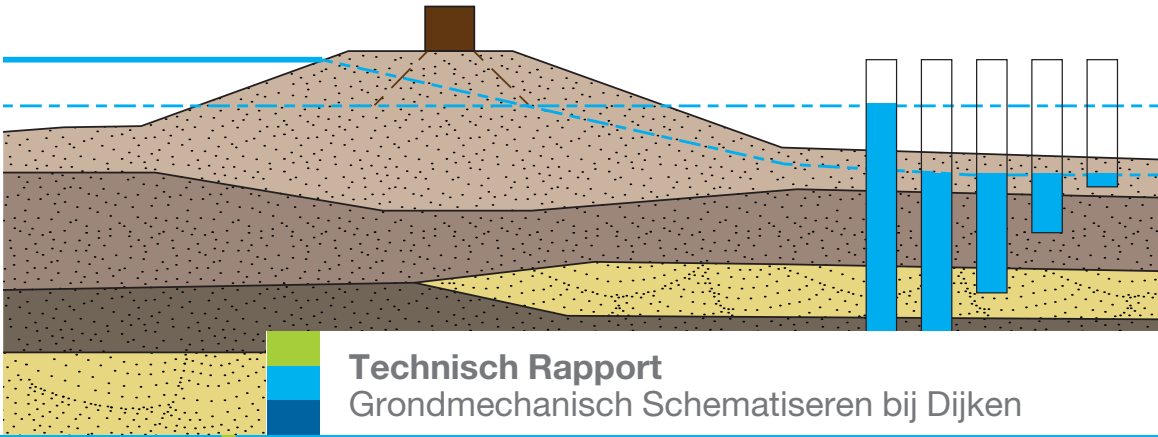




enw | expertisenetwerk
waterveiligheid



Technisch Rapport
Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken

Technisch Rapport

Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken

Oktober 2012

Samenvatting

Dit rapport is het concept ‘Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken’ (TRGS). In dit technisch rapport worden benodigde schematiseringen van de (onder)grondopbouw bij dijken en de hierin optreden waterspanningen beschreven en handreikingen gegeven bij het opstellen van die schematiseringen. Tevens worden handreikingen gegeven voor het opstellen van grondonderzoek ten behoeve van die schematiseringen. De nadruk ligt daarbij op schematiseringen voor de controle op het faalmechanisme macro-instabiliteit van het binnentalud en het faalmechanisme opbarsten en piping. Een en ander wordt geïllustreerd aan de hand van twee uitvoerig uitgewerkte voorbeelden.

De handreikingen zijn zowel geschikt voor gebruik bij het toetsen van dijken, conform het wettelijk toetsinstrumentarium (Voorschrift Toetsen op Veiligheid, VTV) als voor gebruik bij het ontwerpen van dijken of dijkversterkingen.

Er worden concrete handreikingen gegeven voor het omgaan met onzekerheden bij het kiezen van schematiseringen ten behoeve van grondmechanische ontwerp- of toetsanalyses. In 2007 is in het bij de Leidraad Rivieren [1] behorende addendum bij het technisch rapport waterkerende grondconstructies [2] de zogenaamde schematiseringfactor geïntroduceerd, om onzekerheden bij het kiezen van schematiseringen voor de grondmechanische ontwerp- of toetsanalyses te verdisconteren. In dit technisch rapport wordt hieraan verder handen en voeten gegeven middels een concreet stappenplan voor het bepalen van de schematiseringfactor. Het stappenplan voor gebruik van de schematiseringfactor is van toepassing bijtoetsingen op het gedetailleerde toetsniveau en bij ontwerpen op de definitieve ontwerpfase.

Daarnaast wordt inzicht gegeven in de lopende ontwikkelingen van (landsdekkende) informatiesystemen voor opslag van informatie over schematiseringen in landelijke informatiebestanden. Toegankelijke opslag van voor het ontwerpen of toetsen opgestelde schematiseringen is belangrijk voor hergebruik (bij eerste of volgende toetsingen) en voor gebruik ten behoeve van andere studies, zoals verkenningen van gevolgen van mogelijke beleidsvoornemens.

Bij dit technisch rapport behoren een achtergrondrapport met meer detailinformatie, en de onderliggende drie onderzoeksrapporten, betreffende grondmechanische schematiseringen [25], de opzet van grondonderzoek [26] en de mogelijkheden voor opslag van grondonderzoeksgegevens [27]).

Inhoudsopgave

1	Inleiding	8
1.1	Doel en inhoud van het TRGS	8
1.2	Voorgeschiedenis en inkadering	9
1.3	Leeswijzer	11
1.4	Totstandkoming	12
2	Grondmechanische schematiseringen	14
2.1	Inleiding	14
2.1.1	Ontwerpstadium en toetsniveau	14
2.1.2	Van omgevingsbeeld naar locale schematiseringen	15
2.2	Benodigde schematiseringen voor analyses van de taludstabiliteit	16
2.2.1	Inleiding	16
2.2.2	Globale werkwijze bij schematiseren	17
2.2.3	Keuze van de basisschematisering voor toets- of ontwerpanalyse	21
2.3	Benodigde schematiseringen voor controle op opbarsten en piping	22
2.4	Andere faalmechanismen; generieke aanpak	23
2.5	Benodigde informatie bij het schematiseren; grondonderzoek	23
3	Schematiseringtheorie en stappenplan bij het schematiseren	26
3.1	Schematiseringtheorie en schematiseringfactor	26
3.2	Inleiding tot hetStappenplan voor de bepaling van de schematiseringfactor	29
3.3	Het stappenplan voor de controle op macrostabiliteit	31
3.3.1	Ontwerpen	31
3.3.2	Stap 1a: Opstellen basisschematisering	32
3.3.3	Stap 1b: Opstellen ontwerp	32
3.3.4	Stap 2: Nagaan of reductie van de schematiseringfactor nuttig is	32
3.3.5	Stap 3a: Identificeren onzekerheden	32
3.3.6	Stap 3b: Bepalen schematiseringfactor	35
3.3.7	Stap 4: Aanpassen ontwerp en controle schematiseringfactor	37
3.3.8	Stap 5: Optimalisatie en nader onderzoek	37
3.3.9	Stap 6: Rapportage	38
3.3.10	Toetsing	38
3.4	Schematiseringfactoren voor het mechanisme opbarsten en piping	39
4	Opzet van Grondonderzoek	42
4.1	Inleiding	42
4.2	Strategie grondonderzoek	43
4.2.1	Faalmechanismen	43
4.2.2	Onzekerheden	47
4.2.3	Welke rekenmodellen worden toegepast?	47
4.2.4	Kwantiteit	48
4.2.5	Kwaliteit	48

Inhoudsopgave

4.3	Basis grondonderzoeksopzet	49
4.3.1	Meer grondonderzoek?	51
4.3.2	Minder grondonderzoek	52
4.3.3	Restonzekerheden	53
4.4	Gebruik van beschikbare informatie	53
4.4.1	Geologische, geomorfologische en/of geohydrologische informatie	55
4.4.2	Bestaand grondonderzoek	55
4.4.3	Ontwerptekeningen, -berekeningen en/of resultaten eerdere toetsing	56
4.4.4	Beheerinformatie	57
5	Voorbeeld:opzet grondonderzoek en schematiseringen voor macrostabiliteit	59
5.1	Algemeen	59
5.2	Toetsschema macrostabiliteit binnenwaarts	59
5.2.1	Stap 1: Inventarisatie beschikbare informatie	60
5.2.2	Stap 2: Opzet en uitvoeren grondonderzoek	60
5.2.3	Stap 3: Indeling dijkvakken, opstellen basis schematisering en parameterkeuze	61
5.2.4	Stap 4: Bepaling stabiliteitsfactor en modelfactor	61
5.2.5	Stap 5: Bepaling schematiseringfactor	61
5.2.6	Stap 6: Beoordeling stabiliteit	61
5.2.7	Stap 7: Haalbaarheid en nut aanvullend grondonderzoek	61
5.2.8	Stap 8: Beoordeling en rapportage	62
5.3	Toetscase macrostabiliteit binnenwaarts	62
5.3.1	Stap 1: Inventarisatie beschikbare informatie	62
5.3.2	Stap 2: Opzet en uitvoeren grondonderzoek	63
5.3.3	Stap 3: Indeling dijkvakken, opstellen basis schematisering en parameterkeuze	64
5.3.4	Stap 4: Bepaling stabiliteitsfactor en modelfactor	65
5.3.5	Stap 5: Bepaling benodigde schematiseringfactor	65
5.3.6	Stap 6: Beoordeling stabiliteit	68
5.3.7	Stap 7: Haalbaarheid en nut aanvullend grondonderzoek	68
5.3.8	Stap 8: Beoordeling en rapportage	69
5.4	Ontwerpschema macrostabiliteit binnenwaarts	69
5.4.1	Stap 1: Inventarisatie beschikbare informatie	70
5.4.2	Stap 2: Opzet en uitvoeren grondonderzoek	70
5.4.3	Stap 3: Indeling dijkvakken, opstellen basisschematisering, parameterkeuze en maken ontwerp	70
5.4.4	Stap 4: Bepaling schematiseringfactor	71
5.4.5	Stap 5: Nut optimalisatie ontwerp	71
5.4.6	Stap 6: Rapportage	72
5.5	Ontwerpcase macrostabiliteit binnenwaarts	72
5.5.1	Stap 1: Inventarisatie beschikbare informatie	72
5.5.2	Stap 2: Opzet en uitvoeren grondonderzoek	73
5.5.3	Stap 3: Indeling dijkvakken, opstellen basis schematisering, maken ontwerp	73
5.5.4	Stap 4: Bepaling schematiseringfactor	74
5.5.5	Stap 5: Nut optimalisatie ontwerp	76
5.5.6	Stap 6: Rappge	77

6	Voorbeeld: opzet grondonderzoek en schematiseringen voor opbarsten en piping	78
6.1	Algemeen	78
6.2	Toetsschema opbarsten en piping	78
6.2.1	Stap 1: Inventarisatie beschikbare informatie	79
6.2.2	Stap 2: Opzet en uitvoeren grondonderzoek	80
6.2.3	Stap 3: Indeling dijkvakken, keuze ‘opbarsten’ of ‘piping’	80
6.2.4	Stap 4: Opstellen basis schematisering en parameterkeuze	80
6.2.5	Stap 5: Bepaling veiligheidsfactor	80
6.2.6	Stap 6: Bepaling schematiseringfactor	80
6.2.7	Stap 7: Beoordeling veiligheid	81
6.2.8	Stap 8: Haalbaarheid en nut aanvullend grondonderzoek of herzien keuze	81
6.2.9	Stap 10: Beoordeling en rapportage	81
6.3	Toetscase opbarsten en piping	81
6.3.1	Stap 1: Inventarisatie beschikbare informatie	82
6.3.2	Stap 2: Opzet en uitvoeren grondonderzoek	83
6.3.3	Stap 3: Indeling dijkvakken, keuze ‘opbarsten’ of ‘piping’	83
6.3.4	Stap 4: Opstellen basis schematisering en parameterkeuze	84
6.3.5	Stap 6: Bepaling veiligheidsfactor	84
6.3.6	Stap 7: Bepaling schematiseringfactor	85
6.3.7	Stap 8: Beoordeling veiligheidsfactor	88
6.3.8	Stap 9: Haalbaarheid en nut aanvullend grondonderzoek of herzien keuze	88
6.3.9	Stap 10: Beoordeling en rapportage	88
6.4	Ontwerpschema opbarsten en piping	89
6.4.1	Stap 1: Inventarisatie beschikbare informatie	89
6.4.2	Stap 2: Opzet en uitvoeren grondonderzoek	89
6.4.3	Stap 3: Indeling dijkvakken, keuze ‘opbarsten’ of ‘piping’	89
6.4.4	Stap 4: Opstellen basis schematisering en maken ontwerp	90
6.4.5	Stap 5: Bepaling schematiseringfactor	90
6.4.6	Stap 6: Nut optimalisatie ontwerp	90
6.4.7	Stap 7: Beoordeling en rapportage	90
6.5	Ontwerpcase opbarsten en piping	90
6.5.1	Stap 1: Inventarisatie beschikbare informatie	90
6.5.2	Stap 2: Opzet en uitvoeren grondonderzoek	91
6.5.3	Stap 3: Indeling dijkvakken, keuze ‘opbarsten’ of ‘piping’	91
6.5.4	Stap 4: Opstellen basis schematisering en maken ontwerp	91
6.5.5	Stap 5: Bepaling schematiseringfactor	92
6.5.6	Stap 6: Nut van optimalisatie van het ontwerp	93
6.5.7	Stap 7: Beoordeling en rapportage	94
7	Mogelijkheden voor opslag van informatie	95
7.1	Inleiding	95
7.2	Partijen en rollen in het toetsproces	95
7.3	Data toetsproces	97
7.3.1	Basisdata	97
7.3.2	Data-interpretatie	98
7.3.3	Toetsresultaat	99
7.4	Systemen	100

7.4.1	Systemen voor opslag van basisdata	102
7.4.2	Systemen voor opslag van data-interpretatie	103
7.4.3	Systemen voor opslag van toetsresultaten	104
7.5	Conclusies	106
7.6	Aanbevelingen	107
8	Referenties	110
	Bijlages	112
A	Partiële veiligheidsfactoren voor controle op macro-instabiliteit bij dijken	112
A.1	Basisopzet, de LRFD-benadering	112
A.2	De uitwerking voor macro- instabiliteit in de Leidraad Rivieren	114
A.3	Rekenmodelonzekerheidsfactoren	121
A.4	Schematiseringfactor	122
B	Theorie Schematiseringfactoren	123
B.1	Schematiseringtheorie; spreadsheetapplicatie macrostabiliteit	123
B.2	Spreadsheetapplicaties‘opbarsten’ en ‘piping’	127
C	Grondonderzoeksmethoden aanvullingen op TRWG	130

1 Inleiding

1.1 Doel en inhoud van het TRGS

Grondonderzoek en het schematiseren van de opbouw van de ondergrond en van waterspanningen is een belangrijke component van de controle van de grondmechanische veiligheid van waterkeringen. Dit geldt zowel voor de toetsing van bestaande waterkeringen, in het kader van de periodieke toetsing op veiligheid, als voor de controle van ontwerpen van nieuwe waterkeringen of versterkingen van waterkeringen. In ontwerpleidraden en toetsvoorschriften worden, voor wat betreft de grondmechanische controleberekeningen, richtlijnen gegeven hoe onzekerheden over de (sterkte-)eigenschappen van grond moeten worden verdisconteerd door veiligheidsfactoren. Over hoe omgegaan moet worden met onzekerheden van de schematisering van de opbouw van de ondergrond, of onzekerheden over optredende waterspanningen bij ontwerp- of toetsbelastingen, laten de ontwerp- en toetsrichtlijnen zich niet uit. Niettemin is het effect van deze onzekerheden minstens even groot als het effect van onzekerheden van de mechanische of fysische grondeigenschappen. Deze onzekerheden hangen in sterke mate af van kennis van de opbouw van de ondergrond en de geohydrologische processen die hierin kunnen optreden. Naast inzicht in de geologie en de algemene geohydrologische kenmerken van een gebied, is grondonderzoek de bron van plaatsgebonden informatie, aan de hand waarvan schematiseringen moeten worden gemaakt.

Het doel van het voorliggende ‘Technisch Rapport Grondmechanische Schematisering bij Dijken’ (TRGS) is om handvatten te geven waarmee adequate en voldoende veilige schematiseringen kunnen worden gemaakt van de opbouw van de ondergrond en de waterspanningen, ten behoeve van de controle van dijken op veiligheid tegen bezwijken.

Hiermee wordt beoogd dat schematiseringen voor grondmechanische ontwerp- en toetsanalyses op transparanter wijze tot stand komen dan tot nu toe gebruikelijk is. Daarbij worden onzekerheden die een rol spelen systematisch expliciet meegewogen bij de keuze van de schematiseringen die voor ontwerp- of toetsanalyses worden gebruikt. In het kader van het SBW-onderzoek dat ten grondslag ligt aan dit TRGS is hiervoor een gestructureerde werkwijze ontwikkeld, de schematiseringtheorie [25]. Onderdeel hiervan is de zogenaamde schematiseringfactor, een soort veiligheidsfactor waarmee onzekerheden in de gekozen schematiseringen voor grondmechanische ontwerp- of toetsanalyses¹ worden verdisconteerd.

De gestructureerde werkwijze heeft verschillende voordelen. De expliciete procedure bevordert een grotere uniformiteit bij het grondmechanisch schematiseren. Door het expliciet meewegen van onzekerheden die daarbij een rol spelen wordt een verbetering van de kwaliteit van schematiseringen verwacht. In termen van toetsuitkomsten bij het toetsen van de veiligheid van dijken wordt verwacht dat dit leidt tot minder onterechte goed- of afkeuringen. Tot slot kan door het expliciete karakter van het schematiseringproces gemakkelijker vastgelegd worden welke overwegingen zijn gevolgd en welke beslissingen zijn genomen bij de keuze van de schematisering(en) voor ontwerp- of toetsanalyses. Daardoor is een beoordeling van de kwaliteit van de schematiseringen, in het kader van een second opinion, gemakkelijker uit te voeren.

Door het expliciet benoemen van onzekerheden die een rol spelen bij het schematiseren en de mogelijke effecten ervan op de uitkomsten van de grondmechanische analyses, kan de wens of noodzaak om onzekerheden te elimineren duidelijker aangegeven worden. Daarbij kan een directe relatie worden gelegd met het daarvoor benodigde grondonderzoek, waardoor duidelijk aan te geven is wat de (potentiële) toegevoegde waarde van dit onderzoek is.

De schematiseringen, die uiteindelijk als invoer dienen voor de grondmechanische berekeningen, zijn afbeeldingen van de dwarsdoorsnede van de dijk en de ondergrond, waarin de laagopbouw van de (onder)grond, de materialen en materiaaleigenschappen binnen de lagen, en de waterspanningen zijn weergegeven. Zo’n schematisering moet representatief zijn voor een bepaalde strekking van de dijk. Gegeven het feit dat de opbouw van de dijk en de ondergrond doorgaans erg variabel is, zowel in de richting dwars op de dijk als in de lengterichting, is het samenstellen van de uiteindelijke schematiseringen voor grondmechanische berekeningen al met al een erg complex proces.

In dit TRGS worden de verschillende stappen en afwegingen in dat proces beschreven. Daarnaast wordt een overzicht gegeven van de hierbij meest gebruikelijke grondonderzoekstechnieken en overwegingen bij het opzetten van grondonderzoek. Het oogmerk hierbij is niet een diepgaande beschrijving van grondonderzoekstechnieken en algemene opzetten voor grondonderzoek. Daarin is immers al voorzien in het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (TRWG, [3]). In dit TRGS ligt de nadruk op de relatie tussen grondonderzoek en het schematiseren van de bodemopbouw en hierin optredende waterspanningen.

Omdat algemeen geldende eenduidige recepten voor het kiezen van de opzet van grondonderzoek en grondonderzoekstechnieken niet te geven zijn, is ervoor gekozen een en ander te illustreren aan de hand van enkele gedetailleerd uitgewerkte voorbeelden. Daarin ligt ook de nadruk op de samenhang met het schematiseringproces.

Tenslotte wordt in dit technisch rapport ingegaan op huidige mogelijkheden om de gegevens, die uit het schematiseringproces en de hiermee uitgevoerde analyses komen, voor hergebruik op toegankelijke wijze op te slaan in landelijke gebruikte informatiesystemen voor waterkeringen. Daardoor zijn ze toegankelijk voor hergebruik in de toekomst, zowel ten behoeve van toekomstige toetsrondes, als voor het ontwerpen van dijkversterkingen.

1.2 Voorgeschiedenis en inkadering

Kijkend naar het volledige palet van grondmechanische faalmechanismen die bij ontwerp of toetsing van dijken gecontroleerd moeten worden, valt op dat de richtlijnen/voorschriften voor ontwerpen en toetsen van waterkeringen een lappendeken vormen. Bij veel faalmechanismen wordt gebruik gemaakt van klassieke ‘overall’ veiligheidsfactoren of overall veiligheidsmarges. Bij enkele wordt gebruik gemaakt van het concept van partiële veiligheidsfactoren. Dit is het duidelijkst doorgevoerd bij de richtlijnen/voorschriften voor controle van taludstabiliteit van dijken.

¹ Bij faalmechanisme analyses waarbij gebruik wordt gemaakt van deterministische of semiprobabilistische rekenmodellen om grenstoestanden te karakteriseren. Bij toetsingen is dat doorgaans vanaf het gedetailleerde toetsniveau.

In 2007 is de nieuwe Leidraad Rivieren (LR)[1] uitgebracht. Ter gelegenheid hiervan is het stelsel van toe te passen partiële veiligheidsfactoren bij de controle op taludstabiliteit van dijken (macrostabiliteit) herzien; dit was om verschillende redenen nodig. De resultaten zijn vastgelegd in het tegelijkertijd met en als onderdeel van de Leidraad Rivieren opgestelde ‘Addendum bij het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies’ [4]. Daarbij is een nieuwe ‘veiligheidsfactor’ geïntroduceerd, namelijk de schematiseringfactor. Deze dient om onzekerheden over schematiseringen van de opbouw van de ondergrond en de optredende waterspanningen af te dekken. In het addendum wordt de aan te houden waarde van deze schematiseringfactor op 1,30 gesteld. Daarmee werd de eis voor voldoende veiligheid tegen afschuiven van dijktafval (macro-instabiliteit) dat de actuele stabiliteitsfactor tenminste gelijk moet zijn aan het product van deze nieuwe factor en de schade- en rekenmodelfactor.

Dit hield een aanzienlijke verzwaring in van de veiligheidseis voor macrostabiliteit van dijken. Vóór het uitbrengen van het addendum was al bedacht dat er een mogelijkheid zou moeten komen om deze schematiseringfactor te reduceren, afhankelijkheid van de mate van onzekerheid bij schematiseringen. Op die manier zou het namelijk mogelijk worden om een betere kwaliteit (gebaseerd op meer of betere informatie) te ‘belonen’. Mede om die reden is later is een addendum bij de Leidraad Rivieren[2] uitgebracht, waarin voorlopige criteria voor reductie van de schematiseringfactor op basis van gevoeligheidsanalyses zijn gegeven. Een solide onderbouwing ontbrak echter nog. Het ontwikkelen van een schematiseringstheorie, op basis waarvan beredeneerde reductie van de schematiseringfactor mogelijk is, is opgepakt in het in 2008 gestarte SBW onderzoeksprogramma. Parallel daaraan, en gebaseerd op deze theorie, is een concreet en praktisch hanteerbaar stappenplan voor het bepalen van de benodigde schematiseringfactor ontwikkeld. Dit stappenplan is opgenomen in hoofdstuk 3 van dit TRGS.

Dit TRGS richt zich alleen op schematiseringen van ondergrondopbouw en waterspanningen. Er zal niet in detail worden ingegaan op rekenmodellen, waarmee de veiligheidsanalyses worden uitgevoerd, de hiervoor benodigde grondparameters en hoe deze bepaald kunnen worden. Dit is voldoende beschreven in het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (TRWG) [3]. Wel wordt in bijlage A van dit TRGS een bewerking gegeven van deel A van het addendum bij het TRWG [4], dat tegelijkertijd en in samenhang met de Leidraad Rivieren is uitgebracht. Hierin wordt ingegaan op de te gebruiken partiële veiligheidsfactoren op de grondsterkte bij analyses van de macrostabiliteit bij dijken. De reden om dit deel A (in bewerkte vorm) op te nemen in het voorliggende TRGS, is dat in dat addendum onvolkomenheden zaten en dat sinds het uitbrengen ervan aanpassingen zijn bedacht die voortkomen uit vragen vanuit de ontwerp- en toetspraktijk. In bijlage A zijn de onvolkomenheden hersteld en zijn relevante nieuwe aanpassingen uitgevoerd.

Schematiseringen van de opbouw van de ondergrond en de waterspanningen spelen feitelijk een rol bij alle grondmechanische faalmechanismen, zowel bij dijken als andere waterkerende constructies. De aanpak, waarop de schematiseringfactor berust, is daarom niet alleen van toepassing op macro-instabiliteit van dijktafval. Concrete uitwerkingen van de theorie, en met name het bepalen van schematiseringfactoren, zijn echter wel specifiek voor een type faalmechanisme. Het SBW onderzoek ([25], [26], [27]), dat ten grondslag ligt aan dit TRGS, was toegesneden op macro-instabiliteit van dijktafval en op ‘opbarsten en piping bij dijken’. Gegeven de praktische noodzaak om de scope van dat onderzoek te beperken

was voor deze faalmechanismen gekozen, omdat juist daarbij onzekerheden over ondergrondopbouw en waterspanningen een heel belangrijke rol spelen.

In de beschrijvingen in dit TRGS zijn dit dan ook de meest uitgediepte onderwerpen, hoewel de gedachtegang in beginsel ook voor het schematiseren bij andere grondmechanische faalmechanismen toepasbaar is. Wanneer meer uitwerkingen van de schematiseringstheorie beschikbaar komen, kunnen die aan dit TRGS worden toegevoegd. Daardoor is dit technisch rapport feitelijk een groeidocument.

1.3 Leeswijzer

In hoofdstuk 2 worden benodigde schematiseringen voor controle op de faalmechanismen macro-instabiliteit en piping bij dijken beschreven. Er wordt ingegaan op het proces bij het opstellen van deze schematiseringen en de verschillende stappen die daarbij doorlopen worden. Een belangrijk kenmerk van dit proces is dat eerst een beeld van ondergrondopbouw en geohydrologie in de omgeving van de dijk moet worden verkregen, van waaruit naar de gewenste schematisering van dijk en directe ondergrond wordt toegewerkt.

Vaak wordt schematiseren opgevat als het interpreteren van grondonderzoek in de dijk zelf en de directe omgeving ervan. Zonder goed beeld van hoe de (wat bredere) omgeving in elkaar zit (qua grondopbouw en vooral ook qua geohydrologie) brengt zo’n enge schematiseringaanpak risico’s met zich mee, omdat voor de te onderzoeken faalmechanismen relevante verschijnselen over het hoofd kunnen worden gezien.

In hoofdstuk 3 wordt eerst de schematiseringstheorie inleidend beschreven. Een meer mathematische uitwerking volgt in bijlage B; deze uitwerking is bedoeld voor gebruikers van het TRWG die de wiskundige (probabilistische) benadering willen toepassen. Aan de hand van bijlage B kunnen zij de theorie implementeren in een spreadsheet of eenvoudig computerprogramma, waarmee de benodigde schematiseringfactor voor stabiliteitsanalyses kan worden berekend. Voor het eenvoudiger, maar ook iets minder nauwkeurig bepalen van de benodigde schematiseringfactor is een stappenplan ontwikkeld, gebaseerd op het SBW onderzoek. In het tweede deel van hoofdstuk 3 is dit stappenplan beschreven, ontleend aan de rapportage ‘Stappenplan Schematiseringfactor’ [5].

In hoofdstuk 4 wordt ingegaan op de opzet van grondonderzoek, om te komen tot geschikte schematiseringen van ondergrondopbouw en waterspanningen. Er wordt summier ingegaan op grondonderzoeksmethoden zelf. Deze zijn voldoende beschreven in het TRWG [3]. De nadruk in dit TRGS ligt op het verwerken van informatie uit grondonderzoek in schematiseringen voor stabiliteits- en pipinganalyses ten behoeve van het ontwerpen of toetsen van dijken. Het wordt duidelijk dat er geen eenduidige recepten bestaan voor het opzetten van grondonderzoek en de benodigde dichtheid van grondonderzoekpunten. Wel worden indicaties gegeven voor een eerste opzet. Nader grondonderzoek volgt dan uit onderkende onzekerheden over ondergrondopbouw of waterspanningen, tijdens het schematiseren. Daarmee wordt ook duidelijk dat het opzetten van grondonderzoek en schematiseren een iteratief proces is. Uit een eerste grondonderzoek volgen indicatieve schematiseringen en tegelijkertijd onzekerheden over die schematiseringen. Het reduceren van die onzekerheden

kan via gericht extra grondonderzoek. Maar of dit zinvol is, hangt mede af van het (verwachte) effect van deze onzekerheden in de faalmechanismeanalyses.

In de hoofdstukken 5 en 6 worden uitgewerkte voorbeelden gegeven. In hoofdstuk 5 gaat het om een toetscase en een ontwerpcase m.b.t. het faalmechanisme macro-instabiliteit van het binnentalud. In hoofdstuk 6 om een toetscase en een ontwerp-case m.b.t. het faalmechanisme opbarsten en piping.

In hoofdstuk 7 wordt ingegaan op lopende ontwikkelingen op het gebied van opslag van informatie in landelijke databestanden. Bij aanvang van het SBW-onderzoek, ten behoeve van dit TRGS, was er van uitgegaan dat die ontwikkelingen zover zouden zijn dat, voor wat betreft het documenteren en voor hergebruik toegankelijk archiveren van schematiseringen, aangesloten zou kunnen worden op deze landelijke databestanden. Dit is echter nog niet het geval; wel is het mogelijk om gedocu-menteerde schematiseringanalyses als pdf in deze databestanden op te slaan, zodat ze in ieder geval gearchiveerd kunnen worden.

Bijlage A bevat, zoals gezegd,de vervanging van deel A van het Addendum bij het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [4] en Bijlage B een wiskundige uiteenzetting van de schematiseringtheorie en schematiseringfactor.

1.4 Totstandkoming

Het TRGS is het eindproduct en resultaat van het SBW onderzoek ‘Faalmecha-nismen Grondonderzoek’ dat door Deltares, in opdracht van en in samenwerking met de Waterdienst van Rijkswaterstaat is uitgevoerd in de jaren 2008-2010. Aan dit onderzoeksproject en de totstandkoming van dit eindproduct is door verschil-lende ingenieursbureaus direct of indirect meegewerkt. In de referenties [25], [26] en [27] zijn de belangrijkste onderzoeksrapportages, waarop dit TRGS is gebaseerd, weergegeven. In het achtergrondrapport bij dit TRGS zijn grote delen van deze onderzoeksrapportages bijeengebracht [24].

Aan de totstandkoming van het TRGS en/of de onderliggende onderzoeks-rapporten hebben de volgende personen meegewerkt:

Opdrachtgever	Ministerie van Infrastructuur en Milieu	
Projectleider namens RWS	Drs. Bianca Hardeman	RWS
Projectleider namens Deltares en hoofdauteur	Ir. Ed Calle	Deltares
Opgesteld door	Ir. Martin van der Meer Drs. Clara Spoorenberg Ir. Werner Halter Ir. Ben Rijnveld	Fugro Ingenieursbureau BV Fugro Ingenieursbureau BV Fugro Ingenieursbureau BV Fugro Ingenieursbureau BV
	Ir. Andries Nederpel Drs. Jan Huizinga	HKV_LIJN IN WATER HKV_LIJN IN WATER
	Ir. Hans Niemeijer <i>(auteur stappenplan schematiseringfactor)</i>	Arcadis Nederland BV
	Drs. Gerard Kruse Ir. Han Knoeff (interne reviews) Dennis Peters Dr. Pauline Kruiver	Deltares Deltares Deltares Deltares
Kwaliteitsborging	SBW Reviewteam Dijken	
	Ir. Henk Jan Verhagen (voorzitter)	TU Delft
	ENW Werkgroep Techniek	
	Dr. Ir. Peter van den Berg (voorzitter)	Deltares

2 Grondmechanische schematiseringen

2.1 Inleiding

2.1.1 Ontwerpstadium en toetsniveau

Het ontwerpen of toetsen van dijken bestaat, vanuit het oogpunt van grondmechanische veiligheid, uit het controleren op voldoende veiligheid tegen het optreden van faalmechanismen. Dit gebeurt aan de hand van controlevoorschriften, die kunnen variëren van zeer eenvoudige rekenregels tot complexe berekeningsmodellen. Hierin spelen schematiseringen van de opbouw van de dijk, de ondergrond, de hierin optredende waterspanningen en de grondeigenschappen in meer of mindere mate een rol. De mate van detail en de mate van betrouwbaarheid waarin deze schematiseringen de werkelijkheid moeten weergeven is afhankelijk van het stadium van het ontwerp of het niveau van de toetsing waarvoor de schematiseringen gebruikt moeten worden. Bij het ontwerpen van waterkeringen worden doorgaans de volgende fasen onderscheiden (TRWG [3]):

- Definitie/planvorming
- Voorontwerp
- Definitief ontwerp
- Uitvoering
- Beheer
- Sloop, vernieuwing of versterking

Het toetsen van waterkeringen is onderdeel van de beheersfase, hierbij wordt onderscheid gemaakt naar verschillende niveaus:

- eenvoudige toetsing
- gedetailleerde toetsing
- geavanceerde toetsing

Bij de planvorming is de vereiste mate van detail in de schematiseringen betrekkelijk gering. Doel van de planvorming is het vaststellen van mogelijke tracés en principe-oplossingen om de technische, financiële en maatschappelijke haalbaarheid te onderzoeken. Kennis van en informatie over de ondergrondopbouw en geohydrologie op ‘omgevingsniveau’ is dan doorgaans voldoende om tot acceptabele schetsontwerpen te komen.

In de voorontwerpfase wordt het schetsontwerp, voor het gekozen tracé en de gekozen principeoplossing, nader uitgewerkt t.b.v. keuze uit mogelijk verschillende ontwerpvarianten. Hierbij zijn gegevens over de locale opbouw van de ondergrond en over de te verwachten waterspanningen in dijk en ondergrond nodig. Veelal zullen berekeningen in deze fase gebaseerd zijn op conservatieve aannamen. Dit voorkomt latere teleurstellingen bij het vaststellen van het definitieve ontwerp.

Bij het definitieve ontwerp worden de uiteindelijke afmetingen van de dijk of andere waterkering vastgesteld, wordt gecontroleerd op alle relevante faalmechanismen en worden constructiedetails ontworpen. Zo mogelijk en wenselijk wordt hierbij geoptimaliseerd. Ook worden de verschillende uitvoeringsfasen vastgesteld en ontworpen. De benodigde mate van gedetailleerdheid van schematiseringen van de opbouw van de ondergrond en de geohydrologische karakterisering is in deze fase groter dan in de voorontwerpfase, afhankelijk van mate van optimalisatie die wordt nagestreefd.

De mate van detail in de schematiseringen van ondergrondopbouw en waterspanningen die nodig is voor het toetsen van dijken is vergelijkbaar met de mate van

detail die nodig is voor de definitieve ontwerpfase. Dit geldt in beginsel voor elk van de drie toetsniveaus. De ‘eenvoudige toetsing’ onderscheidt zich van de andere toetsniveaus doordat beoordelingscriteria (voor stabiliteit, piping etc.) niet gekoppeld zijn aan rekenmodellen, maar aan geometrische kenmerken. Deze vragen minder detailinformatie, bijvoorbeeld over de precieze dikten van lagen binnen een grondlagenpakket. Echter, inzicht in onzekerheden van de schematiseringen is voor eenvoudige toetsingen eveneens relevant.

Bij de gedetailleerde toetsing worden doorgaans dezelfde typen rekenmodellen gebruikt die ook in de voorontwerpfase en de definitieve ontwerpfase worden gebruikt. De benodigde mate van detail bij de schematisering van ondergrondopbouw en waterspanningen daarom vergelijkbaar met die ontwerpfasen. Dit geldt in het algemeen ook voor geavanceerde toetsingen.

De beschrijving van de opzet van schematiseringen en het omgaan met schematiseringonzekerheden (door gebruik van de schematiseringfactor) in dit technisch rapport is primair bedoeld voor, en ook toegesneden op, faalmechanisme controles in de definitieve ontwerpfase en de gedetailleerde toetsingen. Zoals in hoofdstuk 1 gezegd, ligt daarbij de nadruk op de faalmechanismen ‘macro-instabiliteit’ en ‘opbarsten en piping’.

2.1.2 Van omgevingsbeeld naar locale schematiseringen

Voor het verkrijgen van goede schematiseringen is kennis van de geologie en de geohydrologie van de omgeving van de dijk nodig. Vanuit dit ‘omgevingsbeeld’ kan worden toegewerkt naar locale schematiseringen van de dijk, de ondergrondopbouw in de directe omgeving ervan en de relevante waterspanningen. Hoewel uiteindelijk alleen de locale schematiseringen in de feitelijke toets- of ontwerpanalyses worden gebruikt, is kennis van de omgeving nodig om zoveel mogelijk te voorkomen dat bij deze locale schematiseringen risico’s over het hoofd worden gezien.

Het omgevingsbeeld wordt gevormd door kennis van en informatie over de in de omgeving van de dijk voorkomende geologische en geohydrologische karakteristieken. Schematiseringen van ondergrondopbouw en water(over)spanningen onder en nabij de dijk komen tot stand door combineren van dit omgevingsbeeld met informatie uit grondonderzoek ter plaatse van en nabij de dijk.

Centraal in het proces van grondonderzoek en schematisering staat het verkrijgen van informatie ten behoeve van het kunnen uitvoeren van toets of ontwerpcontroles. Die controles worden doorgaans uitgevoerd met behulp van, voor de verschillende mogelijke faalmechanismen specifieke, rekenmodellen. Bijvoorbeeld glijvlakanalyses voor controle op taludstabiliteit (faalmechanisme macro-instabiliteit), evenwichtsanalyses voor de controle op opdrijven of opbarsten van binnendijkse deklogen, of een rekenmodel voor de controle op piping. Die rekenmodellen vereisen specifieke informatie over de opbouw van de (onder)grondlagen, de in de grondlagen aanwezige waterspanningen en de fysische of mechanische eigenschappen van de grond in de onderscheiden lagen. Voor de verschillende faalmechanismen gaat het vaak ook om verschillende aspecten van de grondlaagopbouw, of verschillende eigenschappen van de grond in de grondlagen.

Bijvoorbeeld, informatie over de aanwezigheid van een slappe (ondoorlatende) grondlaag kan voor zowel controle op macro-instabiliteit als piping van belang zijn. Wanneer de dikte van zo’n laag onzeker is kan het voor controle op macro-

instabiliteit van belang zijn de bovengrens van de dikte te schatten (de grootst mogelijke dikte) en voor controle op piping de ondergrens (de kleinst mogelijke dikte). Het grondonderzoek moet er dan op gericht zijn informatie om zowel de boven- als de ondergrens van de dikte van de laag te schatten.

Navolgend worden in paragraaf 2.2 de stappen beschreven om te komen tot schematiseringen voor analyses van de (macro)stabiliteit van dijktaals. Voor schematiseringen voor andere faalmechanisme analyses zijn de stappen analoog, maar ligt de nadruk op andere, mechanisme specifieke, aspecten. Daar wordt op ingegaan in de paragrafen 2.3 en 2.4.

2.2 Benodigde schematiseringen voor analyses van de taludstabiliteit

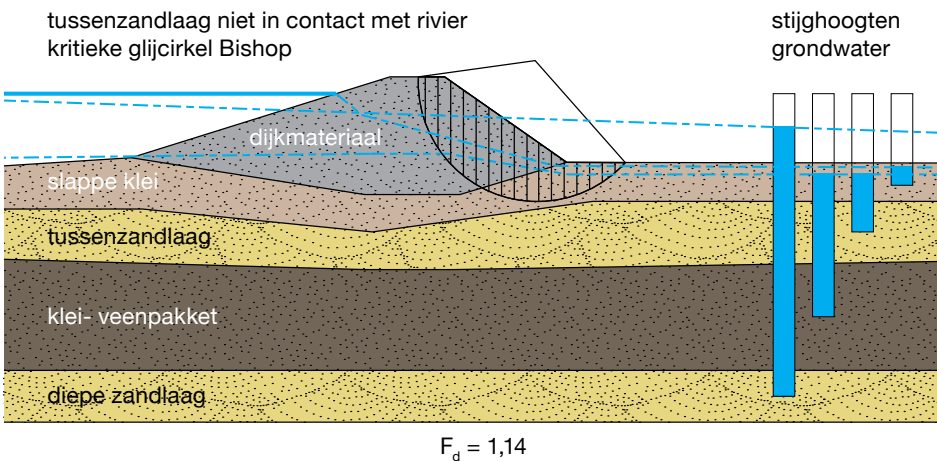
2.2.1 Inleiding

De (in dit TRGS beschouwde) benodigde schematiseringen voor een stabiliteitsanalyse zijn:

- 1 Schematisering van de opbouw van de dijk en de ondergrond.
- 2 Schematisering van de waterspanningen in de onderkende grondeenheden.

Doorgaans zijn waterspanningen in en onder de dijk het effect van zaken die zich in de omgeving van de dijk afspelen. Bijvoorbeeld, respons op rivierwaterstanden, op grondwaterpeilbeheer en neerslag, maar ook verkeersbelasting op de dijk. Voor het schematiseren van waterspanningen voor een stabiliteitsanalyse is het daarom nodig de (geohydrologische) systeemwerking en de erbij behorende geohydrologische parameters van de dijk, de ondergrond en de omgeving te kennen.

Ruwweg gezegd moet deze schematisering één (of meer) afbeelding(en) opleveren, zoals de in figuur 2.1 getekende dwarsdoorsnede van de dijk, die representatief is (zijn) voor de op macrostabiliteit te onderzoeken dijkstrekking.



Figuur 2.1 Schematisering van de opbouw van een dijk en de ondergrond voor de controle op macro-instabiliteit

De schematisering(en) vormt (vormen) de invoer voor het rekenmodel of de rekenmodellen waarmee de stabiliteitsanalyses worden uitgevoerd. De keuze van het rekenmodel is afhankelijk van verschillende factoren. Voor het controleren van de veiligheid tegen ‘ondiepe’ afschuivingen wordt in de praktijk doorgaans het glijcirkel evenwichtsmodel volgens Bishop² gebruikt. In de situatie die in figuur 2.1 is geschetst (tussenzandlaag niet in contact met de rivier) is dit een goede keuze. Staat de tussenzandlaag wel in contact met de rivier, dan bestaat de kans dat bij hoge rivierstand de binnendijkse deklaag (rechts van de dijk in figuur 2.1) opdrijft. Daardoor kan een diepere, langgerekte afschuiving, dus niet cirkelvormig, maatgevend zijn. In dat geval zal de voorkeur gegeven worden aan het gebruik een rekenmodel dat speciaal voor zulke situaties is ontwikkeld³. Wanneer ook vervormingen berekend moeten worden, dan is een numeriek rekenmodel gebaseerd op vervormingen en evenwicht⁴ aangewezen. Voor alle drie is echter een schematisering van grondlagen en waterspanningen, zoals aangegeven in figuur 2.1, vereist. Wel kunnen voor verschillende berekeningsmodellen verschillende typen van grondeigenschappen binnen de onderscheiden grondlagen nodig zijn. Voor een nadere beschrijving van de rekenmodellen en de hiervoor benodigde grondparameters wordt verwezen naar het TRWG [3].

2.2.2 Globale werkwijze bij schematiseren

In deze paragraaf worden verschillende stappen beschreven die doorlopen moeten worden om te komen tot schematiseringen van een of meer representatieve dwarsprofielen van de dijk in een beschouwde dijkstrekking. Deze stappen zijn:

- 1 karakterisering van de ondergrondopbouw in de omgeving van de dijk
- 2 geohydrologische karakterisering
- 3 geotechnische schematisering
- 4 keuze maatgevende dwarsprofielen

Deze stappen worden nu beschreven:

1 Karakterisering van de ondergrondopbouw in de omgeving van de dijk:

Deze karakterisering dient om inzicht te krijgen in de voorkomens van grondlagen en (onder)grondopbouw- typen die relevant zijn voor de verschillende potentiële faal- of bezwijkmechanismen van de dijk. Denk hierbij bijvoorbeeld aan de aanwezigheid van zandbanen, kleilenzen, grindbanken enz. Deze verschijnselen kunnen lokaal van aard zijn en zo beperkt van omvang dat ze bij ‘normaal’ grondonderzoek in de directe omgeving van de dijk (bijvoorbeeld sonderingen om de 100 meter) niet worden opgemerkt. Deze karakterisering verschaft handvatten om, ook wanneer dit niet uit het ‘normale’ grondonderzoek bij de dijk zelf blijkt, met de mogelijke aanwezigheid ervan toch rekening te houden bij de schematisering van de dijk en de directe ondergrond.

Verder dient deze karakterisering om een beeld te krijgen van de geohydrologische systematiek in de ondergrond. Van belang hierbij is dat onderkend wordt welke factoren in de omgeving van de dijk invloed kunnen hebben op de voor de stabiliteit relevante waterspanningsopbouw in en om de dijk. Denk hierbij aan respons van grondwaterstanden en grondwaterspanningen op de buitenwaterstand en peilbeheer binnendijks, maar bijvoorbeeld ook aan zaken in de omgeving als zandwinning (binnendijks), grondwateronttrekking, afgravingen in het voorland, enz.

2 Bijvoorbeeld de optie Bishop in het programma MSTAB

3 Bijvoorbeeld de optie LiftVan in het programma MSTAB

4 Bijvoorbeeld het programma PLAXIS

Het resultaat van deze schematiseringstap is dat een (globaal) beeld wordt verkregen van de bodemopbouw in de omgeving van de dijk en geohydrologische systeemkenmerken. Precieze ligging, dikte en eigenschappen van grondlagen of grondpakketten zijn nog niet van belang, die komen in de volgende stappen aan de orde.

De informatie die hierbij gebruikt wordt kan divers van aard zijn. Als al grondonderzoek ter plaatse van de dijk beschikbaar is kan dit een aanvulling zijn die detaillering toevoegt aan gebiedservaring of kennis van de geologie van het gebied. Gegevensbestanden met boringen en/of sonderingen in de omgeving (DINO- database [7]) zijn onmisbare informatiebronnen voor het globale beeld van de ondergrondopbouw. Gebiedservaring en/of kennis van de geologie van het gebied zijn ook richtinggevend bij het vaststellen van de mogelijke aanwezigheid van locale verschijnselen of structuren in de ondergrond in de directe omgeving van de dijk, die van belang kunnen zijn. Hiermee kan dan bij het opzetten van het grondonderzoek rekening gehouden worden.

Mogelijk is de uitkomst niet een (min of meer) eenduidige karakterisering, maar zijn er door ontbrekende informatie meerdere (essentieel verschillende) mogelijkheden. Deze moeten meegenomen worden bij de verdere schematiseringstappen.

2 Geohydrologische karakterisering:

Op basis van de geïdentificeerde geohydrologische systeemkenmerken in de vorige stap moet de geohydrologische schematisering verder worden opgetuigd. Veelal gaat het om waterspanningen in zandlagen onder de dijk die bij de binnentoevoer voor opdrijven of opbarsten zouden kunnen zorgen. Maar ook om het verloop van waterspanningen (verticaal) over klei- en veen pakketten en/of stijghoogtes in het dijklichaam, voor zover die via grondwaterstroming door de ondergrond ontstaan.

De geohydrologische karakterisering is een schematisering van lagen die watervoerend zijn (zandlagen) en slecht doorlatende pakketten (klei en veenlagen). Van de watervoerende lagen moet aangegeven worden hoe die in verbinding (kunnen) staan met oppervlaktewater waarvan invloed op het waterspanningsbeeld in de dijk en de omgeving ervan uitgaat. Daarbij moet uiteraard rekening worden gehouden met de 3D configuratie van de lagen. In de slecht doorlatende lagen wordt in de regel geen horizontale grondwaterstroming verondersteld, wel mogelijk verticale grondwaterstroming door potentiaalverschillen tussen watervoerende lagen boven en onder de slecht doorlatende laag. Doel van de geohydrologische schematisering is primair het in beeld brengen van de mogelijke invloed van (veranderingen van) open waterpeilen en grondwaterpeilen in de omgeving op de ontwikkeling van waterspanningen in en nabij de dijk. Op basis van de geohydrologische schematisering kunnen rekenmodellen voor grondwaterstroming worden gekozen om de waterspanningen in de ontwerp- of toetssituatie te berekenen of aan de hand van metingen te schatten (bijvoorbeeld extrapolatie van een meting van de getijderespons).

De benodigde mate van detail van de schematisering is afhankelijk van de rekenmodellen die men wil toepassen. Detailinformatie wordt ontleend aan:

- boringen en sonderingen (voor het classificeren en schatten van de dikte van grondlagen),
- eventueel waterspanning responsmetingen in de zandlagen, om te verifiëren of en in welke mater deze communiceren met oppervlaktewater
- soms waterspanningsmetingen in slecht doorlatende lagen.

Net als voor de globale karakterisering van de ondergrondopbouw geldt dat de geohydrologische karakterisering in de lengterichting van de dijk variabel kan zijn. Verder geldt ook dat de beschikbare informatie niet toereikend kan zijn om tot een eenduidig geohydrologische karakterisering te komen. Met additioneel grondonderzoek (bijvoorbeeld metingen van waterspanningen) kan dan geprobeerd worden wel een eenduidig(er) beeld te verkrijgen. Maar ook dan kunnen verschillende mogelijkheden overblijven. Die moeten worden meegenomen in het verdere schematiseringproces.

In het Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken (TRWD [8]) zijn rekenmodellen voor grondwaterstroming in dijken en ondergrond in detail beschreven. Daarin worden naast recepten voor eenvoudige schematiseringen van waterspanningen in en onder de dijk, ook geohydrologische rekenmodellen aangedragen.

3 Geotechnische schematisering:

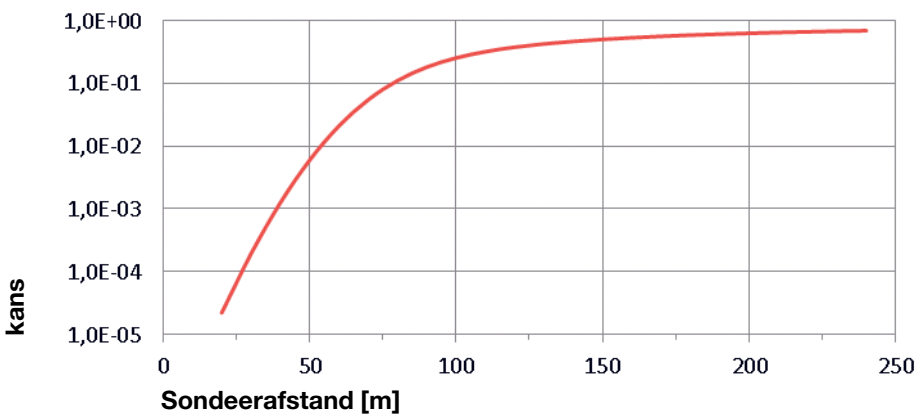
Op het schaalniveau van de dijk en de voor de stabiliteitsanalyses relevante directe ondergrond moeten de ruwe schematiseringen die uit stap 1) en 2) komen verder worden gedetailleerd. Dit noemen we de geotechnische schematisering. Hieronder verstaan we een min of meer driedimensionaal beeld van het verloop van grondlagen (in de diepte, in de richting loodrecht op de dijk en in de lengterichting ervan). Meer gedetailleerde informatie over ligging en dikte van de grondlagen is hierbij wel van belang, omdat de stabiliteitsanalyses daar gevoelig voor zijn. Verder moet aan de hand van de geohydrologische karakterisering een beeld worden afgeleid van de binnen die grondlagen heersende waterspanningen. Idealiter moet het op grond van deze schematisering mogelijk zijn op elke locatie in de lengterichting van de (beschouwde strekking van de) dijk een dwarsprofiel te genereren van dijk en ondergrond. Hierin zijn grondlagen en/of andere grondeenheden, en hierin optredende waterspanningen onder toetscondities vastgelegd.

De opbouw van dijk en ondergrond in deze schematiseringstap moet worden ontleend aan grondonderzoek. De basis hiervoor zijn boringen en sonderingen verdeeld over de lengterichting van de dijk. Aan de hand van de geïnterpreteerde boringen en sonderingen wordt een eerste beeld van de aanwezigheid van verschillende grondlagen en het verloop ervan in de lengterichting van de dijk geconstrueerd.

Van de in stap 1 geïdentificeerde in het gebied aanwezige geologische structuren van beperkte afmeting, zoals zandbanen of kleilenzen, moet worden nagegaan of deze ook in de gedetailleerder geotechnische schematisering direct bij de dijk een rol kunnen spelen. De mogelijkheid bestaat, bijvoorbeeld, dat zandbanen of kleilenzen in de ondergrond nabij de dijk aanwezig kunnen zijn, gezien het voorkomen in de omgeving, maar dat die niet aan het licht gekomen zijn bij het grondonderzoek.

In figuur 2.2 is, ter illustratie, de kans weergegeven dat bij sonderingen een in de ondergrond aanwezige lens met slap bodemmateriaal niet wordt opgemerkt, als functie van de afstand tussen de sondeerpunten in een raai in de lengterichting van de dijk. Hierbij is uitgegaan van een normaal verdeelde breedte van de lens, met een verwachtingswaarde van 75 meter en een standaardafwijking van 15 meter. De afmetingen van zo'n lens zijn in elk geval relevant voor de taludstabiliteit van een dijk. We zien in deze figuur dat bij een zeer gebruikelijke afstand van 100 meter zo'n lens, indien aanwezig, met een kans van 10% door deze sonderingen niet wordt opgemerkt. De figuur is ontleend aan het artikel 'Optimaal grondonderzoek vraagt een gedegen kansanalyse' [9].

Dit kan betekenen dat wanneer op grond van de gebiedskaracterisering in stap 1 is vastgesteld dat lenzen van deze afmetingen kunnen voorkomen, er bij de geotechnische schematisering rekening mee gehouden moet worden dat die mogelijk ook onder of vlakbij de dijk aanwezig kunnen zijn, ondanks dat de sonderingen dit niet aangeven. In principe geldt dit ook voor andere geologische structuren van beperkte afmeting en de ligging in horizontale richting van begrenzingen van lagen. De kans daarop is afhankelijk van de dichtheid van voorkomen van die structuren in het gebied en is niet altijd even gemakkelijk te schatten.



Figuur 2.2: Kans op ‘missen’ van een lens met slap bodemmateriaal als functie van de sondeerafstand bij equidistante sonderingen. Ontleend aan [9]

Het is dus denkbaar dat de beschikbare informatie niet leidt tot één eenduidige geotechnische schematisering, maar tot meerdere mogelijke schematiseringen.

4 Keuze maatgevende dwarsprofielen:

Aan de hand van de geotechnische schematisering(en) moeten keuzes gemaakt worden voor dwarsprofielen die maatgevend zijn voor het ontwerpen van een dijk(versterking) of het toetsen van de veiligheid van een bestaande dijk. Zoals gezegd kunnen de opbouw van de dijk en de ondergrond, maar ook waterspanningen in de dijk en de ondergrond variëren in de lengterichting van de dijk.

Een arbeidsintensieve maar wel doeltreffende aanpak is om de dijkstrekking in secties te verdelen, waarvoor op basis van de hierboven beschreven schematiseringen een dwarsprofiel van de dijk, de ondergrondopbouw en de hierin heersende water(over)spanningen, behorende bij de ontwerp- of toetsbelasting, te bepalen. Met informatie over de grondeigenschappen binnen de onderscheiden grondlagen kunnen dan voor elk van de secties een of meer stabiliteitsanalyses worden uitgevoerd. Maatgevend voor het op te stellen (dijkversterking)ontwerp, of de beoordeling bij een veiligheidstoetsing, is het dwarsprofiel met de kleinste stabiliteitsfactor.

Deze aanpak vergt in beginsel stabiliteitsberekeningen voor alle in de lengterichting van de dijk onderscheiden ‘typische’ dwarsprofielen. Doorgaans zal het voor een ervaren ontwerper/toetsers mogelijk zijn een (groot) deel van de dwarsprofielen al bij voorbaat op basis van kwalitatieve beoordeling als niet maatgevend te kwalificeren. Een algemeen recept hiervoor is echter niet te geven. Het systematisch zoeken, door alle secties ‘door te rekenen’ leidt in ieder geval tot een bruikbaar resultaat. In de praktijk zal het keuzeproces een mengvorm zijn van kwalitatieve beoordeling en systematisch zoeken.

2.2.3 Keuze van de basisschematisering voor toets- of ontwerpanalyse

De bedoeling is dat het in de voorgaande paragraaf beschreven schematisering-proces uiteindelijk bij voorkeur één voor de te toetsen dijkstrekking representatieve locatie oplevert, die qua dwarsprofiel van de dijk, in combinatie met de ondergrondopbouw en bijbehorende waterspanningen, maatgevend is. Het is uiteraard ook mogelijk dat nog niet één locatie als maatgevend kan worden aangewezen, maar dat er twee of meer locaties zijn, waarvan later moet blijken welke maatgevend is. In dat geval zullen voor al deze locaties ontwerp- of toetsanalyses moeten worden gemaakt. We gaan hier vooralsnog even uit van het ideale geval dat één representatieve locatie kan worden aangewezen. Benadrukt wordt dat voor de verschillende toets- of ontwerpsoorten de representatieve locaties binnen een dijkstrekking verschillend kunnen zijn. De representatieve dwarsdoorsnede voor het toetsen op macrostabiliteit hoeft dus niet tevens de representatieve dwarsdoorsnede voor toetsen van andere faalmechanismen, zoals piping, of micro-instabiliteit, et cetera.

Wanneer in dit ideale geval er ook slechts één mogelijkheid is geïdentificeerd voor ondergrondopbouw en ontwikkeling van grondwaterspanningen in de ontwerp of toetssituatie, dan ligt hiermee ook het uitgangspunt voor de ontwerp- of toetsanalyses vast. Er is dan geen onzekerheid ten aanzien van de schematisering. Zijn er meer scenario’s⁵, dus meer schematiseringen voor ondergrondopbouw en waterspanningen mogelijk, dan moet hieruit een keuze worden gemaakt voor de schematisering die als uitgangspunt voor het ontwerpen of de toetsing wordt genomen, we zullen dat de basisschematisering noemen.

In een ontwerpssituatie lijkt het voor de hand liggend het meest ongunstige⁶ scenario als basisschematisering te kiezen. Dat is in ieder geval een conservatief scenario (veilige keuze). Maar, wanneer de waarschijnlijkheid van dit scenario⁷ erg klein is ten opzichte van de andere, minder ongunstige, scenario’s, kan dit leiden tot een onnodig duur ontwerp. In dat geval kan men ook kiezen voor een minder conservatief scenario als basisschematisering. Maar er moet dan er wel rekening mee gehouden dat werkelijkheid in principe ongunstiger kan zijn dan die basisschematisering. Dat betekent dat een ontwerp, uitgaande van zo’n basisschematisering, onvoldoende veilig kan zijn (minder veilig dan vereist).

In het geval het om toetsing van een bestaande dijk gaat kan de keuze van de meest conservatieve schematisering leiden tot onterecht afkeuren. Aan de andere kant zou de keuze voor een minder conservatieve schematisering kunnen leiden tot onterecht goedkeuren. In paragraaf 3.2 wordt dat geïllustreerd met een rekenvoorbeeld. Bij de keuze van de basisschematisering uit een set van mogelijke of denkbare schematiseringen zullen afwegingen moeten worden gemaakt. Daarin spelen de kansen dat de verschillende mogelijkheden de werkelijkheid representeren een rol, evenals de mate waarin de verschillende mogelijke keuzen (naar verwachting) leiden tot verschillen in de berekende veiligheid. Dit afwegingsproces gebeurt impliciet en is daardoor diffuus en gevoelig voor subjectiviteit. Met de schematiseringanalyse, die in hoofdstuk 3 beschreven wordt, wordt een instrument aangereikt waarmee dit keuzeproces inzichtelijk gemaakt kan worden. De schematiseringfactor speelt daarbij een belangrijke rol; in hoofdstuk 3 gaan we daar uitgebreid op in.

5 Het woord ‘scenario’ is in dit verband taalkundig niet helemaal correct, maar wordt gemakshalve gebruikt
6 Met ongunstig scenario wordt bedoeld een scenario waarbij de (berekende) veiligheid (bijv. stabiliteitsfactor) van een bestaande dijk of een dijkontwerp relatief laag is.
7 ‘Conservatief scenario’ en ‘ongunstig scenario’ zullen naast elkaar gebruikt worden. Ongunstig heeft betrekking op de ‘toestand’ of ‘staat’ (zie vorige voetnoot) en conservatief op de keuze van een uitgangspunt.

2.3 *Benodigde schematiseringen voor controle op opbarsten en piping*

Wat over de stapsgewijze opzet schematiseringen van dijk en ondergrond ten behoeve van stabiliteitscontrole is gezegd in paragraaf 2.2 geldt grosso modo ook voor schematiseringen ten behoeve van het mechanisme piping. Alleen ligt hierbij de nadruk op de voor opbarsten en piping relevante aspecten.

De eerste stap is ook nu een globale karakterisering van de grondopbouw in de omgeving van de dijk. Het specifieke aspect voor piping hierbij is dat gelet wordt op mogelijke voorkomens van zandlichamen. De aard van de geologische ontstaans-geschiedenis van die voorkomens is al indicatief voor het type zand, afzettings-condities enzovoorts. In combinatie met de geplande of bestaande dijk ontstaat een globaal beeld van met welke voor opbarsten en piping relevante verschijnselen rekening gehouden moet worden. Als opbarsten van deklagen hierbij een rol kan gaan spelen, dan zullen ook de locale geohydrologische systeemkenmerken gekarakteriseerd moeten worden (tweede stap in paragraaf 2.2.2).

De derde stap, bestaat weer uit het geotechnisch schematiseren van de dijk en de ondergrond in de directe omgeving ervan. Hierbij komen de voor piping relevante vragen aan bod:

- gaat het om een configuratie van dijk en ondergrond waarin het mechanisme piping op kan treden? Welke andere erosie gerelateerde mechanismen kunnen ook van belang zijn? (zie hiervoor het Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen, TRZW [10])
- Welke zandlagen waarin mogelijk piping kan optreden zijn aanwezig?
- Bestaat de mogelijkheid dat bij het grondonderzoek langs de dijk locale zandvoorkomens, die blijkens de gebiedskarakterisering aanwezig kunnen zijn, toch gemist zijn?
- Zijn er deklagen binnendijs die mogelijk op kunnen barsten? Wat is hiervan de dikte, samenstelling en gewicht?
- Wat zijn de relevante kwelwegen (waar zitten intrede en uittredepunten)?
- Hoe varieert de configuratie van dijk en ondergrond in de lengterichting van de dijk binnen de strekking waarvoor een ontwerp gemaakt moet worden of welke getoetst moet worden? En is op voorhand al te zeggen op welke locatie of locaties het ‘dwarsprofiel’ maatgevend is? Is er duidelijk één maatgevend dwarsprofiel, of zijn er meerdere?
- Wat zijn mogelijke, misschien onwaarschijnlijke, maar niet op voorhand uit te sluiten afwijkingen van de geïdentificeerde maatgevende dwarsprofielen? (Dit betreft zowel de grondopbouw en de geohydrologische systeemwerking, als de dijk zelf).
- Wat zijn de voor opbarsten en piping relevante eigenschappen van de grondlagen/ grondeenheden in de schematiseringen voor de maatgevende dwarsprofielen?

Dit proces leidt tot één of meer geschematiseerde dwarsprofielen die als ingang dienen voor de vervolgstappen (analyses van opbarsten en piping). Zie hiervoor ook het TRZW [10].

- Als er potentiële opbarstsituaties zijn geïdentificeerd moeten opbarstpotentialen in de watervoerende zandla(a)g(en) worden bepaald. De geohydrologische karakterisering is hierbij een hulpmiddel om deze potentialen (veilig) te schatten, of met behulp van een rekenmodel voor grondwaterstroming te berekenen. Van belang hierbij is dat de uitgangspunten voor die rekenmodellen óf veilig gekozen worden óf gevalideerd, bijvoorbeeld aan de hand van waterspanningsrespons-

metingen. De uitkomst(en) van de opbarstanalyse(s) is bepalend voor de vervolgstappen.

- Blijkt uit de opbarstanalyse dat opbarsten met voldoende betrouwbaarheid kan worden uitgesloten (veiligheidsfactor op opbarsten >1.20) dan hoeft verdere controle op piping van de met die opbarstsituatie geassocieerde kwelweg niet plaats te vinden.
- Voor de overige geïdentificeerde kwelwegen moet via een pipinganalyse voldoende veiligheid tegen piping worden aangetoond. Hiervoor bestaan verschillende rekenmodellen (TRZW [10]).

2.4 Andere faalmechanismen; generieke aanpak

Uit de beschrijvingen in paragraaf 2.2 en 2.3 volgt een generiek patroon bij het schematiseren, waaruit de benodigde schematiseringen voor een mechanisme kunnen worden afgeleid. Deze generieke stappen zijn, kort samengevat:

- 1 Ga na, voor het faalmechanisme waarvoor schematiseringen moeten worden opgezet, of, en zo ja welke, verschijnselen of processen in de (eventueel wijde) omgeving van het dijklichaam zelf van belang kunnen zijn. Indien ja, begin dan met een grove karakterisering van die omgevingsverschijnselen of processen
- 2 Maak voor de strekking van de dijk, waarvoor de schematiseringen representatief moeten zijn, een lengteprofiel met dwarsprofielen van de dijk en (voor zover voor het mechanisme van belang) de ondergrond, waarin de voor het beschouwde mechanisme relevante benodigde gegevens inzichtelijk worden gemaakt. Geef hierin de locaties aan met onderzoekspunten (of andere beschikbare informatie) waarmee lokaal de vereiste schematisering voor de analyse van het faalmechanisme kan worden gemaakt. Geef hierin ook de locaties aan waar (voldoende) informatie om een schematisering te maken ontbreekt. Daar is mogelijk nader (grond)onderzoek nodig.
- 3 Ga na of de beschikbare informatie voldoende is om één of enkele voor de hele dijkstrekking representatieve schematiseringen af te leiden, waarmee de analyse voor de toets op het faalmechanisme kan worden uitgevoerd.
- 4 Ga na of verfijningen nodig (of wenselijk) zijn en schat in welke additionele informatie hiervoor nodig is.

2.5 Benodigde informatie bij het schematiseren; grondonderzoek

Voor het opstellen van schematiseringen is informatie nodig. Hierbij kan onderscheid gemaakt worden tussen:

- 1 een eerste opzet van de schematisering(en)
- 2 het verfijnen van de schematisering(en)

Bij een eerste opzet zal doorgaans gebruik gemaakt worden van al beschikbare informatie, aangevuld met ‘standaard grondonderzoek’ (zie hoofdstuk 4). Bij Nederlandse dijken is er vrijwel nooit sprake van een volledige afwezigheid van informatie over de opbouw van de dijk en de ondergrond. De omstandigheid dat alle informatie ‘van scratch’ af ingewonnen moet worden met alleen technieken

voor grondverkenning zal zich dus niet gauw voordoen. Informatie op basis waarvan inzicht kan worden verkregen over de opbouw van het dijklichaam en de ondergrond in de omgeving van de dijk (en de variatie ervan in de lengterichting) kan ontleend worden aan:

- Archiefinformatie, zoals oude bestekken voor de bouw en latere verhogingen of versterking. Doorgaans zal die slechts beschikbaar zijn voor ingrepen die betrekkelijk recent (tot, pakweg, 50 à 70 jaar geleden) zijn uitgevoerd. Informatie over ingrepen van vóór die tijd is vaak niet aanwezig of kan, zo er al gedocumenteerd is, verloren zijn gegaan of ontoegankelijk geworden.
- Beheersinformatie over onderhoudsingrepen en geobserveerd gedrag bij hoge waterstanden in het recente verleden (decennia), en informatie over zettinggedrag.
- Gedocumenteerde informatie over grondonderzoeken (boringen en/of sonderingen, eventueel geo- elektrisch onderzoek en metingen van respons van waterspanningen) die in het verleden zijn uitgevoerd t.b.v. dijkversterking of -toetsing. Bij een eerste opzet kunnen ook grondonderzoeken in de omgeving van de dijk als informatiebron dienen.
- Voor wat betreft de opbouw van de ondergrond: basis informatie uit geologische/ geohydrologische databases (DINO, grondwaterkaarten) in combinatie met interpretatie van deze informatie door een geoloog met gebiedskennis.
- Doorgaans ook: grondonderzoek volgens een 'standaardopzet' (zie hoofdstuk 4).

Voor alle bronnen geldt dat ze in beginsel fragmentarische informatie leveren. Dit is kenmerkend voor grondmechanisch onderzoek. De verschillende informatiebestanddelen zijn als puzzelstukjes die door combineren gezamenlijk bijdragen tot het ontstaan van een totaalbeeld.

Wanneer een eerste opzet van de schematisering of mogelijke schematiseringen verkregen is, kan, door hier kritisch naar te kijken worden geïnventariseerd of, en zo ja, welke onzekerheden hierin nog een rol kunnen spelen. Voorbeelden zijn:

- kan een grondlaag die (mogelijk) ongunstig is voor de stabiliteit van de dijk, bij het grondonderzoek over het hoofd zijn gezien?
- kan een zandbaan die ogenschijnlijk achter de dijk ophoudt niet elders onder de dijk doorlopen en daardoor toch in verbinding staan met de rivier?
- wat gebeurt er met de freatische lijn als de drainage in de binnenteen niet of onvoldoende werkt?
- Bij onder de dijk 'uitwiggende': grondlagen: tot hoever lopen ze door en wat is de invloed op de stabiliteit?

Die inventarisatie van onzekerheden levert de (bij voorkeur alle) mogelijk geachte, of niet uit te sluiten, afwijkingen van de eerste opzet van een schematisering op, die relevant zijn voor de controle op het beschouwde faalmechanisme.

Wanneer een mogelijke afwijking een groot nadelig effect kan hebben op de veiligheid tegen het beschouwde mechanisme en de kans er op relatief groot wordt geschat, dan kan een ontwerper of toetsers besluiten om deze onzekerheid door gericht nader grondonderzoek al op voorhand te elimineren of reduceren. De verwachting is dan immers dat de schematisering-analyse, die in hoofdstuk 3 beschreven wordt, de noodzaak of wenselijkheid hiervan zal aantonen.

Het resultaat van de analyse is dat een verzameling verschillende (mogelijk geachte, van waarschijnlijk tot 'niet uit te sluiten') schematiseringen wordt verkregen waarmee de schematiseringanalyse, zoals beschreven in hoofdstuk 3, verder wordt uitgevoerd.

In hoofdstuk 4 wordt nader ingegaan op de opzet van grondonderzoek in het algemeen en in de hoofdstukken 5 en 6 worden voorbeelden besproken.

3 Schematiseringtheorie en stappenplan bij het schematiseren

3.1 Schematiseringtheorie en schematiseringfactor

Een opmerking vooraf. Waar in dit hoofdstuk gesproken wordt over (onzekerheid over) de ondergrondopbouw wordt tevens bedoeld (onzekerheid over) de opbouw van het dijklichaam. Met waterspanningen worden zowel de ligging van het freatisch vlak (de grondwaterspiegel) in de dijk en de bovenste grondlagen bedoeld, als grondwaterdrukken in de diepere grondlagen (hydrostatische, of over- of onder-spanningen). De opbouw van het dijklichaam heeft grote invloed op de ligging van het freatisch vlak bij hoge buitenwaterstanden. Onzekerheid over de opbouw van het dijklichaam impliceert dan ook onzekerheid over de ligging van het freatisch vlak in de dijk.

Onzekerheden over de ondergrondopbouw en de waterspanningen worden zichtbaar gemaakt door aan te geven welke verschillende schematiseringen (scenario's) mogelijk geacht worden, of niet uit te sluiten zijn, op grond van de beschikbare kennis en informatie. De scenario's kunnen variëren van gunstig tot ongunstig. De keuze van een gunstig scenario als basisschematisering (optimistische keuze, of 'optimistisch scenario') kan leiden tot overschatting van de werkelijke veiligheid van de dijk en is daardoor mogelijk een onveilige keuze. De keuze van een ongunstig scenario kan leiden tot onderschatting van de werkelijke veiligheid en is daardoor mogelijk een te veilige keuze. De gedachte is dat 'de werkelijkheid' door één van die scenario's het beste wordt gerepresenteerd, alleen is niet bekend door welk. Wel zullen, op grond van kennis en beschikbare informatie, intuïtief of beredeneerd niet alle scenario's even geloofwaardig worden geacht. Een manier om dat tot uitdrukking te brengen is door aan alle scenario's een kans toe te kennen. Met de kans op een scenario wordt tot uitdrukking gebracht hoe waarschijnlijk we het vinden dat de 'werkelijkheid' juist door dat scenario (het beste) wordt gerepresenteerd.

Doorgaans zal een geotechnisch ingenieur voor berekeningen van de veiligheid van een dijk uitgaan van een van de meest ongunstige scenario's voor ondergrondopbouw en waterspanningen. Wanneer, bijvoorbeeld, de stabiliteitsfactor voor het binnentalud van een dijk (bestaand of alleen nog maar op papier ontworpen) bij deze keuze aan de vereiste minimale waarde voldoet, dan is de kans klein dat de dijk onterecht wordt goedgekeurd, of dat het ontwerp niet veilig genoeg is.

Bij het toetsen op veiligheid van dijken en het ontwerpen van dijkversterkingen weegt dit zwaar. Maar, een zeer conservatief uitgangspunt voor de berekeningen kan er ook toe leiden dat onterecht wordt afgekeurd, of dat een ontwerp onnodig duur wordt. Namelijk in het geval de kansen op die ongunstige scenario's extreem klein zijn. De geotechnisch ingenieur moet bij de keuze van de schematisering voor ontwerp- of toetsanalyses, de basisschematisering, dus afwegingen maken. Daarbij spelen de kansen op de verschillende scenario's en de effecten ervan op de te berekenen veiligheidsfactor (zoals de stabiliteitsfactor) een grote rol. Die afwegingen gebeurden tot nu toe impliciet. Er zijn geen handreikingen of recepten voor en daardoor zijn ze ook erg onderhevig aan subjectiviteit.

De schematiseringtheorie is ontwikkeld als instrument om die afwegingen gestructureerd te kunnen doen. Het is een hulpmiddel bij het kiezen van één van de mogelijke scenario's, welke als uitgangspunt voor de grondmechanische veiligheidsanalyse gebruikt wordt (de basisschematisering). De theorie is bedoeld als een expliciete beschrijving van het in de voorgaande alinea genoemde impliciete afwegingsproces.

De schematiseringfactor is een onderdeel van deze theorie. Bij het kiezen van een basisschematisering hoeft niet noodzakelijk te worden uitgegaan van (een van) de meest ongunstige scenario's. Wel moet er rekening mee gehouden worden dat de werkelijkheid conform die scenario's kan zijn, ook al is de kans wellicht heel klein. Dit gebeurt door een extra veiligheidsfactor toe te passen, de schematiseringfactor. Deze is afhankelijk van de kansen op deze ongunstige scenario's en de (geschatte) effecten ervan op de veiligheidsfactor, als hier wel mee gerekend zou worden.

De verschillende scenario's en de kansen erop weerspiegelen dus de mate van onzekerheid over hoe de ondergrondopbouw werkelijk is en welke waterspanningen er in de toets- of ontwerpsituatie werkelijk zullen optreden. Naarmate meer of betere informatie beschikbaar komt, bijvoorbeeld door grondonderzoek, kunnen die kansen veranderen. We illustreren met het volgende voorbeeld.

Stel, dat in een op stabiliteit te onderzoeken dijkstrekking op grond van de geologie verondersteld mag worden dat in de ondergrond zandbanen van beperkte breedte aanwezig kunnen zijn, die in contact staan met de rivier. Als ze aanwezig zijn, hebben ze lokaal een ongunstige invloed op de stabiliteit van het binnentalud van de dijk, doordat bij een hoge rivierstand de binnendijkse deklaag op zou kunnen drijven. Stel nu dat bij het grondonderzoek, door middel van sonderingen om de 100 meter, geen zandbaan is aangetroffen. We kunnen dan nog niet met zekerheid vaststellen dat zich in de onderzochte strekking geen zandbanen bevinden. Immers, een zandbaan met een breedte van 80 meter zou geheel tussen twee sondeerpunten in kunnen liggen. Naarmate de afstand tussen de sondeerpunten kleiner is, is die kans natuurlijk kleiner (zie ook figuur 2.2).

We werken dit voorbeeld verder uit om het basisidee van de schematiseringtheorie te illustreren. De feitelijke theorie wordt hier verder niet beschreven, maar is in bijlage B opgenomen.

Stel dat er slechts twee mogelijke scenario's zijn, namelijk het scenario S_1 : 'er is geen zandbaan die in contact staat met de rivier' en het scenario S_2 : 'er is wel een zandbaan die in contact staat met de rivier'. Vaak zullen er meer scenario's zijn, maar dit voorbeeld dient alleen om de gedachte achter de schematiseringfactor uit te leggen. Stel verder dat de kansen op die scenario's in eerste instantie als volgt zijn geschat: $P(S_1)=0,90$ en $P(S_2)=0,10$. De som van deze kansen moet gelijk aan 1,0 zijn, immers de werkelijkheid is óf conform scenario S_1 , óf conform scenario S_2 .

Stel nu vervolgens dat we een bestaande dijk of een dijkontwerp beschouwen, waarvan de afmetingen en alle andere voor een stabiliteitsberekeningen relevante gegevens bekend zijn. We zijn dan in staat de stabiliteitsfactor van deze dijk te berekenen. Deze noteren we als F_d (subscript d staat voor berekend met rekenwaarden voor de schuifsterkte). Stel dat die stabiliteitsfactor, als de werkelijke ondergrondopbouw en de waterspanningen conform het scenario S_1 zijn, gelijk is aan 1,20. We noteren dit als $F(D|S_1)=1,20$. Hierin staat de notatie $D|S_1$ voor 'de dijk, in combinatie met scenario S_1 '. En stel dat de stabiliteitsfactor, als de werkelijkheid conform scenario S_2 is, een stuk kleiner is, namelijk $F(D|S_2)=1,04$, omdat bij dit scenario opdrijven van de binnendijkse deklaag optreedt. De eis voor een veilige dijk is dat de stabiliteitsfactor groter moet zijn dan de vereiste schadefactor, die noteren we als $\gamma_{n, eis}$ (voor het gemak laten we de modelonzekerheidsfactor buiten beschouwing). Veronderstel nu dat de vereiste schadefactor $\gamma_{n, eis} = 1,15$ is.

Indien scenario S_1 overeenkomt met de werkelijkheid, dan wordt voldaan aan de veiligheidseis; immers $F(D|S_1)=1,20$. Maar als scenario S_2 de werkelijkheid representeert is er een aanzienlijk tekort aan veiligheid en zou de dijk afgekeurd moeten worden of het ontwerp moeten worden aangepast.

Echter, als de kans op scenario S_2 maar voldoende klein is, is dat toch niet nodig. Om dat te illustreren moeten we van stabiliteitsfactoren en schadefactoren overstappen naar faalkansen. In bijlage B is een globale relatie tussen stabiliteitsfactoren en (reken)faalkansen gegeven. Passen we die toe, dan vinden we:

1 Voor de toelaatbare faalkans (overeenkomend met de eis aan de schadefactor:

$$\gamma_{n, eis} = 1,15): P_{f, toel} = 1,3 \cdot 10^{-7}$$

2 Voor de faalkans als scenario S_1 werkelijkheid zou zijn: $P_f(D|S_1) = 1,8 \cdot 10^{-8}$:

3 Voor de faalkans als scenario S_2 werkelijkheid zou zijn: $P_f(D|S_2) = 9,5 \cdot 10^{-6}$

Gaan we nu uit van de scenariokansen $P(S_1) = 0,9$ en $P(S_2) = 0,10$, dan is de faalkans van de dijk:

$$P_f = P_f(D|S_1) P(S_1) + P_f(D|S_2) P(S_2)$$

$$= 1,8 \cdot 10^{-8} \times 0,9 + 9,5 \cdot 10^{-6} \times 0,1 \approx 9,6 \cdot 10^{-7} \quad (3.1)$$

Deze kans is bijna 8 keer groter dan de toelaatbare faalkans. Dus de dijk voldoet niet aan de veiligheidseis. Dat betekent dat de keuze voor scenario S_1 als uitgangspunt voor de toets- of ontwerpanalyse in dit geval een verkeerde keuze is, omdat die keuze leidt tot goedkeuren van een onvoldoende veilige dijk.

Maar het wordt anders wanneer de kans op scenario S_2 veel kleiner is. Stel dat deze niet 0,10 is maar tien keer zo klein, dus 0,01. Terzijde merken we op dat deze kleinere kans gebaseerd zou kunnen zijn op additioneel grondonderzoek. De faalkans is dan:

$$P_f = 1,8 \cdot 10^{-8} \times 0,99 + 9,5 \cdot 10^{-6} \times 0,01 \approx 1,110^{-7} \quad (3.2)$$

en deze kans is een fractie kleiner dan de toelaatbare faalkans. In dat geval is de dijk (of het ontwerp) wel voldoende veilig en leidt de keuze van S_1 als uitgangspunt voor de stabiliteitsanalyse, met een stabiliteitsfactor van 1,20, niet tot de verkeerde conclusie. Dat komt omdat de kans op scenario S_2 zoveel kleiner is, maar ook omdat de stabiliteitsfactor, als we uitgaan van scenario S_1 , groter is dan de vereiste schadefactor (1,20 versus 1,15).

De crux van de schematiseringfactor kan als volgt uitgelegd worden. Wanneer we een scenario voor de schematisering van ondergrondopbouw en waterspanningen als uitgangspunt voor de stabiliteitsberekening kiezen moeten we er toch op een of andere manier rekening mee houden dat de werkelijkheid ongunstiger kan zijn (hoewel de kans daarop klein of zeer klein kan zijn). Dit kan door een extra veiligheidsfactor, de schematiseringfactor γ_b toe te passen. De eis aan de berekende stabiliteitsfactor bij de gekozen schematisering wordt dan dat deze tenminste gelijk moet zijn aan het product van vereiste schadefactor en schematiseringfactor.

De grootte van de schematiseringfactor is afhankelijk van de grootte van de kansen op de ongunstiger scenario's dan de gekozen basisschematisering en de mate waarin stabiliteitsfactoren bij die scenario's kleiner zijn dan de vereiste schadefactor. Kijken we naar het rekenvoorbeeld, dan zien we dat scenario S_2 , met een kans

van 0,01 en een tekort aan stabiliteitsfactor van 0,11, net gecompenseerd wordt, doordat de stabiliteitsfactor $F(D|S_1)=1,20$ groter is dan de vereiste waarde van 1,15. In dit geval is dus de benodigde schematiseringfactor $\gamma_b \approx 1,20/1,15 = 1,04$.

3.2 Inleiding tot het Stappenplan voor de bepaling van de schematiseringfactor

In bijlage B is de schematiseringtheorie kort beschreven, voor een meer uitgebreide beschrijving wordt verwezen naar het achtergrondrapport bij dit TRGS [24]. Op basis van deze theorie is een eenvoudig algoritme ontwikkeld om de benodigde schematiseringfactor voor een specifieke schematiseringsituatie te bepalen. Dit algoritme is gemakkelijk te implementeren in een spreadsheet programma. In de bijlage B is een voorbeeld gegeven. Met dit algoritme is ook een tabel ontwikkeld, waarin benodigde schematiseringfactoren kunnen worden uitgelezen, afhankelijk van specifieke kenmerken van een schematiseringsituatie. Hierbij hoort een werkwijze, het stappenplan, die verderop in dit hoofdstuk is beschreven.

Met de schematiseringtheorie en het stappenplan wordt eigenlijk een expliciete beschrijving gegeven van het eerder genoemde impliciete afwegingsproces bij de keuze van een basisschematisering. Principieel verschil is dat de 'impliciete' afweging altijd tot één keuze voor de aan te houden schematisering moet leiden, waarbij eventuele ongunstiger scenario's verder worden genegeerd. Maar, zoals al gezegd is de impliciete afweging weinig transparant en het is al een en andermaal gebleken dat verschillende geotechnische ingenieurs op basis van dezelfde informatie tot zeer verschillende keuzen kunnen komen (zie o.a. Koelewijn e.a. [29]).

Het gebruik van de schematiseringtheorie en het stappenplan kan eveneens leiden tot verschillende keuzen van de schematisering voor de grondmechanische berekeningen. Maar, bij elke keuze hoort tevens een schematiseringfactor. Bij een gekozen sterk conservatieveschematisering hoort een schematiseringfactor die kleiner is dan wanneer een minder conservatieve schematisering wordt gekozen.

De mate van conservatisme bij het kiezen van een schematisering voor de grondmechanische berekeningen en de grootte van de schematiseringfactor zijn dus, tot op zekere hoogte, uitwisselbaar. In het voorbeeld in paragraaf 3.2 zou bij de keuze van scenario S_2 als uitgangspunt voor de grondmechanische berekeningen een schematiseringfactor van 1,0 horen. Theoretisch zou de schematiseringfactor zelfs nog kleiner kunnen zijn, maar om praktische redenen is het rekenalgoritme zodanig opgezet dat 1,0 de ondergrens is.

Analoog zou, bij de keuze van een optimistische (dus vermoedelijk onveilige) schematisering, theoretisch een zeer hoge schematiseringfactor nodig kunnen zijn. Het is echter zeer twijfelachtig of zo'n keuze nog het predicaat 'verantwoord schematiseren' verdient.

Om praktische redenen wordt daarom het bereik van de schematiseringfactor beperkt tot het interval van 1,0 tot ongeveer 1,30. Vinden we bij een bepaalde basisschematisering voor de grondmechanische berekeningen volgens de schematiseringtheorie en het stappenplan een hogere schematiseringfactor dan 1,30,

dan is debasisschematisering keuze onvoldoende conservatief. Er moet dan een conservatiever basisschematisering worden gekozen. Vinden we, daarentegen, bij een gekozen basisschematisering een schematiseringfactor gelijk aan 1,0, dan is dat een aanwijzing dat deze basisschematisering te conservatief kan zijn. Het valt dan te proberen om een minder conservatief scenario te kiezen, waar een schematiseringfactor bij hoort die groter dan 1,0 is (maar kleiner dan 1,30). Mogelijk vertaalt zich dat in voordeel bij het uitvoeren van de toetsing, c.q. het ontwerpen.

De schematiseringfactor is geïntroduceerd in het Addendum bij het TRWG [4], dat tegelijkertijd en in samenhang met de Leidraad Rivieren [1]. In dit addendum wordt gesteld dat voor deze factor de defaultwaarde 1,30 moet worden aangehouden. In het later uitgebrachte Addendum bij de Leidraad Rivieren [2] is nader gespecificeerd dat deze factor op grond van analyses van de gevoeligheden van de schematisering, gereduceerd mag worden, tot minimaal 1,10. De schematiseringtheorie en het stappenplan geven handvatten voor deze ‘analyses van de gevoeligheden’. Hierbij de volgende opmerkingen:

- 1 De ondergrens van 1,10 werd ingegeven door verschillende overwegingen. De eerste was de gedachte dat trendbreuk met het verleden vermeden moest worden, zie het ‘achtergrondrapport bij de LR’[21].Tegelijkertijd met de introductie van de schematiseringfactor zijn namelijk de partiële veiligheidsfactoren voor schuifsterkte bij controleberekeningen van de macrostabiliteit herzien. Dit resulteerde in een gemiddelde verlaging van die veiligheidsfactoren van 0,05 tot 0,10. Daarnaast moest de procedure om de nieuw ingevoerde schematiseringfactor te bepalen nog geconcretiseerd en theoretisch onderbouwd worden. Er was dus reden voor enige voorzichtigheid. Met de inmiddels ontwikkelde onderbouwde procedure om de schematiseringfactor te bepalen is er vanuit theoretisch oogpunt geen enkele reden meer om vast te houden aan de ondergrens van 1,10. Door de werkgroep ENW Techniek is (in de vergadering op 31 augustus 2012) besloten de ondergrens van 1,10 te vervangen door de theoretisch logische ondergrens van 1,0. Dit geldt zowel bij het ontwerpen van nieuwe dijken of dijkversterkingen als voor het toetsen van bestaande dijken i het kader van de periodieke veiligheidstoetsing.
- 2 In het addendum bij de LR [2] wordt gesteld dat bij toepassen van de bovengrens van de schematiseringfactor van 1,30 er geen gevoeligheidsanalyse of andere technische verantwoording gevraagd om de gekozen basisschematisering te onderbouwen. Alleen wordt de eis gesteld dat dit een ‘normale veilige schematisering’ is. De gedachte bij het opstellen van dit addendum was dat een schematiseringfactor van 1,30 voldoende waarborgen biedt om eventuele onzekerheden (mogelijke ongunstiger scenario’s) te verdisconteren. In het stappenplan is dit overgenomen (zie stap 2, paragraaf 3.3.3). Echter, een ‘normale veilige schematisering’is een vaag en moeilijk concreet te omschrijven begrip. In feite is de schematiseringanalyse met het stappenplan juist mede bedoeld om hier invulling aan te geven. Een mogelijke uitkomst van de analyse van het stappenplan is immers dat de benodigde schematiseringfactor groter dan 1,30 is. In dat geval moet de keuze van de basisschematisering worden aangepast. Om die reden is het aan te bevelen altijd het stappenplan te gebruiken om te controleren of de gekozen basisschematisering voldoet, ook wanneer geen reductie van de schematiseringfactor wordt beoogd.
- 3 Het addendum heeft alleen betrekking op het faalmechanisme macro-instabiliteit van dijktafsluitingen. Het oorspronkelijke stappenplan [5] is daarom ook helemaal

toegespitst op dit faalmechanisme. Echter, bij het opstellen van schematiseringen voor de analyse van andere grondmechanische faalmechanismen speelt schematiseringonzekerheid een even belangrijke rol. Hoewel in de uitwerking verschillend, is de theorie en het stappenplan ook hiervoor relevant. Vooralsnog is alleen de uitwerking voor het faalmechanisme ‘opbarsten en piping’ beschikbaar. Om die reden worden, in de laatste paragraaf van dit hoofdstuk, aanwijzingen gegeven voor het toepassen van het stappenplan bij dit faalmechanisme. Aanbevolen wordt om dit in het toetsinstrumentarium over te nemen. Voor andere grondmechanische faalmechanismen bij dijken, bij dijken met constructie-elementen of bij kunstwerken bestaan nog geen uitwerkingen. Bepleit wordt om dit op te pakken in de SBW onderzoeksprogrammering.

- 4 Een schematiseringfactor geldt in beginsel voor een sectie van de dijk, waarvoor het dwarsprofiel waarvoor die factor is afgeleid, representatief is. De schematiseringfactor mag worden toegepast voor meerdere secties binnen een dijkvak, indien de kenmerken van deze secties ‘grosso modo’ passen bij de kenmerken van de sectie waarvoor de schematiseringfactor is afgeleid, dus de gehanteerde basisschematisering van de bodemopbouw, geometrie, waterspanningen en de beschouwde mogelijke afwijkingen. Indien de kenmerken substantieel afwijken, dient de schematiseringanalyse voor de betreffende secties opnieuw te worden uitgevoerd en de schematiseringfactor opnieuw te worden bepaald.

3.3 Het stappenplan voor de controle op macrostabiliteit

3.3.1 Ontwerpen

Het stappenplan kent 6 stappen, die in de volgende paragrafen uiteen gezet worden. De stappen zijn:

- 1 Opstellen basisschematisering en ontwerp;
- 2 Nagaan of reductie van de schematiseringfactor nuttig is;
- 3 Identificeren onzekerheden en aan de hand daarvan bepalen van de schematiseringfactor;
- 4 Controle schematiseringfactor;
- 5 Optimalisatie en nader onderzoek;
- 6 Rapportage.

3.3.2 Stap 1a: Opstellen basisschematisering

Met gebruikmaking van het beschikbare grondonderzoek en gegevens over de waterspanningen en geometrie wordt een schematisering gemaakt. Dit is een normale, veilige schematisering, op basis van de richtlijnen uit de Leidraden en Technische Rapporten, zoals dat ook gebruikelijk was vóór de introductie van de schematiseringfactor. Dit wordt hier de ‘basisschematisering’ genoemd. Bij het opstellen van de basisschematisering worden keuzes gemaakt omtrent onder andere:

- maatgevend of representatief dwarsprofiel;
- geometrie;
- laagdikten;
- waterspanningen.

Opmerking:

In paragraaf 3.2 is betoogd dat de ‘gebruikelijke werkwijze’ niet tot een eenduidige keuze van de basisschematisering hoeft te leiden. Er zijn immers geen sluitende recepten of richtlijnen voor de afweging van onzekerheden. Eenduidigheid is ook

niet echt nodig, omdat de analyse met het stappenplan aan zal geven of de gekozen basisschematisering, gezien de onzekerheden, een goede keuze is, onvoldoende conservatief, of wellicht juist te conservatief. Met welke basisschematisering we beginnen is dus theoretisch niet van belang, de procedure leidt tot een acceptabele keuze met bijbehorende schematiseringfactor. Praktisch is een zo goed mogelijke keuze voor de eerste basisschematisering uiteraard wel van belang, omdat de stappen-procedure dan het minst bewerkelijk is. Afweging bij die keuze op basis van goede ingenieursintuïtie blijft dus belangrijk, maar het ontbreken ervan is niet desastreus. Een strikte voorwaarde is wel dat alle (substantiële) onzekerheden (afwijkende schematiseringsscenario's en bijbehorende kansen) goed in beeld gebracht zijn.

3.3.3 Stap 1b: Opstellen ontwerp

Met het geschematiseerde profiel wordt een ontwerp opgesteld, rekening houdend met de schadefactor volgens het Addendum en een schematiseringfactor van 1,3. Naast deze eis ten aanzien van de stabiliteit, zijn er meestal eisen of wensen vanuit de omgeving, over de vormgeving van de dijk en/of de versterkingsvarianten die uitgewerkt moeten worden. Met deze eisen en wensen moet vanzelfsprekend ook rekening gehouden worden bij het ontwerp.

3.3.4 Stap 2: Nagaan of reductie van de schematiseringfactor nuttig is

Een betere beschrijving en onderbouwing van de onzekerheden die een rol spelen in de schematisering of een reductie van die onzekerheden kan een schematisering-factor opleveren die lager is dan de waarde van 1,3. Het is echter mogelijk dat hiertoe aanvullend grondonderzoek nodig is. Niet in alle gevallen is een lagere schematiseringfactor nodig of nuttig. Dit kan bijvoorbeeld het geval zijn als een eventuele reductie in het ontwerp niet nodig of gewenst is. Voorbeelden hiervan zijn:

- het ontwerp (de vormgeving) is tot stand gekomen vanuit andere overwegingen dan de stabiliteit en aanpassing is niet mogelijk of wenselijk, bijvoorbeeld:
 - de dijk heeft flauwe, zeer stabiele, taluds vanuit wensen omtrent de vormgeving
 - onderdeel van het ontwerp is een pipingberm, waar geen alternatieven voor zijn en die voldoende stabiliteit oplevert.
- de maximale verlaging van de schematiseringfactor, zonder aanpassing van de schematisering, geeft een dermate geringe aanpassing van het ontwerp dat dit niet opweegt tegen de extra inspanning die nodig is om een lagere schematiseringfactor te kunnen verantwoorden.

Indien reductie van de schematiseringfactor niet nodig of nuttig is, hoeven de stappen 3 – 4 niet doorlopen te worden en kan direct naar stap 5, de rapportage, worden gegaan.⁸

3.3.5 Stap 3a: Identificeren onzekerheden

In stap 1 is de basisschematisering opgesteld. Bij het opstellen ervan zijn keuzen gemaakt betreffende:

- bodemopbouw: niveau van laagscheidingen en het al dan niet aanwezig zijn van bepaalde lagen;
- waterspanningen en ligging freatische lijn;
- geometrie van de dijk;
- grootte van de verkeersbelasting;
- mate van consolidatie van grondlagen;

⁸ Overwogen kan worden voor zowel het WTI als de ontwerpleidraad deze zin te schrappen (zie kanttekening 2 in paragraaf 3.3)

- eventuele uitvoerings- of onderhoudsaspecten (voor zover die van invloed kunnen zijn op waterspanningen bij ontwerp- of toetsbelastingen);
- eventuele beheeraspecten (voor zover die van invloed kunnen zijn op waterspanningen bij ontwerp- of toetsbelastingen).

Hiertoe worden de onzekerheden in alle onderdelen van de schematisering beschreven en wordt ingeschat of voor bepaalde onderdelen een ongunstigere situatie mogelijk is, dan in de basisschematisering is opgenomen.

Vragen die hierbij beantwoord moeten worden zijn:

- welke mogelijke substantiële afwijkingen van de basisschematisering kunnen een nadelige invloed op de berekende stabiliteitsfactor hebben?
- Is het denkbaar dat, gezien de kennis en beschikbare informatie, de werkelijkheid conform die afwijkingen is? Voor elk van de geïnventariseerde afwijkingen dient die vraag beantwoord te worden. Alleen wanneer de afwijking (zo goed als) zeker uitgesloten kan worden, wordt de afwijking verder buiten beschouwing gelaten.

Bij de inventarisatie van mogelijke afwijkingen van de basisschematisering moeten we ook denken aan afwijkingen die het gevolg kunnen zijn van

- uitvoeringsfouten of van het plan afwijkende uitvoeringen bij het realiseren van de dijk,
- van onvoldoende onderhoud, of
- beheersbeslissingen die voor de stabiliteit van de dijk zeer nadelig kunnen uitpakken (bijvoorbeeld wijzigingen in peilbeheer)

Opmerkingen hierbij:

Inhoudelijk

- Ook zaken die bij het grondonderzoek niet aan het licht zijn gekomen, maar op basis van gebiedskennis, geologische kennis en dergelijke niet uitgesloten kunnen worden, zijn hierbij van belang;
- De grondeigenschappen moeten hierbij niet worden beschouwd: variaties in de grondeigenschappen zijn middels het onderzoek, de daarop uitgevoerde statistische analyse en het toepassen van partiële materiaalfactoren al in rekening gebracht;
- Indien onzekerheden op andere wijze worden ingeperkt, hoeven de effecten hiervan niet beschouwd te worden;
 - dit kan bijvoorbeeld het geval zijn bij nieuw aan te brengen grondlichamen;
 - indien de geometrie en opbouw in voldoende mate worden verzekerd middels de specificaties in het bestek en controle van de realisatie of beheeraspecten, die voldoende zijn vastgelegd in draaiboeken.
- De variaties in de diverse parameters zal meestal minder groot zijn, als een kleiner traject wordt beschouwd. Voor een berekening van een profiel dat maatgevend is voor een klein traject wordt daarom in principe een lagere schematiseringfactor gevonden, dan wanneer een profiel voor een langer traject maatgevend wordt gesteld. Dit is vanzelfsprekend afhankelijk van de basisschematisering en de mate waarin die veilig is opgesteld. Meer profielen doorrekenen levert minder onzekerheden per berekening en daarmee een meer gedetailleerd ontwerp.

- Met betrekking tot de methode voor het bepalen van de schematiseringfactor
- De te beschouwen afwijkingen moeten elkaar onderling uitsluiten. Bijvoorbeeld: een onzekerheid in de ligging van het binnendijkse maaiveld kan leiden tot het definiëren van een afwijking in de hoogteligging tot 0,2 m, met een kans van voorkomen van 10%. Er mag dan niet ook een afwijking in de hoogteligging van bijvoorbeeld tot 0,4 m met een kans van voorkomen van 1% worden gedefinieerd. Dit betreft dezelfde onzekerheid, alleen met een andere grootte. Voor dergelijke afwijkingen die continu kan verlopen (in tegenstelling tot bijvoorbeeld het al dan niet aanwezig zijn van een veenlaag), moet worden bepaald wat maatgevend is:
 - een relatief grote afwijking met een kleine kans van optreden of
 - een kleinere afwijking met een grotere kans van optreden.
 - In sommige gevallen zal dit op basis van een inschatting kunnen gebeuren, maar als dat niet mogelijk is, dan moeten beide mogelijkheden separaat worden beschouwd.
 - Het is mogelijk dat 2 scenario's die gecombineerd worden in één berekening een grotere invloed hebben op de schematiseringfactor dan beide scenario's afzonderlijk; als 2 scenario's worden gecombineerd, dan is de kans op voorkomen van deze combinatie gelijk aan het product van de afzonderlijk kansen, omdat de scenario's onafhankelijk zijn;
 - Ook scenario's die "vrijwel uitgesloten" zijn (zie tabel 3.1), maar wellicht een grote invloed hebben op de stabiliteit, moeten worden beschouwd (kleine kans maar grote gevolgen);
 - Als er twijfel is of een bepaald scenario een relevant effect op de stabiliteit kan hebben, is het aan te raden dit scenario ook in beschouwing te nemen.
 - De invloed van een bepaald scenario op de stabiliteit kan afhankelijk zijn van het rekenmodel. Als meerdere rekenmodellen van toepassing kunnen zijn (bijvoorbeeld Bishop versus de drukstaafmethode of opbarsten versus opdrijven) dan is het noodzakelijk de schematiseringfactor bij beide modellen afzonderlijk te bepalen.

Een schematisering die van de basisschematisering afwijkt wordt een scenario genoemd. Voor ieder scenario wordt de kans van optreden geschat. Dit gebeurt op basis van 'expert judgement', maar wel beargumenteerd op basis van onderzoek en/of gebiedskennis. Het betreft scenario's die een ongunstige invloed op de stabiliteit hebben ten opzichte van de basisschematisering.

In tabel 3.1 is als referentie de (reken)kansen van optreden van een bepaalde gebeurtenis gekoppeld aan een verbale expressie (vrij naar Lacasse et al [15]).

verbale expressie	(reken)kansen op optreden in %
onwaarschijnlijk	< 10%
zeer onwaarschijnlijk	< 1%
vrijwel uitgesloten	< 0,1%

Tabel 3.1 Toekenning kansen aan verbale expressies

De inventarisatie van de scenario's geeft een lijst van mogelijke scenario's, inclusief per scenario een schatting van de kans van optreden. In de tabellen 3.3 en 3.4 is een fictief voorbeeld gegeven.

3.3.6 Stap 3b: Bepalen schematiseringfactor

Voor alle mogelijke scenario's die bij stap 3a zijn gedefinieerd, wordt de invloed op de stabiliteitsfactor afzonderlijk bepaald. De bij stap 3a opgestelde lijst wordt aangevuld met de berekende stabiliteitsfactor. Tevens wordt per berekening het verschil in de stabiliteitsfactor met de oorspronkelijke berekening uit stap 1b bepaald. De lijst wordt vervolgens gesorteerd op het verschil in stabiliteitsfactor. Deze verschillen in de stabiliteitsfactor (ΔF_d) worden in 4 categorieën ingedeeld:

- verschil stabiliteitsfactor tussen 0 en -0,1
- verschil stabiliteitsfactor tussen -0,1 en -0,2
- verschil stabiliteitsfactor tussen -0,2 en -0,3
- verschil stabiliteitsfactor tussen -0,3 en -0,4

De kansen op voorkomen van alle scenario's in een categorie worden bij elkaar opgeteld. Bij deze som van de kansen van voorkomen (per categorie ΔF_d) wordt in tabel 3.2 de toe te passen schematiseringfactor afgelezen. Als het maximale verschil in de stabiliteitsfactor groter is dan -0,4 of de gesommeerde kans van voorkomen binnen een categorie van ΔF groter is dan 30%, dan was de basis-schematisering niet voldoende conservatief en moet deze opnieuw worden opgesteld. Voor geringe afwijkingen in de stabiliteitfactor (ΔF_d tussen 0 en -0,1) is het maximum van deze gesommeerde kans 50%.

verschil in stabiliteitsfactor t.o.v. basis-schematisering ΔF_d	gesommeerde kans op voorkomen ΣP	schadefactor γ_n				
		$\gamma_n = 1,01$	$\gamma_n = 1,08$	$\gamma_n = 1,10$	$\gamma_n = 1,13$	$\gamma_n = 1,15$
		γ_b	γ_b	γ_b	γ_b	γ_b
-0,4 tot -0,3	< 30%	1,37	1,35	1,34	1,33	1,33
	< 10%	1,33	1,32	1,31	1,31	1,30
	< 5%	1,31	1,30	1,30	1,29	1,29
	< 3%	1,30	1,29	1,29	1,28	1,28
	< 0,3%	1,27	1,26	1,26	1,25	1,25
-0,3 tot -0,2	< 30%	1,27	1,25	1,25	1,24	1,24
	< 10%	1,23	1,22	1,22	1,22	1,22
	< 3%	1,20	1,20	1,19	1,19	1,19
	< 0,3%	1,17	1,17	1,16	1,16	1,16
-0,2 tot -0,1	< 30%	1,17	1,16	1,16	1,16	1,15
	< 10%	1,14	1,13	1,13	1,13	1,13
	< 3%	1,11	1,11	1,11	1,11	1,11
	< 1%	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10
	< 0,3%	1,09*	1,08*	1,08*	1,08*	1,08*
-0,1 tot 0	< 50%	1,08*	1,08*	1,08*	1,08*	1,08*
	< 30%	1,07*	1,07*	1,07*	1,07*	1,07*
	< 3%	1,02*	1,02*	1,02*	1,02*	1,02*
	< 0,3%	1,01*	1,01*	1,01*	1,01*	1,01*
		* vooralsnog dient 1,1 als minimum waarde voor de schematiseringfactor aangehouden te worden				

Tabel 3.2. Schematiseringfactor (γ_b) bij verschillende schadefactoren (γ_n), afhankelijk van het verschil in de stabiliteitsfactor (ΔF_d) en de kans van voorkomen (ΣP) van de diverse scenario's

Het hierbij behorende ontwerp- of toetscriterium is $F_d \geq \gamma_b \gamma_n \gamma_d$. Hierin is F_d de stabiliteitsfactor uitgaande van de basisschematisering en uitgaande van rekenwaarden van de schuifsterkte en γ_d de rekenmodelonzekerheidsfactor (zie ook bijlage A).

Tussen de kolommen in tabel 3.2 mag worden geïnterpoleerd, als de van toepassing zijnde schadefactor niet in de tabel is opgenomen. Tussen de rijen met verschillende intervallen van ΔF_d in tabel 3.2 mag echter niet worden geïnterpoleerd.

De basisschematisering moet worden aangepast als:

- het verschil in de stabiliteitsfactor groter dan 0,4 is
- de schematiseringfactor volgens tabel 3.2 groter dan 1,3 zou zijn
- de gesommeerde kans op voorkomen van scenario's met een gelijk verschil in de stabiliteitsfactor meer dan 30% is, of meer dan 50% in de categorie ΔF_d tussen -0,1 en 0.

Als de gesommeerde kans op voorkomen groot is, kan de indruk bestaan dat de basisschematisering onveilig is. Dit hoeft echter niet het geval te zijn: in de basis-schematisering hoeven niet voor alle parameters zeer veilige waarden genomen te worden. Dat zou een opeenstapeling van veiligheden met zich mee kunnen brengen.

Als er veel parameters zijn die invloed hebben op de stabiliteit, kan het daarom gebeuren dat de gesommeerde kans op voorkomen meer dan 30% is. Middels stap 3 van dit stappenplan moet dan worden aangetoond dat de invloed toelaatbaar is.

De onderbouwing bij de schematiseringfactor is gegeven in het achtergrond-rapport [24].

Voorbeeld 3.1.

- Schadefactor: 1,13
- Schematiseringfactor: 1,3
- Eis stabiliteitsfactor: $1,13 \times 1,3 = 1,47$

Er is een ontwerp opgesteld dat een stabiliteitsfactor heeft van 1,47 en derhalve juist aan de eis voldoet. Er zijn vervolgens 7 mogelijk scenario's vastgesteld. De stabiliteitsfactor van ieder van deze scenario's is berekend. Dit leidt tot tabel 3.3, waarin de berekeningen zijn gesorteerd op de berekende stabiliteitsfactor.

De scenario's a tot en met e hebben allemaal een verschil in stabiliteitsfactor tussen -0,2 en -0,3. De som van de kansen van optreden van deze scenario's is 22%. Tabel 3.2 wordt afgelezen bij een verschil in de stabiliteitsfactor tot -0,3, een kans van voorkomen van 30% en een schadefactor van 1,13. Dit geeft een benodigde schematiseringfactor van 1,24.

De berekende benodigde schematiseringfactor is kleiner dan waar bij het ontwerp in eerste instantie van uit gegaan is. Dit houdt in dat het ontwerp in ieder geval voldoende veilig is. Maar als we het ontwerp willen optimaliseren, dan kan met de gevonden benodigde schematiseringfactor een nieuw ontwerp worden opgesteld en de stappenprocedure opnieuw worden uitgevoerd.

Scenario	geschatte kans van optreden	berekende stabiliteitsfactor	verschil met oorspronkelijk stabiliteitsfactor
a	10%	1,20	-0,27
b	1%	1,22	-0,25
c	5%	1,25	-0,22
d	5%	1,25	-0,22
e	1%	1,27	-0,20
f	10%	1,30	-0,17
g	5%	1,40	-0,07

Tabel 3.3: Voorbeeld 3.1

Voorbeeld 3.2

Dit voorbeeld is hetzelfde als voorbeeld 3.1, alleen wordt voor scenario a nu een andere variant beschouwd. Deze variant heeft een kleinere kans van optreden, maar een groter effect op de stabiliteit: de stabiliteitsfactor is 1,12. Dit is daarmee het enige scenario met een verschil in de stabiliteitsfactor van meer dan 0,3 (namelijk 0,35). Uit tabel 3.2 wordt afgelezen dat de schematiseringfactor daarbij 1,28 bedraagt. Dit is een hogere schematiseringfactor dan in voorbeeld 1, en daarmee maatgevend.

Met dit voorbeeld wordt geïllustreerd dat het van belang is om bij een continu verlopende parameter (zoals een maaiveldhoogte of een laagdikte) nagegaan moet worden of een grote afwijking met een kleine kans maatgevend is boven een kleine afwijking met een grote kans van optreden. Bij twijfel is het aan te raden dit middels een berekening aan te tonen.

Scenario	geschatte kans van optreden	berekende stabiliteitsfactor	verschil met oorspronkelijk stabiliteitsfactor
a	1%	1,12	-0,35
b	1%	1,22	-0,25
c	5%	1,25	-0,22
d	5%	1,25	-0,22
e	1%	1,27	-0,20
f	10%	1,30	-0,17
g	5%	1,40	-0,07

Tabel 3.4: Voorbeeld 3.2

3.3.7 Stap 4: Aanpassen ontwerp en controle schematiseringfactor

Met de schematiseringfactor die in stap 3b is gevonden, wordt het ontwerp opnieuw opgesteld. Tevens worden de scenario's die in stap 3a zijn gedefinieerd opnieuw doorgerekend en wordt de schematiseringfactor volgens stap 3b nogmaals bepaald. Als deze hoger is dan de schematiseringfactor die in eerste instantie is gevonden, dan moet het ontwerp nogmaals worden aangepast, met de nieuwe schematiseringfactor.

3.3.8 Stap 5: Optimalisatie en nader onderzoek

Indien de schematiseringfactor groter is dan 1,1, dan is het denkbaar dat een

optimalisatie van het ontwerp mogelijk is, door het verkleinen van de onzekerheden. De lijst die bij stap 3a is opgesteld, met de combinatie van de scenario's, de kans van voorkomen en de invloed op de stabiliteitsfactor, in combinatie met tabel 2, geeft aan welke factoren het eerst in aanmerking komen voor nader onderzoek. De invloed van een bepaalde onzekerheid wordt bepaald door de kans van voorkomen in combinatie met de invloed op de stabiliteit. Inperken van de onzekerheden met de grootste invloed zal het meest effectief zijn, althans als de onderzoeksinspanning die daarvoor nodig is reëel is.

De resultaten van het nadere onderzoek kunnen aanleiding zijn om de basisschematisering (stap 1a) aan te passen. In dat geval moeten ook de vervolgstappen weer worden doorlopen. Het onderzoek kan ook uitwijzen dat er geen reden is de oorspronkelijke basisschematisering te wijzigen, maar wel de kansen op voorkomen van één of meer afwijkende scenario's. De lijst die in stap 3a was opgesteld wordt dan aangepast, en in stap 3b wordt de nieuwe schematiseringfactor opgesteld.

3.3.9 Stap 6: Rapportage

Diverse keuzes die gemaakt worden bij het bepalen van de schematiseringfactor zijn in meer of mindere mate subjectief. Dit betreft bijvoorbeeld de definitie van de scenario's, de inschatting van de kans op optreden van een bepaald scenario, de grootte van de afwijking die binnen een scenario wordt aangehouden enzovoort. Al deze zaken hebben invloed op de uiteindelijk gevonden schematiseringfactor. Indien veel gegevens beschikbaar zijn, dan zou het theoretisch mogelijk zijn een en ander kwantitatief te onderbouwen. De techniek is echter nog niet zover dat een geheel probabilistische beschouwing gegeven kan worden en daarom spelen subjectieve keuzes en inschattingen nog een rol. De schematiseringtheorie is bedoeld deze beter inzichtelijk te maken. Een goede en overzichtelijke rapportage is daarbij van belang, zodat derden de gemaakte keuzes kunnen beoordelen. Een bijkomend voordeel is dat meer inzicht wordt verkregen in de factoren die veel invloed hebben, zodat daar zonodig de aandacht naar uit kan gaan bij verder onderzoek.

In aanvulling op de gebruikelijke rapportage, worden tenminste de volgende zaken in de rapportage opgenomen:

- overwegingen die bij het opstellen van de basisschematisering zijn gemaakt; hierbij ook de range in de diverse (invoer)parameters die van invloed zijn;
- indien van toepassing overwegingen en onderbouwingen die bij stap 2 aan de orde zijn geweest;
- benoeming van de parameters en factoren in de schematisering die nadelig voor de stabiliteit kunnen zijn en de ingeschatte kans van optreden van scenario's, zoals in stap 3a is uiteengezet;
- de lijst die bij stap 3a is opgesteld;
- de uiteindelijk gekozen schematiseringfactor;
- indien van toepassing optimalisaties en de invloed daarvan op de schematiseringfactor.

3.3.10 Toetsing

Het stappenplan kan ook bij de toetsing worden toegepast. Omdat het in dat geval gaat om de bestaande situatie, zijn er een paar aanpassingen:

Stap 1b: in plaats van het opstellen van het ontwerp bij een gegeven eis voor de stabiliteitsfactor, wordt bij een toetsing de stabiliteitsfactor berekend van de bestaande situatie.

Stap 2: Indien de basisschematisering voldoet met een schematiseringfactor van 1,3, dan kunnen de stappen 3 en 5 achterwege blijven.

Stap 4: deze is niet van toepassing bij een toetsing.

Voor de toetsing vervalt de eis dat minimaal een schematiseringfactor van 1,10 moet worden aangehouden.

3.4 Schematiseringfactoren voor het mechanisme opbarsten en piping

Het stappenplan is ontwikkeld voor controles op macro-instabiliteit en ook uitgeprobeerd op verschillende ontwerp- en toetscases (ref. [5]). In beginsel is de procedure ook toepasbaar voor schematiseringen voor andere grondmechanische mechanismen. De werkwijze met een stappenplan daarvoor is analoog aan de werkwijze met het stappenplan voor macro-instabiliteit. Voor wat betreft de wiskundige uitwerking van de schematiseringtheorie zijn er echter verschillen, waardoor de schematiseringfactoren voor andere faalmechanismen iets afwijken. Tot op heden is de theorie alleen uitgewerkt voor het faalmechanisme ‘opbarsten en piping’ (zie Bijlage B, paragraaf B.2); voor andere faalmechanismen ligt uitwerking mogelijk in het verschiet. Hieronder volgt een tabel met schematiseringfactoren voor de deelmechanismen ‘opbarsten’ en ‘piping’. In hoofdstuk 6 wordt aan de hand van een voorbeeld de werkwijze gedemonstreerd.

Verskil in veiligheidsfactort.o.v. basis-schematisering ΔF_{opb}	Som van kansen van afwijkende scenario's $\Sigma P(S_i)$	$\gamma_{b, opb}$
-0,40 tot -0,30	< 30%	1,33
	< 10%	1,31
	<3%	1,30
	<1%	1,28
	< 0,3%	1,27
-0.30 tot -0,20	< 30%	1,24
	< 10%	1,23
	<3%	1,22
	<1%	1,20
	< 0,3%	1,18
-0.20 tot -0,10	< 30%	1,16
	< 10%	1,14
	<3%	1,13
	<1%	1,12
	< 0,3%	1,10
-0.10 tot -0,05	< 30%	1,08
	< 10%	1,06
	<3%	1,05
	<1%	1,04
	< 0,3%	1,02
-0.05 tot 0,0	< 0,3%	1,01

Tabel 3.5: Schematiseringfactoren voor het (deel)mechanisme opbarsten

De bijbehorende ontwerp- of toetseis is: $F_{opb} \geq 1,2 \gamma_{b, opb}$. De veiligheidsfactor tegen opbarsten F_{opb} is als volgt gedefinieerd:

$$F_{opb} = \frac{h_{crit}}{h_{optr}} \tag{3.3}$$

Hierin is h_{crit} de grondwaterdruk in de watervoerende zandlaag die nodig is om de erboven gelegen waterremmende deklaag op te laten barsten en h_{optr} optredende grondwaterdruk in de zandlaag bij toets- of ontwerppeil van het buitenwater. Beide worden uitgedrukt in termen van de stijghoogte ten opzichte van de bovenkant van de watervoerende zandlaag (= onderkant van de deklaag).

Verskil in veiligheidsfactor t.o.v. basis-schematisering: ΔF_{pip}	Som van kansen van afwijkende scenario's $\Sigma P(S_i)$	$\gamma_{b, pip}$
-0,40 tot -0,30	< 30%	1,38
	< 10%	1,36
	<3%	1,33
	<1%	1,31
	< 0,3%	1,28
-0.30 tot -0,20	< 30%	1,28
	< 10%	1,26
	<3%	1,23
	<1%	1,21
	< 0,3%	1,18
-0.20 tot -0,10	< 30%	1,18
	< 10%	1,16
	<3%	1,13
	<1%	1,11
	< 0,3%	1,08
-0.10 tot 0	< 0,3%	1,01

Tabel 3.6: Schematiseringfactoren voor het (deel)mechanisme piping

De bijbehorende ontwerp- of toetseis is $F_{pip} \geq \gamma_{b, pip}$, waarin $F_{pip} = \Delta H_c / \Delta H_{optr}$, dit is het quotiënt is van het berekende kritieke verval over de dijk en het optredende verval bij ontwerp- of toetsbelasting. Het kritieke verval wordt als volgt berekend (zie TRZW, [10]):

Bij gebruik van de regel van Bligh:

$$\Delta H_c = \frac{L_B}{C_{c, B}} \tag{3.4}$$

Hierin is ΔH_c het kritieke verval, L_B de kwelweglengte en $C_{c, B}$ de kruipfactor volgens Bligh. Bij gebruik van de regel van Lane:

$$\Delta H_c = \frac{L_L}{C_{c, w, L}} \tag{3.5}$$

Hierin is L_L de gewogen kwelweglengte volgens Lane en $C_{w, c, L}$ de ‘weighted creep factor’. En bij gebruik van de regel van Sellmeijer:

$$\Delta H_c = \frac{1}{1,2} H_{c, Sellmeijer} \tag{3.6}$$

Hierin is $H_{c, Sellmeijer}$ het met de formule van Sellmeijer berekende kritieke verval. Het optredende verval is het verschil tussen buiten en binnenwaterstand minus een deel van de lengte dvan het opbarstkanaal dat hierop in mindering mag worden gebracht.

$$\Delta H_{optr} = H_{buiten} - H_{binnen} - 0,3d \tag{3.7}$$

4 Opzet van Grondonderzoek

4.1 Inleiding

Grondonderzoek moet de (nog ontbrekende) informatie leveren om te komen tot de benodigde schematiseringen van dijk, zoals beschreven in hoofdstuk 2. Het geheel aan schematiseringen voor de verschillende faalmechanismen wordt hierna ook wel aangeduid als (onder)grondmodel.

De aard en omvang van benodigd grondonderzoek is afhankelijk van vragen die zich bij het schematiseringproces voordoen. Informatie vergaren door grondonderzoek en schematiseren is in beginsel een iteratief proces. Op basis van al beschikbare informatie, gebiedskennis en een eerste verkennende grondonderzoek worden eerste ruwe (onder)grondmodellen opgesteld. Deze worden later, indien nodig, verfijnd, aan de hand van inschattingen van onzekerheden over de verschillende schematiseringen, waarbij doorgaans aanvullend grondonderzoek nodig is.

De vraag, wat het benodigde grondonderzoek is, hangt af van de toets of ontwerp-fase en de rol die de betrouwbaarheid van het ondergrondmodel daarin speelt, evenals de (reken)modellen die worden gebruikt voor de controle van faalmecha-nismen. Hoewel voor de verschillende faalmechanismen specifieke schematiseringen nodig zijn (waarvoor specifiek grondonderzoek nodig kan zijn) is er een gemeen-schappelijke basis. Dit is een (onder)grondmodel met basale gegevens over laag-opbouw, over geohydrologische karakterisering en over grondeigenschappen, waaruit de ‘contouren’ van de specifieke schematiseringen voor de faalmechanismen worden afgeleid en van waaruit verdere behoefte aan ondergrondinformatie wordt bepaald. In dit hoofdstuk wordt de opzet van grondonderzoek vanuit die gemeen-schappelijke basis beschouwd.

De schematiseringanalyse, zoals beschreven in hoofdstuk 3, kan aanleiding geven tot nader grondonderzoek. Onzekerheden over schematiseringen op basis van de beschikbare informatie kunnen leiden tot grote schematiseringfactoren of, equivalent, tot conservatieve basisschematiseringen en daardoor tot dure ontwerpen of mogelijk onterechte afkeuringen bij het toetsen op veiligheid. Het inwinnen van informatie om onzekerheden te elimineren of te reduceren kan dan een kosten-besparende optie zijn. Aan de hand van de schematisering-analyse kan vooraf een schatting gemaakt worden van kostenbesparingen die het gevolg zouden zijn van eliminatie of vermindering van onzekerheden. Bij het opzetten van nader grond-onderzoek moet geschat worden welke vermindering van onzekerheden hiervan verwacht wordt. Op basis van deze schattingen en van de kosten van het nadere grondonderzoek kan dan afgewogen worden of deze kosten te rechtvaardigen zijn.

Voor het TRGS zijn geen nieuwe methoden voor de opzet van grondonderzoek ontwikkeld. De bestaande kennis, op basis van goede ervaringen in de praktijk, wordt gebundeld. Hieruit worden handreikingen afgeleid voor een grondonder-zoekopzet ten behoeve van een eerste opzet van het (onder)grondmodel, die in voorgaande hoofdstukken ook wel is aangeduid als basisschematisering. Grond-onderzoektechnieken worden, waar nodig, wel genoemd, maar niet (diepgaand) beschreven. In het TRWG [3] zijn grondonderzoektechnieken uitvoerig beschreven.

4.2 Strategie grondonderzoek

Bij de opzet van grondonderzoek moet rekening gehouden worden met de aard van de problematiek; faalmechanisme(n) die hiermee onderzocht moeten worden, de fase van het toetsings- of ontwerpproces en de reeds beschikbare kennis en informatie.

- Bij opzetten van risicogestuurd grondonderzoek hanteren we de volgende denkvolgorde / vragen:
- 1 Faalmechanismen: welke zijn de relevante faalmechanismen waarvoor schematiseringen worden gevraagd?
 - 2 Onzekerheden: welke onzekerheden en risico's zijn op voorhand te voorzien (ongewenste gebeurtenissen, met inschatting kans en indicatie ernst/gevolg)?
 - 3 Welke (reken)modellen zullen of kunnen worden gebruikt en welke (onder)grond-karakteristieken moeten daarvoor worden geschematiseerd?
 - 4 Ten aanzien van de onderzoeksdichtheid: Wat is de (verwachte) variabiliteit op de probleemlocatie?
 - 5 Ten aanzien van de kwaliteit: Hoe bouw je mogelijkheden in om de kans op fouten in de uitvoering van het grondonderzoek en/of de interpretatie daarvan te verkleinen (cross checks)?

Voor het beantwoorden van deze vragen is informatie nodig met betrekking tot de ondergrond. In de praktijk zal er altijd al enige informatie beschikbaar zijn. Met betrekking tot de veiligheidstoetsing van primaire waterkeringen is altijd bestaande informatie beschikbaar, de primaire keringen zijn immers al vaker getoetst. In paragraaf 4.4 wordt nader ingegaan op de verschillende bronnen van beschik-bare informatie en hoe deze in de toetsing of het ontwerp gebruikt kunnen worden bij het opstellen van het grondonderzoeksplan.

Onderstaand wordt aan de hand van de vijf vragen van risicogestuurd grond-onderzoek ingegaan op de strategie voor grondonderzoek.

4.2.1 Faalmechanismen
Welke faalmechanismen moeten worden onderzocht? In deze rapportage worden niet de faalmechanismen inhoudelijk uitgewerkt. In zowel het TRWG (voor ontwerpen) [3] en het VTV (voor toetsen) [6] zijn de faalmechanismen uitgebreid beschreven. Kennis van deze faalmechanismen is van wezenlijk belang voor het bepalen van het benodigde grond- en/of laboratoriumonderzoek en de te verkrijgen geohydro-logische gegevens. Bij het toetsen van waterkeringen wordt opgemerkt dat de benodigde informatie sterk samenhangt met het detailniveau van de toetsing (een-voudig, gedetailleerd of geavanceerd niveau). Hier wordt in par. 4.2.3 nader op ingegaan.

- Bij dijken worden de volgende ontwerpcontrole- of toetssporen onderscheiden:
- Kruinhoogte;
 - Binnenwaartse en buitenwaartse macrostabiliteit;
 - Microstabiliteit en stabiliteit door golfoverslag;
 - Opbarsten en piping;
 - Stabiliteit van het voorland.

Om de dijk op deze toetssporen te beoordelen is bepaalde informatie nodig. Per toetsspoor is hieronder aangegeven welke informatie (grond-, laboratorium-

onderzoek of gebiedsdekkende informatie) benodigd is om de toetsing of beoordeling van het ontwerp uit te voeren.

Kruinhoogte

Beoordeeld moet worden of de kruinhoogte in de voorliggende toets- of ontwerp-periode niet onder de dijktafelhoogte zal zakken. Hiervoor zijn gegevens benodigd met betrekking tot de actuele kruinhoogte en het tijdsverloop van zettingen van de dijk.

De volgende situaties worden onderscheiden:

- Beoordelen van het ontwerp van een dijk of dijkversterking. Ook wanneer bij een dijkversterking geen dijkverhoging nodig is, is het mogelijk dat zettingen ter plaatse van de kruin zullen optreden, bijvoorbeeld door meezakken van de kruin bij aanleg van een binnenberm.
 - Hoogtemetingen: Bij het ontwerp zal altijd uitgegaan worden van een min of meer recente kruinhoogtemeting. Dit met behulp van locale metingen (waterpassingen om de circa 25 m) of een gebiedsdekkende meting. Overigens is deze informatie alleen van belang voor het ontwerp- en bouwproces. Voor de veiligheidsbeoordeling is de (geplande) aanleghoogte na de bouwfase bepalend.
 - Zettingen: ten behoeve van het opstellen van het ontwerp moeten de te verwachten eindzetting op verschillende plaatsen in het dwarsprofiel worden geschat. Voor verschillende ontwerpstadia verschilt de informatiebehoefte, hier wordt nader op ingegaan in paragraaf 4.2.3. Voor het opstellen van het definitieve ontwerp is het volgende grondonderzoek noodzakelijk (aantallen komen aan de orde in paragraaf 4.2.4):
- Sonderingen ter plaatse van kruin en ter plaatse van voorziene belastingverhoging, om inzicht te krijgen in de ligging en dikte van samendrukbare grondlagen;
- Boringen, locaties afgestemd op sondeeronderzoek. Boorlocaties worden zodanig gekozen dat, verspreid over het onderzoeksgebied, de verschillende samendrukbare lagen bemonsterd kunnen worden. Dit, om een representatief beeld van de samendrukbaarheid van de ondergrond te krijgen.
- Laboratoriumonderzoek, voor het meten van samendrukkingsparameters van de afzonderlijke grondlagen.
- Toetsing van een dijk waar recent ophogingen hebben plaatsgevonden.
 - Hoogtemetingen: Lengteprofiel van kruinhoogten uit recente locale of gebiedsdekkende meting.
 - Zettingen: minimaal de uitgangspunten die bij het ontwerp zijn gebruikt (samen-drukkingsparameters, tijd-zettingsgrafieken en eventueel zakbaakgegevens). Op basis hiervan kan een prognose van de te verwachten zettingen voor de komende 5 jaar worden gemaakt. Vooral verwachte zettingsverschillen moeten goed in beeld worden gebracht;
- Toetsing van een dijk waar al langere tijd geen belastingverhoging heeft plaatsgevonden.
 - Hoogtemetingen: Lengteprofiel van kruinhoogten uit recente locale of gebiedsdekkende meting.
 - Zettingen: Door kruinhoogtemetingen van verschillende jaren met elkaar te vergelijken, kan een beeld worden verkregen van de toename in de tijd van zettingen en autonome bodemdaling. Hiermee kunnen, mits de omstandigheden gelijk blijven (geen grote polderpeilverlagingen etc.), door extrapolatie de te verwachten kruindaling in de voorliggende toetsperiode worden geschat. Zowel ingemeten profielen als gebiedsdekkende informatie lenen zich voor een dergelijke analyse. Opgemerkt wordt dat strekkingen waar zich relatief grote verticale deformaties voordoen, nader bekeken moeten worden;

Binnenwaartse en buitenwaartse macrostabiliteit

- Met macrostabiliteit wordt het afschuiven van grote delen van een grondlichaam bedoeld. Voor de analyse van de macrostabiliteit (zowel toetsing als ontwerp) zijn de volgende gegevens nodig:
- Geometrie: een landmeetkundige meting of het genereren van dwarsprofielen op basis gebiedsdekkende hoogte-informatie. Op basis van een analyse van variaties in profieltypen (met/ zonder berm) en variaties binnen typen (taludhelling, bermhoogte, hoogte voor- en/of achterland) wordt een indeling in dijkvakken gemaakt, waarbij per vak een maatgevend profiel wordt geselecteerd;
- Laagopbouw van de ondergrond en het dijklichaam: een sondeeronderzoek, ter plaatse van kruin, binnen- en buitenteen en voor- en achterland, eventueel te combineren met al beschikbaar grondonderzoek. In paragraaf 4.4 wordt nader ingegaan op het gebruik hiervan.
- Op basis van de indeling in laagopbouw wordt een geotechnische vakindeling gemaakt. Deze moet op dusdanige wijze met de geometrische vakindeling gecombineerd worden, dat geen niet-reële combinaties gevormd worden en dat evenmin welreële combinaties verloren gaan;
- Geotechnische eigenschappen grondlagen: booronderzoek, voor het verzamelen van (on)geroerde grondmonsters. Op basis van het sondeeronderzoek (of bestaande informatie) worden de te bemonsteren grondlagen aangegeven. Hierbij dient tevens gelet te worden op de locatie in het dwarsprofiel in relatie tot de meest waarschijnlijke locatie van de maatgevende glijcirkel;
- Model: voor het uitvoeren van MStab [11] berekeningen zijn benodigd: volumiek gewicht en sterkteparameters (te bepalen met triaxiaalproeven). Indien een ander model wordt toegepast, hangt de keuze van het uit te voeren laboratorium-onderzoek af van de modelvereisten;
- Belasting: de ligging van de freatische lijn en waterspanningsverloop in de ondergrond kunnen op basis van de samenstelling van dijk en ondergrond conservatief worden ingeschat. Voornamelijk wanneer dit leidt tot afkeuren van het profiel bij het uitvoeren van de toetsberekeningen, wordt aanbevolen tijdreeksen van het werkelijk verloop te verzamelen. Indien geen gegevens beschikbaar zijn met betrekking tot gemeten waterstanden, dienen peilbuizen of –filters geïnstalleerd te worden om de betreffende gegevens te verzamelen.

De sterkte-eigenschappen en de waterspanningen in en onder grondconstructies bepalen de weerstand tegen afschuiven. In TRWG en VTV wordt nader ingegaan op de methoden waarmee sterkte en belasting tegen elkaar kunnen worden afgewogen bij het onderzoeken van de stabiliteit van een waterkering. In paragraaf 4.2.3 worden enkele modellen kort beschreven.

Microstabiliteit en stabiliteit bij overslag

Microstabiliteit en stabiliteit bij overslag betreffen de stabiliteit van grondlagen van zeer beperkte dikte aan het oppervlak van het binnentalud. Bij microstabiliteit komt de bedreiging van binnenuit, door een hoge freatische lijn in het grondlichaam, bij stabiliteit bij golfoverslag komt de bedreiging van buiten.

Het betreft verschillende faalmechanismen waarvan de modellering deels vergelijkbaar is. Wel zijn de voor de modellering benodigde gegevens voor beide faalmechanismen gelijk, namelijk:

- Geometrie: zie toetsspoor macrostabiliteit. Overigens wordt opgemerkt dat kruinhoogte een rol speelt bij stabiliteit bij overslag, indien de huidige kruinhoogte groter is dan het 0,1 l/m/s overslagdebietscriterium, hoeft niet op dit faalmechanisme getoetst te worden (zie faalmechanisme kruinhoogte);

- Samenstelling dijk kern en deklaag, inclusief laagdikte: het uitvoeren van hand-boringen (loodrecht op het talud) en het uitvoeren van laboratoriumonderzoek indien de kern uit zand bestaat (bepaling van zand- en lutumgehalte, Atterbergse grenzen en eventueel zoutgehalte). Bij een dijk met een kleikern kan microstabiliteit geen probleem opleveren. Met betrekking tot het toepassen van de rekenregels dienen echter bovendien de geotechnische eigenschappen van de grondlagen bekend te zijn;
- Geotechnische eigenschappen: de benodigde gegevens betreffen veldvochtig en verzadigd volumiek gewicht en sterkte-eigenschappen (Φ' en c'). De volumieke gewichten kunnen bepaald worden door het steken van kleine monsterbussen (Kopecky ringen), welke in het laboratorium beproefd moeten worden. Voor de sterkte-eigenschappen is het steken van grote (Ackermann) bussen noodzakelijk. Hiertoe worden mechanische boringen geadviseerd. Het is wenselijk dit onderzoek te combineren met de bepaling van de sterkte-eigenschappen van dijk en ondergrond ten behoeve van het faalmechanisme macrostabiliteit.

Piping

Onder bepaalde omstandigheden bestaat de mogelijkheid dat piping (zandmeevoerende wellen) ontstaat. Om te bepalen of deze omstandigheden zich voordoen, dient de volgende informatie beschikbaar te zijn.

- Geometrie: evenals bij de overige faalmechanismen zijn gegevens met betrekking tot de geometrie benodigd. Meer specifiek betreffen de geometrische gegevens voor het beoordelen van de kans op piping de afstand tussen binnen- en buitenteen en gegevens met betrekking tot sloten (insteek, slootdiepte en –breedte) of overige waterpartijen en het hoogteverloop van voor- en achterland;
- Laagopbouw van dijk en ondergrond: om de dikte van eventuele deklagen in voor- en achterland te bepalen kan puntonderzoek (boringen en/of sonderingen) uitgevoerd worden. Indien grote variatie in deklaagdikte (en lokale afwezigheid hiervan) wordt aangetroffen, dient een voldoende dicht meetnet te worden aangelegd, om de onzekerheden in het al dan niet voorkomen van deze laag in voldoende mate te reduceren. Ook is het mogelijk hiervoor geofysische metingen uit te voeren. Deze technieken dienen echter altijd gecombineerd te worden met enkele puntmetingen (boringen of sonderingen). Eventueel uit te voeren boringen kunnen bovendien dienen voor het verzamelen van monsters voor het bepalen van grondeigenschappen van de lagen.
- Laageigenschappen: voor het uitvoeren van controle aan de hand van de rekenregels, zijn gegevens benodigd van deklaag en watervoerende zandlaag. Voor opbarstcontrole zijn het volumiek gewicht van de deklaag en geohydrologische parameters van deklaag en watervoerende zandlaag nodig. Voor de controle op voldoende kwelweglengte zijn gegevens over doorlatendheid en korreldiameter nodig. Voor een volledig overzicht wordt verwezen naar het TRZW [10].
- De belasting bij controle op opbarsten wordt gevormd door de stijghoogte in het watervoerend zandpakket bij maatgevende buitenwaterstand. Met behulp van geohydrologische rekenmodellen kan deze stijghoogte bepaald worden. Hierbij spelen onzekerheden een belangrijke rol, omdat parameters voor die rekenmodellen moeilijk zijn te schatten. Die onzekerheden kunnen verminderd worden door het afijken van deze parameters met behulp van waterspanningsmetingen.

Stabiliteit vooroever

Bij grondconstructies, die met al dan niet een aanwezig voorland van beperkte breedte zijn gelegen langs een onderwatertalud, dient rekening te worden gehouden

met het optreden van instabiliteit van dit onderwatertalud.

Bij instabiliteiten spelen zowel geotechnische aspecten (sterkte) als wel de hydraulisch en morfologische condities (belasting) een rol.

Naast de aanwezigheid van een kritieke vooroever, is de aanwezigheid van zettingsvloeiings- of afschuivingsgevoelige grondlagen voorwaarde voor mogelijke instabiliteit van de vooroever. Veelal is dit op basis van (geologische) gebiedskennis al dan niet uit te sluiten.

De beoordeling op potentieel risico op instabiliteit door afschuiving of zettingsvloeiing geschiedt in eerste instantie op basis van de geometrie van de vooroever. De betreffende gegevens kunnen verkregen worden met behulp van echolodgingen. In geval van migrerende getijdegeulen is het verstandig gegevens van meerdere jaren met elkaar te vergelijken om het eventuele minimaal aanwezige voorland profiel (maatgevend) te selecteren.

Indien op basis van deze analyse het risico op zettingsvloeiing of afschuiven van het voorland niet kan worden uitgesloten, moeten aanvullende maatregelen worden getroffen om de stabiliteit van de grondconstructie te waarborgen. Het uitvoeren van specialistisch onderzoek van de betreffende grondlagen behoort tot de mogelijkheden, maar wordt gezien het specialistische karakter van de modellering in dit kader niet nader uitgewerkt.

4.2.2 Onzekerheden

Inschatting van onzekerheden over de aan de hand van de beschikbare informatie opgestelde schematiseringen van (onder)grondopbouw en waterspanningen is essentieel.

Er zijn twee opties voor het omgaan met schematiseringonzekerheden in het ontwerp- of toetsproces, namelijk:

- Verdisconteren van de onzekerheden via conservatieve uitgangspunten (conservatieve schematiseringen en/of een schematiseringfactor) voor de ontwerp- of toetsanalyses. De schematiseringanalyse in hoofdstuk 3 is hierbij richtinggevend.
- Daarbij kan blijken dat dit leidt tot ongewenste (dure) gevolgen voor het ontwerp, of tot vermoedelijke onterechte afkeuring bij de toetsing. In dat geval kan gekozen worden voorelimineren of reduceren van onzekerheden door nader grondonderzoek, waardoor volstaan kan worden minder.

De laatste keuze wordt doorgaans ingegeven door kostenoverwegingen (wat is de verwachte besparing versus de extra kosten) en de inschatting van de kans dat de besparingen waar gemaakt zullen worden door het nader grondonderzoek.

Bij het beoordelen van de consequenties van onzekerheden speelt ook de projectfase een rol. Bij definitiestudies of voorontwerpen kunnen uit verdiscontering van onzekerheden voortvloeiende kosten van (of andere gevolgen voor) het ontwerp voorsnag aanvaardbaar zijn, als ze niet leiden tot ‘verkeerde’ beslissingen. Bijvoorbeeld bij tracékeuze, of bij het vergelijken van alternatieve ontwerpen. Een ‘verkeerde’ beslissing is een beslissing die, achteraf op basis van betere informatie, anders zou zijn genomen.

4.2.3 Welke rekenmodellen worden toegepast?

Rekenmodellen worden gekozen op basis van de voor een ontwerp of toetsing relevant geachte potentiële faalmechanismen. De voor die rekenmodellen benodigde gegevens zijn richtinggevend bij de opzet van grondonderzoek. Benodigde gegevens

kunnen grofweg worden onderverdeeld in voor een rekenmodel relevante grondmechanische schematiseringen van dijk- en bodemopbouw en/of geohydrologische schematiseringen voor het bepalen van hierin optredende water(over)spanningen, en grondeigenschappen of andere toestandskenmerken van de grond binnen de grondlagen. De in dit hoofdstuk beschreven strategieën voor grondonderzoek hebben betrekking de schematiseringen. Voor een overzicht van grondmechanische rekenmodellen bij het ontwerpen of toetsen van dijken en de voor die modellen benodigde grondlaageigenschappen en toestandskenmerken (ook dit zijn in feite schematiseringen) wordt verwezen naar het TRWG [3].

4.2.4 Kwantiteit

Doorgaans is de opbouw van de ondergrond variabel. Liggingen en dikten van bodemlagen kunnen, afhankelijk van de ontstaansgeschiedenis, van plaats tot plaats sterk variëren. De benodigde dichtheid van grondonderzoek voor het betrouwbaar schematiseren van de ondergrond is, in algemene zin, groter naarmate deze ruimtelijke variabiliteit groter is. Bij het opzetten van grondonderzoek is het daarom inzicht in de geologische/geomorfologische kenmerken van de onderzoekslocatie nodig. Daarbij wordt evenwicht gezocht tussen benodigde inspanning voor daadwerkelijk grondonderzoek, en op basis van dat inzicht geïdentificeerde overblijvende onzekerheden, die later in een schematiseringanalyse via het kiezen van voldoende conservatieve schematiseringen moeten worden verdisconteerd. Hierbij speelt uiteraard ook al beschikbare informatie, zoals eerder grondonderzoek ter plaatse of in de omgeving, of geobserveerd zettings- of vervorminggedrag van een dijk een rol.

4.2.5 Kwaliteit

Kwaliteit heeft zowel betrekking op betrouwbaarheid van de grondonderzoekstechniek en het uitvoeren ervan, als op de interpretatie van het grondonderzoek, uiteindelijk uitmondend in gekozen schematiseringen en identificatie van (rest) onzekerheden.

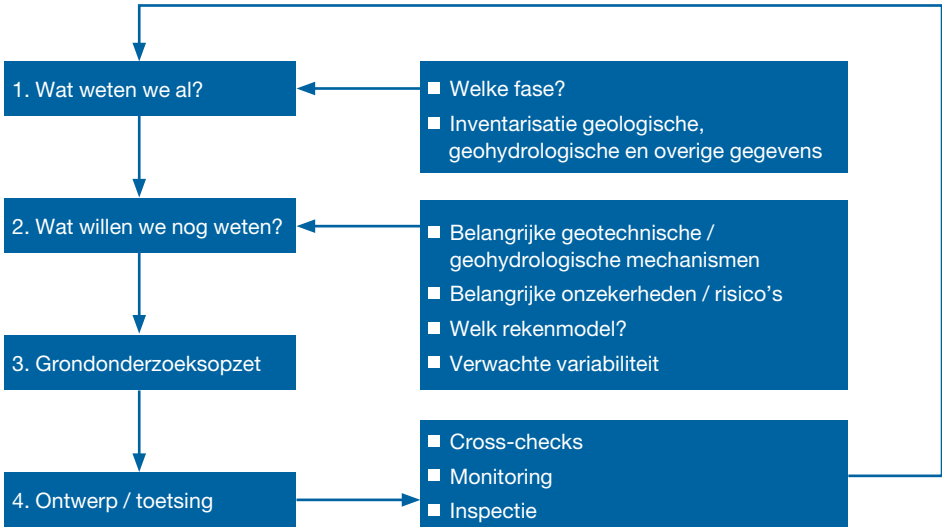
In het TRWG [3] (hoofdstuk 4.4) wordt nader ingegaan op geschiktheid en betrouwbaarheid van grondonderzoekstechnieken. De interpretatie van grondonderzoek tot de uiteindelijke keuze van grondmechanische of geohydrologische schematiseringen omvat doorgaans verschillende stappen. Bijvoorbeeld, het segmenteren van sonderingen en classificeren van grondtypen (mede aan de hand van combinatie van sondeergrafieken en boringen) en het vervolgens combineren van deze informatie tot een ruimtelijk beeld van grondlagen. Dit is mensenwerk waarvoor vakmanschap nodig is. Een gebruikelijke vorm van kwaliteitsborging is daarbij het laten beoordelen van interpretaties door een collega. Daarnaast kan gezocht worden naar manieren om interpretaties van grondonderzoek te toetsen aan andersoortige waarnemingen: ‘cross-checks’.

Een voorbeeld van een cross-check is verificatie op basis van gedragwaarnemingen. Wanneer, bijvoorbeeld, uit waarnemingen blijkt dat de binnenteen van de dijk altijd nat is tijdens hoge waterstanden, terwijl dit volgens de geohydrologische modelberekeningen niet aannemelijk zou zijn, dan moet worden nagegaan waar deze discrepantie uit voortkomt. Het kan dan noodzakelijk zijn het model aan te passen (laagopbouw of geohydrologische laageigenschappen of beiden), al dan niet in combinatie met aanvullende metingen.

4.3 Basis grondonderzoeksopzet

In de praktijk bestaat het proces van het opzetten van een grondonderzoeksplan uit een kringloop. In elke volgende cyclus worden dezelfde vragen gesteld, immers al naar gelang meer informatie beschikbaar komt, kan ook de scope van het onderzoek mee evalueren. Hoeveel stappen uiteindelijk doorlopen worden, is eveneens afhankelijk van de in paragraaf 4.2 genoemde factoren en van het gewenste resultaat. De opzet is het onderzoek van grof naar fijn in te steken en zo gericht meer informatie te verzamelen op locaties waar de variabiliteit groot is.

In figuur 4.1 is de kringloop die het opzetten van een grondonderzoeksplan behelst visueel inzichtelijk gemaakt.



Figuur 4.1 Schema grondonderzoeksopzet

In het TRWG [3] (tabel 6.4.1) worden, gebaseerd op een eerder uitgevoerd CUR onderzoek (CUR C68 [12]), ruwe indicaties voor de aard en omvang van een gangbaar grondonderzoek gegeven. Tabel 4.1 is deels overgenomen uit detabel in het TRWG. De in deze tabel genoemde aantallen kunnen beschouwd worden als richtinggevend voor de eerste opzet van een grondonderzoeksplan. Zonder de genoemde aantallen tot norm te verheffen zullen we die aanduiden als ‘standaard opzet’. Op basis van beschikbare gegevens kan overwogen worden om (lokaal) meer of juist minder grondonderzoek uit te voeren.

Al beschikbare boringen of sonderingen kunnen worden ingepast in het aan de hand van de indicaties in op te zetten grondonderzoeksplan. Hetzelfde geldt voor geofysisch onderzoek, laboratoriumonderzoek en peilbuisgegevens. Wel dient gelet te worden op de leeftijd van met name tijdgebonden gegevens, maar ook op de uitvoeringswijze en nauwkeurigheid van het bestaande grondonderzoek. Oude sonderingen bevatten bijvoorbeeld niet altijd kleefmeting en van boringen die met een milieukundig doel zijn uitgevoerd, zijn de aangetroffen bodemlagen niet altijd geclassificeerd volgens de NEN5104.

Al beschikbaar grondonderzoek, of gebiedskennis, kan ook juist aanleiding zijn voor een intensiever opzet van het grondonderzoek. Wanneer, bijvoorbeeld, uit een reeks achterlandboringen blijkt dat de dikte van de deklaag sterk varieert en tevens bekend is dat de locatie opbarst gevoelig is, dient overwogen te worden deze variatie nader uit te karteren. Niet alleen de dikte van de deklaag speelt bij opdrijven een rol, ook dienen de volumegewichten van de betreffende grondlagen en de waterspanningen in de ondergrond in beeld gebracht te worden.

Projectfase ontwerp, toetsing	Gegevens	Informatiebron, grondonderzoek	Omvang	Ondergrond-model en parameters
Definitie, Eenvoudige toetsing	Archief	Kaarten Oude metingen Specialist	Gehele dijkstrekking	Voorlopige globale bodemopbouw (conservatief)
	Geologische kennis			
	Ervaring			
	Gebiedskennis			
Voorontwerp, Eenvoudige of gedetailleerde toetsing	Vooronderzoek, veld	Geofysisch (EM)	2 à 4 raaien	Basis ondergrond-model en/of geohydrologisch model
		Sonderingen	per 50 à 150 m	
		Boringen	per ca. 500 m	
		Peilbuizen	per 50 à 100 m	
	Vooronderzoek, laboratorium	Classificatie	min. 8 per boring	Parameters uit classificatie
Detailontwerp, Gedetailleerde of geavanceerde toetsing	Detailonderzoek, veld	Boringen	afhankelijk van de situatie	Aangepast ondergrondmodel en/of geohydrologisch model op specifieke locaties
		Divergegegevens		
		Geofysisch		
	Detailonderzoek, laboratorium	Triaxiaaltesten	ca. 3 per boring, 4 per laag	Parameters uit veld- en laboratorium-testen
		Samendrukkings-testen	ca. 2 per boring, 3 per laag	
		Zeeanalyses	3 à 5 per laag	
Uitvoering, Beheer en onderhoud	Monitoring	Deformatie-metingen (zakbaak, InSAR)	Gehele dijkstrekking	Aanpassen o.b.v. gedrag tijdens uitvoering, Verfijnen model (continu toetsen), Cross-checks parameters en gedrag
		Gedragsmetingen (DigiSpectie)		
		(waterspanningen)		

Tabel 4.1 Voorbeeld van grondonderzoeksinspanning in verschillende projectfasen

Voor een nadere toelichting bij de te hanteren typen grondonderzoek wordt verwezen naar het TRWG en bijlage C ‘Grondonderzoeksmethoden – aanvulling op TRWG’.

In tabel 4.2 zijn overwegingen opgenomen om bij de eerste opzet van het grondonderzoeksplan op voorhand al meer of minder grondonderzoek te plannen dan de in tabel 4.1 aangegeven ‘standaard opzet’. De lijst is niet uitputtend bedoeld, maar geeft aan dat veel aspecten een rol kunnen spelen bij de keuze van de opzet van grondonderzoek. De genoemde overwegingen worden daarna toegelicht.

Meer grondonderzoek	Minder grondonderzoek
<i>Overwegingen van praktische aard</i> 1 Beperkte tijd beschikbaar 2 Naast toetsvraag ook ontwerpvraag 3 Meerdere ontwerpvarianten 4 Harde constructies in dijk 5 Onheldere vraagformulering <i>Overwegingen van inhoudelijke aard</i> 6 Grote dijk met brede berm 7 Fluctuerende bodemopbouw 8 Onzekerheid in waterspanningen 9 Beperkte bereikbaarheid 10 Uitkarteren niet-natuurlijke ondergrondse objecten 11 Lokaal afwijkend gedrag	<i>Overwegingen van praktische aard</i> 1 Stapsgewijze optimalisatie mogelijk 2 Hogere acceptatie risico's 3 Monitoring / inspectie <i>Overwegingen van inhoudelijke aard</i> 4 Simpele, overzichtelijke dijk 5 Reeds veel informatie beschikbaar

Tabel 4.2 Overwegingen die kunnen leiden tot meer of minder grondonderzoek dan de ‘standaard opzet’

4.3.1 Meer grondonderzoek?

- Beperkte tijd beschikbaar: er is geen tijd om tussentijdse resultaten goed te bestuderen en onderbouwd vervolgstappen te nemen, bijvoorbeeld omdat de veldwerkzaamheden voor het stormseizoen afgerond moeten zijn of omdat de toetsresultaten voor een bepaalde datum opgeleverd moeten worden;
- Naast toetsvraag ook ontwerpvraag: het onderzoek is in dit geval niet alleen gericht op dijk, maar ook naast dijk. Afhankelijk van de voorziene verbetermaatregelen aan binnen- of buitenzijde vinden er in het voor- of achterland extra metingen plaats;
- Meerdere ontwerpvarianten: mogelijk zijn binnenwaartse of buitenwaartse versterking of oplossing in een constructieve maatregel. Vaak hangt de afweging tussen de verschillende varianten af van een politieke keus, die nog gemaakt moet worden op het moment dat het grondonderzoeksvoorstel gemaakt wordt. Grondonderzoek en vooral de berekeningsresultaten die hierop gebaseerd zijn, kan onderdeel van de besluitvorming zijn. Om alle varianten te kunnen vergelijken is dus een groter aantal meetpunten benodigd dan wanneer er slechts één ontwerpvariant is;
- Harde constructies in dijk: in het grondlichaam van de dijk kunnen zich om verschillende redenen harde constructies bevinden zoals damwanden, keermuren, funderingen (op staal of op palen), kistdammen, dijkdeuvels, etc. Afhankelijk van de leeftijd van deze constructies zal informatie hierover (ontwerprapporten, grondonderzoek, etc.) beschikbaar zijn. Bij constructies waar dit niet het geval is (bijvoorbeeld een oude kadeconstructie die onderdeel uitmaakt van de waterkering) zal extra grond- en/of laboratoriumonderzoek uitgevoerd moeten worden in de directe nabijheid van deze elementen;
- Onheldere vraagformulering: dit speelt voornamelijk indien in het ontwerp nog veel mogelijkheden open staan, zoals een mogelijke tracéverlegging of combinaties met andere functies zoals een weg, wonen of natuurontwikkeling. Om de consequenties in het ontwerp van al deze mogelijkheden in beeld te brengen, zal minimaal op globaal niveau een uitspraak gedaan moeten worden over de (on)mogelijkheden van de verschillende varianten. Dit resulteert niet in een intensiever grondonderzoek met meer meetpunten per lengte-eenheid, maar wel in meer meetpunten ter plaatse van alle mogelijke tracés of verbeteringen;
- Fluctuerende bodemopbouw: hierbij wordt bedoeld op plotselinge (niet geleidelijk

verlopende) discontinuïteiten waardoor op relatief korte afstanden (enkele meters tot enkele tientallen meters) grote verschillen in bodemopbouw kunnen voorkomen. Deze grote verschillen kunnen aanleiding zijn om lokaal een andere schematisering toe te passen (meer dan één maatgevend dwarsprofiel per dijkvak of het opsplitsen van het dijkvak in meerdere dijkvakken). Gedacht wordt aan riviergeulen of hiermee samenhangende elementen (kreken, crevasses, etc.), rondom kunstwerken (grondverbetering toegepast), gebiedskennis (variaties zijn niet aangetroffen omdat sondeerafstanden te groot waren), veel menselijke ingrepen in de bodem (antropogene bodemelementen zoals diepploegen of omspuiten in achterland waardoor deklaag doorbroken is), oude dijkdoorbraken (gevuld met antropogeen materiaal, waardoor een locale afwijking van de natuurlijke bodemopbouw ontstaan is);

- 7 Grote dijk met brede berm: door het grote ruimtebeslag van de dijk kunnen er grote verschillen zijn in grondopbouw tussen achterland, berm, kruin en voorland. Om deze variaties in dwarsrichting in beeld te brengen, is het wenselijk per dwarsprofiel een groter aantal meetpunten aan te houden;
- 8 Onzekerheden in waterspanningen: door de aanwezigheid van tussenzandlagen of zandge vulde geulen kunnen de waterspanningen lokaal afwijken van de basis schematisering. Ook is het mogelijk dat door een bepaalde dijkconfiguratie (bijvoorbeeld een relatief waterdoorlatend grondlichaam plaatselijk op een relatief waterondoorlatende ondergrond) dat de freatische lijn in dijk neerslag gestuurd is. Om de verschillen in beeld te brengen kunnen extra meetpunten nodig zijn;
- 9 Beperkte bereikbaarheid: een optimale verdeling van onderzoekspunten is door bereikbaarheidsproblemen niet mogelijk (bijvoorbeeld sonderingen vanaf het water). Investering in speciaal equipment is alleen rendabel bij een groter aantal onderzoekspunten (de aanvoerkosten van een ponton zijn zo hoog dat het loont om meer grondonderzoek uit te voeren dan strikt noodzakelijk is volgens tabel 3-4);
- 10 Uitkarteren niet-natuurlijke ondergrondse objecten: veel Nederlandse dijken zijn meer dan een eeuw oud en kennen een lange geschiedenis van verbeteringen. Als gevolg hiervan kunnen zich in het dijklichaam allerlei elementen bevinden zoals wierdijken, (oude) wegcunetten, keileemkernen, etc. Om deze elementen uit te karteren kan aanvullend grondonderzoek nodig zijn;
- 11 Lokaal afwijkend gedrag: waarnemingen van kwel, scheurvorming, afschuiving, micro-instabiliteit, etc. kan aanleiding zijn om aanvullend grondonderzoek uit te voeren om de aard van de lokale afwijking in kaart te brengen en de risico's ten aanzien van de verschillende faalmechanismen te kunnen berekeningen.

4.3.2 Minder grondonderzoek

- 1 Stapsgewijze optimalisatie mogelijk: na elke stap in grondonderzoek worden resultaten goed bestudeerd en wordt met maatwerk een volgende grondonderzoeksstap uitgevoerd. Bijvoorbeeld eerst het sondeeronderzoek uitvoeren en op basis van de resultaten het booronderzoek gericht inzetten en de te bemonsteren bodemlagen aangeven;
- 2 Hogere acceptatie risico's: het risico op overstroming van het achterland is beperkt (bijvoorbeeld door de aanwezigheid van een hoog voorland), de dijk wordt pas hersteld na optreden van schade;
- 3 Monitoring / inspectie: de overstromingsrisico's worden beheerst door monitoring en inspectie. Bij constatering van bijvoorbeeld verhoogde kwel in het achterland waardoor een verhoogd pipingrisico ontstaat, worden maatregelen zoals het aanbrengen van zandzakken uitgevoerd;
- 4 Simpele, overzichtelijk dijk: de dijk heeft een eenvoudige geometrie (smalle, rechte en/of lage dijk, geometrisch bijna stabiel). De samenstelling van de dijk en

ondergrond en de geohydrologische schematisering hebben nagenoeg geen consequenties voor de veiligheid (risico's) van de dijk. Het nauwkeurig in beeld brengen van deze informatie is voor de toetsing dan ook niet relevant, waardoor het inzetten van minder grondonderzoek gerechtvaardigd is;

- 5 Al veel informatie beschikbaar: er zijn weinig extra gegevens meer nodig, dit is nader toegelicht in paragraaf 4.4 (bestaande gegevens).

4.3.3 Restonzekerheden

De restonzekerheden over dijsamenstelling, laagopbouw en lokale variaties in waterspanningen moeten worden bepaald door een deskundige. Het instrument om deze restonzekerheden te verdisconteren is de schematiseringanalyse (zie hoofdstuk 3). Restonzekerheden kunnen worden verdisconteerd door óf een volgend conservatieve basisschematisering (waarmee de berekeningen worden uitgevoerd), óf een schematiseringfactor (of een combinatie van beide). De schematiseringanalyse op basis van deze restonzekerheden wordt weergegeven in de (advies)rapportage.

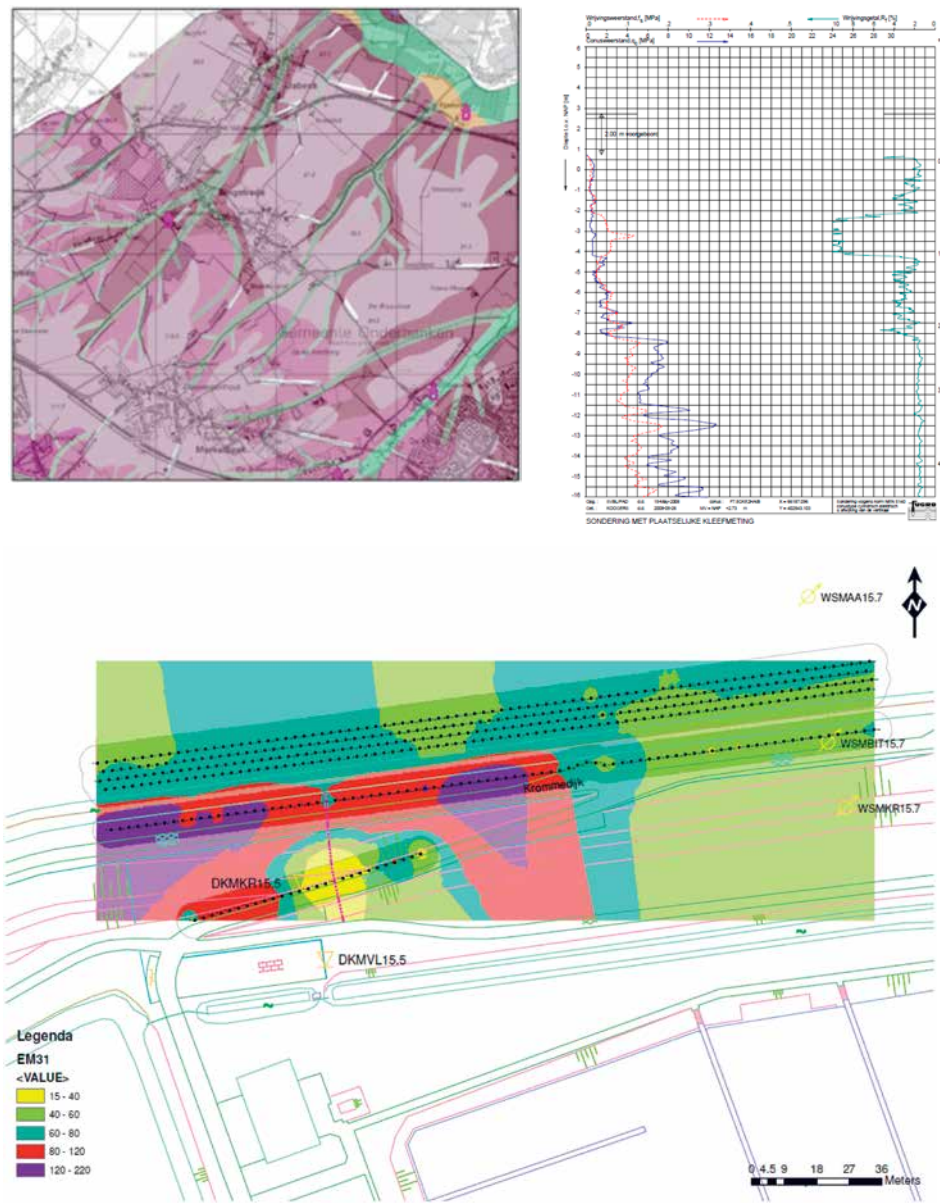
4.4 Gebruik van beschikbare informatie

Bij het maken van een plan van aanpak voor grondonderzoek vormt reeds beschikbare informatie een belangrijke basis. In deze paragraaf wordt ingegaan op mogelijke bronnen die richtinggevend zijn bij het opzetten van een plan voor grondonderzoek of aanvullende informatie bevatten. Te denken valt aan:

- Geologische, bodem- en geohydrologische gegevens (bijvoorbeeld geologische kaarten of stijghoogtecurves in de DINO-database, etc.). Deze informatie is uitsluitend geschikt voor een globale karakterisering van voorkomen van grondlagen en typen grondopbouw;
- Bestaand grondonderzoek. Dit kan grondonderzoek zijn dat in het kader van een eerdere toetsing of het ontwerp van (onderdelen van) de dijk is uitgevoerd, maar ook bestaand grondonderzoek in de nabijheid van de waterkering (bijvoorbeeld ten behoeve van de aanleg van een weg of een bouwproject in de nabijheid van de dijk). Let wel, de informatiebehoefte kan per faalmechanisme verschillen;
- Ontwerp- en revisietekeningen of resultaten van eerdere toetsingen. Vooral de bij de betreffende ontwerpen of toetsingen gehanteerde uitgangspunten zijn hierbij van belang. Wanneer bijvoorbeeld de maatgevende belastingsituatie ongewijzigd is, kunnen de uitgevoerde berekeningen van toepassing geacht worden voor de huidige toetsing. Ook ontwerpuitgangspunten zoals een drainageconstructie in de binnentoe van de dijk, kunnen op basis van oude ontwerpstekeningen worden afgeleid. Deze kunnen in de toetsing van de dijk worden meegenomen, mits geverifieerd wordt dat deze constructies onderhouden zijn en bovendien naar behoren functioneren;
- Beheersinformatie (gedrag van de waterkering, al dan niet onder maatgevende omstandigheden). Deze gegevens dienen ter verificatie van de berekeningsuitkomsten. Indien deze niet stroken met de waarnemingen, dient gecontroleerd te worden of de gekozen schematisering juist is.

In figuur 4.2 zijn enkele voorbeelden van beschikbare informatie opgenomen. De geulenkaart geeft een indruk van de ligging van (bekende) geulen. De sondering is een veelgebruikte methode om op een aantal punten' de verticale opbouw gedetailleerd vast te stellen. De EM-meting wordt toegepast om (in aanvulling op

sondeer- en booronderzoek) onbekende zandgeulen of objecten op te sporen en globaal uit te karteren.



Figuur 4.2 Voorbeeld van geïnterpreteerde informatie (geomorfologische kaart – linksboven), feitelijke data (sondeergrafiek – rechtsboven) en geofysisch verkennend onderzoek (EM-meting – onder)

Het spreekt voor zich dat de betrouwbaarheid van meetgegevens toeneemt, wanneer naar verhouding meer feitelijke gegevens beschikbaar zijn. Verder dient bij de inschatting van de betrouwbaarheid rekening te worden gehouden met de gehanteerde meettechniek.

- Is de gebruikte techniek gestandaardiseerd of niet? De meeste in Nederland toegepaste grond- en laboratoriumonderzoekstechnieken zijn gestandaardiseerd.
- Hoe nauwkeurig is de techniek en/of wijze van uitvoering? Met betrekking tot grondonderzoekstechnieken zijn hier in algemene termen wel uitspraken over te

doen. De wijze van uitvoering is echter een lastiger punt. Hoe voorzichtig bijvoorbeeld een steekbus gestoken, afgedicht en vervoerd is staat vaak niet vermeld in de specificaties die de toetser of ontwerper onder ogen krijgt. Wel kunnen onnauwkeurigheden hierin consequenties hebben op de laboratoriumresultaten wanneer het monstermateriaal uit de bus wordt toegepast voor laboratoriumtesten. In de praktijk is het lastig hierover een uitspraak te doen en wordt er op vertrouwd dat de monsternamen, uitvoering van werkzaamheden conform richtlijnen is uitgevoerd. Wanneer echter vaststaat dat een meting of proef niet conform de juiste instructies is uitgevoerd, dienen de consequenties (onzekerheden) hiervan inzichtelijk te worden gemaakt in het ontwerp of de toets.

- Wanneer zijn de metingen uitgevoerd? Bijvoorbeeld bij meetreeksen van peilbuis opnamen is het van belang om te weten of gedurende (bijna) maatgevende omstandigheden is gemeten. Ook de meetfrequentie kan een rol spelen. Tweewekelijkse opnamen geven minder gedetailleerde informatie over de respons van de waterspanningen in de pleistocene ondergrond, dan metingen met een frequentie van een dag of een uur. En voor waterkeringen in het getijdengebied zijn nog hogere meetfrequenties gewenst om het getijdenafhankelijke waterspanningsgedrag uit af te leiden. Algemeen kan worden gesteld dat de ontwerper of toetser zich vooraf dient af te vragen welke fluctuaties in waterstanden verwacht worden en hierop de meetfrequentie af te stemmen.

4.4.1 Geologische, geomorfologische en/of geohydrologische informatie

Als eerste stap in de schematisering van samenstelling van het dijklichaam, laagopbouw van ondergrond onder en naast de dijk en geohydrologische kenmerken kan gebruik gemaakt worden van:

- Geologische, geomorfologische en/of geohydrologische kaarten (algemene informatie);
- Kennis van (de geologische/ geomorfologische) de ontstaanswijze van een gebied;
- Kennis van het geohydrologisch systeem waartoe het onderzoeksgebied behoort;
- Informatie uit de landelijke database voor grondonderzoek.

Het doel van deze stap is het verkrijgen van inzicht in de (globale) bodemopbouw. Hier kunnen eerste globale schematiseringen op gebaseerd worden (stappen 1 en 2 in paragraaf 2.2.2). Deze schematiseringen kunnen mogelijk al gebruikt worden voor het uitvoeren van berekeningen op globaal niveau (definitiefase in het ontwerp en soms ook de eenvoudige toetsing). Het verkregen inzicht uit deze bronnen is mede richtinggevend bij het opstellen van grondonderzoeksplannen voor volgend fasen (stap 3 in paragraaf 2.2.2).

4.4.2 Bestaand grondonderzoek

Vaak is al eerder uitgevoerd lokaal grondonderzoek beschikbaar, dat bruikbaar is bij het invullen van een grondonderzoekplan. De bruikbaarheid van dit onderzoek moet echter altijd getoetst worden. Overwegingen hierbij zijn, niet uitputtend:

- Vaak zal het bestaande grondonderzoek niet exact ter plaatse van de waterkering zijn uitgevoerd. Op basis van de afstand tot de waterkering, de mate van aangetroffen variatie, aangevuld met bijvoorbeeld lokale gebiedskennis zal een inschatting gemaakt moeten worden van de bruikbaarheid. Indien uit een uitgebreid sondeeronderzoek op enige afstand van de dijk blijkt dat de variatie in grondlaagopbouw gering is, kan dit doen vermoeden dat ook de ondergrondopbouw ter plaatse van de dijk vrij homogeen. Overwogen kan dan worden om het grondonderzoek ter plaatse van de dijk, in eerste instantie, minder dicht op te zetten. Dit vermoeden moet echter wel geverifieerd worden aan de hand van

- andere bronnen (zie paragraaf 4.4.1). Ook moet, achteraf na het uitvoeren van het grondonderzoek, aan de hand van de resultaten nagegaan worden of dit vermoeden juist was.
- Het doel van bestaand grondonderzoek (bijvoorbeeld sonderingen en boringen) moet meegenomen, wanneer overwogen wordt dit te gebruiken als vervanging voor uit te voeren grondonderzoek. Sonderingen en boringen worden, als het goed is, uitgevoerd conform een genormaliseerd voorschrift. Wanneer die echter dienden om de diepte en draagkracht van een diepe zandlaag te onderzoeken, wordt, om snel te werken, het voorschrift in de ondiepe slappe lagen nog wel eens genegeerd. Het ondiepe traject is dan niet of slechts in beperkte mate bruikbaar.
 - Het combineren van gegevens kan worden gebruikt om de mate van betrouwbaarheid van informatiebronnen te controleren. Indien bijvoorbeeld een geologische kaart en één boring beschikbaar zijn, kan geverifieerd worden of de in de boring aangetroffen grondslag overeenkomt met wat op basis van de geologische kaart verwacht had mogen worden. Het combineren van dergelijke verschillende informatiebronnen levert nuttige informatie met betrekking tot de (on)bruikbaarheid van gegevens.
 - Uit de DINO-database kunnen mogelijk meetreeksen van stijghoogten beschikbaar zijn van de projectlocatie. Bij dit type gegevens dient te worden nagegaan of deze gegevens nog wel actueel zijn. Bijvoorbeeld gegevens met betrekking tot stijghoogtes in het watervoerende zandlagen kunnen sterk beïnvloed zijn geweest door aan- of afwezigheid van grote (industriële) onttrekkingen. Van groot belang in de nabijheid van een waterkering is natuurlijk of de metingen gerelateerd zijn aan dagelijkse of maatgevende (ontwerp of toets) omstandigheden.

4.4.3 Ontwerptekeningen, -berekeningen en/of resultaten eerdere toetsing
Wanneer ontwerptekeningen, -berekeningen en/of resultaten van eerdere toetsing van de dijk beschikbaar zijn, betekent dit dat er al een schematisering van dijk, ondergrond en waterspanningen gemaakt is. Er zal een dijkvakindeling gekozen zijn en hierbij behorende maatgevende dwarsprofielen zullen zijn geselecteerd. Het is van belang de uitgangspunten van deze schematisering te kunnen beoordelen. De keuzen die in de schematisering gemaakt zijn, moeten inzichtelijk zijn om te kunnen bepalen of deze beschikbare informatie volstaat voor de uit te voeren toetsing of het ontwerp.

- Het detailniveau van de beschikbare gegevens is hierbij van belang. Dit kan sterk samenhangen met de ouderdom van de gegevens. Onderscheid kan gemaakt worden naar het type beschikbare informatie op basis van de controleerbaarheid van de gehanteerde uitgangspunten. Punten van overweging zijn:
- Is bekend waarop de schematisering van dijk, ondergrond en waterspanningen gebaseerd is? Is er grondonderzoek uitgevoerd en zo ja, hoeveel? En zijn de resultaten van het grond- en/of laboratoriumonderzoek beschikbaar?
 - Zijn de gemaakte schematiseringkeuzen inzichtelijk? Een inschatting moet gemaakt kunnen worden van de onzekerheden in de gekozen schematisering. Indien alleen tekeningen en/of berekeningen beschikbaar zijn, kan dit niet gecontroleerd worden.

In tabel 4.3 is per type informatie aangegeven welke gegevens hieruit verkregen kunnen worden (detailniveau) en op welke wijze de mate van betrouwbaarheid van deze gegevens ingeschat kan worden.

Informatiebron	Detailniveau gegevens	Betrouwbaarheid
Bestekstekeningen	Geometrie en informatie met betrekking tot het uitgevoerde werk (aanleg dijk, berm of vervangen bekleding) gedetailleerd. Gegevens met betrekking tot samenstelling dijk en/of ondergrond doorgaans niet beschikbaar	Als eerste informatie goed. Wees bedacht op afwijkingen tussen bestek en de realisatie
Ontwerp- en/of toetsberekeningen	Detailniveau berekening zegt iets over detailniveau bruikbaarheid. Dit houdt in dat minimaal de bij de berekeningen gehanteerde uitgangspunten beschikbaar moeten zijn	Indien uitgangspunten niet beschikbaar, niet betrouwbaar Indien uitgangspunten wel beschikbaar, onzekerheden in schematisering in kaart brengen
Ontwerp- en/of toetsrapportages	Wanneer rapportages volledig zijn vormen zij een gedetailleerde bron van informatie voor toetsingen en eventueel voor ontwerpen	Goed, mits schematiseringkeuzes goed beargumenteerd en volledig gerapporteerd
Grondonderzoek behorend bij ontwerp of eerdere toetsing	Te beoordelen als bestaand grondonderzoek (ter verificatie van in ontwerp of toetsing gehanteerde schematisering, dijkvakindeling en keuze maatgevend dwarsprofiel)	Te beoordelen als bestaand grondonderzoek (afhankelijk van uitvoeringsmethode etc.)

Tabel 4.3 Beschikbare informatie uit bestekken / ontwerpen / eerdere toetsingen

4.4.4 Beheerinformatie
Beheerinformatie kan in diverse vormen beschikbaar zijn en kan bestaan uit losse waarnemingen en/of metingen, bijvoorbeeld meldingen van schade of het optreden van wateroverlast al dan niet in combinatie met bepaalde omstandigheden (bijvoorbeeld hoogwater). Waarnemingen kunnen aanleiding geven tot het uitvoeren van specifiek grondonderzoek, om bijvoorbeeld de aard van de schade of het risico op de veiligheid van de waterkering te controleren. Ook is het mogelijk dat beheerinformatie een bevestiging van het grondonderzoek en/of het toetsresultaat geeft. De waarnemingen vormen dan een cross check op het grondonderzoek of de uitgevoerde metingen. In tabel 4.4 is een overzicht gegeven van typen beheerinformatie en de toepassingsmogelijkheden voor het onderbouwen van het grondonderzoeksplan.

Beheerinformatie kan medebepalend zijn bij het vaststellen van de benodigde aard en omvang van grondonderzoek; meer of minder dan ‘standaard’, of specialistisch veld- of laboratoriumonderzoek.

Informatietype	Toepassingsmogelijkheden	Betrouwbaarheid
Dijkschouw (controle functioneren dijk op basis van fysieke kenmerken)	Geschikt voor uitvoeren beheer en onderhoud van de dijk, indien schades (vervormingen) of andere indicaties van niet goed functioneren van de dijk worden waargenomen, kan hierop grondonderzoek ingezet worden	Mits waarnemingen op uniforme wijze worden vastgelegd (DigiSpectie), is dit een betrouwbare informatiebron
Waarneming van opgetreden schade (al dan niet samen hangend met extreem hoog of laag water)	Afhankelijk van de aard van de schade en een inschatting van het faalmechanisme waarvan de schade een indicatie is, kan specifiek grondonderzoek worden ingezet (bijvoorbeeld ter bepaling van sterkte- of samendrukkings-eigenschappen of waterspanningsmetingen)	Indien de waarneming gecombineerd wordt met foto's, locatie (x, y en coördinaat) is dit een betrouwbare bron
Historische informatie van functioneren dijk bij belasting ≥MHW	In te zetten in plaats van het uitvoeren van grondonderzoek om de stabiliteit van de dijk 'voldoende' te beoordelen, omdat deze in de toetsing is afgekeurd*. Let wel aan deze methode hangt een groot aantal voorwaarden voor toepassing en vormt lang niet altijd een alternatief voor onderzoek	Veelal zijn uitsluitend waterstanden bekend en geen waarnemingen van het functioneren van de dijk, de betrouwbaarheid is hierdoor veelal laag
Kruinhoogtemetingen	Kruinhoogtemetingen van meerdere jaren geven inzicht in het lange termijn vervormingsgedrag van de dijk. Een verschil in kruindaling kan een aanwijzing zijn van een slappe plek in de dijk of ondergrond	Betrouwbaarheid is groter als bron van meting (bijvoorbeeld dwarsprofiel) beschikbaar is. Recente metingen zijn over het algemeen betrouwbaarder dan oude metingen.

Tabel 4.4 Beheerinformatie en toepassing op het grondonderzoeksplan

* Conform het Technisch Rapport Actuele Sterkte [14]

5 Voorbeeld:opzet grondonderzoek en schematiseringen voor macrostabiliteit

5.1 Algemeen

Zoals In hoofdstuk 4 is aangegeven zijn algemene recepten voor de opzet van benodigd grondonderzoek nauwelijks aan te geven. Wat nodig is volgt uit de vragen die opkomen tijdens het ontwerp- of toetsproces. Doorgaans is de eerste stap een ‘standaard’ grondonderzoek, waarmee een eerste basisschematisering voor de faalmechanisme analyses wordt opgezet. De schematiseringanalyse dient om:

- onzekerheden (die mechanisme specifiek zijn) te identificeren,
- na te gaan of de eerste basisschematisering een bruikbare keuze is,
- in welke mate schematiseringonzekerheden via een veiligheidsmarge (de schematiseringfactor) kunnen worden verdisconteerd, dan wel
- via gericht aanvullend grondonderzoek geëlimineerd of gereduceerd moeten worden.

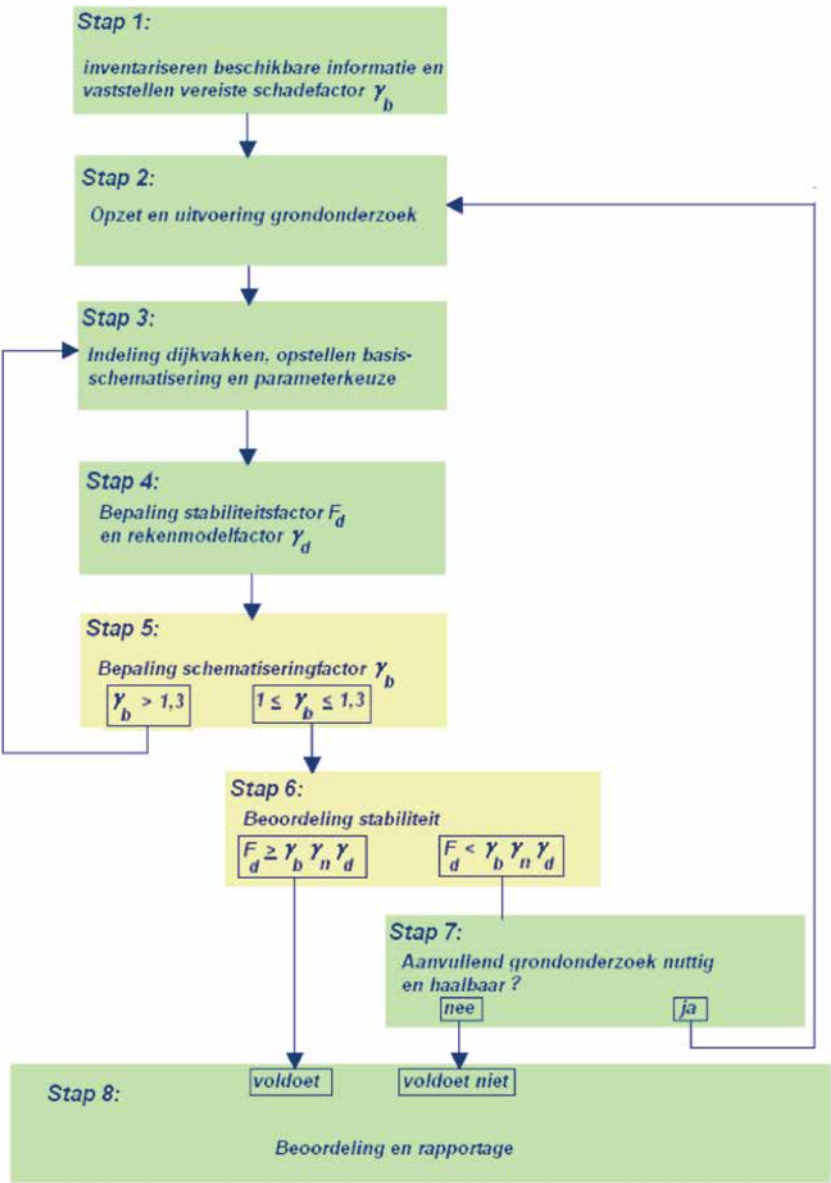
Dit proces wordt in dit en het volgende hoofdstuk geïllustreerd aan de hand van enkele uitgewerkte voorbeelden, die als ‘best practices’ kunnen worden beschouwd.

In dit hoofdstuk komen de volgende onderwerpen aan de orde:

- Toetsschema macrostabiliteit binnenwaarts (paragraaf 5.2);
- Case toetsen op macrostabiliteit binnenwaarts (paragraaf 5.3);
- Ontwerpschema macrostabiliteit binnenwaarts (paragraaf 5.4);
- Case dijkontwerp macrostabiliteit binnenwaarts (paragraaf 5.5).

5.2 Toetsschema macrostabiliteit binnenwaarts

In figuur 5.1 is het toetsschema gegeven voor de gedetailleerde beoordeling van het faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts. Hierin is aangegeven welke nieuwe stappen moeten worden doorlopen naar aanleiding van het invoeren van de schematiseringfactor. Deze ‘nieuwe’ stappen zijn in geel weergegeven, de ‘oude’ stappen in groen.



Figuur 5.1: Schematiseringstappen m.b.t. macrostabiliteit bij toetsing

5.2.1 Stap 1: Inventarisatie beschikbare informatie

In stap 1 wordt de al beschikbare informatie geïnventariseerd. Denk hierbij aan geologische-, geomorfologische-, geohydrologische informatie, reeds uitgevoerd grondonderzoek, ontwerptekeningen en -berekeningen uit eerdere toetsingen en beheerinformatie. In hoofdstuk 3 zijn handreikingen met betrekking tot het inventariseren van beschikbare informatie gegeven.

In deze stap dient ook de vereiste schadefactor te worden bepaald. Voor het bepalen van de schadefactor wordt verwezen naar het addendum TRWG [4] (zie ook bijlage A).

5.2.2 Stap 2: Opzet en uitvoeren grondonderzoek

Vervolgens wordt in stap 2 een grondonderzoeksplan opgesteld en uitgevoerd. Het onderzoeksplan is gebaseerd op de reeds beschikbare informatie. In hoofdstuk 3 zijn handreikingen met betrekking tot het opstellen van een onderzoeksplan

gegeven. Tevens wordt hier ingegaan op de beschikbare grondonderzoekstechnieken.

5.2.3 Stap 3: Indeling dijkvakken, opstellen basis schematisering en parameterkeuze

In deze stap wordt de dijk opgedeeld in dijkvakken, waarvoor maatgevende dwarsprofielen worden vastgesteld op basis van de beschikbare gegevens. Daarnaast wordt een (conservatieve) basis schematisering, inclusief modelparameters, bepaald. In hoofdstuk 2 is reeds dieper ingegaan op de benodigde schematiseringen. Voor het bepalen van geschikte parameters en berekeningsmodellen wordt verwezen naar het TRWG.

Merk op dat, in tegenstelling tot het ontwerpen van een waterkering, de schematiseringfactor in deze fase nog niet benodigd is.

5.2.4 Stap 4: Bepaling stabiliteitsfactor en modelfactor

In deze stap wordt met behulp van een rekenmodel (bijv. MStab) de stabiliteitsfactor (F_d) van het binnentalud bepaald. Hierbij geldt de basis schematisering als uitgangspunt. Aan de hand van het gekozen model wordt in deze stap ook de modelfactor (γ_d) bepaald. Voor het bepalen van de modelfactor wordt verwezen naar het TRWG, zie ook bijlage A.

5.2.5 Stap 5: Bepaling schematiseringfactor

De schematisering is altijd een vereenvoudiging van de werkelijkheid, waarbij onzekerheden blijven bestaan. In de schematiseringfactor komt tot uitdrukking in welke mate onzekerheden zijn afgedekt in de basisschematisering. Hoe beter deze zijn afgedekt, hoe lager de schematiseringfactor. In hoofdstuk 4 is beschreven hoe de schematiseringfactor bepaald kan worden.

5.2.6 Stap 6: Beoordeling stabiliteit

Een dijk voldoet indien voldaan wordt aan $F_d \geq \gamma_b \gamma_n \gamma_d$. Indien dit niet het geval is, moet ook stap 7 doorlopen worden.

5.2.7 Stap 7: Haalbaarheid en nut aanvullend grondonderzoek

Indien de dijk niet voldoet kan aanvullend grondonderzoek worden uitgevoerd om de onzekerheden te verkleinen en zo tot een scherper toetsresultaat te komen. Hierbij is het wel belangrijk dat voldaan wordt aan de eisen ten aanzien van de haalbaarheid en wenselijkheid van aanvullend grondonderzoek.

In sommige gevallen is het niet *haalbaar* om aanvullend grondonderzoek uit te voeren. Vanuit bijvoorbeeld financieel oogpunt of de tijdsplanning kunnen randvoorwaarden gelden waaraan niet voldaan kan worden. In dit geval zal geconcludeerd moeten worden dat de dijk niet voldoet.

Aanvullend grondonderzoek is niet in alle gevallen *nuttig*. Het kan zijn dat een dijk evident niet voldoet en aanvullend (grond)onderzoek naar verwachting geen soulaas biedt. Mogelijk biedt een geavanceerde toetsing nog wel uitzicht, zie hiervoor het Technisch Rapport Actuele Sterkte (TRAS [14]), maar het gedetailleerde toetsspoor wordt dan in elk geval afgesloten met de conclusie dat de dijk volgens dit spoor niet voldoet.

Volledigheidshalve moet worden opgemerkt dat het voor kan komen dat extra onderzoek niet *nodig* is. In sommige gevallen kan door het aanpassen van de

schematisering een dijkvak alsnog voldoende worden beoordeeld. Voorbeeld hiervan is het geval waarbij twee ongunstige aannamen in een dijkvak samen zijn beschouwd, terwijl deze niet gezamenlijk kunnen optreden. Een splitsing van het dijkvak kan in dit geval wellicht tot een andere beoordeling leiden.

5.2.8 Stap 8: Beoordeling en rapportage

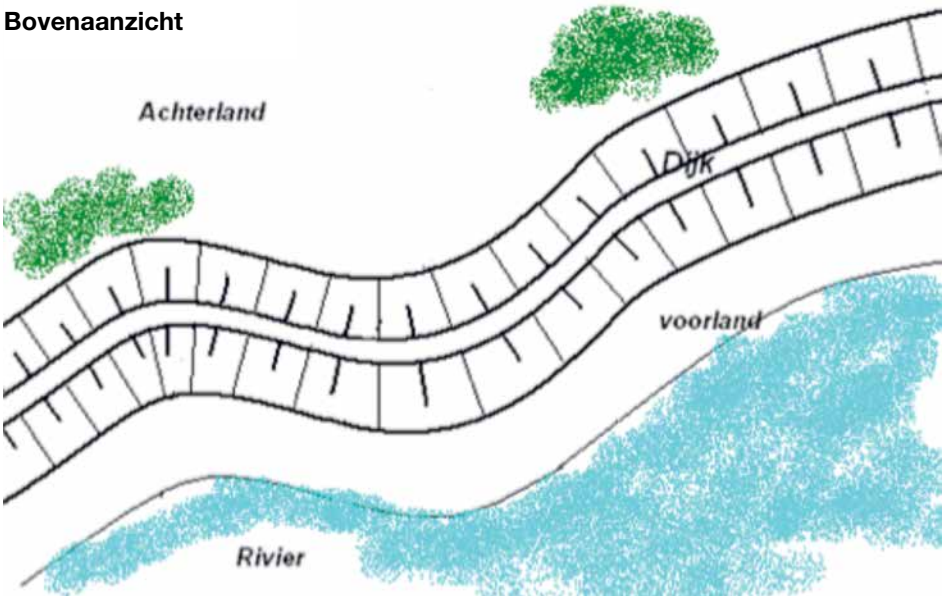
Nadat de beoordeling heeft plaatsgevonden dienen de resultaten te worden gerapporteerd. Voor nadere informatie over data opslag en het presenteren van toetsresultaten wordt verwezen naar hoofdstuk 7 (ToetsRap).

5.3 Toetscase macrostabiliteit binnenwaarts

In deze case wordt een hypothetisch maar realistisch voorbeeld behandeld, gebaseerd op een situatie in de Lekdijk van de Krimpenerwaard, nabij Bergambacht. In figuur 5.2 is een schematisch bovenaanzicht van de situatie weergegeven.

In deze case wordt ingegaan op het (veilig) modelleren van de binnenwaartse macrostabiliteit van de dijk. Hierbij speelt de schematiseringfactor een belangrijke rol. Er wordt uitgegaan van een gedetailleerde toetsing.

Bovenaanzicht



Figuur 5.2: Schematisch bovenaanzicht

Een dwarsdoorsnede van de situatie is weergegeven in figuur 5.4.

5.3.1 Stap 1: Inventarisatie beschikbare informatie

Bij het inventariseren van de beschikbare informatie is met name gezocht naar:

- Aanwezigheid van geulen of andere locale afwijkingen in bodemopbouw;
- Grondonderzoek ten behoeve van projecten in de omgeving;
- Resultaten van eerdere toetsingen;
- Geohydrologische informatie, zoals stijghoogte en (grond)waterstanden;
- Beheerinformatie;
- Veiligheidseisen waaraan de kering moet voldoen.

Aanwezigheid van geulen of andere locale afwijkingen in bodemopbouw

Er zijn van het gebied geen geulenkaarten beschikbaar. De adviseur heeft geen ervaring of informatie die duidt op verhoogde kans op mogelijke lokale afwijkingen (geulen).

Grondonderzoek ten behoeve van projecten in de omgeving

Uit een bouwproject van een museum op 300 meter afstand is bekend dat de toplaag van ca. 10 tot 15 m dikte uit slappe, slecht doorlatende klei- en veenlagen bestaat. Hieronder bevindt zich een watervoerende laag.

Resultaten van eerdere toetsingen

Er is eerder nog geen toetsing uitgevoerd voor de beschouwde dijkstrekking, ook ontwerptekeningen zijn niet beschikbaar.

Geohydrologische informatie, zoals stijghoogte en (grond)waterstanden

Uit een reeks peilbuismetingen (DINO-database) op 500 meter afstand, over een tijdspanne van 20 jaar is bekend dat de stijghoogte in de watervoerende laag nauwelijks fluctueert.

Beheerinformatie

De beheerder heeft in het verleden geen extreem natte plekken, verzadigde zones of locale afschuivingen geconstateerd, die zouden kunnen duiden op een verminderde binnenwaartse taludstabiliteit.

Veiligheidseisen waaraan de kering moet voldoen

De schadefactor voor de beschouwde dijkstrekking (lengte ca. 600 m) bedraagt in dit geval $\gamma_n = 1,13$.

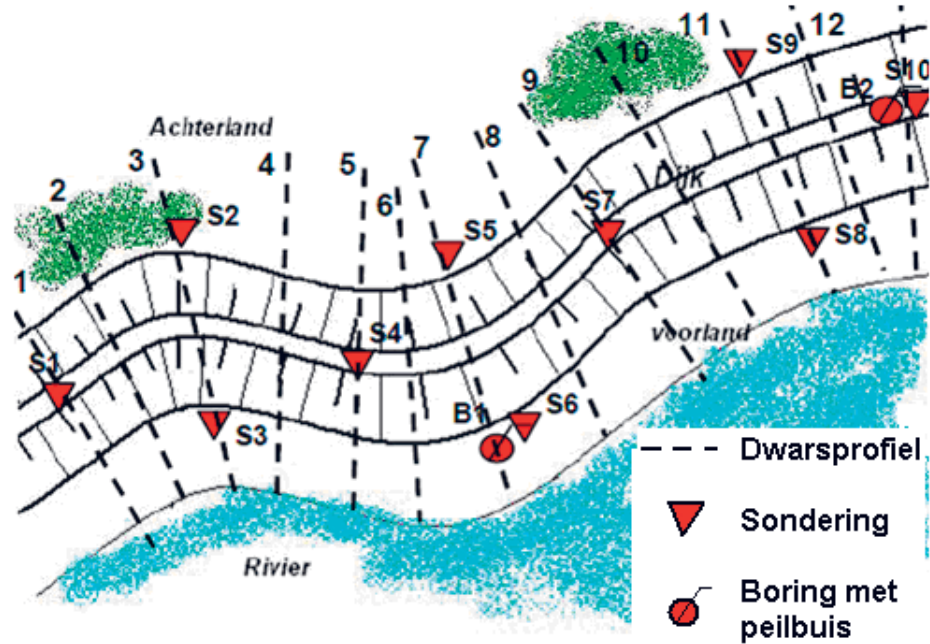
5.3.2 Stap 2: Opzet en uitvoeren grondonderzoek

De belangrijkste vragen waarop, met behulp van het grondonderzoek, antwoord wordt gezocht zijn:

- Eigenschappen van grondlagen vaststellen(laagdiktes, laagscheidingen en sterkte);
- Aanwezigheid van zandbanen of andere locale afwijkingen in bodemopbouw;
- Geohydrologische situatie, zoals stijghoogte en (grond)waterstanden;
- Geometrie dijklichaam.

Aan de hand van deze vragen is de eerste fase van het grondonderzoek opgesteld, zoals weergegeven in figuur 5.3.De adviseur is redelijk onervaren en gaat uit van een standaard onderzoeksopzet. Hij gaat ervan uit dat geofysisch onderzoek niet nodig is. Om de ca. 100 m worden verspringend (buitenteen, kruin, binnenteen) sonderingen uitgevoerd. Voor deze fase is een sondeerafstand van 100 meter gekozen. Om de 400 m wordt een boring uitgevoerd, waarbij één diepe peilbuis in het pleistocene zandpakket en één ondiepe peilbuis ter bepaling van de freatische grondwaterstand wordt geplaatst om de geohydrologische situatie te kunnen beschrijven. Per boring worden om de halve meter ongeroerde monsters genomen, waarvan het volume gewicht en watergehalte wordt bepaald. Daarnaast worden van de verschillende grondlagen ongeroerde monsters genomen, waarop triaxiaalproeven worden uitgevoerd.Op deze wijze kunnen sterkteparameters worden afgeleid, zodat stabiliteitsberekeningen kunnen worden uitgevoerd met het Bishop model. Iedere 50 meter wordt het dwarsprofiel van de dijk ingemeten.

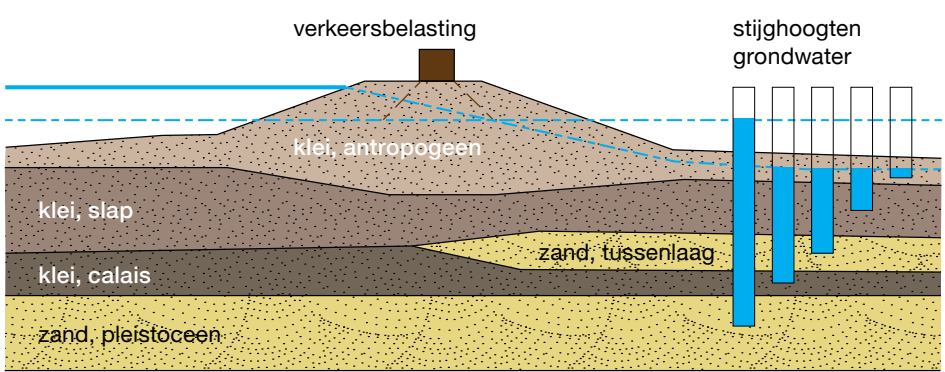
Bovenaanzicht



Figuur 5.3: Opzet en uitvoering grondonderzoek

De in figuur 5.3 geschetste opzet voor grondonderzoek (fase 1) is indicatief en gebaseerd op in de praktijk gebruikelijke opzetten. Doel is het maken van eerste schematiseringen van ondergrondopbouw en waterspanningen (de basis-schematiseringen).

5.3.3 Stap 3: Indeling dijkvakken, opstellen basis schematisering en parameterkeuze
Op basis van de beschikbare informatie en het uitgevoerde onderzoek wordt een indeling in dijkvakken gemaakt. Op het indelen in dijkvakken wordt in deze case niet verder ingegaan. Voor de beoordeling van de binnenwaartse stabiliteit wordt doorsnede 7 beschouwd, zie figuur 5.3. In sondering S5 is op ca. 6 m diepte een tussenzandlaag aangetroffen, welke niet in de overige sonderingen terugkomt. Aangezien de tussenzandlaag alleen ter plaatse van de binnenteeen en niet ter plaatse van de buitenteeen van de dijk is aangetroffen, wordt in de basis schematisering aangenomen dat de tussen zandlaag niet in verbinding met het buitenwater staat. Merk op dat er in deze fase (nog) geen peilbuis in de tussenzandlaag is geplaatst aangezien de aanwezigheid hiervan nog niet bekend was. Uit de peilbuismetingen in de watervoerende laag (onderste zandlaag in figuur 5.4) blijkt dat deze laag in verbinding staat met de rivier.

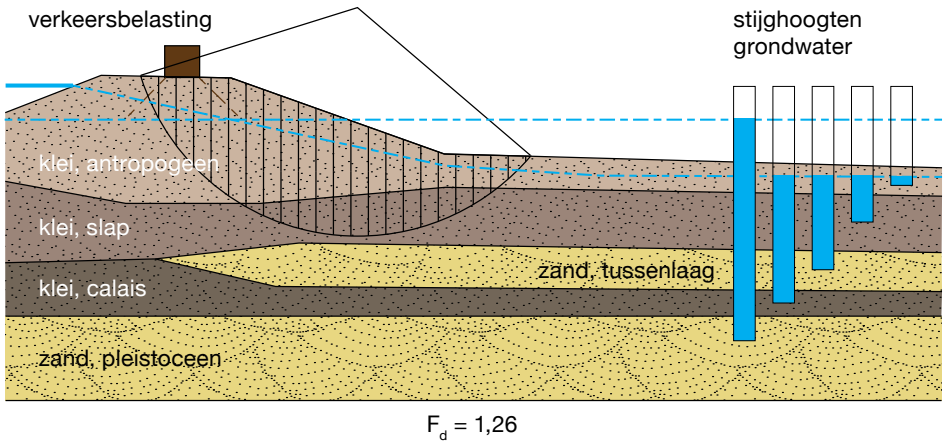


Figuur 5.4: Basisschematisering doorsnede 7

De benodigde rekenwaarden van de grondparameters zijn, conform de richtlijnen in het TRWG en het Addendum bij het TRWG (zie ook bijlage A), uit al beschikbare gegevens afgeleid. Schattingen van waterspanningen in de grondlagen zijn gebaseerd op het Technisch Rapport Waterspanningen in Dijken (TRWD [8]). Hier wordt in deze case verder niet op ingegaan.

5.3.4 Stap 4: Bepaling stabiliteitsfactor en modelfactor

De stabiliteitsfactor wordt berekend voor de basis schematisering. De kritieke Bishop glijcirkel is weergegeven in figuur 5.5. De berekende stabiliteitsfactor is $F_d = 1,26$, de modelfactor bedraagt in dit geval $\gamma_d = 1,00$.



Figuur 5.5: Kritieke glijcirkel behorende bij de basis schematisering

Merk op dat na deze stap al een inschatting van de schematiseringfactor die maximaal haalbaar is kan worden gemaakt. In dit geval dient deze kleiner dan 1,12 te zijn om aan de stabiliteitseis te voldoen, want $\gamma_b \leq F_d / (\gamma_n \times \gamma_d) = 1,26 / (1,13 \times 1,00) = 1,12$.

5.3.5 Stap 5: Bepaling benodigde schematiseringfactor

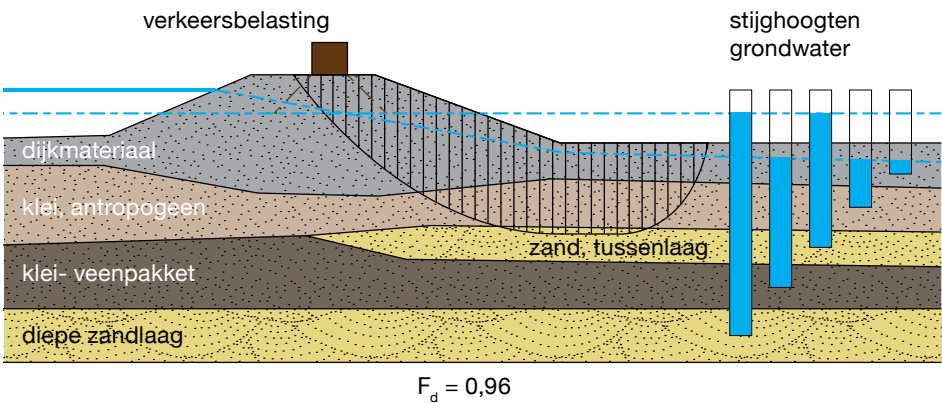
Om de onzekerheden in het schematiseringproces te verdisconteren dient de benodigde schematiseringfactor te worden bepaald. Hiertoe worden de onzekerheden in de schematisering geïnventariseerd. Als hoofdcategorieën van de onzekerheid wordt gedacht aan:

- Bodemopbouw. Niveau van laagscheidingen en het al dan niet aanwezig zijn van bepaalde lagen;
- Water(over)spanningen;
- Geometrie;
- Overige. Bijvoorbeeld verkeersbelasting en beheersaspecten.

Aan de hand van deze hoofdcategorieën zijn een aantal scenario's opgesteld. Hierbij is zowel de invloed van het scenario op de stabiliteit, als de geschatte kans dat een bepaald scenario optreedt van belang. In dit geval worden vijf scenario's onderscheiden. Op het eerste scenario zal uitgebreid worden ingegaan, de overige vier scenario's worden bondiger beschreven.

Scenario 1:

In de basis schematisering is er vanuit gegaan dat de tussenzandlaag geen verbinding maakt met de buitenwaterstand. Indien deze laag wél in contact staat met de buitenwaterstand, nemen de waterspanningen in de tussenzandlaag toe als het rivierpeil stijgt. De stijghoogte in de tussenzandlaag is dan bij benadering gelijk aan de stijghoogte in het diepe zand. Hierbij treedt opdrijven van de slappe kleilaag binnendijs op en wordt het kritieke afschuifmechanisme berekend met behulp van een stabiliteitsanalyse bij opdrijven (LiftVan). Dit is weergegeven in figuur 5.6. De stabiliteitsfactor is in dit geval aanzienlijk lager, namelijk $F_d = 0,96$. De LiftVan berekening voor opdrijfsituaties geeft twee stabiliteitsfactoren, namelijk de berekende stabiliteitsfactor en de gecorrigeerde stabiliteitsfactor. De laatste is gelijk aan de berekende stabiliteitsfactor gedeeld door de modelonzekerheidsfactor bij opdrijven ($\gamma_d=1,05$, zie bijlage A). De gecorrigeerde stabiliteitsfactor kan dan direct worden vergeleken met de vereiste schadefactor. De berekende stabiliteitsfactor $F_d = 0,96$ is de gecorrigeerde factor. De situatie waarbij de tussenzandlaag contact maakt met de buitenwaterstand wordt onwaarschijnlijk, maar zeker niet ondenkbaar, geacht ($P_{S1} \approx 10\%$).



Figuur 5.6: Kritiek glijvlak behorende bij scenario 1, berekend met het rekenmodel LiftVan voor opdrijfsituaties

Scenario 2:

De taludhelling van het binnentalud kan steiler zijn dan aangenomen. Aangezien er om de 25 m dwarsprofielen zijn ingemeten en een maatgevend profiel is geselecteerd, lijkt een afwijking van orde 2% van de taludhelling al vrijwel uitgesloten (scenariokans $P_{S2} \approx 0,1\%$). De stabiliteitsfactor neemt in dit geval af tot $F_d = 1,23$.

Scenario 3:

De respons van de stijghoogte in het watervoerende pakket kan hoger zijn dan aangenomen in de basis schematisering. Bij een respons die 10% hoger is dan aangenomen in de basis schematisering neemt de stabiliteitsfactor af tot $F_d = 1,25$. Optreden van dit scenario lijkt zeer onwaarschijnlijk ($P_{S3} \approx 1\%$).

Scenario 4:

De dikte van de grondlagen is variabel en dus in meer of mindere mate onzeker. In dit geval wordt de kans op een 0,1 m dikkere kleilaag geschat op 10% en de kans op een 0,5 m dikkere kleilaag op 1%. Aangezien deze afwijkingen afhankelijk van elkaar zijn en dus niet tegelijk kunnen optreden dient uit deze beide afwijkingen het maatgevende scenario te worden bepaald. De afname van de stabiliteitsfactor bedraagt bij een 0,1 m dikkere kleilaag $\Delta F_d = -0,02$ en bij een 0,5 m dikkere kleilaag $\Delta F_d = -0,08$. Aangenomen wordt dat de afwijking van 0,5 m in dit geval maatgevend is, hoewel dat strikt genomen gecontroleerd moet worden.

Scenario 5:

Tengevolge van onzekerheid in de opbouw van de dijk, met name de mogelijke aanwezigheid van een oude wegfundering, is de freatische lijn mogelijk hoger dan aangenomen in de basis schematisering. Bij een 0,5 m hogere freatische waterstand onder de kruin neemt de stabiliteitsfactor af tot $F_d = 1,16$. Optreden van dit scenario wordt onwaarschijnlijk, maar zeker niet uit te sluiten, ($P_{S5} \approx 10\%$) geacht.

In tabel 5.1 is een samenvatting van de bepaling van de schematiseringfactor weergegeven. Hierbij is in dit geval gebruik gemaakt van de methode in hoofdstuk 3, tabel 3.2. Hieruit volgt dat de schematiseringfactor in dit geval $\gamma_b = 1,22$ bedraagt.

Schematisering	F _d	ΔF _d	P	γ _b
	[-]	[-]	[-]	[-]
Basis schematisering	1,26			
Scenario 1: Tussenzandlaag in contact met rivier	0,96	-0,30	0,1	1,22
Scenario 2: Taludhelling binnentalud is 3% steiler	1,23	-0,03	0,001	1,07
Scenario 3: Respons watervoerende laag 10% hoger	1,25	-0,01	0,01	
Scenario 4: Slappe kleilaag is 0,5m dikker	1,18	-0,08	0,01	
Scenario 5: Freatische lijn in dijk is 0,5 m hoger	1,19	-0,07	0,1	
Benodigde schematiseringfactor (grootste van de gevonden waarden)				1,22

Tabel 5.1: Invultabel bepaling schematiseringfactor

Opmerkingen bij de tabel

P = Kans op een scenario

F_d = Stabiliteitsfactor

ΔF_d = Verschil in stabiliteitsfactor tussen een scenario en de basisschematisering

γ_b = Schematiseringfactor, conform tabel 3.2

Aangezien de schematiseringfactor kleiner is dan 1,30 is, kan de basis schematisering in combinatie met de schematiseringfactor de onzekerheden voldoende afdekken. Dit wil nog niet zeggen dat de dijk ook voldoende veilig is, dit wordt in de volgende stap beoordeeld.

5.3.6 Stap 6: Beoordeling stabiliteit

Een dijk voldoet volgens de gedetailleerde beoordeling indien voldaan wordt aan $F_d \geq \gamma_b \cdot \gamma_n \cdot \gamma_d$. In dit geval betekent dit dat de stabiliteitsfactor minimaal gelijk moet zijn aan $F_d \geq 1,22 \times 1,13 \times 1,00 = 1,38$. De berekende stabiliteitsfactor is echter $F_d = 1,26$ en deze is kleiner dan 1,38. De dijk voldoet in dit geval dus niet.

Merk op dat indien de onzekerheden in de schematisering niet expliciet in de beoordeling waren meegenomen er wél zou worden voldaan aan de eis, uitgaande van de basis schematisering. De dijk zou in dat geval onterecht een voldoende oordeel krijgen.

Aangezien de dijk niet voldoet wordt ook stap 7 doorlopen.

5.3.7 Stap 7: Haalbaarheid en nut aanvullend grondonderzoek

In dit geval is voldoende tijd en geld beschikbaar om aanvullend grondonderzoek uit te voeren.

Vraag is nu of het nuttig is om aanvullend grondonderzoek uit te voeren. Voor het beoordelen hiervan kan gebruik worden gemaakt van tabel 5.1. Uit deze tabel blijkt namelijk dat scenario 1 in deze tabel bepalend is voor de aan te houden schematiseringfactor. Alleen wanneer dit scenario met zekerheid uitgesloten kan worden, kan voldoende reductie van de schematiseringfactor worden bereikt. In dat geval wordt de schematiseringfactor 1,07 en de stabiliteitseis $\gamma_n \cdot \gamma_b \cdot \gamma_d = 1,13 \times 1,07 \times 1,00 = 1,21$. Daaraan wordt ruim voldaan ($F_d = 1,26$).

De tweede fase van het grondonderzoek zal zich daarom met name moeten concentreren op het uitkarteren van de zandgeul en het beoordelen of de laag watervoerend is. Hiertoe wordt ter plaatse van sondering S5 (zie figuur 5.3) een boring uitgevoerd, waarbij een peilbuis in de tussenzandlaag wordt geplaatst. Op deze wijze kan vastgesteld worden of de tussenlaag en de rivier met elkaar in verbinding staan. Indien uit de peilbuismetingen blijkt dat de tussenzandlaag in verbinding staat met de rivier, zal de kering terecht zijn afgekeurd. Indien uit de peilbuismetingen blijkt dat de tussenzandlaag niet in verbinding staat met de rivier, kan de kering alsnog, beter onderbouwd, worden goedgekeurd.

Merk op dat met een snelle EM31 meting (elektromagnetische meting) een zandlaag van minimaal 0,5 m dikte tot een diepte van ca. 5 m efficiënt kan worden gedetecteerd. Hier ligt de zandgeul op ca. 6 m diepte, maar omdat het hier gaat om een dikkere zandlaag wordt besloten om een EM34 meting met groter dieptebereik uit te voeren om de zandlaag uit te karteren.

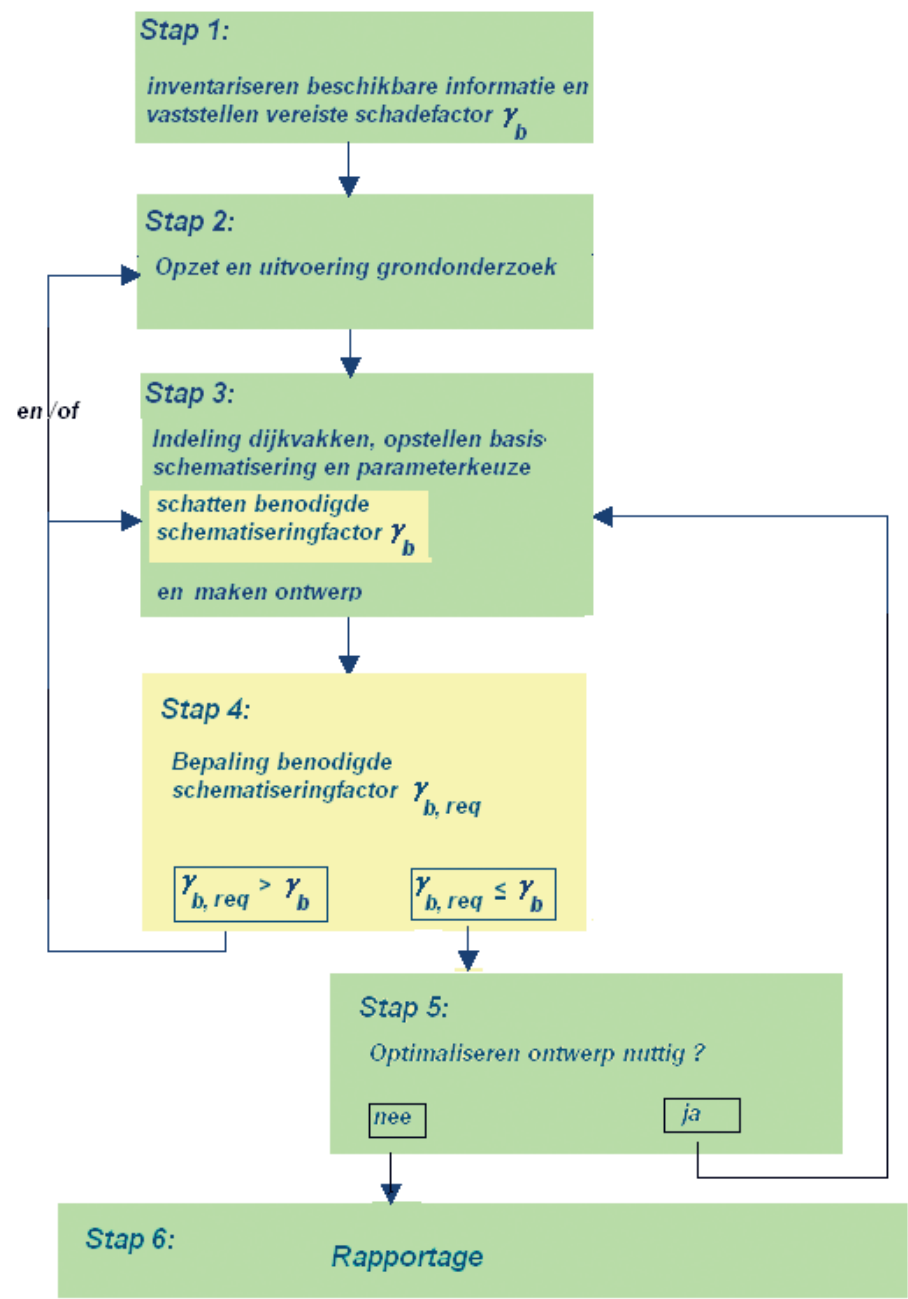
5.3.8 Stap 8: Beoordeling en rapportage

In de laatste stap wordt de beoordeling definitief gemaakt en kan gerapporteerd worden. Hier wordt verder niet op ingegaan.

Uit de peilbuismetingen en de uitkartering met de EM34 blijkt in dit geval dat de tussenzandlaag in verbinding staat met de rivier. Derhalve kan geconcludeerd worden dat de kering in dit geval, indien uitgegaan wordt van de basis schematisering zonder schematiseringfactor, (ten onrechte) goed zou worden gekeurd. Mét schematiseringfactor wordt de kering wel (terecht) afgekeurd.

5.4 Ontwerpschema macrostabiliteit binnenwaarts

In figuur 5.7 is het ontwerpschema gegeven voor het faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts. Hierin is aangegeven welke nieuwe stappen moeten worden doorlopen naar aanleiding van het invoeren van de schematiseringfactor. Deze ‘nieuwe’ stappen zijn in geel weergegeven, de ‘oude’ stappen in groen.



Figuur 5.7: Schematiseringstappen m.b.t. macrostabiliteit bij ontwerpen

5.4.1 Stap 1: Inventarisatie beschikbare informatie

Deze stap is identiek aan stap 1 bij de toetsing (zie par. 5.2.1)

5.4.2 Stap 2: Opzet en uitvoeren grondonderzoek

Deze stap is identiek aan stap 2 bij de toetsing (par. 5.2.2).

5.4.3 Stap 3: Indeling dijkvakken, opstellen basisschematisering, parameterkeuze en maken ontwerp

Het eerste deel van deze stap is identiek aan stap 3 bij de toetsing (zie par. 5.2.3).

In deze stap vindt het daadwerkelijke ontwerpproces plaats. Het ontwerp moet aan de eis $F_d \geq \gamma_b \cdot \gamma_n \cdot \gamma_d$ voldoen. Daarom moeten in deze stap naast de schade-factor γ_n , ook de modelfactor γ_d en stabiliteitsfactor F_d behorend bij het ontwerp worden bepaald. Om te controleren of het ontwerp voldoet is ook de schematiseringfactor γ_b benodigd. Deze is in dit stadium echter nog niet bepaald en dient derhalve gekozen te worden. In principe is iedere keuze binnen het bereik van de schematiseringfactor $1,10 \leq \gamma_b \leq 1,30$ toegestaan. Voor een voorontwerp zal vaak een keuze van $\gamma_b = 1,30$ voor de hand liggen, terwijl voor een definitief ontwerp wellicht een lagere schematiseringfactor kan worden gekozen.

5.4.4 Stap 4: Bepaling schematiseringfactor

In deze stap wordt gecontroleerd of de in stap 3 gekozen schematiseringfactor voldoende groot was. Aan de hand van een inventarisatie van mogelijke afwijkingen van de basisschematisering, de geschatte kansen daarop en de effecten op de stabiliteitsfactor, wordt de benodigde schematiseringfactor bepaald. Dit gebeurt volgens de in hoofdstuk 4 aangegeven werkwijze.

Indien de benodigde schematiseringfactor $\gamma_{b, req}$ groter is dan de gekozen schematiseringfactor γ_b , betekent dit dat de gekozen schematiseringfactor niet hoog genoeg is om alle onzekerheden in de basisschematisering voldoende af te dekken. Daarom moet óf de bij het ontwerp gekozen schematiseringfactor verhoogd worden, of de benodigde schematiseringfactor verlaagd.

Wordt gekozen voor verhogen van de schematiseringfactor voor het ontwerp, dan moet het ontwerp aangepast worden. De procedure wordt dan dus vanaf stap 3 opnieuw gedaan.

Het verlagen van de benodigde schematiseringfactor kan bijvoorbeeld door het uitvoeren van aanvullend grondonderzoek of het zodanig aanpassen van het ontwerp, dat de effecten van onzekerheden op de stabiliteit van het ontwerp verkleind worden. Wordt gekozen voor aanvullend grondonderzoek, om ongunstige scenario's uit te sluiten, of de kans er op te reduceren, dan wordt de procedure vanaf stap 2 over gedaan. In stap 3 moet dan gecontroleerd worden of de resultaten van het aanvullend onderzoek consequenties hebben voor de keuze van de basis-schematisering, de schematiseringfactor en het ontwerp.

5.4.5 Stap 5: Nut optimalisatie ontwerp

Zoals eerder opgemerkt is de gekozen schematiseringfactor voldoende veilig indien deze hoger is dan de benodigde schematiseringfactor. Dit betekent echter ook dat wellicht een optimalisatie van het ontwerp mogelijk is.

Niet in alle gevallen is een optimalisatie van het ontwerp nuttig. Zo kan het bijvoorbeeld zo zijn dat het ontwerp (vormgeving) tot stand is gekomen vanuit andere overwegingen dan stabiliteit. Ook kan het zo zijn dat het verlagen van de schematiseringfactor een dermate geringe aanpassing van het ontwerp tot gevolg heeft dat dit niet opweegt tegen de extra inspanning die nodig is om een lagere schematiseringfactor te kunnen verantwoorden.

Daarnaast kan het zo zijn dat verdere verlaging van de schematiseringfactor niet mogelijk is. Dit is bijvoorbeeld het geval indien deze gelijk is aan $\gamma_b = 1,10$.

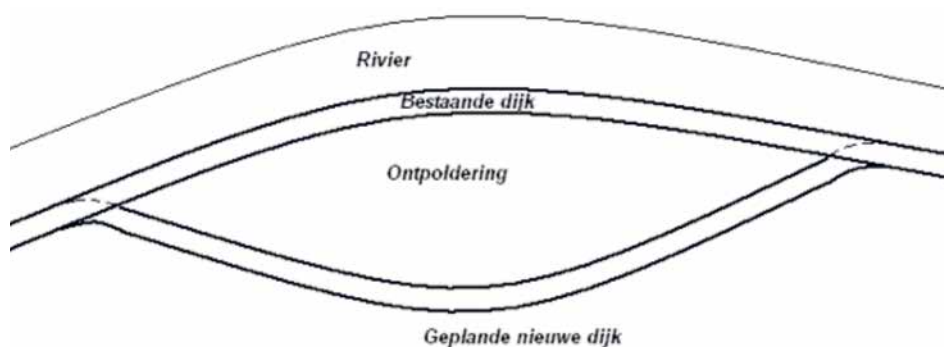
5.4.6 Stap 6: Rapportage

Nadat het ontwerp is afgerond dienen de resultaten gerapporteerd te worden.

5.5 Ontwerpcase macrostabiliteit binnenwaarts

Deze case betreft een hypothetisch (maar realistisch)voorbeeld. Het is een variant van de ontwerpcase 'Dijkverlegging in de Overdiepe polder', die beschreven is in het rapport 'Stappenplan Schematiseringsfactor' [5]. Gegevens zijn voor een belangrijk deel ontleend aan die beschrijving.

Om planologische redenen dient de huidige primaire waterkering langs de rivier lokaal te worden verplaatst. De bestaande primaire waterkering zal verlaagd worden, waardoor het gebied geschikt gemaakt wordt voor waterberging en doorstromen van water bij hogere rivierafvoeren. Een bovenaanzicht van de situatie is gegeven in figuur 5.8.



Figuur 5.8: Bovenaanzicht situatie verlaging bestaande kering en aanleg nieuwe kering

In de case wordt het ontwerp van de nieuwe primaire kering volgens het stappenplan uit de vorige paragraaf uitgewerkt.

5.5.1 Stap 1: Inventarisatie beschikbare informatie

Bij het inventariseren van de beschikbare informatie is met name gezocht naar:

- Aanwezigheid van geulen of andere locale afwijkingen in bodemopbouw;
- Grondonderzoek ten behoeve van projecten in de omgeving;
- Geohydrologische informatie, zoals stijghoogte en (grond)waterstanden;

Aanwezigheid van geulen of andere locale afwijkingen in bodemopbouw

Bestudering van geologische kaarten heeft geen bruikbare nadere informatie opgeleverd.

Grondonderzoek ten behoeve van projecten in de omgeving

In het achterland zijn twee sonderingen beschikbaar, welke is uitgevoerd voor de uitbouw van een woning. Hieruit blijkt dat de toplaag van ca. 4 m dikte uit slappe, slecht doorlatende klei- en veenlagen bestaat. Hieronder bevindt zich een watervoerende zandlaag.

Geohydrologische informatie, zoals stijghoogte en (grond)waterstanden

Er zijn in de omgeving geen langdurige peilbuismetingen beschikbaar.

5.5.2 Stap 2: Opzet en uitvoeren grondonderzoek

De belangrijkste vragen waarop, met behulp van het grondonderzoek, antwoord wordt gezocht zijn:

- Eigenschappen van grondlagen vaststellen (laagdiktes, laagscheidingen, sterkte en stijfheid);
- Aanwezigheid van geulen of andere locale afwijkingen in bodemopbouw;
- Geohydrologische situatie, zoals stijghoogte en (grond)waterstanden;
- Geometrie dijklichaam.

Ter plaatse van de kruin, het voorland en achterland van de toekomstige waterkering is grondonderzoek uitgevoerd. Over het traject van ca. 7 km zijn 65 sonderingen tot 15 m, 5 mechanische boringen tot ca. 10 m en 13 handboringen tot ca. 5 m diepte uitgevoerd. Van de boringen zijn ongeroerde en geroerde monsters genomen. Van ongeroerde monsters uit de klei- en veenlagen zijn het volumegewicht, watergehalte, fijne stofgehalte, organische stofgehalte en Atterbergse grenzen bepaald. Ook zijn samendrukkings- en triaxiaalproeven uitgevoerd. Van de geroerde monsters uit de zandlagen zijn de korrelverdelingen bepaald. Om gebiedsdekkend informatie over dikte van de deklaag en aanwezigheid van eventuele stoorlagen in de deklaag (bijvoorbeeld opgevulde sloten) is over het gehele traject van de nieuwe dijk een EM31 meting uitgevoerd. Het maaiveld ter plaatse van de nieuwe dijk is ingemeten over drie raaien.

Met dit onderzoek kunnen, naast de laagdiktes en laagscheidingen, ook de sterkte- en stijfheidsparameters voor de grondlagen worden bepaald, zodat stabiliteits- en zettingsberekeningen kunnen worden uitgevoerd. Merk op dat het hier geschetste onderzoeksplan slechts een mogelijkheid weergeeft.

Op basis van het grondonderzoek zal een ontwerp voor de nieuwe waterkering worden opgesteld.

5.5.3 Stap 3: Indeling dijkvakken, opstellen basis schematisering, maken ontwerp

Op basis van de beschikbare informatie en het uitgevoerde onderzoek wordt een indeling in dijkvakken gemaakt. In dit geval wordt de gehele dijkstrekking als één dijkvak beschouwd.

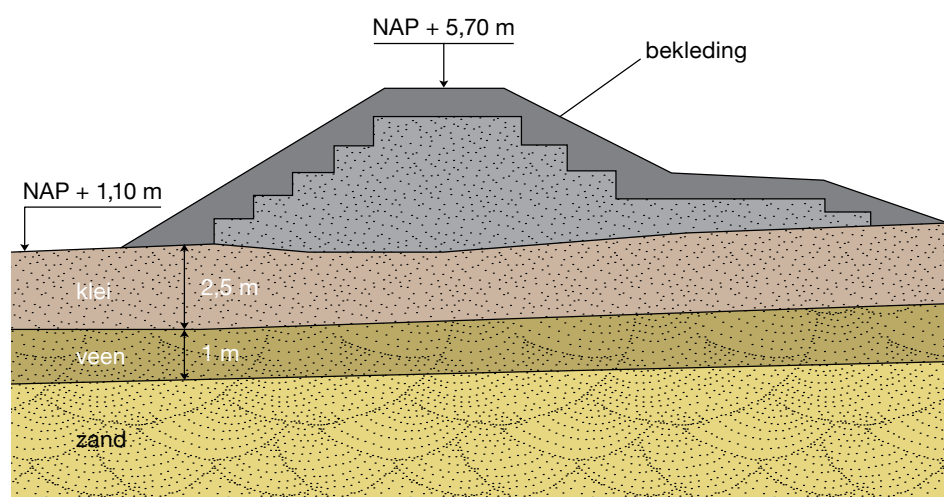
Op basis van het uitgevoerde grondonderzoek wordt een basis schematisering opgesteld en een ontwerp gemaakt. Hierbij is aangenomen dat het watervoerend pakket in verbinding staat met het buitenwater, waarbij het waterspanningsverschil tussen het eerste watervoerende pakket en bovenliggende lagen lineair verloopt over de onderste veenlaag.

De benodigde rekenwaarden van de grondparameters zijn, conform de richtlijnen in het TRWG [3] en het Addendum TRWG [4] (zie ook bijlage A van dit TRGS), uit beschikbare gegevens afgeleid.

Gezien het stadium van het ontwerp wordt de schematiseringfactor in eerste instantie gelijk aan $\gamma_b = 1,30$ gekozen. De schadefactor is in dit geval gelijk aan $\gamma_n = 1,08$. Voor de binnenwaartse stabiliteit wordt het kritieke afschuifmechanisme berekend met behulp van een stabiliteitsanalyse bij opdrijven. Daarom wordt gebruik gemaakt van het model van LiftVan, met een modelfactor gelijk aan $\gamma_d = 1,05$.

In dit geval moet de binnenwaartse stabiliteit van het ontwerp voldoen aan $F_d \geq \gamma_n \cdot \gamma_d \cdot \gamma_b = 1,08 \cdot 1,05 \cdot 1,30 = 1,47$. Daarnaast kunnen er nog aanvullende eisen vanuit de omgeving zijn waaraan voldaan moet worden. Dit is hier niet het geval.

In figuur 5.9 is het ontwerp, met bijbehorende basis schematisering, wat aan de gestelde stabiliteitseis voldoet ($F_d = 1,47$), weergegeven.



Figuur 5.9: Basis schematisering en ontwerp (niet op schaal)

5.5.4 Stap 4: Bepaling schematiseringfactor

Om de onzekerheden in het schematiseringsproces te verdisconteren dient de benodigde schematiseringfactor $\gamma_{b,req}$ te worden bepaald (deze kan dus afwijken van de gekozen schematiseringfactor γ_b). Hiertoe worden de onzekerheden in de schematisering geïnventariseerd, welke kunnen worden bepaald met een gevoeligheidsanalyse. Als hoofdcategorieën van de onzekerheid kan worden gedacht aan:

- Bodemopbouw. Niveau van laagscheidingen en het al dan niet aanwezig zijn van bepaalde lagen;
- Water(over)spanningen. Hieronder valt ook de onzekerheid in consolidatiesnelheid;
- Geometrie;
- Overige. Bijvoorbeeld verkeersbelasting, of uitvoerings- en beheersaspecten die van invloed kunnen zijn op externe belastingen en/of waterspanningen.

Aan de hand van deze hoofdcategorieën zijn een aantal scenario's opgesteld. Hierbij is zowel de invloed van het scenario op de stabiliteit, als de kans dat een bepaald scenario optreedt van belang. In dit geval worden vijf scenario's onderscheiden.

Scenario 1:

In de schematisering van de waterspanningen is uitgegaan van een 'gesloten' bekleding, omdat structuurvorming over de gehele laag niet waarschijnlijk is. Scenario 1 gaat uit van een 'open' bekleding. De gradiënt van de freatische lijn is daarbij constant gehouden in de kern van de waterkering om de gevoeligheid van het uitgangspunt in kaart te brengen. Met deze modellering wordt tevens de invloed van extra infiltratie van regenwater tijdens extreme neerslag beoordeeld. De stabiliteitsfactor (niet opdrijfsituatie) neemt in dit geval af tot $F_d = 1,34$.

De kleibekleding op het buitentalud is gemiddeld 2 m dik en valt binnen TAW kleicategorie 2. Categorie 2 klei is over het algemeen minder onderhevig aan structuurvorming dan categorie 1 klei. Wordt daarnaast de grasbekleding goed onderhouden, dan is natuurlijke structuurvorming over de gehele laagdikte praktisch uitgesloten. De kans op dit scenario wordt ingeschat op 0,1%.

Scenario 2:

De dikte van de indringingslaag wordt voor het benedenrivierengebied doorgaans gelijk genomen aan 1 à 3 m. Scenario 2 gaat ervan uit dat de waterspanning in het eerste watervoerende pakket lineair afneemt over de gehele dikte van het slappe lagenpakket (ongeveer 3 m) tot de freatische waterspanning. Dit is vergelijkbaar met een schematisering in het bovenrivierengebied. Voor dit scenario wordt een stabiliteitsfactor (niet opdrijfsituatie) van $F_d = 1,39$ berekend.

De buitenwaterstand is in het benedenrivierengebied afhankelijk van de rivierafvoer in combinatie met de waterstand op zee. De invloed van de zee is in vergelijking tot andere gebieden in het benedenrivierengebied relatief klein. Daarom wordt er uitgegaan van een kans op voorkomen van 10%.

Scenario 3:

Het maaiveld varieerde tijdens het grondonderzoek tussen NAP +0,5 m en NAP +1,5 m. In dit geval wordt, ten opzichte van de basisschematisering, bij een maaiveld op NAP +0,5 m respectievelijk NAP +1,5 m een hogere respectievelijk lagere stabiliteitsfactor gevonden. Derhalve is alleen het scenario waarbij het maaiveld op NAP +1,5 m ligt een ongunstige afwijking. De bijbehorende stabiliteitsfactor is $F_d = 1,37$.

Een afwijking van het maaiveld van een halve meter ten opzicht van de aanname in de basis schematisering wordt in dit geval zeer onwaarschijnlijk geacht. De kans op dit scenario wordt ingeschat op 1%.

Scenario 4:

In scenario 4 wordt de veenlaag 0,3 m dikker verondersteld. Aangenomen is dat de indringingslaag met dezelfde dikte toeneemt. De dikte van de veenlaag is gemeten met behulp van 65 sonderingen en 18 boringen. Ter plaatse van de onderzoekslocaties was de veenlaag altijd dunner dan 1,0 m. Aangezien het praktisch uitgesloten is dat de veenlaag 1,3 m dik is, wordt de kans op dit scenario ingeschat op 0,1%. De berekende stabiliteitsfactor bij dit scenario is $F_d = 1,36$.

Scenario 5:

In het ontwerp is in de uitgangssituatie een consolidatiegraad van 85 % aangehouden, welke bepaald is op basis van zettingsberekeningen. Indien de consolidatiegraad afwijkt heeft dit invloed op de stabiliteit. Zo zullen bij een lagere consolidatiegraad de effectieve spanningen lager zijn, maar ook zullen de samendrukbare (en vaak minder sterke) lagen dikker zijn dan aangenomen. In dit scenario is in de uitgangssituatie uitgegaan van een consolidatiegraad van 70 %. Het effect hiervan op de vervormde geometrie en water(over)spanningen is in dit scenario beschouwd. De bijbehorende stabiliteitsfactor bedraagt $F_d = 1,35$.

Gedurende de uitvoering worden de zettingen en waterspanningen gemonitord met behulp van zakbaken en waterspanningsmeters. Indien het zettingsproces langzamer verloopt dan voorspeld, dan kan gewacht worden met het verlagen van de waterkering. De interpretatie van zakbaken en waterspanningsmeters is echter

vaak niet eenduidig en omgeven met onzekerheden, met name wanneer de consolidatieperiode nog niet verstreken is. Daarom wordt de kans op dit scenario ingeschat op 10%.

Merk op dat dit scenario direct samenhangt met de parameterkeuze van de consolidatiecoëfficiënt, welke strikt genomen in rekening zou moeten worden gebracht met behulp het stelsel van partiële materiaalfactoren en het hanteren van lage- dan wel hoge karakteristieke waarden voor de grondparameters. Voor de consolidatiecoëfficiënt is echter geen materiaalfactor afgeleid, wat de reden is dat de onzekerheid in deze parameter bij het bepalen van de schematiseringfactor wordt ondergebracht.

In tabel 5.8 is een samenvatting van de bepaling van de schematiseringfactor weergegeven. Hierbij is in dit geval gebruik gemaakt van de eenvoudige methode, waarbij tabel 3.2 is gebruikt. NB de scenario's zijn in deze tabel gehergroepeerd naar klassen ΔF_d die in tabel 3.2 worden onderscheiden. Hieruit volgt dat de benodigde schematiseringfactor $\gamma_b = 1,14$ bedraagt.

Schematisering	F_d	ΔF_d	P	γ_b
	[-]	[-]	[-]	[-]
Basisschematisering	1,47			
Scenario 1: Buitenbekleding is door natuurlijke structuurvorming open	1,34	-0,13	0,001	1,14
Scenario 4: Veenlaag 0,3 m dikker	1,36	-0,11	0,001	
Scenario 5: Consolidatiegraad 15 % lager	1,35	-0,12	0,1	
Scenario 2: Dikte indringingslaag gelijk aan het gehele slappe lagen pakket	1,39	-0,08	0,1	1,07
Scenario 3: Maaiveldniveau 0,4 m hoger	1,37	-0,10	0,01	
Benodigde schematiseringfactor (grootste van de gevonden waarden; minimaal 1,10)				1,14

tabel 5.8: Invultabel bepaling schematiseringfactor STBI

Opmerkingen bij de tabel

- P= Kans op een scenario
- F_d = Stabiliteitsfactor
- ΔF_d = Verschil in stabiliteitsfactor tusseneen scenario en de basisschematisering
- γ_b = Schematiseringfactor

De benodigde schematiseringfactor $\gamma_{b, req} = 1,14$ is in dit geval veel kleiner dan de gekozen schematiseringfactor $\gamma_b = 1,30$. Dit betekent dat de gekozen schematiseringfactor in elk geval groot genoeg is om de onzekere (en ongunstige) afwijkingen van de basisschematisering ruim voldoende af te dekken.

5.5.5 Stap 5: Nut optimalisatie ontwerp

De benodigde schematiseringfactor is significant kleiner dan de gekozen schematiseringfactor. Aangezien er, naast de stabiliteit, geen andere overwegingen voor de vormgeving van de dijk zijn, ligt een optimalisatie van het ontwerp voor de hand.

Op basis van tabel 5.8 lijkt een optimalisatie van de geometrie van de dijk op het eerste gezicht geen significante invloed op de benodigde schematiseringfactor te

hebben. Daarom kan bij het herziene ontwerp een schematiseringfactor die (bijna) gelijk is aan de benodigde schematiseringfactor worden gekozen. Dit dient vervolgens wel gecontroleerd te worden. Deze iteratie (opnieuw doorlopen stap 3, 4 en 5) wordt in deze casebeschrijving verder niet behandeld.

5.5.6 Stap 6: Rapportage

Nadat het ontwerp is afgerond dienen de resultaten te worden gerapporteerd. Aangezien bij het bepalen van de schematiseringfactor subjectieve keuzes en inschattingen een rol spelen, is een goede en overzichtelijke rapportage van groot belang. De gemaakte keuzes kunnen zo ook door derden worden beoordeeld.

6 Voorbeeld: opzet grondonderzoek en schematiseringen voor opbarsten en piping

6.1 Algemeen

In dit hoofdstuk wordt ingegaan op het schematiseren ten behoeve van opbarsten en piping van primaire keringen. Hierbij wordt expliciet aandacht besteed aan de onzekerheden in het schematiseringproces en hoe hier adequaat mee omgegaan kan worden. Hiervoor wordt gebruik gemaakt van de schematiseringfactoren voor opbarsten en piping, zoals beschreven in bijlage B.

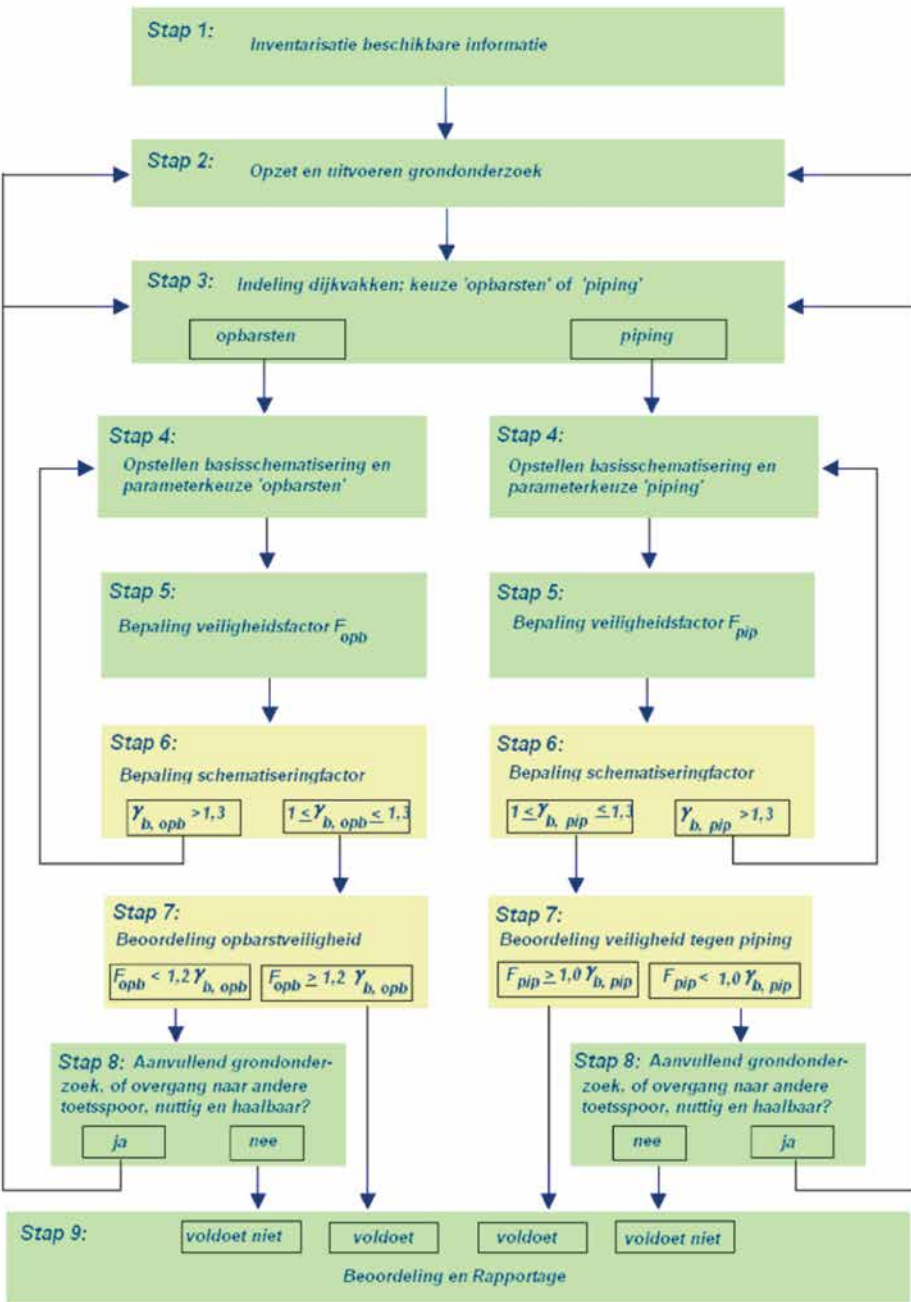
De schematiseringfactor was voor het faalmechanisme opbarsten en piping ten tijde van het opstellen van dit technisch rapport nog niet eerder toegepast. De ervaring met deze methode is daarom ook zeer beperkt. Bij het toepassen van de schematiseringfactor(en) voor opbarsten en piping verdient het dan ook aanbeveling om uzelf op de hoogte te stellen van de laatste ontwikkelingen op dit gebied.

In dit hoofdstuk komen de volgende onderwerpen aan de orde:

- Toetsschema opbarsten en piping (paragraaf 6.2);
- Case toets opbarsten en piping (paragraaf 6.3);
- Ontwerpschema opbarsten en piping (paragraaf 6.4);
- Case dijkontwerp opbarsten en piping (paragraaf 6.5).

6.2 Toetsschema opbarsten en piping

In figuur 6.1 is een toetsschema gegeven voor de gedetailleerde beoordeling van het faalmechanisme ‘piping’ en ‘opbarsten’ (STPH). De ‘nieuwe’ stappen als gevolg van het werken met de schematiseringfactor zijn in geel weergegeven, de ‘oude’ stappen in groen.



Figuur 6.1: Schematiseringstappen m.b.t. opbarsten/piping bij toetsen

6.2.1 Stap 1: Inventarisatie beschikbare informatie

In stap 1 wordt de al beschikbare informatie geïnventariseerd. Hierbij valt te denken aan geologische-, geomorfologische-, geohydrologische informatie, bestaand grondonderzoek, ontwerptekeningen, berekeningen uit eerdere toetsingen en beheer-informatie. In hoofdstuk 3 zijn handreikingen met betrekking tot het inventariseren van beschikbare informatie gegeven.

Ook worden in deze stap de eisen vastgesteld waaraan de kering moet voldoen. In de vigerende leidraden zijn geen extra partiële (schade)factoren van toepassing voor het faalmechanisme opbarsten en piping. Wellicht verandert dit in de toekomstige WTI.

6.2.2 Stap 2: Opzet en uitvoeren grondonderzoek

In stap 2 wordt het grondonderzoeksplan opgesteld en uitgevoerd. Het onderzoeksplan is gebaseerd op de reeds beschikbare informatie. Het is in sommige gevallen wellicht mogelijk om op basis van de beschikbare informatie al een keuze te maken voor het mechanisme ‘opbarsten’ of ‘piping’, zodat het grondonderzoek hier specifiek op kan worden ingezet. Dit kan tot een efficiënt grondonderzoeksplan leiden. Is deze keuze nog niet gemaakt, dan zal het grondonderzoek over het algemeen wat breder moeten worden opgezet. In hoofdstuk 3 zijn handreikingen met betrekking tot het opstellen van een onderzoeksplan gegeven. Tevens wordt hier ingegaan op de beschikbare grondonderzoekstechnieken

6.2.3 Stap 3: Indeling dijkvakken, keuze ‘opbarsten’ of ‘piping’

Bij de controle van het mechanisme opbarsten en piping dient in principe de combinatie van de weerstand tegen ‘opbarsten’ en de weerstand tegen ‘piping’ de veiligheid te waarborgen. Praktisch gesproken is altijd één van de twee maatgevend. Om die reden wordt op beide afzonderlijk getoetst en niet op de combinatie. Indien de veiligheid tegen ‘opbarsten’ voldoende is, kan ‘piping’ buiten beschouwing worden gelaten en omgekeerd. In bijlage B is de aanpak voor het bepalen van schematiseringfactoren voor opbarsten en voor piping gegeven en de tabellen 3.5 en 3.6 zijn hiermee berekende schematiseringfactoren gegeven.

De keuze om ‘opbarsten’ dan wel ‘piping’ te beschouwen kan voor de verschillende dijkvakken afwijken. Veelal is de keuze van het toetsspoor ‘opbarsten’ of ‘piping’ evident. Ligt dat niet zo duidelijk dan ligt het voor de hand om, wanneer de dijk volgens het gekozen toetsspoor niet voldoet, ook het andere spoor na te gaan.

6.2.4 Stap 4: Opstellen basis schematisering en parameterkeuze

In deze stap worden per dijkvak de maatgevende dwarsprofielen vastgesteld. Daarnaast wordt een (conservatieve) basis schematisering opgesteld en worden de parameters voor het gekozen model bepaald. Voor het bepalen van geschikte parameters en berekeningsmodellen wordt verwezen naar het Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen (TRZW [10]) en het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (TRWG [3]).

6.2.5 Stap 5: Bepaling veiligheidsfactor

In deze stap wordt de veiligheidsfactor bij het beschouwde faalmechanisme (‘opbarsten’ of ‘piping’) bepaald. De definities van de veiligheidsfactoren tegen opbarsten en piping zijn gegeven in paragraaf 3.4. Bij de berekening van de veiligheidsfactor wordt uiteraard de basisschematisering als uitgangspunt genomen.

6.2.6 Stap 6: Bepaling schematiseringfactor

Bij het bepalen van de benodigde schematiseringfactor wordt, net als bij de bepaling van de schematiseringfactor voor macrostabiliteit, een invultabel gebruikt (tabel 6.1 in paragraaf 6.3.6.1).

Zoals eerder opgemerkt wordt de schematiseringfactor lager naarmate onzekerheden beter zijn afgedekt in de basis schematisering. Ook voor de mechanismen opbarsten en piping wordt een maximumwaarde voor de schematiseringfactor aangehouden. Indien de schematiseringfactor hoger is dan $\gamma_b = 1,3$ ($\gamma_b > 1,3$) betekent dit dat de basis schematisering niet voldoet, ofwel dat de onzekerheden niet voldoende door de basis schematisering in combinatie met een schematiseringfactor kunnen worden afgedekt. De schematisering moet in dit geval worden aangepast.

6.2.7 Stap 7: Beoordeling veiligheid

Een dijk voldoet indien geldt dat $F_{\text{opb}} \geq 1,2 \gamma_{b,\text{opb}}$ of $F_{\text{pip}} \geq \gamma_{b,\text{pip}} \cdot 1,0$. Wanneer hieraan niet wordt voldaan, moet ook stap 8 doorlopen worden.

6.2.8 Stap 8: Haalbaarheid en nut aanvullend grondonderzoek of herzien keuze

Indien de dijk niet voldoet kan aanvullend grondonderzoek worden uitgevoerd om de onzekerheden te verkleinen en zo tot een scherper toetsresultaat te komen. Hierbij is het wel belangrijk dat voldaan wordt aan de eisen ten aanzien van de haalbaarheid en nut van aanvullend grondonderzoek.

In sommige gevallen is het niet haalbaar om aanvullend grondonderzoek uit te voeren, door budgettaire beperkingen of een krappe tijdsplanning van het toetsproject. In dit geval zal noodzakelijk geconcludeerd moeten worden dat de dijk niet voldoet.

Daarnaast moet bedacht worden dat aanvullend grondonderzoek niet altijd *nuttig* is. Het kan zijn dat een dijk evident niet voldoet, zodat aanvullend grondonderzoek naar verwachting geen soulaas biedt. In dat geval zal ook moeten worden geconcludeerd dat de dijk niet voldoet.

Volledigheidshalve moet ook nog worden opgemerkt dat het voor kan komen dat extra onderzoek niet *nodig* is. In sommige gevallen kan door het aanpassen van de schematisering dijkvakken alsnog voldoen. Voorbeeld hiervan is het geval waarbij twee ongunstige aannamen in een dijkvak zijn gestapeld, terwijl deze niet gezamenlijk kunnen optreden. Een splitsing van het dijkvak kan in dit geval wellicht tot een andere beoordeling leiden.

6.2.9 Stap 9: Beoordeling en rapportage

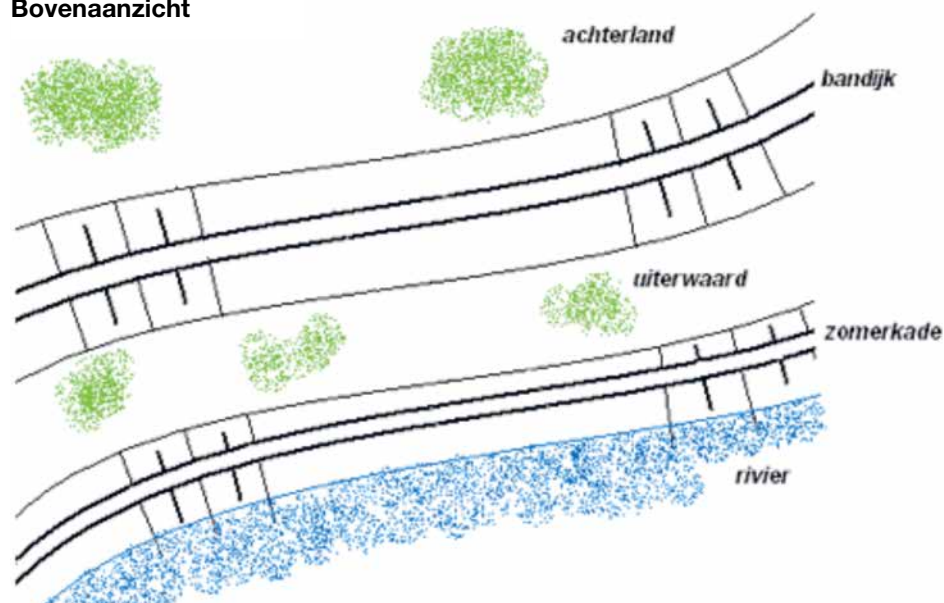
Nadat de beoordeling heeft plaatsgevonden dienen de resultaten te worden gerapporteerd.

6.3 Toetscase opbarsten en piping

In deze case wordt een hypothetisch maar realistisch voorbeeld behandeld.

De werkelijke bodemopbouw, waar in de case vanuit wordt gegaan, wordt in eerste instantie gegeven. Vervolgens wordt het in de vorige paragraaf gegeven stappenplan uitgewerkt.

Het bovenaanzicht in figuur 6.2 is de werkelijke situatie die in deze case wordt behandeld. Op de betreffende dijkstrekking is een zandgeul aanwezig, die vanuit de rivier tot in het achterland doordringt.

Bovenaanzicht

Figuur 6.2: Schematisch bovenaanzicht

6.3.1 Stap 1: Inventarisatie beschikbare informatie

Bij het inventariseren van de beschikbare informatie is met name gezocht naar:

- Aanwezigheid van geulen of andere locale afwijkingen in bodemopbouw;
- Grondonderzoek ten behoeve van projecten in de omgeving;
- Resultaten van eerdere toetsingen;
- Geohydrologische informatie, zoals stijghoogte en (grond)waterstanden.
- Beheerinformatie;

Aanwezigheid van geulen of andere locale afwijkingen in bodemopbouw

Uit geologische kaarten kan worden opgemaakt dat de waterkering zich in een geulengebied bevindt. Er kunnen dus locale afwijkingen in de bodemopbouw voorkomen.

Grondonderzoek ten behoeve van projecten in de omgeving

Uit een bouwproject op 100 meter afstand is bekend dat de toplaag van ca. 10 tot 15 m dikte uit slappe, slecht doorlatende klei- en veenlagen bestaat. Hieronder bevindt zich een watervoerende laag.

Resultaten van eerdere toetsingen

Er is eerder nog geen toetsing uitgevoerd voor de beschouwde dijkstrekking, ook ontwerptekeningen zijn niet beschikbaar.

Geohydrologische informatie, zoals stijghoogte en (grond)waterstanden

Uit een reeks peilbuismetingen (DINO-database) op 700 meter afstand, over een tijdspanne van 10 jaar is bekend dat de stijghoogte in de watervoerende laag nauwelijks fluctueert.

Beheerinformatie

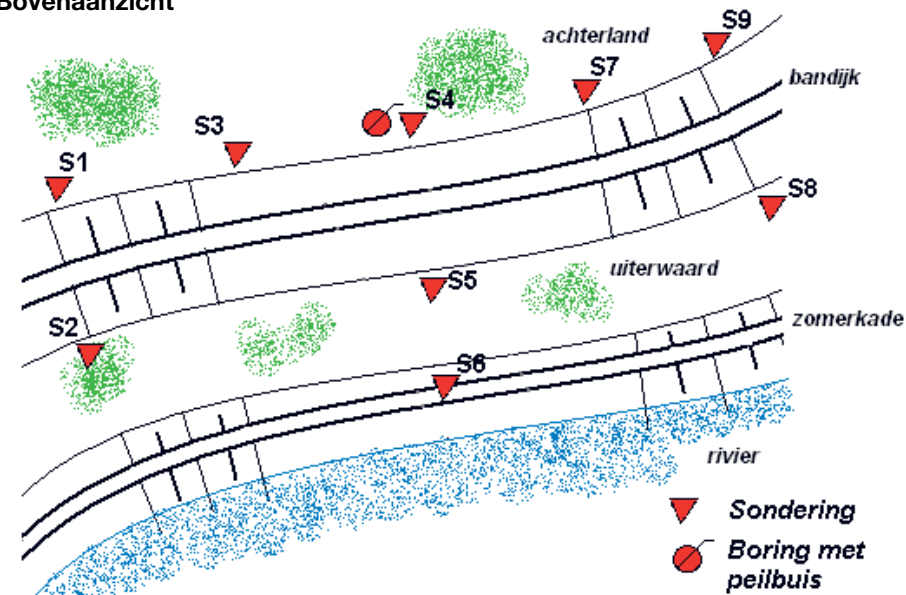
De beheerder heeft in het verleden geen wellen of kwel geconstateerd, wat zou kunnen duiden op een verminderde weerstand tegen 'piping' en/of 'opbarsten'.

6.3.2 Stap 2: Opzet en uitvoeren grondonderzoek

De belangrijkste vragen waarop, met behulp van het grondonderzoek, antwoord wordt gezocht zijn:

- Dikte en gewicht van waterremmende deklagen;
- Aanwezigheid van geulen of andere locale afwijkingen in bodemopbouw;
- Geohydrologische informatie, zoals (respons van) stijghoogtes en (grond)-waterstanden.

Aan de hand van deze vragen is in dit geval het volgende grondonderzoek opgesteld, zoals weergegeven in figuur 6.3. Er worden verspringend sonderingen uitgevoerd, waarbij om de 100 m sonderingen in de binnenteen worden uitgevoerd, in de buitenteen is deze afstand 200 m. Om de 300 m worden boringen in de binnenteen uitgevoerd, waarbij één diepe peilbuis in het pleistocene zandpakket en één ondiepe peilbuis ter bepaling van de freatische grondwaterstand wordt geplaatst. Per boring worden per grondlaag ongeroerde monsters genomen, waarop het volume gewicht en watergehalte wordt bepaald. Op de monsters uit het watervoerend pakket worden korrelverdelingen uitgevoerd. Voor de geometrie wordt data uit het AHN2 gebruikt, deze informatie is gebiedsdekkend. Aangezien door de beheerder geen verdachte (natte) plekken zijn geconstateerd, zijn geofysische methoden voor het opsporen van 'lekkages' (bijvoorbeeld Spontaan Potentiaal of Self Potential metingen) in dit geval niet voorzien. Merk op dat de beheerder naast visuele inspectie ook gebruik kan maken van een L-band radiometer om natte plekken op te sporen.

Bovenaanzicht

Figuur 6.3: Opzet en uitvoering grondonderzoek

Merk op dat het hier geschetste plan een mogelijke opzet is. Op basis van dit grondonderzoek wordt een eerste beoordeling uitgevoerd.

6.3.3 Stap 3: Indeling dijkvakken, keuze 'opbarsten' of 'piping'

Bij drie sonderingen in één raai, namelijk S4, S5 en S6 is een tussenzandlaag met een dikte van ca. 4 m aangetroffen op ca. 4 m onder maaiveld, waarvan wordt aangenomen dat dit een geul is. Daarom wordt de dijkstrekking ingedeeld in een

traject waar wél een geul aanwezig is (dijkvak 1) en een traject waar dit niet het geval is (dijkvak 2). Voor het traject waar wel een geul is aangetroffen zal een beoordeling op 'piping' plaatsvinden, omdat de opbarstkans hier groot wordt geacht. Voor het andere traject zal een beoordeling op 'opbarsten' plaatsvinden.

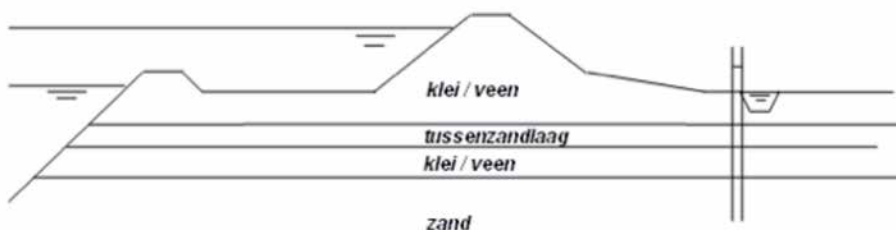
Op basis van deze informatie is niet bekend hoe breed de geul is. Er zijn nu drie opties:

- Er kan een conservatieve inschatting gemaakt worden van de breedte. In dit geval wordt de dwarsdoorsnedemet geul representatief geacht voor het traject tot aan de eerstvolgende raaien van het grondonderzoek waar geen geul meer is aangetroffen.
- Met AHN-2 kan de ligging van geulen vaak worden afgeleid.
- Er kan geofysisch onderzoek (EM31) uitgevoerd worden om de breedte van de geul vast te stellen.

In dit voorbeeld wordt ervoor gekozen om een conservatieve inschatting te maken. Het geofysische onderzoek komt dan eventueel – afhankelijk van de resultaten in stap 7 – terecht in stap 9.

6.3.4 Stap 4: Opstellen basis schematisering en parameterkeuze

Op basis van het grondonderzoek wordt een basis schematisering opgesteld voor de twee verschillende dijkvakken 1 en 2. Deze zijn weergegeven in figuur 6.4 en figuur 6.5.



Figuur 6.4: Basis schematisering situatie met geul (dijkvak 1)



Figuur 6.5: Basis schematisering situatie zonder geul (dijkvak 2)

De benodigde grondparameters zijn, conform de richtlijnen in het TRZW en het TRWG, uit het beschikbare onderzoek afgeleid. Op het bepalen van de grondparameters wordt in deze beschrijving verder niet ingegaan.

6.3.5 Stap 6: Bepaling veiligheidsfactor

In deze stap wordt voor de beide dijkvakken de veiligheidsfactor bepaald. In dit geval bedragen deze $F_{pip} = 1,30$ (dijkvak 1) en $F_{opb} = 1,92$ (dijkvak 2).

6.3.6 Stap 7: Bepaling schematiseringfactor

Om de onzekerheden in het schematiseringproces te verdisconteren dient de schematiseringfactor te worden bepaald. Hiertoe worden de onzekerheden in de schematisering geïnventariseerd, welke kunnen worden bepaald met een gevoeligheidsanalyse. Als hoofdcategorieën van de onzekerheid kan gedacht worden aan:

- Bodemopbouw. Niveau van laagscheidingen en het al dan niet aanwezig zijn van bepaalde lagen;
- Waterspanningen;
- Geometrie;
- Overige. Bijvoorbeeld kortsluiting t.g.v. graverijen en beheersaspecten.

Aan de hand van deze hoofdcategorieën zijn een aantal scenario's opgesteld. Hierbij is zowel de invloed van het scenario op de veiligheid, als de kans dat een bepaald scenario optreedt van belang. In dit geval worden vijf scenario's per dijkvak onderscheiden.

6.3.6.1 Dijkvak 1 (geul in basis schematisering)

Scenario 1:

In de basis schematisering is ervan uitgegaan dat het intreepunt bij de rivier ligt. Het is echter mogelijk dat er in het voorland kortsluiting met het buitenwater optreedt, waardoor de kwelweglengte afneemt. Dit scenario wordt onwaarschijnlijk geacht, maar zeker niet uit te sluiten (kans 10%). De veiligheidsfactor bij dit scenario is $F_{pip} = 0,93$.

Scenario 2:

De locatie van de kwelsloot is slechts ter plaatse van de dwarsdoorsneden vastgesteld. Lokaal kan de kwelsloot echter dichterbij de dijk liggen. Indien de kwelsloot 3 meter dichterbij de dijk zou liggen bedraagt de veiligheidsfactor is in dit geval $F_{pip} = 1,24$. Dit scenario wordt onwaarschijnlijk geacht, maar is zeker niet uit te sluiten (kans 10%).

Scenario 3:

Het polderpeil kan lager zijn dan aangenomen. Aangezien het polderpeil beheerd wordt, lijkt het zeer onwaarschijnlijk dat het polderpeil 0,3 m lager ligt. De kans hierop wordt geschat op 1%. De veiligheidsfactor voor dit scenario bedraagt $F_{opb} = 1,22$.

Scenario 4:

De diepte van de sloot is niet exact bekend. Aangenomen is dat deze 1 meter diep is. Het zou echter zo kunnen zijn dat deze dieper is. Voor een 0,5 m diepere sloot neemt de veiligheidsfactor in dit geval af tot $F_{pip} = 1,25$. De kans op dit scenario wordt ingeschat op 10%.

Scenario 5:

De tussenzandlaag kan hoger liggen dan aangenomen in de basisschematisering. Een 0,5 meter hogere ligging van de zandlaag lijkt zeer onwaarschijnlijk (kans 1%). De veiligheidsfactor voor dit scenario bedraagt $F_{opb} = 1,22$.

In tabel 6.1 is een samenvatting van de bepaling van de schematisering weergegeven. Hierbij is gebruik gemaakt van de eenvoudige methode (paragraaf 3.4, tabel 3.6). Hieruit volgt dat de benodigde schematiseringfactor 1,36 is. Deze is groter dan de voorgestelde bovengrens van 1,30 en derhalve is de conclusie dat de basisschematisering onvoldoende conservatief is.

Schematisering	F _{pip}	ΔF _{pip}	P	γ _{b, pip}
	[-]	[-]	[-]	[-]
Basis schematisering	1,30			
Scenario 1: Kortsluiting nabij buitenteen	0,93	-0,37	0,1	1,36
Scenario 2: Kwelsloot 3 m dichterbij kruin	1,24	-0,06	0,01	1,07
Scenario 3: Polderpeil 0,3 m lager	1,22	-0,08	0,01	
Scenario 4: Sloot 0,5 m dieper	1,25	-0,05	0,1	
Scenario 5: Tussenzandlaag 0,5 m hoger	1,22	-0,08	0,01	
Benodigde schematiseringfactor (maximum van de gevonden waarden) γ _{b, pip}				1,36

Tabel 6.1: Invultabel bepaling schematiseringfactor dijkvak 1

Opmerkingen bij de tabel	
P =	Kans op een scenario
F _d =	Stabiliteitsfactor
ΔF _d =	Verschil in veiligheidsfactor bij een scenario en de basisschematisering
γ _b =	Schematiseringfactor

Uit tabel 6.1 blijkt dat de gekozen basisschematisering de ongunstiger scenario’s onvoldoende afdekt. Met name scenario 1 is de boosdoener. Omdat de benodigde schematiseringfactor groter dan 1,30 is, moet een nieuwe, conservatiever, basis-schematisering worden gekozen. De keuze van scenario 1 als basisschematisering zou leiden tot een benodigde schematiseringfactor van 1,0, maar ook tot afkeuren van de dijk. De keuze van een van de andere scenario’s biedt wellicht soulaas, maar we komen daarmee toch wel in de buurt van ‘rekentechnisch optimaliseren’. In dit geval lijkt het verstandiger om via nader onderzoek na te gaan of de kans op scenario 1 niet veel kleiner is en/of met (beheers)maatregelen dit scenario uit te sluiten. Als dat laatste kan, dan daalt de benodigde schematiseringfactor tot 1,07. Er wordt dan ruim voldaan aan de toetseis: F_{pip} = 1,30 ≥ 1,07.

6.3.6.2 Dijkvak 2 (geen geul in basisschematisering)

Scenario 1:

In het grondonderzoek is in dit dijkvak geen geul aangetroffen. Dit wil echter niet zeggen dat deze in werkelijkheid ook niet aanwezig is. In het artikel ‘Grondonderzoek vraagt een heldere kansenanalyse’ [9] is de opzet van een kansenanalyse gegeven om na te gaan wat de onderlinge afstand zou moeten zijn om de aanwezigheid van een zandbaan met een bepaalde vereiste betrouwbaarheid uit te sluiten. Onder de aanname van een verwachtingswaarde van 75 m voor de breedte van de zandbaan en een standaardafwijking van 15 meter, bedraagt de kans op het missen van de zandbaan bij een sondeerafstand van 100 meter ongeveer 10%. De veiligheidsfactor behorend bij dit scenario is aanzienlijk lager, namelijk F_{opb} = 0,64.

Scenario 2:

In de basis schematisering is ervan uitgegaan dat het intreepunt bij de rivier ligt. Het is echter mogelijk dat er in de uiterwaard kortsluiting met het watervoerend pakket optreedt, waardoor de respons in het watervoerend pakket in het achterland toeneemt. Gezien de dikte van de deklaag, lijkt dit scenario vrijwel uitgesloten (PS₂ ≈ 0,001). De veiligheidsfactor behorend bij dit scenario is F_{opb} = 1,60.

Scenario 3:

De diepte van de sloot is niet exact bekend. Aangenomen is dat deze 1 meter diep is. Het zou echter zo kunnen zijn dat deze dieper is. Voor een 0,5 m diepere sloot neemt de veiligheidsfactor in dit geval nauwelijks af. Optreden van dit scenario lijkt onwaarschijnlijk (P_{S3} ≈ 0,1).

Scenario 4:

Het polderpeil kan lager zijn dan aangenomen. Aangezien het polderpeil beheerd wordt, wordt de kans op een 0,2 m lager polderpeil inschat op 1%. De veiligheidsfactor voor dit scenario bedraagt F_{opb} = 1,78.

Scenario 5:

De diepteligging van de watervoerende pleistocene zandlaag kan afwijken van de basis schematisering. Voor een 1 meter hogere ligging van deze laag wordt een veiligheidsfactor van F_{opb} = 1,76 berekend. Dit scenario wordt als zeer onwaarschijnlijk gezien (P_{S5} ≈ 0,01).

In tabel 6.2 is een samenvatting van de bepaling van de schematiseringfactor weergegeven. Hierbij is in dit geval gebruik gemaakt van de eenvoudige methode, waarbij de tabel in Bijlage B is gebruikt. Hieruit volgt dat de schematiseringfactor in dit geval niet te bepalen is, aangezien deze buiten het bereik van deze tabel valt. Het is echter duidelijk dat de benodigde schematiseringfactor γ_{b, opb} groter dan 1,30 is. Dit betekent dat de basis schematisering onvoldoende conservatief is.

Schematisering	F _{opb}	ΔF _{opb}	P	γ _{b, opb}
	[-]	[-]	[-]	[-]
Basis schematisering	1,92			
Scenario 1: Tussenzandlaag in contact met rivier	0,64	-1,28	0,1	> 1,31 ¹
Scenario 2: Kortsluiting nabij buitenteen	1,60	-0,32	0,001	1,27
Scenario 3: Sloot 0,5 m dieper	1,92	0,00	0,1	1,00
Scenario 4: Polderpeil 0,2 m lager	1,78	-0,14	0,01	1,15
Scenario 5: Pleistocene 1,0 m hoger	1,76	-0,16	0,01	
Benodigde schematiseringfactor (grootste van de gevonden waarden) γ _{b, opb}				>1,31 ¹

Tabel 6.2: Invultabel bepaling schematiseringfactor dijkvak 2

Opmerkingen bij de tabel	
P =	Kans op een scenario
F _d =	Stabiliteitsfactor
ΔF _d =	Verschil in veiligheidsfactor bij een scenario en de basisschematisering
γ _b =	Schematiseringfactor

1) Valt buiten het bereik van tabel 3.5. Basis schematisering is niet conservatief genoeg.

Uit tabel 6.2 blijkt dus dat de basis schematisering aangepast moet worden. Scenario 1 kan bijvoorbeeld als nieuwe basis schematisering worden gekozen, waarna het schematiseringproces opnieuw kan worden doorlopen. In dit geval is de veiligheidsfactor kleiner dan 1,2, zodat zeker niet aan de veiligheidseis kan worden voldaan. Daarom wordt deze iteratie in dit geval achterwege gelaten.

Merk op dat indien scenario 1, bijvoorbeeld door gegevens uit aanvullend grondonderzoek, uitgesloten kan worden, de schematiseringfactor afneemt tot $\gamma_b = 1,27$. De eis aan de veiligheidsfactor tegen opbarsten wordt dan $F_{opb} \geq 1,20 \times 1,27 = 1,52$ en daar wordt wel ruim aan voldaan.

6.3.7 Stap 8: Beoordeling veiligheidsfactor

Een dijk voldoet indien voldaan wordt aan $F_{opb} \geq \gamma_{b,opb} \times 1,2$ of $F_{pip} \geq \gamma_{b,pip} \cdot 1,0$. Zoals in de vorige stap al duidelijk was, kan voor de beide dijkvakken 1 en 2 zowel bij de basis schematisering, als bij een alternatieve schematisering niet aan deze eis worden voldaan.

Aangezien de dijk niet voldoet wordt ook stap 9 doorlopen.

6.3.8 Stap 9: Haalbaarheid en nut aanvullend grondonderzoek of herzien keuze

In stap 3 was reeds de mogelijkheid voor aanvullend (geofysisch) grondonderzoek genoemd. Uit de analyses voor zowel dijkvak 1 als dijkvak 2 blijkt dat aanvullend grondonderzoek inderdaad nodig is.

Uit de analyses is gebleken dat voor dijkvak 1 (situatie met geul) alleen een basis schematisering met een acceptabele restonzekerheid (en dus acceptabele schematiseringfactor) kan worden opgesteld wanneer kortsluiting *in het voorland* met voldoende zekerheid kan worden uitgesloten. Aanvullend grondonderzoek zal gericht moeten zijn op het aantonen hiervan, bijvoorbeeld door het uitkarteren van de aangetroffen zandgeul. Hiervoor zijn met name gebiedsdekkende methoden, zoals geofysica (bijv. EM31), geschikt.

Voor dijkvak 2 (situatie zonder geul) geldt dat alleen een basis schematisering met een acceptabele restonzekerheid (en dus acceptabele schematiseringfactor) kan worden opgesteld wanneer de aanwezigheid van een zandgeul met voldoende zekerheid kan worden uitgesloten. Aanvullend grondonderzoek zal gericht moeten zijn op het aantonen hiervan.

Hierbij kan bijvoorbeeld gebruik worden gemaakt van één of meerdere gebieddekkende methoden, zoals het analyseren van AHN2 data. De aanwezigheid van een zandgeul zal invloed hebben op het (autonome) zettinggedrag van de ondergrond, waardoor ondiepe geulen zichtbaar kunnen worden aan het maaiveld. Merk op dat met name ondiepe geulen relevant zijn voor de beoordeling van ‘piping’ en/of ‘opbarsten’.

Zoals in stap 3 al aangegeven is, kunnen ook geofysische methoden zeer effectief zijn voor het opsporen of uitsluiten van zandgeulen. Hierbij kan bijvoorbeeld gedacht worden aan EM31 metingen langs de binnentee van de dijk. Het verhogen van de dichtheid van puntmetingen in de binnentee is ook een optie, echter lokale afwijkingen zullen hiermee, in tegenstelling tot geofysische methoden, niet worden opgespoord. Hierbij kan naast zandgeulen ook gedacht worden aan bijvoorbeeld oude ‘vergeten’ leidingen.

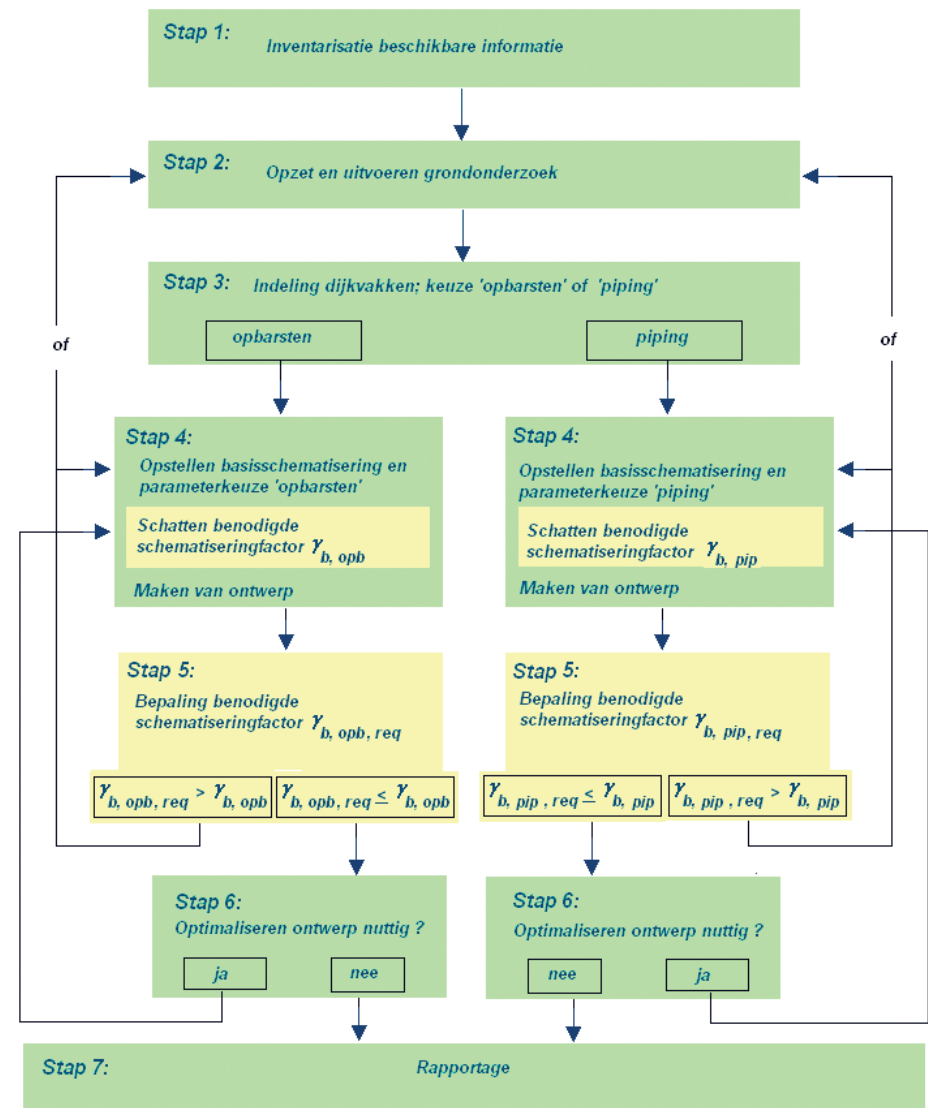
In dit geval is aanvullend grondonderzoek zowel nuttig als nodig en ook technisch haalbaar.

6.3.9 Stap 10: Beoordeling en rapportage

Nadat de beoordeling heeft plaatsgevonden dienen de resultaten gerapporteerd te worden.

6.4 Ontwerpschema opbarsten en piping

In figuur 6.6 is het ontwerpschema gegeven voor het faalmechanisme opbarsten en piping. De ‘nieuwe’ stappen als gevolg van het werken met de schematiseringfactor zijn in geel weergegeven, de ‘oude’ stappen in groen.



Figuur 6.6: Schematiseringstappen m.b.t. opbarsten en piping bij ontwerpen

6.4.1 Stap 1: Inventarisatie beschikbare informatie

Deze stap is conform paragraaf 6.2.1.

6.4.2 Stap 2: Opzet en uitvoeren grondonderzoek

Deze stap is conform paragraaf 6.2.2.

6.4.3 Stap 3: Indeling dijkvakken, keuze ‘opbarsten’ of ‘piping’

Deze stap is conform paragraaf 6.2.3.

6.4.4 Stap 4: Opstellen basis schematisering en maken ontwerp

Deze stap is conform paragraaf 6.2.4. Daarnaast vindt in deze stap ook het daadwerkelijke ontwerpproces plaats. Het ontwerp moet aan de eis $F_{\text{opb}} \geq \gamma_{\text{b,opb}} \times 1,2$ of $F_{\text{pip}} \geq \gamma_{\text{b,pip}} \times 1,0$ voldoen. Om te controleren of het ontwerp voldoet is dus ook de schematiseringfactor γ_{b} benodigd. Deze is in dit stadium echter nog niet bepaald en dient derhalve gekozen te worden. In principe is ieder keuze binnen het bereik van de schematiseringfactor $1,0 \leq \gamma_{\text{b}} \leq 1,30$ toegestaan. Voor een voorontwerp ligt vaak de bovengrens voor de hand, terwijl voor een definitief ontwerp een lagere schatting van de schematiseringfactorsoms handiger is.

6.4.5 Stap 5: Bepaling schematiseringfactor

Deze stap is conform paragraaf 6.2.6.

6.4.6 Stap 6: Nut optimalisatie ontwerp

Deze stap is conform paragraaf 6.2.8.

6.4.7 Stap 7: Beoordeling en rapportage

Deze stap is conform paragraaf 6.2.9.

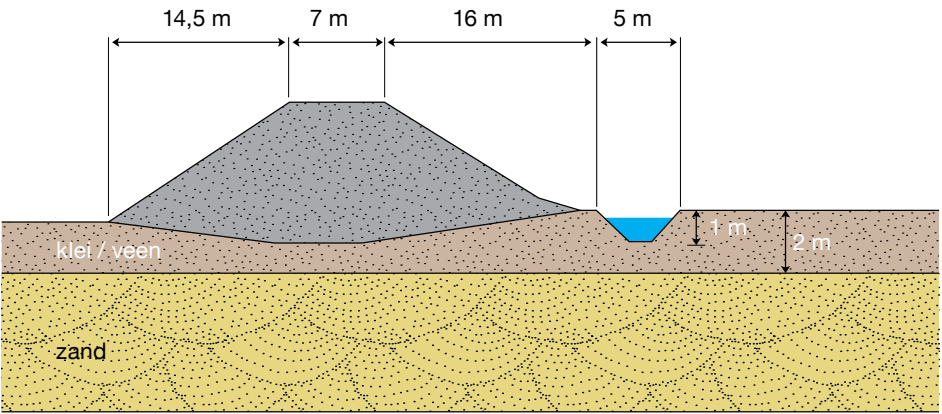
6.5 Ontwerpcase opbarsten en piping

In deze case wordt een hypothetisch (maar realistisch) voorbeeld behandeld, waarbij een dijk is afgekeurd op het toetsspooropbarsten en piping en een maatregel ontworpen moet worden.

6.5.1 Stap 1: Inventarisatie beschikbare informatie

Voor de toetsing van de dijk is reeds grondonderzoek uitgevoerd. Hiertoe zijn ter plaatse van de binnentoe van de bestaande dijk sonderingen tot ca. 15 m uitgevoerd, met een hart op hart afstand van 100 m. Om de 300 m zijn de sonderingen doorgezet tot 30 m diepte, met als doel de dikte van het watervoerend pakket vast te stellen. Om de 200 m is een mechanische boring uitgevoerd tot ca. 10 m diepte, waarbij een ondiepe en diepe peilbuis zijn geplaatst ter bepaling van de freatische grondwaterstand en de stijghoogte in het watervoerende pakket.

Om de 25 m zijn dwarsprofielen van de bestaande dijk ingemeten, in figuur 6.7 is de basisschematisering uit een voorgaand toetsrapport weergegeven. De te versterken dijkstrekking heeft een lengte van ca. 1 km.



figuur 6.7: Basisschematisering uit toetsrapportage voor de maatgevende dwarsdoorsnede

Uit geohydrologische kaarten blijkt dat de dikte van het eerste watervoerend pakket ca. 30 m bedraagt.

De beheerder heeft aangegeven dat tijdens hoge waterstanden kwel is geconstateerd in de sloot. Dit correspondeert met het gevonden toetsoordeel, waarbij een veiligheidsfactor van $F_{\text{pip}} = 0,88$ is berekend. Deze toetsing is nog op de ‘oude’ manier, dus zonder het bepalen van een schematiseringfactor, uitgevoerd.

6.5.2 Stap 2: Opzet en uitvoeren grondonderzoek

Voor het maken van het ontwerp van de dijkversterking zal geen extra grondonderzoek worden uitgevoerd. Er zal gebruik gemaakt worden van de reeds beschikbare informatie.

6.5.3 Stap 3: Indeling dijkvakken, keuze ‘opbarsten’ of ‘piping’

De dijkstrekking waarvoor een versterking nodig is, is redelijk uniform. Daarom wordt de strekking als één dijkvak beschouwd. Als dijkverbetering is gekozen voor een pipingberm. Het beschouwde ontwerpprobleem is het bepalen van de berm-breedte i.v.m. de benodigde kwelweglengte. Het dimensioneren van de hoogte van de berm (i.v.m. veiligheid tegen opbarsten) wordt in deze case beschrijving buiten beschouwing gelaten, maar moet zeker gebeuren. Voor deze case zijn dus zowel ‘opbarsten’ als ‘piping’ verplichte sporen.

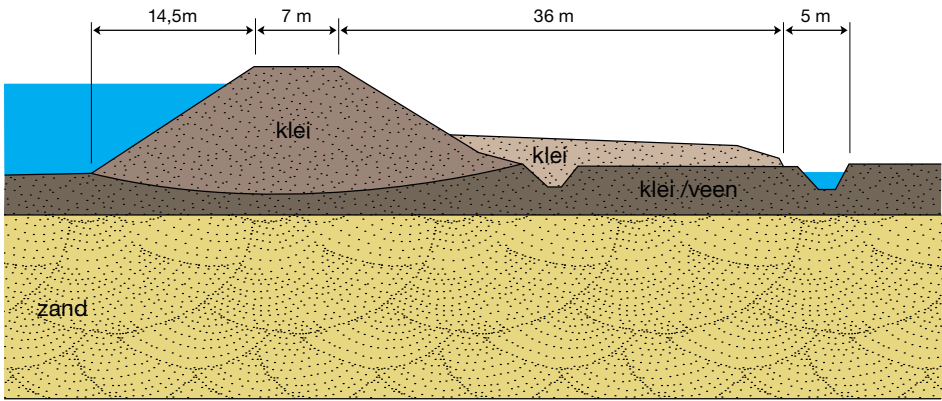
6.5.4 Stap 4: Opstellen basis schematisering en maken ontwerp

Op basis van de beschikbare informatie wordt een basis schematisering en een ontwerp gemaakt, op basis van de rekenregel van Sellmeijer.

Vanwege de aanwezigheid van niet waterkerende objecten (NWO’s, in dit geval bomen en leidingen) in het voorland is het intredepunt ter plaatse van de binnentoe van de dijk aangenomen. Aan de binnenzijde van de dijk is een pipingberm ontworpen, waarbij voor deschematiseringfactor een waarde van $\gamma_{\text{b, pip}} = 1,30$ is gekozen.

Het ontwerp zal moeten voldoen aan de eis $F_{\text{pip}} \geq 1,0 \times \gamma_{\text{b, pip}}$. Daarnaast kunnen er nog aanvullende eisen vanuit de omgeving zijn waaraan voldaan moet worden. Dit is hier niet het geval.

In figuur 6.8 is het ontwerp, met bijbehorende basisschematisering, dat precies aan de gestelde eis voldoet ($F_{pip} = 1,30$), weergegeven.



Figuur 6.8: Basisschematisering en ontwerp

6.5.5 Stap 5: Bepaling schematiseringfactor

Om onzekerheden in het schematiseringproces te verdisconteren dient de benodigde schematiseringfactor $\gamma_{b,req}$ te worden bepaald (deze kan dus afwijken van de gekozen schematiseringfactor $\gamma_{b;keuze}$). Hiertoe worden de onzekerheden in de schematisering geïnventariseerd, welke kunnen worden bepaald met een gevoeligheidsanalyse. Als hoofdcategorieën van de onzekerheid kan gedacht worden aan:

- Bodemopbouw. Niveau van laagscheidingen en het al dan niet aanwezig zijn van bepaalde lagen;
- Water(over)spanningen;
- Geometrie;
- Overige. Bijvoorbeeld kortsluiting t.g.v. graverijen, uitvoerings- en beheersaspecten.

Aan de hand van deze hoofdcategorieën zijn een aantal scenario's opgesteld. Hierbij is zowel de invloed van het scenario op de veiligheid, als de kans dat een bepaald scenario optreedt van belang. In dit geval worden drie scenario's onderscheiden.

Scenario 1:

In de basis schematisering is ervan uitgegaan dat tijdens het hoogwater het peil in de sloot door de beheerder wordt opgezet tot aan maaiveldniveau, ofwel polderpeil plus 0,3 m. Door menselijk falen kan het zo zijn dat die niet gebeurt. De veiligheidsfactor neemt in dit geval af tot $F_{pip} = 1,13$. De kans op een fout tengevolge van menselijk handelen wordt ingeschat op 10%.

Scenario 2:

In de basis schematisering is ervan uitgegaan de lengte van het opbarstkanaal 1,0 m is. Deze waarde is gebaseerd op de minimale dikte van de deklaag in de binnenteen van de dijk. Het is echter mogelijk dat deze deklaag in het achterland, waar de nieuwe kwelsloot komt te liggen, een stuk dunner of zelfs afwezig is. Aangezien er geen sonderingen beschikbaar zijn ter plaatse van de nieuwe sloot, wordt de kans op dit scenario ingeschat op 10%. De veiligheidsfactor bij een scenario zonder deklaag is $F_{pip} = 1,13$.

Scenario 3:

Gezien de dikte van het watervoerend pakket, is de dikte ervan aan de hand van een geohydrologische kaart bepaald. Hieruit is af te leiden dat de dikte van het eerste watervoerende pakket ca. 30 m en de dikte van het tweede watervoerende pakket 20 m bedraagt. De waterscheidende laag is volgens de kaart wellicht niet aanwezig. Een dikker watervoerend pakket van 50 m leidt tot een veiligheidsfactor van $F_{pip} = 1,20$. Afwezigheid van de deklaag wordt onwaarschijnlijk geacht, maar zeker niet uit te sluiten (kans 10%).

Merk op dat voor het model van Sellmeijer ook andere parameters, zoals bijvoorbeeld de doorlatendheid, een significante invloed op de veiligheidsfactor kunnen hebben. De onzekerheid in deze parameters wordt echter met behulp van het schatten van lage representatieve waarden in rekening gebracht (merk op dat voor de berekening geen materiaalfactoren worden toegepast). Grote afwijkingen van de parameters ten gevolge de (locale) aanwezigheid van grondlagen die (sterk) afwijkende eigenschappen hebben dienen wel met behulp van de schematiseringfactor te worden verdisconteerd.

In tabel 6.3 is een samenvatting van de bepaling van de schematiseringfactor weergegeven. Hierbij is in dit geval gebruik gemaakt van tabel 3.6. Hieruit volgt dat de schematiseringfactor in dit geval $\gamma_b = 1,17$ bedraagt.

Schematisering	F_{pip}	ΔF_{pip}	P	γ_b
	[-]	[-]	[-]	[-]
Basis schematisering	1,30			
Scenario 1: Polderpeil 0,3 m lager, t.g.v. menselijke fout	1,13	-0,17	0,1	1,17
Scenario 2: Deklaag ter plaatse van toekomstige sloot afwezig	1,13	-0,17	0,1	
Scenario 3: Eerste en tweede watervoerend pakket staan in verbinding	1,20	-0,10	0,1	1,06
Benodigde schematiseringfactor (grootste van de gevonden waarden) $\gamma_{b, pip, req}$				1,17

Tabel 6.3: Invultabel bepaling schematiseringfactor piping

Opmerkingen bij de tabel

- P = Kans op een scenario
- F_{pip} = Veiligheidsfactor piping
- ΔF_{pip} = Verschil in veiligheidsfactor bij een scenario en de basisschematisering
- $\gamma_{b, pip, req}$ = Benodigde schematiseringfactor

De benodigde schematiseringfactor $\gamma_{b, pip, req} = 1,17$ is kleiner dan de gekozen schematiseringfactor van 1,30. Dit betekent dat de gekozen schematiseringfactor in elk geval groot genoeg is om de onzekerheden voldoende af te dekken.

6.5.6 Stap 6: Nut van optimalisatie van het ontwerp

Aangezien de gekozen schematiseringfactor significant groter is dan de benodigde schematiseringfactor en er geen andere ontwerpeisen zijn ten aanzien van de breedte van de pipingberm, ligt optimalisatie van het ontwerp voor de hand.

Een voor de hand liggende ontwerpaanpassing is het verkleinen van de breedte van de pipingberm, door deze opnieuw te dimensioneren op basis van een schematiseringfactor die (bijna) gelijk is aan de berekende benodigde schematiseringfactor. Dit nieuwe ontwerp dient vervolgens onderbouwd te worden door het opnieuw doorlopen van stap 4, 5 en 6.

Denkbaar is dat daarbij ook gekeken wordt of de geïdentificeerde onzekerheden te reduceren zijn, waardoor wellicht met een nog kleinere schematiseringfactor volstaan kan worden. Zo zou door aanvullend grondonderzoek de dikte van de deklaag ter plaatse van de toekomstige sloot nauwkeuriger bepaald kunnen worden, bijvoorbeeld met geofysische metingen. Echter, daarmee wordt maar één van de twee onzekere factoren, die nu leiden tot een benodigde schematiseringfactor van 1,17, aangepakt. Als aan de andere (scenario 1 in tabel 6.3) niets wordt gedaan blijft de benodigde schematiseringfactor ongeveer net zo groot.

6.5.7 Stap 7: Beoordeling en rapportage

Nadat het ontwerp is afgerond dienen de resultaten gerapporteerd te worden. Aangezien bij het bepalen van de schematiseringfactor vaak subjectieve keuzes en inschattingen een rol spelen is een goede en overzichtelijke rapportage van groot belang, zodat de gemaakte keuzes ook door derden kunnen worden beoordeeld.

7 Mogelijkheden voor opslag van informatie

7.1 Inleiding

Om de stabiliteit van een waterkering te kunnen beoordelen is veel informatie nodig. Dit hoofdstuk beschrijft mogelijkheden voor het (toegankelijk) opslaan van grondonderzoekgegevens en geïnterpreteerd grondonderzoek in al bestaande of in ontwikkeling zijnde (geografische) informatiesystemen. Hiermee wordt:

- een handvat geboden voor hergebruik van gegevens voor volgende toetsingen en andere toepassingen;
- inzicht gegeven in de mogelijkheden voor het opslaan van interpretaties en overwegingen die hebben geleid tot de keuzen van schematiseringen die zijn gebruikt bij de toetsanalyses;
- inzicht gegeven in de mogelijkheden voor het aanleggen van een bron van technische informatie over de waterkering, die uitbreidbaar is (bijvoorbeeld met beheersinformatie).

De focus van het TRGS ligt bij de toetssporen ‘macro-stabiliteit binnenwaarts’ en ‘piping’. De gedachte is dat de mogelijkheden voor informatieopslag en -beheer voor deze toetssporen ook bruikbaar zijn voor andere grondmechanische toetssporen. Eventuele specifieke aspecten die samenhangen met andere faalmechanismen zijn in dit onderzoek niet nader geïnventariseerd.

Leeswijzer

Bij het uitvoeren van een toetsing zijn meerdere partijen betrokken met verschillende rollen. Datamanagement richt zich op de gebruikers van het TRGS: beheerders van waterkeringen en partijen die de toetsing voor de beheerder uitvoeren (of controleren). In paragraaf 7.2 is opgenomen hoe de rol van de waterkeringbeheerder zich verhoudt tot andere partijen in het toetsproces.

Paragraaf 7.3 geeft een beschrijving van drie te onderscheiden typen data die benodigd zijn om een toetsing uit te kunnen voeren, maar ook om te reproduceren en te controleren. Dit zijn:

- Basisdata;
- Geïnterpreteerde data;
- Toets- of rekenresultaten.

De drie typen data worden afzonderlijk belicht. Voor elk type is beschreven welke informatie bij voorkeur dient te worden opgeslagen.

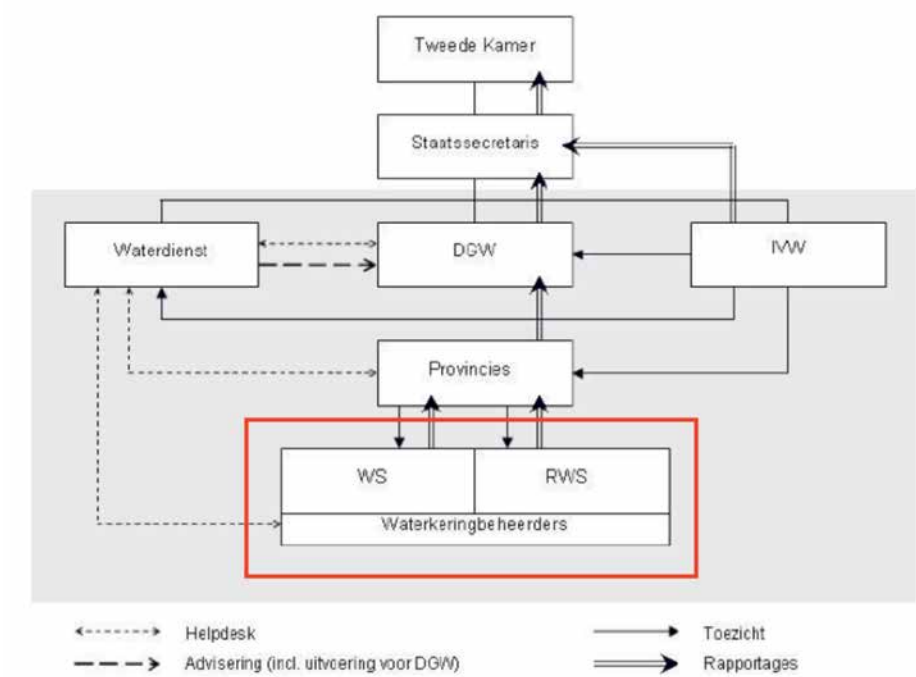
Ideaal zou zijn dat één (geografisch) informatiesysteem de mogelijkheid biedt om de drie typen data toegankelijk op te slaan. Dit systeem bestaat momenteel niet en zal ook niet op korte termijn beschikbaar komen. Wel zijn er goede mogelijkheden om gebruik te maken van bestaande of in nabije toekomst beschikbare systemen. In paragraaf 7.4 wordt een overzicht gegeven van beschikbare systemen.

Tot slot worden conclusies gegeven en aanbevelingen gedaan in paragraaf 7.5.

7.2 Partijen en rollen in het toetsproces

In het onderstaande overzicht is schematisch weergegeven hoe de belangrijkste bij het toetsproces betrokken partijen zich tot elkaar verhouden. In het kader van

datamanagement in het toetsproces wordt ingezoomd op de rol van de waterkering-beheerders. Voor een uitgebreide toelichting op de partijen en rollen in het toets-proces wordt verwezen naar het Draaiboek Toetsen Primaire Waterkeringen [22].



Figuur 7.1: Overzicht betrokken partijen bij toetsproces primaire waterkeringen, Bron: [Draaiboek, 2007]

De waterkeringbeheerders, waterschappen en Regionale Diensten van Rijkswaterstaat, zijn de uitvoerders van de toetsing en rapporteren over de kwaliteit van de waterkering aan de provincies. Hierbij wordt een overzicht gegeven van de toestand van de waterkering op individueel en dijkkringniveau. Om de toestand van de waterkering vast te stellen, verzorgt de Waterdienst het wettelijke toetsinstrumentarium (Hydraulische Randvoorwaarden en Voorschrift Toetsen op Veiligheid), op basis waarvan de beheerders verplicht zijn de toetsing van de primaire keringen uit te voeren.

Vaak voeren beheerders deze toetsing niet zelf uit, maar wordt dit uitbesteed aan partijen die de toestand van de kering vaststellen voor de waterkeringbeheerder. De uitvoerende partij van deze toetsing rapporteert over de kwaliteit van de kering aan de waterkeringbeheerder. De beheerder blijft eindverantwoordelijk voor de juistheid van de toetsing. Om de juistheid te kunnen controleren is noodzakelijk dat niet uitsluitend toetsresultaten, maar ook de gehele onderbouwing van het toetsresultaat is vastgelegd.

Datamanagement richt zich op de gebruiker van het TRGS, hetzij de beheerder van de waterkering, hetzij de partij die de toetsing voor de beheerder uitvoert (of controleert).

7.3 Data toetsproces

Voor de beheerder is het toetsresultaat vaak de belangrijkste informatie voor het verkrijgen van inzicht in de toestand van de waterkering. Deze informatie heeft de beheerder nodig om adequate beheersmaatregelen te nemen, maar ook om de provincie te kunnen informeren over de toestand van de waterkeringen. Echter om de juistheid van de toetsing te beoordelen is ook noodzakelijk inzicht te hebben in de data ter onderbouwing van het toetsresultaat. Bovendien is de toetsing van primaire keringen een periodiek terugkerend proces. Om het toetsproces op efficiënte wijze te kunnen doorlopen is het van belang ook de data waarop het toetsresultaat is gebaseerd volledig en herbruikbaar op te slaan.

Om inzicht te hebben in de toestand van de waterkering over de faalmechanismen ‘macro-stabiliteit’ en ‘piping’ moet er in eerste instantie een betrouwbaar beeld zijn van de ondergrond van het dijklichaam en omgeving. Om vervolgens tot een toetsresultaat met het wettelijk toetsinstrumentarium te komen moet de informatie over de ondergrond geïnterpreteerd en geschematiseerd worden tot data die bruikbaar is om de faalmechanismen te beoordelen. In het kader van datamanagement en GIS worden drie typen data onderscheiden:

- 1 Basisdata;
- 2 Geïnterpreteerde data;
- 3 Toetsresultaten.

De drie type data worden in de volgende sub-paragrafen nader toegelicht.

7.3.1 Basisdata

Voor het uitvoeren van een stabiliteitsanalyse is een goed en betrouwbaar beeld van de ondergrond noodzakelijk. Hierbij zijn de volgende basisdata van belang:

- Geologische karakterisering van de ondergrondopbouw;
- Grondopbouw van het dijklichaam zelf;
- Geohydrologische karakterisering van de dijk en ondergrond.

Met een geologische gebiedsbeschrijving zijn op globale wijze de karakteristieken van de ondergrond bekend. Het geeft algemene kennis over de ontstaansgeschiedenis van de ondergrond en geeft inzicht in specifieke verschijnselen in de ondergrond die mogelijk onopgemerkt blijven bij lokaal onderzoek als sonderingen en boringen. De geologische informatie is van belang bij analyse van de verwachte laagopbouw en de interpretatie van grondonderzoek. Gebruik wordt gemaakt van bestaande gegevens als geologische, geomorfologische en bodemkundige kaarten. Voor een stabiliteitsanalyse zijn geohydrologische aspecten van de ondergrond ook essentieel. Hierbij gaat het om waterspanningen en stijghoogte in en onder het dijklichaam en is afhankelijk onder andere de laagopbouw en doorlatendheid van de ondergrond.

De geologische en geohydrologische kennis van het gebied wordt ondersteund door informatie gebaseerd op grondonderzoek. Het geeft een indruk van de geotechnische en geohydrologische (opbouw van waterspanningen) eigenschappen van de ondergrond en grondopbouw van het dijklichaam. De bronnen hierbij zijn onder andere:

- Basisinformatie uit DINO (gegevens als geologische, geomorfologische, bodemkundige en geohydrologische kaarten);
- Lokale grondonderzoeken;

- Gerapporteerde waarnemingen bij extreme waterstanden (gedrag van dijk);
- Geometrie dijklichaam;
- Rapportages/metingen van grondwaterstanden en waterspanningen in dijken;
- Tijdreeksen van waterspanningen in de ondergrond;
- Belasting (verkeersbelasting, hydraulische belasting);
- Historische kaarten.

Opslag van basisdata

Het is uit oogpunt van hergebruik en controleerbaarheid essentieel om vast te leggen welke basisdata ten grondslag ligt aan het toetsoordeel. Dit is een onderdeel dat in het toetsrapport van de kering opgenomen moet zijn, maar wat niet altijd het geval is. Er zijn binnen het huidige toetsinstrumentarium ook geen handvatten om de gebruikte basisdata voor toetsing op eenduidige wijze vast te leggen. Hierdoor is de gebruikte basisdata vaak niet goed toegankelijk en is hergebruik voor een volgende toetsing niet efficiënt.

Een veiligheidstoets is een momentopname van de toestand van de kering en is gebaseerd op de beschikbare en gebruikte data op een bepaald moment. De beschikbaarheid en kwaliteit van basisdata neemt feitelijk toe met de tijd. Met bijvoorbeeld een nieuw grondonderzoek kan namelijk een betrouwbaarder beeld van de lokale eigenschappen van de ondergrond worden verkregen. Voor controle van een toetsing, is het noodzakelijk duidelijk vast te leggen welke basisdata ten grondslag ligt aan het toetsoordeel. Voor hergebruik van de basisdata voor een volgende toetsing moet ook duidelijk zijn of mogelijk nieuwe informatie beschikbaar is.

Bij het vastleggen van de basisdata is derhalve raadzaam dat de volgende informatie ook is vastgelegd:

- Locatie inclusief geografische informatie (XYZcoördinaten);
- Datum van uitvoering;
- Uitvoerende partij van het onderzoek;
- Kader van project waarin onderzoek is uitgevoerd;
- Kwaliteitsaanduiding van het onderzoek (bijvoorbeeld type onderzoek als mechanische of elektrische sondering);
- Gehanteerde protocol (inclusief versie) van uitvoering.

7.3.2 Data-interpretatie

Na het verzamelen van de benodigde basisdata is de vervolgstap in het toetsproces de data- interpretatie en schematisering die nodig is om basisdata te kunnen gebruiken in rekenregels / modellen om tot een oordeel over de toestand van de waterkering te komen. De benodigde schematiseringen voor een stabiliteitsanalyse zijn:

- Schematisering van de opbouw van de dijk en de ondergrond;
- Schematisering van de waterspanningen in de onderkende grondeenheden.

Het schematiseringproces leidt uiteindelijk tot één representatieve locatie binnen een dijkvak, die qua dwarsprofiel van de dijk, in combinatie met de ondergrond-opbouw en bijbehorende waterspanningen, maatgevend is. De resultaten van basisdata tot schematisering zijn onder andere:

- Geotechnische lengteprofielen (teen/kruin) en dwarsprofielen;
- Grondlaagindelingen;
- Indeling waterkering in dijkvakken per toetsspoor;
- Rekenparameters voor gedetailleerde toetsingen;

- Verantwoording voor gehanteerde uitgangspunten en aannames bij interpretatie en bewerking van basisdata.

Opslag van geïnterpreteerde data

Bij de toetsing wordt gebruik gemaakt van modellen of rekenregels om tot een toetsoordeel te komen. De geïnterpreteerde en geschematiseerde invoergegevens in deze modellen of rekenregels zijn een afspiegeling van lokale, maatgevende condities die gelden voor een bepaald dijkvak. De benodigde gegevens en kwaliteit zijn afhankelijk van het detailniveau van de toetsing én het te doorlopen toetsspoor. De onderbouwing van de werkwijze en gedane aannames dienen zo te worden vastgelegd dat de resultaten reproduceerbaar en verifieerbaar zijn. Dit houdt onder andere in dat duidelijk is dat naast de gebruikte basisdata bekend is op welke wijze het schematiseringsproces is doorlopen en welke uitgangspunten en aannames zijn gehanteerd bij interpretatie en bewerking van basisdata. Een dergelijke verantwoording maakt het mogelijk de kwaliteit en houdbaarheid van geïnterpreteerde data te beoordelen. Dit is een onderdeel dat in het toetsrapport van de kering opgenomen zou moeten zijn, maar wat niet altijd het geval is. Ook voor de geïnterpreteerde data geldt dat er binnen het huidige toetsinstrumentarium geen handvatten zijn om deze data op eenduidige wijze vast te leggen. Hierdoor is de geïnterpreteerde data niet goed toegankelijk en is hergebruik voor een volgende toetsing niet efficiënt.

Uit oogpunt van hergebruik, reproduceerbaarheid en herleidbaarheid van gegevens is noodzakelijk dat het volgende is vastgelegd:

- De wijze van afleiden of schematiseren van gegevens (bijvoorbeeld voor gegeneerde geotechnische profielen vastleggen op welke wijze de interpolatie tussen de sonderingen/boringen is uitgevoerd en met welke basisdata);
- Gedane aannames en gehanteerde uitgangspunten;
- Gehanteerde veiligheidsfactoren/schematiseringsfactoren;
- Uitvoerder van de interpretatie en schematisering en in het kader van welk onderzoek;
- Datum schematisering/interpretatie;
- Gebruikte basisdata en representatief gestelde data;
- Gebruikte modellen/rekenregels;
- Voor welk dijkvak (situering en lengte) de gegevens representatief zijn;
- Voor welke locatie binnen het dijkvak de gegevens representatief zijn;
- De in- en uitvoergegevens (van rekenregels en modellen zoals bijvoorbeeld MSTAB, MSEEP⁹ en RRD¹⁰).

7.3.3 Toetsresultaat

Op basis van de geïnterpreteerde en geschematiseerde data wordt uiteindelijk een toetsresultaat per dijkvak bepaald. Per toetsspoor zijn er in verfijning oplopende toetsmethoden, aangeduid met ‘eenvoudig’, ‘gedetailleerd’ en ‘geavanceerd’.

9 MSTAB en MSEEP zijn rekenprogramma's van Deltares. MSTAB voor het toetsmechanisme macrostabiliteit en MSEEP voor het toetsspoor piping. Hiermee worden (tussen)resultaten gegenereerd die als geïnterpreteerde data kunnen worden gezien en opgeslagen moeten worden.

10 Met de Rationele Risicobenadering Dijken (RRD) kan op basis van beschikbare bodemgegevens en geologische kennis een (eerste) toetsing op stabiliteit uitgevoerd worden. Indien gegevens over de ondergrond niet in voldoende mate beschikbaar zijn, kan met behulp van bestaande gegevens en geologische kennis van het gebied een inschatting van de bodemopbouw worden gemaakt. Verschillende mogelijkheden voor de opbouw van de bodem met daaraan gekoppeld de kans dat die opbouw voorkomt vormt input voor het berekenen van de stabiliteit met behulp van RRD. Bij toepassing van het RRD zijn voor controle en reproductie van het toetsresultaat invoer- en uitvoergegevens digitaal beschikbaar. Indien de betrouwbaarheid van de ondergrond beter kan worden ingeschat, dan kan eenvoudig het effect op de stabiliteit worden bepaald. Met RRD worden (tussen) resultaten gegenereerd die als geïnterpreteerde data kunnen worden gezien en opgeslagen moeten worden. RRD kan niet worden gebruikt voor opslag van informatie.

Indien op grond van de eenvoudige methode geen score kan worden bereikt, dan gaat de beoordeling verder met een meer gedetailleerde beoordeling. Is het niet mogelijk om tot een score te komen op grond van de gedetailleerde beoordeling, dan kan de toetsing worden voortgezet met een geavanceerde beoordeling. Het resultaat per dijkvak is een score ‘goed’, ‘voldoende’ of ‘onvoldoende’, of, indien de toetsing niet tot een resultaat leidt, ‘geen oordeel’.

Opslag van het toetsresultaat

In het VTV is opgenomen welke gegevens de beheerder met betrekking tot het toetsresultaat vastgelegd moet hebben. Deze gegevens zijn doorgaans wel volledig vastgelegd in het toetsrapport in tegenstelling tot basisdata en geïnterpreteerde data. Voor een volledige beschrijving van vast te leggen gegevens wordt verwezen naar het VTV. In deze paragraaf worden uitsluitend die gegevens benoemd die benodigd zijn voor het controleren en efficiënt reproduceren van het toetsresultaat. Dit zijn:

- Het toetsspoor;
 - Het dijkvak waarop de toetsing betrekking heeft (situering en lengte dijkvak);
 - Gebruikte VTV en HR;
 - Veiligheidsniveau;
 - Toetspeil;
 - Toetsniveau (eenvoudig, gedetailleerd, geavanceerd);
 - Toetsresultaat (onvoldoende, voldoende ,goed);
 - Toetsoordeel (voldoet/voldoet niet);
 - Uitgangspunten en aannames voor de toetsing inclusief verantwoording;
 - Eventuele goedkeuring onder voorwaarden (uitgangspunten voor beheer).
- Voorbeelden van dergelijke maatregelen zijn:
- Opzetting van het peil in de kwelsloot tot maaiveld ter beperking van piping;
 - Dijkvakken afsluiten voor verkeer onder maatgevende omstandigheden in verband met macro-stabiliteit.

Naast het vastleggen van bovenbenoemde data, is het aan te bevelen de gevoeligheid van het toetsresultaat vast te leggen. Indien keringen niet voldoen op één of meerdere toetsmechanismen is het wenselijk om te onderzoeken welke belasting nog wel gedragen kan worden. Daarmee kan duidelijk worden gemaakt welke (nood) maatregelen genomen kunnen worden om (tijdelijk) hogere belastingen te kunnen weerstaan. Gegevens uit een dergelijke gevoeligheidsanalyse kunnen worden vastgelegd en in geval van calamiteiten worden gebruikt.

7.4 Systemen

Dit hoofdstuk geeft inzicht in de mogelijkheden voor het (toegankelijk) opslaan van grondonderzoekgegevens en geïnterpreteerd grondonderzoek in (geografische) informatiesystemen. Idealiter zou één systeem de mogelijkheid bieden de drie typen data toegankelijk op te slaan per dijkvak en per toetsspoor. Dit systeem bestaat momenteel en op korte termijn niet. Daarom is het voorlopig noodzakelijk dat de documenten (toetsrapporten) met daarin toetsresultaten en verwijzingen naar gebruikte basisdata, geïnterpreteerde data inclusief onderbouwing worden vastgelegd.

Wel zijn er mogelijkheden om gebruik te maken van bestaande of in nabije toekomst beschikbare systemen voor opslag van diverse typen data. Onderstaande

tabel geeft een overzicht en een korte beschrijving van beschikbare systemen in het toetsproces. Systemen die momenteel in gebruik zijn, zijn aangeduid met ‘M’ en systemen die in de nabije toekomst gebruikt worden, zijn aangeduid met ‘T’.

Onderstaande sub-paragrafen gaan verder in op welke wijze de huidige en in de toekomst beschikbare systemen gebruikt (kunnen) worden voor toegankelijke opslag per type data. Ook worden praktische aandachtspunten gegeven op welke wijze te anticiperen op toekomstig beschikbare systemen.

Systeem	Korte beschrijving	Basis-data	Geïnterpreteerde data	Toetsresultaat
DINO	Data en Informatie van de Nederlandse Ondergrond (DINO) is een centrale opslagplaats van TNO voor gegevens over de diepe en ondiepe ondergrond van Nederland. Het archief omvat diepe en ondiepe boringen, grondwatergegevens, sonderingen, geo-elektrische metingen resultaten van geologische, geochemische en geomechanische monsteranalyses, boorgatmetingen en seismische gegevens.	M		
BRO	Basis Registratie Ondergrond (BRO) is een toekomstige wettelijke basisregistratie die naar verwachting operationeel wordt in 2012. Het betreft een uitbouw van de huidige registratie Data en Informatie Nederlandse Ondergrond (DINO) en het Regionaal Geohydrologisch Informatiesysteem (ReGIS) van TNO en bevat boringen, sonderingen, geo-elektrische metingen (VES), grondwaterstanden, grondwaterkwaliteitsgegevens, bodemfysische metingen en modellen	T	T?	
INTWIS	Integraal Waterschapsinformatie Systeem (INTWIS) biedt in de module Keringen functionaliteit voor het opslaan, beheren, raadplegen en presenteren van alle relevante gegevens van primaire waterkeringen. Naast uitgebreide opslagmogelijkheden van de detailopbouw van keringen in 3D biedt INTWIS Keringen functionaliteit voor het onderhouden van een legger en beheersregister, het genereren van lengte- en dwarsprofielen en het exporteren van de gegevens naar toetsprogramma's.	M	M	M
IRIS	Integraal Resultaatgericht Informatie Systeem (IRIS) biedt in de module Keringen de mogelijkheid om het beheren van data te ondersteunen en is voor wat betreft functionaliteit gelijk aan de INTWIS module keringen. IRIS is bij de meeste waterschappen geïmplementeerd ter vervanging van INTWIS.	M	M/T	M
MGeoBase	Voor de opslag, interpretatie van sonderingen en de interpolatie tussen boringen en sonderingen is het programma MGeoBase beschikbaar van Deltares. In MGeoBase kunnen grondonderzoek en grondparameters eenvoudig worden geïmporteerd en kunnen 1D en 2D grondprofielen worden gegenereerd.		M/T	
ToetsRap	Applicatie Digitaal Rapportageformat Toetsing (ToetsRap) is ten behoeve van de presentatie van de toetsresultaten in digitale vorm. De beheerder kan het toetsresultaat per mechanisme per dijkvak digitaal rapporteren.			M/T

Tabel 7.1: Overzicht bestaande en toekomstige systemen

7.4.1 Systemen voor opslag van basisdata

De volgende systemen worden momenteel en in de toekomst gebruikt voor de opslag van basisdata:

- DINO (momenteel);
- INTWIS (momenteel);
- IRIS (momenteel);
- BRO (toekomst).

Hieronder volgt een toelichting op welke wijze waterkeringbeheerders momenteel en/of in de toekomst gebruik (kunnen) maken van deze systemen.

DINO

Geotechnische basisdata worden momenteel opgeslagen in het DINO-loket en kunnen voor worden opgevraagd via www.dinoloket.nl. Ingeval dat basisdata is vastgelegd, is deze informatie doorgaans integraal in het toetsrapport opgenomen en bij de beheerder als document analoog of digitaal gearchiveerd. Efficiënt hergebruik van deze data voor een volgende toetsing is hiermee niet goed mogelijk. In de toekomst zal voor toegankelijke opslag van basisdata gebruik worden gemaakt van BRO, een systeem dat een doorontwikkeling is van DINO (zie BRO).

INTWIS / IRIS

Waterschappen maken gebruik van INTWIS / IRIS ter ondersteuning van het primaire proces van het waterschap. IRIS vervangt INTWIS en is momenteel bij de meeste waterschappen geïmplementeerd. Ten aanzien van keringen bieden INTWIS en IRIS een vergelijkbare functionaliteit. Om basisdata werkbaar te houden, kunnen beheerders gebruik maken van deze systemen.

Digitale basisdata als sonderingen en boringen (zogenaamde GEF-bestanden) uit bijvoorbeeld DINO of van sondeerbedrijven kunnen informatie over de locatie en hoogte bevatten. Indien deze en/of andere basisdata geografische informatie bevat, is mogelijk dat op het kaartstelsel van INTWIS / IRIS middels een puntlocatie aangegeven wordt dat basisdata beschikbaar is. Deze puntlocatie verwijst naar het beschikbare bestand die in het informatiesysteem van het waterschap is opgeslagen. Bij het ‘aanklikken’ van de puntlocatie wordt het gerelateerde bestand getoond. Naast deze nuttige toepassing van de basisdata voor de toetsing van de waterkering, wordt op deze wijze een organisatiebrede beschikbaarstelling van basisdata gerealiseerd. Deze basisdata is bijvoorbeeld ook nuttig voor inspectie, het beheerregister, de legger en het verlenen van keurontheffingen.

BRO

De BRO is een toekomstige wettelijke basisregistratie die naar verwachting operationeel wordt in 2012. Het betreft een doorontwikkeling van de huidige registratie Data en Informatie Nederlandse Ondergrond (DINO) en het Regionaal Geohydrologisch Informatiesysteem (ReGIS) van TNO en kent een wettelijk kader. De BRO is de beoogde nationale verzamellocatie voor ondergronddata: meetgegevens, lab-resultaten en een aanzet tot geologische indeling. Het is de bedoeling dat voor alle overheidspartijen die bodemonderzoek uitvoeren of laten uitvoeren de verplichting bestaat om gegevens toe te leveren aan de basisregistratie. Ook gebruikers van de gegevens hebben een teruglever verplichting aangaande resultaten.

De basisregistratie bevat gegevens over de geologische en bodemkundige opbouw van de ondergrond, de ondergrondse infrastructuur en gebruiksrechten

van de ondergrond. De BRO bevat daartoe boringen, sonderingen, geo-elektrische metingen (VES), grondwaterstanden, grondwaterkwaliteitsgegevens, bodemfysische metingen en modellen, zoals bijvoorbeeld het Digitaal Geologisch Model en het hydrogeologisch ondergrondmodel van ReGIS.

Gegevens worden real-time ingevoerd en opgeslagen in het systeem. Herziening van het BRO 3D-ondergrondmodel zal om de vijf jaar plaatsvinden. Nieuwe gegevens worden dus tenminste eens in de vijf jaar geïncorporeerd in het 3D-model. Recent toegevoegde gegevens die nog niet zijn verwerkt in het 3D-model zullen als zodanig herkenbaar zijn.

Anticiperen op de toekomst

In de nabije toekomst worden de basisdata toegeleverd aan, en kunnen worden opgevraagd bij, de BRO. De noodzaak dat beheerders zelf basisdata bewaren en ontsluiten vervalst. Hiermee is het inrichten van eigen systemen door de waterkeringbeheerder voor de opslag van basisdata niet nodig. De kwaliteit en beschikbaarheid van basisdata neemt feitelijk altijd toe. In het kader van verschillende onderzoeken zal de BRO derhalve worden aangevuld. Het blijft voor de waterkeringbeheerder hiermee essentieel vast te leggen welke basisdata ten grondslag ligt aan het oordeel over de veiligheid van de waterkering.

7.4.2 Systemen voor opslag van data-interpretatie

De volgende systemen worden momenteel en in de toekomst gebruikt voor de opslag van geïnterpreteerde data:

- MGeoBase (momenteel en toekomst);
- INTWIS (momenteel);
- IRIS (momenteel en toekomst);
- BRO (toekomst is onduidelijk).

In deze paragraaf volgt een toelichting op welke wijze waterkeringbeheerders momenteel en/of in de toekomst gebruik (kunnen) maken van deze systemen.

MGeoBase

Voor de opslag, interpretatie van sonderingen en de interpolatie tussen boringen en sonderingen is het programma MGeoBase beschikbaar van Deltares. In MGeoBase kunnen grondonderzoek en grondparameters eenvoudig worden geïmporteerd en kunnen 1D en 2D grondprofielen worden gegenereerd. Afhankelijk van het te volgen toetsniveau, wordt vervolgens gebruik gemaakt van andere software van Deltares. Bijvoorbeeld MSTAB voor het toetsspoor macrostabiliteit en MSEEP voor het toetsspoor piping. De rekeninvoer en –uitvoer van stabiliteit- of kwelberekeningen in MSTAB/MSEEP kunnen worden opgeslagen in MGeoBase. Voor controle en reproductie van het toetsresultaat zijn invoer- en uitvoergegevens digitaal beschikbaar. Indien de betrouwbaarheid van de ondergrond beter kan worden ingeschat, kunnen eenvoudig nieuwe grondprofielen worden gegenereerd en het effect op de stabiliteit worden bepaald.

INTWIS / IRIS

De geïnterpreteerde data en schematiseringen die gebruikt worden in rekenregels / modellen moeten uit oogpunt van reproductie en verifieerbaarheid zijn opgenomen in een toetsrapport. Indien deze informatie is vastgelegd is dit doorgaans integraal in het toetsrapport opgenomen en bij de beheerder als bestand analoog of digitaal gearchiveerd. Efficiënt hergebruik van deze data is hiermee niet goed mogelijk. Vastleggen van aannames en schematiseringen zorgt ervoor dat toetsresultaten

reproduceerbaar en daarmee te verantwoorden zijn. Een beperking in INTWIS / IRIS, zowel momenteel als op korte termijn, is dat opslag van geïnterpreteerde data nog niet efficiënt mogelijk is, doordat gegevens handmatig moeten worden overgetypt vanuit de toetsrapporten. In INTWIS / IRIS is momenteel wel mogelijk op het kaartstelsel een puntlocatie aan te geven dat verwijst naar een bestand met geïnterpreteerde data, onderbouwing en wijze van schematiseren. Deze puntlocatie verwijst dan naar een centraal beschikbaar document die in het informatiestelsel van het waterschap is opgeslagen. Bij het ‘aanklikken’ van de puntlocatie wordt het gerelateerde bestand getoond. Dit bestand kan een document zijn (in WORD of PFD), maar kunnen ook invoer-, uitvoerbestanden zijn van bijvoorbeeld MGeoBase, MSTAB, MSEEP en RRD.

BRO

Momenteel is de scheidslijn tussen basisdata en geïnterpreteerde data bij BRO niet goed gedefinieerd. Een duidelijke afbakening van BRO moet inzicht geven in hoeverre geïnterpreteerde data beschikbaar is en voor welke toetsmechanismen de interpretaties bruikbaar worden geacht. Voor beheerders is het van groot belang dat deze afbakening van functionaliteit tijdig en voldoende helder is, zodat systemen, als bijvoorbeeld INTWIS / IRIS en MGeoBase, hierop aangepast kunnen worden.

Anticiperen op de toekomst

Voor opslag van geïnterpreteerde data voor hergebruik en toetsing kunnen keringbeheerders momenteel en in de toekomst gebruik maken van INTWIS / IRIS. Dit is het stelsel dat waterkeringbeheerders ook voor andere waterschapstaken gebruikt. In INTWIS / IRIS is momenteel mogelijk om op het kaartstelsel een puntlocatie aan te geven dat geïnterpreteerde data voor het betreffende dijkvak beschikbaar is. In de nabije toekomst zal geïnterpreteerde data en schematisering, invoer- en uitvoerfiles van berekeningen geografische informatie (XYZ-coördinaten) bevatten. Hierdoor zijn deze gegevens eenvoudig in een stelsel als INTWIS / IRIS te koppelen aan het dijkvak waarop deze gegevens betrekking hebben.

7.4.3 Systemen voor opslag van toetsresultaten

De volgende systemen worden momenteel en in de toekomst gebruikt voor de opslag van toetsresultaten.

- ToetsRap (momenteel en toekomst);
- INTWIS (momenteel);
- IRIS (momenteel).

In deze paragraaf volgt een toelichting op welke wijze waterkeringbeheerders momenteel en/of in de toekomst gebruik (kunnen) maken van deze systemen.

ToetsRap

Het samenstellen van de Landelijke Rapportage Toetsing (LRT) van de tweede toetsing van de primaire waterkeringen bleek erg lastig doordat digitale documenten niet in een zelfde formaat werden opgeleverd. Om niet nogmaals deze problemen te ondervinden bij het samenstellen van de Landelijke Rapportage Toetsing van de derde toetsing van de primaire waterkeringen, is in het vigerende VTV (Voorschrift Toetsen op Veiligheid) reeds een toelichting gegeven op de wijze van rapporteren voor de derde toetsing. Hier wordt onderscheid gemaakt in een schriftelijke rapportage en een digitale rapportage.

Door het projectteam Digitaal Rapportageformat Toetsing is een uitwerking gegeven van de digitale rapportage. Tevens is een web applicatie ontwikkeld waarmee beheerders de toetsresultaten ook daadwerkelijk digitaal kunnen rapporteren. Deze software wordt aangeduid als ‘Applicatie Digitaal Rapportageformat Toetsing (ToetsRap)’ [23].

De basis van de webapplicatie ToetsRap wordt gevormd door een GIS-bestand met de dijkring. Deze dijkring geven de ligging van alle dijken, dammen en duinen. Ook zijn hierin alle primaire waterkerende kunstwerken als locatie opgenomen. In het kort resulteert dit in het volgende proces:

- een beheerder logt in en ziet zijn areaal (dijken/dammen/duinen en kunstwerken);
- een beheerder knipt zijn dijken/dammen/duinen op in secties per deelspoor;
- een beheerder voegt onder meer het Technisch Oordeel, het Beheerdersoordeel en Veiligheidsoordeel toe per sectie en per deelspoor: ‘goed’, ‘voldoende’, ‘onvoldoende’ of ‘geen oordeel’;
- een beheerder geeft de resultaten vrij naar de Provincie;
- een provincie geeft haar Oordeel Provincie;
- een provincie geeft de resultaten vrij aan het Rijk;
- het Rijk geeft zijn Oordeel Rijk.

Uiteindelijk worden met Toetsrap de volgende gegevens vastgelegd per toetspoor per dijkvak of kunstwerk:

- technisch eindoordeel beheerder: ‘goed’, ‘voldoende’, ‘onvoldoende’ of ‘geen oordeel’;
- eindoordeel beheerder: ‘goed’, ‘voldoende’, ‘onvoldoende’ of ‘geen oordeel’;
- gecombineerd eindoordeel beheerder: ‘goed’, ‘voldoende’, ‘onvoldoende’ of ‘geen oordeel’;
- diepgang beoordeling beheerder: ‘eenvoudig’, ‘gedetailleerd’ of ‘geavanceerd’;
- status beoordeling beheerder: ‘niet uitgevoerd’, ‘voorlopig’ of ‘definitief’;
- reden geen oordeel beheerder: ‘tussenscore onvoldoende’, ‘toetsinstrumentarium ontoereikend’, ‘ontbreken gegevens’ of ‘andere reden’;
- verwijzing brondocument beheerder;
- Eindoordeel provincie: ‘goed’, ‘voldoende’, ‘onvoldoende’ of ‘geen oordeel’;
- verwijzing brondocument provincie;
- Eindoordeel rijk: ‘goed’, ‘voldoende’, ‘onvoldoende’ of ‘geen oordeel’.

ToetsRap voorziet momenteel nog niet in het tonen van voorwaarden waaronder keringen zijn beoordeeld. Keringen kunnen bijvoorbeeld onder voorwaarden worden goedgekeurd, indien onder maatgevende omstandigheden maatregelen worden getroffen.

De toetsresultaten worden centraal opgeslagen in een database die wordt ontsloten via een beveiligde internetsite. Hiermee komen de toetsresultaten landelijk op een uniforme wijze beschikbaar. Zijn de resultaten eenmaal ingevuld door de bij de toetsing betrokken partijen (waterkeringbeheerders, provincies en rijk), dan zijn deze resultaten eenvoudig te visualiseren in kaarten en tabellen. Zowel technici als beleidsmakers en bestuurders beschikken daarmee snel over de juiste informatie.

ToetsRap is daarmee belangrijk in het kader van opslag en presentatie van toetsresultaten voor de huidige en toekomstige toetsrondes.

INTWIS / IRIS

INTWIS / IRIS zijn geografische informatiesystemen, waarin mogelijk is toetsresultaten op een gelijke wijze als ToetsRap te presenteren. Tot op heden wordt slechts beperkt gebruik gemaakt van deze wijze van presenteren van toetsresultaten. De toetsresultaten zijn doorgaans opgenomen in het toetsrapport en bevatten geen geografische informatie. Vermoedelijk is dit de oorzaak dat waterschappen nog geen of weinig gebruik maken van de mogelijkheden van INTWIS / IRIS om toetsresultaten te presenteren. Met ingang van 2009 worden de resultaten digitaal opgeslagen in de applicatie ToetsRap. Hiermee is aan de toetsresultaten geografische informatie gekoppeld en kan een waterkeringbeheerder eenvoudig INTWIS / IRIS gebruik maken om toetsresultaten te presenteren.

Anticiperen op de toekomst

De resultaten van de toetsing worden met ingang van 2009 opgeslagen in de applicatie ToetsRap. Hiermee zijn toetsresultaten uniform opgeslagen en te raadplegen voor alle betrokkenen in het toetsproces. Indien een beheerder een toetsing heeft uitbesteed, kunnen momenteel toetsresultaten niet direct worden ingevoerd in ToetsRap: dit omdat toetsrapportages veelal tekstueel zijn ingestoken. Beheerders moeten de toetsrapportages vertalen naar geografisch georiënteerde informatie, de dijkvakken. In de toekomst kan en moet dit veranderen. Toelevering zal plaatsvinden in de vorm van GIS informatie volgens een vast formaat met een toelichtende rapportage. De GIS informatie kan direct worden ingelezen in ToetsRap, waarna ToetsRap als database voor toetsresultaten fungeert richting alle betrokkenen in het toetsproces. Een eventuele koppeling met IRIS is momenteel niet voorzien.

In ToetsRap zijn toetsresultaten per toetsspoor per dijkvak opgeslagen. Deze structuur biedt mogelijkheden om ook de onderbouwing van het toetsresultaat toegankelijk op te slaan en te presenteren. Op deze wijze is bij het opvragen van het toetsresultaat van een dijkvak direct inzichtelijk welke locatie representatief is gesteld en op grond van welke basisdata. Toegankelijk opslag en presentatie van deze data is momenteel niet voorzien in ToetsRap.

7.5 Conclusies

Om de toetsing op juistheid te controleren moet alle informatie ter onderbouwing van het toetsresultaat zijn opgenomen in het toetsrapport. Een volledige onderbouwing is echter niet altijd vastgelegd in het toetsrapport. Het huidige toetsinstrumentarium geeft ook geen handvatten om deze data op eenduidige wijze vast te leggen. Ingeval dat deze informatie wel is vastgelegd, is dit doorgaans integraal in het toetsrapport opgenomen. De toegankelijkheid van deze data is daardoor beperkt uit oogpunt van hergebruik.

Ideaal is dat één systeem de mogelijkheid biedt verschillende typen data in het toetsproces op te slaan. Dit systeem bestaat momenteel niet en zal ook niet op korte termijn beschikbaar komen. Daarom is het voorlopig noodzakelijk dat documenten (toetsrapporten) met daarin toetsresultaten en verwijzingen naar gebruikte basis-data en geïnterpreteerde data inclusief onderbouwing worden vastgelegd.

Waterkeringbeheerders maken slechts beperkt gebruik van de mogelijkheden in bestaande systeem om data uit het toetsproces in op te slaan. De oorzaken hiervan zijn:

- Waterkeringbeheerders zijn niet bekend met de mogelijkheden voor opslag van de data in bestaande en in gebruik zijnde informatiesystemen;
- De informatie ter onderbouwing van het toetsresultaat is integraal in het toetsrapport opgenomen. Dit is geen bruikbaar formaat om deze informatie (toegankelijk) in een informatiesysteem op te slaan. Het overnemen van gegevens uit toetsrapporten in de systemen vergt voor de waterkeringbeheerder een grote inspanning.

Paragraaf 7.3 geeft handreikingen op welke wijze om te gaan met opslag van data in bestaande systemen, maar ook op welke wijze te anticiperen op toekomstige systemen. De bedoeling hiervan is bewustzijn te creëren bij de waterkeringbeheerder over welke data dient te worden opgeslagen en welke systemen hiervoor in aanmerking komen. Het geeft de waterkeringbeheerder ook handreikingen om bij uitbestedingen van toetsingen gericht aan te geven welke data en in welke vorm opgeleverd moet worden voor hergebruik van de data, controle van de juistheid van het toetsresultaat en reproductie van de toetsing.

7.6 Aanbevelingen

Het huidige toetsinstrumentarium geeft geen handvatten om data ter onderbouwing van het toetsresultaat uit het toetsproces op eenduidige wijze vast te leggen. Het is aan te bevelen uit oogpunt van hergebruik van gegevens en controle van juistheid van het toetsrapport in de volgende versie van het VTV hier aandacht aan te besteden.

Om de in dit paragraaf 7.3 voorgestelde wijze van vastleggen van gegevens te beproeven is het aan te bevelen een casestudie uit te voeren voor tenminste enkele aaneengesloten dijkvakken voor verschillende toetsmechanismen. Daarmee wordt inzicht verkregen in de benodigde inspanning en de voordelen van de voorgestelde benadering ten aanzien van de kwaliteit van de basis-data, interpretaties en toetsresultaten (volledigheid, correctheid, reproduceerbaarheid).

Naast bovenbenoemde aanbevelingen volgen nog enkele aanbevelingen voor beheerders en ontwikkelaars van (toekomstige) systemen voor opslag van grondonderzoekgegevens en geïnterpreteerd grondonderzoek.

Algemeen

- Er is momenteel geen officiële programmatuur om uit een reeks digitale GEF-bestanden de locatiegegevens te trekken en deze in een kaartlaag samen te voegen (georefereren). Gebleken is dat de waterschappen hieraan wel behoefte hebben en inmiddels is deze wens door Deltares als signaal uit de markt genoteerd.
- De toetsing van primaire waterkeringen met overstromingskansen volgens het Voorschrift Toetsen op Veiligheid (VTV) zal waarschijnlijk binnen een decennium worden vervangen door de toetsing ‘nieuwe stijl’, waarbij wordt getoetst op overstromingskansen. Deze toetsing zal conform het huidige VTV zijn opgebouwd: eenvoudige toetsing, gedetailleerde toetsing en geavanceerde toetsing. Voor de toetsing ‘nieuwe stijl’ waarin overstromingskansen worden bepaald, is de stochastische bodemopbouw, zoals nu gebruikt door VNK, toepasbaar.

De toetsing ‘nieuwe stijl’ zal rond 2017 worden ingesteld. De ontwikkelingen richting probabilistisch toetsen hebben impact op toekomstige toetsrondes. Voor het gebruik van zowel BRO als ToetsRap zijn de gevolgen van deze nieuwe wijze van toetsen gering: BRO blijft leverancier van basis-data en ToetsRap combineert en visualiseert toetsresultaten. De nieuwe wijze van toetsen heeft wel invloed op wijze waarop data wordt geïnterpreteerd en opgeslagen. Momenteel is er geen systeem dat dit type data (toegankelijk) kan opslaan. Op de langere termijn, wanneer de toetsing nieuwe stijl wordt ingesteld, zal de noodzaak voor opslag van deze data er ook mogelijk niet of minder zijn. Bij eventuele ontwikkeling van processen en applicaties voor interpretatie en opslag van data voor de conventionele toetsing is derhalve raadzaam rekening te houden met de ontwikkelingen omtrent toetsing ‘nieuwe stijl’.

BRO

- De BRO wordt operationeel in 2012. Het is wenselijk, voordat BRO operationeel wordt, aandacht te hebben voor de automatisering van gegevensuitwisseling tussen BRO en operationele systemen bij de waterschappen, zoals bijvoorbeeld IRIS.
- Momenteel is de scheidslijn tussen basis-data en geïnterpreteerde data bij BRO niet goed gedefinieerd. De BRO moet tijdig en duidelijk afbakenen in hoeverre gegevens worden geïnterpreteerd en voor welke toetsmechanismen de interpretaties bruikbaar worden geacht. Voor beheerders is het van groot belang dat deze afbakening van functionaliteit tijdig en voldoende helder is, zodat zij er hun systemen, als bijvoorbeeld INTWIS / IRIS en MGeoBase, op kunnen aanpassen. Ook moet duidelijk zijn welke schaalniveaus BRO kan bedienen met de aangeboden geïnterpreteerde data. Duidelijk moet zijn of de BRO in staat is het voor de toetsing gewenste detailniveau met landelijke dekking te realiseren.

IRIS

- Het is gewenst te onderzoeken op welke wijze gegevens in MGeoBase, MSTAB en MSEEP uitgewisseld kunnen worden met IRIS en op welke wijze dit gekoppeld kan worden aan dijkvakken en (toetslocaties).

ToetsRap

- In ToetsRap worden toetsresultaten uniform opgeslagen per toetsspoor in de vorm van geografische gekoppelde informatie. Het is aanbevelingswaardig de mogelijkheid te onderzoeken om ook de onderbouwing van het toetsresultaat in ToetsRap op te slaan en te presenteren.
- Om gegevens in ToetsRap gemakkelijk te kunnen raadplegen is aandacht nodig voor koppeling tussen IRIS en ToetsRap.
- Visualisatie van voorwaarden of omstandigheden bij toetsingen verhoogt de kwaliteit en efficiency bij het beoordelen van het toetsresultaat. Momenteel voorziet ToetsRap niet in het tonen van voorwaarden waaronder keringen zijn beoordeeld. Als voorbeeld: het kan zijn dat voor de toetsing op piping het voorland dat buiten het beheersgebied van de beheerder ligt niet wordt meegenomen. Dit is conform het VTV. Dit kan echter resulteren in onterechte afkeuring op piping. Dergelijke gevallen kunnen worden opgespoord als ook intree- en uittreepunt zijn gevisualiseerd. Indien een intreepunt precies op de beheergrens ligt, kan dit reden zijn om de situatie nader te onderzoeken.
- Een belangrijk aandachtspunt bij de invoer van toetsresultaten in ToetsRap is de vraag wie de gegevens invoert en hoe hierop controle/accordering plaatsvindt. Hiervoor zijn verschillende scenario's denkbaar:
 - Indien een toetsing is uitbesteed, voert de beheerder zelf de toetsresultaten in

en voert tijdens de invoer een check uit op de resultaten. Invoer is een impliciete accordering van de toetsresultaten;

- Indien een toetsing is uitbesteed, voert dit bureau toetsingsresultaten bij ToetsRap in, gevolgd door formele accordering van de beheerder;
- Een extern bureau voert toetsingsresultaten bij ToetsRap in, gevolgd door formele accordering van een ander ingehuurd bureau (second opinion). Dit vereist in het kader van efficiency en kosten wel dat toetsingsgegevens zeer toegankelijk zijn en in hoge mate automatisch controleerbaar zijn.

8 Referenties

- [1] Leidraad Rivieren (2007), zie www.helpdeskwater.nl
- [2] Addendum I bij Leidraad Rivieren (2008), zie www.helpdeskwater.nl
- [3] Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (TRWG), TAW, 2002, zie www.helpdeskwater.nl
- [4] Addendum bij het TRWG (2007), zie www.helpdeskwater.nl
- [5] Stappenplan Schematiseringsfactor. *Rapportage Arcadis april 2010*.
- [6] VTV, Voorschrift Toetsen op Veiligheid (2006), zie www.helpdeskwater.nl
- [7] DINO, Data en Informatie van de Nederlandse Ondergrond (TNO), zie www.dinoloket.nl
- [8] TRWD, Technisch Rapport Waterspanningen in Dijken, TAW 2004, zie www.helpdeskwater.nl
- [9] E.O.F. Calle, 2002, Optimalisatie Grondonderzoek vraagt heldere Kansanalyse. In Land en Water, 42 (2002)11
- [10] Technische rapport Zandmeevoerende Wellen, 1999, uitgave TAW. Zie www.helpdeskwater.nl
- [11] MSTAB gebruikershandleiding, GeoDelft/Deltares
- [12] CUR C168
- [13] TAW Leidraad Ontwerpen van Rivierdijken, deel 1, Bovenrivierengebied, 1985 en deel 2 Overgangsgebied en Benedenrivierengebied, 1989, Uitgave TAW
- [14] Technisch Rapport Actuele Sterkte (2009). Bijlage D, Toelichting geostatistische berekening van sondeerstanden, zie www.helpdeskwater.nl
- [15] Suzanne Lacasse, Farrokh Nadim & Marco Uzielli, 2007. Hazard and Risk Assessment of Landslides. Proc. Geo-Denver 2007 Congress, Denver, Reston, ASCE.
- [16] NEN 6740, Norm Geotechniek, Nederlands Normalisatie Instituut, 2006
- [17] Eurocode 7 Geotechnisch Ontwerp en Nationale Annex (NEN 9097-1), Nederlands Normalisatie Instituut
- [18] Handreiking Constructief Ontwerpen, Uitgegeven door de TAW, April 1994
- [19] Zonering binnentalud (Implementatie in MSTAB), GeoDelft Rapport CO-390110 (2e concept i.o.v. Prov. Zuid-Holland), Januari 2002
- [20] Leidraad Zee- en Meerdijken, uitgegeven door de TAW, Dec 1999; zie www.helpdeskwater.nl

- [21] Fugro en Geodelft, 2007, Voorstel Actualiseren Materiaalfactoren. *Achtergrondrapport bij LR. Fugro projectnr. 1206-0075-000, Feb 2007*
- [22] Draaiboek Toetsen Primaire Waterkeringen voor de derde Toetsronde. *Directoraat-Generaal Water van het Ministerie van Verkeer en Waterstaat. Den Haag, Sept 2007*
- [23] Applicatie Digitaal Rapportageformat (Toetsrap), B. Thonus, K. Gooijer en R. Waterman. *HKVLIJN IN WATER*, 2009
- [24] SBW TR Grondonderzoek, Activiteit 5: Achtergrondrapport TRGS. *Deltares rapport 1001411-009-GEO-002, maart 2010*
- [25] Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen bij Dijken, SBW Faalmechanismen TR Grondonderzoek: activiteit 2. Deltares; *rapport 1001411-004-GEO-001, d.d. 20 juli 2009*
- [26] Grondonderzoek t.b.v. Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen bij Dijken, SBW Faalmechanismen TR Grondonderzoek, activiteit 3. *Fugro rapport 1208-0089-000 R01 TRGS, d.d. 13 nov 2009*
- [27] Data Management en GIS, SBW Faalmechanismen TR Grondonderzoek, activiteit 4. *HKV_LIJN IN WATER rapport PR 1749.10, d.d. 26 nov 2009*
- [28] Van, M.A. New Approach for Uplift induced Slope Failure. Proceedings 15th Int. Conf. Soil Mech. Geot. Eng., Istanbul, 2001. Vol 3, p.p. 2285-2288. *Uitgever: Balkema, Rotterdam*
- [29] Koelewijn A.R., M.Th. van der Meer, B.A.N. Koehorst, J. Lindenberg, Bezwijkproef Bergambacht geëvalueerd. *Geotechniek 7e jaargang, nummer 1, januari 2003*

A Partiële veiligheidsfactoren voor controle op macro-instabiliteit bij dijken

A.1 Basisopzet, de LRFD-benadering

Voor controle op de macrostabiliteit bij het ontwerpen en toetsen van dijken wordt een veiligheidsformat aanbevolen die bekend staat als de Load en Resistance Factor Design (LRFD) benadering. De LRFD benadering is ook het uitgangspunt in Nederlandse ontwerpvoorschriften voor grondmechanische ontwerpen (Eurocode 7 en nationale annex [17]). Deze benadering vormde al de basis voor de vroegere algemene ontwerpvoorschriften (de NEN- serie) en, in een wat afwijkende vorm, voor de vroegere TAW- ontwerpleidraden voor dijken (o.a. LOR1 en LOR2 [13]).

Uitgangspunt is een faalmechanisme beschrijving in termen van sterkte, R (resistance), van een constructie (of constructieonderdeel) en belasting (of belastingeffect), S (solicitation), op de constructie (of het constructieonderdeel). Beide kunnen in beginsel onzekere grootheden zijn. Falen wordt geïdentificeerd als de gebeurtenis dat (op enig tijdstip) de belasting groter is dan de sterkte. De veiligheid van een ontwerp wordt gerealiseerd door de eis dat een veilige ondergrensschatting van de sterkte gelijk moet zijn aan of groter dan een veilige bovengrensschatting van de belasting. Die veilige schattingen van de onder- en bovengrens worden ontwerpwaarden genoemd. Deze worden aangegeven met S_d en R_d .

De ontwerpwaarden S_{den} R_d worden gevonden door representatieve waarden voor belasting en sterkte S_{rep} en R_{rep} te vermenigvuldigen respectievelijk te delen door een partiële veiligheidsfactor voor de belasting, de belastingfactor γ_S , en een partiële veiligheidsfactor voor de sterkte, de sterktefactor γ_R . Het criterium voor toetsen van de veiligheid van een bestaande constructie of het ontwerp van een nieuw te bouwen constructie is daarmee:

$$S_d = \gamma_S S_{rep} \leq R_d = \frac{R_{rep}}{\gamma_R} \quad (A.1)$$

Over de wijze waarop representatieve waarden en belasting- en sterktefactor dienen te worden bepaald spreekt de Eurocode zich niet uit, anders dan dat die keuze moet leiden tot een acceptabel veilige constructie. Hier komen we later nog op terug.

Ingeval de belasting en sterkte een functie zijn van meerdere parameters, dan zijn er in principe verschillende mogelijkheden. Stel even dat de belasting geschreven kan worden als een functie van belastingparameters s_1, s_2, \dots en de sterkte als functie van sterkteparameters r_1, r_2, \dots . Het voor de LRFD benadering meest consequente format is dan:

$$S_d = S(\gamma_{s_1} s_{1,rep}, \gamma_{s_2} s_{2,rep}, \dots) \leq R_d = R(\frac{r_{1,rep}}{\gamma_{r_1}}, \frac{r_{2,rep}}{\gamma_{r_2}}, \dots) \quad (A.2)$$

Een format, waarbij met slechts één belastingfactor en één sterktefactor wordt gewerkt is:

$$S_d = \gamma_S S(s_{1,rep}, s_{2,rep}, \dots) \leq R_d = \frac{R(r_{1,rep}, r_{2,rep}, \dots)}{\gamma_R} \quad (A.3)$$

Uiteraard zijn tussenvormen denkbaar; in de praktijk zullen die het meest bruikbaar blijken te zijn. Zo kan bijvoorbeeld aan de belastingkant het format (A.2) handig zijn (met, bijvoorbeeld, verschillende belastingfactoren voor permanente en tijdelijke belastingen) in combinatie met, aan de sterktekant, één 'overall' sterktefactor (conform (A.3)).

In de Nederlandse bouwtechnische regelgeving worden, grosso modo, twee mogelijkheden voor het bepalen van representatieve schattingen aangehouden, namelijk:

- 1 Ingeval statistische informatie over een parameter beschikbaar is, of een steekproef van waarnemingen waarop een statistische analyse kan worden toegepast, is de representatieve waarde een statistische grens. Bij parameters die getypeerd kunnen als bijdrager aan het belastingeffect is de representatieve waarde de bovengrens, die slechts met 5% kans wordt overschreden gedurende de geplande levensduur van de te ontwerpen constructie. Is een parameter te typeren als bijdrager aan de sterkte, dan is de representatieve waarde de ondergrens die met slechts 5% kans wordt onderschreden.
- Indien parameters zowel bijdragen aan het belastingeffect als aan de sterkte, wat in grondmechanische analyse nogal eens voorkomt, dan is de representatieve waarde gelijk aan de uit de informatie af te leiden verwachtingswaarde. De 5%-grenzen worden ook wel aangeduid als karakteristieke waarden.
- 2 Indien geen statistische of steekproefinformatie beschikbaar is kunnen voor belasting- en sterkteparameters veelal indicatieve (veilige) waarden worden ontleend aan tabellen in een voorschrift, zoals tabel 1 in de NEN 6740 [16] voor grondeigenschappen. Die worden vaak ook aangeduid als nominale waarden.

De in de geotechnische regelgeving (Eurocode en nationale annex, en vroeger de NEN6740) opgenomen partiële veiligheidsfactoren zijn niet volgens een strak theoretisch concept afgeleid. Ze zijn bij invoering van de regelgeving ca. 15 jaar geleden grotendeels tot stand gekomen op basis van calibratie van de nieuwe opzet aan de historisch gegroeide ontwerppraktijk.

De partiële veiligheidsfactoren en de wijze waarop representatieve waarden worden bepaald zijn onlosmakelijk met elkaar verbonden. Zou om wat voor reden het recept om karakteristieke waarden te bepalen wijzigen, dan moet de bijbehorende partiële veiligheidsfactor mee wijzigen. In de grondmechanische voorschriften wordt voor de bepaling van karakteristieke waarden doorgaans uitgegaan van de normale (Gausse) kansverdeling.

A.2 De uitwerking voor macro- instabiliteit in de Leidraad Rivieren

A.2.1 Format voor controle op macro-instabiliteit

In de LR [1] en het bijbehorende Addendum bij het TRWG [4] is, evenals dat in voorgaande Leidraad voor het Ontwerpen van Rivierdijken [13] het geval was, een iets anders opgezet format gebruikt voor het controleren van de macro- stabiliteit van dijktraluds.

Aan de belasting kant (hydraulische belasting en verkeersbelasting) wordt uitgegaan van voorgeschreven ontwerpwaarden (de maatgevende hoogwaterstand, de in rekening te brengen verkeersbelasting). Belastingfactoren zijn hierbij niet aan de orde, omdat onzekerheden over belastingparameters al voldoende verdisconteerd (geacht) zijn in de voorgeschreven ontwerpwaarden in het voorschrift.

Toepassing van het LRFD- concept bij geotechnische analyses is in de oude TAW-leidraden beperkt gebleven tot de faalmechanismen analyse ‘macro-instabiliteit’ (= afschuiven van het binnen of buitentalud van een dijk) en (in mindere mate) ‘piping’. Ook in de nieuwe Leidraad Rivieren is dit nog steeds het geval. Voor controle op andere faalmechanismen, zoals micro-instabiliteit, zettingsvloeiing, enz., werd en wordt nog steeds uitgegaan van het ‘overall veiligheidsfactor’ format (zoals opgenomen in het TRWG [3]).

Bij het faalmechanisme ‘macro-instabiliteit’ worden partiële veiligheidsfactoren toegepast op de parameters die de schuifsterkte (in een effectieve spanningsanalyse) bepalen, namelijk de cohesie en de (tangens van de) hoek van inwendige wrijving. Voor de nieuwe LR zijn nieuwe partiële veiligheidsfactoren voor de schuifsterkteparameters afgeleid, ter vervanging van de veiligheidsfactoren in de oude Leidraad. De reden hiervoor was o.a. dat de veiligheidsfactoren in de oude Leidraad gebaseerd waren op celproef- empirie, terwijl deze proeven eind jaren negentig zijn afgeschaft als basis voor advisering.

De nieuwe partiële veiligheidsfactoren zijn gerelateerd aan het beveiligingsniveau van het dijkringgebied waarvan de dijk onderdeel is. In de oude leidraad waren deze factoren, vanwege praktisch gemak, opgesplitst in zogenaamde materiaalfactoren en schadefactoren. Benadrukt moet echter worden dat vanuit theoretisch oogpunt deze twee factoren onlosmakelijk met elkaar verbonden zijn. Samen zorgen ze voor voldoende veiligheid tegen afschuiven van het binnentalud van een dijk. In de nieuwe leidraad wordt, om dezelfde praktische reden, de splitsing in materiaalfactoren (nu ook wel basismateriaalfactoren genoemd) en schadefactoren weer toegepast.

Analoog aan de vergelijkingen (A.1) ... (A.3) geven we hier de uitdrukkingen die horen bij het toetsen van de macro- stabiliteit van dijktraluds. De mate van stabiliteit van een dijktralud wordt uitgedrukt in een stabiliteitsfactor, F. Deze is afhankelijk van de opbouw van de dijk en de ondergrond (grondlagen), externe belastingen op de dijk, (grond)waterspanningen, volumegewichten en schuifsterkteparameters van de grond in de verschillende grondlagen. Omdat de veiligheidscriteria geheel toegespitst zijn op de partiële veiligheidsfactoren voor de schuifsterkteparameters zullen we, als symbolische notatie in deze paragraaf, F als functie van drie variabelen schrijven, namelijk de schuifsterkteparameters cohesie, c' , de tangens van de hoek van inwendige wrijving, $\tan(\phi')$, en een parameter die de schematisering van de overige

voor het probleem relevante variabelen reflecteert, aangeduid als S. Het criterium voor macrostabiliteit is:

$$F_d = F(c'_d, \tan(\phi')_d; S) \geq \gamma_d \gamma_n \gamma_b \quad (A.4)$$

waarin de rekenwaarden voor cohesie en tangens van de hoek van inwendige wrijving worden berekend als:

$$c'_d = \frac{c'_{rep}}{\gamma_{m,c'}} \quad \text{en} \quad \tan(\phi')_d = \frac{\tan(\phi')_{rep}}{\gamma_{m,\tan(\phi')}} \quad (A.5)$$

In vergelijking (A.4) is F_d de notatie voor de stabiliteitsfactor, berekend bij rekenwaarden voor de schuifsterkteparameters, c'_d de notatie voorrekenwaarden van de cohesies in de verschillende grondlagen, $\tan(\phi')_d$ de notatie voor de rekenwaarden van de tangens van de hoek van inwendige wrijving in de verschillende grondlagen, γ_d de modelonzekerheidsfactor (zie later in deze bijlage), γ_n de schadefactor en γ_b de schematiseringfactor. In vergelijking (A.5) zijn $\gamma_{m,c'}$ en $\gamma_{m,\tan(\phi')}$ de basismateriaalfactoren. Verder zijn c'_{rep} en $\tan(\phi')_{rep}$ de representatieve (veilige ondergrens) waarden voor de cohesie en de tangens van de hoek van inwendige wrijving. Bij waterkering worden deze schuifsterkteparameters doorgaans ontleend aan (locale of regionale) proevenverzamelingen en zijn deze representatieve waarden de daaruit afgeleide 5% karakteristieke ondergrenzen.

A.2.2 Basismateriaalfactoren en schadefactoren voor stabiliteitscontrole binnentalud

De voor het ontwerpen van rivierdijken voorgeschreven basismateriaalfactoren $\gamma_{m,c'}$ en $\gamma_{m,\tan(\phi')}$ zijn, voor verschillende grondsoorten (zand, veen en klei) weergegeven tabel A.1. Deze materiaalfactoren zijn afgeleid met behulp van probabilistische analyses van de stabiliteit van dijktraluds, waarbij uitgegaan is van toelaatbaar geachte kansen op macro-instabiliteit die, onder andere, gekoppeld zijn aan de beveiligingsnorm voor het dijkringgebied waar de dijk onderdeel van is. Hieronder wordt een rekenrecept gegeven waarmee deze toelaatbare instabiliteitkans kan worden vastgesteld.

grondsoort	parameter	symbool	variatie-coëfficiënt	(basis)-materiaal-factoren γ_m
alle	Volumieke massa nat/droog	ρ		1,00
klei	TP-CU ¹			
	cohesie	c'	0,45	1,25
	inwendige wrijving	$\tan(\phi')$	0,20	1,20
veen	TP-CU			
	cohesie	c'	0,80	1,50
	inwendige wrijving	$\tan(\phi')$	0,25	1,25
zand	TP-CD ²			
	cohesie	c'	n.v.t.	n.v.t.
	inwendige wrijving	$\tan(\phi')$	0,15	1,10
	zettings constanten			
alle		C, A		1,10
		C _p , C _s		1,10

Tabel A.1 Basismateriaalfactoren voor schuifsterkteparameters van verschillende grondsoorten, materiaalfactoren voor volumieke massa en voor zettingsparameters, t.b.v. macrostabiliiteitsanalyses

1 Triaxiaalproef, geconsolideerd en ongedraineerd, multi stage, bij 2 à 5% rek
2 Triaxiaalproef, geconsolideerd en gedraineerd, multi stage, bij 2 à 5% rek

Bij aantoonbaar lagere variatiecoëfficiënten voor de c' en $\tan(\phi')$ kunnen aangescherpte basismateriaalfactoren worden bepaald. Zie achtergrondrapport materiaalfactoren rivierdijken [21]
In het geval van natuurlijke niet-organische klei, waarvoor is aangetoond dat de variatiecoëfficiënten $V_c \leq 0,275$ en $V_{\tan(\phi)} \leq 0,15$ geldt $\gamma_{m,c} = 1,15$ en $\gamma_{m,\tan(\phi)} = 1,15$

De basismateriaalfactoren in tabel A.1 voor schuifsterkteparameters gelden voor multi stage triaxiaalproeven, waarbij een rekgrens van 2 à 5% is aangehouden bij de bepaling van c' en $\tan(\phi')$. Deze beperking hangt samen met de relatieve spreiding (variatiecoëfficiënt) van deze parameters en op zich niet met het proeftype. De variatiecoëfficiënten in tabel A.1 zijn schattingen die gebaseerd zijn op proeven-verzamelingen (van genoemd proeftype). Hierbij gaat het om zogenaamde ‘punt-spreidingen’. Bij de berekening van de partiële veiligheidsfactoren is wel nog rekening gehouden met spreidingsreductie als gevolg van uitmiddeling langs een glijvlak.

De basismateriaalfactoren zijn onlosmakelijk verbonden met de schadefactor, die zich laat berekenen als:

$$\gamma_n = 1 + 0.13(\beta_{eis} - 4)$$

(A.6)

waarin β_{eis} de vereiste betrouwbaarheidsindex is die behoort bij de toelaatbare kans op macro-instabiliteit. De vereiste betrouwbaarheidsindex β_{eis} wordt op verschillende manieren berekend.
Vanuit het verleden wordt in een deel van het benedenrivierengebied met een aan de

dijkringfilosofie gerelateerde aanpak voor macro-instabiliteit gewerkt. Deze filosofie is geïntroduceerd in het in 1989 uitgebrachte deel 2 van de Leidraad voor het Ontwerpen van Rivierdijken. Dit deel van de leidraad was bedoeld voor het beneden-rivierengebied. In het in 1985 uitgebrachte deel 1 van de leidraad was, voor wat betreft de grondmechanische controle op stabiliteit nog uitgegaan van een (klas-sieke) aanpak die dijkvakbenadering wordt genoemd. Dit deel van de leidraad was gericht op het bovenrivierengebied. Hoewel het onderscheid tussen boven- en benedenrivierengebied niet bepalend zou hoeven zijn voor de keuze tussen dijkvak-of dijkringfilosofie is het historisch wel zo gegroeid dat aan de dijkvakfilosofie het etiket ‘bovenrivierengebied’ en aan de dijkringfilosofie het etiket ‘benedenrivieren-gebied’ kleven. In de praktijk is het zo dat de aan een dijkringfilosofie gerelateerde veiligheidscriteria voor stabiliteitscontrole alleen gebruikelijk zijn in het beheers-gebied waar de Provincie Zuid-Holland toezicht houdt. In de in 2007 uitgebrachte Leidraad Rivieren is deze situatie, althans voor het ontwerpen van dijken of dijk-versterkingen, bestendigd. Voor het toetsen op veiligheid geldt het vigerende toetsvoorschrift (VTV 2006 [6]). Hierin is gekozen voor de dijkvakbenadering. In lijn met deze keuze wordt voor het toetsen op veiligheid voorgesteld schadefactoren te bepalen op basis van de aan de dijkvakfilosofie gerelateerde benadering.

Vereiste schadefactoren bij de aan de dijkringfilosofie gerelateerde benadering:
De β_{eis} is afhankelijk van het beschermingsniveau voor het betreffende dijkring-gebied en de lengte van de waterkering rond dit gebied, waarvoor binnenwaartse afschuiving een potentieel faalmechanisme is. Het beschermingsniveau wordt uit-gedrukt in de norm voor de overschrijdingskans van de waterstanden die de dijken veilig moeten kunnen keren (te weten 1/10.000, 1/4000, of 1/2000 per jaar). Uitgangspunt is een ‘referentie’ toelaatbare bijdrage aan de doorbraakkans in de dijkring als gevolg van macro-instabiliteit van het binnentalud, die gelijk is aan 10 procent van deze norm voor de overschrijdingskans. Deze toelaatbare kans wordt gelijkelijk verdeeld gedacht over de lengte van de dijkring en daarmee kunnen we een toelaatbare kans op macro-instabiliteit berekenen voor een willekeurige dwars-profiel. De formule hiervoor is:

$$P_{f,loc,toel} = \frac{\xi F_{norm}}{(1 + \alpha \frac{L}{l}) P_{f|inst}}$$

(A.7)

Daaruit volgt voor β_{eis} :

$$\beta_{eis} = -\Phi^{-1}(P_{f,loc,toel})$$

(A.8)

- In deze vergelijkingen zijn:
- | | |
|------------|---|
| F_{norm} | de norm voor de overschrijdingskans per jaar van de waterstand voor de dijkring |
| ξ | de toedelingfactor; boven is hiervoor 10% genoemd, dus $\xi=0,10$ |
| L | de lengte aan dijk in de dijkring waarvoor macro-instabiliteit een potentieel faalmechanisme is (in m) |
| l | de gemiddelde lengte van een afschuiving, als die optreedt (neem $l=50$ m) |
| α | een coëfficiënt, neem hiervoor $\alpha=0,033$. Deze coëfficiënt verdisconteert dat niet alle dijkvakken substantieel bijdragen aan de kans op instabiliteit en dat van de dijkvakken die wel bijdragen de bijdragen aan de kans op |

	macro-instabiliteit niet onafhankelijk zijn
$P_{f inst}$	de kans op doorbraak, gegeven het optreden van macro-instabiliteit van het binnentalud
$P_{f, loc, toel}$	de toelaatbare kans op macro-instabiliteit van het binnentalud op een willekeurige locatie langs de dijk
$\Phi-(.)$	de inverse van de standaardnormale kansfunctie. Deze is doorgaans in tabelvorm weergegeven statistiek boeken. Ook in het spreadsheet-programma Excel is deze functie beschikbaar

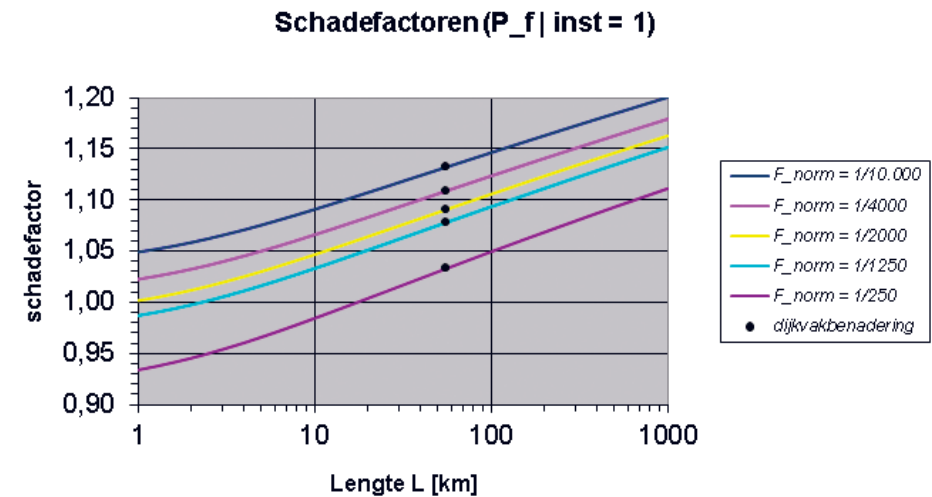
De kans op doorbraak, gegeven het optreden van macro-instabiliteit van het binnentalud, $F_{f|inst}$ reflecteert dat een macro-instabiliteit niet noodzakelijk tot een doorbraak van de dijk hoeft te leiden. In de vroegere leidraad is onderscheid gemaakt tussen het optreden van macro-instabiliteit die het directe gevolg is van een hoogwatersituatie en macro-instabiliteit als gevolg van, bijvoorbeeld, extreme neerslag. De eerste vertegenwoordigt een gevaarlijker situatie dan de laatste. Om die reden is in de oude leidraad (LOR2 [13]) voor de eerste situatie $P_{f|inst} = 1$ geadviseerd en voor de laatste $P_{f|inst} = 0,10$. Later zijn zoneringen ingevoerd bij de beoordeling van stabiliteit van dijklichamen, waarbij een kritieke zone, zone 1 en een minder kritieke zone, zone 2, werd onderscheiden (Handreiking Constructief Ontwerpen [18]). Hierbij is ook de keuze $P_{f|inst} = 1$ voor zone 1 en $P_{f|inst} = 0,10$ voor zone 2. Nog weer later is de indeling in zones verder verfijnd (zones 1a en 1b, en 2a en 2b) waarbij dezelfde keuzen zijn gemaakt (Zonering Binnen-talud [19]).

In figuur A.1 zijn schadefactoren weergegeven die met de formules A.6 t/m A.8 zijn berekend (N.B. het item ‘dijkvakbenadering’ wordt later besproken). In figuur A.1 is uitgegaan van $P_{f|inst} = 1$, dat wil zeggen dat na afschuiven er geen reststerkte aanwezig is (dus afschuiven impliceert doorbraak). Analoog zijn in figuur A.2 de schadefactoren weergegeven waarbij uitgegaan is van $P_{f|inst} = 0,10$ (er is wel reststerkte, de kans op doorbraak na afschuiven is 0,10).

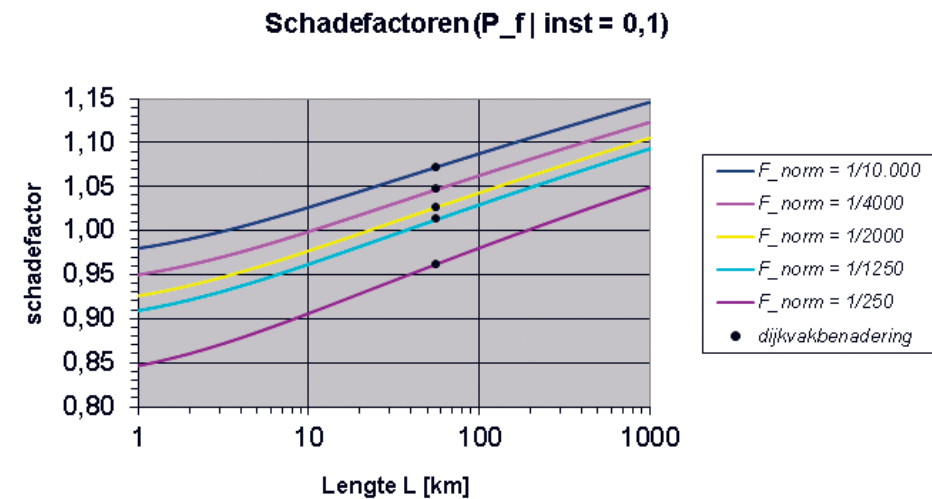
Aansluitend bij de werkwijze in de vroegere richtlijnen moeten de schadefactoren als volgt gebruikt worden:

- Indien de stabiliteitsanalyse betrekking heeft op een hoogwatersituatie (toetspeil of ontwerppeil) wordt de schadefactor afgelezen in figuur A.1. Wanneer zonering wordt toegepast, wordt de schadefactor voor zone 1 (respectievelijk 1a en 1b) afgelezen in figuur A.1. Voor zone 2 (respectievelijk 2a en 2b) wordt de schadefactor afgelezen in figuur A.2. Echter, indien eisen gesteld worden aan de grondmechanische stabiliteit in deze zone, vanwege nevenfuncties (bijvoorbeeld fundering voor een verkeersweg), of vanwege de invloed van een afschuiving op andere potentiële faalmechanismen, dan moet de schadefactor minimaal 1.0 zijn. Voor zone 3 geldt, indien er sprake is van nevenfuncties die eisen stellen aan de grondmechanische stabiliteit, ook een schadefactor van 1.0. Zijn er in zone 3 geen nevenfuncties waardoor eisen gesteld worden aan de grondmechanische stabiliteit, en heeft een afschuiving in deze zone geen invloed op de stabiliteit in zones 1 en 2, of op andere potentiële faalmechanismen dan worden voor deze zone geen eisen gesteld.

- Indien de stabiliteitsanalyse betrekking heeft op een belastingsituatie die niet (noodzakelijk) samenhangt met een extreme waterstand, dan kan de aan te houden schadefactor afgelezen worden uit figuur A.2. Wanneer hierbij zonering wordt toegepast, dan gelden voor zones 2 en 3 dezelfde eisen als voor zone 3 onder punt 1.



Figuur A.1 Schadefactoren als functie van de lengte van de waterkering binnen een dijkkring die potentieel gevoelig is voor macro-instabiliteit en de beveiligingsnorm van het dijkkringgebied (gebaseerd op $P_{f|inst} = 1$)



Figuur A.2 Schadefactoren als functie van de lengte van de waterkering in een dijkkring die potentieel gevoelig is voor macro-instabiliteit en de beveiligingsnorm van het dijkkringgebied (gebaseerd op $P_{f|inst} = 0,10$)

Vereiste schadefactoren bij de aan de dijkvakfilosofie gerelateerde benadering
Hierbij wordt geen onderscheid gemaakt naar lengte van de dijken. Voor het bovenrivierengebied, waar de beveiligingsnorm 1/1250 is, geldt, in verband met continuïteit met het verleden, een eis voor de betrouwbaarheidsindex $\beta_{eis} = 4,60$ (overeenkomend met een schadefactor $\gamma_n = 1,08$).

Deze eis komt overeen met de betrouwbaarheidsindex die we vinden, wanneer we in vergelijking A.7 de volgende waarden invullen:

- $F_{\text{norm}} = 1/1250$
- $L = 56.000 \text{ m}$

Conform het VTV 2006 [6] worden de voorgeschreven schadefactoren voor afwijkende beveiligingsnormen gevonden door in de formules voor de dijkkringbenadering te werken met een vaste lengte van de dijk van 56 km. In de figuren A.1 en A.2 zijn de hiermee overeenkomende schadefactoren bij de verschillende beveiligingsniveaus weergegeven. Tevens zijn ze in tabel A.2 samengevat.

beveiligingsnorm	γ_n	
	$P_{f \mid \text{inst}} = 1$	$P_{f \mid \text{inst}} = 0,10$
1/10.000	1,13	1,07
1/4000	1,11	1,05
1/2000	1,09	1,03
1/1250	1,08	1,01
1/250	1,03	0,96

Tabel A.2 Schadefactoren bij een benadering die gerelateerd is aan de dijkvakfilosofie

Schadefactoren voor Zee- en Meerdijken

Voor zee- en meerdijken is de Leidraad Zee- en Meerdijken [20] van kracht. Hierin wordt voor wat betreft de aan te houden materiaal- en schadefactoren verwezen naar de oude deel 2 van de oude leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken. In lijn met bovenstaande kan voor het ontwerpen van dijken of dijkversterkingen gebruik gemaakt worden van de materiaalfactoren die gegeven zijn in tabel A.1 en de bijbehorende schadefactoren uit de figuren A.1 en A.2, en als gekozen wordt voor de dijkvakfilosofie tabel A.2. Voor het toetsen van zee- en meerdijken ligt het voor de hand om analoog aan het toetsen van rivierdijken, de schadefactoren uit tabel A.2 te gebruiken.

A.2.3 Basismateriaal- en schadefactoren voor stabiliteitscontrole van het buitentalud
Zowel voor ontwerpen als voor toetsen op macro-instabiliteit buitenwaarts, wordt, indien de materiaalfactoren uit tabel A.1 worden gebruikt, het gebruik van de schadefactoren in tabel A.2, in de kolom $P_{f \mid \text{inst}} = 0,10$, aanbevolen.

Havendammen

Hiervoor gelden, voor wat betreft controle op macro-instabiliteit van zowel binnen als buitentalud, dezelfde toetscriteria als voor macro-instabiliteit buitenwaarts bij dijken. Bij toetsing geldt dit alleen voor havendammen aan zee, in estuaria en benedenrivieren. Havendammen in meren en bovenrivieren behoeven niet getoetst te worden in het kader van de toetsing op veiligheid. Ook bij het ontwerpen kunnen deze criteria worden aangehouden; een dijkkringfilosofie is hiervoor niet relevant.

A.3 Rekenmodelonzekerheidsfactoren

Modelonzekerheidsfactoren verdisconteren zowel onnauwkeurigheden (beperkingen) van de *rekenmethode* zelf, als onnauwkeurigheden die het gevolg zijn van schematiseringuitgangspunten. Met dit laatste wordt bedoeld dat een tweedimensionaal rekenmodel wordt gebruikt om een driedimensionaal verschijnsel (een afschuiving) te beschrijven. Bij dit laatste wordt onderscheid gemaakt tussen ‘*opdrijfsituaties*’ en situaties waarbij opdrijven geen rol speelt (‘*niet opdrijfsituaties*’). De rekenmodel-onzekerheidsfactor bestaat daarom uit twee deelfactoren voor de genoemde aspecten.

Bij het herijken van de materiaal- en schadefactoren voor stabiliteitsanalyses ten behoeve van de Leidraad Rivieren [6] is mogelijke aanpassing van de modelonzekerheidsfactoren in het TRWG niet overwogen. Wel is, sinds het uitkomen van het TRWG de methode voor stabiliteitsanalyse bij opdrijven van de binnendijkse deklaag veranderd. De oude ‘drukstaaf analyse’ is vervallen en vervangen door de methode LiftVan¹¹[28]. Dit bracht ook een verandering van de aan te houden rekenmodel-onzekerheidsfactor met zich mee. In de oorspronkelijke opzet werden model-onzekerheidsfactoren gekoppeld aan het type rekenmodel, namelijk glijcirkel analyses volgens de Bishop methode, afschuifanalyses met behulp van een eindige elementenmethode (Plaxis) en gecombineerde glijcirkel/glijvlakanalyses volgens LiftVan. Differentiatie van de modelonzekerheidsfactoren was zowel gebaseerd op verschillen tussen de rekenmethoden als op situatie waarop de berekening wordt toegepast, namelijk wel of geen opdrijfsituatie.

Ten aanzien van de *rekenmethode* is het argument voor differentiatie dat, naarmate de methoden minder beperkingen hebben ten aanzien van potentiële afschuifvormen en de evenwichtsanalyse vollediger is, de modelonzekerheid kleiner is. Zo zijn bij een Bishop-analyse de afschuifvormen beperkt tot glijcirkels en bestaat de evenwichtsanalyses uit globaal momentenevenwicht van de afschuivende grond. Bij toepassing van een eindige elementenmethode (PLAXIS) wordt, in principe, geen bezwijkvorm opgelegd, maar volgt deze uit evenwichtsbeschouwingen overal binnen het grondmassief. De methode LiftVan zit hiertussen. Daarbij wordt de afschuifmode gevormd door twee cirkelbogen met daartussen een horizontaal vlak. Net als de methode van Bishop, wordt hierbij gekeken naar globaal momentenevenwicht van beide afschuivende glijcirkels afzonderlijk en de horizontale interactiekrachten tussen cirkels en het horizontale gedeelte van de afschuifmode. In het uiterste geval kan de lengte van het horizontale gedeelte van de afschuifmode tot nul teruglopen, waarbij de twee cirkelbogen aan elkaar aansluiten. Als vervolgens de cirkelbogen eenzelfde rotatiemiddelpunt hebben, is de methode LiftVan identiek aan de methode Bishop. Met andere woorden, de mogelijke afschuifvormen die onderzocht worden bij de methode LiftVan sluiten de mogelijke afschuifvormen die onderzocht worden bij de methode Bishop volledig in, maar deze vormen een beperkte deelverzameling. De deelfactor voor de rekenmethode is groter, naarmate het bereik aan potentiële afschuifvormen kleiner is (zie tabel A.3).

Ten aanzien van de schematisering (2D rekenmodel voor 3D situatie) geldt het volgende. In het 2D rekenmodel worden voor de taludstabiliteit gunstige rand- of scholeffecten genegeerd. Die effecten zijn in situaties zonder opdrijven van de

¹¹ De methode LiftVan was oorspronkelijk bedoeld voor opdrijfsituaties, maar is inmiddels ook geschikt gemaakt voor situaties waarin opdrijven geen rol speelt (inclusief ondiepe glijvlakken)

binnendijkse deklaag relatief groter dan in situaties met opdrijven. Om die reden wordt voor de deelfactor ten aanzien van de schematisering onderscheid gemaakt tussen deze twee situaties.

De voorgestelde deelfactoren en de daaruit volgende totale rekenmodelonzekerheidsfactoren zijn weergegeven in tabel A.3.

Zowel EEM methode als de LiftVan methode zijn toepasbaar voor oprijfsituaties als voor situaties zonder opdrijven. En in de praktijk werden (en worden soms nog steeds) oprijfsituaties ook wel doorgerekend met de Bishopmethode, waarin schuifsterktes van de binnendijkse deklaag in het oprijfgebied gelijk nul worden gesteld. Het onderscheid naar rekenmethode, dat vroeger werd gehanteerd om de rekenmodelonzekerheidsfactoren voor situaties met en zonder opdrijven te etiketteren, is daarom verwarrend.

In de praktijk heeft dit wel geleid tot incorrecte interpretaties. Zo is het voorgekomen dat bij LiftVan analyses voor oprijfsituaties, waarbij voor de twee afzonderlijke afschuifcirkels eenzelfde radius en middelpunt werd gevonden, aangenomen werd dat om die reden de (kleinere) rekenmodelonzekerheidsfactor voor de Bishop methode mocht worden toegepast.

Opdrijven	Rekenmodel	Onzekerheden	3D-effect: γ_{d2}	Totale reken-model-factor γ_d
		Rekenmodel γ_{d1}		
nee	Bishop (effectieve spanningsanalyse)	1,10	0,9	1,00
	LiftVan (effectieve spanningsanalyse)	1,05	0,9	0,95
	EEM-Mohr Coulomb (effectieve spanningsanalyse)	1,0	0,9	0,9
ja	Bishop (effectieve spanningsanalyse)	1,10	1,0	1,10
	LiftVan (effectieve spanningsanalyse)	1,05	1,0	1,05
	EEM-Mohr Coulomb (effectieve spanningsanalyse)	1,0	1,0	1,0

Tabel A.3 Geadviseerde aan te houden rekenmodelonzekerheidsfactoren
(bron: Koelewijn et. al [29])

A.4 Schematiseringfactor

Zie hiervoor hoofdstuk 3 van dit technisch rapport en bijlage B.

B Theorie Schematiseringfactoren

B.1 Schematiseringtheorie; spreadsheetapplicatie macrostabiliteit

Voor een uitgebreide beschrijving van de theorie wordt verwezen naar het achtergrondrapport TRGS [24] of naar de SBW-onderzoeksrapportage [25]. Hieronder volgt een wiskundige beschrijving die de lezer in staat moet stellen het algoritme voor het bepalen van de schematiseringfactor in een spreadsheet of ander computer-programma te implementeren. We gaan er hier in eerste instantie van uit dat de analyse betrekking heeft op het faalmechanisme macro-instabiliteit van het binnentalud van een dijk.

De verschillende mogelijke schematiseringen van de ondergrondopbouw en de waterspanningen voor een ontwerp- of toetsanalyse noteren we als de verzameling scenario's $\{S_i\}$ ($i=1 \dots n$). Een bestaande dijk of een ontwerp van een dijkversterking geven we symbolisch aan met D. De kansen dat de afzonderlijke scenario's (het beste) de werkelijke ondergrondopbouw en waterspanningen onder en in dijk D in de toets- of ontwerp-situatie weergeven, geven we aan met $P(S_i)$ ($i=1 \dots n$). We veronderstellen dat de werkelijke situatie door precies één van de scenario's wordt weergegeven (de scenario's sluiten elkaar dus onderling uit). De som van de kansen $P(S_i)$ ($i=1 \dots n$) moet dus gelijk aan 1 zijn.

Uitgaande van elk van de scenario's kunnen we, met behulp van hiervoor geschikte rekenmodellen, zoals de Bishop glijcirkelanalyse of de Lift-Van analyse (bij opdrijven), een rij stabiliteitsfactoren van de dijk berekenen. Die rij noteren we als $F_d(D | S_i)$ ($i=1 \dots n$). Dat zijn dus stabiliteitsfactoren van dijk D, uitgaande van de schematisering S_i .

De veiligheidseis is gegeven in termen van een eis aan de stabiliteitsfactor. Voor een voldoende veilige dijk moet:

$$F_d(D | S_w) \geq \gamma_n \gamma_d$$

(B.1)

Hierin is S_w een symbolische aanduiding voor de werkelijke ondergrondopbouw en hierin optreden waterspanningen, γ_n de zogenoemde schadefactor en γ_d de rekenmodelonzekerheidsfactor (zie ook bijlage A). De rekenmodelonzekerheidsfactor voor de Bishop glijcirkelanalyse is gelijk aan 1.0, die voor de Lift-Van analyse is 1,05. Dit verschil kunnen we verdisconteren door de stabiliteitsfactoren die uit de Lift-Van analyse komen te delen door 1,05. We krijgen dan onderling vergelijkbare stabiliteitsfactoren en in vergelijking (B.1) is dan $\gamma_d=1$; waardoor we deze factor in het vervolg van de beschrijving weg kunnen laten.

De schadefactor is gerelateerd aan een probabilistische veiligheidsmaat via (zie het addendum bij het TRWG [4], of bijlage A):

$$\gamma_n = 1 + 0,13(\beta_{eis} - 4)$$

(B.2)

Hierin is β_{eis} de vereiste betrouwbaarheidsindex. Deze is gerelateerd aan een toelaatbare faalkans, via:

$$P_{f,toel} = \Phi(-\beta_{eis}) \quad (B.3)$$

Hierin is $\Phi(\cdot)$ de standaardnormale (Gausse) kansfunctie. Combinatie van (B.2) en (B.3) geeft:

$$P_{f,toel} = \Phi(-\beta_{eis}) = \Phi\left(-\left(4 + \frac{\gamma_n - 1}{0,13}\right)\right) \quad (B.4)$$

Met andere woorden, de eis in vergelijking (B.1) komt overeen met een eis aan de faalkans die gegeven wordt door vergelijking (B.4). De toelaatbare faalkans geeft de eis voor de constructie (de dijk) m.b.t. macrostabiliteit.

We kunnen de relatie (B.4) gebruiken als relatie om bij een stabiliteitsfactor de overeenkomstige (reken)faalkans te bepalen. Voor de rij stabiliteitsfactoren gegeven de scenario's voor de schematiseringen $\{S_i\}$:

$$P_f(D | S_i) = \Phi\left(-\left(4 + \frac{F_d(D | S_i) - 1}{0,13}\right)\right) \quad (B.5)$$

voor $i=1 \dots n$. De totale faalkans is gelijk aan de som van de producten van de faalkansen bij elk van de mogelijke schematiseringen en de kansen dat die schematiseringen de werkelijkheid representeren. De eis (B.1) komt dus overeen met de volgende eis in termen van faalkansen, rekening houden met de onzekerheid over ondergrondopbouw en waterspanningen:

$$\sum_{i=1}^n P_f(D | S_i) P(S_i) \leq P_{f,toel} \quad (B.6)$$

Veronderstel nu dat de nummering van de scenario's zo gekozen is dat de bijbehorende rij stabiliteitsfactoren $F_d(D | S_i)$ voor $i=1,2,\dots,n$ een dalende (althans niet stijgende) rij is, dan is de bijbehorende rij faalkansen $P_f(D | S_i)$ een stijgende (althans niet dalende) rij. Door hernummering van de scenario's is dat altijd mogelijk. De verschillende scenario's S_i variëren dan in oplopende volgorde van i van optimistisch tot conservatief. Een van de scenario's wordt gekozen als (althans in eerste instantie) basisschematisering; stel dat dit scenario S_k is, waarbij k groter dan 1 is en kleiner dan n . In de sommatie in vergelijking (B.6) zullen de grootste bijdragen aan de faalkans geleverd worden door de scenario's met subscript $i \geq k$. We majoreren de eis (B.6) daarom als volgt (de eis wordt daardoor iets strenger):

$$\left(1 - \sum_{i=k+1}^n P(S_i)\right) P_f(D | S_k) + \sum_{i=k+1}^n P_f(D | S_i) P(S_i) \leq P_{f,toel} \quad (B.7)$$

Het voordeel hiervan is dat we verder geen omkijken meer hebben naar de scenario's die optimistischer zijn dan de basisschematisering, maar alleen naar de scenario's die, als ze werkelijkheid zijn, een ongunstig effect op de stabiliteit hebben. Deze scenario's vormen immers het risico, waar we ons tegen willen indekken. Wanneer we stabiliteitseis (B.1) zouden aanhouden voor de gekozen basisschematisering,

dan staat niet op voorhand vast dat ook voldaan zou worden aan de eis (B.6). Sterker de kans is dan groot dat hier niet aan voldaan wordt. Immers de faalkansen bij de scenario's $S_{k+1}, S_{k+2}, \dots, S_n$ zijn groter dan (of tenminste gelijk aan) de faalkans bij basisschematisering (scenario S_k). Echter, of al dan niet voldaan wordt aan de eis (B.6) hangt af van de scenariokansen.

Als we een constructie kunnen bedenken waardoor aan de eis (B.7) wordt voldaan, dan wordt zeker ook voldaan aan (B.6). Dit doen we door de ontwerpeis (B.1) bij de gekozen basisschematisering op te schroeven met een factor γ_b , de zogenaamde schematiseringfactor. De ontwerpeis wordt dus:

$$F_d(D | S_k) \geq \gamma_n \gamma_d \gamma_b \quad (B.8)$$

waarin $\gamma_b > 1$ is. Hoe groot γ_b precies moet zijn om de mogelijke scenario's $S_{k+1} \dots S_n$ voor de ondergrondopbouw en waterspanningen af te dekken kunnen we al proberend uitzoeken; dit wordt hieronder beschreven. Daarbij moeten we onderscheid maken tussen 'ontwerpen' en 'toetsen'.

Ontwerpen:

Bij het ontwerpen van een dijk of dijkversterking beginnen we met een eerste keuze voor γ_b . Dit kan een willekeurige waarde zijn tussen 1,0 en 1,3. Op die grenzen komen we later even terug. Stel nu dat de dijk D zo ontworpen wordt dat net voldaan wordt aan (B.8). Dan kunnen ook de stabiliteitsfactoren $F_d(D | S_{k+1}) \dots F_d(D | S_n)$ worden berekend en met behulp van de relatie (B.5) de conditionele faalkansen $P_f(D | S_k), P_f(D | S_{k+1}) \dots P_f(D | S_n)$. Hiermee en met de scenariokansen $P(S_{k+1}) \dots P(S_n)$ hebben we alle ingrediënten om te controleren of aan de eis (B.7) wordt voldaan.

Wordt niet aan deze eis voldaan, dan is de dijk dus niet voldoende veilig en moet dus een hogere schematiseringfactor worden gekozen, of zou kunnen worden uitgegaan een conservatiever basisschematisering, bijvoorbeeld S_{k+1} in plaats van S_k . Dit levert een nieuw ontwerp op, met gewijzigde (hogere) waarden van de stabiliteitsfactoren $F_d(D | S_{k+1}) \dots F_d(D | S_n)$, en kan de controle opnieuw worden uitgevoerd.

Wordt heel ruim aan de eis (B.7) voldaan, dan is het natuurlijk ook mogelijk om een lagere schematiseringfactor te kiezen (of een optimistischer basisschematisering, bijvoorbeeld S_{k-1} in plaats van S_k). Ook dit geeft een nieuw ontwerp en gewijzigde (lagere) stabiliteitsfactoren, waarmee gecontroleerd moet worden of nog steeds aan de eis (B.7) wordt voldaan.

Merk op dat de schematiseringfactor en de keuze van de basisschematisering 'uitwisselbaar' zijn, bij een conservatiever basisschematisering hoort een lagere schematiseringfactor. Moet, volgens de bovenbeschreven controle een schematiseringfactor groter dan 1,30 worden gekozen, dan is het beter om de basisschematisering aan te passen (conservatiever te kiezen).

De controlemethode kan eenvoudig als spreadsheettoepassing worden geprogrammeerd. In figuur B.1 is een voorbeeld gegeven. Ter toelichting enkele opmerkingen bij deze figuur:

- Door de gebruiker dient alleen te worden ingevuld (de gele cellen):
 - de vereiste schadefactor,
 - een schatting voor de schematiseringfactor,

- de scenariokansen van de scenario's die ongunstiger zijn dan de basis-schematisering (in figuur B.1 zijn dat 4 scenario's) en
- het bij deze scenario's behorende verschil tussen de stabiliteitsfactor gegeven dat scenario en de stabiliteitsfactor gegeven de basisschematisering.
- Aan de hand van de formules, die in deze bijlage zijn gegeven, wordt de totale faalkans berekend. Deze wordt vergeleken met de toelaatbare faalkans (zie groene cel met '93%'.r
- Tevens wordt in het afgebeelde spreadsheet bijgehouden hoe groot het totaal aan scenariokansen van de ongunstiger scenario's is (groene cel met '0,22'). Aangeraden wordt om de basisschematisering zodanig te kiezen dat de totale kans op een afwijkend ongunstiger scenario niet groter is dan ca. 0,30. Als bij een gekozen basisschematisering de totale kans groter is dan 0,30 dat in werkelijkheid de opbouw van de ondergrond en waterspanningen ongunstiger is, dan is die basisschematisering niet conservatief te noemen.

Rekensheet schematiseringsfactor => Macrostabiliteit													
NB: De gebruiker dient alleen gele cellen in te vullen													
Instructie	Toetsituatie =>		De schematiseringsfactor wordt verkregen door deze te kiezen en af te stemmen op de scenario's en bijbehorende kansen										
	Ontwerpsituatie =>		In een ontwerpsituatie worden meerdere berekeningen gemaakt. Na de eerste berekening wordt een nieuwe schematiseringsfactor gekozen. Dit leidt tot een nieuw ontwerp inclusief nieuwe berekening met nieuwe scenario's en veranderende stabiliteitsfactoren.										
Model input			in termen van schadefactor γ_n :		1,150								
	Ontwerpeis:		in termen van betrouwbaarheidsindex β_{req} :		5,154								
			in termen van toelaatbare faalkans:		1,28E-07								
	Keuze schematiseringsfactor:				1,100								
	Stabiliteitsfactor (F_d , eis bij een ontwerpanalyse of F_d in toetsing):				1,265								
	Corresponderende betrouwbaarheidsindex β :				6,038								
	Corresponderende faalkans P_{sf} (slope failure):				7,78E-10								
	Bijdrage ontwerpschematisering aan faalkans:				6,07E-10								
					NB: Begin laag, bijv. 1,10								
					$\beta = 4 + (F_d, eis - 1) / 0,13$								
Berekening			Kans op scenario	Invloed scenario op stabiliteit	Stabiliteit bij scenario	Betrouwbaarheidsindex	Faalkans						
	Scenario (S <i>i</i>)	P(S <i>i</i>)	$\Delta F_d(D; S_i)$	$F_d(D; S_i)$	β	$P_{sf}(D; S_i)$	$P_{sf}(D; S_i) \cdot P(S_i)$	Omschrijving scenario's:					
	S1	7,80E-01	0	1,265	6,038	7,78E-10	6,07E-10	Basisschematisering					
	S2	0,1	-0,1	1,165	5,269	8,85E-08	8,85E-09						
	S3	0,1	-0,15	1,115	4,885	5,18E-07	5,18E-08						
	S4	0,01	-0,17	1,095	4,731	1,12E-06	1,12E-08						
	S5	0,01	-0,21	1,055	4,423	4,87E-06	4,87E-08						
	S6			1,265	6,038	7,78E-10	0,00E+00						
	S7			1,265	6,038	7,78E-10	0,00E+00						
	S8			1,265	6,038	7,78E-10	0,00E+00						
	S9			1,265	6,038	7,78E-10	0,00E+00						
	S10			1,265	6,038	7,78E-10	0,00E+00						
	IP(S <i>i</i>) =>		Totale faalkans S1 ... S10 =>				1,19E-07						
							Dit is	93%	van de toelaatbare kans				

‘opb’. De toelaatbare opbarstkans volgt uit vergelijking (B.10) waarin $F_{opb}=1,20$ wordt ingevuld.

De analyse kan geïmplementeerd worden in een spreadsheet, zoals afgebeeld in figuur B.2.

Rekensheet voor bepalen schematiseringfactor voor opbarsten							
Gele cellen door gebruiker in te vullen!							
Opbarsten							
Ontwerpeis in termen van F_{opb} ., nodig:				1,200	F_{opb} = gewicht deklaag		
Standaardafwijking opbarstfactor $\sigma_{F_{opb}}$:				0,050	/ opw. waterdruk in zandlaag		
Ontwerpeis in termen van betrouwbaarheidsindex β_{opb} :				4,000			
Ontwerpeis in termen van toelaatbare faalkans:				3,17E-05			
Keuze schematiseringsfactor:				1,200			
Eis opbarstfactor in ontwerp $F_{opb,eis}$:				1,440	Ontwerp o.b.v. basisschematisering!		
Corresponderende β :				7,385	$\beta \approx (F_{opb,eis} - 1) / \sigma_{F_{opb}}$		
Corresponderende faalkans:				7,64E-14			
Bijdrage ontwerpschematisering aan faalkans:				6,88E-14			
Si	P(Si)	$\Delta F_{opb}(D; Si)$	$F_{opb}(D; Si)$	β	$Popb(D; Si)$	$Popb(D; Si) \cdot P(Si)$	Beschrijving schematiseringen
1	0,9	0	1,440	8,800	6,84E-19	6,16E-19	S1 is basisschematisering;
2	0,1	-0,25	1,190	3,800	7,23E-05	7,23E-06	
3			1,440	8,800	6,84E-19	0,00E+00	
4			1,440	8,800	6,84E-19	0,00E+00	
5			1,440	8,800	6,84E-19	0,00E+00	
6			1,440	8,800	6,84E-19	0,00E+00	
7			1,440	8,800	6,84E-19	0,00E+00	
8			1,440	8,800	6,84E-19	0,00E+00	
9			1,440	8,800	6,84E-19	0,00E+00	
10			1,440	8,800	6,84E-19	0,00E+00	
$\Sigma P(Si)$ 0,1				Faalkans:		7,23E-06	
$\Sigma P(Si)$ (i=2..10) moet $\leq 0,30$ zijn;				dit is		23%	van de toelaatbare kans
Indien niet, kies dan andere basisschematisering!							

Figuur B.2 : Afbeelding spreadsheet t.b.v. bepaling schematiseringfactor bij opbarsten

Piping:

De werkwijze bij het mechanisme piping is nagenoeg analoog. De veiligheidsfactor voor piping wordt gedefinieerd als:

$$F_{pip} = \frac{\Delta H_c}{\Delta H_{optr}} \quad (B.12)$$

Hierin is ΔH_c het kritieke verval over de dijk, dat berekend kan worden met de rekenregels van Bligh of Lane, of de rekenregel van Sellmeijer, en ΔH_{optr} het optredende verval in de ontwerp- of toetssituatie. In ΔH_{optr} moet al de verdiscontering van een deel van het opbarstkanaal door de deklaag verwerkt zijn, en in ΔH_{cde} veiligheidsfactor die bij toepassing van de rekenregel van Sellmeijer wordt toegepast (zie ook paragraaf 3.4 in de hoofdtekst). Voor achtergronden van deze keuze wordt verwezen naar het achtergrondrapport [24]. Het criterium voor voldoende veiligheid tegen piping is $F_{pip} \geq 1$.

Vervolgens moet ook een relatie tussen de (reken)kans op piping en de veiligheidsfactor worden gedefinieerd. Deze luidt:

$$P_{pip} = \Phi\left(-\frac{a F_{pip} - 1}{0.25(a - 1)}\right) \quad (B.13)$$

En de bijbehorende uitdrukking voor de betrouwbaarheidsindex is:

$$\beta_{pip} = \frac{a F_{pip} - 1}{0,25(a - 1)} \quad (B.14)$$

Hierin is a een ijk-variabele, die vastgesteld is op 1,5. Voor toelichting wordt weer verwezen naar het achtergrondrapport.

De analyse kan geïmplementeerd worden in een spreadsheetapplicatie, zoals afgebeeld in figuur B.3.

Rekensheet voor bepalen schematiseringsfactor voor piping							
Gele cellen door gebruiker in te vullen!							
piping (excl opbarsten)							
Ontwerpeis in termen van F_pip, nodig:				1,0	F_pip = ruwweg ΔH_crit / ΔH_aanw		
Parameter a				1,5	ΔH_crit = kritiek verval o.b.v. kwelweg		
betrouwbaarheidsindex β_pip :				4,545	= ΔH_bligh+0.3 d, of		
Overeenkomstige toelaatbare faalkans:				2,74E-06	= ΔH_sellmeijer/1.20+ 0.3 d		
Eerste keuze schematiseringsfactor:				1,200	ΔH_aanw = ontw.waarde aanw. verval		
Eis veiligheidsfactor piping F_pip_eis:				1,200			
Corresponderende β:				6,400	β_pip≈ (axF_pip_eis-1)/(0.25X(a-1))		
Corresponderende faalkans:				7,77E-11			
Bijdrage ontwerpschematisering aan faalkans:				6,99E-11			
Si	P(Si)	ΔF_pip(D;Si)	F_pip(D; Si)	β_pip	P_pip (D;Si)	P_pip(D; Si)*P(Si)	Beschrijving schematiseringen
1	0,9	0	1,200	6,400	7,77E-11	6,99E-11	S1 is basisschematisering
2	0,1	-0,19	1,010	4,120	1,89E-05	1,89E-06	
3			1,200	6,400	7,77E-11	0,00E+00	
4			1,200	6,400	7,77E-11	0,00E+00	
5			1,200	6,400	7,77E-11	0,00E+00	
6			1,200	6,400	7,77E-11	0,00E+00	
7			1,200	6,400	7,77E-11	0,00E+00	
8			1,200	6,400	7,77E-11	0,00E+00	
9			1,200	6,400	7,77E-11	0,00E+00	
10			1,200	6,400	7,77E-11	0,00E+00	
ΣP(Si)		0,1	Kans op piping:		1,89E-06		
ΣP(Si) (i=2..10) moet ≤0,30 zijn;				dit is	69%	van de toelaatbare kans	
Indien niet, kies dan andere basisschematisering!							

Figuur B.3: Afbeelding spreadsheet t.b.v. bepaling schematiseringfactor bij piping

Met de spreadsheets voor opbarsten en piping zijn de tabellen met schematiseringfactoren in de tabellen 3.5 en 3.6 in de hoofdtekst berekend.

C Grondonderzoeksmethoden – aanvullingen op TRWG

Geofysisch onderzoek

Ten behoeve van de eenvoudige toetsing wordt toegepast:

- Electro Magnetisch onderzoek (EM)
- Continuous Vertical Electrical Soundings (CVES)

Ten behoeve van aanvullend en/of gedetailleerde toetsing zal afhankelijk van de situatie een keuze gemaakt worden uit alle beschikbare technieken. Vaak is het verstandig om een combinatie van grondonderzoeks–technieken toe te passen. De combinatie is afhankelijk van de vraagstelling en van de lokale omstandigheden.

In TRWG [3] is een tabel opgenomen met geofysische technieken op land. Deze tabel is verouderd en dient vervangen te worden door onderstaande tabel.

Methode	Parameter	Resolutie	Diepte-bereik [m]			Resultaat	Doorloop tijd (globaal)	Beperking	Status	Geschiktheid onderzoek Water-keringen*)
Hoge resolutie seismisch profileren	Laaggrenzen, stijfheid	< 1 m tot 10 m (afh. Van bron en geologie)	0 - 1000			profiel/ contourkaart (geïnterpreteerd)	1 dag opn. 3 dgn uitw. opn.: 750 - 3000 m/dag		Product, ondiep in ontwikkeling	+
MASW	Laaggrenzen, stijfheid, eigenschappen	1 m	0-30			profiel	1 dag opn. 2 dgn uitw. opn. 2-3 km/dag		Product, deels in ontwikkeling	+
Seismische refractie	Laaggrenzen	0,3 m	0 - 200			profiel/ contourkaart (geïnterpreteerd)	1 dag opn. 3 dgn uitw. opn.: 750 m/dag	Snelheidsinversie ‘hidden layer’ omgevingslawaaï	Product	O
Seismische tomografie		0,5 m	afhankelijk van diepte boorgat			Profiel (geïnterpreteerd)	1 dag opn. 3 dgn uitw.	equivalentie	Product	O
Geo-elektrisch sonderen	Weerstand	ca. 10-15% van diepte bereik	10 - 1000			profiel/ contourkaart (geïnterpreteerd)	1 dag opn. 3 dgn uitw. opn.: 750 m/dag		Product	+
Geo-elektrisch Profileren (CVES)	Weerstand	ca. 10-15% van diepte bereik	0 – 300			profiel/ contourkaart (geïnterpreteerd)	1 dag opn. 2 dgn uitw.	Equivalentie	Product	+
Elektro-magnetisch sonderen (TEM)	Elektro-magnetisch sonderen (TEM)	Resolutie neemt snel af met diepte	0 – 100			profiel/ contourkaart (geïnterpreteerd)	1 dag opn. 1 dag uitw. opn.: 750 m/dag	Equivalentie niet in stedelijk gebied niet met zout/brak grondwater	Product	+
Elektro-magnetisch Profileren (FEM)	Geleidbaarheid	Resolutie neemt snel af met diepte	0 – 100			profiel/ contourkaart (geïnterpreteerd)	1 dag opn. 1 dag uitw. opn.: 7,5 km/dag	Equivalentie niet in stedelijk gebied niet in zout/brak grondwater	Product	++
Magnetometer sondering	Magnetisch veldsterkte	kwalitatief	Afhankelijk van sondeer-diepte			profiel	1 dag opn. 1 dag uitw.	Alleen staal detecteren	product	+ Stalen dam-wand-planken
SP meting (Combinatie land en water)	Potentiaal verschil	kwalitatief	0 – 0,5			contourkaart	1 dag opn. 1 dag uitw.	Leidingen en stalen objecten in ondergrond	product	+ lekkages

Methode	Parameter	Resolutie	Diepte-bereik [m]		
Grondradar (laagfrequent)	Geometrie en indicatie voor porositeit	0,2 m tot enige meters (afh. van freq).	0 – 20		
Grondradar (hoogfrequent)	Geometrie van obstakels	Enkele cm's tot een dm.	0 – 3		
Grondradar (tomografie)	Indicatie voor porositeit	0,5 m	Afhankelijk van diepte boorgat		
Gravimetrie	Dichtheidsverschillen	Kwalitatief	10 – 10000		
Gamma logging	Gehalte klei, zware mineralen	Kwalitatief	Afhankelijk van diepte boorgat		
Neutron logging	Dichtheid	Kwalitatief	Afhankelijk van diepte boorgat		
Innovatieve glasvezel technieken	Temperatuur, rek of vervorming	mm- 1m	Afhankelijk van aanbrengdiepte		
Persistent Scatterer Interferometry met SAR satelliet	Beweging	mm/jaar	oppervlakte		

Resultaat	Doorloop tijd (globaal)	Beperking	Status	Geschiktheid onderzoek Water-keringen*)
Profiel (geïnterpreteerd)	1 dag opn. 2 dgn uitw. opn.: 10 km/dag	niet in klei niet met brak/zout grondwater	Product	+
Profiel (geïnterpreteerd)	1 dag opn. 2 dgn uitw. opn.: 10 km/dag	niet in klei niet met brak/zout grondwater	Product	-
Profiel (geïnterpreteerd)	1 dag opn. 2 dgn uitw.	Bewerkelijk	Product	O
Contourkaart (geïnterpreteerd)		kleine objecten op grote diepte en kleine dichtheidsverschillen	Product	-
Profiel (geïnterpreteerd)			Product	O
Profiel (geïnterpreteerd)		Radioactieve bron	Product	-
contourkaart	continue meting		in ontwikkeling	+
Kaart met punten met bewegings-snelheid		Voldoende reflecterende punten nodig	in ontwikkeling	+

Vervanging van TRWG - Tabel 4.4.4 Geofysische technieken op land

*) - niet geschikt
O matig geschikt
+ geschikt
++ geschikt en veel toegepast

- Toelichting:
- De magnetometer sonderingen worden o.a. toegepast voor het bepalen van de lengte van stalen damwandplanken.
 - De Self Potential metingen worden o.a. toegepast voor het lokaliseren van lekkages onder en door waterkeringen.
 - Hoge resolutie seismisch profileren heeft hebben zich de laatste jaren ontwikkeld tot een techniek die ook ondiep ingezet kan worden. De beperking voor het dieptebereik vanaf 50 m-mv is niet meer aan de orde. De techniek kan nu vanaf het maaiveld informatie over de laaggrenzen geven.
 - Bij MASW (Multispectral Analysis of Surface Waves) wordt gebruik gemaakt van oppervlaktegolven om informatie te verkrijgen over de snelheid van schuifgolven in de eerste tientallen meters. Deze snelheid is gerelateerd aan de stijfheid van het materiaal.
 - Glasvezel technieken kunnen worden ingezet bij onderzoek naar lekkages of vervormingen, afhankelijk van het type glasvezel.
 - Bij PSI (Persistent Scatterer Interferometry) wordt gebruik gemaakt van SAR satellieten. Uit tijdreeksen van PS punten kan de deformatiesnelheid in de kijkrichting van de satelliet worden afgeleid.

Colofon

Uitgegeven door

Rijkswaterstaat Water, Verkeer en Leefomgeving

Informatie

Helpdesk Water

T 0800-NLWATER (0800-6592837)

contact@helpdeskwater.nl

www.helpdeskwater.nl

Opgesteld door

Deltares

Fugro Ingenieursbureau BV

HKV_Lijn in Water

Arcadis Nederland BV

Rijkswaterstaat Water, Verkeer en Leefomgeving

www.enwinfo.nl

Uitgevoerd door

Rijkswaterstaat Water, Verkeer en Leefomgeving

Vormgeving

Comma-S ontwerpers, 's-Hertogenbosch

Oktober 2012