijdende (interne) erosie in de watervoerende zandlaag beschouwd. In het WBI2017 wordt ook het deelfaalmechanisme heave beschouwd voor dijken met een deklaag aan de landzijde. Dit is overgenomen in het OI2014. Omdat sprake is van een parallel systeem moeten alle deelfaalmechanismen opbarsten, heave en piping (terugschrijdende erosie) optreden voordat de waterkering faalt.

4.1 Omgang met piping

De weerstand tegen het deelfaalmechanisme piping wordt bepaald met het aangepaste rekenmodel van Sellmeijer [Deltares, 2012]. Dit rekenmodel kan worden toegepast met een analytische formule. Momenteel is een eindige elementen model in ontwikkeling waarin ook tijdsafhankelijkheid en lokale heterogeniteiten meegenomen kunnen worden.

De controle op piping vindt plaats door het optredende verval over de waterkering ΔH te vergelijken met het kritieke verval $\Delta H_{c,p}$. Bij het bepalen van het kritieke verval (en hiermee de benodigde kwelweglengte) dienen de volgende veiligheidsfactoren te worden toegepast op het kritieke verval:

γ_{pip} Veiligheidsfactor voor het deelfaalmechanisme piping, deze is afhankelijk van de gestelde betrouwbaarheidseis. Deze factor vervangt de partiële weerstandsfactor γ_n uit [Deltares, 2012].

$\gamma_{b,p}$ Partiële factor voor de onzekerheid over de ondergrondopbouw en de water(over)spanningen (schematiseringfactor) bij het deelfaalmechanisme piping. Hiervoor wordt verwezen naar paragraaf 4.4.

Het optredende stijghoogteverschil over de deklaag volgt uit:

$$\Delta H = h - h_{exit} - r_c D_{deklaag} \quad (4.1)$$

Het kritieke stijghoogteverschil volgt uit:

$$\Delta H_{c,p} = L \cdot F_{resistance} \cdot F_{scale} \cdot F_{geometry} \quad (4.2)$$

waarmee in het ontwerp de volgende verificatie wordt uitgevoerd:

$$\Delta H \leq \frac{\Delta H_{c,p}}{\gamma_{pip} \gamma_{b,p}} \quad (4.3)$$

Waarin:

h	Niveau van de buitenwaterstand met een kans van voorkomen gelijk aan de maximaal toelaatbare overstromingskans P_{max} (m+NAP)
h_{exit}	Freatisch niveau, of hoogte van het maaiveld, bij uittredepunt (m+NAP)
r_c	Reductiefactor voor de weerstand bij het uittredepunt = 0,3 (-)
$D_{deklaag}$	Laagdikte van de cohesieve deklaag (m)
L	Kwelweglengte (m)
$F_{resistance}, F_{scale}, F_{geometry}$	Factoren te bepalen met het aangepaste rekenmodel van Sellmeijer (-)

Voor de bepaling van de waarden van bovenstaande parameters wordt verwezen naar [WBI-III, 2015].

Veiligheidsfactor voor piping γ_{pip}

De geëiste betrouwbaarheidsindex ($\beta_{eis,dsn}$) voor een doorsnede volgt uit de faalkanseis per doorsnede volgens:

$$\beta_{eis,dsn} = -\Phi^{-1}(P_{eis,dsn}) \quad (4.4)$$

Hierin is Φ^{-1} de inverse van de standaardnormale verdeling. De faalkanseis op doorsnedeniveau is dezelfde als voor opbarsten en heave en volgt uit formule 1.1.

De benodigde veiligheidsfactor γ_{pip} is overgenomen uit [WBI-III, 2016] en wordt middels formule 4.5 bepaald:

$$\gamma_{pip} = 1,04 \cdot e^{(0,37\beta_{eis,dsn} - 0,43\beta_{max})} \quad (4.5)$$

waarin

γ_{pip}	Veiligheidsfactor voor het deelfaalmechanisme piping (-)
$\beta_{eis,dsn}$	Geëiste betrouwbaarheidsindex voor een doorsnede (-)
β_{max}	Betrouwbaarheidsindex behorend bij de maximaal toelaatbare overstromingskans P_{max} (-): $\beta_{max} = -\Phi(P_{max})$

In bijlage A is een overzicht gegeven van de aan te houden waarde van de veiligheidsfactor γ_{pip} per dijktraject.

4.2 Omgang met opbarsten

De veiligheid tegen opbarsten kan op verschillende manieren worden gedefinieerd:

- Evenwicht op basis van totaalspanning
- Evenwicht op basis van korrelspanningen

In dit OI wordt aangesloten bij de keuze die is gemaakt binnen het WBI om de veiligheid tegen opbarsten te beschouwen op basis van korrelspanningen, waarbij de waterspanningen worden gegeven als stijghoogten ten opzichte van NAP. De controle op opbarsten vindt plaats door het optredende stijghoogteverschil over de deklaag ter plaatse van het uittredepunt $\Delta\phi$ te vergelijken met het kritieke stijghoogteverschil over de deklaag $\Delta\phi_{c,u}$. Hierbij dienen de volgende veiligheidsfactoren te worden toegepast op het kritieke stijghoogteverschil over de deklaag:

γ_{up}	Veiligheidsfactor voor het deelfaalmechanisme opbarsten, deze is afhankelijk van de gestelde betrouwbaarheidseis.
$\gamma_{b,u}$	Partiële factor voor de onzekerheid over de ondergrondopbouw en de water(over)spanningen (schematiseringfactor) bij het deelfaalmechanisme opbarsten. Hiervoor wordt verwezen naar paragraaf 4.4.

Het optredende stijghoogteverschil over de deklaag $\Delta\phi$ volgt uit:

$$\Delta\phi = \phi_{exit} - h_{exit} = (h - h_{exit}) r_{exit} \quad (4.6)$$

Het kritieke stijghoogteverschil $\Delta\phi_{c,u}$ volgt uit:

$$\Delta\phi_{c,u} = \frac{D_{deklaag}(\gamma_{sat} - \gamma_{water})}{\gamma_{water}} \quad (4.7)$$

waarmee in het ontwerp de volgende verificatie wordt uitgevoerd:

$$\Delta\phi \leq \frac{\Delta\phi_{c,u}}{\gamma_{up} \gamma_{b,u}} \quad (4.8)$$

Waarin:

ϕ_{exit}	Stijghoogte in de watervoerende laag bij uittredepunt (m+NAP)
h_{exit}	Freatisch niveau, of hoogte van het maaiveld, bij uittredepunt (m+NAP)
h	Niveau van de buitenwaterstand met een kans van voorkomen gelijk aan de maximaal toelaatbare overstromingskans P_{max} (m+NAP)
r_{exit}	Demping- of responsfactor bij uittredepunt (-)
$D_{deklaag}$	Laagdikte van de cohesieve deklaag (m)
γ_{sat}	Verzadigd volumiek gewicht van de cohesieve deklaag (kN/m ³)
γ_{water}	Volumiek gewicht van water (kN/m ³)

Voor de bepaling van de waarden van bovenstaande parameters wordt verwezen naar [WBI-III, 2015].

Veiligheidsfactor voor opbarsten γ_{up}

De geëiste betrouwbaarheidsindex ($\beta_{eis,dsn}$) voor een doorsnede volgt uit formule 4.4. De faalkanseis op doorsnedeniveau is dezelfde als voor piping en heave en volgt uit formule 1.1.

De benodigde veiligheidsfactor γ_{up} is overgenomen uit [WBI-III, 2016] en wordt middels formule 4.9 bepaald:

$$\gamma_{up} = 0,48 \cdot e^{(0,46\beta_{eis,dsn} - 0,27\beta_{max})} \quad (4.9)$$

waarin

γ_{up}	Veiligheidsfactor voor het deelfaalmecanisme opbarsten (-)
$\beta_{eis,dsn}$	Geëiste betrouwbaarheidsindex voor een doorsnede (-)
β_{max}	Betrouwbaarheidsindex behorend bij de maximaal toelaatbare overstromingskans P_{max} (-): $\beta_{max} = -\Phi(P_{max})$

In bijlage A is een overzicht gegeven van de aan te houden waarde van de veiligheidsfactor γ_{up} per dijktraject.

4.3 Omgang met heave

De controle op heave vindt plaats door de optredende heave gradient over de deklaag i te vergelijken met de kritieke heave gradient $i_{c,h}$. Hierbij dienen de volgende veiligheidsfactoren te worden toegepast op het kritieke verhang:

γ_{he}	Veiligheidsfactor voor het deelfaalmecanisme heave, deze is afhankelijk van de gestelde betrouwbaarheidseis.
$\gamma_{b,h}$	Partiële factor voor de onzekerheid over de ondergrondopbouw en de water(over)spanningen (schematiseringfactor) bij het deelfaalmecanisme heave. Hiervoor wordt verwezen naar paragraaf 4.4.

De optredende heave gradiënt volgt uit:

$$i = \frac{(h-h_{exit})r_{exit}}{D_{deklaag}} \quad (4.10)$$

zodat in het ontwerp de volgende verificatie wordt uitgevoerd:

$$i = \frac{(h-h_{exit})r_{exit}}{D_{deklaag}} \leq \frac{i_{c,h}}{\gamma_{he} \gamma_{b,h}} \quad (4.11)$$

Waarin:

h	Niveau van de buitenwaterstand met een kans van voorkomen gelijk aan de maximaal toelaatbare overstromingskans P_{max} (m+NAP)
h_{exit}	Freatisch niveau, of hoogte van het maaiveld, bij uittredepunt (m+NAP)
$D_{deklaag}$	Laagdikte van de cohesieve deklaag (m)
r_{exit}	Damping- of responsfactor bij uittredepunt (-)

Voor de bepaling van de waarden van bovenstaande parameters wordt verwezen naar [WBI-III, 2015].

Veiligheidsfactor voor heave γ_{he}

De geëiste betrouwbaarheidsindex ($\beta_{eis,dsn}$) voor een doorsnede volgt uit formule 4.4. De faalkanseis op doorsnedeniveau is dezelfde als voor piping en opbarsten en volgt uit formule 1.1.

De benodigde veiligheidsfactor γ_{he} is overgenomen uit [WBI-III, 2016] en wordt middels formule 4.12 bepaald:

$$\gamma_{he} = 0,37 \cdot e^{(0,48\beta_{eis,dsn} - 0,30\beta_{max})} \quad (4.12)$$

Waarin:

γ_{he}	Veiligheidsfactor voor het deelfaalmecanisme heave (-)
$\beta_{eis,dsn}$	Geëiste betrouwbaarheidsindex voor een doorsnede (-)
β_{max}	Betrouwbaarheidsindex behorend bij de maximaal toelaatbare overstromings P_{max} (-): $\beta_{max} = -\Phi(P_{max})$

In bijlage A is een overzicht gegeven van de aan te houden waarde van de veiligheidsfactor γ_{he} per dijktraject.

Kritieke heave gradiënt

In afwijking van het Technisch rapport Zandmeevoerende wellen [TAW, 1999] en het Onderzoeksrapport Zandmeevoerende wellen [Deltares, 2012] bedraagt de rekenwaarde voor het kritieke verhang over de deklaag ter plaatse van het opbarstpunt voor heave 0,3. Het meenemen van heave is met name interessant voor zeer lichte deklagen (karakteristieke waarde $g_{sat} < 13 \text{ kN/m}^3$) zoals ze in het westen van het land voorkomen. Dan is het kritieke opbarstverhang namelijk lager dan het kritieke heaveverhang, waardoor heave eerder optreedt dan opbarsten.

Indien gebruik wordt gemaakt van kwelschermen om piping tegen te gaan dan kan de 'bekende' waarde van 0,5 worden gehanteerd voor het kritieke verhang. Het verschil tussen kwelscherm en deklaag is dat bij een kwelscherm altijd een verticaal pad moet ontstaan door het aanwezige zand. Dit vergt fluidisatie van het zandpakket benedenstrooms van het kwelscherm, waarvoor de benodigde gradiënt circa 1 is. Dit resulteert met een veiligheidsfactor van 2 in een kritiek verhang van 0,5. Bij een deklaag wordt de ontstane scheur gevuld met een vloeibaar zand-water meng-

sel: deze is in beginsel vrijwel nooit volledig gevuld met gepakt zand. Hierdoor kan de watersnelheid door de deklaag dermate groot worden dat het gat min of meer wordt schoongespoeld, hetgeen resulteert in een kleiner kritiek verhang van 0,3.

Met name bij een relatief groot kwelwegtekort is het aan te bevelen om in te zetten maatregelen die het optreden van piping uitsluiten. Ook kunnen beheermaatregelen in combinatie met fysieke maatregelen wellicht een doelmatige oplossing bieden.

4.4 Omgang met schematiseringsonzekerheid

Omgang met deelfaalmechanismen en scenario's

Ten behoeve van ontwerpen wordt gemakshalve voorgesteld om de verschillende deelfaalmechanismen piping, opbarsten en heave afzonderlijk te beschouwen. Dit betekent dat in principe per deelfaalmechanisme de kans op het optreden van het deelfaalmechanisme wordt vermenigvuldigd met de kans op het scenario, waarna de som van deze kansen wordt vergeleken met de faalkanseis op doorsnedeniveau. Dit gebeurt voor ieder deelfaalmechanisme afzonderlijk, waarna wordt beoordeeld of tenminste één van de deelfaalmechanismen aan de faalkanseis voldoet.

In het WBI2017 wordt een andere werkwijze gevolgd, waarbij eerst per scenario wordt gekeken wat de kans is op zowel piping, opbarsten als heave. Daarna worden de kansen per scenario gecombineerd met de scenariokansen tot één faalkans. Deze laatste procedure maakt een iets scherpere beoordeling mogelijk, als bijvoorbeeld bij het ene scenario wel piping optreedt maar opbarsten niet en een scenario waar dit andersom is. Een ontwerpverificatie per deelfaalmechanisme is eenvoudiger en minder bewerkelijk, maar kan dus in sommige situaties wat conservatiever zijn. Desgewenst kan ook de WBI-methode gevolgd worden.

Gebruik van WBI-SOS als bron van scenario's

Voor het WBI-2017 is een globale stochastische ondergrondschematisatie (WBI-SOS) ontwikkeld voor alle primaire waterkeringen, behalve de kustduinen. Het WBI-SOS beschrijft de opbouw van de ondergrond met behulp van scenario's voor verschillende dijkstrekkingen. Elk scenario heeft hierbij een geschatte kans van aantreffen. De scenario's geven het type en de stapeling van ondergrondeenheden. Elk eenheid heeft een meest voorkomende dikte en een minimale/maximale dikte. De scenario's zijn gebaseerd op boringen en sonderingen uit het DINO-loket en, heel belangrijk, inzicht in de natuurlijke systematiek in de opbouw van de ondergrond. In het achtergrondrapport van WBI-SOS [WBI-V, 2015] is beschreven hoe het WBI-SOS is opgesteld.

Het WBI-SOS geeft snel inzicht in de ondergrondopbouw die verwacht kunnen worden en de mate waarin de ondergrond varieert. Het WBI-SOS vormt dus een extra databron die gebruikt kan worden als uitgangspunt voor het uit te voeren grondonderzoek. Aan de hand van het WBI-SOS kan bijvoorbeeld worden beoordeeld of alle mogelijke ondergrondscenario's zijn aangetroffen in reeds uitgevoerd onderzoek en of nader aanvullend grondonderzoek noodzakelijk is om ongunstige scenario's met voldoende zekerheid uit te kunnen sluiten. In de WBI-SOS handleiding [WBI-IV, 2015] wordt beschreven hoe met lokaal grondonderzoek en kennis een lokale (stochastische) ondergrondschematisering opgesteld kan worden. De handleiding geeft ook richtlijnen voor het benodigde onderzoek om het voorkomen van bepaalde ondergrondscenario's ruimtelijk te begrenzen danwel hun voorkomen uit te sluiten. Hiertoe is ook het programma DSoil-model beschikbaar, waarmee WBI-SOS-ondergrondscenario's ingezien en bewerkt kunnen worden.

De WBI-SOS Handleiding [WBI-IV, 2015] en DSoil-model zijn direct te vinden op de site van de Helpdesk Water. Het Achtergrondrapport WBI-SOS [WBI-V, 2015] is op te vragen bij de Helpdesk Water. Voor een uitgebreidere toelichting over de toepassing van SOS bij ontwerpen wordt verwezen naar het achtergrondrapport bijlage B *Achtergrondrapport OI2014v4 [RWS, 2016]*.

Schematiseringsfactor bij basisschematisatie of berekening van alle scenario's?

Het WBI-SOS omvat niet alle parameters die van belang zijn bij de schematisatie van piping, opbarsten en heave. Daarnaast kan het verdisconteren van alle schematiseringsonzekerheden middels scenario's met het WBI-SOS als basis het ontwerpproces bijzonder ingewikkeld en tijdrovend maken. Daarom wordt voor ontwerpen vaak de voorkeur gegeven aan het werken met een schematiseringsfactor bij een basisschematisering.

Toepassen schematiseringsfactor

Zowel WBI-SOS scenario's als andere scenario's (bijvoorbeeld met betrekking tot geometrie, opbouw dijk, grondwaterstanden) kunnen in de ontwerpberekeningen worden meegenomen zoals beschreven in het *Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren*. Het gebruik van ondergrondopbouwscenario's uit WBI-SOS past in de schematiseringstheorie zoals beschreven in dit technisch rapport en de ondergrondopbouwscenario's kunnen mede gebruikt worden om de schematiseringfactor af te leiden. Een nadere toelichting is opgenomen in het *Achtergrondrapport OI2014v4 [RWS, 2016]*.

De bepaling van de schematiseringfactor kent geen wijzingen ten opzichte van de vigerende methodiek uit het *Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren* (TRGS) [ENW, 2011]. De waarden van de schematiseringsfactoren voor piping, opbarsten en heave wijzigen echter wel als gevolg van de aangepaste beta-afhankelijke veiligheidsfactoren. Een aangepaste excel-rekenhulp voor de deelfaalmechanismen piping en heave is beschikbaar via de Helpdesk Water en de website van het HWBP.

Voor het deelfaalmechanisme opbarsten is een separaat achtergrondrapport opgesteld waarin wordt ingegaan op de schematiseringsfactor voor dit deelfaalmechanisme. Ook dit rapport is beschikbaar via de Helpdesk Water en de website van het HWBP.

Let op: op enkele plaatsen in het TRGS wordt nog aangegeven dat een ondergrens van 1,10 gehanteerd moet worden voor de schematiseringsfactor. In datzelfde rapport is ook aangegeven dat deze ondergrens geen theoretische basis heeft. Voor de ondergrens van de schematiseringsfactor mag 1,0 worden aangehouden.

4.5 Ontwerpoplossingen

Er zijn diverse oplossingsmogelijkheden om de kans op piping voldoende klein te maken. Tot op heden is als verbetermaatregel vooral gekozen voor het verlengen van de horizontale kwelweglengte, meestal door aanleg van een berm of een klei-inkassing in het voorland. Met name bij een relatief groot kwelweglengtetekort is het aan te bevelen om in te zetten op maatregelen die het optreden van piping uitsluiten. Naast de bestaande technieken hiervoor worden in de POV Piping momenteel innovatieve technieken op dit gebied ontwikkeld.

Een traditionele oplossing is het aanbrengen van verticale kwelschermen aan de benedenstroomse zijde. Hiermee wordt een heave-situatie gecreëerd en kunnen de

rekenregels voor heave worden toegepast. Grote bermen of klei-inkassingen kunnen hiermee voorkomen worden.

Tot slot kunnen beheermaatregelen in combinatie met fysieke maatregelen een doelmatige oplossing bieden.

Indien uit het ontwerp blijkt dat de te treffen maatregelen voor piping sterk afwijken van hetgeen bij een dergelijke waterkering verwacht mag worden, verdient het de aanbeveling om een verdiepingsslag te maken en/of een expert te raadplegen. Het Kennisplatform Risicobenadering (kpr@rws.nl) kan daarbij ondersteunen.

5 Macrostabieleit

Het ontwerpinstrumentarium 2014 bevat aanpassingen in de richtlijnen voor beoordelingen van de binnenwaartse en buitenwaartse macrostabieleit.

5.1 Materiaalmodel

Binnen WBI2017 is besloten om voor macrostabieleit-analyses over te stappen van het Mohr-Coulomb model naar het Critical State Soil Model (CSSM). Het CSSM model wordt vaak ook wel aangeduid als het ongedraineerd rekenen (voor klei en veen).

Het toepassen van het CSSM-materiaalmodel houdt in het kort het volgende in:

- De toepassing van het Critical State Soil Mechanics (CSSM) model voor het karakteriseren van het gedrag van grond (zowel zware klei, organische klei, veen en zand), in plaats van het Mohr-Coulomb model.
- Het maken van onderscheid tussen gedraineerd grondgedrag en ongedraineerd grondgedrag. Bij grondsoorten met een hoge doorlatendheid, zoals zand, kan drainage plaatsvinden tijdens afschuiven (taludinstabiliteit) en is sprake van gedraineerd grondgedrag. Bij grondsoorten met een lage doorlatendheid, zoals klei en veen, vindt weinig of geen drainage plaats tijdens afschuiven en is sprake van ongedraineerd grondgedrag.
- Het in rekening brengen van de in situ toestand van de grond via de grensspanning. Daarbij wordt onderscheid gemaakt tussen normaal geconsolideerd grondgedrag en overgeconsolideerd grondgedrag. Dit is van belang voor de ongedraineerde schuifsterkte.
- Het rekenen met de bezwijksterkte van grond (ultimate state) in plaats van de sterkte bij een kleine vervorming in laboratoriumproeven.
- Het bepalen van de schuifsterkte van klei met ééntraps anisotroop geconsolideerde triaxiaalproeven en voor veen met direct simple shear proeven met constante hoogte.
- De ongedraineerde schuifsterkte en/of de grensspanning kunnen in het veld worden bepaald met sonderingen.

De ongedraineerde schuifsterkte voor klei en veen kan volgens twee methoden worden bepaald. Dit zijn de WBI-methode en de Dijken op Veen methode. Op beide methoden zal kort ingegaan worden.

WBI-methode

De ongedraineerde schuifsterkte wordt binnen de WBI-methode als volgt bepaald voor klei en veen:

$$s_u = \sigma'_{vi} \cdot S \cdot OCR^m$$

$$\text{met } OCR = \sigma'_{vy} / \sigma'_{vi} \quad (5.1a)$$

Hierin zijn:

s_u	ongedraineerde schuifsterkte (overgeconsolideerd) (kN/m ²)
σ'_{vi}	effectieve verticale spanning in het veld (kN/m ²)
S	normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio (volgt uit triaxiaalproeven of direct simple shear proeven) (-)

OCR	overconsolidatiegraad (-)
m	exponent voor de toename van de sterkte (-)
σ'_{vy}	grensspanning (volgt uit samendrukkingsproeven of sonderingen) (kN/m ²)

De parameters S , m en σ'_{vy} zijn de invoerparameters in D-Geo Stability (en voor beoordelen in de WBI-software) op basis waarvan de s_u langs het schuifvlak wordt berekend, gegeven σ'_{vi} .

Ook kan gebruik worden gemaakt van de parameter POP (Pre Overburden Pressure). Dit is een andere benadering om de in situ toestand van de grond aan te geven. De overconsolidatiegraad is als volgt gerelateerd aan de POP:

$$OCR = (\sigma'_{vi} + POP) / \sigma'_{vi}. \quad (5.1b)$$

In de beschikbare software kan gekozen worden of met de POP gewerkt gaat worden of met de grensspanning.

Voor zand wordt met de bekende gedraineerde parameter hoek van inwendige wrijving ϕ' gerekend.

Dijken op Veen methode

Hiernaast is het ook mogelijk om met de methode S_u -measured te werken, ook wel de Dijken op Veen methode genoemd. Dit houdt in dat de ongedraineerde schuifsterkte die is bepaald uit het veld- en laboratoriumonderzoek voor de stabiliteitsanalyses aan de boven- en onderzijde van de grondlagen wordt opgelegd. Op basis van deze ingevoerde ongedraineerde schuifsterkte wordt in de stabiliteitsanalyse de ongedraineerde schuifsterkte langs het schuifvlak bepaald. De ongedraineerde schuifsterkte s_u wordt als volgt uit sonderingen afgeleid:

$$s_u = q_{net} / N_{kt} \quad (5.2)$$

Hierbij wordt een relatie (N_{kt}) gelegd tussen de s_u uit uitgevoerde overgeconsolideerde triaxiaal/DSS proeven bij een aantal ijkvelden en de q_{net} uit de sonderingen. Op basis van de N_{kt} kan vervolgens uit elke sondering op een willekeurige locatie buiten de ijkvelden (voor zover daar dezelfde afzettingen in de ondergrond aanwezig zijn) de ongedraineerde schuifsterkte worden afgeleid.

Ook deze optie kan in de beschikbare software ingevoerd worden om uiteindelijk de stabiliteit te bepalen.

In het *Achtergrondrapport OI2014v4 [RWS, 2016]* wordt nader ingegaan op beide methoden en wordt aangegeven voor welke situaties de beide methoden geschikt zijn.

Beschikbare software

De beschikbare software voor ontwerpen (D-Geo Stability) is geschikt gemaakt om de stabiliteit te kunnen bepalen met de nieuwe parameters (methode s_u -calculated with yield stress). De achterliggende rekenwijze is vergelijkbaar met die in de WBI-software. Er is tevens een tool gebouwd en beschikbaar gesteld waarmee de ondergrondgegevens vanuit D-Soilmodel (waarin ook het WBI-SOS opgenomen is) ingelezen kunnen worden in D-Geo Stability. De Dijken op Veen-methode wordt ook door D-Geo Stability ondersteund (methode s_u -measured).

Opvragen meest recente informatie

Via de Helpdesk Water is de laatste informatie op te vragen. Een Q&A en een schematiseringshandleiding macrostabiliteit is te vinden via:

[http://www.helpdeskwater.nl/onderwerpen/waterveiligheid/primaire/beoordelen-\(wbi\)/beoordelingsproces/uitvoering/faalmechanismen/](http://www.helpdeskwater.nl/onderwerpen/waterveiligheid/primaire/beoordelen-(wbi)/beoordelingsproces/uitvoering/faalmechanismen/)¹¹

Daarnaast is door het HWBP gewerkt aan een handelingsperspectief risico-gestuurd grondonderzoek met daarin richtlijnen voor het opzetten en uitvoeren van risico-gestuurd grondonderzoek voor HWBP projecten.

Met het CSSM model moet in Nederland nog praktische ervaring opgedaan worden. Het wordt daarom zeer op prijs gesteld als ervaringen gedeeld worden via de Helpdesk Water om de toepassing verder te ontwikkelen.

5.2 Glijvlakmodellen

Binnen WBI2017 wordt vooralsnog alleen het glijvlakmodel LiftVan gebruikt. In de software voor ontwerpen (D-Geo Stability) is het ook mogelijk om gebruik te maken van Bishop en Spencer-Van der Meij. Voor situaties met opbarsten van het achterland (opbarstfactor < 1) en het daarbij rekenen zonder sterkte in de opgebarsten zone ($c' = \phi' = 0$ of $s_u = 0$) wordt aangeraden om het model Spencer-Van der Meij niet te gebruiken. Ook bij twijfel over de resultaten met Spencer-Van der Meij wordt aangeraden om tevens een berekening met LiftVan of Bishop te maken.

Opbarsten

Voor macrostabiliteit wordt opbarsten of opdrijven gecontroleerd door de totaalspanning aan de onderzijde van de deklaag te vergelijken met de opwaartse waterdruk in de watervoerende zandlaag.

Bij opbarsten worden de sterkteparameters gereduceerd (vroeger c' en $\phi' = 0$ en nu $s_u = 0$). Als grens voor opbarsten wordt een veiligheidsfactor van 1,2 gehanteerd. Dit is conform het TR Waterkerende grondconstructies (paragraaf 5.3.3). Let op: bij piping wordt op een andere wijze met opbarsten omgegaan.

In het kader van de POV Macrostabiliteit wordt momenteel onderzoek gedaan naar de mate van sterktereductie bij opbarsten en opdrijven. Vooralsnog kan worden uitgegaan van de gangbare werkwijze uit de vigerende technische rapporten.

Maatgevend glijvlak

De nieuwe normen hebben betrekking op de kans dat op een locatie in een traject een waterkering faalt met een overstroming tot gevolg. De ontwerpberekeningen moeten hierop aansluiten. De maatgevende glijcirkel moet dan ook daadwerkelijk verband houden met het optreden van een overstroming.

5.3 Partiële veiligheidsfactoren

Bij een semi-probabilistische stabiliteitsanalyse dienen de volgende partiële veiligheidsfactoren te worden toegepast:

γ_n Partiële factor die verband houdt met de normhoogte, het al dan niet falen door hoogwater en het lengte-effect (schadefactor).

¹¹ De schematiseringshandleiding is specifiek voor beoordelen opgesteld, maar grote delen zijn ook toepasbaar voor ontwerpen

- γ_d Partiële factor voor de modelonzekerheid (modelfactor).
 γ_m Partiële factor voor de onzekerheid over de materiaaleigenschappen (materiaalfactor).
 γ_b Partiële factor voor de onzekerheid over de ondergrondopbouw en de water(over)spanningen (schematiseringfactor).

De vigerende partiële veiligheidsfactoren zijn afgeleid voor het huidige Mohr-Coulomb model. Bij het CSSM materiaalmodel (ongedraineerd rekenen) horen andere partiële veiligheidsfactoren. Een overzicht van de achtergronden van de partiële veiligheidsfactoren is gegeven in onderstaande tabel. In de navolgende paragrafen worden per model de partiële veiligheidsfactoren beschreven.

Tabel 6: Overzicht achtergronden partiële veiligheidsfactoren Mohr-Coulomb en CSSM

Partiële veiligheidsfactor	Mohr-Coulomb	CSSM
γ_n schadefactor	cf. Addendum TRWG [ENW, 2007] (Formule 5.3)	cf. WBI2017 (Formule 5.4)
γ_d modelfactor	cf. OI2014 versie 4 Tabel 7	cf. WBI2017 (Tabel 8)
γ_m materiaalfactor	cf. Addendum TRWG [ENW, 2007] (Bijlage C)	cf. WBI2017 (alle materiaalfactoren waarde 1,0)
γ_b schematiseringfactor	cf. TRGS [ENW, 2012]	cf. WBI2017 en TRGS [ENW, 2012] met aanpassingen

Let op: Indien uit het ontwerp blijkt dat de te treffen maatregelen voor macrostabiliteit sterk afwijken van hetgeen bij een dergelijke waterkering verwacht mag worden, verdient het de aanbeveling om een verdiepingsslag te maken en/of een expert te raadplegen. Het Kennisplatform Risicobenadering (kpr@rws.nl) kan daarbij ondersteunen.

Schadefactor

Via de schadefactor worden de effecten van de overstromingskansnorm en het lengte-effect in rekening gebracht.

Mohr-Coulomb

Voor het Mohr-Coulomb model is de relatie tussen de faalkanseis op doorsnedeniveau en de schadefactor uit het Addendum op het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [ENW, 2007] overgenomen:

$$\gamma_n = 1 + 0,13(\beta_{eis,dsn} - 4,0) \quad \text{met } \beta_{eis,dsn} = -\phi^{-1}(P_{eis,dsn}) \quad (5.3)$$

waarin

γ_n Schadefactor voor het faalmechanisme macrostabiliteit (-)

$\beta_{eis,dsn}$ Geëiste betrouwbaarheidsindex voor een doorsnede (-)

$P_{eis,dsn}$ Faalkanseis per doorsnede voor macrostabiliteit (per jaar)

CSSM

Bij toepassen van het CSSM materiaalmodel dient uit te worden gegaan van de schadefactor uit formule 5.4. Een onderbouwing is te vinden in [WBI-IV, 2016].

$$\gamma_n = 0,15\beta_{eis,dsn} + 0,41 \quad \text{met } \beta_{eis,dsn} = -\phi^{-1}(P_{eis,dsn}) \quad (5.4)$$

waarin

γ_n	Schadefactor voor het faalmechanisme macrostabiliteit (-)
$\beta_{eis,dsn}$	Geëiste betrouwbaarheidsindex voor een doorsnede (-)
$P_{eis,dsn}$	Faalkanseis per doorsnede voor macrostabiliteit (per jaar)

In bijlage A is een overzicht gegeven van de waarden van de partiële factoren γ_n per dijktraject voor zowel het Mohr-Coulomb model als CSSM.

Schadefactor macrostabiliteit buitenwaarts

Het is gebruikelijk om voor zowel macrostabiliteit binnen- als buitenwaarts hetzelfde faalkansbudget te gebruiken [ENW, 2007]. Hiermee wordt aangesloten op de aanpak die voor dit mechanisme vooralsnog is gekozen in het WBI en waarmee de werkwijze uit het Addendum TRWG [ENW, 2007] is gecontinueerd.

Hoewel formules 5.3 en 5.4 niet specifiek zijn afgeleid voor buitenwaartse macrostabiliteit wordt voorgesteld om de schadefactor ook voor dit faalmechanisme toe te passen (analoog aan de bestaande waterbouwkundige praktijk). Hierbij dient wel opgelet te worden dat macrostabiliteitsverlies buitenwaarts optreedt bij een val van het buitenwater. Dit betekent dat de faalkanseis op doorsnedeniveau mag worden gedeeld door de kans op een overstroming gegeven macrostabiliteitsverlies buitenwaarts.

Bij het ontwerp wordt doorgaans een kans op een overstroming gegeven buitenwaarts macrostabiliteitsverlies van 0,1 (factor 10 op de schadefactor) aangehouden conform Addendum Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [ENW, 2007]. Dit is tevens conform WBI. Deze conditionele kans op een overstroming kan eventueel nader worden bepaald als dit wezenlijke besparingen zou kunnen opleveren. Dit kan worden verkend door de gevoeligheid van het ontwerp voor deze conditionele kans te onderzoeken.

Modelfactoren

Mohr-Coulomb

Bij toepassen van het Mohr-Coulomb model dient voorlopig uit te worden gegaan van Tabel 7. Deze is overgenomen uit het OI2014 versie 2.

Tabel 7: Modelfactoren voor macrostabiliteit Mohr-Coulomb

Opdrukken ¹ ?	Rekenmodel	Modelfactor γ_d
Nee	Bishop	1,00
	LiftVan, Spencer-Van der Meij	0,95
	EEM met Mohr-Coulomb	1,00
Ja	Bishop ²	1,10
	LiftVan, Spencer-Van der Meij	1,05
	EEM met Mohr-Coulomb	1,05
	Horizontaal evenwicht	1,20

¹ Opdrijven en opbarsten (zie Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies, 2001).

² Tevens zogenaamde Bishop $c'=0$, $\phi'=0$ analyses. In het kader van de POV Macrostabiliteit wordt momenteel onderzoek gedaan naar de mate van sterktereductie bij opbarsten en opdrijven.

CSSM

Bij toepassen van het CSSM materiaalmodel dient uit te worden gegaan van de modelfactoren uit Tabel 8. De onderbouwing is opgenomen in het *Achtergrondrapport OI2014v4 [RWS, 2016]*. Onderscheid tussen wel of niet opdrijven wordt niet gemaakt.

Tabel 8 Modelfactoren voor macrostabiliteit CSSM

Rekenmodel	Modelfactor γ_d
Bishop	1,11
LiftVan	1,06
Spencer-Van der Meij	1,07

Materiaalfactoren

Mohr-Coulomb

Bij toepassen van het Mohr-Coulomb model dient voorlopig uit te worden gegaan van de materiaalfactoren uit tabel 5.3.1 van Addendum bij Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [ENW, 2007]. Deze zijn opgenomen in bijlage C.

CSSM

Alle materiaalfactoren hebben de waarde 1,0 gekregen. Dit geldt ook voor s_u bij de Dijken op Veen methode.

Schematiseringsfactor

Mohr-Coulomb

De bepaling van de schematiseringfactor kent geen wijzingen ten opzichte van de vigerende methodiek uit het *Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren* (TRGS) [ENW, 2011]. Wel is de minimale waarde van de schematiseringsfactor een belangrijke aanpassing: op enkele plaatsen in het technisch rapport wordt nog aangegeven dat een ondergrens van 1,10 gehanteerd moet worden, voor deze ondergrens mag echter een waarde van 1,0 worden aangehouden.

CSSM

De bepaling van de schematiseringfactor kent geen wijzingen ten opzichte van de vigerende methodiek uit het *Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren* (TRGS) [ENW, 2011]. De waarden van de schematiseringsfactor wijzigen echter wel als gevolg van de aangepaste schadefactor bij het CSSM materiaalmodel. Een aangepaste excel-rekenhulp wordt beschikbaar gesteld via de Helpdesk Water en de website van het HWBP. De schematiseringsfactor kan ook wijzigen doordat schematiseringskeuzes bij het Mohr-Coulomb model een ander effect op de stabiliteitsfactor hebben dan bij het CSSM model.

5.4 Relatie macrostabiliteit en golfoverslag

Let op: Onderstaande teksten hebben een tijdelijk karakter. Dit wordt nog verder uitgewerkt. Op dit moment wordt een conservatief vertrekpunt gegeven. Optimalisatie hierin is doorgaans mogelijk, beargumenteerd kan worden afge- weken. Met experts kan op lokaal niveau maatwerk worden geleverd.

Tot op heden wordt in het ontwerp uitgegaan van overslagdebieten van 0,1 en/of 1 l/m/s. Hogere overslagdebieten tot 5 of 10 l/m/s kunnen vanuit het oogpunt van de erosiebestendigheid van de grasbekleding aan het binnentalud toelaatbaar zijn (zie ook hoofdstuk 3). Deze hogere overslagdebieten kunnen van invloed zijn op de beoordeling en schematisatie van macrostabiliteit.

Op dit moment zijn geen handleidingen beschikbaar die ingaan op een efficiënte omgang met de interactie tussen golfoverslag en macrostabiliteit. Daarom is gewerkt aan een werkwijze macrostabiliteit bij golfoverslag. Deze werkwijze wordt op dit moment als pilot bij een aantal praktijkcases uitgetest. Voor handvatten en aandachtspunten bij de relatie tussen macrostabiliteit en overslag wordt verwezen naar de memo *Voorstel t.a.v. beoordeling macrostabiliteit incl. golfoverslag*.

Volgens de bovengenoemde werkwijze moeten twee verificaties worden uitgevoerd:

1. Een verificatie bij het ontwerppeil ("reguliere som"), waarbij in de schematisatie geen rekening hoeft te worden gehouden met significante golfoverslag.
2. Een verificatie bij een waterstand waarbij sprake is van significante golfoverslag (nader gespecificeerd in de KPR-factsheet) en wordt gerekend met een gereduceerde schadefactor. In deze stabiliteitsanalyse moet rekening worden gehouden met het effect van infiltratie op de freatische lijn en op het feit dat een oppervlakkige glijcirkel de erosiebestendigheid van de dijk kan aantasten. Bij deze verificatie kan dus niet worden uitgegaan van de gebruikelijke zoneringsmethode en is maatwerk nodig.

Ad 2) Infiltratie en freatische lijn

De vuistregels voor het schematiseren van de freatische lijn uit Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken zijn bedoeld voor overslagdebieten tot 1 l/m/s. Enig houvast bij grotere overslagdebieten wordt gegeven door de "Handreiking Toetsen Grasbekledingen op Dijken t.b.v. het opstellen van het beheerdersoordeel (BO) in de verlengde derde toetsronde" [RWS, 2012]. Zie ook het *Achtergrondrapport OI2014v4* [RWS, 2016] voor nadere informatie.

Voor grotere overslagdebieten zijn op dit moment geen concrete rekenregels beschikbaar die ingaan op de schematisatie van de freatische lijn. Elementen die de ligging van de freatische lijn bepalen zijn onder andere: de grootte van het overslagdebiet, de (stil)waterstand, de belastingduur en de opbouw van het dijklichaam (kernmateriaal en bekleding).

Een (zeer) conservatief vertrekpunt is om uit te gaan van volledige verzadiging van het dijklichaam. Als eerste stap kan dit al afdoende zijn omdat bij de tweede verificatie met een lagere schadefactor gerekend kan worden. Alleen als niet tot een oordeel 'voldoet' kan worden gekomen, is aanscherping van de schematisatie nodig.

De invloed van grote overslagdebieten op de schematisatie van de freatische lijn kan op verschillende manieren nader worden bepaald:

- 1) grote schaal infiltratieproeven
- 2) tijdsafhankelijke grondwaterstromingsberekeningen met lokaal ingewonnen parameters
- 3) een vereenvoudigde rekenmethode zoals gepresenteerd in [RWS, 2012].

Indien de invloed van de ligging van de freatische lijn op het ontwerp groot is, kan door middel van ontwerp oplossingen de invloed van infiltratie op de macrostabiliteit worden verkleind. Voorbeelden hiervan zijn het toepassen van drainage of het vergroten van de doorlatendheid van het binnentalud door aangepaste bekleding.

5.5 Verkeersbelasting

De verkeersbelasting is één van de uiteenlopende variabele belastingen waaraan een waterkering kan worden blootgesteld. Andere variabele belastingen zijn bijvoorbeeld hoge waterstanden en aardbevingen. De kans dat deze verschillende belastingen gelijktijdig een zeer ongunstige (zeldzame) waarde bezitten, is vaak klein. Een efficiëntere beoordeling is dan mogelijk door de semi-probabilistische beoordeling uit te voeren voor verschillende belastingcombinaties.

Bij een werkwijze met belastingcombinaties wordt steeds voor één belastingparameter uitgegaan van een relatief ongunstige waarde (dominante belasting). Voor de overige belastingparameters wordt dan van minder ongunstige waarden uitgegaan (combinatiewaarden). Bij elke belastingcombinatie moet de kering voldoen.

Geadviseerd wordt om in elk geval de volgende belastingsituaties te beschouwen:

1. Verkeersbelasting door geplande werkzaamheden (beheer en onderhoud, versterkingswerkzaamheden). Hierbij is de kans op een hoge verkeersbelasting in combinatie met een hoge buitenwaterstand klein.
2. Verkeersbelasting door maatregelen bij hoge buitenwaterstanden (herstelmaatregelen, verkeersbelastingen die horen bij het functioneren van het hoogwaterkerend systeem). Hierbij moet rekening worden gehouden met realistische verkeersbelastingen, in combinatie met de hydraulische condities waarbij deze belastingen reëel/voorstelbaar zijn. Zo zijn herstelwerkzaamheden tijdens hoogwater niet realistisch daar waar hoogwaters stormgedomineerd zijn, zoals langs de kust.
3. Verkeersbelasting als gevolg van regulier verkeer bij een weg op een dijk. Een extreme verkeersbelasting op een weg (dus zwaarder dan normaal wegverkeer) hoeft niet gecombineerd te worden met een extreme buitenwaterstand, zie ook de Handreiking Constructief Ontwerpen (TAW, 1994).

Voor handvatten en aandachtspunten bij het invullen van de belastingcombinaties wordt verwezen naar het KPR-factsheet *Verkeersbelasting en macrostabiliteit*.

5.6 Omgang met het SOS bij ontwerpen

Hiervoor wordt verwezen naar hoofdstuk 4 Piping, met als toevoeging dat het SOS alleen de ondergrondscenario's bevat. De opbouw van het dijklichaam en de eventueel ontstane zetting van de ondergrond onder het dijklichaam, die bij dit faalmechanisme ook van belang is, zit niet in het SOS. Bij het verzamelen van gegevens of het uitvoeren van grondonderzoek is het van belang om hiermee ook rekening te houden.

6 Langsconstructies

Beoordeling van langsconstructies binnen het OI2014 gebeurt in principe aan de hand van de groene versie van [Deltares-I, 2013] en [Deltares-II, 2013] en het bijbehorende addendum [Deltares, 2015]. De enige wijziging in dit OI betreft de bepaling van de betrouwbaarheidseisen die binnen deze documenten de basis vormen voor de aan te houden schadefactoren en de bepaling van de schadefactoren zelf.

Voor een waterkering die bestaat uit een grondlichaam waarin een langsconstructie is opgenomen die de weerstand tegen instabiliteit vergroot is eenzelfde faalkansruimte beschikbaar als voor een klassieke gronddijk. Over het algemeen gedraagt deze waterkering zich fysisch gezien nog steeds als een gronddijk. Logischerwijze dient een langsconstructie binnen het OI 2014 faalkansruimte te claimen onder het (aan grond dijken gerelateerde) faalmechanisme waarvoor het de weerstand vergroot.

Dat betekent dat de faalkanseis op doorsnedeniveau voor de langsconstructie wordt bepaald door het (aan grond dijken gerelateerde) faalmechanisme waarvoor de langsconstructie de weerstand vergroot volgens de werkwijze uit hoofdstuk 1 van deze Handreiking.

De beschikbare faalkansruimte op doorsnedeniveau moet door middel van mogelijke faalscenario's worden vertaald naar een betrouwbaarheidseis op onderdeelniveau. De deelfaalmechanismen (en de daarbij horende faalkansverdeling) die van toepassing zijn, zijn afhankelijk van het type langsconstructie. Hiervoor wordt verwezen naar [Deltares-I, 2013] en [Deltares-II, 2013]. De faalkansverdeling over de gedefinieerde deelfaalmechanismen is in principe vrij.

Vanuit de faalkansverdeling over de gedefinieerde deelfaalmechanismen kan vervolgens de vereiste doelbetrouwbaarheid per deelfaalmechanisme afgeleid worden. Vanuit de doelbetrouwbaarheid per deelfaalmechanisme volgt ten slotte per deelfaalmechanisme de afzonderlijke schadefactor γ_n . Voor de bepaling van deze schadefactoren moet onderscheid worden gemaakt tussen geotechnische en constructieve deelfaalmechanismen:

- Voor de geotechnische deelfaalmechanismen dient een schadefactor te worden afgeleid op dezelfde wijze als bij grond dijken. Deze kan dus worden bepaald aan de hand van paragraaf 5.3.
- Voor de constructieve deelfaalmechanismen moet de schadefactor worden afgeleid, uitgaande van de faalkanseis op doorsnedeniveau die betrekking heeft op alle deelfaalmechanismen voor de langsconstructie samen. Deze schadefactor kan worden bepaald aan de hand van paragraaf 5.3. Extra onzekerheden wat betreft constructief bezwijken worden in dit geval middels een additionele veiligheidsfactor op de maatgevende snedekrachten in rekening gebracht. Hiervoor wordt verwezen naar [Deltares-I, 2013] en [Deltares-II, 2013].

De overige partiële veiligheidsfactoren worden conform de vigerende ontwerprichtlijnen bepaald ([Deltares-I, 2013], [Deltares-II, 2013] en [Deltares, 2015]). De onderliggende aanpak richt zich specifiek op complexe situaties waarin stabiliteitsanalyses met klassieke glijvlakmodellen tekort schieten (doordat hierin de invloed van de grondconstructie interactie niet kan worden meegenomen) en ontwerpber-

keningen van bijzondere wandconstructies met een verenmodel (bv D-Sheet Piling) niet verantwoord zijn¹². In die situaties moet toetsing plaatsvinden met een rekenmodel gebaseerd op de Eindige Elementen Methode (EEM), met twee sterkte-eisen en een vervormingseis (conform vigerende ontwerprichtlijnen):

Sterkte-eis 1 De maatgevende stabiliteitsfactor voor de samengestelde waterkering in een gedraineerde stabiliteitsanalyse met EEM (in PLAXIS: $\Sigma Msf_{\text{doorgaand bezwijken}}$) dient, in lijn met de aanpak bij grond dijken, minimaal gelijk te zijn aan de veiligheid tegen geotechnisch bezwijken ($\gamma_{\text{EEM};g}$):

$$\Sigma Msf_{\text{doorgaand bezwijken}} \geq \gamma_{\text{EEM};g} \text{ met } \gamma_{\text{EEM};g} = \gamma_n \cdot \gamma_b;g \cdot \gamma_d;g \cdot \gamma_s \quad (6.1)$$

Sterkte-eis 2

Tevens dient per onderdeel volgens de NEN-EN 1900-serie de controle van de veiligheid tegen constructief bezwijken ($\gamma_{\text{EEM};c}$) op basis van de maatgevende snedekrachten ontleend aan dezelfde stabiliteitsanalyse met EEM te worden uitgevoerd voor de stabiliteitsfactor ΣMsf :

$$\Sigma Msf = \gamma_{\text{EEM};c} \text{ met } \gamma_{\text{EEM};c} = \gamma_n \cdot \gamma_b;c \cdot \gamma_d;c \cdot \gamma_s \quad (6.2)$$

De veiligheidsfactor dient te worden gerealiseerd door op de maatgevende snedekrachten in de constructie, zoals die berekend worden bij de stabiliteitsfactor ΣMsf , additionele veiligheidsfactoren toe te passen. De onderliggende gedachte is dat met de maatgevende snedekrachten zonder additionele veiligheidsfactoren een betrouwbaarheid wordt bereikt die over het algemeen lager is dan de vereiste betrouwbaarheid. Daarbij wordt verondersteld dat per mechanisme de veiligheid conform de geotechnische norm (Eurocode 7) wordt gerealiseerd ($\beta = 3,8$). Wanneer de maatgevende snedekrachten inclusief additionele veiligheidsfactoren als ontwerpwaarden voor dimensionering worden genomen, dan worden hiermee de vereiste betrouwbaarheidsindices voor de afzonderlijke mechanismen (damwand en anker) gerealiseerd.

Vervormingseis

Tot slot dient de kruinzakking tot maximaal 0,10 m te worden beperkt, evenals de horizontale verplaatsing van een onverankerde constructie ($\leq 0,10$ m) en de horizontale vervorming van de constructie ($\leq 1/50 \cdot L$ in UGT) onder invloed van de ontwerpbelastingen.

Algemeen

Ten aanzien van de toe te passen verkeersbelasting wordt aanbevolen aan te sluiten op de werkwijze zoals bij de macrostabiliteit van grondlichamen wordt gehanteerd.

Tot slot wordt opgemerkt dat in de ontwerprichtlijnen [Deltares-I, 2013; Deltares-II, 2013; Deltares, 2015] waarden worden toegepast die specifiek zijn afgeleid voor het waterschap Rivierenland. Gebruikers van de ontwerprichtlijn dienen zich hiervan bewust te zijn. Deze ontwerprichtlijn is nog niet uitontwikkeld; één van de aspecten die op termijn wordt voorzien is de overgang naar ongedraineerd rekenen.

¹² *In situaties waarin er, naast grond-constructie interactie, ook sprake is van bijvoorbeeld een complexe geometrie en/of grondlaagstratificatie, complexe water-spanningen in de ondergrond, opdrijven van het pakket slappe grondlagen en/of een complex bezwijkmechanisme*

Stel de maximaal toelaatbare faalkans van een dijktraject met een lengte van 20 kilometer is $1/10.000$ per jaar. Stel verder dat sprake is van een langsconstructie in de vorm van een verankerde stalen damwand die de binnenwaartse stabiliteit moet vergroten. In de faalkansbegroting is voor macrostabiliteit een faalkansruimte van 4% aangehouden. De faalkanseis op doorsnedeniveau voor de langsconstructie is dan $P_{eis;dsn} = 0,04 \times 1/10.000 / (1 + 0,033 \times 20.000 / 50) = 1/3.550.000$ per jaar. Dit correspondeert met een vereist betrouwbaarheidsniveau β van 5,00 per jaar, waarvoor met formule 5.3 tot een schadefactor van 1,13 wordt gekomen ($\gamma_n = 1 + 0,13 (5,00 - 4) = 1,13$). Stel verder dat sprake is van de volgende onafhankelijke deelfaalmechanismen met de volgende verdeling van de faalkansruimte:

- a) Constructief falen door vloeien wandelement met $P_{f;a} = 40\%$ van $P_{eis;dsn}$.
- b) Constructief falen door bezwijken ankerlichaam met $P_{f;b} = 40\%$ van $P_{eis;dsn}$.
- c) Overige faalmechanismen met $P_{f;c} = 20\%$ van $P_{eis;dsn}$
Dit betreft zowel geotechnisch falen door glijvlakken onder de constructie door en grondbreuk in de passieve zone ($P_{f;c1} = 10\%$ van $P_{eis;dsn}$) als constructief falen door breuk van de ankerstaaf, de ankerbevestiging en de gording ($P_{f;c2} = 10\%$ van $P_{eis;dsn}$).

Ad a) en b) Voor de constructieve deelfaalmechanismen a en b volgen hieruit doelbetrouwbaarheden van $P_{f;a} = P_{f;b} = 1/8.875.000$ per jaar (dus $\beta_a = \beta_b = 5,18$ per jaar). Deze vereiste betrouwbaarheidsniveaus dienen niet met een verhoogde schadefactor (ten opzichte van de schadefactor behorende bij de faalkanseis op doorsnedeniveau), maar middels een additionele veiligheidsfactor op de maatgevende snedekrachten te worden afgedekt. Voor de schadefactor geldt dus $\gamma_{n,a} = \gamma_{n,b} = 1,13$ voor de deelfaalmechanismen a en b.

Ad c) Voor het geotechnische deelfaalmechanisme c1 kan een benodigde betrouwbaarheidsindex worden afgeleid van β_{c1} van 5,43 per jaar waarmee de verhoogde schadefactor uit formule 5.3 volgt: $\gamma_{n,c1} = 1 + 0,13 (5,43 - 4) = 1,19$. In de EEM-berekening dient gecontroleerd te worden in een gedraineerde stabiliteitsanalyse of aan deze verhoogde schadefactor $\gamma_{n,c1}$ wordt voldaan voor de deelfaalmechanismen zoals aangegeven onder c1.

Voor het constructieve deelfaalmechanisme c2 volgt dezelfde betrouwbaarheidsindex (β_{c2}) van 5,43 per jaar. Ook hiervoor geldt dat dit vereiste betrouwbaarheidsniveau niet met een verhoogde schadefactor (ten opzichte van de schadefactor behorende bij de faalkanseis op doorsnedeniveau), maar middels een additionele veiligheidsfactor op de snedekrachten dient te worden afgedekt. Voor de schadefactor geldt dus $\gamma_{n,c2} = 1,13$ voor het constructieve deelfaalmechanisme c2.

Is de langsconstructie (naast de stabiliteitsfunctie) ook bedoeld om de weerstand tegen piping te vergroten dan geldt een eis ten aanzien van de sterkte en een eis ten aanzien van piping. De eis ten aanzien van piping is (naast zanddichtheid van het scherm) een inheidiepte-eis (voortkomend uit een berekening met Lane of aan de hand van het Heave-criterium). De eis ten aanzien van sterkte is niet anders dan de eis, wanneer het scherm alleen een stabiliteitsscherm zou zijn, dus $\gamma_{n,a} = \gamma_{n,b} = \gamma_{n,c2} = 1,13$ en $\gamma_{n,c1} = 1,19$.

Aan schermen met enkel de functie het tegengaan van piping worden geen eisen aan de sterkte gesteld, tenzij het pipingscherm de stabiliteit bij hoog water negatief beïnvloedt. Dit dient door de ontwerper te worden nagegaan. Bovenstaande methode is niet van toepassing op schermen waar geen eisen aan de sterkte worden gesteld.

In het *Achtergrondrapport OI2014v4 [RWS, 2016]* wordt ingegaan op de bepaling van de additionele veiligheidsfactor op de snedekrachten.

7 Bekledingen

7.1 Steenzettingen

De kalibratie van veiligheidsfactoren voor steenzettingen binnen het WBI2017 resulteert in veiligheidsfactoren van circa 0,9-1,1 voor beoordelingsdoeleinden. Voor steenbekledingen is geen normafhankelijke formule voor de veiligheidsfactor afgeleid. De veiligheidsfactoren van 0,9-1,1 zijn afgeregeld op een lengte-effectfactor $N = 4$ en een faalkansruimtefactor $\omega = 0,03$.

Bij de *beoordeling* varieert deze factor al naar gelang de aanwezigheid van reststerkte. Welke veiligheidsfactor en welke omgang met reststerkte optimaal is bij het *ontwerp* van een bekleding (of algemener: een constructie) is een economisch vraagstuk. Wanneer eenmaal is besloten tot de vervanging van een bekleding, dan zijn de meerkosten van een iets zwaardere bekleding vaak gering. Het is dan on-economisch om bij het ontwerp uit te gaan van de minimale (UGT) eisen en bijvoorbeeld een relatief grote kans op schade te aanvaarden. Dit is een duidelijk verschil met de *beoordeling* van bestaande keringen.

Gelet op het bovenstaande wordt geadviseerd om bij het ontwerp van steenzettingen geen rekening te houden met de mogelijk aanwezige reststerkte van de onderlagen en het dijklichaam, tenzij zwaarwegende economische redenen het verstandig maken dat wel te doen. Om de (onzekerheden ten aanzien van) veroudering, verstoppling, slijtage etc. op te kunnen vangen, kan worden overwogen om bij het ontwerp van een iets hogere veiligheidsfactor uit te gaan.

7.2 Asfaltbekledingen (alleen waterbouwasfaltbeton)

Uitgangspunt bij het ontwerp van een bekleding van waterbouwasfaltbeton is dat aan het einde van de gekozen ontwerp levensduur de asfaltbekleding voldoet aan de maximaal toelaatbare overstromingskans. Dit wordt gedaan door middel van een semi-probabilistische vermoeiingsberekening met het programma BM-Asfaltgolfklap waarin wordt nagegaan of de sterkte van de asfaltbekleding¹³ tegen golfklappen afdoende is middels een toets aan het volgende criterium:

$$\log(\gamma_m \cdot M_{\max}) < -\gamma_s \quad (7.1)$$

Waarin:

γ_m	Modelfactor voor het faalmechanisme asfaltbekleding golfklap (1,77) (-)
$M_{\max}$	De hoogste berekende waarde voor de vermoeiingsschade in de bekleding ten gevolge van de golfklappen (-)
γ_s	Veiligheidsfactor voor het faalmechanisme asfaltbekleding golfklap (-)

De te hanteren veiligheidsfactor wordt door de module zelf bepaald.

Hierbij dient voor bepaling van de te gebruiken veiligheidsfactor te worden uitgegaan van een variatiecoëfficiënt van de buigtreksterkte van 0,35. Dit is een conservatieve aanname voor de ontwikkeling van de breuksterkteverdeling bij schade door vocht gedurende de levensduur voor kwalitatief goed asfalt. Bij de uitvoering moet veel aandacht zijn voor de kwaliteit van het asfalt (zoals minimalisering holle ruimte percentage), omdat dit zeer bepalend is voor de levensduur. Hiervoor wordt verwe-

¹³ Bij ontwerp moet hierbij worden uitgegaan van de eigenschappen die in de uitvoering gerealiseerd gaan worden

zen naar de *Handreiking Dijkbekledingen, deel 3 Asfaltbekledingen* [RWS-PBZ, 2015].

De faalkanseis per doorsnede $P_{eis,dsn}$ voor falen van de asfaltbekleding door golfklap kan bepaald worden met behulp van formule 1.1. Hierbij kan worden uitgegaan van een faalkansruimtefactor ω van 0,01 [WBI-I, 2015]. De lengte-effectfactor N kan worden bepaald met behulp van formule 1.2, waarbij de parameter a de fractie van het dijktraject is waarover een asfaltbekleding aanwezig is en voor parameter b een waarde van 1000 m kan worden aangehouden.

Let op: de hydraulische belastingen dienen te worden afgeleid bij de maximaal toelaatbare overstromingskans.

De representatieve waarde van de buigtreksterkte kan worden voorspeld met het levensduurmodel voor asfaltbekledingen BM-Asfaltgolfklap. Toetsregels en levensduurmodel zijn beschreven in [WBI-I, 2016] en de Schematiseringshandleiding asfaltbekleding [WBI-I, 2015].

7.3

Grasbekledingen

In versie 3 van het OI2014 was een conservatieve methode opgenomen om het niveau van de overgang van een harde bekleding (steen, asfalt) naar grasbekleding te bepalen. In de afgelopen periode is een procedure ontwikkeld om dit niveau zuiver te kunnen bepalen.

Het niveau vanaf waar een grasbekleding volstaat kan bepaald worden conform de procedure uit [Klein Breteler, 2016]. Deze procedure luidt als volgt:

- Beoordeel met het rekenmodel BM Gras Buitentalud uit 2016 of het gras golfklappen kan weerstaan bij rekenwaarden van de golfbelasting bij een terugkeertijd die getalsmatig gelijk is aan $P_{eis,dsn}$ op een niveau met overschrijdingskans $P_{eis,dsn}$ minus 1 cm (dus $h_{P_{eis,dsn}} - 1$ cm). Deze rekenwaarden kunnen bepaald worden met de Bekledingen module van het Hydra-model. Als de grasbekleding op dit niveau voldoet en sprake is van een sterkte afhankelijkheid tussen de waterstand en golfhoogte, dan kan gras op het gehele talud worden toegepast, met de kanttekening dat op lagere delen van het talud ook rekening moet worden gehouden met andersoortige belastingen (bijvoorbeeld scheepsgolven). Let op: in situaties waarin de golfhoogte en de waterstand niet sterk gecorreleerd zijn, kan het nodig zijn om ook lagere waterstanden dan die bij $P_{eis,dsn}$ te beschouwen.
- Als gras niet op het hele talud kan worden toegepast, dan kan het minimale niveau van de overgang van de harde bekleding naar gras berekend worden met de volgende formule:

$$Z_{overgang} = \max(h_{P_{eis,dsn}}; Z_{oploop, P_{eis,dsn}}) + Z_{2\%}/10 \quad (7.3)$$

Met:

$Z_{overgang}$ Niveau vanaf waar gras kan worden toegepast op het buitentalud (m+NAP)

$P_{eis,dsn}$ Faalkanseis op doorsnedeniveau voor graserosie (per jaar)

$h_{P_{eis,dsn}}$ Waterstand met een overschrijdingskans die getalsmatig gelijk is aan $P_{eis,dsn}$ (m+NAP)

$Z_{oploop, P_{eis,dsn}}$ Niveau vanaf waar het gras voldoet volgens de formules voor erosie door golfoploop bij randvoorwaarden met overschrijdingskans $P_{eis,dsn}$ (m+NAP).

Let op: soms neemt de golfhoogte met bepaalde overschrijdingskans af bij

stijgende waterstand. In dat geval kan het nodig zijn om ook lagere waterstanden dan die bij $P_{eis,dsn}$ te beschouwen.

$z_{2\%}$ Golfoploophoogte ten opzichte van de waterlijn dat door 2% van de golven wordt overschreden bij waterstand en golfcondities met overschrijdingskansen $P_{eis,dsn}$ (m)

Hierbij wordt $z_{oploop,Peis,dsn}$ bepaald met het grasoploop onderdeel uit de BM Gras Buitentalud uit het WBI-2017 [WBI-II, 2016]. Voor de parameter U_c (kritische stroomsnelheid in de oploophoogte) moet in dit model een waarde van 6,6 m/s (gesloten zode) worden gehanteerd. De waarde van $z_{2\%}$ wordt bepaald met de Hydra-modellen of met het programma PC-Overslag.

De faalkansen op doorsnedeniveau voor graserosie $P_{eis,dsn}$ wordt bepaald volgens:

$$P_{eis,dsn} = \frac{P_{max} \cdot \omega_B \cdot \lambda_1 \cdot \lambda_2}{N} \quad (7.4)$$

Waarin:

ω_B Faalkansruimtefactor voor het faalmechanisme bekledingen (0,10) (-)
 P_{max} Maximaal toelaatbare overstromingskansen van het dijktraject (per jaar)
 λ_1 Deel faalkansruimte bekledingen bestemd voor grasbekledingen (0,5) (-)
 λ_2 Deel faalkansruimte grasbekledingen bestemd voor falen grasbekleding door graserosie (0,9) (-)
 N Lengte-effectfactor voor faalmechanisme overslag en overloop (zie Bijlage A) (-)

De factoren λ_1 en λ_2 zijn overgenomen uit de standaardfaalkansbegroting zoals die in toetslaag 2 binnen het WBI wordt gehanteerd. Bij een N-waarde van 3 geldt dan $P_{eis,dsn} = 0,015 P_{max}$. De verschillende faalkansruimtefactoren voor bekledingen tellen overigens op tot een waarde die groter is dan 1 omdat het onwaarschijnlijk is dat elk faalmechanisme en elk bekledingstype gelijktijdig van belang is.

Stel de maximaal toelaatbare overstromingskansen van een dijktraject langs de kust is 1/10.000 per jaar. Stel verder $N=3$, dan is de maximaal toelaatbare faalkans van graserosie in de beschouwde doorsnede $P_{eis,dsn} (0,10 \times 0,5 \times 0,9 \times 1/10.000)/3 = 1/670.000$ per jaar. De waterstand $h_{Peis,dsn}$ bij deze (overschrijdings-) kans moet bepaald worden met het vigerende hydra-model.

Voor een nadere uitwerking van de ontwerpmethode wordt verwezen naar *Achtergrondrapport OI2014v4 [RWS, 2016]* en naar [Klein Breteler, 2016]. Bij het ontwerpen van de hoogte van de overgang tussen steenbekleding en grasbekleding wordt uitgegaan van een gesloten zode. Dit betekent dat het beheer van de graszode en het substraat waarop de zode groeit van voldoende kwaliteit moeten zijn.

Uiteraard dient bij de berekende hoogte van de overgang nog rekening gehouden te worden met de onzekerheidstoetslag en toeslagen vanwege klimaatverandering, bodemdaling et cetera gedurende de ontwerplevensduur.

De methode is beproefd voor de watersystemen Waddenzee (inclusief Eems-Dollard), Noordzeekust, Wester- en Oosterschelde en het merengebied. Projecten in de overige watersystemen (het bovenrivieren-, benedenrivieren- en overgangsgebied) kunnen contact opnemen met het Kennisplatform Risicobenadering voor advies omtrent de toe te passen methode. De methode is gevalideerd voor taluds van

1:4 zonder berm met loodrecht invallende golven en een gesloten zode. Naar verwachting is de methode ook toepasbaar voor scheef invallende golven, andere taludhellingen en een open zode. Indien sprake is van een dijkprofiel met een berm dan kan voor ondersteuning contact worden opgenomen met het Kennisplatform Risicobenadering (kpr@rws.nl).

7.4

Beschikbaarheid programmatuur en ondersteuning

De actuele versies van de programma's Steentoets, BM- Asfaltgolfklap en BM Gras-Buitentalud zijn of worden beschikbaar gesteld via de Helpdesk Water. Voor ondersteuning en additionele opmerkingen ten aanzien van de toepassing van deze modellen wordt eveneens verwezen naar de Helpdesk Water.

8 Kunstwerken

De huidige ontwerp- en toetsregels in de Leidraad Kunstwerken [TAW, 2003] zijn reeds gekoppeld aan faalkanseisen. Deze faalkanseisen zijn gerelateerd aan de getalswaarden van de huidige normfrequenties, die zijn opgevat als maximaal toelaatbare overstromingskansen.

8.1 Momenteel wordt gewerkt aan een nieuwe Leidraad Kunstwerken.

Aanbevolen wordt om gebruik te maken van de nieuwe Leidraad Kunstwerken zodra deze beschikbaar is (naar verwachting 2018). Vooruitlopend op de oplevering van de Leidraad Kunstwerken zullen de werkwijzen en informatie over de overstromingskansen bij kunstwerken die nu al geschikt zijn voor de ontwerppraktijk eerder worden vrijgegeven (loop van 2017). Overloop en golfoverslag.

Voor overloop en golfoverslag bij kunstwerken dient te worden uitgegaan van een kritiek overloop/overslagdebiet. Welk overloop-/overslagdebiet kritiek is, is afhankelijk van het ontwerp van de constructie en/of het kombergend vermogen. Voor een nadere beschrijving wordt verwezen naar hoofdstuk 6 van het *Achtergrondrapport OI2014v4* [RWS, 2016]. De overschrijdingskans van het kritieke debiet dient per kunstwerk kleiner te zijn dan:

$$P_{eis,dsn,HT} = \frac{P_{max} \cdot \omega_{HT}}{N_{HT}} \quad (8.1)$$

waarin

$P_{eis,dsn,HT}$	Faalkanseis die voor het individuele kunstwerk aan het faalmechanisme <i>overloop en golfoverslag</i> bij kunstwerken wordt gesteld (per jaar)
P_{max}	Maximaal toelaatbare overstromingskansen van het dijktraject (per jaar)
ω_{HT}	Faalkansruimtefactor voor falen door <i>overloop en golfoverslag</i> (0,24) (-)
N_{HT}	Lengte-effectfactor voor het faalmechanisme <i>overloop en golfoverslag</i> (-)

De aan te houden waarde van N_{HT} is per traject gegeven in Bijlage A. Benadrukt wordt deze dat waarde van N_{HT} geen betrekking heeft op het aantal kunstwerken in het traject maar veeleer te maken heeft met de variabiliteit van de oriëntatie van de keringen in het traject. Dat is bij *betrouwbaarheid sluiting* en *piping* (zie volgende pagina) anders.

De benodigde kruinhoogte wordt als volgt bepaald:

- 1) Indien het Hydra-model dat van toepassing is met een verticale wand kan rekenen, dan kan met het Hydra-model de benodigde kruinhoogte bepaald worden bij het kritieke overslagdebiet en een overschrijdingskans die getalsmatig gelijk is aan $P_{eis,dsn,HT}$. Indien het Hydra-model dat van toepassing

is niet met een verticale wand kan rekenen, dan kan een profiel met talud 1:1 worden ingevoerd.¹⁴

- 2) Lees vervolgens de waterstand en golfhoogte af bij het ontwerppunt (illustratiepunt) uit de berekening uit stap 1.
- 3) Pas onzekerheidstoelagen voor het betreffende watersysteem toe op waterstand en golfhoogte + klimaattoeslag voor het betreffende watersysteem behorend bij de planperiode
- 4) Bepaal met deze ontwerpwaterstand en ontwerpgolfhoogte de benodigde kruinhoogte aan de hand van de formules uit de Leidraad Kunstwerken [TAW,2003].

8.2 Betrouwbaarheid sluiting

Voor *betrouwbaarheid sluiting* kan de faalkanseis worden bepaald met de volgende formule:

$$P_{eis,dsn,BS} = \frac{P_{max} \cdot \omega_{BS}}{N_{BS}} \quad (8.2)$$

waarin

- $P_{eis,dsn,BS}$ Faalkanseis die voor het individuele kunstwerk aan het faalmechanisme *betrouwbaarheid sluiting* wordt gesteld (per jaar)
- P_{max} Maximaal toelaatbare overstromingskans van het dijktraject (per jaar)
- ω_{BS} Faalkansruimtefactor voor falen door het faalmechanisme *betrouwbaarheid sluiting* (0,04) (-)
- N_{BS} Lengte-effectfactor voor *betrouwbaarheid sluiting* (-)

N_{BS} verschilt in principe voor ieder dijktraject en is afhankelijk van het aantal kunstwerken met een significante bijdrage aan het faalmechanisme *betrouwbaarheid sluiting*. Voor nieuw te ontwerpen of te verbeteren kunstwerken wordt aanbevolen in eerste instantie uit te gaan van het aantal kunstwerken in het dijktraject waar *betrouwbaarheid sluiting* een relevant aspect is met een maximum van $N_{BS} = 10$. Vermoedelijk is dit voor veel dijktrajecten zeer conservatief. Voor een nauwkeurigere inschatting van het lengte-effect kunnen de faalkansen voor *betrouwbaarheid sluiting* van de overige kunstwerken in het traject te worden beschouwd. Onder andere VNK-resultaten kunnen hiervoor gebruikt worden. Tevens moet bij het vaststellen van de N-waarde voldoende marge worden aangehouden om toekomstige veranderingen binnen het traject op te kunnen vangen, zoals de aanleg van meer kunstwerken in het traject.

Indien de beschikbare faalkansruimte voor het nieuw te ontwerpen kunstwerk te klein is, dan zijn de opties als volgt:

1. de faalkansbegroting aanpassen, zodat de faalkansruimtefactor voor niet-sluiten groter wordt.
2. extra faalkansruimte creëren door verbetermaatregelen bij de overige kunstwerken in het dijktraject. Hierbij wordt opgemerkt dat dit, afhankelijk van de situatie, niet altijd fysieke maatregelen behoeven te zijn. Ook verbetering van organisatorische aspecten kan leiden tot een kleinere faalkans van de sluitingsoperatie of tot een grotere kans op herstel van een falende sluiting.

¹⁴ Op korte termijn wordt een nieuwe versie van Hydra-NL uitgebracht waarin de verticale wand module is opgenomen

Voor het bepalen van de betrouwbaarheid sluiting is de overschrijdingskans van het open keerpeil (OKP) van belang. Het open keerpeil bevindt zich vaak in het hoogfrequente bereik van de waterstandstatistiek. Voor de bepaling van de bijbehorende hydraulische randvoorwaarden wordt verwezen naar het KPR-factsheet *Bepaling (hoogfrequente) HR voor betrouwbaarheid sluiten*.

8.3 Piping

Voor piping (onder- en achterloopsheid) kan voor kwelwegen met verticale delen gebruik worden gemaakt van de formules van Lane en heave zoals die staan beschreven in het Technisch rapport Zandmeevoerende wellen. In de modellen van Lane en heave wordt geen gebruik gemaakt van een veiligheidsfactor die afhankelijk is van de normspecificatie. De ontwerpwaterstand die moet worden gehanteerd is de waterstand met een overschrijdingsfrequentie die gelijk is aan de maximaal toelaatbare faalkans.

Voor situaties met een zuiver horizontale kwelweg zijn de modellen van Bligh en Sellmeijer beschikbaar. Voor situaties waarin sprake is van horizontale grondwaterstroming in één richting (dus géén onder- en achterloopsheidschermen) moet de methode van Sellmeijer toegepast worden. In de overige gevallen mag het model van Bligh worden toegepast. Bij gebruik van het model van Bligh is geen sprake van een veiligheidsfactor die afhankelijk is van de normspecificatie, bij gebruik van het model van Sellmeijer wel. Wanneer het model van Sellmeijer wordt gebruikt dan kan gebruik worden gemaakt van de regels die ook bij dijken worden toegepast (zie hoofdstuk 4). De faalkanseis volgt dan uit:

$$P_{eis,dsn,Plkw} = \frac{P_{max} \cdot \omega_{Plkw}}{N_{Plkw}} \quad (8.3)$$

waarin

$P_{eis,dsn,Plkw}$	Faalkanseis die voor het individuele kunstwerk aan het faalmechanisme <i>piping</i> wordt gesteld (per jaar)
P_{max}	Maximaal toelaatbare overstromingskans van het dijktraject (per jaar)
ω_{Plkw}	Faalkansruimtefactor voor falen door het faalmechanisme <i>piping</i> bij kunstwerken (0,02) (-)
N_{Plkw}	Lengte-effectfactor voor <i>piping</i> bij kunstwerken (-)

N_{Plkw} verschilt in principe voor ieder dijktraject en is afhankelijk van het aantal kunstwerken met een significante bijdrage aan het faalmechanisme *piping*. Voor nieuw te ontwerpen of te verbeteren kunstwerken wordt aanbevolen in eerste instantie uit te gaan van het aantal kunstwerken in het dijktraject waar *piping* een relevant aspect is, met een maximum van $N_{Plkw} = 10$. Voor een nauwkeurigere inschatting van het lengte-effect kunnen de faalkansen voor *piping* van de overige kunstwerken in het traject worden beschouwd. Onder andere VNK-resultaten kunnen hiervoor gebruikt worden. Tevens moet bij het vaststellen van de N-waarde voldoende marge worden aangehouden om toekomstige veranderingen binnen het traject op te kunnen vangen, zoals de aanleg van meer kunstwerken in het traject.

Indien de beschikbare faalkansruimte voor het nieuw te ontwerpen kunstwerk te klein is, dan zijn de opties als volgt:

1. de faalkansbegroting aanpassen, zodat de faalkansruimtefactor voor piping groter wordt.
2. extra faalkansruimte creëren door verbetermaatregelen bij de overige kunstwerken in het dijktraject.

8.4 Sterkte en stabiliteit

Voor constructief falen worden in het OI2014 géén specifieke ontwerpregels voorgesteld. Verwacht wordt dat een constructief ontwerp op basis van Gevolgklasse 3 uit de Eurocode NEN-EN1990 bij een levensduur van 50 of 100 jaar in de praktijk een voldoende zwaar ontwerp oplevert, ongeacht de normklasse.

NB: het bovenstaande geldt uitsluitend voor het ontwerp van kunstwerken. De betrouwbaarheidseisen uit de NEN-EN1990 zijn niet van toepassing op bestaande kunstwerken. Het gebruik van gevolgklasse 3 uit de NEN-EN1990 voor de beoordeling van bestaande kunstwerken is zeer conservatief.

In de nieuwe Leidraad Kunstwerken wordt de faalkanseis voor constructief falen bij kunstwerken nader uitgewerkt. Aanbevolen wordt om gebruik te maken van deze werkwijze zodra deze beschikbaar is.

Voor het berekenen van de krachten die op constructies worden uitgevoerd door waterstand en golven zijn hydraulische randvoorwaarden nodig. Vooralsnog ontbreekt het aan geschikte, breed in Nederland toepasbare belastingmodellen om deze hydraulische randvoorwaarden mee af te leiden. Dat was overigens ook binnen de overschrijdingskansbenadering al zo. Voor de bepaling van de benodigde hydraulische randvoorwaarde is een mogelijke werkwijze opgenomen in het KPR-factsheet *Overschrijdingskans van de ontwerpbelasting*.

9 Optimalisatiemogelijkheden

Optimalisatie van het ontwerp is op diverse aspecten mogelijk. De meeste winst is doorgaans te behalen in optimalisatie van de schematisatie en het doorvoeren van fysieke ontwerp aanpassingen. Denk hierbij aan het aanpassen van de profielvorm (talud, berm), ruwheid buitentalud en kritieke overslagdebiet voor hoogte, het nauwkeuriger schematiseren van waterspanningen en freatische lijn (bijvoorbeeld door meenemen van tijdsafhankelijkheid) bij macrostabiliteit, nauwkeuriger inschatten van doorlatendheid, d_{70} en stijghoogte onder de afdekkende laag (bijvoorbeeld door meenemen van tijdsafhankelijkheid) bij piping.

Daarnaast kan (vaak in mindere mate) geoptimaliseerd worden door de basisuitgangspunten van het ontwerp aan te passen. In dit hoofdstuk worden uit deze categorie de volgende optimalisatiemogelijkheden beschouwd:

- Aanpassen van de faalkansbegroting uit tabel 1.
- Aanpassen van de mechanismegevoelige lengte.
- Partieel versterken.

Tot slot wordt in dit hoofdstuk kort ingegaan op het aanpassen van het kritieke overslagdebiet.

9.1 Aanpassen van de faalkansbegroting

Het ontwerpproces is een iteratief proces waarbij continu keuzes worden gemaakt en uitgangspunten vast- en bijgesteld. De eerste (ontwerp) berekeningen worden uitgevoerd met startwaarden voor onder andere de faalkansbegroting. Op basis van analyse van de resultaten kan de faalkansbegroting worden aangepast. Afwijken van de faalkansbegroting kan zinvol zijn wanneer:

- Er een ontwerpopgave ligt voor een faalmechanisme met een kleine faalkansruimte, zoals macrostabiliteit. In het algemeen geldt dat het vergroten van de faalkansruimte weinig oplevert indien dit slechts beperkt plaatsvindt. Significante winst in het ontwerp kan worden geboekt als de faalkansruimte met circa een factor 5 of meer vergroot wordt.
- Het ruimtebeslag van een goedkope verbetermaatregel (in grond) net te groot is, bijvoorbeeld ter plaatse van een bijzonder object. Met een iets andere faalkansverdeling kan dan mogelijk een dure verbetermaatregel worden voorkomen.
- Een mechanisme met verbetermaatregelen wordt uitgesloten (bijvoorbeeld filter, verticaal geotextiel als maatregel tegen piping). De faalkansruimte voor piping kan dan worden benut voor andere mechanismen.

Aanbevolen wordt om de faalkansbegroting pas bij te stellen als het op fenomenologische gronden aannemelijk is dat een bepaald faalmechanisme ergens veel meer/minder relevant is dan in Nederland gebruikelijk is. Het wordt niet aanbevolen de faalkansbegroting aan te passen als:

- De totale investering voor de versterking hierdoor marginaal wordt beïnvloed (bijvoorbeeld bij vervangen van harde bekledingen of kunstwerken). De initiële kosten zijn hier in de meeste gevallen zo groot dat optimalisatie van de faalkansbegroting weinig nut heeft.
- De impact van een versterking op de omgeving weinig wordt beïnvloed (in gunstige zin)
- Slechts een (zeer) klein deel van het traject moet worden versterkt en de onzekerheden in de basisschematisatie groot zijn.

- Andere uitgangspunten (o.a. basisschematisatie, lengte-effect) meer bepalend zijn voor de versterkingsopgave of dimensies van de verbetermaatregel. Deze startwaarden dienen eerst nauwkeuriger te worden vastgesteld waarna kan overwogen de faalkansbegroting bij te stellen.

Uitgebreide probabilistische berekeningen worden voor verkenningsfases niet aanbevolen.

Achtergrondinformatie aangaande de faalkansbegroting is opgenomen in de KPR-factsheet *Faalkansbegroting*.

9.2

Aanpassen van de mechanismegevoelige lengte

Bij de faalmechanismen piping en macrostabiliteit wordt gerekend met een factor a die de fractie van de lengte van het traject voorstelt dat gevoelig is voor het betreffende faalmechanisme. Indien op fenomenologische gronden aanwijzingen zijn dat deze factor a voor een dijktraject te groot is ingeschat kan deze naar beneden bijgesteld worden. Hiertoe moet de werkelijke fractie van de lengte van het dijktraject ingeschat worden waarover het mechanisme van toepassing is. Eventueel vrijvallende faalkansruimte kan vervolgens worden toebedeeld aan één van de andere faalmechanismen. Opgemerkt wordt dat ook het nemen van maatregelen die het fenomeen piping uitsluiten de mechanismegevoelige lengte wordt beïnvloed.

Stel de maximaal toelaatbare overstromingskans van een dijktraject in het bovenrivierengebied met lengte 20 kilometer is 1/10.000 per jaar. Normaliter wordt de volgende faalkanseis op doorsnedeniveau voor piping gehanteerd:

$$N = 1 + a \times L / b = 1 + 0,9 \times 20.000 / 300 = 61$$

$$P_{eis,dsn} = P_{max} \times \omega / N = 1/10.000 \times 0,24 / 61 = 3,93 \cdot 10^{-7} \text{ per jaar}$$

Stel verder dat binnen dit dijktraject piping over een kwart van de lengte op fenomenologische gronden is uit te sluiten. Er zijn dan twee opties:

- 1) Aanpassen van de factor a , waardoor de faalkanseis op doorsnedeniveau voor de rest van het dijktraject soepeler wordt
- 2) Aanpassen van de faalkansruimte ω én de factor a , waarmee de faalkanseis op doorsnedeniveau hetzelfde blijft en vrijkomende faalkansruimte aan andere faalmechanismen kan worden toegekend

Optie 1) De factor a wordt gereduceerd tot $0,75 \times 0,9 = 0,68$. De factor ω blijft ongewijzigd voor de bepaling van de faalkanseis voor piping. De faalkanseis op doorsnedeniveau in het deel van het dijktraject dat wel gevoelig is voor piping wordt dan als volgt bepaald:

$$N = 1 + a \times L / b = 1 + 0,68 \times 20.000 / 300 = 46,33$$

$$P_{eis,dsn} = P_{max} \times \omega / N = 1/10.000 \times 0,24 / 46,33 = 5,18 \cdot 10^{-7} \text{ per jaar}$$

Het is eenvoudig na te gaan dat deze versoepeling van de faalkanseis (van $3,93 \cdot 10^{-7}$ per jaar naar $5,18 \cdot 10^{-7}$ per jaar) nauwelijks consequenties heeft voor de aan te houden veiligheidsfactoren bij het ontwerp. Optie 1) levert dus nauwelijks besparingen op.

Optie 2) De factor a wordt gereduceerd tot $0,75 \times 0,9 = 0,68$ én de factor ω wordt gereduceerd naar $0,75 \times 0,24 = 0,18$. De faalkans op doorsnedeniveau wordt hiermee:

$$N = 1 + a \times L / b = 1 + 0,68 \times 20.000 / 300 = 46,33$$

$$P_{eis,dsn} = P_{max} \times \omega / N = 1/10.000 \times 0,18 / 46,33 = 3,89 \cdot 10^{-7} \text{ per jaar}$$

Hierdoor valt een kwart van de faalkansruimte voor piping vrij ($0,24 - 0,18 = 0,06$). Deze vrijvallende faalkansruimte kan worden toegekend aan een ander faalmechanisme. Door de vrijgevallen faalkansruimte bijvoorbeeld toe te kennen aan macrostabiliteit binnenwaarts, kan daar 2,5 maal zoveel faalkansruimte aan worden toegekend ($\omega = 0,04 + 0,06 = 0,10$). De schadefactor in dit voorbeeld daalt dan voor een gedraineerde analyse van 1,13 naar 1,11. De consequenties voor de aan te houden veiligheidsfactoren bij het ontwerp zijn ook in dit geval dus minimaal.

9.3 Partieel en/of gefaseerd versterken

In het kader van sober en doelmatig versterken kan het goed zijn om bij het vaststellen van de versterkingsopgave meerdere zichtjaren te beschouwen. Dit is ook onderdeel van de LCC-benadering zoals voorgeschreven door het HWBP¹⁵. Met name indien de dijk is afgekeurd op één enkel faalmechanisme kan uit de beschouwing van de optimale ontwerplevensduur blijken dat het voor de overige faalmechanismen nog lang duurt voordat een veiligheidsopgave ontstaat. In dat geval kan het vanuit economisch opzicht optimaal zijn alleen het nu afgekeurde faalmechanisme te versterken en de andere faalmechanismen vooralsnog niet mee te nemen.

Op deze manier kan bij grote projecten snel (want minder ingrijpende maatregel) een groot deel van de veiligheidsopgave worden ingevuld. In een later stadium kunnen dan aanvullende maatregelen worden genomen. Tevens kan worden afgewacht hoe de klimaatverandering zich in de toekomst voltrekt. Daardoor zouden de totale kosten lager kunnen uitvallen.

Stel een dijktraject heeft een veiligheidsopgave voor het faalmechanisme bekleding en de voorgenomen ontwerplevensduur is 50 jaar. Dan kan het zo zijn dat voor de faalmechanismen overloop en overslag en piping verwacht wordt dat over 30 respectievelijk 40 jaar pas niet meer aan de veiligheidsnorm wordt voldaan. In dat geval is het economisch optimaal nu alleen de bekleding aan te pakken en de versterking van de overige faalmechanismen uit te stellen (en eventueel de gekozen levensduur van de bekleding in het licht van deze keuze te beschouwen).

9.4 Aanpassen van het kritieke overslagdebiet

De in tabel 5 genoemde waarden zijn géén maximum-waarden. Als een groter overslagdebiet kan worden toegestaan zonder dat de kering faalt of het kombergend vermogen wordt overschreden, dan mag ook een groter overslagdebiet worden gehanteerd dan in tabel 5 staat vermeld. Wel wordt opgemerkt dat de grootste winst te behalen is door van 0,1 of 1 l/s/m naar 5 of 10 l/s/m te gaan. Een stap van 10 l/s/m naar 20 l/s/m levert doorgaans een relatief klein voordeel op ten opzichte van een stap van 1 naar 10 l/s/m.

Benadrukt wordt dat andere ontwerpvariabelen een minstens zo grote invloed hebben op de vereiste kruinhoogte, zoals de taludhelling, ligging van de berm en de ruwheid van het buitentalud.

¹⁵ Voor meer informatie wordt verwezen naar de documenten *Factsheet HWBP LCC in dijkversterking* en *Eindrapport-LCC-HWBP*, beide te vinden op de HWBP-website

10 Overige faalmechanismen

In dit hoofdstuk wordt kort ingegaan op de faalmechanismen *microstabiliteit* en *zettingsvloeiing*.

Microstabiliteit

Voor microstabiliteit wordt aanbevolen te ontwerpen conform [WBI-II, 2015]; verwacht wordt dat dit een voldoende veilig ontwerp oplevert. Voor de rekenwaarde van de buitenwaterstand kan dezelfde waterstand worden aangehouden als bij de overige geotechnische faalmechanismen, namelijk de waterstand met een overschrijdingskans die getalsmatig gelijk is aan de maximaal toelaatbare overstromingskans per dijktraject.

Zettingsvloeiing

De beoordelingscriteria voor zettingsvloeiing in WBI bevatten criteria voor onbeschermde onderwatertaluds. Maatregelen om zettingsvloeiing tegen te gaan bestaan (vrijwel altijd) uit het aanbrengen van een bescherming op het onderwatertalud. De criteria die zijn ontwikkeld in het WBI zijn dus niet toepasbaar bij ontwerpen. De criteria in het WBI zijn wel bruikbaar om na te gaan of maatregelen tegen zettingsvloeiing nodig zijn. Zie hiervoor [WBI-I, 2016] en [WBI-II, 2015].

Als blijkt dat de kans op een zettingsvloeiing te groot is of wordt, dan moeten maatregelen ontworpen worden. In het *Achtergrondrapport OI2014v4 [RWS, 2016]* is een overzicht opgenomen van mogelijke maatregelen met bijbehorende voor- en nadelen, inclusief referenties.

Literatuur

- [Deltares, 2010]
Technisch Rapport Analyse Macrostabieliteit Dijken met de Eindige Elementen Methode, rapportage 1202121-012-GEO-0005, Deltares, Delft, december 2010.
- [Deltares, 2011]
Deltascenario's: Verkenning van mogelijke fysieke en sociaaleconomische ontwikkelingen in de 21ste eeuw op basis van KNMI'06 en WLO-scenario's, voor gebruik in Deltaprogramma 2011-2012. Projectnr. 1204151.002, Deltares, Delft, 2011.
- [Deltares, 2012]
Onderzoeksrapport Zandmeevoerende wellen, kenmerk 1202123-003-GEO-0002, Deltares, Delft, 2012
- [Deltares-I, 2013]
Ontwerp zelfstandig waterkerende constructies (type I) dijkversterking KIS, kenmerk 1205887-014-GEO-0002-jvm, versie 2 definitief, jan 2013;
- [Deltares-II, 2013]
Ontwerp stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen (groene versie, incl. wijzigingen juni 2014) – Ontwerprichtlijn voor WSRL. Deltares, kenmerk 1205887-000-GEO-0016, 13 maart 2013.
- [Deltares, 2014]
Werkwijze bepaling hydraulische ontwerprandvoorwaarden. Ten behoeve van HWBP 2014 projecten. Deltares rapport 1208992-000-HYE-0008-v1-r- Werkwijze bepaling hydraulische ontwerprandvoorwaarden.
- [Deltares, 2015]
Addendum Ontwerprichtlijn Stabiliteitsschermen, Deltares, kenmerk 1203849-080-GEO-0008, 3 maart 2015.
- [ENW, 2007]
Addendum bij het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies, Expertise Netwerk Waterkeren, Ministerie van Verkeer & Waterstaat, Den Haag, juli 2007.
- [ENW, 2012]
Technisch Rapport Grondmechanisch schematiseren bij Dijken, Expertise Netwerk Waterkeren, oktober 2012
- [HWBP, 2014]
Handreiking Verkenningen, Hoogwaterbeschermingsprogramma, Den Haag, februari 2014.
- HWBP, 2015. *Vragen en antwoorden betreffende nieuwe normering en ontwerpen in HWBP-projecten*. H. Knoeff en K. Heijn, juni 2015.
- [Van Duinen, 2014]
Van Duinen, *Modelonzekerheidsfactoren Spencer-Van der Meij model en ongedraaide schuifsterkte*, kenmerk 1207808-001-GEO-0005, Deltares, Delft, 2014.

[Klein Breteler, 2016]

Ontwerpmethode voor niveau van overgang van harde dijkbekleding naar gras
Klein Breteler, M. et al, Deltares rapport 1221197-000-HYE-0013, Deltares, Delft, 2016

[KNMI, 2006]

KNMI Climate Change Scenarios 2006 for the Netherlands, KNMI Scientific Report
WR 2006-01, KNMI, De Bilt, 2006

[RWS, 2012]

Handreiking Toetsen Grasbekledingen op Dijken t.b.v. het opstellen van het beheerdersoordeel (BO) in de verlengde derde toetsronde, Rijkswaterstaat, 2012

[RWS, 2016]

Rijkswaterstaat, *Achtergrondrapport OI2014v4* Deltares, Rijkswaterstaat WVL, Projectbureau VNK2, STOWA, KPR, Lelystad, 2016.

[RWS-PBZ, 2015]

Handreiking Dijkbekledingen, deel 3 Asfaltbekledingen
Rijkswaterstaat/Projectbureau Zeeweringen, 2015

[STOWA, 2010]

Stichting Toegepast Onderzoek Waterbeheer, *State of the art asfaltdijkbekledingen*, rapportage 2010-W06, STOWA, Amersfoort, 2010.

[TAW, 1999]

Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, *Technisch Rapport Zandmeevoerende wellen*, Rijkswaterstaat, maart 1999.

[TAW, 2001]

Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, *Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies*, Rijkswaterstaat, Delft, 2001.

[TAW, 2002]

Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, *Technisch Rapport Asfalt voor Waterkeren*, Rijkswaterstaat, Delft, november 2002.

[TAW, 2003]

Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, *Leidraad Kunstwerken*, Rijkswaterstaat, Delft, mei 2003.

[TAW, 2003a]

Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, *Technisch Rapport Steenzettingen - Ontwerp*, Rijkswaterstaat, december 2003.

[TAW, 2004]

Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, *Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken*, september 2004

[WBI, 2010]

SBW Hervalidatie piping - HP8b Kalibratie van de veiligheidsfactoren, rapportage 1202123-002-GEO-0005, Deltares, Delft, 2010.

[WBI, 2013]

Vaststellen uitgangspunten definitieve kalibratie, WBI 2017, cluster Raamwerk, rapportage 1207803-003-GEO-0003, Deltares, Delft, 9 december 2013.

[WBI, 2014]

WBI2017 Beoordeling macrostabiliteit met ongedraineerd materiaalmodel, Probabilistische analyse en voorlopige veiligheidsfactoren, kenmerk 1207808-001-GEO-0004-jvm, Deltares, Delft, 2014.

[WBI-I, 2015]

Schematiseringshandleiding voor toetsing asfaltbekledingen - WBI2017 product 5.31. Deltares, Deltares rapport 1220086-013-HYE-0007-gbh, Delft, 2015

[WBI-II, 2015]

Schematiseringshandleiding voor toetsing microstabiliteit - WBI2017 cluster 2 product 2.3Bv2, Deltares, Deltares rapport 1220083-009-GEO-0001-ydh, Delft, 2015

[WBI-III, 2015]

Schematiseringshandleiding Piping bij dijken, Deltares, Deltares rapport 1220084-006-GEO-0001 versie 02, Delft, 2015

[WBI-IV, 2015]

WTI 2017: Handleiding lokaal schematiseren met WTI-SOS, Deltares, Deltares rapportnummer 1209432-004-GEO-002, 2015

[WBI-V, 2015]

Globale stochastische ondergrondschematisatie (WTI-SOS) voor de primaire waterkeringen, Deltares, Deltares rapport 1209432-003-GEO-006, 2015.

[WBI-I, 2016]

Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017 - Bijlage III Sterkte en veiligheid, Deltares, 22 april 2016, concept

[WBI-II, 2016]

Schematiseringshandleiding voor toetsing grasbekledingen WBI-2017, cluster 5, Product 5.27v3. Deltares, Deltares rapport 1220086-003-HYE-0002-gbh. Deltares, Delft, 2016

[WBI-III, 2016]

WTI 2017: Cluster C, piping failure mechanism, Derivation of the semiprobabilistic safety assessment for piping. Deltares, Deltares rapport 1220080-002-ZWS-0006 definitief, 2016

[WBI-IV, 2016]

Derivation of the semi-probabilistic safety assessment rule for inner slope stability - Calibration STBI 2016. Deltares, Deltares rapport 1230086-009, 2016

De verschillende factsheets waar naar wordt verwezen zijn te vinden op de website van het HWBP, deel Kennisplatform Risicobenadering.

Begrippenlijst

Hiervoor wordt verwezen naar de begrippenlijst die in het WBI-2017 is opgesteld.

Bijlagen

Bijlage A: Faalkanseis per dijktraject voor de diverse faalmechanismen op basis van overstromingskansnorm bij faalkansbegroting uit tabel 1

NOOT: de gepresenteerde partiele veiligheidsfactoren voor piping en macrostabiliteit gelden bij de faalkansbegroting zoals beschreven in tabel 1. Uiteraard gelden bij afwijkende faalkansbegrotingen andere factoren. Deze kunnen worden afgeleid aan de hand van de formules in de hoofdstukken 4 (Piping) en 5 (Macrostabiliteit).

Factoren per dijktraject behorend bij OI2014v4

Dijktraject	Lengte [km]	Onderdeel van dijkkring	Signaleringswaarde [1/jaar]	Max. toel. faalkans [1/jaar]	Hoogte		Piping				Macrostabiliteit			
					N _{HT} [-]	Faalkanseis Hoogte [1/jaar]	β _{eis,dsn} [-]	V _{plp} [-]	V _{vp} [-]	V _{ve} [-]	β _{eis,dsn} [-]	V _{n, M-C*} [-]	V _{n, CSSM*} [-]	
1-1	9,2	Schiermonnikoog (1)	1/ 1000	1/ 1.000	1	1/ 4.170	2,40E-04	4,13	1,27	1,39	1,06	4,39	1,05	1,07
1-2	3,9	Schiermonnikoog (1)	1/ 1.000	1/ 1.000	2	1/ 8.330	1,20E-04	3,95	1,19	1,28	0,98	4,24	1,03	1,05
2-1	20,3	Ameland (2)	1/ 1.000	1/ 300	Duin	0 n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
2-2	16,5	Ameland (2)	1/ 1.000	1/ 1.000	2	1/ 8.330	1,20E-04	4,26	1,33	1,48	1,13	4,50	1,07	1,09
3-1	15,8	Terschelling (3)	1/ 3.000	1/ 3.000	Duin	0 n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
3-2	13,9	Terschelling (3)	1/ 1.000	1/ 1.000	2	1/ 8.330	1,20E-04	4,22	1,31	1,45	1,11	4,47	1,06	1,08
4-1	7,4	Vlieland (4)	1/ 300	1/ 300	Duin	0 n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
4-2	1,0	Vlieland (4)	1/ 1.000	1/ 300	2	1/ 2.500	4,00E-04	3,39	1,14	1,10	0,83	3,77	0,97	0,98
5-1	27,4	Texel (5)	1/ 3.000	1/ 1.000	Duin	0 n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
5-2	27,0	Texel (5)	1/ 3.000	1/ 3.000	2	1/ 25.000	4,00E-05	4,60	1,32	1,59	1,21	4,82	1,11	1,13
6-1	32,6	Friesland en Groningen (6)	1/ 3.000	1/ 1.000	3	1/ 12.500	8,00E-05	4,40	1,40	1,58	1,21	4,64	1,08	1,11
6-2	29,5	Friesland en Groningen (6)	1/ 3.000	1/ 1.000	3	1/ 12.500	8,00E-05	4,38	1,39	1,56	1,20	4,62	1,08	1,10
6-3	42,4	Friesland en Groningen (6)	1/ 3.000	1/ 1.000	3	1/ 12.500	8,00E-05	4,46	1,43	1,62	1,24	4,69	1,09	1,11
6-4	29,0	Friesland en Groningen (6)	1/ 3.000	1/ 1.000	3	1/ 12.500	8,00E-05	4,38	1,39	1,56	1,20	4,61	1,08	1,10
6-5	13,4	Friesland en Groningen (6)	1/ 3.000	1/ 1.000	3	1/ 12.500	8,00E-05	4,21	1,31	1,45	1,10	4,46	1,06	1,08
6-6	46,1	Friesland en Groningen (6)	1/ 3.000	1/ 1.000	3	1/ 12.500	8,00E-05	4,47	1,44	1,63	1,25	4,70	1,09	1,12
6-7	38,6	Friesland en Groningen (6)	1/ 10.000	1/ 3.000	3	1/ 37.500	2,67E-05	4,67	1,35	1,64	1,25	4,89	1,12	1,14
7-1	11,5	Noordoostpolder (7)	1/ 3.000	1/ 1.000	3	1/ 12.500	8,00E-05	4,18	1,29	1,42	1,09	4,43	1,06	1,07
7-2	44,3	Noordoostpolder (7)	1/ 3.000	1/ 1.000	3	1/ 12.500	8,00E-05	4,47	1,44	1,63	1,25	4,70	1,09	1,11
8-1	25,5	Flevoland (8)	1/ 30.000	1/ 10.000	3	1/ 125.000	8,00E-06	4,83	1,25	1,62	1,23	5,05	1,14	1,17
8-2	29,2	Flevoland (8)	1/ 30.000	1/ 10.000	3	1/ 125.000	8,00E-06	4,86	1,27	1,64	1,25	5,07	1,14	1,17
8-3	22,8	Flevoland (8)	1/ 30.000	1/ 10.000	3	1/ 125.000	8,00E-06	4,81	1,24	1,61	1,22	5,03	1,13	1,16
8-4	21,8	Flevoland (8)	1/ 30.000	1/ 10.000	3	1/ 125.000	8,00E-06	4,80	1,24	1,60	1,21	5,02	1,13	1,16
8-5	15,9	Flevoland (8)	1/ 3.000	1/ 1.000	2	1/ 8.330	1,20E-04	4,25	1,33	1,47	1,12	4,49	1,06	1,08
8-6	13,0	Flevoland (8)	1/ 3.000	1/ 1.000	2	1/ 8.330	1,20E-04	4,20	1,30	1,44	1,10	4,46	1,06	1,08
8-7	15,3	Flevoland (8)	1/ 3.000	1/ 1.000	2	1/ 8.330	1,20E-04	4,24	1,32	1,47	1,12	4,49	1,06	1,08
9-1	39,0	Vollenhove (9)	1/ 1.000	1/ 300	2	1/ 2.500	4,00E-04	4,35	1,62	1,71	1,32	4,42	1,05	1,07
9-2	8,1	Vollenhove (9)	1/ 3.000	1/ 1.000	2	1/ 8.330	1,20E-04	4,10	1,26	1,38	1,05	4,37	1,05	1,07
10-1	19,2	Mastenbroek (10)	1/ 3.000	1/ 1.000	2	1/ 8.330	1,20E-04	4,29	1,35	1,50	1,15	4,53	1,07	1,09
10-2	14,2	Mastenbroek (10)	1/ 3.000	1/ 1.000	2	1/ 8.330	1,20E-04	4,22	1,31	1,45	1,11	4,47	1,06	1,08
10-3	14,6	Mastenbroek (10)	1/ 10.000	1/ 3.000	2	1/ 25.000	4,00E-05	4,47	1,26	1,50	1,14	4,71	1,09	1,12
11-1	21,1	Usseldelta (11)	1/ 3.000	1/ 1.000	2	1/ 8.330	1,20E-04	4,31	1,36	1,51	1,16	4,55	1,07	1,09
11-2	24,8	Usseldelta (11)	1/ 3.000	1/ 1.000	2	1/ 8.330	1,20E-04	4,34	1,37	1,54	1,18	4,58	1,08	1,10
11-3	12,9	Usseldelta (11)	1/ 300	1/ 100	2	1/ 830	1,20E-03	3,65	1,48	1,37	1,06	3,93	0,99	1,00
12-1	11,7	Wieringen (12)	1/ 1.000	1/ 1.000	3	1/ 12.500	8,00E-05	4,18	1,29	1,43	1,09	4,44	1,06	1,08
12-2	20,8	Wieringen (12)	1/ 3.000	1/ 1.000	2	1/ 8.330	1,20E-04	4,31	1,35	1,51	1,16	4,55	1,07	1,09
13a-1	12,3	Uburg (13-a)	1/ 300	1/ 100	2	1/ 830	1,20E-03	3,64	1,47	1,36	1,05	3,92	0,99	1,00
13b-1	8,6	Marken (13-b)	1/ 300	1/ 100	2	1/ 830	1,20E-03	3,55	1,42	1,31	1,01	3,85	0,98	0,99
13-1	31,7	Noord-Holland (13)	1/ 3.000	1/ 1.000	Duin	0 n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
13-2	5,7	Noord-Holland (13)	1/ 3.000	1/ 3.000	1	1/ 12.500	8,00E-05	4,28	1,17	1,37	1,04	4,54	1,07	1,09
13-3	19,7	Noord-Holland (13)	1/ 3.000	1/ 1.000	Duin	0 n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
13-4	9,9	Noord-Holland (13)	1/ 3.000	1/ 1.000	1	1/ 4.170	2,40E-04	4,15	1,28	1,40	1,07	4,40	1,05	1,07
13-5	10,3	Noord-Holland (13)	1/ 3.000	1/ 1.000	2	1/ 8.330	1,20E-04	4,15	1,28	1,41	1,08	4,41	1,05	1,07
13-6	26,4	Noord-Holland (13)	1/ 3.000	1/ 1.000	2	1/ 8.330	1,20E-04	4,36	1,38	1,55	1,18	4,59	1,08	1,10
13-7	29,6	Noord-Holland (13)	1/ 3.000	1/ 1.000	2	1/ 8.330	1,20E-04	4,38	1,39	1,56	1,20	4,62	1,08	1,10
13-8	11,6	Noord-Holland (13)	1/ 3.000	1/ 1.000	2	1/ 8.330	1,20E-04	4,18	1,29	1,42	1,09	4,43	1,06	1,08
13-9	28,8	Noord-Holland (13)	1/ 3.000	1/ 1.000	2	1/ 8.330	1,20E-04	4,37	1,39	1,56	1,20	4,61	1,08	1,10
14-1	20,5	Zuid-Holland (14)	1/ 30.000	1/ 10.000	2	1/ 83.330	1,20E-05	4,79	1,24	1,59	1,21	5,01	1,13	1,16
14-2	19,8	Zuid-Holland (14)	1/ 100.000	1/ 30.000	2	1/ 250.000	4,00E-06	5,00	1,19	1,63	1,23	5,21	1,16	1,19
14-3	16,5	Zuid-Holland (14)	1/ 10.000	1/ 10.000	2	1/ 83.330	1,20E-05	4,75	1,22	1,56	1,18	4,97	1,13	1,16
14-4	4,4	Zuid-Holland (14)	1/ 10.000	1/ 3.000	1	1/ 12.500	8,00E-05	4,23	1,15	1,34	1,02	4,50	1,06	1,08
14-5	17,6	Zuid-Holland (14)	1/ 30.000	1/ 10.000	Duin	0 n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
14-6	5,1	Zuid-Holland (14)	1/ 30.000	1/ 10.000	1	1/ 41.670	2,40E-05	4,52	1,12	1,41	1,06	4,77	1,10	1,13
14-7	11,7	Zuid-Holland (14)	1/ 30.000	1/ 10.000	Duin	0 n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
14-8	2,2	Zuid-Holland (14)	1/ 30.000	1/ 10.000	1	1/ 41.670	2,40E-05	4,37	1,06	1,31	0,99	4,65	1,08	1,11
14-9	5,6	Zuid-Holland (14)	1/ 30.000	1/ 30.000	Duin	0 n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
14-10	30,4	Zuid-Holland (14)	1/ 30.000	1/ 30.000	1	1/ 125.000	8,00E-06	5,08	1,22	1,69	1,28	5,28	1,17	1,20
15-1	23,0	Lopiker- en Krimpenerwaard 1/ 30.000	1/ 10.000	1/ 10.000	1	1/ 41.670	2,40E-05	4,81	1,25	1,61	1,22	5,03	1,13	1,16
15-2	24,4	Lopiker- en Krimpenerwaard 1/ 30.000	1/ 3.000	1/ 3.000	2	1/ 25.000	4,00E-05	4,57	1,31	1,57	1,20	4,80	1,10	1,13
15-3	19,2	Lopiker- en Krimpenerwaard 1/ 10.000	1/ 3.000	1/ 3.000	2	1/ 25.000	4,00E-05	4,53	1,28	1,54	1,17	4,76	1,10	1,12
16-1	15,1	Alblasserwaard en de Vijfde 1/ 100.000	1/ 30.000	1/ 30.000	1	1/ 125.000	8,00E-06	4,95	1,17	1,59	1,20	5,16	1,15	1,18
16-2	31,0	Alblasserwaard en de Vijfde 1/ 30.000	1/ 10.000	1/ 10.000	2	1/ 83.330	1,20E-05	4,87	1,27	1,65	1,25	5,08	1,14	1,17
16-3	19,9	Alblasserwaard en de Vijfde 1/ 30.000	1/ 10.000	1/ 10.000	1	1/ 41.670	2,40E-05	4,78	1,23	1,59	1,20	5,00	1,13	1,16
16-4	19,6	Alblasserwaard en de Vijfde 1/ 30.000	1/ 10.000	1/ 10.000	1	1/ 41.670	2,40E-05	4,78	1,23	1,58	1,20	5,00	1,13	1,16
16-5	24,8	Alblasserwaard en de Vijfde 1/ 10	1/ 10	1/ 10	1	1/ 40	2,40E-02	3,19	n.t.b.	n.t.b.	n.t.b.	3,50	0,94	0,94
17-1	26,8	Usselmonde (17)	1/ 3.000	1/ 1.000	2	1/ 8.330	1,20E-04	4,36	1,38	1,55	1,19	4,60	1,08	1,10
17-2	26,6	Usselmonde (17)	1/ 3.000	1/ 1.000	2	1/ 8.330	1,20E-04	4,36	1,38	1,55	1,19	4,60	1,08	1,10
17-3	9,4	Usselmonde (17)	1/ 100.000	1/ 30.000	2	1/ 250.000	4,00E-06	4,86	1,13	1,53	1,15	5,08	1,14	1,17
18-1	5,2	Pernis (18)	1/ 10.000	1/ 3.000	2	1/ 25.000	4,00E-05	4,26	1,17	1,36	1,03	4,53	1,07	1,09
19-1	8,1	Rozenburg (19)	1/ 100.000	1/ 30.000	2	1/ 250.000	4,00E-06	4,83	1,12	1,51	1,14	5,06	1,14	1,17
20-1	16,0	Voorne-Putten (20)	1/ 30.000	1/ 10.000	Duin	0 n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
20-2	13,0	Voorne-Putten (20)	1/ 10.000	1/ 10.000	2	1/ 83.330	1,20E-05	4,70	1,20	1,53	1,16	4,93	1,12	1,15
20-3	21,9	Voorne-Putten (20)	1/ 30.000	1/ 10.000	2	1/ 83.330	1,20E-05	4,80	1,24	1,60	1,21	5,02	1,13	1,16
20-4	19,8	Voorne-Putten (20)	1/ 1.000	1/ 300	2	1/ 2.500	4,00E-04	4,02	1,43	1,47	1,13	4,28	1,04	1,05
21-1	30,2	Hoekse Waard (21)	1/ 3.000	1/ 1.000	2	1/ 8.330	1,20E-04	4,38	1,39	1,57	1,20	4,62	1,08	1,10
21-2	40,3	Hoekse Waard (21)	1/ 300	1/ 100	2	1/ 830	1,20E-03	3,92	1,63	1,56	1,21	4,18	1,02	1,04
22-1	17,5	Eiland van Dordrecht (22)	1/ 3.000	1/ 1.000	2	1/ 8.330	1,20E-04	4,27	1,34	1,48	1,14	4,51	1,07	1,09
22-2	20,6	Eiland van Dordrecht (22)	1/ 10.000	1/ 3.000	2	1/ 25.000	4,00E							

Factoren per dijktraject behorend bij OI2014v4

Dijktraject	Lengte [km]	Onderdeel van dijkkring	Signaleringswaarde [1/jaar]	Max. toel. faalkans [1/jaar]	Hoogte		Piping				Macrostabiliteit		
					N _{HT} [-]	Faalkanseis Hoogte [1/jaar]	β _{eis,dm} [-]	Y _{dip} [-]	Y _{up} [-]	Y _{wa} [-]	β _{eis,dm} [-]	Y _{n,M-c*} [-]	
25-3	19,7	Goeree-Overflakkee (25)	1/ 300	1/ 100	2	1/ 830	1,20E-03	3,75	1,53	1,44	1,11	4,02	1,00
25-4	32,5	Goeree-Overflakkee (25)	1/ 300	1/ 300	2	1/ 2.500	4,00E-04	4,13	1,49	1,54	1,19	4,38	1,05
26-1	17,3	Schouwen Duiveland (26)	1/ 3.000	1/ 1.000	Duin	0 n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
26-2	20,7	Schouwen Duiveland (26)	1/ 3.000	1/ 1.000	2	1/ 8.330	1,20E-04	4,30	1,35	1,51	1,16	4,55	1,07
26-3	21,9	Schouwen Duiveland (26)	1/ 10.000	1/ 3.000	2	1/ 25.000	4,00E-05	4,55	1,30	1,55	1,19	4,78	1,10
26-4	25,2	Schouwen Duiveland (26)	1/ 1.000	1/ 1.000	2	1/ 8.330	1,20E-04	4,35	1,37	1,54	1,18	4,59	1,08
27-1	16,2	Tholen en St. Philipsland (27)	1/ 3.000	1/ 3.000	2	1/ 25.000	4,00E-05	4,49	1,27	1,51	1,15	4,73	1,09
27-2	36,9	Tholen en St. Philipsland (27)	1/ 10.000	1/ 10.000	2	1/ 83.330	1,20E-05	4,90	1,29	1,68	1,27	5,11	1,14
27-3	16,0	Tholen en St. Philipsland (27)	1/ 3.000	1/ 1.000	2	1/ 8.330	1,20E-04	4,25	1,33	1,47	1,13	4,50	1,06
27-4	4,6	Tholen en St. Philipsland (27)	1/ 1.000	1/ 300	2	1/ 2.500	4,00E-04	3,69	1,27	1,26	0,96	3,99	1,00
28-1	23,9	Noord-Beveland (28)	1/ 1.000	1/ 300	2	1/ 2.500	4,00E-04	4,06	1,46	1,49	1,15	4,32	1,04
29-1	21,8	Walcheren (29)	1/ 3.000	1/ 1.000	Duin	0 n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
29-2	17,1	Walcheren (29)	1/ 10.000	1/ 3.000	2	1/ 8.330	1,20E-04	4,50	1,27	1,52	1,16	4,74	1,10
29-3	7,1	Walcheren (29)	1/ 100.000	1/ 30.000	2	1/ 250.000	4,00E-06	4,81	1,11	1,49	1,12	5,04	1,14
29-4	12,5	Walcheren (29)	1/ 1.000	1/ 1.000	2	1/ 8.330	1,20E-04	4,20	1,30	1,44	1,10	4,45	1,06
30-1	22,6	Zuid-Beveland west (30)	1/ 3.000	1/ 1.000	2	1/ 8.330	1,20E-04	4,32	1,36	1,52	1,17	4,56	1,07
30-2	4,5	Zuid-Beveland west (30)	1/ 100.000	1/ 100.000	2	1/ 833.330	1,20E-06	4,97	1,04	1,49	1,12	5,20	1,16
30-3	27,5	Zuid-Beveland west (30)	1/ 3.000	1/ 1.000	2	1/ 8.330	1,20E-04	4,36	1,38	1,55	1,19	4,60	1,08
30-4	2,1	Zuid-Beveland west (30)	1/ 1.000.000	1/ 1.000.000	2	1/ 8.333.330	1,20E-07	5,28	0,95	1,51	1,12	5,52	1,20
31-1	19,3	Zuid-Beveland oost (31)	1/ 30.000	1/ 10.000	2	1/ 83.330	1,20E-05	4,78	1,23	1,58	1,20	5,00	1,13
31-2	28,6	Zuid-Beveland oost (31)	1/ 10.000	1/ 3.000	2	1/ 25.000	4,00E-05	4,61	1,32	1,59	1,22	4,83	1,11
31-3	4,7	Zuid-Beveland oost (31)	1/ 300	1/ 100	2	1/ 830	1,20E-03	3,40	1,35	1,23	0,94	3,72	0,96
32-1	20,8	Zeeuwisch Vlaanderen (32)	1/ 1.000	1/ 300	2	1/ 2.500	4,00E-04	4,03	1,44	1,47	1,13	4,29	1,04
32-2	11,6	Zeeuwisch Vlaanderen (32)	1/ 1.000	1/ 300	2	1/ 2.500	4,00E-04	3,90	1,37	1,39	1,06	4,17	1,02
32-3	15,3	Zeeuwisch Vlaanderen (32)	1/ 3.000	1/ 1.000	2	1/ 8.330	1,20E-04	4,24	1,32	1,46	1,12	4,49	1,06
32-4	37,9	Zeeuwisch Vlaanderen (32)	1/ 3.000	1/ 1.000	2	1/ 8.330	1,20E-04	4,43	1,42	1,60	1,23	4,67	1,09
33-1	7,4	Kreekrakpolder (33)	1/ 300	1/ 100	2	1/ 830	1,20E-03	3,51	1,40	1,29	0,99	3,81	0,98
34-1	24,4	West-Brabant (34)	1/ 1.000	1/ 300	2	1/ 2.500	4,00E-04	4,07	1,46	1,50	1,15	4,32	1,04
34-2	23,0	West-Brabant (34)	1/ 1.000	1/ 300	2	1/ 2.500	4,00E-04	4,05	1,45	1,49	1,15	4,31	1,04
34-3	4,6	West-Brabant (34)	1/ 3.000	1/ 1.000	2	1/ 8.330	1,20E-04	3,99	1,20	1,30	0,99	4,27	1,03
34-4	10,3	West-Brabant (34)	1/ 1.000	1/ 300	2	1/ 2.500	4,00E-04	3,87	1,36	1,37	1,05	4,14	1,02
34-5	31,2	West-Brabant (34)	1/ 300	1/ 100	2	1/ 830	1,20E-03	3,86	1,60	1,51	1,18	4,13	1,02
34a-1	9,9	Geertruidenberg (34-a)	1/ 3.000	1/ 1.000	2	1/ 8.330	1,20E-04	4,15	1,28	1,40	1,07	4,40	1,05
35-1	13,8	Donge (35)	1/ 10.000	1/ 3.000	2	1/ 25.000	4,00E-05	4,46	1,25	1,49	1,13	4,70	1,09
35-2	14,7	Donge (35)	1/ 3.000	1/ 1.000	2	1/ 8.330	1,20E-04	4,23	1,32	1,46	1,12	4,48	1,06
36-1	17,7	Land van Heusden/de Maas (1)	1/ 10.000	1/ 3.000	1	1/ 12.500	8,00E-05	4,67	1,36	1,64	1,26	4,74	1,10
36-2	21,0	Land van Heusden/de Maas (1)	1/ 30.000	1/ 10.000	1	1/ 41.670	2,40E-05	4,95	1,31	1,71	1,30	5,01	1,13
36-3	26,6	Land van Heusden/de Maas (1)	1/ 30.000	1/ 10.000	1	1/ 41.670	2,40E-05	4,99	1,33	1,75	1,33	5,05	1,14
36-4	20,0	Land van Heusden/de Maas (1)	1/ 10.000	1/ 3.000	1	1/ 12.500	8,00E-05	4,70	1,37	1,66	1,27	4,77	1,10
36-5	17,0	Land van Heusden/de Maas (1)	1/ 10.000	1/ 3.000	1	1/ 12.500	8,00E-05	4,67	1,35	1,64	1,25	4,74	1,10
36a-1	4,4	Keent (36-a)	1/ 3.000	1/ 1.000	1	1/ 4.170	2,40E-04	4,15	1,28	1,40	1,07	4,26	1,03
37-1	5,0	Nederhemert (37)	1/ 10.000	1/ 3.000	1	1/ 12.500	8,00E-05	4,42	1,23	1,46	1,11	4,52	1,07
38-1	28,8	Bommelerwaard (38)	1/ 30.000	1/ 10.000	1	1/ 41.670	2,40E-05	5,01	1,34	1,76	1,34	5,07	1,14
38-2	20,2	Bommelerwaard (38)	1/ 10.000	1/ 3.000	1	1/ 12.500	8,00E-05	4,70	1,37	1,66	1,27	4,77	1,10
39-1	4,7	Alem (39)	1/ 3.000	1/ 3.000	1	1/ 12.500	8,00E-05	4,40	1,23	1,45	1,10	4,51	1,07
40-1	5,3	Heerewaarden (40)	1/ 30.000	1/ 30.000	1	1/ 125.000	8,00E-06	4,90	1,15	1,56	1,18	4,99	1,13
40-2	6,4	Heerewaarden (40)	1/ 10.000	1/ 3.000	1	1/ 12.500	8,00E-05	4,47	1,26	1,49	1,14	4,56	1,07
41-1	12,6	Land van Maas en Waal (41)	1/ 30.000	1/ 10.000	1	1/ 41.670	2,40E-05	4,85	1,26	1,64	1,24	4,92	1,12
41-2	27,6	Land van Maas en Waal (41)	1/ 10.000	1/ 3.000	1	1/ 12.500	8,00E-05	4,76	1,40	1,71	1,31	4,83	1,11
41-3	27,0	Land van Maas en Waal (41)	1/ 3.000	1/ 3.000	1	1/ 12.500	8,00E-05	4,76	1,40	1,71	1,31	4,82	1,11
41-4	20,1	Land van Maas en Waal (41)	1/ 10.000	1/ 3.000	1	1/ 12.500	8,00E-05	4,70	1,37	1,66	1,27	4,77	1,10
42-1	17,4	Ooij en Millingen (42)	1/ 10.000	1/ 3.000	1	1/ 12.500	8,00E-05	4,67	1,36	1,64	1,25	4,74	1,10
43-1	15,9	Betuwe, Tieler- en Culembo (1)	1/ 30.000	1/ 10.000	1	1/ 41.670	2,40E-05	4,89	1,29	1,67	1,27	4,96	1,13
43-2	34,0	Betuwe, Tieler- en Culembo (1)	1/ 10.000	1/ 3.000	1	1/ 12.500	8,00E-05	4,80	1,42	1,75	1,34	4,87	1,11
43-3	25,4	Betuwe, Tieler- en Culembo (1)	1/ 30.000	1/ 10.000	1	1/ 41.670	2,40E-05	4,98	1,33	1,74	1,33	5,05	1,14
43-4	25,8	Betuwe, Tieler- en Culembo (1)	1/ 30.000	1/ 10.000	1	1/ 41.670	2,40E-05	4,99	1,33	1,74	1,33	5,05	1,14
43-5	22,5	Betuwe, Tieler- en Culembo (1)	1/ 30.000	1/ 10.000	1	1/ 41.670	2,40E-05	4,96	1,32	1,72	1,31	5,02	1,13
43-6	46,9	Betuwe, Tieler- en Culembo (1)	1/ 30.000	1/ 10.000	1	1/ 41.670	2,40E-05	5,10	1,39	1,84	1,40	5,16	1,15
44-1	32,4	Kromme Rijn (44)	1/ 30.000	1/ 10.000	1	1/ 41.670	2,40E-05	5,03	1,35	1,78	1,36	5,09	1,14
44-2	26,2	Kromme Rijn (44)	1/ 300	1/ 100	2	1/ 830	1,20E-03	3,82	1,57	1,48	1,15	4,09	1,01
44-3	4,2	Kromme Rijn (44)	1/ 30.000	1/ 10.000	1	1/ 41.670	2,40E-05	4,49	1,10	1,38	1,04	4,74	1,10
45-1	5,4	Gelderse Vallei (45)	1/ 100.000	1/ 30.000	1	1/ 125.000	8,00E-06	4,90	1,15	1,56	1,18	5,00	1,13
45-2	28,4	Gelderse Vallei (45)	1/ 300	1/ 100	2	1/ 830	1,20E-03	3,84	1,58	1,50	1,16	4,10	1,01
45-3	4,8	Gelderse Vallei (45)	1/ 300	1/ 100	2	1/ 830	1,20E-03	3,41	1,35	1,23	0,95	3,73	0,96
46-1	7,2	Eempolder (46)	1/ 300	1/ 100	2	1/ 830	1,20E-03	3,51	1,40	1,29	0,99	3,81	0,98
47-1	15,4	Arnhemse- en Velpsebroek	1/ 3.000	1/ 1.000	1	1/ 4.170	2,40E-04	4,41	1,41	1,59	1,22	4,49	1,06
48-1	27,0	Rijn en IJssel (48)	1/ 30.000	1/ 10.000	1	1/ 41.670	2,40E-05	5,00	1,33	1,75	1,33	5,06	1,14
48-2	12,7	Rijn en IJssel (48)	1/ 10.000	1/ 3.000	1	1/ 12.500	8,00E-05	4,61	1,32	1,59	1,22	4,68	1,09
48-3	13,2	Rijn en IJssel (48)	1/ 10.000	1/ 3.000	1	1/ 12.500	8,00E-05	4,61	1,33	1,60	1,22	4,69	1,09
49-1	12,2	IJsselland (49)	1/ 300	1/ 100	1	1/ 420	2,40E-03	3,83	1,58	1,49	1,16	3,92	0,99
49-2	20,8	IJsselland (49)	1/ 10.000	1/ 3.000	1	1/ 12.500	8,00E-05	4,71	1,37	1,67	1,28	4,77	1,10
50-1	5,3	Zutphen (50)	1/ 30.000	1/ 10.000	1	1/ 41.670	2,40E-05	4,68	1,19	1,52	1,15	4,78	1,10
50-2	7,7	Zutphen (50)	1/ 3.000	1/ 1.000	1	1/ 4.170	2,40E-04	4,27	1,34	1,48	1,13	4,36	1,05
51-1	23,7	Gorssel (51)	1/ 1.000	1/ 300	1	1/ 1.250	8,00E-04	4,24	1,56	1,62	1,26	4,31	1,04
52-1	19,9	Oost Veluwe (52)	1/ 3.000	1/ 1.000	1	1/ 4.170	2,40E-04	4,47	1,44	1,63	1,25	4,54	1,07
52-2	24,4	Oost Veluwe (52)	1/ 3.000	1/ 1.000	1	1/ 4.170	2,40E-04	4,51	1,46	1,66	1,28	4,58	1,08
52-3	9,3	Oost Veluwe (52)	1/ 3.000	1/ 1.000	1	1/ 4.170	2,40E-04	4,31	1,35	1,51	1,16	4,39	1,05
52-4	4,5	Oost Veluwe (52)	1/ 3.000	1/ 1.000	1	1/ 4.170	2,40E-04	4,15	1,28	1,41	1,07	4,26	1,03
52a-1	17,9	Veessen-Wapenveld	1/ 3.000	1/ 1.000	1	1/ 4.170	2,40E-04	4,44	1,43	1,61	1,24	4,52	1,07
53-1	17,7	Salland (53)	1/ 3.000	1/ 1.000	1	1/ 4.170	2,40E-04	4,44	1,43	1,61	1,24	4,52	1,07
53-2	28,9	Salland (53)	1/ 10.000	1/ 3.000	1	1/ 12.500	8						

Factoren per dijktraject behorend bij OI2014v4

Dijktraject	Lengte [km]	Onderdeel van dijkkring	Signaleringswaarde [1/jaar]	Max. toel. faalkans [1/jaar]	Hoogte		Piping				Macrostabiliteit			
					N _{HT} [-]	Faalkanseis Hoogte [1/jaar]	β _{eis,dm} [-]	V _{pi} [-]	V _{up} [-]	V _{be} [-]	β _{eis,dm} [-]	V _{n, M-C*} [-]	V _{n, CSM*} [-]	
56-1	2,9	Afferden (56)	1/ 300	1/ 100	1	1/ 420	2,40E-03	3,49	1,39	1,27	0,98	3,64	0,95	0,96
57-1	1,8	Nieuw Bergen (57)	1/ 300	1/ 100	1	1/ 420	2,40E-03	3,37	1,33	1,21	0,93	3,57	0,94	0,94
58-1	1,7	Groeningen (58)	1/ 300	1/ 100	1	1/ 420	2,40E-03	3,36	1,33	1,20	0,92	3,56	0,94	0,94
59-1	6,2	Bergen (59)	1/ 300	1/ 100	1	1/ 420	2,40E-03	3,67	1,49	1,38	1,07	3,78	0,97	0,98
60-1	5,7	Well (60)	1/ 300	1/ 100	1	1/ 420	2,40E-03	3,65	1,47	1,37	1,06	3,76	0,97	0,97
61-1&62-1	7,1	Wanssum (61+62)	1/ 300	1/ 100	1	1/ 420	2,40E-03	3,70	1,50	1,41	1,09	3,81	0,97	0,98
63-1	5,5	Blitterswijk (63)	1/ 300	1/ 100	1	1/ 420	2,40E-03	3,64	1,47	1,37	1,06	3,76	0,97	0,97
64-1	1,8	Broekhuizenvorst (64)	1/ 300	1/ 100	1	1/ 420	2,40E-03	3,37	1,33	1,21	0,93	3,56	0,94	0,94
65-1	5,1	Arce (65)	1/ 300	1/ 100	1	1/ 420	2,40E-03	3,62	1,46	1,35	1,05	3,74	0,97	0,97
66-1	1,3	Lottum (66)	1/ 300	1/ 100	1	1/ 420	2,40E-03	3,29	1,29	1,16	0,89	3,52	0,94	0,94
67-1	0,7	Grubbenvorst (67)	1/ 300	1/ 100	1	1/ 420	2,40E-03	3,16	1,23	1,10	0,84	3,46	0,93	0,93
68-1	10,0	Venlo-Velden (68)	1/ 1.000	1/ 300	1	1/ 1.250	8,00E-04	4,05	1,45	1,49	1,15	4,14	1,02	1,03
68-2	4,8	Venlo-Velden (68)	1/ 300	1/ 100	1	1/ 420	2,40E-03	3,61	1,45	1,35	1,04	3,73	0,96	0,97
69-1	4,6	Blerick (69)	1/ 1.000	1/ 300	1	1/ 1.250	8,00E-04	3,87	1,36	1,37	1,05	3,99	1,00	1,01
70-1	4,8	Baarlo (70)	1/ 300	1/ 100	1	1/ 420	2,40E-03	3,60	1,45	1,34	1,04	3,73	0,96	0,97
71-1	1,0	Belfeld (71)	1/ 300	1/ 100	1	1/ 420	2,40E-03	3,23	1,26	1,13	0,87	3,49	0,93	0,93
72-1	0,1	Kessel (72)	1/ 300	1/ 100	1	1/ 420	2,40E-03	2,94	1,13	0,99	0,75	3,38	0,92	0,92
73-1	1,2	Beesel (73)	1/ 300	1/ 100	1	1/ 420	2,40E-03	3,28	1,29	1,16	0,89	3,51	0,94	0,94
74-1	2,2	Neer (74)	1/ 300	1/ 100	1	1/ 420	2,40E-03	3,41	1,35	1,23	0,95	3,59	0,95	0,95
75-1	1,3	Buggenum (75)	1/ 300	1/ 100	1	1/ 420	2,40E-03	3,29	1,29	1,16	0,89	3,52	0,94	0,94
76-1	2,7	Roermond (76)	1/ 300	1/ 100	1	1/ 420	2,40E-03	3,47	1,38	1,26	0,97	3,63	0,95	0,95
76-2	1,5	Roermond (76)	1/ 300	1/ 100	1	1/ 420	2,40E-03	3,33	1,31	1,19	0,91	3,54	0,94	0,94
76a-1	1,7	Roermond (76)	1/ 300	1/ 100	1	1/ 420	2,40E-03	3,36	1,33	1,20	0,92	3,56	0,94	0,94
77-1	8,4	Roermond (77)	1/ 300	1/ 100	1	1/ 420	2,40E-03	3,74	1,53	1,43	1,11	3,84	0,98	0,99
78-1	7,6	Heel (78)	1/ 300	1/ 100	1	1/ 420	2,40E-03	3,72	1,51	1,42	1,10	3,82	0,98	0,98
78a-1	0,4	Heel (78)	1/ 300	1/ 100	1	1/ 420	2,40E-03	3,08	1,20	1,06	0,81	3,42	0,93	0,92
79-1	7,9	Thorn-Wessem (79)	1/ 300	1/ 100	1	1/ 420	2,40E-03	3,73	1,52	1,42	1,10	3,83	0,98	0,98
80-1	1,4	Maasbracht (80)	1/ 300	1/ 100	1	1/ 420	2,40E-03	3,31	1,30	1,17	0,90	3,53	0,94	0,94
81-1	13,9	Stevensweert (81)	1/ 300	1/ 100	1	1/ 420	2,40E-03	3,86	1,60	1,51	1,18	3,95	0,99	1,00
82-1	0,8	Aasterberg (82)	1/ 300	1/ 100	1	1/ 420	2,40E-03	3,19	1,25	1,11	0,85	3,47	0,93	0,93
83-1&84-1	15,9	Grevenbicht_Visserweert (81+82)	1/ 300	1/ 100	1	1/ 420	2,40E-03	3,89	1,62	1,54	1,19	3,98	1,00	1,01
85-1	0,3	Urmond (85)	1/ 300	1/ 100	1	1/ 420	2,40E-03	3,01	1,16	1,02	0,78	3,40	0,92	0,92
86-1	1,6	Meers_Maasband (86+87)	1/ 300	1/ 100	1	1/ 420	2,40E-03	3,34	1,32	1,19	0,91	3,54	0,94	0,94
87-1	5,5	Meers_Maasband (86+87)	1/ 300	1/ 300	1	1/ 1.250	8,00E-04	3,91	1,38	1,39	1,07	4,02	1,00	1,01
88-1	2,7	Aan de Maas (88)	1/ 300	1/ 100	1	1/ 420	2,40E-03	3,47	1,38	1,26	0,97	3,63	0,95	0,95
89-1	0,7	Voulwames (89)	1/ 300	1/ 100	1	1/ 420	2,40E-03	3,16	1,23	1,10	0,84	3,46	0,93	0,93
90-1	6,6	Maastricht (90)	1/ 3.000	1/ 1.000	1	1/ 4.170	2,40E-04	4,23	1,32	1,46	1,12	4,33	1,04	1,06
91-1	3,5	Itteren (91)	1/ 300	1/ 300	1	1/ 1.250	8,00E-04	3,81	1,33	1,33	1,02	3,94	0,99	1,00
92-1	3,4	Borgharen (92)	1/ 300	1/ 100	1	1/ 420	2,40E-03	3,52	1,41	1,29	1,00	3,66	0,96	0,96
93-1	2,6	Boscherveld (93)	1/ 1.000	1/ 300	1	1/ 1.250	8,00E-04	3,74	1,29	1,29	0,99	3,89	0,99	0,99
94-1	0,9	Maastricht west (94)	1/ 300	1/ 100	1	1/ 420	2,40E-03	3,21	1,26	1,12	0,86	3,48	0,93	0,93
95-1	1,1	Eijsden (95)	1/ 300	1/ 100	1	1/ 420	2,40E-03	3,26	1,28	1,14	0,88	3,50	0,93	0,93
201	31,2	Afsluitdijk	1/ 10.000	1/ 3.000	2	1/ 25.000	4,00E-05	4,62	1,33	1,61	1,23	4,85	1,11	1,14
202	0,1	Kadoelkeersluis	1/ 10.000	1/ 3.000	1	1/ 12.500	8,00E-05	3,81	0,99	1,10	0,83	4,22	1,03	1,04
204a	27,0	Houtribdijk IJsselmeerzijde	1/ 10.000	1/ 3.000	2	1/ 25.000	4,00E-05	4,60	1,32	1,59	1,21	4,82	1,11	1,13
204b	27,0	Houtribdijk Markermeerzijde	1/ 1.000	1/ 300	2	1/ 2.500	4,00E-04	4,09	1,47	1,51	1,17	4,34	1,04	1,06
205	0,8	Nijkerkersluis	1/ 3.000	1/ 1.000	1	1/ 4.170	2,40E-04	3,68	1,07	1,13	0,86	4,04	1,01	1,02
206	0,1	Spooldersluis Zwolle	1/ 10.000	1/ 3.000	1	1/ 12.500	8,00E-05	3,82	0,99	1,11	0,84	4,21	1,03	1,04
208	7,3	Maeslandtkering	1/ 100.000	1/ 30.000	1	1/ 125.000	8,00E-06	4,81	1,11	1,50	1,13	5,04	1,14	1,17
209	6,7	Hartelkering	1/ 100.000	1/ 30.000	1	1/ 125.000	8,00E-06	4,80	1,10	1,49	1,12	5,03	1,13	1,16
210	0,3	Stormvloedkering Hollandse	1/ 100.000	1/ 30.000	2	1/ 250.000	4,00E-06	4,38	0,95	1,23	0,92	4,73	1,09	1,12
211	3,6	Haringvlietdam	1/ 3.000	1/ 1.000	2	1/ 8.330	1,20E-04	3,94	1,18	1,28	0,97	4,23	1,03	1,04
212	0,1	Steurgat (??)	1/ 10.000	1/ 3.000	1	1/ 12.500	8,00E-05	3,80	0,98	1,10	0,83	4,21	1,03	1,04
213	0,7	Wilhelminasluis (Afgedamd)	1/ 10.000	1/ 3.000	1	1/ 12.500	8,00E-05	3,93	1,03	1,17	0,88	4,28	1,04	1,05
214	6,6	Brouwersdam	1/ 3.000	1/ 1.000	2	1/ 8.330	1,20E-04	4,06	1,24	1,35	1,03	4,33	1,04	1,06
215	6,4	Volkerrakdam	1/ 30.000	1/ 10.000	2	1/ 83.330	1,20E-05	4,56	1,14	1,44	1,08	4,81	1,10	1,13
216	6,1	Grevelingendam	1/ 3.000	1/ 1.000	2	1/ 8.330	1,20E-04	4,04	1,23	1,34	1,02	4,31	1,04	1,06
217	7,8	Philipsdam	1/ 30.000	1/ 10.000	2	1/ 83.330	1,20E-05	4,60	1,15	1,46	1,10	4,84	1,11	1,14
218	8,5	Oosterscheldekering	1/ 30.000	1/ 10.000	2	1/ 83.330	1,20E-05	4,62	1,16	1,47	1,11	4,85	1,11	1,14
219	11,5	Oesterdam	1/ 30.000	1/ 10.000	2	1/ 83.330	1,20E-05	4,67	1,18	1,51	1,14	4,90	1,12	1,15
221	0,9	Zangkreekdam	1/ 10.000	1/ 3.000	2	1/ 25.000	4,00E-05	3,96	1,04	1,18	0,89	4,30	1,04	1,05
222	0,1	Sluizen Hansweert	1/ 30.000	1/ 10.000	2	1/ 83.330	1,20E-05	4,10	0,96	1,16	0,87	4,48	1,06	1,08
223	4,2	Bathse Spuisluis	1/ 30.000	1/ 10.000	2	1/ 83.330	1,20E-05	4,48	1,10	1,38	1,04	4,74	1,10	1,12
224	1,6	Sluis Sint Andries	1/ 30.000	1/ 10.000	1	1/ 41.670	2,40E-05	4,46	1,09	1,37	1,03	4,62	1,08	1,10
225	10,0	Ramspolkering	1/ 30.000	1/ 10.000	2	1/ 83.330	1,20E-05	4,65	1,17	1,49	1,13	4,88	1,11	1,14
226	0,3	Roggebotsluis	1/ 3.000	1/ 1.000	1	1/ 4.170	2,40E-04	3,59	1,04	1,09	0,82	3,99	1,00	1,01
227	0,8	Reevedam	1/ 3.000	1/ 1.000	1	1/ 4.170	2,40E-04	3,68	1,08	1,13	0,86	4,04	1,01	1,02

* Normspecificaties, trajectlengtes overgenomen uit kamerstuk 34436

* De genoemde signaleringswaarden en maximaal toelaatbare faalkansen betreffen de overstromingskansnorm uit de wet, met uitzondering van de dijktrajecten 201, 204a, 204b, 206, 208 tot en met 212, 214 tot en met 219 en 222 tot en met 225. Voor deze trajecten betreft het de faalkansen per jaar of (208, 209, 218, 225) eisen aan de kans op niet sluiten per sluitvraag.

* Overgang bovenrivierengebied (DR36-45, 47-95) - benedenrivierengebied conform TROB H2, m.u.v. dijktraject 9-1

* M-C = Mohr-Coulomb

Let op: trajectlengtes en normgetallen dienen altijd geverifieerd te worden bij gebruik van deze tabel.

Bijlage B: Overzicht projecten waarvoor een procedure voor het afleiden van hydraulische belastingen beschikbaar is gesteld en de relatie tussen deze hydraulische belastingen en het WBI2017

Overzicht projecten waarvoor hydraulische ontwerpbelastingen zijn afgegeven

Ten opzichte van het OI2014v3 zijn voor de volgende projecten procedures afgegeven ter bepaling van de hydraulische ontwerpbelastingen:

- Projecten gelegen langs de Hollandsche IJssel
- Marken
- Projecten gelegen in de Maasvallei: 1) DR 68 Steyl – Maashoek , 2) DR 79 Thorn, 3) DR 78 Heel, 4) DR 65 Arcen, 5) DR60 Well)
- Vlieland
- POV Centraal Holland (dijkkring 44)
- Projecten langs Vossemeer en Drontermeer
- Vianen
- Grebbedijk en Rijnkade Arnhem
- Doetinchem
- Apeldoorns kanaal

Hierbij zijn een aantal nieuwe inzichten in de belastingmodellering verwerkt. Voor de inhoudelijke adviezen zelf wordt verwezen naar *Werkwijze bepaling hydraulische ontwerprandvoorwaarden. Aanvullingen OI2014 versie 4.*

Relatie met WBI2017

Het ambitieniveau van het OI2014 is om voor de referentieperiode 2017-2023 een benadering te geven van het nog uit te brengen WBI2017. Het gaat hierbij specifiek om alle aspecten aangaande de hydraulische randvoorwaarden die de basis vormen voor het ontwerpen van dijkversterkingen en die tevens benut worden voor de zogenaamde consequentieanalyses. Als gevolg van verschillen in tijdspaden is een 1 op 1 koppeling tussen het OI2014 en het WBI2017 nu nog niet voor alle aspecten mogelijk. In die gevallen zijn binnen het OI2014 aannames gemaakt. Bij het maken van deze keuzes is als uitgangspunt gehanteerd: realistisch doch conservatief.

Als gevolg van de aannames binnen OI2014 aangaande WBI2017 is de verwachting dat verschillen ontstaan tussen OI2014 en WBI2017. Dit speelt onder meer bij:

- i. de doorwerking van statistische en modelonzekerheden in het belastingmodel
- ii. het effect van een andere winddrag formulering
- iii. verschillen in de ruimtelijke schematisatie van de watersystemen
- iv. verschillen in te hanteren rekentechnieken.

Op dit moment is het nog niet mogelijk om een kwantificering te geven van deze mogelijke verschillen tussen OI2014 en WBI2017. In de komende periode (na volledig beschikbaar komen van het WBI) zal in het kader van verschillende onderzoeken en/of projectuitwerkingen nagegaan worden hoe groot de verschillen zijn en of diens-tengevolge een noodzaak is tot aanscherpen van het OI2014.

Het huidige OI2014 neemt als basis voor de hydraulische ontwerprandvoorwaarde de CR2011 of Deltamodel 2015 (beiden met GRADE voor afvoerstatistiek rivieren), wat voor de nu lopende HWBP-ontwerpprojecten als uitgangspunt is gekozen. Vanaf 2017 komt WBI2017 beschikbaar. Aanbevolen wordt om over te stappen op WBI2017 bij ontwerpprojecten die starten in 2017 of in 2017 naar een nieuwe fase gaan.

Bijlage C: Materiaalfactoren

Mohr-Coulomb:

Bij toepassen van het Mohr-Coulomb model dient voorlopig uit te worden gegaan van de materiaalfactoren in Tabel 9. Dit zijn de materiaalfactoren tabel 5.3.1 van Addendum bij Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [ENW, 2007].

Tabel 9 Materiaalfactoren voor macrostabiliteit Mohr-Coulomb, uit Add. TRWG [ENW, 2007]

Grondsoort en parameter			Variatie-coëfficiënt V	γ_m
volumieke massa nat/droog		(p)		1,0
klei	(TP-CU-5%)			
	- cohesie	(c)	0,45	1,25
	- inwendige wrijving	(tan ϕ)	0,20	1,20
veen	(TP-CU-5%)			
	- cohesie	(c)	0,80	1,50
	- inwendige wrijving	(tan ϕ)	0,25	1,25
zand	(TP-CD)			
	- cohesie	(c)	n.v.t.	n.v.t.
	- inwendige wrijving	(tan ϕ)	0,15	1,20
samendrukkingsconstanten	- Terzaghi	(C, A)		1,1
	- Buisman-Koppejan	(Cp, Cs)		1,1

TP-CU-5% = triaxiaalproef, geconsolideerd en ongedraineerd, met 2 à 5% vervorming
TP-CD = triaxiaalproef, geconsolideerd en gedraineerd
Bij aantoonbaar lagere variatiecoëfficiënten voor cohesie en inwendige wrijving kunnen aangescherpte materiaalfactoren worden afgeleid. Bijvoorbeeld in het geval van natuurlijke niet-organische klei, waarvoor is aangetoond dat de variatiecoëfficiënten voor cohesie en inwendige wrijving kleiner of gelijk zijn aan respectievelijk $V_c \leq 0,275$ en $V_\phi \leq 0,15$, geldt $\gamma_{m,c} = 1,15$ en $\gamma_{m,tan \phi} = 1,15$

CSSM:

Alle materiaalfactoren hebben de waarde 1,0 gekregen. Dit geldt ook voor s_u bij de Dijken op Veen methode.