

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen bij Dijken

SBW Faalmechanismen TR Grondonderzoek; activiteit 2



Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen bij Dijken

SBW Faalmechanismen TR Grondonderzoek; activiteit 2

ir. E.O.F. Calle m.m.v.

drs. G.A.M. Kruse (Deltares)

ir. M.T. van der Meer, ir. W.R. Halter en ir. B.M. Effing (Fugro)

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen bij Dijken

Opdrachtgever

Rijkswaterstaat Waterdienst

Project

1001411-004

Kenmerk

1001411-004-GEO-0001

Pagina's

100

Trefwoorden

Dijkontwerp / dijktoetsing / macrostabiliteit / opbarsten en piping / schematiseringonzekerheden / schematiseringfactor / schematiseringsscenario's / grondonderzoek / probabilistische analyse

Samenvatting

In het kader van het onderzoeksprogramma SBW wordt het Technisch Rapport Grondonderzoek en geotechnisch Schematiseren bij Dijken (TRGS) opgesteld. Doel van dit technisch rapport is het verschaffen van richtlijnen en handreikingen voor grondonderzoek en het hieruit afleiden van schematiseringen van (onder)grond en waterspanningen ten behoeve van het grondmechanisch toetsen (en ontwerpen) van dijken, waarbij op inzichtelijke wijze omgegaan wordt met onzekerheden.

Dit rapport bevat de verslaglegging van activiteit 2 uit het projectplan, namelijk het aangeven van benodigde schematiseringen voor grondmechanisch toetsen van dijken en het ontwikkelen van een raamwerk hoe hierbij om te gaan met onzekerheden die inherent zijn aan grondonderzoek en het optreden van waterspanningen bij toets- of ontwerpbelastingen. Op hoofdlijnen zijn de volgende onderwerpen uitgewerkt:

- benodigde schematiseringen van (onder)grond en waterspanningen ten behoeve van controle op grondmechanische faalmechanismen macro-instabiliteit en opbarsten/piping. Er is een overzicht gegeven van de benodigde schematiseringen (van omgevingschaal naar objectschaal) voor het opzetten van analyses van grondmechanische faalmechanismen.
- Opzetten en uitwerken van een schematiseringtheorie om verder vorm te geven aan de in de Leidraad Rivieren (2007) geïntroduceerde schematiseringfactor voor macrostabiliteit. De schematiseringfactor verdisconteert het onzekere karakter van gekozen schematiseringen bij de controle op macrostabiliteit bij dijken. De theorie is relevant zowel voor "ontwerpen" als voor "toetsen".
- Uitbreiden van deze schematiseringtheorie voor andere grondmechanische faalmechanismen, met name opbarsten en piping.

Op basis van de ontwikkelde schematiseringtheorie is een richtlijn ontwikkeld voor de keuze van schematiseringfactoren bij de analyses van macrostabiliteit, opbarsten en piping bij dijken. Deze onderzoeksrapportage levert, samen met later nog te verschijnen onderzoeksrapportages over de opzet en interpretatie van grondonderzoek (activiteit 3) en toegankelijke opslag van grondonderzoekgegevens en hieruit voortkomende schematiseringen voor hergebruik (activiteit 4), de belangrijkste bouwstenen voor het opstellen van het TRGS.

Referenties: Zie referentielijst achterin dit document

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
	2009-05-18	Ir. E.O.F. Calle		Ir. J.G. Knoeff		Ing. A. T. Aantjes	
	2009-07-14	Ir. E.O.F. Calle		Ir. J.G. Knoeff		Ing. A.T. Aantjes	
	2009-07-20	Ir. E.O.F. Calle		Ir. J.G.Knoeff		Ing. A.T. Aantjes	

Status

definitief

Inhoud

1	Inleiding	1
1.1	SBW-Kader	1
1.1.1	Projectplan	1
1.1.2	Rapportage activiteit 1 (zie referentie [2])	1
1.1.3	Voorliggende rapportage	3
1.1.4	Naamgeving TR	4
1.2	Achtergrond schematiseringfactor	5
1.2.1	Nieuwe veiligheidscriteria voor taludstabiliteit in de Leidraad Rivieren	5
1.2.2	Eerdere ideevorming	6
1.3	Doel en inhoud van dit rapport	8
1.3.1	Doelen	8
1.3.2	Inhoud	8
2	Partiële veiligheidsfactoren in de Leidraad Rivieren	10
2.1	Basisopzet van de LRFD-methode	10
2.2	De uitwerking voor macro- stabiliteit in de Leidraad Rivieren	11
3	Schematiseringen voor stabiliteitsanalyse	15
3.1	Benodigde schematiseringen	15
3.1.1	Inleiding	15
3.1.2	Benodigde schematisering van opbouw van en waterspanningen in dijk en ondergrond	15
3.2	Informatiebronnen voor het schematiseringproces	16
3.3	Globale werkwijze bij schematiseren	17
3.4	Keuze van schematisering voor toets- of ontwerpanalyse	21
3.5	Illustratie van het keuzeprobleem bij de keuze van de schematisering t.b.v. toetsen	23
4	Opzet schematiseringanalyse voor macrostabiliteit	27
4.1	Definities en terminologie	27
4.2	Schematiseringanalyse: basisschematisering en schematiseringfactor	31
4.3	Berekening van faalkansen (kansen op instabiliteit)	35
4.4	Rekenvoorbeelden	36
5	Praktische keuze van schematiseringfactor	41
5.1	Handreiking/criteria in het addendum I bij de LR	41
5.2	Onderbouwing handreiking/criteria voor keuze schematiseringfactor	42
5.3	Schatten van kansen op afwijkende schematiseringen	45
6	Toepassingen schematiseringfactor	47
6.1	Inleiding	47
6.2	Toepassing: case Markermeerdijk	47
6.2.1	Stappen bij de afleiding van de schematiseringfactor	48
6.2.2	Identificeren invloedsparameters stabiliteitsberekening	48
6.2.3	<i>Toelichting bij de bepaling van de schematiseringfactor</i>	49
6.2.4	<i>Case 1: schematiseringfactor voor dijkvak 23-5</i>	50
6.2.5	<i>Conclusies van de case Markermeerdijk</i>	52
6.3	Toepassing: hypothetische case	54
7	Mechanisme opbarsten en piping bij dijken	59

Titel
Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen
bij Dijken

Opdrachtgever	Project	Kenmerk	Pagina's
Rijkswaterstaat Waterdienst	1001411-004	1001411-004-GEO-0001	101

7.1	Beschrijving van het mechanisme opbarsten en piping	59
7.2	Gerelateerde mechanismen	61
7.3	Globale opzet van het schematiseringsproces	61
7.4	Schematiseringanalyse t.b.v. deel- faalmechanisme opbarsten	62
7.5	Schematiseringanalyse t.b.v. deel- faalmechanisme piping	66
8	Conclusies en aanbevelingen	69
	Referenties	75
Bijlage 1	Voorlopige opzet TR Grondonderzoek en Schematiseringen	1
Bijlage 2	Bijlagen bij case studie par. 6.2	3
2.1.	Overzicht locaties dijkvakken	4
2.2.	Overzicht invloedsparameters en spreiding	5
2.3.	Berekende stabiliteitsfactoren bij variabele invloedsparameters	6
2.4.	Berekening schematiseringfactor dijkvak 23-5 (weinig informatie)	9
Bijlage 3	Voorbeeld: Effect dichtheid grondonderzoek op eenduidigheid schematisering	15

1 Inleiding

1.1 SBW-Kader

Het opstellen van een Technisch Rapport Grondonderzoek is een onderdeel van het onderzoeksprogramma Sterkte en Belastingen Waterkeringen (SBW, tranche 2008-2010). Dit onderzoeksprogramma richt zich op verbetering van het wettelijk toetsinstrumentarium voor primaire waterkeringen.

De scope van dit technisch rapport is het geven van richtlijnen voor het vaststellen van bruikbare schematisaties van de (onder)grondopbouw en de geohydrologie (en daaruit voortvloeiende schattingen van waterspanningen), die nodig zijn bij het grondmechanisch toetsen van de veiligheid van dijken. Die schematisaties, en vooral ook de onzekerheden die daarbij een rol spelen, hangen sterk samen met het beschikbare of uit te voeren grondonderzoek. Het geven van handreikingen voor de opzet, aard en omvang van grondonderzoek behoort daarom eveneens tot de scope van het technisch rapport. De nadruk ligt echter op hoe dit grondonderzoek bijdraagt aan voor de grondmechanische analyses bruikbare schematiseringen.

1.1.1 Projectplan

In het projectplan [1] is een aantal activiteiten benoemd die moeten leiden tot het beoogde Technisch Rapport Grondonderzoek, namelijk (kort weergegeven):

1. Inventarisatie van relevant onderzoek en publicaties, analyse van bruikbaarheid voor het TR en nader detailleren van de opzet van de hieronder genoemde activiteiten 2, 3 en 4, die de bouwstenen voor het beoogde technisch rapport moeten leveren.
2. Het per grondmechanisch faalmechanisme vaststellen van de benodigde schematiseringen, de hiervoor vereiste informatie, welke type grondonderzoek hiervoor geëigend is en hoe hierbij omgegaan kan of moet worden met onzekerheden. Naar aanleiding van de inmiddels uitgevoerde activiteit 1 wordt vooralsnog gefocussed op de mechanismen macro-instabiliteit van het binnentalud en opbarsten en piping.
3. Beschrijving van bruikbare opzetten en technieken voor grondonderzoek (klassieke en modernere methoden, harde en zachte informatie;)
4. Inventarisatie en analyse van mogelijkheden voor opslaan van ingewonnen en geïnterpreteerde informatie (schematiseringen) en toetsresultaten in een GIS-achtige omgeving. Hierbij wordt aangesloten op lopende ontwikkelingen.
5. Rapportage van activiteiten 1...4 in een achtergrondrapport bij het Technisch Rapport Grondonderzoek.
6. Opstellen van een eerste concept van het technisch rapport.

Vervolgactiviteiten daarna zijn het bespreken van dit concept met de voor dit project opgerichte klankbordgroep en het vervolgens completeren van het concept technisch rapport. Na review/goedkeuring door ENW-Techniek, kan het definitief gemaakt worden en beschikbaar gesteld aan de beroepspraktijk. De verwachting is dat het technisch rapport in het derde kwartaal van 2010 wordt uitgebracht.

1.1.2 Rapportage activiteit 1 (zie referentie [2])

Belangrijkste conclusies uit de rapportage van activiteit 1 uit het projectplan zijn:

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen
bij Dijken

Opdrachtgever	Project	Kenmerk	Pagina's
Rijkswaterstaat Waterdienst	1001411-004	1001411-004-GEO-0001	101

- Bij het kiezen van uitgangspunten voor grondmechanische analyses bij het toetsen (of ontwerpen) van dijken is de schematisering van de ondergrond en waterspanningen een essentieel onderdeel. Belangrijk is dat onderkend wordt dat geschikte schematiseringen niet eenduidig volgen uit beschikbaar grondonderzoek. De natuurlijke variabiliteit van de bodemsamenstelling en het feit dat grondonderzoek altijd fragmentarisch van aard is, zijn er de oorzaak van dat doorgaans meerdere schematiseringen mogelijk (en voor de grondmechanische analyses relevant) zijn. Beoogd wordt om in het TR Grondonderzoek concrete richtlijnen te geven hoe hier mee omgegaan kan worden, in het verlengde van het introduceren van de zogenaamde schematiseringfactor in de Leidraad Rivieren [3].
- Uit een scan van internationale literatuur op dit gebied blijkt dat het onderwerp “omgaan met onzekerheden bij het schematiseren” breed in de belangstelling staat. In verschillende publicaties worden uiteenlopende aanpakken voorgesteld, die van toepassing zijn op schematiseren in heel specifieke situaties. Het geheel laat een grote verscheidenheid zien zonder duidelijke algemene lijn. Bovendien gaat het veelal om academische benaderingen. Voor de beoogde praktische opzet van de schematiseringanalyse in het TR Grondonderzoek, aansluitend aan de ingezette lijn in de Leidraad Rivieren zijn geen directe aanknopingspunten gevonden.
- Inbreng vanuit de geologie bij het karakteriseren van ondergrondopbouw en lokale geohydrologie bij dijken, verbetert de kwaliteit van grondmechanische schematiseringen. Essentieel daarbij is dat kennis van de ontstaansprocessen van de ondergrond richtinggevend is bij het onderkennen van mogelijke verschijnselen in de ondergrondopbouw die niet noodzakelijk ontdekt worden bij (per definitie) fragmentarisch lokaal grondonderzoek. Algemene kennis van de lokale geologie, ondersteund door feitelijke informatie (bijvoorbeeld uit de DINO-database), maakt het mogelijk om een indruk te krijgen van te verwachten geotechnisch relevante kenmerken van de ondergrond in een gebied. Daarmee wordt inzicht verkregen in onzekerheden, die een rol kunnen spelen bij het schematiseren op basis van lokaal grondonderzoek ten behoeve grondmechanische analyses bij dijken.

In de rapportage van activiteit 1 is een eerste opzet van het technisch rapport beschreven. Deze is weergegeven in bijlage 1 van het voorliggende rapport. Tevens zijn in lijn met die opzet (onderzoeks)-activiteiten, waarin het projectplan voorzag, nader gedetailleerd. Voor activiteit 2, het onderwerp van het voorliggende rapport, zijn dit, kortweg, de volgende deelactiviteiten:

- Beschrijving van benodigde schematiseringen en het schematiseringproces (van ondergrondopbouw en waterspanningen) voor de verschillende faalmechanismen. Er wordt (uiteindelijk) beoogd een relatie te leggen tussen beschikbare gegevens uit grondonderzoek en de betrouwbaarheid van een gekozen ondergrondmodel en waterspanningen (de basisschematisering) voor grondmechanische berekeningen.
- Het geven van handreikingen voor het identificeren van mogelijke (ongunstige) afwijkingen van de basisschematisering, die op grond van de beschikbare informatie niet uitgesloten kunnen worden. Generieke procedures hiervoor, die volledigheid waarborgen, bestaan niet. Het identificeren van mogelijke afwijkingen wordt aan de hand van voorbeelden geïllustreerd.

- Het geven van handreikingen om tot schattingen van kansen van basisschematiseringen en (ongunstige) afwijkingen te komen. Deze worden bij de schematiseringanalyse gebruikt.
- Het ontwikkelen en beschrijven van een schematiseringanalyse waarmee nagegaan kan worden of de basisschematisering voldoende waarborgen biedt voor een betrouwbare toetsing van een dijk, gegeven de mogelijke afwijkingen. Hierin wordt het effect van een schematiseringfactor (feitelijk een soort partiële veiligheidsfactor voor het verdisconteren van schematiseringonzekerheden) meegenomen.

De potentiële grondmechanische faalmechanismen die vooralsnog beschouwd worden zijn macro-instabiliteit van dijktafval en onderloopsheid (opbarsten en piping). Met name bij deze twee mechanismen speelt de modellering (schematisering) van de ondergrondopbouw en de geohydrologische karakterisering (de opbouw van waterspanningen) een belangrijke rol en kunnen uitkomsten van mechanismeanalyses erg gevoelig zijn voor afwijkende schematiseringen.

1.1.3 Voorliggende rapportage

Zoals gezegd betreft de voorliggende rapportage activiteit 2 in het projectplan, namelijk het geven van handreikingen/richtlijnen bij het schematiseren van grondmechanische faalmechanismen bij dijken. Meer specifiek gaat het hierbij om verdere uitwerking van de aan het eind van paragraaf 1.1.2 genoemde deelactiviteiten.

Het proces om te komen tot schematiseringen van ondergrondopbouw en water(over)spanningen, het kiezen van de basisschematisering en identificeren van mogelijke ongunstige afwijkingen wordt in hoofdstuk 3 behandeld. Hierbij wordt ingestoken op schematisering ten behoeve van het toetsen van de macrostabiliteit bij dijken. Echter, de algemene procesgang is voor andere faalmechanismen, waarin de ondergrondopbouw en water(over)spanningen een rol spelen, zeer analoog.

De belangrijkste boodschap hierbij is dat voor het verkrijgen van goede schematiseringen ten behoeve het toetsen van faalmechanismen bij dijken, globale kennis van de geologie en de geohydrologie van de omgeving van de dijk nodig is. Vanuit dit "omgevingsbeeld" kan worden toegewerkt naar mogelijke locale schematiseringen van de dijk, de ondergrondopbouw in de directe omgeving ervan en de relevante waterspanningen. Hoewel uiteindelijk alleen de laatste 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 is ook altijd een schematisering, gebaseerd op de 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.

Verreweg het grootste deel van de voorliggende rapportage, hoofdstuk 4 en volgend, heeft betrekking op het ontwikkelen en praktisch uitwerken van een schematiseringanalyse. De grondgedachte hierachter is dat schematiseringen van dijk, de nabije ondergrondopbouw en de waterspanningen, doorgaans niet eenduidig te bepalen zijn, als gevolg van onzekerheden. Er zijn dus verschillende locale schematiseringen mogelijk, hoewel die niet alle even waarschijnlijk zullen zijn. Bij het opstellen van de Leidraad Rivieren en het bijbehorende

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen
bij Dijken

Opdrachtgever	Project	Kenmerk	Pagina's
Rijkswaterstaat Waterdienst	1001411-004	1001411-004-GEO-0001	101

Addendum bij het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (TRWG) (referenties [3] en [4]) is die gedachte aanleiding geweest voor het introduceren van de zogenoemde schematiseringfactor, een soort veiligheidsfactor voor het verdisconteren van schematiseringonzekerheden. In paragraaf 1.2 wordt de ontstaansachtergrond van de schematiseringfactor nader toegelicht.

Het idee achter de schematiseringfactor is dat naarmate de basisschematisering aantoonbaar veiliger is gekozen, de aan te houden schematiseringfactor kleiner mag zijn. Zo wordt in het addendum bij het TRWG een schematiseringfactor van 1.30 voorgeschreven, die “onder voorwaarden” gereduceerd mag worden tot (voorlopig) 1,10. Echter, een methode om zo'n reductie kwantitatief te onderbouwen ontbreekt. Met de schematiseringanalyse in het voorliggende rapport wordt hierin voorzien.

Opgemerkt wordt dat onzekerheden over ondergrondopbouw en water(over)spanningen, als gevolg waarvan verschillende schematiseringen mogelijk zijn, zowel bij het toetsen van dijken als bij het ontwerpen van dijken of dijkversterkingen een belangrijke rol spelen. Het zou dus onlogisch zijn te denken dat rationeel onderbouwd omgaan met schematiseringonzekerheden alleen voor ontwerpen van belang is. Hoewel de opzet van het stelsel van veiligheidsfactoren in de Leidraad Rivieren formeel nog niet van toepassing is (verklaard) op het toetsen, kan verwacht worden dat dit op termijn wel het geval zal zijn. De wijze van omgaan met schematiseringonzekerheden is niet principieel verschillend voor ontwerpen en toetsen. Praktisch is er natuurlijk wel een verschil. Een strengere, respectievelijk minder strenge, eis aan de basisschematisering en/of schematiseringfactor leidt bij het ontwerpen doorgaans tot een zwaarder, respectievelijk minder zwaar, ontwerp. Bij het toetsen leidt dit tot eerder, respectievelijk later, afkeuren.

De in het voorliggende rapport beschreven schematiseringtheorie is dus zowel van toepassing op toetsen als op ontwerpen. Dit geldt overigens zonder meer ook voor het gehele Technisch Rapport Grondonderzoek. Dit is de reden dat het ontwikkelen van de schematiseringtheorie in het onderhavige SBW-project is opgepakt (SBW is primair gericht op toetsen!). Feitelijk wordt hiermee ook een inhaalslag gemaakt omdat (kwantitatieve) onderbouwing van de schematiseringfactor bij het opstellen van de Leidraad Rivieren en aanverwante documenten tussen wal en schip is geraakt. Om die reden zullen praktische uitwerkingen van de schematiseringtheorie voor een belangrijk deel ook refereren aan het ontwerpen van dijken. Dat het daarbij om ontwerpen gaat en niet om toetsen is eigenlijk niet essentieel voor het doel.

Inhoudelijk is er een sterke samenhang tussen activiteit 2 en activiteit 3 van het projectplan. Deze activiteit 3 omvat het beschrijven van het opzetten van grondonderzoek en het inwinnen van informatie over bodemparameters. Hieraan wordt parallel gewerkt en is onderwerp van een volgende rapportage.

1.1.4 Naamgeving TR

Bij de eerste opzet van de inhoud van het Technisch Rapport Grondonderzoek, in de rapportage van activiteit 1, is vastgesteld dat deze naam de inhoud niet goed dekt. Van meet

af aan is het de bedoeling geweest een sterke nadruk te leggen op uit grondonderzoek voortkomende schematiseringen van grondmechanische faalmechanismen bij dijken en hoe hierbij om te gaan met hieraan inherente schematiseringonzekerheden. Gesteld is dat TR Grondonderzoek als werktitel voorlopig gehandhaafd zou worden, maar dat nagedacht zou worden over een passender naam.

We stellen daarom nu als titel voor: “Technisch Rapport Grondonderzoek en geotechnisch Schematiseren bij dijken” (TRGS).

1.2 Achtergrond schematiseringfactor

1.2.1 Nieuwe veiligheidscriteria voor taludstabiliteit in de Leidraad Rivieren

Bij het opstellen van de nieuwe Leidraad Rivieren (LR) [3] zijn ook de veiligheidscriteria en veiligheidsfactoren met betrekking tot taludstabiliteit van dijken herzien. De gewijzigde veiligheidsfactoren zijn weergegeven in een addendum bij het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (TRWG, [3] en [4]. Het ging daarbij met name om actualisering van het stelsel partiële veiligheidsfactoren op parameters voor de schuifsterkte, de zogenaamde materiaal- en schadefactoren. Dit, ter vervanging van de onderling verschillende stelsels van materiaal- en schadefactoren in de vroegere leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 1 (LOR1) en deel 2 (LOR2) [5]. Bij deze actualisering, die onderbouwd is in een achtergrondrapport bij het addendum [6] is tevens de zogenaamde “schematiseringfactor” ingevoerd. Deze factor wordt gebruikt als deel- veiligheidsfactor en is bedoeld om onzekerheden in de schematiseringen ten behoeve van de stabiliteitsanalyse te verdisconteren.

De nieuwe materiaal- en schadefactoren vormen samen de partiële veiligheidsfactoren voor de schuifsterkte van de grond. Deze zijn zodanig afgeleid dat daarmee onzekerheid als gevolg van natuurlijke variatie binnen de grondeenheden en variatie als gevolg van procesruis bij monsternamen en laboratoriumproeven wordt afgedekt. Deze variatie manifesteert zich als spreiding bij het vervaardigen van locale of regionale proevenverzamelingen.

Onzekerheden in de schematiseringen ten behoeve van de stabiliteitscontrole van een dijkontwerp (of de toetsing van de stabiliteit van bestaande dijken) kunnen verschillend van aard zijn. Schematiseringonzekerheden, waarop de schematiseringfactor betrekking kan hebben, zijn:

Onzekerheden met betrekking tot de opbouw van de ondergrond (het patroon van grondlagen). Het patroon van de ondergrondopbouw waarmee in de ontwerp- of toetsanalyses wordt gerekend is het product van interpretatie van soms schaars, maar altijd fragmentarisch grondonderzoek (“puntinformatie” zoals boringen en sonderingen, soms aangevuld met “lijninformatie” zoals geofysische raaimetingen). Afhankelijk van de informatiedichtheid, gebiedskennis en de door de geologische processen veroorzaakte grilligheid van de bodemopbouw, is het beeld van de opbouw van grondlagen in de ondergrond, dat ontstaat door interpretatie van grondonderzoek, meer of minder onzeker. Hiermee direct samenhangend is ook de geohydrologische systeemwerking en dus de schematisering van water(over)spanningen in de ondergrond en de daarop rustende dijk meer of minder onzeker.

Naast deze twee voor de stabiliteitsanalyse belangrijke aspecten kunnen onzekerheden in de schematisering van de dijk (zowel nieuw te ontwerpen als te toetsen bestaande dijken) de stabiliteit sterk beïnvloeden. Bijvoorbeeld: het meer of minder afsluitend zijn van kleibekledingen of het al dan niet (op lange termijn) functioneren van drainages.

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen
bij Dijken

Opdrachtgever

Rijkswaterstaat Waterdienst

Project

1001411-004

Kenmerk

1001411-004-GEO-0001

Pagina's

101

Deze opsomming is niet limitatief bedoeld. Kenmerk van deze schematiseringonzekerheden is dat ze in sterke mate te beïnvloeden zijn. Onzekerheden over ondergrondopbouw en geohydrologische systeemwerking worden beïnvloed door de mate waarin informatie hierover wordt ingewonnen en door beschikbaarheid van geologische/geohydrologische gebiedskennis. Onzekerheden over de (betrouwbaarheid van) correcte werking van voorzieningen in een dijk bij extreme belastingsituaties, zoals drainages, worden beïnvloed door controle op accuraatheid bij bouw ervan en/of het planmatig uitvoeren van onderhoud of monitoring gedurende de operationele levensduur.

Om die reden is gekozen voor een schematiseringfactor die afhankelijk is van de mate waarin kansen op het niet of onvoldoende functioneren van de dijk tijdens een situatie waarin deze extreem belast wordt, zijn verkend (risico analyse) en voldoende zijn afgedekt. Voor de beschrijving hiervan is gekozen voor een scenarioconcept. Onder een scenario¹ wordt verstaan een mogelijke schematisering van ondergrondopbouw en waterspanningen, welke consistent is met de beschikbare kennis en informatie en mogelijke onzekerheden. Scenario's kunnen waarschijnlijk, mogelijk, onwaarschijnlijk, zeer onwaarschijnlijk of vrijwel onmogelijk maar theoretisch niet uit te sluiten, zijn.

In het Addendum I bij de Leidraad Rivieren [13] is een eerste nadere handreiking gegeven over hoe om te gaan met de schematiseringfactor. Deze handreiking is nog tamelijk abstract van opzet. Bovendien is deze handreiking nog enigszins speculatief; ze is onder hoge tijdsdruk bedacht en daarbij is een gedegen kwantitatieve onderbouwing achterwege gebleven.

1.2.2 Eerdere ideevorming

Het idee voor het invoeren van een schematiseringfactor is geleidelijk ontstaan. Midden jaren negentig is door GeoDelft en Fugro de studie "Probabilistische methoden in de Geotechniek" uitgevoerd (Calle en Van der Meer [7]). Tijdens deze studie ontstond de overtuiging dat de effecten van onzekerheden bij het schematiseren van de opbouw van de ondergrond en, daarmee samenhangende onzekerheden in de geohydrologische modellering bij dijken, minstens net zo substantieel kunnen zijn als spreidingen van grondparameters binnen grondlagen.

De modellering van ondergrondopbouw en lokale geohydrologie bij dijken zal, gegeven de doorgaans beschikbare informatie uit grondonderzoek, veelal niet één eenduidige schematisering voor grondmechanische analyses opleveren. Om die reden is het idee geopperd om over te gaan tot een stochastische beschrijving, namelijk tot verschillende mogelijke schematiseringen, elk met een eigen kans op voorkomen (Calle en Van der Meer [7], Calle e.a. [8]).

1. Met scenario wordt doorgaans een mogelijk verloop (in de tijd) van opvolgende gebeurtenissen bedoeld. Voor de beschrijving van mogelijke schematiseringen van de ondergrond is deze term dus in beginsel niet correct. Wel gaat het om onzekere uitkomsten van het schematiseringproces en zijn in die zin te associëren met scenario's.

Bij het genereren van mogelijke schematiseringen moet rekening gehouden worden met verschijnselen in de ondergrond, die voor een toetsanalyse wel van belang zijn, maar waarvan de aanwezigheid niet direct uit het grondonderzoek ter plaatste van de dijk volgt.

Een voorbeeld hiervan is de mogelijke aanwezigheid van een zandbaan in de ondergrond. Voor controle op het mechanisme opbarsten en piping is dat een zeer relevant gegeven. Toch is de kans betrekkelijk groot dat een zandbaan van beperkte breedte, bij een grondonderzoek dat bestaat uit boringen en/of sonderingen, niet wordt aangetroffen. Wanneer er vanuit de geologie van het gebied aanwijzingen zijn dat zandbanen voor kunnen komen, is het verstandig om hier bij de toetsing op opbarsten en piping wel rekening mee te houden, ook wanneer bij het lokale grondonderzoek ter plaatse van de dijk geen zandbaan is aangetroffen. De kans op dit "scenario" wordt natuurlijk wel kleiner, naarmate de sondeer- of boorafstanden kleiner worden gekozen en daarbij geen zandbaan wordt aangetroffen.

Het geheel van mogelijke schematiseringen en hun kansen op voorkomen noemen we een stochastische set van schematiseringen, of gemakshalve ook wel een stochastisch ondergrondmodel.

In een toets- of ontwerpsituatie waarvoor een stochastisch ondergrondmodel is samengesteld, is een kernvraag, welke van de mogelijke schematiseringen gekozen moet worden als uitgangspunt voor de toets- of ontwerpanalyses; we noemen dit hier de basisschematisering. Daarnaast speelt de vraag, of en in hoeverre daarbij nog met een extra veiligheid moet worden gerekend als ongunstiger schematiseringen dan de gekozen basisschematisering niet uitgesloten kunnen worden.

De analogie met veiligheidsfactoren op belasting en sterkteparameters dringt zich hierbij op. Kijken we bijvoorbeeld naar de sterkte, dan wordt voor berekeningen eerst een representatieve waarde bepaald (met kans van bijvoorbeeld 5% dat die onderschreden wordt). Deze wordt vervolgens gedeeld door een veiligheidsfactor (de materiaalfactor). Aan de belastingkant gebeurt iets soortgelijks: de representatieve belasting wordt vermenigvuldigd met de belastingfactor. Materiaal- en belastingfactoren moeten er, samen met de representatieve waarden voor sterkte en belasting voor zorgen dat de vereiste veiligheid wordt gewaarborgd. De vereiste veiligheid wordt uitgedrukt als toelaatbare faalkans. Dit veiligheidsconcept vormt de basis voor de Europese en Nederlandse regelgeving voor het ontwerpen van bouwconstructies en is ook overgenomen in de TAW/ENW-leidraden. Het wordt de "Load and Resistance Factor Design"-benadering (LRFD) genoemd. In hoofdstuk 2 wordt dit concept en de uitwerking voor de Leidraad Rivieren beschreven.

Kenmerk hierbij is dat belasting en sterkte gekarakteriseerd kunnen worden als onzekere parameters, die beschreven kunnen worden als continue stochastische variabelen.

In tegenstelling tot deze belasting- en sterkteparameters is het stochastische ondergrondmodel niet continu. De verschillende schematiseringen en de bijbehorende kansen vormen een discrete stochastische grootheid. Niettemin geldt ook hier het principe dat een van de schematiseringen gekozen wordt als uitgangspunt voor de grondmechanische berekeningen; dit is de basisschematisering. Dit zou de meest conservatieve schematisering (van de set van mogelijke schematiseringen) kunnen zijn. Dit is zonder meer een veilige keuze voor het toetsen of ontwerpen, maar ook een erg ongunstige, vooral wanneer de bijbehorende kans heel erg klein is. Om die reden wordt als basisschematisering doorgaans een schematisering "aan de conservatieve kant" gekozen maar niet extreem conservatief, min of meer vergelijkbaar met de representatieve waarde van belasting of sterkte. Wanneer er daarnaast ongunstiger mogelijke schematiseringen zijn, waarvan de kansen niet

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen
bij Dijken

Opdrachtgever	Project	Kenmerk	Pagina's
Rijkswaterstaat Waterdienst	1001411-004	1001411-004-GEO-0001	101

verwaarloosbaar klein zijn, is een extra veiligheidsmarge nodig om het effect ervan op de faalkans verdisconteren. Om die reden is in de Leidraad Rivieren de schematiseringfactor ingevoerd.

1.3 Doel en inhoud van dit rapport

1.3.1 Doelen

Doelen van de onderzoeksactiviteiten, die in dit rapport beschreven zijn, zijn:

1. Het schematiseringproces voor controle van het faalmechanisme macro- instabiliteit nader beschrijven. Daarbij is het scenarioconcept als uitgangspunt gekozen om onzekerheden bij het schematiseren te beschrijven.
2. Het ontwikkelen en uitwerken van een schematiseringtheorie voor het omgaan met onzekere schematiseringen bij de controle op macro-instabiliteit.
3. Hiermee de handreiking in het addendum I bij de Leidraad Rivieren m.b.t. omgaan met de schematiseringfactor nader theoretisch onderbouwen.
4. Het geven van enkele voorbeelden van praktische uitwerkingen.
5. Een hieraan analoge opzet voor het faalmechanisme “opbarsten en piping” bij dijken ontwikkelen.

Parallel aan het opzetten en uitwerken van de theorie is deze door Fugro Ingenieursbureau uitgeprobeerd bij het ontwerpen van dijkversterkingen van de Markermeerdijk. De ervaringen van deze praktijkcase zijn opgenomen in dit rapport. Verder wordt door de Waterdienst van Rijkswaterstaat mogelijk een project opgetuigd waarbij meerdere toepassingsgerichte cases op dijken in de verschillende watersystemen worden beschouwd.

Gaandeweg is het idee opgekomen om gebruikers meer flexibiliteit te bieden dan de discrete keuzes voor de schematiseringfactor die in het Addendum I bij de Leidraad Rivieren zijn gegeven. Het rekenspreadsheet, dat is opgezet om werkwijze in het ontwerpkader te onderbouwen is namelijk direct te gebruiken in een specifieke ontwerp- of toetssituatie, waardoor naar behoefte een adequate schematiseringfactor kan worden afgeleid. In de toepassingscase zal de werkwijze worden gedemonstreerd.

1.3.2 Inhoud

Hoofdstuk 2 bevat een beschrijving van het LRFD concept, zowel van de basisopzet als de implementatie ervan in de Leidraad Rivieren (m.n. het Addendum bij het TRWG). Dit concept, en de uitwerking ervan in de Leidraad Rivieren is een fundamenteel vertrekpunt voor de schematiseringtheorie. Tevens worden notaties geïntroduceerd waar op voortgeborduurd wordt in hoofdstuk 4.

In hoofdstuk 3 wordt ingegaan op de benodigde schematisering van dijk, nabije ondergrond en waterspanningen voor stabiliteitscontrole van een dijk. Vervolgens wordt ingegaan op het zoekproces bij het tot stand komen van de benodigde schematisering, te beginnen met globaal karakteriseren van geologie en geohydrologie in de omgeving van de dijk en daarna inzoomen op het object (de dijk) zelf. Als hierbij onzekerheden een rol spelen, wat doorgaans het geval is, zal dit leiden tot verschillende mogelijkheden voor de gezochte schematisering.

Hierbij wordt het scenarioconcept geïntroduceerd, met een representatief basisscenario (de basisschematisering) dat wordt gebruikt voor het toetsen of ontwerpen en, mogelijke afwijkende (ongunstiger) scenario's die door een schematiseringfactor kunnen worden afgedekt.

Ook wordt (globaal) een verband gelegd tussen de mate waarin ongunstige scenario's (verder) kunnen worden uitgesloten en (additioneel) grondonderzoek, als alternatief voor veilig ontwerpen op basis van zeer ongunstige scenario's voor ondergrondopbouw en waterspanningen. Dit is namelijk de sleutel tot het beoordelen van de toegevoegde waarde van additioneel grondonderzoek.

Hoofdstuk 2 en hoofdstuk 3 vormen samen de opmaat naar de schematiseringtheorie die in hoofdstuk 4 wordt beschreven. In dat hoofdstuk wordt de opzet gegeven voor een theoretisch (probabilistisch) rekenmodel om bij een gekozen basisschematisering te komen tot een benodigde schematiseringfactor.

Voor de dagelijkse toets- en ontwerppraktijk zal een probabilistische analyse mogelijk als omslachtig en daarom niet praktisch worden ervaren. Om die reden wordt in hoofdstuk 5 de eenvoudiger handreiking voor de praktische toepassing, zoals opgenomen in Addendum I bij de Leidraad Rivieren, beschreven en met behulp van het probabilistische model onderbouwd.

De ervaringen met toepassing van het rekenmodel en de daarop gebaseerde handreiking in een echte (ontwerp)case (dijkversterking Markermeerdijk Noord-Holland) worden in hoofdstuk 6 beschreven.

Tot nu toe gaat het om toetsen/ontwerpen, schematiseringen, parameterkeuzen enzovoorts met het oog op het mechanisme macro-instabiliteit van het binnentalud van dijken. Bij het grondmechanisch ontwerpen van een dijk spelen meerdere potentiële bezwijkmechanismen een rol. In beginsel is de opzet voor andere mechanismen dan macro-instabiliteit niet principieel verschillend, maar zijn wel aanpassingen nodig. Een uitwerking voor het mechanisme opbarsten en piping is in hoofdstuk 7 gegeven. De uitwerking voor dit mechanisme was overigens gecompliceerder dan eerst gedacht. Er is een rekenmodel voor het bepalen van schematiseringfactoren ontwikkeld, maar dit heeft nog nader uitproberen met praktische voorbeelden.

Tot slot wordt opgemerkt dat het voorliggende rapport bouwstenen aandraagt voor het, binnen het project, op te stellen Technisch Rapport Grondonderzoek en geotechnisch Schematiseren bij Dijken (TRGS). In het voorliggende rapport is nog niet geprobeerd de feitelijke redactie van (delen van) dit technisch rapport al vast te leggen.

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen
bij Dijken

Opdrachtgever

Rijkswaterstaat Waterdienst

Project

1001411-004

Kenmerk

1001411-004-GEO-0001

Pagina's

101

2 Partiële veiligheidsfactoren in de Leidraad Rivieren

2.1 Basisopzet van de LRFD-methode

De LRFD- methode (Load and Resistance Factor Design) is het gekozen veiligheidsformat in Nederlandse ontwerpvoorschriften voor geotechnisch ontwerpen (de nationale annex bij Eurocode 7). Deze methode lag al ten grondslag aan de vroegere ontwerpvoorschriften (de NEN- serie) en was ook al, in een wat aangepaste vorm, uitgangspunt bij de TAW- ontwerpleidraden (o.a. LOR1 en LOR2). 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_d en 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:

$$S_d = \gamma_S S_{rep} \leq R_d = \frac{R_{rep}}{\gamma_R} \quad (2.1)$$

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 $r_1, r_2, \dots$. De voor het LRFD- format meest consequente benadering is dan:

$$S_d = S(\gamma_{s_1} s_{1,rep}, \gamma_{s_2} s_{2,rep}, \dots) \leq R_d = R\left(\frac{r_{1,rep}}{\gamma_{r_1}}, \frac{r_{2,rep}}{\gamma_{r_2}}, \dots\right) \quad (2.2)$$

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

$$S_d = \gamma_S S(s_{1,rep}, s_{2,rep}, \dots) \leq R_d = \frac{R(r_{1,rep}, r_{2,rep}, \dots)}{\gamma_R} \quad (2.3)$$

Uiteraard zijn nog meer tussenvormen denkbaar; in de praktijk zullen die het meest bruikbaar blijken te zijn. Zo kan bijvoorbeeld aan de belastingkant het format (2.2) handig zijn (met, bijvoorbeeld, verschillende belastingfactoren voor permanente en tijdelijke belastingen) terwijl aan de sterktekant met één “overall” sterktefactor wordt gewerkt (conform (2.3)) als er, bijvoorbeeld, veel parameters een rol spelen bij de sterktebepaling.

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 het voorschrift, zoals tabel 1 in de NEN 6740 voor grondeigenschappen. Die worden vaak aangeduid als nominale waarde.

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 ontwerp praktijk.

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 uitgegaan van de normale (Gausse) kansverdeling.

2.2 De uitwerking voor macro- stabiliteit in de Leidraad Rivieren

In de Leidraad Rivieren (LR) [3] en het bijbehorende Addendum bij het TRWG is, evenals dat in voorgaande Leidraad voor het Ontwerpen van Rivierdijken [5] het geval was, een iets anders opgezet format gebruikt voor het controleren van de macro- stabiliteit van dijktafsluitingen.

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

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen bij Dijken

Opdrachtgever

Rijkswaterstaat Waterdienst

Project

1001411-004

Kenmerk

1001411-004-GEO-0001

Pagina's

101

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.

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 dijkkringgebied 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 is, om dezelfde praktische reden, de splitsing in materiaalfactoren (nu ook wel basismateriaalfactoren genoemd) en schadefactoren weer toegepast.

Analoog aan de vergelijkingen (2.1) ... (2.3) geven we hier de uitdrukkingen die horen bij het toetsen van de macro- stabiliteit van dijkstaluds. De mate van stabiliteit van een dijkstalud 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, $\tan(\varphi')$, en een parameter die de schematisering van de overige voor het probleem relevante variabelen reflecteert, aangeduid als S . Het criterium voor macrostabiliteit is:

$$F_d = F(c'_d, \tan(\varphi')_d; S) \geq \gamma_d \gamma_n \gamma_b \quad (2.4)$$

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

$$c'_d = \frac{c'_{rep}}{\gamma_{m,c'}} \quad \text{en} \quad \tan(\varphi')_d = \frac{\tan(\varphi')_{rep}}{\gamma_{m,\tan(\varphi')}} \quad (2.5)$$

In vergelijking (2.4) is F_d de notatie voor de stabiliteitsfactor, berekend bij rekenwaarden voor de schuifsterkteparameters, c_d de notatie voor rekenwaarden van de cohesies in de verschillende grondlagen, $\tan(\varphi')_d$ 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 paragraaf), γ_n de schadefactor en γ_b de schematiseringsfactor (zie later in deze paragraaf). In vergelijking (2.5) zijn $\gamma_{m,c'}$ en $\gamma_{m,\tan(\varphi')}$ de basismateriaalfactoren. Verder zijn c'_{rep} en $\tan(\varphi')_{rep}$ 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.

Basismateriaalfactoren en schadefactor:

De voor het ontwerpen van rivierdijken voorgeschreven materiaalfactoren $\gamma_{m,c'}$ en $\gamma_{m,\tan(\varphi')}$ zijn, voor verschillende grondsoorten (zand, veen en klei) weergegeven tabel 5.3.1. van het Addendum bij het TRWG. Deze materiaalfactoren zijn afgeleid met behulp van probabilistische analyses van de stabiliteit van dijktafsluitingen, waarbij uitgegaan is van toelaatbaar geachte kansen op macro- instabiliteit die, onder andere, gekoppeld zijn aan de beveiligingsnorm voor het dijkkringgebied waar de dijk onderdeel van is. In het Addendum is een rekenrecept aangegeven waarmee deze toelaatbare instabiliteitskans kan worden vastgesteld. De materiaalfactoren in het Addendum zijn onlosmakelijk verbonden met de schadefactor, die zich laat berekenen als:

$$\gamma_n = 1 + 0.13(\beta_{eis} - 4) \quad (2.6)$$

waarin β_{eis} de vereiste betrouwbaarheidsindex is die behoort bij de toelaatbare kans op macro-instabiliteit. Vergelijking (2.6) zullen we later in dit rapport gebruiken bij de schematiseringanalyse.

De modelonzekerheidsfactor is in de vroegere leidraden voor het ontwerpen van rivierdijken geïntroduceerd en verdisconteert mogelijke onnauwkeurigheden van het toegepaste rekenmodel. De in Nederland meest gebruikte rekenmodellen voor controle van de stabiliteit van dijktafsluitingen zijn glijcirkel- analyse volgens Bishop (simplified Bishop method) en de methode "Lift Van" wanneer sprake is van opdrijven van de binnendijkse deklaag nabij de binnentoe van de dijk. De methode "Lift Van" kan gezien worden als een uitbreiding van de Bishop- methode. Het glijvlak hierin wordt gevormd door twee cirkelsegmenten (met verschillende middelpunten en stralen) waartussen eventueel een horizontaal lijnstuk. Het Addendum bij het TRWG noemt verder nog een afschuifanalyse met behulp van een Eindige Elementen Methode (bedoeld wordt PLAXIS).

Modelonzekerheidsfactoren:

De modelonzekerheidsfactoren die in het Addendum TRWG genoemd worden zijn:

1. voor de glijcirkel- analyse volgens Bishop: $\gamma_d = 1.0$
2. voor een analyse met PLAXIS: $\gamma_d = 1.0$
3. voor een analyse met Lift Van: hiervoor geeft het Addendum TRWG het recept voor de modelonzekerheidsfactor dat in samenhang met de oude "drukstaaf"- analyse was aanbevolen. Met vervanging van deze aanpak door de methode LiftVan is ook dit recept vervallen en is destijds een modelonzekerheidsfactor van $\gamma_d=1.05$

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen
bij Dijken

Opdrachtgever

Rijkswaterstaat Waterdienst

Project

1001411-004

Kenmerk

1001411-004-GEO-0001

Pagina's

101

geadviseerd. Deze factor was mede vastgesteld op basis van de verschillende onderzoeken in het kader van de praktijkproef bij Bergambacht [9].²

Bij de studie betreffende herijking van de materiaal- en schadefactoren voor stabiliteitsanalyses ten behoeve van de Leidraad Rivieren [6] is mogelijke aanpassing van de modelonzekerheidsfactoren verder niet overwogen. Afgezien van de genoemde LiftVan factor was er immers geen voortschrijdend inzicht dat daartoe aanleiding gaf.

Schematiseringfactor:

De schematiseringsfactor γ_b is nieuw, ten opzichte van de vroegere ontwerpleidraad en het vroegere TRWG. In de aanloop naar de nieuwe Leidraad Rivieren is een herziening van de materiaalfactoren en schadefactoren uitgevoerd. Hiervoor waren verschillende overwegingen waar hier verder niet op ingegaan wordt, de geïnteresseerde lezer wordt verwezen naar het betreffende achtergrondrapport [6]. Voor de onderhavige studie is de opzet van het nieuwe stelsel van materiaalfactoren wel van belang. De belangrijkste kenmerken zijn:

1. in de nieuwe opzet zijn de partiële veiligheidsfactoren voor de schuifsterkte parameters probabilistisch bepaald, zodanig dat hiermee alleen spreiding en onzekerheid van die parameters wordt afgedekt. In de oude ontwerpleidraad zijn materiaalfactoren gebaseerd op afijken aan de bestaande historisch gegroeide werkwijze; alleen de differentiatie van schadefactoren is gebaseerd op een eenvoudige probabilistische analyse.
2. Om praktische redenen zijn deze nieuwe partiële veiligheidsfactoren, naar model van de opzet in de oude ontwerpleidraad, gesplitst in basismateriaalfactoren en schadefactoren.
3. In de nieuwe opzet is uitgegaan van lognormale kansverdelingen om de spreiding van schuifsterkte- parameters te karakteriseren. Schuifsterkte- parameter populaties met grote relatieve spreiding worden hierdoor fysisch consistent statistisch gemodelleerd.
4. Bij het kiezen van de nieuwe basismateriaalfactoren is zoveel mogelijk aangesloten aan de materiaalfactoren in de recent gepubliceerde nationale annex bij de Eurocode 7, de Europese richtlijn met betrekking tot (veiligheids)normen in de geotechniek.

Met name de keuze van de lognormale verdeling heeft tot relatief gunstige partiële veiligheidsfactoren voor cohesie en hoek van inwendige wrijving geleid. Daardoor werd het mogelijk om expliciet een veiligheidsfactor voor de schematisering van ondergrondopbouw en waterspanningen in te voeren, zonder de veiligheidseisen als geheel in gemiddelde aan te scherpen.

Invoeren van de schematiseringfactor, γ_b , was mede ook ingegeven door het zogenaamde ringonderzoek tijdens de voorbereiding van de praktijkproef bij Bergambacht (Koelewijn [9]). Het Addendum TRWG noemt een waarde, $\gamma_b = 1.30$, die kan worden verlaagd naar 1.20 of 1.10 op basis van onderbouwing van de gekozen schematisering van ondergrondopbouw en waterspanningen in de stabiliteitsanalyse.

2. De nieuwe modelonzekerheidsfactor is door een omissie niet in het Addendum TRWG opgenomen, aanbevolen wordt om dit bij een upgrade van dit document alsnog te doen.

3 Schematiseringen voor stabiliteitsanalyse

3.1 Benodigde schematiseringen

3.1.1 Inleiding

De benodigde schematiseringen voor een stabiliteitsanalyse zijn in grote lijnen:

- 1) schematisering van de opbouw van de dijk en de ondergrond. Het rekenmodel voor de stabiliteitsanalyse, of het om een glijcirkel- model gaat of om een PLAXIS-EEM berekening, is gebaseerd op een schematisering van de opbouw van grondeenheden in en onder de dijk, waar specifieke grondeigenschappen aan toegekend worden.
- 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 de dijk, de ondergrond en de omgeving te kennen.
- 3) Het rekenmodel. Dit is per slot ook een schematisering van het bezwijk- of vervormingmechanisme dat we willen onderzoeken in de stabiliteitsanalyse. De verwachtingen ten aanzien van welke grondmechanische bezwijk of vervormingprocessen kunnen optreden zijn bepalend voor de keuze van het rekenmodel of de rekenmodellen.
- 4) Grondmechanische parameters van de grond in de verschillende grondeenheden en geohydrologische parameters van het systeem. De keuze van het rekenmodel is bepalend voor de benodigde parameters.

In dit hoofdstuk richten we ons op de eerste twee. De opsomming suggereert dat het schematiseren een proces is, waarbij de stappen strikt in de gegeven volgorde worden uitgevoerd. Vaak is het echter een iteratief proces, waarbij onderdelen soms meerdere keren doorlopen moeten worden om een goed totaalbeeld te krijgen van dijk en ondergrond, en van de geohydrologische en grondmechanische (bezwijk)processen die zich daarin af kunnen spelen.

3.1.2 Benodigde schematisering van opbouw van en waterspanningen in dijk en ondergrond

Opbouw van de dijk:

Een dijk is een kunstmatig opgeworpen grondlichaam. Wanneer dit van betrekkelijk recente datum is of wanneer de dijk betrekkelijk recent is versterkt zal er doorgaans archiefmateriaal over de opbouw (kernmateriaal, aanvulmateriaal, bekledingen) zijn. Belangrijke aspecten zijn:

1. de schematisering dient verschillende doelen.
 - a. ten eerste het vastleggen van plaats en afmetingen binnen het dwarsprofiel van de typische grondeenheden waaruit de dijk is opgebouwd, zodat in de stabiliteitsanalyse correcte keuzes van de grondeigenschappen (volumegewichten en schuifsterktes) mogelijk zijn.
 - b. ten tweede moet het waterspanningsbeeld (freatische stijghoogte) binnen het dijklichaam (bij ontwerp- of toetspeil van het buitenwater) worden geschat. De opbouw van het dijklichaam is hierbij van belang (denk bijvoorbeeld aan bekledingen, contrasten in doorlatendheid van kern en aanvulmateriaal).

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen
bij Dijken

Opdrachtgever

Rijkswaterstaat Waterdienst

Project

1001411-004

Kenmerk

1001411-004-GEO-0001

Pagina's

101

2. In de lengterichting van de dijk kan de samenstelling ervan sterk variëren door de verschillende aanpassingen in het profiel, waaronder overgangen van ligging van het dijklichaam, zeker na een lange historie van aanleg en ophogingen en eventuele reparaties van doorbraken. Voor de ontwerpanalyse van een dijkversterking of analyses in het kader van de periodieke veiligheidstoetsing is het van belang zo goed mogelijk zicht te krijgen op de maatgevende secties binnen het dijktraject waarvoor de stabiliteitsanalyse representatief moet zijn.

Opbouw van de ondergrond:

De opbouw van de ondergrond is het resultaat van natuurlijke geologische processen. De schematisering moet een representatief beeld opleveren van de verschillende grondlagen, met dezelfde doelen als de opbouw van het dijklichaam zelf:

1. het in ruimtelijke zin vastleggen van fysische en grondmechanische eigenschappen van de ondergrond ten behoeve van de evenwichtsanalyse (door middel van lagen en bijbehorende grondeigenschappen).
2. het bepalen van de geohydrologische kenmerken van het systeem dijk en ondergrond. Deze zijn namelijk bepalend voor de in een stabiliteitsanalyse in rekening te brengen waterspanningen (in de ontwerp- of toetssituatie).
3. Ook voor de opbouw van de ondergrond, 3D, geldt dat deze in de lengterichting van de dijk, afhankelijk van het geologische regime, kan variëren en dient dus voor de schematisering de maatgevende sectie te worden gekozen binnen de strekking waarvoor de stabiliteitsanalyse representatief moet zijn.

Voor het verkrijgen van inzicht in de geohydrologische systematiek van dijk en ondergrond moet de (globale) ondergrondopbouw bij voorkeur in een ruime omgeving van de dijk bekend zijn. Het waterspanningsbeeld in de ondergrond nabij de dijk wordt vaak beïnvloed door oorzaken die verder van de dijk kunnen liggen. Denk hierbij aan respons van waterspanningen in zandlagen onder de dijk, onder invloed van de buitenwaterstand en de bodemopbouw buitendijks, of aan de effecten van peilbeheer of grondwateronttrekking in de omgeving.

Kennis van de ondergrond in een ruime omgeving van de dijk, en de geologische duiding ervan, is ook nodig voor het schatten van kansen op verschijnselen in de ondergrond nabij de dijk, die mogelijk niet opgemerkt worden bij gangbaar grondonderzoek. Een voorbeeld is de lokale aanwezigheid van lagen eventueel van beperkte afmetingen met voor de stabiliteit van de dijk ongunstige materiaaleigenschappen.

Het adequaat schematiseren van de dijk en ondergrond voor een stabiliteitsanalyse in een systeem van grondlagen en binnen die lagen aanwezige water(over)spanningen is dus het uiteindelijke resultaat van verkregen inzicht in de algemene kenmerken van de ondergrondopbouw in de omgeving van de dijk en van de geohydrologische systematiek die daarmee samenhangt.

3.2 Informatiebronnen voor het schematiseringproces

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.
- 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.
- Informatie uit nieuw grondonderzoek voor het ontwerp van de dijkversterking of de toetsing.

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, of, ook niet uitzonderlijk, verschillende mogelijke totaalbeelden.

3.3 Globale werkwijze bij schematiseren

In het volgende 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. Het gedachtelijk daarbij is dat eerst een beeld gevormd wordt van de ondergrond in de omgeving van de dijk, om vast te stellen welke verschijnselen hierin aanwezig kunnen zijn, uiteraard voor zover die van belang zijn voor het te onderzoeken faalmechanisme. Vervolgens moet een beeld verkregen worden van de geohydrologische kenmerken van de omgeving, omdat die bepalend zijn voor de waterspanningen in en onder de dijk die optreden bij een toets- of ontwerpwaterstand. Daarna wordt ingezoomd op de dijk en nabije ondergrond zelf, waarbij op basis van het locale grondonderzoek in combinatie met de omgevingskarakteristieken de gewenste schematiseringen voor dwarsprofielen moeten worden afgeleid.

De mate van detail die hierbij nodig is, hangt sterk af van de actuele behoefte. Zo is in een ontwerpproces voor een haalbaarheidsstudie of een voorontwerp de behoefte aan detail kleiner dan bij het definitief dimensioneren van een dijk. Voor een gedetailleerde toetsing volgens het VTV is de benodigde mate van detail vergelijkbaar met die voor een definitieve ontwerpcontrole. In de beschrijving hieronder zullen we hier van uitgaan.

De verschillende stappen worden nu beschreven:

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

Deze 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

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen
bij Dijken

Opdrachtgever

Rijkswaterstaat Waterdienst

Project

1001411-004

Kenmerk

1001411-004-GEO-0001

Pagina's

101

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.

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 bij de volgende schematiseringstappen 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) zijn onmisbare informatiebronnen voor het globale beeld van de ondergrond. Gebiedservaring en/of kennis van de geologie van het gebied zijn ook richtinggevend bij het vaststellen van de mogelijke aanwezigheid van lokale verschijnselen of structuren in de ondergrond in de directe omgeving van de dijk, die voor de analyse van macrostabiliteit van belang kunnen zijn. Hiermee kan dan bij verdere detaillering 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. Afhankelijk van het verwachte effect van deze onzekerheid kan men ervoor kiezen meer informatie in te winnen, waardoor wel een eenduidig beeld wordt verkregen, óf de verschillende karakterisering “mee te nemen” 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 staan met oppervlaktewater waarvan mogelijk 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 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 mate 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. Dat houdt in dat óf additioneel grondonderzoek (of waterspanningsmetingen) nodig is waarmee wel een eenduidig beeld wordt verkregen, óf de verschillende mogelijkheden worden meegenomen bij het verdere schematiseringproces.

In het Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken (TRWD) zijn rekenmodellen voor grondwaterstroming in dijken en ondergrond in detail beschreven [10]. Daarin worden ook recepten gegeven voor eenvoudige schematisaties van waterspanningen in en onder de dijk.

3) **Geotechnische schematisering:**

Op de schaal van de dijk en de voor de stabiliteitsanalyses relevante directe ondergrond moeten de ruwe modellen 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 zijn 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 op elke locatie in de lengterichting van de (beschouwde strekking van de) dijk mogelijk zijn een dwarsprofiel te genereren van dijk en

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen
bij Dijken

Opdrachtgever

Rijkswaterstaat Waterdienst

Project

1001411-004

Kenmerk

1001411-004-GEO-0001

Pagina's

101

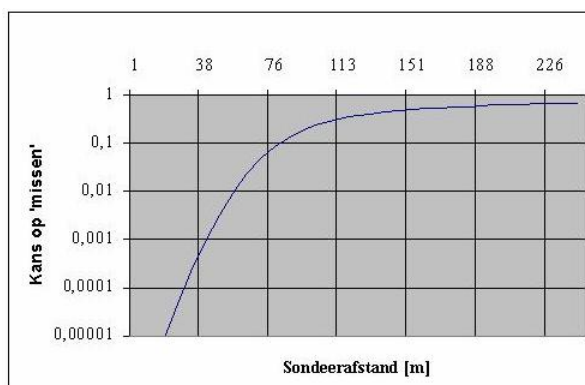
ondergrond, bestaande uit grondlagen en/of andere volume- eenheden, en hierin optredende waterspanningen onder toetscondities.

De opbouw van dijk en ondergrond in deze schematiseringstap moet worden ontleend aan gedetailleerd 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 3.1 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.

Dit kan betekenen dat wanneer op grond van de geologische verkenning 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 3.1: Kans op "missen" van een lens met slap bodemmateriaal als functie van de sondeerafstand bij equidistante sonderingen

Het is dus denkbaar dat de beschikbare informatie niet altijd leidt tot één eenduidige geotechnische schematisering, maar tot meerdere mogelijke scenario's. Dit laatste wordt geïllustreerd aan de hand van een voorbeeld in bijlage 3. Dit voorbeeld geeft aan dat het vaak nodig zal zijn om waarnemingen in de lengterichting van de dijk uit te breiden met punten waarmee de variatie dwars op de dijk gekarakteriseerd kan worden.

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 kan dan voor elk van de secties een stabiliteitsanalyse 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.

3.4 **Keuze van schematisering voor toets- of ontwerpanalyse**

De bedoeling is dat het in de voorgaande paragraaf beschreven schematiseringproces uiteindelijk 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- en toetsanalyses moeten worden gemaakt. We gaan hier vooralsnog even uit van het ideale geval dat één representatieve locatie kan worden aangewezen ³.

Wanneer in dit ideale geval er ook slechts één mogelijkheid is geïdentificeerd voor ondergrondopbouw en ontwikkeling van grondwaterspanningen in de ontwerp of toetssituatie,

3. Let op, het gaat hierbij om controle op het mechanisme macrostabiliteit. Voor andere controle op bijvoorbeeld opbarsten en piping kunnen weer andere locaties binnen de dijkstrekking maatgevend zijn.

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen
bij Dijken

Opdrachtgever	Project	Kenmerk	Pagina's
Rijkswaterstaat Waterdienst	1001411-004	1001411-004-GEO-0001	101

dan ligt hiermee ook het uitgangspunt voor de stabiliteitsanalyse(s) vast. Zijn er meerdere mogelijkheden, dus meerdere schematiseringsscenario's voor ondergrondopbouw en waterspanningen op de "maatgevende" locatie binnen de dijkstrekking, dan moet hieruit een keuze worden gemaakt voor het scenario dat als uitgangspunt voor het ontwerpen of de toetsing wordt genomen, de basisschematisering.

In het geval van een ontwerpsituatie lijkt het voor de hand liggend het meest ongunstige scenario als basisschematisering te kiezen. Dat is in ieder geval een veilige keuze. Maar, wanneer de waarschijnlijkheid van dit scenario 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 relatief gunstige basisschematisering, maar er moet dan wel rekening gehouden worden met de ongunstiger schematiseringsscenario's.

In het geval het om toetsing van een bestaande dijk gaat kan de keuze van de meest ongunstige schematisering leiden tot onterecht afkeuren. Aan de andere kant kan de keuze voor een minder ongunstige schematisering leiden tot onterecht goedkeuren. In paragraaf 3.5 is dat geïllustreerd met een rekenvoorbeeld.

De keuze van de basisschematisering als uitgangspunt voor het ontwerp of de toetsing is dus een afwegingsproces, waarbij de ontwerper of toetser in hoge mate moet vertrouwen op z'n inzicht, ervaring en intuïtie. Met de schematiseringanalyse in hoofdstuk 4 wordt een instrument aangereikt waarmee dit keuzeproces inzichtelijk gemaakt kan worden. De schematiseringfactor speelt daarbij een belangrijke rol.

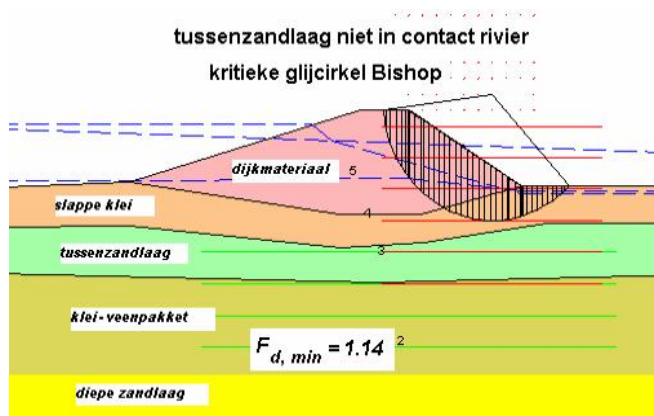
In essentie gaat het hierbij om het volgende:

- De basiseis voor ontwerpen of toetsen is een toelaatbare kans op instabiliteit.
- Wanneer de ongunstigste schematisering van ondergrond en waterspanningen als uitgangspunt voor toetsen of ontwerpen wordt gekozen, is de kans dat de "realiteit" nog ongunstiger is nul (of in ieder geval verwaarloosbaar klein). Wanneer met dit uitgangspunt een dijk ontworpen of getoetst wordt en voldaan wordt aan de basiseis, dan is de dijk in ieder geval voldoende veilig. Het heeft dan geen enkele zin om nog extra veiligheid in de ontwerp- of toetsanalyse in te bouwen door een schematiseringfactor. Maar, zoals boven betoogd, kan in dat geval niet uitgesloten worden dat dit uitgangspunt veel te conservatief is.
- Stel dat niet de ongunstigste schematisering als uitgangspunt voor de stabiliteitsanalyses wordt gekozen. En stel dat hiermee de dijk ontworpen of getoetst wordt en dat voldaan wordt aan de basiseis. Het is dan nog niet zeker of de dijk werkelijk voldoet aan de basiseis. Immers, er bestaat een kans dat de "realiteit" ongunstiger is dan de gekozen schematisering. Het is dan nodig om met deze onzekerheid rekening te houden. Dit kan via de schematiseringfactor. Hoe groot die moet zijn hangt af van de grootte van de kansen op de ongunstiger schematiseringen en de effecten ervan op de stabiliteit.

Hieruit blijkt dat de benodigde schematiseringfactor afhangt van de keuze van de basisschematisering en de hierbij ongunstiger overige schematiseringen. In hoofdstuk 4 wordt dit verder uitgewerkt.

3.5 Illustratie van het keuzeprobleem bij de keuze van de schematisering t.b.v. toetsen

Als voorbeeld nemen we de dijkdoorsnede die in figuren 3.2a en 3.2b is weergegeven.



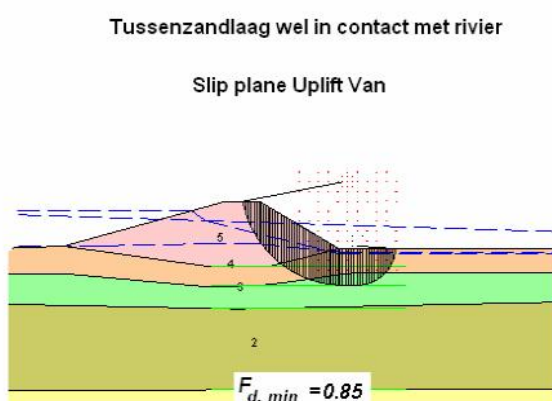
Figuur 3.2a: Rivierdijk met in de ondergrond een tussenzandlaag, waarvan onzeker is of die in verbinding staat met de rivier. Figuur toont de kritieke glijcirkel bij toetspeil in de rivier, in het geval de tussenzandlaag (3) niet in contact staat met de rivier.

Het gaat hier om een hypothetisch maar realistisch voorbeeld, ingegeven door een eerdere in het kader van Delft Cluster uitgevoerde studie van het effect van bodemheterogeniteit op de standzekerheid van de dijk (Calle e.a. [8]). Als case was hiervoor een sectie van de Lekdijk nabij Bergambacht gekozen, waar in ruime mate grondonderzoek beschikbaar was. Bij de interpretatie van het grondonderzoek deed zich binnen één dijkstrekking een situatie voor, analoog aan de situatie die hieronder wordt beschreven.

Het dijklichaam rust op een ondergrond van klei- en veenlagen waarin zich een tussenzandlaag (zandbaan) bevindt. Onzeker is of deze tussenzandlaag in contact staat met de rivier, dan wel ergens onder het voorland ophoudt (en dus niet in verbinding staat met de rivier).

Als de tussenzandlaag niet in contact staat met de rivier, dan is de stijghoogte hierin gelijk aan de stijghoogte in de klei en veenlagen. De kritieke afschuifmode in die situatie is een Bishop- glijcirkel zoals getekend in figuur 3.2a. Hierbij hoort een stabiliteitsfactor van $F_d = 1.14$.

Als de tussenzandlaag wél in contact staat met de rivier, dan nemen de waterspanningen hierin wel 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) [11]; dit is weergegeven in figuur 3.2b. De stabiliteitsfactor is in dat geval aanzienlijk kleiner, namelijk $F_d = 0.85$.



Figuur 3.2b: Als figuur 3.2a maar nu met de kritieke afschuifmode, ingeval de tussenzandlaag wel in verbinding staat met de rivier

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen
bij Dijken

Opdrachtgever	Project	Kenmerk	Pagina's
Rijkswaterstaat Waterdienst	1001411-004	1001411-004-GEO-0001	101

Veronderstel nu dat beschikbare informatie aangeeft dat de kans dat de tussenzandlaag geen contact maakt met de rivier groot is en, zeg, op 90% wordt geschat. De kans dat de tussenzandlaag wel contact maakt is dan 10%.

De vraag die opkomt is welke van de twee situaties als uitgangspunt voor een deterministische toetsing moet worden genomen. De twee situaties geven we aan met schematisering S_1 : “de tussenzandlaag maakt geen contact met de rivier”, met scenariokans $P(S_1) = 0.9$, en schematisering S_2 : “de tussenzandlaag maakt wel contact met de rivier”, met scenariokans $P(S_2)=0.1$.

Stel dat de eis aan de stabiliteitsfactor voor de toetsing $F_{d, eis} \geq 1.13$ is.

Nemen we S_1 als uitgangspunt voor de toetsing, dan wordt de dijk goedgekeurd. Immers de stabiliteitsfactor is dan $F_d = 1.14$ en daarmee wordt net voldaan aan de toetseis. Toch is dat met kans 0.1 een onveilige benadering, waardoor de dijk mogelijk onterecht wordt goedgekeurd. Nemen we S_2 als uitgangspunt, dan wordt de dijk afgekeurd. Immers de stabiliteitsfactor is dan $F_d = 0.85$ en daarmee wordt niet voldaan aan de toetseis. Met kans 0.9 is dit echter een te veilige benadering en wordt de dijk mogelijk onterecht afgekeurd.

In de dagelijkse (deterministische) toetspraktijk wordt doorgaans een ongunstige (reëel denkbare) situatie als uitgangspunt voor de toetsanalyses gekozen. Conform dit gebruik zou dus schematisering S_2 als basisschematisering worden gekozen. Deze heeft, zoals boven aangegeven, een kans van 10%; gevoelsmatig lijkt dit dus een redelijke keuze, die we straks ook bevestigd zullen zien. Dat dit ook een redelijke keuze is wanneer die kans maar 1% zou zijn, of slechts 1 ‰, ligt minder voor de hand. De vraag is daarom, wanneer vinden we de kans klein genoeg om deze schematisering (S_2) buiten beschouwing te laten. Het antwoord op deze vraag proberen we via een probabilistische benadering te vinden.

De eis voor de stabiliteitsfactor is $F_{d, eis} \geq 1.13$. Met een relatie tussen stabiliteitsfactor en de bijbehorende kans op instabiliteit (zie hoofdstuk 4, paragraaf 4.3) vinden we een hiermee overeenkomende toelaatbare kans op instabiliteit van $P_{sf} \leq 3 \cdot 10^{-7}$ (het subscript *sf* staat voor “slope failure”).

De stabiliteitsfactor, ervan uitgaande dat de tussenzandlaag geen contact maakt met de rivier, is $F_d = 1.14$. De hiermee corresponderende kans op instabiliteit is $P_{sf|S_1} \approx 2 \cdot 10^{-7}$. De stabiliteitsfactor, ervan uitgaande dat de tussenzandlaag wel contact maakt met de rivier is $F_d = 0.85$ en de hiermee corresponderende kans op instabiliteit is $P_{sf|S_2} = 2 \cdot 10^{-3}$.

De kans op instabiliteit is:

$$P_{sf} = P_{sf|S_1} P(S_1) + P_{sf|S_2} P(S_2) \quad (3.1)$$

Hiermee vinden we:

$$P_{sf} \approx 2 \cdot 10^{-7} \times 0.9 + 2 \cdot 10^{-3} \times 0.1 \approx 2 \cdot 10^{-4} \quad (3.1a)$$

En deze kans op instabiliteit is groter dan de toelaatbare kans van $3 \cdot 10^{-7}$. Dus in dit geval is de keuze om scenario S_2 als uitgangspunt voor de deterministische toetsing te nemen terecht. Immers, de keuze van scenario S_1 als uitgangspunt voor de toetsing zou in dit geval tot onterecht goedkeuren van de dijk hebben geleid.

Stel, vervolgens, dat de scenariokans $P(S_2)$ een factor honderd kleiner is, dus 0.001 in plaats van 0.1 , dan vinden we:

$$P_{sf} \approx 2 \cdot 10^{-7} \times 0.999 + 2 \cdot 10^{-3} \times 0.001 \approx 2 \cdot 10^{-6} \quad (3.1b)$$

Ook in dit geval wordt niet voldaan aan de eis voor taludstabiliteit, $P_{sf} \leq 3 \cdot 10^{-7}$. Dat betekent dat de schematisering S_2 ook met een zeer kleine scenariokans van 0.001 maatgevend is en als uitgangspunt voor de toetsing moet worden gekozen. De keuze van schematisering S_1 als uitgangspunt voor toetsen zou, ondanks de grote waarschijnlijkheid ervan (0.999), toch tot onterecht goedkeuren leiden.

We controleren of een hogere stabiliteitsfactor, gegeven schematisering S_2 , tot een andere conclusie zou leiden. Zou $F_d|S_2=1.03$ zijn, dus nog wel substantieel te laag maar veel minder extreem, dan is $P_{sf|S_2} \approx 5.8 \cdot 10^{-6}$. De berekeningen (3.1a) en (3.1b) veranderen dan als volgt:

$$(3.1a) \rightarrow P_{sf} \approx 2 \cdot 10^{-7} \times 0.9 + 6 \cdot 10^{-6} \times 0.1 \approx 8 \times 10^{-7} \quad (3.2a)$$

en

$$(3.1b) \rightarrow P_{sf} \approx 2 \cdot 10^{-7} \times 0.999 + 6 \cdot 10^{-6} \times 0.001 \approx 2 \times 10^{-7} \quad (3.2b)$$

In het eerste geval (3.2a) is schematisering S_2 nog steeds de aangewezen keuze als uitgangspunt voor de toetsing, hoewel de kansbijdragen van beide schematiseringen dicht bij elkaar liggen. In het tweede geval (3.2b) zou de keuze van S_2 als uitgangspunt voor de toetsing tot onterecht afkeuren leiden. Dit is ook het geval wanneer de kans op deze schematisering 0.01 in plaats van 0.001 is.

Met deze berekeningen komen we tot de volgende conclusies specifiek voor dit voorbeeld:

1. Als de meest ongunstige schematisering voor ondergrondopbouw en waterspanningen een kans van voorkomen heeft van tien procent of meer, dan moet deze als uitgangspunt voor de (deterministische) toetsanalyse van de macrostabiliteit worden gekozen. Dit leidt in dit geval niet tot onterecht afkeuren.
2. Als de ongunstigste schematisering een kans van voorkomen heeft van één procent of minder en het tekort aan stabiliteitsfactor hierbij minder dan 0.10 ten opzichte van de stabiliteitseis is, dan is dit scenario niet maatgevend voor de deterministische toetsing.
3. Ook als de ongunstigste schematisering een zeer kleine kans van voorkomen heeft (0.01 of kleiner), maar het tekort aan stabiliteitsfactor hierbij groot is (in bovenstaand voorbeeld 0.28), is deze schematisering maatgevend voor de deterministische toetsing.

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen
bij Dijken

Opdrachtgever

Rijkswaterstaat Waterdienst

Project

1001411-004

Kenmerk

1001411-004-GEO-0001

Pagina's

101

De algemene conclusie is dat het niet altijd rationeel is om voor de controle van de macrostabiliteit van dijken (zowel voor toetsen als ontwerpen) uit te gaan van de ongunstigste schematisering van de ondergrondopbouw en waterspanningen. De kans hierop en het effect ervan op de stabiliteitsfactor zijn hierbij bepalend. Het consequent kiezen voor het ongunstigste schematisering voor ondergrondopbouw en waterspanningen als uitgangspunt voor de toetsing kan leiden tot onterecht afkeuren.

Nemen we de gunstiger schematisering (S_1) als uitgangspunt voor de toetsing, dan zullen we toch rekening moeten houden met het mogelijke effect van de andere. Immers de mogelijkheid bestaat dat dat onterecht wordt goedgekeurd. Dit effect kunnen we verdisconteren met een schematiseringfactor.

4 Opzet schematiseringanalyse voor macrostabiliteit

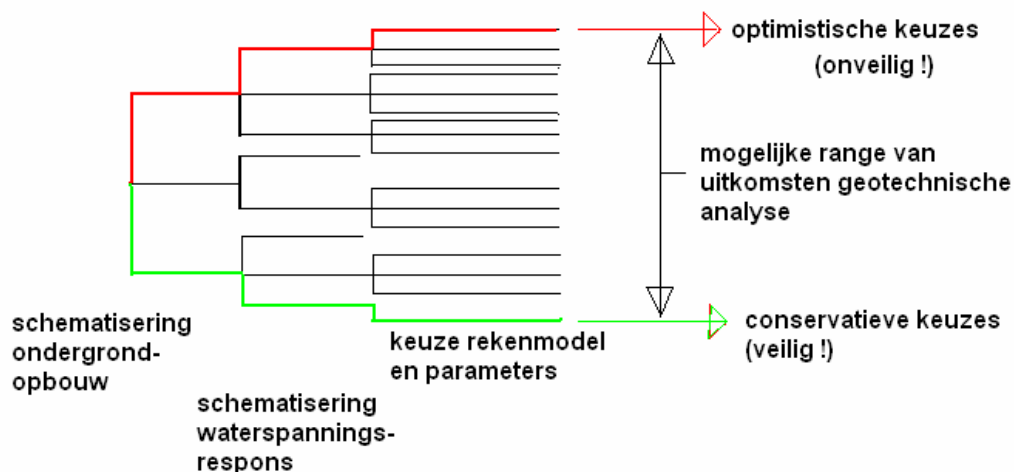
4.1 Definities en terminologie

Bij het grondmechanisch ontwerpen van een dijk (of toetsen van een bestaande dijk) spelen, zoals eerder besproken, verschillende typen onzekerheden een rol. Uitgangspunten bij ontwerp- of toetsanalyses voor macrostabiliteit zijn, op hoofdlijnen, de volgende schematiseringen:

1. De opbouw van de ondergrond en daarmee vaak ook samenhangend
2. de waterspanningen in en onder de dijk als respons op de buitenwaterstand en andere externe belastingen (de geohydrologische karakterisering).
3. Het gehanteerde rekenmodel (Bishop, EEM) en de hierin toegepaste concepten (zoals gedraineerde/ongedraineerde respons, constitutief model, etc.) en bijbehorende parameterwaarden.

In figuur 4.1 zijn de schematiseringstappen symbolisch weergegeven. Bij de verschillende schematiseringstappen kunnen verschillende keuzen worden gemaakt, die er alles bij elkaar voor zorgen dat een hele range van uitkomsten van de stabiliteitsanalyse mogelijk is.

SCHEMATISERINGSTAPPEN EN SCHEMATISERINGKEUZEN IN GEOT. ANALYSE



Figuur 4.1: Schematiseringstappen in de analyse van grondmechanische stabiliteit

In de huidige voorschriften wordt concreet aangegeven hoe onzekerheden over grondparameters bij de toets- of ontwerpanalyse van een dijk moeten worden verdisconteerd. Voor stabiliteitsanalyses worden voorschriften gegeven voor de aan te houden partiële veiligheidsfactoren (materiaal- en schadefactoren) op de schuifsterkte. Ook voor rekenmodelonzekerheden worden doorgaans rekenmodelfactoren gegeven. In hoofdstuk 2 is een beschrijving gegeven van het hier achterliggende concept, de Load and Resistance Factor Design benadering (LRFD) en de implementatie ervan in de Leidraad Rivieren [3].

Over hoe omgegaan moet worden met onzekerheden over ondergrondopbouw en waterspanningen, laten de voorschriften zich in het algemeen niet uit, anders dan dat

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen
bij Dijken

Opdrachtgever

Rijkswaterstaat Waterdienst

Project

1001411-004

Kenmerk

1001411-004-GEO-0001

Pagina's

101

representatieve schematiseringen moeten worden gekozen. Uitgangspunt bij de afleiding van materiaal- en schadefactoren voor de Leidraad Rivieren⁴ was dat hiermee een dijkontwerp moet worden gevonden waarvan de kans op macro-instabiliteit van het binnentalud kleiner dan of gelijk aan een expliciet aangegeven toelaatbare waarde is.

Bij de afleiding van die materiaal- en schadefactoren was het uitgangspunt dat materiaal- en schadefactoren uitsluitend onzekerheden met betrekking tot de schuifsterkte van grond verdisconteren. Onzekerheden over schematisering (van de ondergrondopbouw, de waterspanningen, et cetera), worden hierdoor niet afgedekt. Dit impliceert dat toepassen van de materiaal-, schade- en rekenmodelfactoren, alleen voldoende veilig is als de gekozen basisschematisering van ondergrond en waterspanningen in de ontwerp- of toetsanalyses zodanig is, dat de kans op en het effect van ongunstig afwijkende schematiseringen op de kans op macro-instabiliteit voldoende klein is.

In de praktijk is dat niet altijd het geval. Dit betekent dat mogelijke in ongunstige zin afwijkende schematiseringen van ondergrond en waterspanningen nog apart moeten worden verdisconteerd. In de Leidraad Rivieren is hiervoor de schematiseringfactor geïntroduceerd. Hierdoor wordt de vereiste stabiliteitsfactor, bij de gekozen basisschematisering, verhoogd. Echter, naarmate de basisschematisering conservatiever is, is een kleinere schematiseringfactor nodig. In dit hoofdstuk willen we de relatie leggen tussen benodigde schematiseringfactor en mogelijke (ongunstige) schematiseringsscenario's, die niet uitgesloten kunnen worden. De benodigde schematiseringfactor is afhankelijk van de kansen op die afwijkende schematiseringsscenario's en de effecten die deze zouden hebben op de stabiliteit als ze werkelijk optreden.

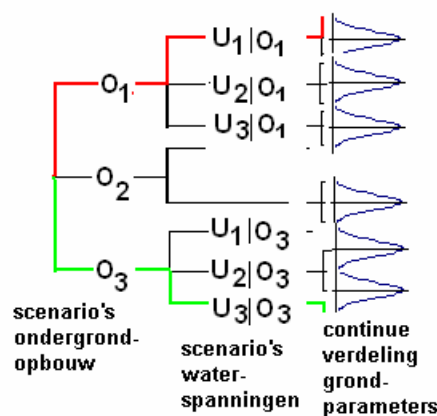
Vooraf merken we op dat de Leidraad Rivieren primair een ontwerp Leidraad is. Vooralsnog is het gebruik van het stelsel van materiaalfactoren, schadefactor en schematiseringfactor in deze leidraad van toepassing verklaard voor het ontwerpen van dijken of dijkversterkingen. Dit heeft een vanuit beleidsmotieven ingegeven achtergrond, maar betekent niet dat de deze aanpak a priori ongeschikt zou zijn bij het toetsen van bestaande dijken in het kader van de periodieke veiligheidstoetsing. Het beschrijven van de schematiseringtheorie hieronder heeft enerzijds tot doel het presenteren van een onderbouwing en uitwerking van de in de Leidraad Rivieren geïntroduceerde schematiseringfactor, maar daarbij willen we er anderzijds niet van uit gaan dat de toepasbaarheid beperkt is tot "ontwerpen". Technisch gezien is er geen belemmering om een stelsel van veiligheidsfactoren met een schematiseringfactor als uitgangspunt voor het toetsen van dijken te accepteren. Tussen ontwerpen en toetsen bestaan immers, veiligheidstechnisch gezien, geen principiële verschillen. Uiteraard zijn er wel praktische verschillen en waar in de beschrijving hieronder onderscheid moet worden gemaakt tussen toetsen en ontwerpen is dit aangegeven.

De mogelijke keuzen voor ondergrondopbouw en waterspanningen worden als discrete scenario's voorgesteld en genummerd. Dit is symbolisch weergegeven in figuur 4.2. Veronderstel nu dat een bepaalde combinatie van ondergrondopbouw (O) en

4. Waar verwezen wordt naar de Leidraad Rivieren wordt ook steeds bedoeld het hierbij behorende Addendum bij het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (zie ref [3])

waterspanningsrespons ($U_k | O_i$) als uitgangspunt voor de ontwerp- of toetsanalyse wordt gekozen. En veronderstel verder dat een vereist betrouwbaarheidsniveau m.b.t. macrostabiliteit is vastgesteld (dit volgt uit een rekenrecept dat in de Leidraad Rivieren is gegeven). Dit betrouwbaarheidsniveau drukken we uit in termen van de vereiste betrouwbaarheidsindex β_{eis} . De bijbehorende toelaatbare kans op instabiliteit van het binnentalud duiden we aan met $P_{sf, toel}$ (waarin sf staat voor “slope failure”). Er geldt dat $P_{sf, toel} = \Phi(-\beta_{eis})$, waarin $\Phi(\cdot)$ de standaard normale kansfunctie is.

In de LRFD benadering van hoofdstuk 2 correspondeert dit vereiste veiligheidniveau met de eis dat de stabiliteitsfactor $F_{d, eis}$ groter dan of gelijk aan het product van de schadefactor γ_n en de rekenmodelfactor γ_d moet zijn. De relatie tussen vereiste betrouwbaarheidsindex en schadefactor wordt gegeven door vergelijking 2.6. Wellicht ten overvloede zij vermeld dat het hierbij gaat om een stabiliteitsfactor die berekend wordt op basis van rekenwaarden voor de schuifsterkte.



Figuur 4.2: Schematische weergave van mogelijke keuzen voor ondergrondopbouw en waterspanningen (discrete scenario's) en van grondparameters (continue verdeling). De scenario's voor waterspanningen (geohydrologische karakterisering) zijn mogelijk afhankelijk van de keuze voor de ondergrondopbouw. De notatie $U_i | O_i$ moet gelezen worden als “waterspanningsrespons U_k op externe belastingen, gegeven de ondergrondopbouw O_i ”.

De schematiseringfactor γ_b , die in de Leidraad Rivieren is ingevoerd, is een extra factor bij de bepaling van de eis aan de stabiliteitsfactor. Het binnentalud van een te ontwerpen of te toetsen dijk moet zodanig zijn dat de stabiliteitsfactor minimaal gelijk is aan het product van schadefactor, rekenmodelfactor en schematiseringfactor:

$$F_d \geq F_{d, eis} = \gamma_d \gamma_n \gamma_b \quad (4.1)$$

Hierin is F_d de actuele stabiliteitsfactor, bij de gekozen basisschematisering van ondergrond en waterspanningen, en $F_{d, eis}$ de vereiste stabiliteitsfactor.

Een bestaande dijk of een ontwerp van een nieuwe dijk(versterking) zullen we symbolisch aanduiden met de letter D . Grootheden waarmee we de grondmechanische veiligheid van het binnentalud kunnen karakteriseren zijn dus:

- de kans op macro-instabiliteit van het binnentalud, aangeduid als $P_{sf} = P_{sf}(D)$ en
- de stabiliteitsfactor van het binnentalud F_d . Ook deze is afhankelijk van de bestaande toestand of van het ontwerp: $F_d = F_d(D)$.

De basisschematisering bij de berekening van $F_d(D)$ is een combinatie van een keuze van de schematisering van de ondergrondopbouw, uit de mogelijke keuzen $\{O_i\}$ ($i=1,2,\dots$) en een

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen
bij Dijken

Opdrachtgever

Rijkswaterstaat Waterdienst

Project

1001411-004

Kenmerk

1001411-004-GEO-0001

Pagina's

101

keuze van de (eventueel bijbehorende) geohydrologische karakterisering, uit mogelijke keuzen $\{U_k | O_j\}$ ($k=1,2,\dots$).

De mogelijke combinaties duiden we in het vervolg ten behoeve van de eenvoud in notatie symbolisch aan met de rij $\{S_j\}$ ($j=1,2,\dots$), waarbij elke S_j een combinatie van $\{O_j\}$ en $\{U_k|O_j\}$ is. Zo'n combinatie zullen we in het vervolg ook wel aanduiden als schematisering, schematiseringsscenario, of kortweg scenario. Naast eenvoud in de notatie biedt dit ook de mogelijkheid om in de schematisering eventueel ook andere (onzekere) schematiseringsaspecten naast ondergrondopbouw en waterspanningen te betrekken. Van de verzameling van schematiseringen $\{S_j\}$ veronderstellen we dat die "volledig" is en dat de verschillende schematiseringen elkaar uitsluiten. Met volledig bedoelen we dat er geen andere schematiseringen denkbaar zijn die, praktisch gesproken, essentieel afwijken van de al in beschouwing genomen schematiseringen. Verder veronderstellen we dat aan elk van de schematiseringen een kans van voorkomen kan worden toegekend: $P(S_j)$. Dit is, zoals gezegd, de kans dat de betreffende schematisering het meest adequaat is voor de werkelijke situatie. Op de schatting van die kansen komen we later terug. Vanwege volledigheid en onderling uitsluiten geldt:

$$\sum_j P(S_j) = 1 \quad (4.2)$$

Voorbeeld 4.1:

Een voorbeeld van mogelijke schematiseringen $\{O_j\}$ en $\{U_k|O_j\}$ is (vergelijk met het rekenvoorbeeld in paragraaf 3.5):

- O_1 : de tussenzandlaag staat niet in contact met de rivier
- O_2 : de tussenzandlaag staat wel in contact met de rivier
- $U_1|O_1$: waterspanningen in de tussenzandlaag niet beïnvloed door hoge rivierstand
- $U_2|O_2$: waterspanningen in tussenzandlaag sterk beïnvloed door hoge rivierstand

Aan deze schematiseringen kunnen we ook kansen toekennen. Bijvoorbeeld voor de ondergrondopbouw: $P(O_1)=0.9$, $P(O_2)=0.1$ (samen 1.0). En voor de waterspanningen: $P(U_1|O_1)=1.0$, $P(U_2|O_2)=1.0$

We krijgen dan de volgende mogelijke combinaties S_j en bijbehorende kansen $P(S_j)$:

- $S_1 = \{O_1 \text{ en } U_1|O_1\}$ met kans $P(S_1)=P(O_1).P(U_1|O_1)=0.9$
- $S_2 = \{O_2 \text{ en } U_2|O_2\}$ met kans $P(S_2)=P(O_2).P(U_2|O_2)=0.1$

De schematiseringcombinatie die gekozen wordt voor het toetsen of ontwerpen noemen we basisschematisering. Deze duiden we aan als S_d . Dit is één van de mogelijke schematiseringen uit de rij $\{S_j\}$ ($j=1,2,\dots$). Het ontwerp dat we hierbij vinden, of de bestaande dijk die we moeten toetsen, duiden we aan met D . Het toetscriterium (4.1), in termen van de stabiliteitsfactor noteren we daarom als:

$$F_d(D; S_d) \geq F_{d,eis} = \gamma_d \gamma_n \gamma_b \quad (4.3)$$

De toevoeging S_d in het linkerlid gebruiken we om aan te geven dat het hier om de berekende stabiliteitsfactor gaat, gebaseerd op de gekozen basisschematisering. Dit om onderscheid te

maken naar stabiliteitsfactoren, die berekend kunnen worden uitgaande van achtereenvolgens alle schematiseringen uit de rij $\{S_j\}$ ($j=1 \dots N$).

$$F_{d,S_j} = F_d(D; S_j) \quad (j = 1, 2, \dots, N) \quad (4.4)$$

Hiermee kunnen we de rij $\{S_j\}$ in volgorde van afnemende F_{d,S_j} 's hernummeren. In het vervolg gaan we uit van zo'n hernummerde rij $\{S_j\}$. Voor de bijbehorende rij stabiliteitsfactoren geldt dan:

$$F_d(D; S_1) \geq F_d(D; S_2) \geq F_d(D; S_3) \geq \dots \geq F_d(D; S_N) \quad (4.5)$$

In plaats van de bovengenoemde exercitie om de scenario's voor de schematiseringen te hernummeren aan de hand van berekende stabiliteitsfactoren kunnen we dat ook doen met berekende faalkansen. Van het ontwerp of de bestaande dijk D kunnen we faalkansen berekenen, onder aanname van achtereenvolgens de schematiseringen S_j ($j=1, 2 \dots N$). Dit zijn conditionele faalkansen van D , gegeven S_j en die noteren we als:

$$P_{sf,S_j} = P_{sf}(D; S_j) \quad (j=1, 2, \dots, N) \quad (4.6)$$

Deze rij kunnen we ordenen in oplopende volgorde en daarmee de rij schematiseringen hernummeren. Alleen als er een eenduidig monotoon verband is tussen faalkansen en stabiliteitsfactoren zal de hernummering op basis van stabiliteitsfactoren gelijk zijn aan de hernummering op basis van faalkansen.

In beginsel is er niet een eenduidig verband tussen stabiliteitsfactor en faalkans. Dit komt omdat spreidingen van de probleemvariabelen in een probabilistische analyse om de faalkans te bepalen op andere wijze worden verwerkt dan in de semiprobabilistische analyse om de stabiliteitsfactor te bepalen. Wel is het zo dat er een globale monotone relatie aan te geven is (zie figuur 4.3 in paragraaf 4.3 en vergelijking (4.18)). Deze relatie wordt in de Leidraad Rivieren gebruikt om de schadefactoreis te relateren aan de vereiste betrouwbaarheidsindex (zie paragraaf 2.2). In de verdere analyse van de schematiseringen hebben we faalkansen nodig. We zullen daarbij gebruik maken van deze globale relatie. Die relatie noteren we als (zie ook vergelijking (4.18)):

$$P_{sf} = f(F_d) \quad (4.7)$$

We concluderen dat elke rij schematiseringen $\{S_j\}$ ($j=1, 2, \dots, N$) eenduidig te hernummeren is in volgorde van aflopende stabiliteitsfactor en oplopende conditionele faalkans. In het vervolg gaan we er van uit dat de rij mogelijke schematiseringen in die zin hernummerd is.

4.2 Schematiseringanalyse: basisschematisering en schematiseringfactor

De feitelijke ontwerp- of toetseis is de vereiste betrouwbaarheidsindex, β_{eis} , die aan de combinatie van materiaalfactoren en schadefactor ten grondslag ligt. De hiermee corresponderende toelaatbare faalkans (kans op instabiliteit) is $P_{sf, toel} = \Phi(-\beta_{eis})$. Hierin is $\Phi()$ de standaardnormale ("gaussische") kansfunctie. De feitelijke faalkans (in rekentechnische zin) van het ontwerp of de bestaande dijk, is:

$$P_{sf}(D) = \sum_j P_{sf}(D; S_j) P(S_j) \quad (4.8)$$

De ontwerp- of toetseis is daarom:

$$\sum_j P_{sf}(D; S_j) P(S_j) \leq P_{sf, toel} \quad (4.9)$$

waarin de kansen $P_{sf}(D; S_j)$ ($j=1, 2, \dots$) conditionele kansen zijn, namelijk de faalkans van dijk D , onder de voorwaarde dat de schematisering S_j de "correcte" schematisering is. De rij schematiseringen is zodanig geordend dat:

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen
bij Dijken

Opdrachtgever

Rijkswaterstaat Waterdienst

Project

1001411-004

Kenmerk

1001411-004-GEO-0001

Pagina's

101

$$P_{sf}(D; S_1) \leq P_{sf}(D; S_2) \leq P_{sf}(D; S_3) \leq \dots \leq P_{sf}(D; S_N) \quad (4.10)$$

Kern van de schematiseringanalyse is dat een basisschematisering S_d wordt gekozen (uit de rij van mogelijke schematiseringen $S_1, \dots, S_N$) en dat vervolgens een schematiseringfactor γ_b wordt afgeleid, die zodanig is dat als aan vergelijking (4.3) wordt voldaan, ook aan vergelijking (4.9) wordt voldaan. De basisschematisering zal doorgaans wat aan de conservatieve (veilige) kant gekozen worden, maar zal zeker niet altijd de meest conservatieve keuze zijn. Stel nu dat als basisschematisering S_k gekozen is, dan geldt:

$$\begin{aligned} P_{sf}(D) &= \sum_{j=1}^k P_{sf}(D; S_j) P(S_j) + \sum_{j=k+1}^N P_{sf}(D; S_j) P(S_j) \\ &\leq P_{sf}(D; S_k) \left(1 - \sum_{j=k+1}^N P(S_j)\right) + \sum_{j=k+1}^N P_{sf}(D; S_j) P(S_j) \end{aligned} \quad (4.11)$$

Wanneer dus:

$$P_{sf}(D; S_k) \left(1 - \sum_{j=k+1}^N P(S_j)\right) + \sum_{j=k+1}^N P_{sf}(D; S_j) P(S_j) \leq P_{sf,adm} \quad (4.12)$$

dan wordt zeker voldaan aan de ontwerp of toetseis (4.9). Daaruit volgt dat een voldoende voorwaarde om te voldoen aan de ontwerp- of toetseis is dat:

$$\sum_{j=k+1}^N P_{sf}(D; S_j) P(S_j) \leq P_{sf,toel} - P_{sf}(D; S_k) \left(1 - \sum_{j=k+1}^N P(S_j)\right) \quad (4.13)$$

De kans $P_{sf}(D; S_k)$ is (via de vergelijking (4.7)) gerelateerd aan de stabiliteitsfactor $F_d(D; S_k)$. Met vergelijking (4.3) wordt een eis aan deze stabiliteitsfactor gesteld. Deze is afhankelijk van de te kiezen schematisering factor. Als aan vergelijking (4.3) wordt voldaan, dan is de kans $P_{sf}(D; S_k)$ maximaal gelijk aan de kans, die volgens vergelijking (4.7) berekend zou worden, met als argument het rechterlid van vergelijking (4.3). Daarmee kunnen we de tweede term in het rechterlid van vergelijking (4.13) majoreren. Er geldt dan (beginnend met het rechterlid in (4.13)):

$$P_{sf,toel} - P_{sf}(D; S_k) \left(1 - \sum_{j=k+1}^N P(S_j)\right) \leq P_{sf,toel} - f(\gamma_d, \gamma_n, \gamma_b) \left(1 - \sum_{j=k+1}^N P(S_j)\right) \quad (4.13a)$$

En daarmee kunnen we de voorwaarde (4.13) dus schrijven als:

$$\sum_{j=k+1}^N P_{sf}(D; S_j) P(S_j) \leq P_{sf,toel} - f(\gamma_d, \gamma_n, \gamma_b) \left(1 - \sum_{j=k+1}^N P(S_j)\right) \quad (4.14)$$

of, in termen van stabiliteitsfactoren bij de verschillende schematiseringen (m.b.v. relatie (4.7)):

$$\sum_{j=k+1}^N f(F_d(D; S_j)) P(S_j) \leq f(\gamma_d, \gamma_n) - f(\gamma_d, \gamma_n, \gamma_b) \left(1 - \sum_{j=k+1}^N P(S_j)\right) \quad (4.14a)$$

Hiermee komen we tot de volgende stelling:

Indien een schematiseringfactor γ_b wordt gekozen, zodanig dat aan de ongelijkheid (4.14a) (of, equivalent, (4.14)) wordt voldaan, dan worden de effecten van de (in ongunstige zin) afwijkende schematiseringen $S_{k+1} \dots S_N$ voldoende verdisconteerd door deze schematiseringfactor. Als daarbij tevens aan de ongelijkheid (4.3) wordt voldaan dan voldoet het ontwerp of de bestaande dijk aan de eis voor stabiliteit volgens het criterium (4.9).

Praktische richtlijnen voor het kiezen van een schematiseringfactor, zoals in hoofdstuk 5 worden besproken, willen we formuleren in termen van verschillen in stabiliteitsfactoren, uitgaande van de basisschematisering en afwijkende schematiseringen en de kansen op die afwijkende schematiseringen. In de trant van, bijvoorbeeld: "Met een schematiseringfactor van 1.20 wordt een afwijkende schematisering die leidt tot een 0.10 lagere stabiliteitsfactor (t.o.v. de stabiliteitsfactor bij de basisschematisering), met een kans op die afwijkende schematisering van 0.01, goed verdisconteerd". Om die reden herschrijven we vergelijking (4.14a) als:

$$\sum_{j=k+1}^N f(F_d(D; S_k) - \Delta F_j) P(S_j) \leq f(\gamma_d \gamma_n) - f(\gamma_d \gamma_n \gamma_b) \left(1 - \sum_{j=k+1}^N P(S_j)\right) \quad (4.14b)$$

waarin:

$$\Delta F_j = (F_d(D; S_k) - F_d(D; S_j)) \quad (j = (k+1), (k+2), \dots, N)$$

Voor de verdere beschrijving gaan we uit van de schrijfwijze (4.14b). Hierbij maken we onderscheid tussen "ontwerpen" en "toetsen".

Ontwerpen:

De ongunstig afwijkende schematiseringen, ten opzichte van de gekozen basisschematisering, worden gekarakteriseerd door de geschatte verschillen ΔF_j en de bijbehorende kansen $P(S_j)$ ($j=k+1, \dots, N$). We veronderstellen dat naar een marginaal ontwerp wordt gezocht, dat wil zeggen een ontwerp dat net voldoet aan de eis (4.3), dus met stabiliteitsfactor $F_d(D; S_k) = \gamma_d \gamma_n \gamma_b$. We starten met een lage schematiseringfactor, zeg $\gamma_b = 1.10$. Dan wordt de te controleren eis:

$$\sum_{j=k+1}^N f(\gamma_d \gamma_n \gamma_b - \Delta F_j) P(S_j) \leq f(\gamma_d \gamma_n) - f(\gamma_d \gamma_n \gamma_b) \left(1 - \sum_{j=k+1}^N P(S_j)\right) \quad (4.14c)$$

Wordt aan de eis (4.14c) niet voldaan, dan moet een hogere schematiseringfactor worden gekozen. Dit leidt tot een nieuw ontwerp D^* , waarvoor weer geldt dat $F_d(D^*; S_k) = \gamma_d \gamma_n \gamma_b$, waarin γ_b de nieuw gekozen schematiseringfactor is. Hiervoor controleren we weer (4.14c), waarbij we aannemen dat de ΔF_j niet of nauwelijks veranderen als gevolg van het nieuwe ontwerp. De verhoging van γ_b kunnen we stapsgewijs voortzetten tot aan vergelijking (4.14c) wordt voldaan. We hebben dan de schematiseringfactor gevonden waarmee de effecten van de afwijkende schematiseringen adequaat worden afgedekt.

In principe vinden we altijd een schematiseringfactor waarbij voldaan wordt aan (4.14c). Immers, bij het ontwerpen hebben we (in beginsel) de vrijheid om de dijk aan te passen en een aangepast (lees veiliger) ontwerp leidt tot afname van het linkerlid in vergelijking (4.14c). Achteraf moet in principe gecontroleerd worden of de ΔF_j onderweg niet te veel veranderd zijn (groter zijn geworden). Ook kan het zijn dat op deze manier een erg grote schematiseringfactor wordt gevonden, bijvoorbeeld 1.30 of meer. Als zich dit voordoet, is dat een aanwijzing dat de basisschematisering te optimistisch gekozen is. Het zou dan beter zijn bijvoorbeeld S_{k+1} als basisschematisering te kiezen.

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen
bij Dijken

Opdrachtgever	Project	Kenmerk	Pagina's
Rijkswaterstaat Waterdienst	1001411-004	1001411-004-GEO-0001	101

Deze rekenprocedure is geïmplementeerd in een Excel spreadsheet, waarmee voor een specifieke ontwerpsituatie de benodigde schematiseringfactor kan worden bepaald. In hoofdstuk 6.2 wordt dit toegepast bij een ontwerpcase.

Toetsen:

Bij toetsen kunnen we in de werkelijkheid en dus ook in de analyse de dijk niet aanpassen. Daarmee is de stabiliteitsfactor $F_d(D; S_k)$ een vast gegeven. Wat we nog wel kunnen doen is:

1. bepaal de maximaal mogelijke schematiseringfactor, deze is:

$$\gamma_{b, \max} = F_d(D; S_k) / (\gamma_d \gamma_n).$$

Is deze schematiseringfactor kleiner dan 1.0, dan voldoet de bestaande dijk sowieso niet aan de stabiliteitseis. Is deze groter dan 1.0, dan:
2. controleer of hiermee voldaan wordt aan (4.14a) (of, equivalent, 4.14c). Indien wel, dan worden de afwijkende schematiseringen voldoende afgedekt door $\gamma_{b, \max}$ en voldoet de dijk aan de stabiliteitseis (4.9). Indien niet, dan wordt niet voldaan aan de eis voor stabiliteit. We kunnen dan hooguit nog proberen om de kansen $P(S_j)$ door beter onderzoek te reduceren.

We kunnen vergelijking (4.14c) ook gebruiken om generiek na te gaan wat bij een gekozen specifieke schematiseringfactor γ_b en bij gegeven factoren γ_d en γ_n , mogelijke combinaties van ΔF_j en bijbehorende kansen $P(S_j)$ zijn, die adequaat worden afgedekt door de gekozen schematiseringfactor. We gaan dan niet meer uit van uit analyses verkregen of geschatte ΔF_j en $P(S_j)$, maar zoeken gewoon hypothetische combinaties, waarbij voldaan wordt aan vergelijking (4.14c). De "recepten" in de hoofdstukken 5 en 6 berusten hierop. Hierbij hoeft geen onderscheid gemaakt te worden tussen "ontwerpen" en "toetsen".

Er is gekozen voor de benadering die tot het criteria (4.14a t/m c) leidt, omdat in de praktijk vaak gekozen zal worden voor een (min of meer voor de hand liggende) basisschematisering en daarbij alleen gekeken wordt wat in ongunstige zin afwijkende mogelijke schematiseringsscenario's zijn. Deze vertegenwoordigen immers het risico dat een ontwerp niet aan de veiligheidseis voldoet, of dat onterecht wordt goedgekeurd bij de toetsing. Worden gunstiger schematiseringen wel geïnventariseerd en meegenomen in de analyse, dan is nog een verfijning theoretisch mogelijk. Die werken we hier niet nader uit.

In het vervolg zal er, op grond van de constatering in de vorige alinea, van uit gegaan worden dat een rij schematiseringsscenario's alleen de basisschematisering bevat, aangeduid als S_1 en ongunstiger schematiseringsscenario's, aangeduid als $S_2, S_3, \dots, S_N$, waarbij N het totaal aantal beschouwde schematiseringen is.

Voorbeeld 4.2:

We gaan uit van de schematiseringen S_1 en S_2 en de bijbehorende kansen $P(S_1)=0.9$ en $P(S_2)=0.1$ in voorbeeld 4.1. De stabiliteitsfactoren zijn (zie paragraaf 3.5) $F_d(D; S_1)=1.14$ en $F_d(D; S_2)=0.85$. De maximaal mogelijke schematiseringfactor is hier $1.14 / 1.13 = 1.01$. Bij een hoger gekozen waarde zou immers niet aan de eis voor de stabiliteitsfactor (4.3) worden voldaan.

We kiezen *dus* S_1 als basisschematisering. De stabiliteitseis wordt bepaald door de vereiste schadefactor $\gamma_n=1.13$ (en de rekenmodelfactor $\gamma_d=1.0$). De toelaatbare faalkans (vergelijking 4.9) hierbij is $P_{sf, toel} = 3 \cdot 10^{-7}$ (zie paragraaf 3.5). We gaan aan de hand van vergelijking (4.14c) na of we een schematiseringfactor kunnen vinden, waarmee het effect van de schematisering S_2 goed verdisconteerd wordt. De bij de berekende stabiliteitsfactoren behorende faalkansen zijn $P_{sf}(D; S_1)=2 \cdot 10^{-7}$ en $P_{sf}(D; S_2)=2 \cdot 10^{-3}$.

Vullen we dit in de ongelijkheidsrelatie (4.14a) in, dan vinden we:

$$2 \cdot 10^{-3} \times 0.1 = 2 \cdot 10^{-4} \quad ? \leq ? \quad 3 \cdot 10^{-7} - 2 \cdot 10^{-7} \times 0.9 = 1.2 \cdot 10^{-7}$$

We zien dat niet aan de ongelijkheidsrelatie wordt voldaan, en dat was, gezien de analyse in paragraaf 3.5, ook wel te verwachten. Zelfs bij een kans $P(S_2) = 0.001$ wordt niet voldaan de ongelijkheidsrelatie, ook dat was in paragraaf 3.5 al gevonden.

Gaan we, zoals in paragraaf 3.5, uit van een stabiliteitsfactor $F_d(D; S_2) = 1.03$ met bijbehorende kans op instabiliteit $P_{sf}(D; S_2)=6 \cdot 10^{-6}$ en een kans $P(S_2)=0.01$, dan vinden we (met $\gamma_{b, max}=1.14/1.13=1.01$):

$$6 \cdot 10^{-6} \times 0.01 = 6 \cdot 10^{-8} \quad ? \leq ? \quad 3 \cdot 10^{-7} - 2 \cdot 10^{-7} \times 0.9 = 1.2 \cdot 10^{-7}$$

Nu wordt wel aan de ongelijkheidsrelatie voldaan. Dit betekent dat de schematiseringfactor $\gamma_b=1.01$ voldoende is om het effect van schematisering S_2 te verdisconteren. Ook dit was, gezien de analyse in paragraaf 3.5, te verwachten.

In paragraaf 4.4 worden nog enkele andere rekenvoorbeelden gegeven. Eerst wordt echter ingegaan op de relatie tussen stabiliteitsfactoren en faalkansen.

4.3 Berekening van faalkansen (kansen op instabiliteit)

De berekening van de faalkansen $P_{sf}(D; S_j)$ ($j=1, 2, \dots, N$) moet in beginsel met probabilistische stabiliteitsanalyses gebeuren. Daarmee zou de analyse rekentechnisch erg bewerkelijk worden. Om die reden kiezen we een benadering, waarmee de faalkansen op eenvoudige wijze worden gerelateerd aan de stabiliteitsfactoren. De stabiliteitsfactoren $\{F_d, s_j\}$ ($j=1, 2, \dots, N$) zijn immers beschikbaar in verband met het henummeren van de rij schematiseringen.

De volgende benaderingen voor de relatie tussen betrouwbaarheidsindex en stabiliteitsfactor zijn beschikbaar uit andere studies:

$$\beta = 10.6 \left(1 - \frac{1}{F_m} \right) \quad (4.15)$$

voor stabiliteitsfactoren F_m die berekend zijn op basis van gemiddelde waarden van de schuifsterkteparameters van de grond. Voor stabiliteitsfactoren die berekend zijn op basis van rekenwaarden van de schuifsterkte is een benadering:

$$F_d \approx 1 + 0.13 (\beta - 4) \quad \rightarrow \quad \beta \approx 4 + \frac{(F_d - 1)}{0.13} \quad (4.16)$$

Met deze relaties kunnen we de faalkansen als functie van de stabiliteitsfactoren berekenen:

$$P_{sf} \approx \Phi \left(-10.6 \left(1 - \frac{1}{F_m} \right) \right) \quad (4.17)$$

en

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen bij Dijken

Opdrachtgever

Rijkswaterstaat Waterdienst 1001411-004

Project

1001411-004

Kenmerk

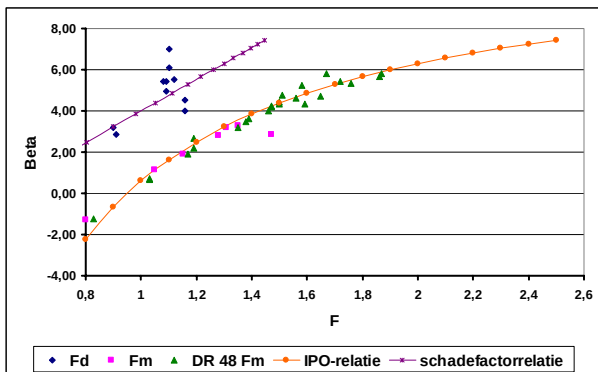
1001411-004-GEO-0001

Pagina's

101

$$P_{sf} = f(F_d) \approx \Phi\left(-4 - \frac{(F_d - 1)}{0.13}\right) \quad (4.18)$$

Hierin is $\Phi(\cdot)$ standaardnormale (cumulatieve) kansverdeling. De relatie (4.15) is ontleend aan een studie van Fugro ten behoeve van normering van de veiligheid van boezemkaden i.o.v. het IPO [12]. De relatie (4.16) is afgeleid in een studie ten behoeve van de Leidraad Rivieren voor het bepalen van schadefactoren [6]. In figuur (4.3) zijn deze relaties weergegeven in een scatter diagram van probabilistisch berekende combinaties van (β, F_m) respectievelijk (β, F_d) .



Figuur 4.3: Betrouwbaarheidsindices versus stabiliteitsfactoren. De punten zijn met probabilistische stabiliteitsanalyses berekend. De lijnen zijn rekenempirische relaties

In figuur (4.3) zien we dat de “IPO- relatie” (4.15) goed aansluit aan de probabilistisch berekende punten. De “schadefactor- relatie” (4.16) lijkt ook aannemelijk. Hierbij doet zich het opmerkelijke feit voor dat de spreiding van de (β, F_d) combinaties groter is dan de spreiding van de (β, F_m) punten. Verwacht zou worden dat dit juist andersom zou zijn omdat in de stabiliteitsfactoren op basis van rekenwaarden het effect van spreiding in de basisvariabelen in de stabiliteitsberekening verdisconteerd is. Het verdient aanbeveling om nog eens na te gaan of en hoe die grotere spreiding verklaarbaar is. Dit doet echter vooralsnog weinig af aan de plausibiliteit van de relatie (4.16). Vooralsnog zullen we die in de verdere uitwerking als uitgangspunt hanteren.

De relatie (4.16) is afgeleid voor gevallen waarin de rekenmodelonzekerheid in de probabilistische analyses overeenkomstig de factor voor rekenmodelonzekerheid $\gamma_d = 1.0$ was. Voor gevallen waarin een afwijkende rekenmodelonzekerheid een rol speelt, overeenkomend met een rekenmodelonzekerheidsfactor $\gamma_d \neq 1.0$, kan in de relatie (4.18) hierop gecorrigeerd worden door in het rechterlid F_d te vervangen door F_d/γ_d .

4.4 Rekenvoorbeelden

Navolgend worden drie rekenvoorbeelden gegeven, opgehangen aan een hypothetische situatie, om de theorie in paragraaf 4.2 te illustreren. De voorbeelden zijn voorzien van toelichtende tekst. Gedemonstreerd wordt dat het onderscheid tussen “ontwerpen” en “toetsen” voor wat betreft de aanpak van effecten van onzekere schematiseringen marginaal is.

Voorbeeld 4.3: illustratie berekeningsgang in paragraaf 4.2

Voor een fictieve te ontwerpen dijk veronderstellen we dat de schadefactor eis voor stabiliteit gelijk is aan $\gamma_n = 1.10$. Voor de ontwerpberoeeningen wordt gebruik gemaakt van de methode Bishop gebaseerd op rekenwaarden. De modelonzekerheidsfactor hiervoor is $\gamma_d=1.0$. Bij de ontwerpanalyse wordt vooraansnog uitgaau van een schematiseringfactor van $\gamma_b=1.10$. De eis aan de stabiliteitsfactor bij de ontwerpanalyse is dus: $F_{d, eis} = \gamma_d \gamma_n \gamma_b = 1.21$. Stel dat een ontwerp gevonden is waarbij precies aan deze eis is voldaan.

De eis aan de schadefactor $\gamma_n = 1.10$ komt overeen met een eis aan de betrouwbaarheidsindex van $\beta_{eis} = 4.77$, zie vergelijking (4.16). De hiermee overeenkomende toelaatbare faalkans is $P_{sf, toel} = 9.2 \cdot 10^{-7}$.

Het ontwerp is bepaald op basis van de meest waarschijnlijke schematisering S_1 van de ondergrondopbouw, etc. die we als basisschematisering nemen. Het ontwerp geven we aan met D . Dit ontwerp voldoet precies aan de eis voor de stabiliteitsfactor, dus $F_d(D; S_1) = F_{d, eis} = 1.21$. Deze eis correspondeert met een betrouwbaarheidsindex $\beta=5.615$ en een faalkans van $9.8 \cdot 10^{-9}$. Merk op dat bij een schematiseringfactor van 1.0 in plaats van 1.10 die faalkans $9.2 \cdot 10^{-7}$ zou zijn geweest.

We veronderstellen nu dat er een aantal ongunstiger schematiseringen denkbaar zijn $\{S_2 \dots S_6\}$. In onderstaande tabel 4.1 zijn de stabiliteitsfactoren van het ontwerp, uitgaande van deze ongunstiger schematiseringen weergegeven, evenals de kansen van voorkomen ervan en de bijdragen van deze schematiseringen aan de faalkans van het ontwerp.

Tabel 4.1 Scenario's voor afwijkende schematiseringen, kansen van voorkomen, en bijdragen aan de faalkans van het ontwerp op basis van schematisering S_1 en $\gamma_s = 1.10$

Schema- tisering	$P(S_i)$	$F_d(D; S_i)$	$\beta(D; S_i)$	$P_{sf}(D; S_i)$	$P_{sf}(D; S_i) P(S_i)$
S_2	0,1	1,17	5,308	5,55E-08	5,55E-09
S_3	0,1	1,15	5,154	1,28E-07	1,28E-08
S_4	0,01	1,10	4,769	9,25E-07	9,25E-09
S_5	0,01	1,05	4,385	5,81E-06	5,81E-08
S_6	0,01	0,98	3,846	6,00E-05	6,00E-07
Totale faalkansbijdrage $\sum_{i=2 \dots 6} P_{sf}(D; S_i) P(S_i)$:					6,86E-07

De kansen van voorkomen van de schematiseringen in tabel 4.1 en de stabiliteitsfactoren van het ontwerp op basis van schematisering 1, rekenend met de andere schematisering, zijn fictief. De betrouwbaarheidsindices en faalkansen zijn berekend op basis van de relatie (4.18).

We gaan nu de eis (4.14) na:

$$\sum_{j=2 \dots 6} P(S_j) P_{sf}(D; S_j) \leq P_{sf, toel} - (1 - \sum_{j=2 \dots 6} P(S_j)) P_{sf}(D; S_1)$$

$$\sum_{j=2 \dots 6} P(S_j) P_{sf}(D; \gamma_b; S_j) = 6.9 \cdot 10^{-7} \text{ (zie tabel 4.1) } \{1\}$$

$$P_{sf, toel} = 9.2 \cdot 10^{-7} \{2\}$$

$$(1 - \sum_{j=2 \dots 6} P(S_j)) P_{sf}(D; S_1) = (1 - 0.23) * 9.8 \cdot 10^{-9} = 7.5 \cdot 10^{-9} \{3\}$$

Dus aan eis (4.14) wordt voldaan, immers $\{1\} = 6.9 \cdot 10^{-7}$ is kleiner dan $\{2\} - \{3\} = 9.2 \cdot 10^{-7} - 7.5 \cdot 10^{-9} \approx 9.1 \cdot 10^{-7}$. In dit geval is de schematiseringfactor $\gamma_b=1.10$ een juiste keuze; hoeft niet groter en kan niet substantieel kleiner. Het betreft hier een ontwerp dat zo gekozen is dat ook aan ongelijkheid (4.3) wordt voldaan.

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen
bij Dijken

Opdrachtgever

Rijkswaterstaat Waterdienst 1001411-004

Project

Kenmerk

1001411-004-GEO-0001

Pagina's

101

Voorbeeld 4.4:

Hierbij gaan we uit van dezelfde gegeven als in voorbeeld 4.1, maar met dit verschil dat de scenario's voor de afwijkende schematiseringen S_4 en S_5 een kans van 0.10 hebben in plaats van 0.01 .

De toelaatbare faalkans is, net als in voorbeeld 4.1, $P_{sf, toel} = 9.2 \cdot 10^{-7}$

We nemen in eerste instantie weer een schematiseringfactor $\gamma_b = 1.10$ en de schematisering S_1 als basisschematisering voor het ontwerp, dus met stabiliteitsfactor $F_d(D; S_1) = F_{d, eis} = 1.21$ met corresponderende $\beta = 5.615$ en faalkans $9.8 \cdot 10^{-9}$.

De tabel 4.1 komt er nu als volgt uit te zien:

Tabel 4.2 Scenario's voor afwijkende schematiseringen, kansen van voorkomen, en bijdragen aan de faalkans van het ontwerp op basis van schematisering S_1 en $\gamma_n = 1.10$ en $\gamma_b = 1.10$

Schema- tisering	$P(S_i)$	$F_d(D; S_i)$	$\beta(D; S_i)$	$P_{sf}(D; S_i)$	$P_{sf}(D; S_i) P(S_i)$
S_2	0,1	1,17	5,308	5,55E-08	5,55E-09
S_3	0,1	1,15	5,154	1,28E-07	1,28E-08
S_4	0,1	1,10	4,769	9,25E-07	9,25E-08
S_5	0,1	1,05	4,385	5,81E-06	5,81E-07
S_6	0,01	0,98	3,846	6,00E-05	6,00E-07
Totale faalkansbijdrage $\sum_{i=2...6} P_{sf}(D; S_i) P(S_i)$:					1,29E-06

We controleren nu weer of aan de eis (4.14) wordt voldaan:

$$\sum_{j=2...6} P(S_j) P_{sf}(D; S_j) = 1.3 \cdot 10^{-6} \text{ (zie tabel 4.2) } \{1\}$$

$$P_{sf, toel} = 9.2 \cdot 10^{-7} \{2\}$$

$$(1 - \sum_{j=2...6} P(S_j)) P_{sf}(D; S_1) = (1 - 0.41) * 9.8 \cdot 10^{-9} = 5.8 \cdot 10^{-9} \{3\}$$

Aan eis (4.14) wordt niet voldaan, immers $\{1\} = 1.3 \cdot 10^{-6}$ is groter dan $\{2\} - \{3\} = 9.2 \cdot 10^{-7} - 5.8 \cdot 10^{-9} \approx 9.1 \cdot 10^{-7}$.

In dit geval is de schematiseringfactor $\gamma_b = 1.10$ onvoldoende om aan de eis (4.14) te voldoen. We proberen daarom een hogere schematiseringfactor.

Zie vervolg voorbeeld 4.4 op volgende pagina

Vervolg voorbeeld 4.4:

We proberen een hogere schematiseringfactor, namelijk $\gamma_b=1.20$. De eis aan de stabiliteitsfactor voor het ontwerp, rekenend met de basisschematisering (S_1) is $F_{req, d} = \gamma_n \gamma_b = 1.20 \times 1.10 = 1.32$.

We veronderstellen weer een ontwerp dat precies aan deze eis voldoet, dus: $F_d(D; S_1) = F_{req, d} = 1.32$. De hiermee corresponderende betrouwbaarheidsindex is $\beta=6.642$ en de faalkans is $5.18 \cdot 10^{-11}$

Als we aannemen dat de stabiliteitsfactoren voor de afwijkende scenario's voor schematisering S_2, S_3 , enz. in dezelfde mate omhoog gaan, dan komt tabel 4.2 er als volgt uit te zien:

Tabel 4.3 Scenario's voor afwijkende schematiseringen, kansen van voorkomen, en bijdragen aan de faalkans van het ontwerp op basis van schematisering S_1 en $\gamma_n = 1.10$ en $\gamma_b=1.20$

Schema-tisering	$P(S_i)$	$F_d(D; S_i)$	$\beta(D; S_i)$	$P_{sf}(D; S_i)$	$P_{sf}(D; S_i) P(S_i)$
S_2	0,1	1,28	6,154	3,78E-10	3,78E-11
S_3	0,1	1,26	6,000	9,87E-10	9,87E-11
S_4	0,1	1,21	5,615	9,81E-09	9,81E-10
S_5	0,1	1,16	5,231	8,44E-08	8,44E-09
S_6	0,01	1,09	4,692	1,35E-06	1,35E-08
Totale faalkansbijdrage $\sum_{j=2...6} P_{sf}(D; S_j) P(S_j)$:					2,31E-08

We gaan nu weer de eis (4.14) na: de basisschematisering is S_1

$$P_{sf}(D; S_1) = 5.18 \cdot 10^{-11}$$

$$\sum_{j=2...6} P(S_j) P_{sf}(D; S_j) = 2.3 \cdot 10^{-8} \text{ (zie tabel 4.3) } \{1\}$$

$$P_{sf, adm} = 9.2 \cdot 10^{-7} \{2\}$$

$$(1 - \sum_{j=2...6} P(S_j)) P_{sf}(D; S_1) = (1 - 0.41) * 5.18 \cdot 10^{-11} = 3.06 \cdot 10^{-11} \{3\}$$

Aan de eis (4.14) wordt nu voldaan, immers:

$$\{1\} = 2.3 \cdot 10^{-8} \text{ is kleiner dan } \{2\} - \{3\} = 9.2 \cdot 10^{-7} - 3.0 \cdot 10^{-11} = 9.2 \cdot 10^{-7}$$

Het vergroten van de schematiseringfactor van 1.10 naar 1.20 is een rigoureuze stap. Kijken we naar het tekort bij de schematiseringfactor van 1.10 dan zien we een klein verschil ($1.3 \cdot 10^{-6}$ versus $9.1 \cdot 10^{-7}$). We vermoeden dan ook dat een veel kleinere schematiseringfactor al tot het gewenste resultaat zal leiden. Bij nadere uitwerking bleek dat een geringe vergroting van schematiseringfactor van 1.10 tot 1.12 al voldoende om aan de eis (4.14) te voldoen.

Kijken we naar de tabellen 4.1 ... 4.3, dan zien we dat het overgrote deel van de bijdragen aan de faalkans door de afwijkende schematiseringen afkomstig is van de meest ongunstige afwijkingen S_5 en, vooral, S_6 . Een mogelijk alternatief zou dus ook kunnen zijn het verkleinen van de kans op dit afwijkende schematiseringscenario. We onderzoeken dat in het volgende voorbeeld.

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen bij Dijken

Opdrachtgever

Rijkswaterstaat Waterdienst 1001411-004

Project

Kenmerk

1001411-004-GEO-0001

Pagina's

101

Voorbeeld 4.5:

Hiervoor gaan we uit van dezelfde gegevens als in voorbeeld 4.4 (het geval zonder verhoogde schematiseringsfactor). De tabel 4.2 is in dit geval van toepassing en aangetoond was dat hiermee niet kon worden voldaan aan de eis (4.13) in paragraaf 4.2.

We gaan nu na wat het effect zou zijn als we, bijvoorbeeld door nader (grond)onderzoek, de kans op het afwijkende schematiseringsscenario S_6 zouden kunnen verkleinen van 0.01 tot 0.001. In dat geval komt tabel 4.2 er als volgt uit te zien:

Tabel 4.4 Scenario's voor afwijkende schematiseringen, kansen van voorkomen, en bijdragen aan de faalkans van het ontwerp op basis van schematisering S_1 en $\gamma_n = 1.10$ en $\gamma_b = 1.10$

Schema-tisering	$P(S_i)$	$F_d(D; S_i)$	$\beta(D; S_i)$	$P_{sf}(D; S_i)$	$P_{sf}(D; S_i) P(S_i)$
S_2	0,1	1,17	5,308	5,55E-08	5,55E-09
S_3	0,1	1,15	5,154	1,28E-07	1,28E-08
S_4	0,1	1,10	4,769	9,25E-07	9,25E-08
S_5	0,1	1,05	4,385	5,81E-06	5,81E-07
S_6	0,001	0,98	3,846	6,00E-05	6,00E-08
Totale faalkansbijdrage $\sum_{i=2...6} P_{sf}(D; S_i) P(S_i)$:					7,52E-07

We gaan nu weer de eis (4.14) na: de basisschematisering is S_1 met $P(D; S_1) = 9.8 \cdot 10^{-9}$

$$\sum_{j=2...6} P(S_j) P_{sf}(D; S_j) = 7.5 \cdot 10^{-7} \quad \{1\}$$

$$P_{sf, toel} = 9.2 \cdot 10^{-7} \quad \{2\}$$

$$(1 - \sum_{j=2...6} P(S_j)) P_{sf}(D; S_1) = (1 - 0.401) * 9.8 \cdot 10^{-9} = 5.9 \cdot 10^{-9} \quad \{3\}$$

Aan eis (4.14) wordt nu voldaan, immers $\{1\} = 7.5 \cdot 10^{-7}$ is kleiner dan $\{2\} - \{3\} = 9.2 \cdot 10^{-7} - 5.9 \cdot 10^{-9} \approx 9.1 \cdot 10^{-7}$.

Omdat hierbij geen ontwerpwijziging aan de orde is had dit ook een voorbeeld van een toetssituatie kunnen zijn.

5 Praktische keuze van schematiseringfactor

5.1 Handreiking/criteria in het addendum I bij de LR

Aanvullend aan de Leidraad Rivieren is het addendum I bij de LR opgesteld [13]. In dit document wordt een richtlijn gegeven betreffende de werkwijze met de schematiseringfactor die in de leidraad is geïntroduceerd. De richtlijn is op abstract niveau geformuleerd als eisen die aan de keuze van een bepaalde schematiseringfactor worden gesteld.

Deze richtlijn is destijds onder tijdsdruk tot stand gekomen en niet verder dan kwalitatief en gevoelsmatig onderbouwd. In dit hoofdstuk proberen we een kwantitatieve onderbouwing te geven.

De eisen in dit addendum komen neer op het volgende:

1. Bij de keuze $\gamma_b = 1.30$ worden geen eisen gesteld aan expliciete verantwoording van de gekozen schematisering die voor het ontwerpen van een dijk wordt gebruikt. Behoudens, uiteraard, dat een “gebruikelijk verantwoorde” keuze door een ter zake deskundige ontwerper wordt gemaakt.
2. Bij de keuze van een schematiseringfactor lager dan $\gamma_b = 1.30$ wordt vereist dat een expliciete opsomming word gegeven van de meest belangrijke ongunstige afwijkingen van de schematisering die voor het ontwerp was gekozen die mogelijk of denkbaar zijn. Tevens ook in welke mate die voor het ontwerp actueel zouden kunnen zijn, in termen van een geschatte kans van voorkomen (feitelijk de kans dat de betreffende schematisering het meest relevant voor het ontwerp zou zijn). Deze kansen zullen doorgaans volgen uit een subjectieve beoordeling en uitgedrukt in verbale termen, die in de verdere analyse kwantitatief worden geïnterpreteerd (zie paragraaf 5.3 voor toelichting):
 - a. Onwaarschijnlijk: kans < 0.10 . Met andere woorden de schematisering met die kwalificatie wordt wel mogelijk geacht, maar wordt met betrouwbaarheid > 0.90 uitgesloten geacht.
 - b. Zeer onwaarschijnlijk: kans < 0.01 , de schematisering met die kwalificatie wordt met betrouwbaarheid > 0.99 uitgesloten geacht.
 - c. Vrijwel uitgesloten: kans < 0.001 , de schematisering met die kwalificatie wordt met betrouwbaarheid > 0.999 uitgesloten geacht.
3. Bij een keuze van de schematiseringfactor $\gamma_b = 1.20$ dient elke ongunstig afwijkende schematisering, die leidt tot een stabiliteitsfactor die ca. 0.10 lager is dan de minimaal vereiste stabiliteitsfactor, $F_{d, eis}$, zeer onwaarschijnlijk te zijn. De minimaal vereiste stabiliteitsfactor (op basis van rekenwaarden van de grondeigenschappen) is gelijk aan het product van de schadefactor en de gekozen schematiseringfactor: $F_{d, eis} = \gamma_n \gamma_b$. Tevens dient elke ongunstig afwijkende schematisering, die leidt tot een stabiliteitsfactor die ca. 0.20 lager is dan $F_{d, req}$ vrijwel uitgesloten te zijn.
4. Bij een keuze van $\gamma_b = 1.10$ dienen alle afwijkende schematiseringen, die tot een stabiliteitsfactor leiden die ca. 0.10 lager is dan $F_{d, eis} = \gamma_n \gamma_b$, vrijwel uitgesloten te zijn.
5. Vooralsnog wordt in de LR $\gamma_b = 1.10$ als ondergrens aanbevolen.

De “gebruikelijke verantwoorde” keuze van de schematisering voor het ontwerp is niet nader gespecificeerd. In lijn met de eisen bij de keuze van lagere schematiseringfactoren zou je kunnen verwachten dat een “gebruikelijk verantwoorde” keuze impliciet inhoudt dat

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen bij Dijken

Opdrachtgever

Rijkswaterstaat Waterdienst

Project

1001411-004

Kenmerk

1001411-004-GEO-0001

Pagina's

101

schematiseringen die tot 0.20, 0.30 en 0.40 lagere stabiliteitsfactoren dan vereist leiden respectievelijk onwaarschijnlijk, zeer onwaarschijnlijk en vrijwel uitgesloten zijn.

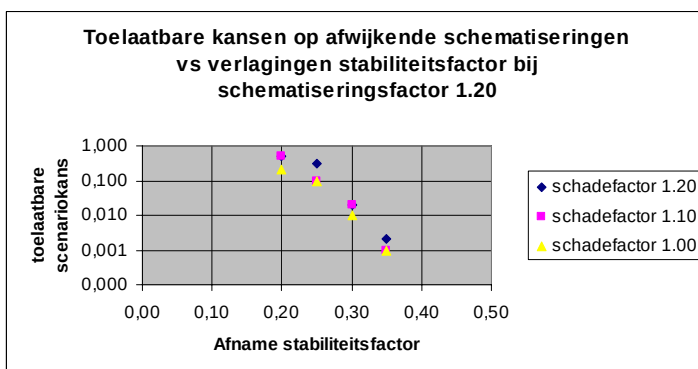
5.2 Onderbouwing handreiking/criteria voor keuze schematiseringfactor

Aan de hand van de theorie in de paragrafen 4.2 en 4.3 proberen we de richtlijn voor de keuze van de schematiseringfactor kwantitatief te onderbouwen.

We gaan daarbij uit van (denkbeeldige) reeksen van schematiseringen. Zo'n reeks bestaat uit een basisschematisering, S_1 , en een beperkt aantal (ongunstig) afwijkende schematiseringsscenario's S_2 , S_3 enzovoorts, waarvan de stabiliteitsfactor oplopend met stappen van 0.10 kleiner is dan de stabiliteitsfactor bij de basisschematisering. Verder kiezen we een rekenmodelonzekerheidsfactor γ_d , schadefactor γ_n en een schematiseringfactor γ_b . Voor de rekenmodelonzekerheidsfactor gaan we uit van $\gamma_d=1.0$. Voor de schadefactor kiezen we een achtereenvolgens $\gamma_n = 1.00, 1.10$ en 1.20 en voor de schematiseringfactor achtereenvolgens $\gamma_b = 1.30, 1.25, 1.20, 1.15 \dots 1.00$. Voor elke combinatie van schade- en schematiseringfactor wordt met behulp van de in paragraaf 4.2 afgeleide methode nagegaan welke kansen van de afwijkende schematiseringen nog net leiden tot een faalkans die kleiner is dan de faalkans die in overeenstemming is met de gekozen schadefactor. De berekeningsgang daarbij is globaal als volgt:

1. de basisschematisering wordt verondersteld te leiden tot een stabiliteitsfactor gelijk aan het product van de gekozen schade- en schematiseringfactor: $F_{d,S1}=\gamma_n\gamma_b$
2. de eerste afwijkende schematisering wordt verondersteld te leiden tot een stabiliteitsfactor $F_{d,S2}=\gamma_n\gamma_b-0.10$, de tweede tot $F_{d,S2}=\gamma_n\gamma_b-0.20$ enzovoorts.
3. Vervolgens worden, via proberen, kansen van $S_2, S_3 \dots$ bepaald, waarbij net niet de toelaatbare faalkans die overeenkomt met de gekozen schadefactor γ_n .

Dit levert relaties op tussen toelaatbare kansen op afwijkende schematiseringen en met die schematiseringen overeenkomende afnames van de stabiliteitsfactor, zoals weergegeven in de figuren 5.1a .. 5.1d.



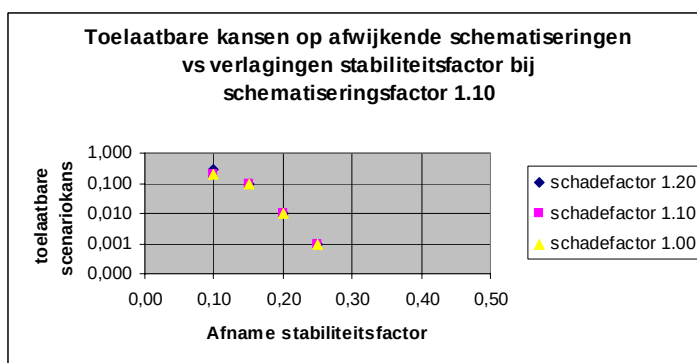
Figuur 5.1a: toelaatbare kansen op ongunstig afwijkende schematiseringen versus afname stabiliteitsfactor, bij schematiseringfactor 1,20

In figuur 5.1a wordt uitgegaan van een schematiseringfactor van 1.20. We zien hierin dat afwijkende schematiseringen die leiden tot afname van de stabiliteitsfactor met 0.20 (ten opzichte van de stabiliteitsfactor bij de gekozen basisschematisering, die net voldoet aan de

eis $F_{d,S1} = \gamma_n \gamma_b$) (totaal) een toelaatbare kans in de orde van 0.10 hebben. Afwijkende schematiseringen die leiden tot afname van de stabiliteitsfactor met 0.30 hebben (in totaal) een toelaatbare kans van orde 0.01. En afwijkende schematiseringen die leiden tot afname van de stabiliteitsfactor van 0.35 hebben een toelaatbare kans in de orde van 0.001.

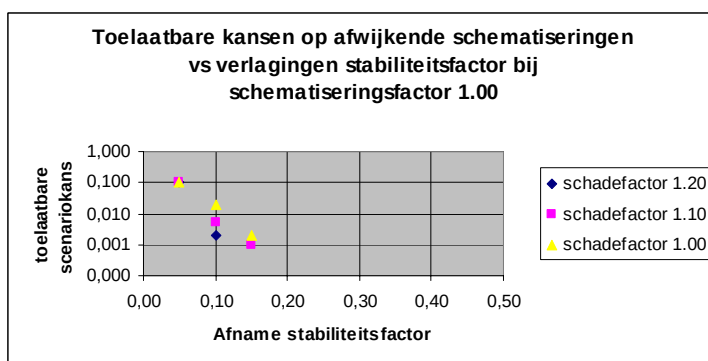
Opmerkelijk is dat dit bij alle beschouwde schadefactoren grosso modo hetzelfde is. Met andere woorden, de eis aan de schadefactor (en dus de onderliggende betrouwbaarheidseis) is niet van invloed op de “ruimte voor afwijkende schematiseringen”.

Volgens het Addendum I bij de LR (zie paragraaf 5.1) moeten bij een schematiseringfactor van 1.20 de kansen op afwijkende schematiseringen, die tot afname van de stabiliteitsfactor van 0.10 respectievelijk 0.20 leiden, kleiner zijn dan orde 0.01 (zeer onwaarschijnlijk) respectievelijk orde 0.001 (vrijwel uitgesloten). We concluderen daarom dat Addendum I (bij deze schematiseringfactor) aanzienlijk behoudender is dan uit de analyse volgens de schematiseringtheorie blijkt en dus in ieder geval veilig is. Ook is in het addendum de ruimte voor ongunstig afwijkende schematiseringen niet afhankelijk van de betrouwbaarheidseis; op dit punt wordt de intuïtie van de opstellers bevestigd door de schematiseringanalyse.



Figuur 5.1b: als figuur 5.1a, maar dan bij schematiseringsfactor 1.10

We beschouwen vervolgens figuur 5.1b. Hier is de gekozen schematiseringfactor 1.10. Afwijkende schematiseringen die leiden tot afname van de stabiliteitsfactor van 0.10 respectievelijk 0.20 en 0.25, hebben bij deze schematiseringfactor toelaatbare kansen in de orde van 0.10 respectievelijk 0.01 en 0.001. Ook bij deze schematiseringfactor is het Addendum I aanzienlijk behoudender. Afwijkende schematiseringen die leiden tot afname van de stabiliteitsfactor van 0.10 dienen al vrijwel uitgesloten te zijn (kans kleiner dan 0.001).



Figuur 5.1c: als figuur 5.1a, maar dan bij schematiseringsfactor 1.00

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen bij Dijken

Opdrachtgever

Rijkswaterstaat Waterdienst 1001411-004

Project

1001411-004

Kenmerk

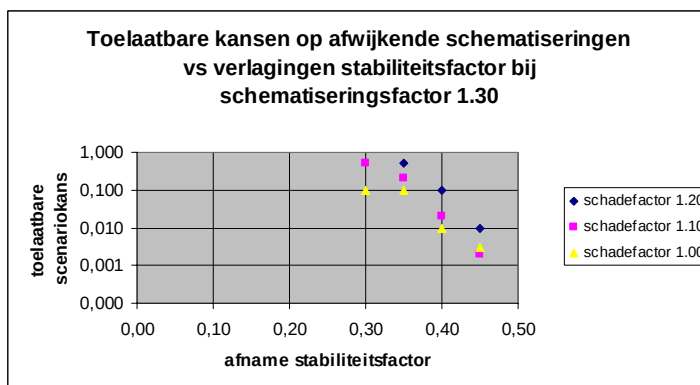
1001411-004-GEO-0001

Pagina's

101

In de LR wordt gesteld dat de schematiseringfactor vooralsnog niet kleiner dan 1.10 dient te worden gekozen. Deze ondergrens is om technisch- beleidsmatige redenen gekozen, namelijk voorkomen van eventuele trendbreuk. Theoretisch is er echter geen enkel geen enkele grond om een lagere schematiseringfactor uit te sluiten. In figuur 5.1c is de rekenexerctie uitgevoerd voor een schematiseringfactor van 1.0. Intuïtief voelen we natuurlijk aan dat bij deze schematiseringfactor de kans op afwijkende schematiseringen, die zouden leiden tot een substantieel lagere stabiliteitsfactor, zeer klein moeten zijn. Figuur 5.1c bevestigt deze intuïtie. De kans op afwijkende schematiseringen die leiden tot een 0.10 lagere stabiliteitsfactor moet kleiner zijn dan 0.001 (dus vrijwel uitgesloten). Echter afwijkende schematiseringen die tot afname van de stabiliteitsfactor leiden in de orde van 0.05, zijn toelaatbaar met een kans die kleiner is dan orde 0.10. Dit betekent dat een schematiseringfactor van 1.0 nog wel een reële optie is, wanneer de basisschematisering zo gekozen wordt dat ongunstiger schematiseringen vrijwel uitgesloten zijn, tenzij het effect ervan op de stabiliteitsfactor gering is.

Als laatste beschouwen we figuur 5.1d. Hierin is uitgegaan van een schematiseringfactor van 1.30. Volgens het addendum hoeft bij toepassing van deze schematiseringfactor geen analyse gemaakt te worden waarmee effecten van eventuele afwijkende schematiseringen expliciet worden geanalyseerd. Dat wil natuurlijk niet zeggen dat in dat geval helemaal geen eisen aan de schematisering worden gesteld; nog steeds is het uitgangspunt hierbij dat schematiseringen conform een (ongeschreven) "professionele standaard" tot stand moeten komen. Aangenomen wordt echter dat een schematiseringfactor van 1.30 voldoende ruimte biedt om effecten van eventuele afwijkingen op te vangen. In figuur 5.1d kunnen we zien aan welke effecten, in termen van afwijkende stabiliteitsfactoren en kansen we daarbij kunnen denken. De figuur geeft aan dat afwijkende schematiseringen die tot 0.30 lagere stabiliteitsfactoren leiden nog acceptabel zijn als de kans daarop maximaal in de orde van 0.10 ligt. Afwijkende schematiseringen die tot 0.40 lagere stabiliteitsfactoren kunnen leiden zijn nog acceptabel als de kans daarop maximaal in de orde van 0.01 (zeer onwaarschijnlijk) ligt. Daarmee wordt inderdaad bevestigd dat bij een schematiseringfactor van 1.30 alleen buitensporige blunders in de schematisering nog de veiligheid zouden kunnen bedreigen.



Figuur 5.1d: Als figuur 5.1a, maar dan met schematiseringfactor 1.30

De conclusie van bovenstaande analyse is dat de handreiking/criteria voor onderbouwde reductie van de schematiseringfactor in Addendum I bij de LR erg aan de behoudende kant

is, maar in elk geval veilig. Verder zou het in principe ook mogelijk moeten zijn om de schematiseringfactor tot 1.0 te reduceren. In dat geval worden wel strenge eisen gesteld aan de keuze van de basisschematisering; er blijft daarbij maar weinig ruimte over voor afwijkende ongunstiger schematiseringen.

5.3 Schatten van kansen op afwijkende schematiseringen

Voor het schatten van de kans op een afwijkende schematisering zijn geen algemeen toepasbare rekenrecepten voorhanden. Richtinggevend zijn kwalificaties die ook nu in de dagelijkse praktijk van het schematiseren worden meegegeven aan verschillende schematiseringsopties bij het kiezen van de schematisering voor het ontwerpen of toetsen. De verschillende mogelijke schematiseringsopties krijgen hierbij (impliciet of expliciet) beoordelingskwalificaties mee als waarschijnlijk, mogelijk, onwaarschijnlijk, zeer onwaarschijnlijk of praktisch onmogelijk. Afhankelijk van de mate waarin een ontwerp gevoelig geacht wordt voor de gekozen schematisering, of de mate waarin een toetsresultaat wordt beïnvloed, en de (on)waarschijnlijkheidskwalificatie wordt een van de schematiseringsopties gekozen als uitgangspunt voor ontwerpen of toetsen.

Het proces in de schematiseringanalyse, zoals besproken in de hoofdstukken 4 en 5, is feitelijk niets meer of minder dan (een poging tot) het transparant maken van dit keuze- en beslisproces. Hierbij kunnen we uitgaan van dezelfde verbale indicaties van waarschijnlijkheid en onwaarschijnlijkheid die nu gebruikelijk zijn. Echter omdat de schematiseringanalyse in hoofdstuk 5 kwantitatief is zullen we aan deze indicaties kwantitatieve kansen moeten toevoegen. In navolging van Lacasse e.a. [17] stellen we de volgende kanswaarden voor om kansen op een (ongunstig) schematiseringsscenario te kwantificeren:

- niet waarschijnlijk: kans (kleiner dan) 0.10, of in termen van uitsluiten: het scenario wordt met kans 0.9 uitgesloten geacht,
- zeer onwaarschijnlijk: kans (kleiner dan) 0.01, het scenario wordt met kans 0.99 uitgesloten geacht,
- praktisch uitgesloten: kans (kleiner dan) 0.001, het scenario wordt met kans 0.999 uitgesloten geacht.

De opsomming is overigens indicatief bedoeld.

Opgemerkt zij dat bij de beoordeling van kansen op schematiseringsscenario's subjectiviteit onvermijdbaar is, dit is inherent aan kwalitatieve beoordelingen.

Voor een beperkt aantal situaties zijn ook kwantitatieve berekeningen mogelijk, gebaseerd op probabilistische of (geo)statistische rekenmodellen. Zie hiervoor bijvoorbeeld het artikel "Grondonderzoek vraagt heldere kansanalyse" [18] en het Technisch Rapport Actuele Sterkte (hoofdstuk 5 "Locaal grondonderzoek") [19]. In [18] wordt een berekeningsmethode gegeven om de kans op aanwezigheid van een lokaal verschijnsel in de ondergrond te bepalen, in relatie tot de afstand tussen waarnemingspunten (sonderingen of boringen). In deze publicatie gaat het om een zandbaan in de ondergrond, maar de aanpak is uiteraard ook toepasbaar op andere lokale verschijnselen van vergelijkbare omvang. In [19] wordt een geostatistische methode besproken om de kans op mogelijke afwijkingen van laagdikten of niveaus van laagscheidingen te berekenen, als functie van de onderlinge afstand tussen waarnemingspunten. Bij zulke kansberekeningen gaat het doorgaans om onderdelen van schematiseringsscenario's. Deze kansberekeningen zijn daarom meer richtinggevend of ondersteunend aan de kansschattingen voor schematiseringsscenario's dan dat ze bepalend zijn.

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen
bij Dijken

Opdrachtgever

Rijkswaterstaat Waterdienst

Project

1001411-004

Kenmerk

1001411-004-GEO-0001

Pagina's

101

6 Toepassingen schematiseringfactor

6.1 Inleiding

In het Technisch Rapport Grondonderzoek en Schematisering (TRGS) zullen twee manieren voor het werken met en bepalen van de benodigde schematiseringfactor worden voorgesteld voor de dagelijkse ontwerp en toetspraktijk. In de eerste plaats via het werken met een relatief eenvoudig recept, zoals aangegeven in paragraaf 5.1. Dit recept is opgenomen in Addendum I bij de Leidraad Rivieren, maar zoals de analyse in paragraaf 5.2 aangeeft is dit erg conservatief. Een scherper recept is daarom wenselijk. Dit moet ook toegankelijker gemaakt worden, omdat uit vragen uit de ontwerppraktijk gebleken is dat het gebruiksgemak (nog) niet optimaal is. In de tweede plaats zal bij het TRGS een rekenspreadsheet beschikbaar gesteld worden, zodat gebruikers die dit willen een gedetailleerde schematiseringanalyse kunnen uitvoeren.

In dit hoofdstuk worden twee toepassingen van de theorie in hoofdstuk 4 beschreven, die met (de voorlopige versie van) dit rekenspreadsheet zijn uitgewerkt. Doel ervan is om gevoel te krijgen voor uitkomsten die bij zo'n analyse te verwachten zijn.

De eerste toepassing betreft een (bestaand) voorontwerp van een dijkversterking van de Markermeerdijk, dat is gemaakt ten behoeve van het in gang zetten van van de MER procedure. Voor de toetsing, waarbij delen van deze dijk zijn afgekeurd, was grondonderzoek beschikbaar, dat in drie fasen van detail was uitgevoerd. Het voorontwerp is op dit grondonderzoek gebaseerd. Het wordt hier gebruikt als (denkbeeldige) toetscase. Omdat een voorontwerp mede dient om de maximale ruimtelijke effecten van de dijkversterking in kaart te brengen, is het ruim opgezet en daarom een dijk die ruim aan de maat is qua stabiliteit van binnen- en buitentalud.

De tweede toepassing is een hypothetische (toets)case, waarvoor het voorbeeld in paragraaf 3.5 model staat. Bij de uitwerking is een tabel afgeleid die generiek gebruikt kan worden voor het kiezen van een benodigde schematiseringfactor. Hiermee wordt tevens een aanzet gegeven tot een aangescherpt eenvoudig recept.

6.2 Toepassing: case Markermeerdijk

Door Fugro is de theorie in hoofdstuk 4 toegepast op ontwerp- dijkversterkingen in het traject Hoorn Edam van de Markermeerdijk. Hiervoor zijn drie dijkvakken geselecteerd waarvan bij twee ervan gekeken is naar binnenwaartse macrostabiliteit (STBI) en bij het derde dijkvak naar buitenwaartse macrostabiliteit (STBU). De dijkvakken worden aangeduid als dijkvak 23-5 (toepassing bij dit dijkvak betreft STBI), 23-9 (STBI) en 22-1 (STBU). Voor doel van de analyse hieronder is deze naamgeving overigens niet van belang.

Voor verschillende dijkvakken van de Markermeerdijk zijn voorontwerpen van dijkversterkingen gemaakt ten behoeve van het in gang zetten van administratieve procedures. Op dat moment moest nog aanvullend grondonderzoek, om tot een definitief ontwerp te komen, plaats vinden. Ook bij het uitvoeren van de onderhavige analyse was dit grondonderzoek nog niet compleet. Bij de ontwerpen is uitgegaan van een schematiseringfactor van 1.20, de ontwerpactiviteiten dateren uit de tijd dat de Leidraad Rivieren pas was uitgebracht. Wel is gekeken naar het effect van een gereduceerde

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen bij Dijken

Opdrachtgever

Rijkswaterstaat Waterdienst 1001411-004

Project

Kenmerk

1001411-004-GEO-0001

Pagina's

101

schematiseringfactor (tot 1.10) op de voorontwerpen. De drie genoemde dijkvakken zijn geselecteerd omdat hierbij het effect op de voorontwerpen het grootst is.

De oefening met de schematiseringfactor is uitvoerig gerapporteerd in “De uitwerking van de schematiseringfactor voor Markermeerdijk Hoorn – Edam” [14]. De onderstaande tekst is ontleend aan deze rapportage, waarbij slechts een deel op hoofdlijnen is overgenomen. Voor de volledige en gedetailleerde informatie wordt verwezen naar [14].

6.2.1 Stappen bij de afleiding van de schematiseringfactor

Om de schematiseringfactor af te leiden zijn volgende stappen aangehouden:

1. identificeren van invloedsparameters in de stabiliteitsberekening (par. 6.2.2);
2. bepalen van onzekerheidsmarges behorende bij de invloedsparameters (par. 6.2.3);
3. bepalen van dominante invloedsparameters door het uitvoeren van een gevoeligheidsanalyse op alle onzekerheden (par. 6.2.4);
4. berekening van de schematiseringfactoren (par. 6.2.4).

6.2.2 Identificeren invloedsparameters stabiliteitsberekening

In totaal zijn 26 parameters geïdentificeerd die in meer of mindere mate van invloed zijn op de macrostabiliteit van binnen- en buitentalud, welke zijn onderverdeeld in vier hoofdcategorieën. De invloedsparameters zijn weergegeven in tabel 6.1:

Tabel 6.1: Geïdentificeerde invloedsparameters

Hoofdcategorie	Invloedsparameter	Faalmechanisme ¹⁾
Bodemopbouw	Niveau bovenkant Pleistoceen [m t.o.v. NAP]	STBU & STBI
	Dikte slappe lagen (onder Markermeer – STBU)	STBU
	Dikte slappe lagen (onder de dijk STBU & STBI)	STBU & STBI
	Dikte slappe lagen (onder het achterland)	STBI
	Dikte van tussenzandlagen	STBU & STBI
	Volume gewicht van zand	STBU & STBI
	Volume gewicht van klei en/of veen	STBU & STBI
	Wegcunet	STBU & STBI
Geometrie	Taludhelling (STBU & STBI)	STBU & STBI
	Positie van de binnenteen	STBI
	Afstand kwelsloot tot de dijk	STBI
	Kruinhoogte	STBU & STBI
	Hoogte binnenberm	STBI
	Verloop slootbodem	STBI
	Onderwaterprofiel Markermeer	STBU
Waterspanningen	Niveau freatische lijn onder de kruin	STBU & STBI
	Niveau freatische lijn onder de binnenberm	STBI
	Niveau stijghoogte vanuit tussenzandlagen	STBU & STBI
	Niveau stijghoogte vanuit Pleistoceen	STBU & STBI
	Respons stijghoogte tijdens MHW	STBU & STBI
	Invloedsdiepte stijghoogte vanuit Pleistoceen	STBU & STBI
	Slootpeil / polderpeil	STBI

	Mate van verzadiging van het dijklichaam	STBU & STBI
Overige	Omvang verkeersbelasting	STBU & STBI
	Mate van consolidatie bij belasting	STBU & STBI
	Locatie van verkeersbelasting	STBU & STBI

- ¹⁾
- STBU: macrostabiliteit buitentalud
 - STBI: macrostabiliteit binnentalud

De hoek van inwendige wrijving ϕ' en de effectieve cohesie c' zijn niet als invloedsparameters beschouwd bij het bepalen van de schematiseringfactor. Deze twee sterkte-eigenschappen van grond zijn verdisconteerd in de materiaalfactoren. Bij het opstellen van de indicatieve ontwerpen is, voor wat betreft de werkwijze met de schuifsterkteparameters, uitgegaan van de Leidraad Rivieren (LR [3]).

6.2.3 Toelichting bij de bepaling van de schematiseringfactor

De mate waarin informatie beschikbaar is wordt voor deze analyse onderverdeeld in 3 categorieën in relatie tot de beschikbaarheid van grondonderzoek:

- weinig informatie (overeenkomstig fase 1 –grondonderzoek t.b.v. de toetsing);
- meer informatie (overeenkomstig fase 2 – additioneel grondonderzoek t.b.v. de toetsing);
- veel informatie (additioneel grondonderzoek t.b.v. doorkijk naar MER).

Voor elke categorie wordt op basis van in het verleden verricht grondonderzoek en gebiedservaring een inschatting gemaakt van de spreiding in de in tabel 6.1 genoemde invloedsparameters bij een betrouwbaarheidsinterval van 90%. Met andere woorden: afwijkingen op een aangenomen waarde voor een invloedsparameter hebben een kans van voorkomen van 10% of kleiner.

In bijlage 2 is een overzicht opgenomen van de invloedsparameters en de spreiding daarvan, gegeven de informatiecategorie bij een kans van voorkomen van hoogstens 10%.

Opgemerkt wordt dat vooral discontinue afwijkingen maatgevend zijn voor de stabiliteit van een dijklichaam. Voorbeelden hiervan zijn het missen van een watervoerende ondiepe tussenzandlaag, het missen van een geul met slappe grond of het over het hoofd zien van een diepe waterpartij in de buurt van de teen van de dijk. Deze discontinue afwijkingen zitten impliciet verwerkt in het genoemde betrouwbaarheidsinterval.

Voor de eerder genoemde dijkvakken in het traject Hoorn-Edam is een schematiseringsfactor afgeleid, waarbij twee faalmechanismen bij maatgevend hoogwater (MHW) zijn beschouwd

- Case 1 - dijkvak 23-5: binnenwaartse macrostabiliteit (STBI);
- Case 2 - dijkvak 23-9: binnenwaartse macrostabiliteit (STBI);
- Case 3 - dijkvak 22-1: buitenwaartse macrostabiliteit (STBU);
- Case 4 - dijkvak 23-5: binnenwaartse macrostabiliteit (STBI) bij verlaagde schematiseringfactor

Voor alle cases is eerst een basisontwerp opgesteld met de volgende uitgangspunten:

- γ_n (schadefactor) : 1.13 (binnenwaarts) en 1.05 (buitenwaarts);
- γ_b (schematiseringsfactor) : 1.20 (eerste aanname);
- γ_d (modelfactor) : 1.00 (Methode Bishop);
- $P(S_j)$: 0.10 (kans van voorkomen waarde invloedsparameter);

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen
bij Dijken

Opdrachtgever	Project	Kenmerk	Pagina's
Rijkswaterstaat Waterdienst	1001411-004	1001411-004-GEO-0001	101

- $F_{d, eis}$ (vereiste stab. factor) : 1.36 (binnenwaarts) en 1.26 (buitenwaarts).

De eisen voor de schadefactor zijn gebaseerd op de Leidraad Rivieren (LR [3]). De eisen voor de stabiliteitsfactoren (gebaseerd op de gekozen basisschematisering) zijn het product van schadefactor en aangenomen schematiseringfactor.

Nadat het ontwerp op basis van de basisschematisering is gevormd, zijn stabiliteitsanalyses uitgevoerd, waarbij de invloedsparameters zijn gevarieerd (afwijkende schematiseringen) aan de hand van de beschikbare informatie en de bandbreedte die daaraan gekoppeld is. Vervolgens worden de dominante invloedsparameters geïdentificeerd en de invloed daarvan op de stabiliteitsfactor.

Daarna wordt uiteindelijk de totale faalkans P_{sf} berekend bij de aangenomen en, indien mogelijk, een verlaagde, schematiseringfactor.

Navolgend wordt uitsluitend één case beschreven, om een indruk te geven van de berekeningsgang. Bij de andere cases is de berekeningsgang analoog. Belangrijk is dat voor alle cases de conclusie van de berekeningen dezelfde is, namelijk dat schematiseringfactor op z'n minst verlaagd kan worden tot 1.10. Uit de berekeningen volgt dat nog verdere verlaging theoretisch mogelijk is. In de Leidraad Rivieren wordt echter een ondergrens $\gamma_b = 1.10$ aangehouden. Voor de volledige rapportage wordt verwezen naar het rapport van Fugro [14].

6.2.4 Case 1: schematiseringfactor voor dijkvak 23-5

Basisontwerp

Als uitgangspunt is een basisontwerp gebruikt, bij het opstellen waarvan een schematiseringfactor van 1.20 is aangehouden.

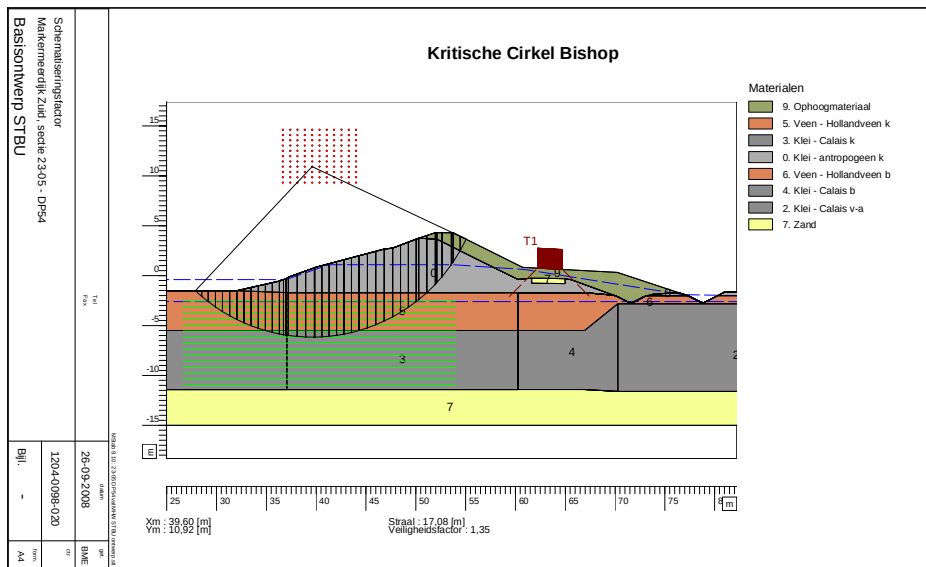
Voor dijkvak 23-5 is de volgende geometrie ontworpen:

- Kruinhoogte NAP +4.30 m;
- Hoogte binnenberm (gem.): NAP +0.60 m;
- Binnenwaartse taludhelling gehandhaafd op 1 : 2 (v : h);
- Binnenwaartse taludhelling binnenberm aangenomen op 1 : 3 (v : h);
- Afschot binnenberm 1 : 20 (v : h).

Daarbij zijn de volgende uitgangspunten conform het ontwerprapport [15] aangehouden:

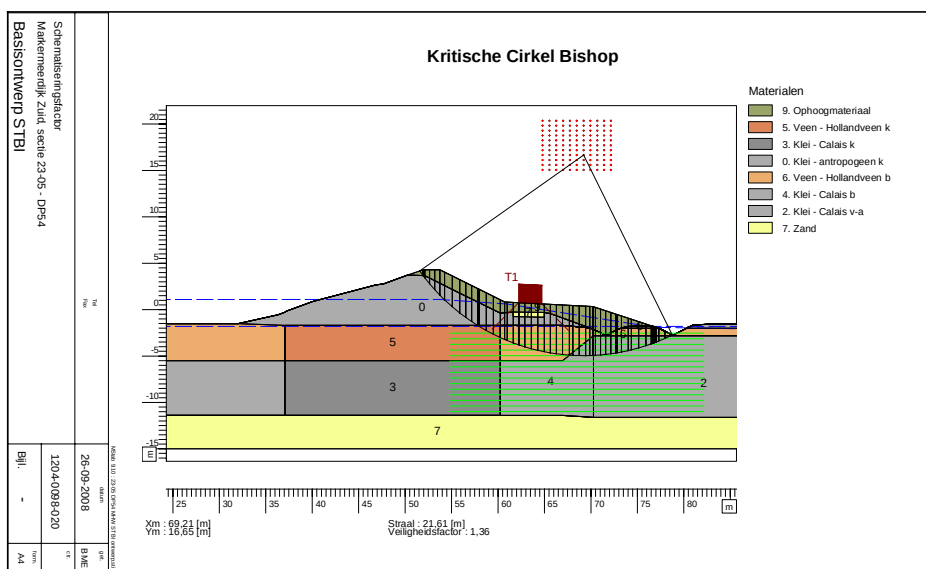
- MHW op NAP +1,09 m;
- Stijghoogte in het Pleistoceen tijdens MHW: NAP -1,80 m;
- Stijghoogte in het Pleistoceen (gemiddeld): NAP -2,60 m.

De buitenwaartse stabiliteitsfactor bedraagt 1.35 bij val na MHW en een ophoging van de kruin van NAP +3.70 m naar NAP +4.30 m. Deze stabiliteitsfactor voldoet ruim aan de eis van 1.26. In figuur 6.1 is de ontworpen dijk met het kritieke glijvlak voor buitenwaartse stabiliteit weergegeven.



*Figuur 6.1:
buitenwaartse
stabiliteit van
basisontwerp (sectie 23-5, DP 54).*

In figuur 6.2 is de kritieke glijcirkel voor het binnentalud weergegeven. De berekende minimale stabiliteitsfactor is 1.36. Indien een schematiseringfactor van 1.2 wordt aangenomen, voldoet het binnentalud aan de vereiste schadefactor van 1.13.



*Figuur 6.2:
binnenwaartse
stabiliteit van
basisontwerp (sectie 23-5, DP 54).*

Als voorbeeld wordt de schematiseringanalyse voor het binnentalud beschreven.

Bepalen parameters met grootste invloed op de stabiliteitsfactor

Voor dijkvak 23-5 zijn stabiliteitsanalyses uitgevoerd, waarbij invloedsparameters zijn gevarieerd aan de hand van beschikbare informatie. De meest dominante invloedsparameters en de negatieve invloed daarvan op stabiliteitsfactor F_d zijn gegeven in tabel 6.2. In bijlage 2.3 zijn de volledige resultaten opgenomen.

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen bij Dijken

Opdrachtgever

Rijkswaterstaat Waterdienst 1001411-004

Project

Kenmerk

1001411-004-GEO-0001

Pagina's

101

Tabel 6.2: dominante invloedsparameters en invloed op F_d

Invloedsparameter	Beïnvloeding stabiliteitsfactor F_d [%]		
	weinig info	meer info	doorkijk MER
Niveau freatische lijn in berm	5.9	4.4	2.9
Geometrie dijklichaam – binnenteen (horizontaal)	5.9	4.4	1.5
Verloop slootbodembodem (verticaal)	3.7	2.9	1.5
Niveau stijghoogte Pleistoceen	2.9	2.2	1.5
Niveau freatische lijn onder kruin	2.2	2.2	1.5
Dikte slappe lagen (achterland)	2.2	1.5	0.7

Berekening schematiseringsfactor

Gegeven de schadefactor $\gamma_n = 1,13$ en een aangenomen schematiseringfactor (eerste keus) $\gamma_b = 1.20$ levert dit een toelaatbare faalkans op van $P_{sf, toel} = 2.87 \times 10^{-7}$. Bij een betrouwbaarheidsinterval van 90% worden de volgende totale faalkansen berekend bij de verschillende maten van beschikbare informatie (tabel 6.3):

Tabel 6.3: overzicht faalkansen en percentages van toelaatbare faalkans bij $\gamma_b = 1.20$

	Weinig info	Meer info	MER
P_{sf} [1/jaar]	1.02×10^{-10}	4.64×10^{-11}	1.78×10^{-11}
Perc. $P_{sf, toel}$ [%]	0.04	0.02	0.01

De totale faalkansen zijn dermate klein ten opzichte van de toelaatbare faalkans dat de schematiseringfactor kan worden verlaagd. Gekozen wordt voor een schematiseringfactor van 1.10. Dit leidt tot een ontwerp in termen van de stabiliteitsfactor bij de basisschematisering van $F_{d, req} = 1.24$ en dus een lichter ontwerp. De stabiliteitsfactoren bij de afwijkende schematiseringen zullen dan navenant dalen en dus de totale faalkansen toenemen. Dit is weergegeven in tabel 6.4.

Tabel 6.4: overzicht faalkansen en percentages van toelaatbare faalkans bij $\gamma_b = 1.10$

	Weinig info	Meer info	MER
P_{sf} [1/jaar]	1.64×10^{-8}	8.15×10^{-9}	3.17×10^{-9}
Perc. $P_{sf, toel}$ [%]	5.72	2.84	1.10

Zelfs bij deze lagere schematiseringfactor zijn de totale faalkansen veel kleiner dan de toelaatbare faalkans van 2.87×10^{-7} . De schematiseringfactor zou dus nog verder kunnen worden verlaagd, maar conform Leidraad Rivieren wordt een ondergrens van $\gamma_b = 1.10$ aangehouden. De berekeningen van de faalkansen zijn opgenomen in bijlage 2.4.

6.2.5 Conclusies van de case Markermeerdijk

Belangrijkste onzekerheidseffecten op de stabiliteitsfactor:

Er zijn vier gevoeligheidsanalyses uitgevoerd. Daarvan is een case in paragraaf 6.2.4 nader beschreven, voor de overige wordt verwezen naar het eerdergenoemde Fugro rapport [14]. In deze vier gevoeligheidsanalyses zijn grofweg de volgende drie probleemparameters (met betrekking tot opbouw van dijk en ondergrond, en waterspanningen) geïdentificeerd als parameters waarbij (onzekere) afwijkingen de stabiliteitsfactor het sterkst beïnvloeden:

- geometrie van het dijklichaam, met name de ligging van binnen- en buitenteen;
- niveau van de freatische lijn (verloop);
- niveau van de stijghoogte in watervoerende zandpakketten.

Geometrie

Voor zowel de binnenwaartse als de buitenwaartse macrostabiliteit geldt dat de onzekerheid over de ligging van de binnen respectievelijk de buitenteen een grote invloed heeft. Bij het inmeten van dwarsprofielen van dijken kan de positie van de binnenteen betrekkelijk nauwkeurig worden bepaald. De buitenteen en de bathymetrie aansluitend op deze buitenteen zijn vaak niet bekend; hierin zit aanzienlijke onzekerheid.

Niveau freatische lijn

Voor de buitenwaartse macrostabiliteit is de freatische lijn onder de kruin van belang. Voor de binnenwaartse macrostabiliteit is dat de freatische lijn t.p.v. het binnentalud en onder de binnenberm (indien aanwezig). Het verloop van de freatische lijn in een dijklichaam wordt vaak op basis van aannamen geschat, waarbij gebruik wordt gemaakt van het Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken [10]. Volgens dit TR leiden de daarin gegeven aanwijzingen tot conservatieve aannamen. Realistischer schattingen kunnen worden bepaald via metingen van stijghoogte- respons in de kruin, binnenberm (indien aanwezig) en de binnenteen. Hierbij moet men er op bedacht zijn dat extrapolaties naar maatgevende waterstanden onzeker kunnen zijn.

Stijghoogte in watervoerende zandpakketten

De stijghoogte in watervoerende zandlagen bij een hoge buitenwaterstand is van belang in situaties waarin het achterland kan opdrijven. Daarnaast is de (langdurige) stijghoogte in dit pakket van belang bij het schatten van waterspanningen in het erboven gelegen pakket van slappe grondlagen. Deze waterspanningen hebben een grote invloed bij de stabiliteitsberekeningen bij de maatgevende belastingsituatie.

Opgemerkt wordt dat in de casestudies de mogelijkheden en potentiële effecten van substantieel in ongunstige zin afwijkende opbouwen van de ondergrond, of afwijkende geohydrologische systeemkenmerken, niet expliciet onderzocht is. De reden hiervoor is dat de voor het ontwerp gekozen schematisering gebaseerd is op de als ongunstigst geïdentificeerde ondergrondopbouw en geohydrologische systeemkenmerken. De implicatie hiervan is bijgevolg dat in deze cases ten aanzien van deze aspecten ook geen dominante of significante onzekerheidseffecten zijn gevonden.

Conclusie:

Voor vier cases is een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd, waarbij de belangrijkste invloedsparameters zijn geïdentificeerd. De invloed van deze parameters op de macrostabiliteit is vertaald naar een kans van voorkomen om vervolgens te toetsen aan de toelaatbare faalkans die voor de dijken is afgeleid. Uit alle cases blijkt dat de waarde van de theoretisch benodigde schematiseringfactor 1.10 of minder is. In lijn met de LR is uitgegaan van een minimale waarde van 1.10. Hieruit volgt dat de geometrie en de invloedsparameters al dermate veilig zijn ingeschat dat geen grote schematiseringfactor nodig is. Met andere

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen
bij Dijken

Opdrachtgever

Rijkswaterstaat Waterdienst

Project

1001411-004

Kenmerk

1001411-004-GEO-0001

Pagina's

101

woorden, met de schematiseringfactor van 1.20 die bij het voorontwerp is aangehouden, is de dijk robuust ontworpen. Dit is conform de verwachting.

De aannamen die ten grondslag hebben gelegen aan de berekende schematiseringfactoren zijn nog niet getoetst aan de resultaten van het aanvullend grondonderzoek. De verwachting is echter dat schematiseringfactor niet zal veranderen, nadat het grondonderzoek is verwerkt.

6.3 Toepassing: hypothetische case

Opvallend aan de uitkomsten van de analyse in paragraaf 6.2 is dat in alle vier de cases een kleine schematiseringfactor is gevonden. Bij de introductie, in Leidraad Rivieren, stond een mogelijke marge van de schematiseringfactor van 1.3 tot 1.1 (mogelijk tot 1.0) voor ogen, op grond van kwalitatieve overwegingen. Wanneer de uitkomsten van de toepassing op de voorontwerpen voor dijkversterkingen van de Markermeerdijk indicatief zouden zijn voor de totale marge van de schematiseringfactor, zou dit een aanwijzing zijn dat deze marge verkeerd was geschat en dat daarmee in feite ook de bovengrens van 1.3, die als defaultwaarde voor de schematiseringfactor die in de Leidraad Rivieren is vastgelegd extreem en onnodig conservatief is.

Bij nadere beschouwing van de schematiseringanalyse in paragraaf 6.2 valt echter op dat het effect van de beschouwde in ongunstige zin afwijkende schematiseringsscenario's relatief klein is. In de bijlage 2.4 is zichtbaar dat de grootste verschillen tussen stabiliteitsfactoren bij de ontwerpschematisering en stabiliteitsfactoren bij afwijkende schematiseringen substantieel kleiner zijn dan 0.10. Een belangrijke reden hiervoor is dat geïdentificeerde mogelijke ongunstige afwijkingen van het schematiseringsscenario dat als basis voor het ontwerp is gekozen (de basisschematisering), voortgebracht zijn door afwijkende schattingen van continue systeemkenmerken (invloedsparameters). Bij de identificatie van mogelijke ongunstig afwijkende systeemkenmerken zijn geen afwijkende principieel verschillende schematiseringen gevonden die mogelijk een veel groter negatief effect op de stabiliteitsfactor zouden laten zien. Er van uitgaande dat deze identificatie correct is uitgevoerd moet de conclusie zijn dat de schematisering die voor het ontwerp gekozen is geen ruimte laat voor nog ongunstiger schematiseringen op grond van mogelijke afwijkende principiële systeemkenmerken. Dat kan, indien gekozen is voor de denkbare meest ongunstige systeemkenmerken, óf wanneer de informatie over systeemkenmerken zodanig volledig is dat er geen (gerede) twijfel mogelijk is over die keuze. Hoe dan ook is in beide gevallen te verwachten dat geen substantiële afdekking van onzekerheden van de gekozen basisschematisering nodig is. Dat daarom een lage schematiseringfactor gevonden is, is volledig in overeenstemming met het rekenmodel dat in hoofdstuk 4 is besproken en ook intuïtief correct. Dit impliceert dat afwijkende schematiseringsscenario's gebaseerd op afwijkende systeemkenmerken, met doorgaans groter negatief effect op de stabiliteitsfactor, moeten leiden tot hogere schematiseringfactoren.

Om deze redenering te toetsen beschouwen we een (hypothetisch) voorbeeld met twee mogelijk scenario's voor ondergrond- en waterspanningsopbouw, namelijk scenario S_1 dat als het meest waarschijnlijk wordt gekwalificeerd en scenario S_2 dat als onwaarschijnlijk maar

niet uit te sluiten wordt beschouwd. Voor de stabiliteit is S_2 een ongunstig scenario. Het voorbeeld in paragraaf 3.5 staat hier model; hier komen we later in deze paragraaf op terug.

Stel nu dat S_1 als uitgangspunt voor het ontwerp gekozen wordt en dat we het mogelijke effect van scenario S_2 willen verdisconteren met behulp van een schematiseringfactor. Stel dat voor de betreffende dijk de eis aan de schadefactor $\gamma_n=1.13$ is. Stel vervolgens dat de stabiliteitsfactor van het hierop gebaseerde ontwerp, maar onder aanname van scenario S_2 als mogelijke ondergrond en waterspanningsopbouw, (veel) kleiner is. We onderzoeken de rij waarden $\Delta F_d(S_2)=-0.40, -0.3, -0.2$ en -0.1 . Met het spreadsheet gaan we na hoe groot de schematiseringfactor moet zijn in elk van die gevallen, om het ongunstige scenario voldoende af te dekken. In tabel 6.5 zijn de berekende benodigde schematiseringfactoren gegeven.

Bij elk van de stabiliteitsfactoren veronderstellen we drie verschillende kansen op scenario S_2 , namelijk $P(S_2)=0.1 - 0.3, 0.01 - 0.03$ en $0.001 - 0.003$. De bovengrens (0.3) kunnen worden opgevat als kansen voor één scenario S_2 . De gedachte achter deze keuze was echter een andere, namelijk het laten zien wat het effect is op de benodigde schematiseringfactor als er niet één scenario met kans 0.1 enz. zou zijn, maar drie verschillende, elk met kans 0.1. De berekeningsresultaten in tabel 6.5 laten zien dat dit slechts een kleine verandering in de benodigde schematiseringfactoren geeft.

Verder is ook aangegeven wat de benodigde schematiseringfactoren zijn als de schadefactor groter is, namelijk 1.23. We zien dat de hoogte van de schadefactor nauwelijks invloed heeft.

Uit de tabel blijkt dat de bovengrens van de range voor de schematiseringfactor 1.30 niet onrealistisch hoog is. Verder blijkt dat de hoogte van de schadefactor weinig invloed heeft. De grootte van de verschillen in stabiliteitsfactoren tussen de basisschematisering (S_1) en de ongunstig afwijkende schematisering (S_2), zowel als de kans op de afwijkende schematisering, is bepalend voor de schematiseringfactor.

Tabel 6.5: benodigde schematiseringfactoren bij één ongunstiger schematiseringsscenario

		Schadefactor: $\gamma_n = 1.13$	Schadefactor: $\gamma_n = 1.23$
$\Delta F_d(S_2)$	$P(S_2)$	Benodigde γ_b	Benodigde γ_b
-0.40	0.1 - 0.3	1.30 - 1.33	1.29 - 1.31
	0.01 - 0.03	1.25 - 1.28	1.24 - 1.26
	0.001 - 0.003	1.18 - 1.21	1.19 - 1.22
-0.30	0.1 - 0.3	1.21 - 1.24	1.21 - 1.23
	0.01 - 0.03	1.16 - 1.19	1.16 - 1.18
	0.001 - 0.003	1.09 - 1.12	1.11 - 1.14
-0.20	0.1 - 0.3	1.13 - 1.15	1.13 - 1.15
	0.01 - 0.03	1.07 - 1.10	1.08 - 1.10
	0.001 - 0.003	1.02 - 1.04	1.03 - 1.06
-0.10	0.1 - 0.3	1.04 - 1.07	1.05 - 1.06
	0.01 - 0.03	1.01 - 1.02	1.02 - 1.03
	0.001 - 0.003	1.00 - 1.01	1.01 - 1.01

Grote verschillen tussen stabiliteitsfactoren voor verschillende (onzekere) scenario's, wanneer deze essentiële verschillen in bodemopbouw of, en vooral, opbouw van waterspanningen vertonen, zijn realistisch. Een voorbeeld hiervan is gegeven in paragraaf 3.5. Dit voorbeeld is voor wat de keuze van de schematiseringfactor uitgewerkt in onderstaande tabel 6.6.

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen bij Dijken

Opdrachtgever

Rijkswaterstaat Waterdienst 1001411-004

Project

1001411-004

Kenmerk

1001411-004-GEO-0001

Pagina's

101

Tabel 6.6 Keuze schematiseringfactor bij toetsvoorbeeld in paragraaf 3.5

Schema- tisering- scenario	Omschrijving	$P(S_i)$	$F_d(D;S_i)$	γ_n	γ_b cf hfdst. 4.4	γ_b cf hfdst. 5	γ_b cf tabel 6.5
S_1	Basisschematisering ¹⁾	0.90	1.14	1.13	1.21	1.30 ²⁾	1.21
S_2	Tussenzand in contact met rivier	0.10	0.85 ⁴⁾			1.20 ³⁾	

Noten:

¹⁾ Bij basisschematisering wordt verondersteld dat tussenzandlaag geen contact maakt met rivier

²⁾ Richtlijn in Addendum I bij Leidraad Rivieren

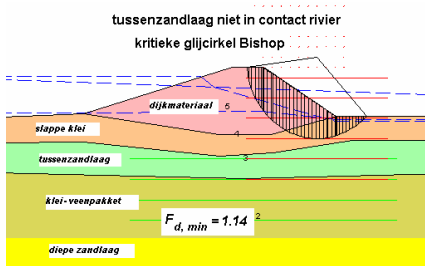
³⁾ Grafieken in paragraaf 5.2

⁴⁾ "tekort" t.o.v. schadefactor: $1.13 - 0.85 = 0.28$

$F_d(D;S_i)$: stabiliteitsfactor o.b.v. rekenwaarden grondeigenschappen en o.b.v. schematiseringsscenario S_i

γ_n is vereiste schadefactor

γ_b is benodigde schematiseringfactor



Tabel 6.6 geeft de benodigde schematiseringfactor weer, als voor deze toetscase het schematiseringsscenario "de tussenzandlaag maakt geen contact met de rivier" als basisschematisering wordt gekozen. Er zijn vier manieren gebruikt om de benodigde schematiseringfactor, ter verdiscontering van het scenario "maakt wel contact met de rivier" te bepalen, namelijk:

- berekening direct volgens de theorie in hoofdstuk 4 (met het hiervoor ontwikkelde Excell spreadsheet),
- bepalen volgens de richtlijn in Addendum I bij de Leidraad Rivieren (zie par. 5.1),
- bepalen aan de hand van de grafieken in par. 5.2 en
- bepalen aan de hand van tabel 6.5.

Voor de berekening van de schematiseringfactor moeten we uitgaan van het "tekort" van de berekende (of geschatte) stabiliteitsfactor van een van de basisschematisering afwijkend scenario, ten opzichte van de veiligheidseis, de schadefactor, die in dit geval gelijk is aan $\gamma_n=1.13$.

We constateren dat de bepaalde schematiseringfactoren erg goed overeenkomen, uitgezonderd de schematiseringfactor volgens de richtlijn in het Addendum I bij de LR, die aanzienlijk groter is. Dit is overigens in lijn met de constatering in hoofdstuk 5 dat deze richtlijn erg conservatief is.

In tabel 6.5 zien we ook dat wanneer de scenario's met grote terugvallen van de stabiliteitsfactor (in de orde van 0.30) zeer onwaarschijnlijk (kans kleiner dan 0.01) of praktisch uitgesloten (kans kleiner dan 0.001) zijn, de benodigde schematiseringfactor al gauw afneemt tot 1.15 of 1.10. Opvallend is dat bij scenario's, waarbij stabiliteitsfactor orde 0.10 of minder terugvalt (ten opzichte van de vereiste stabiliteitsfactor), de benodigde schematiseringfactor tot substantieel beneden de in de Leidraad Rivieren genoemde ondergrens van 1.10 daalt. Deze ondergrens is ingegeven door de overweging om vooralsnog "trendbreuk" met de vigerende ontwerp- en toetspraktijk te vermijden. De in tabel 6.5 afgeleide schematiseringfactoren geven echter aan dat vanuit probabilistisch oogpunt er geen reden is om kleinere schematiseringfactoren toe te laten.

Tabel 6.7 Verdere uitwerking van voorbeeld in tabel 6.6

Schema- tisering- scenario	Omschrijving	$P(S_i)$	$F_d(D;S_i)$	γ_b cf tabel 6.5	$F_{d, req} =$ $\gamma_n \gamma_b$ ($\gamma_n=1.13$)	toetsuitslag
S_1	basisschematisering		1.14			
S_2		0.10	0.85	1.21	1.37	onvoldoende ($F_d(D;S_1)<1.37$)
S_2		0.01	0.85	1.16	1.31	onvoldoende
S_2		0.01	0.85	1.09	1.23	onvoldoende
S_1	basisschematisering		1.14			
S_2		0.10	1.03	1.04	1.17	onvoldoende
S_2		0.01	1.03	1.01	1.14	voldoende ($F_d(D;S_1)\geq 1.14$)
S_2		0.001	1.03	1.01	1.14	voldoende

Het voorbeeld in tabel 6.6 is in tabel 6.7 nog wat nader uitgewerkt. Zoals bij de probabilistische reken exercities in paragraaf 3.5 beschouwen we verschillende kansen voor het schematiseringsscenario S_2 (= "tussenzandlaag wel in contact met de rivier"), namelijk $P(S_2)=0.10$, 0.01 en 0.001. Bij de eerste kans hadden we in tabel 6.6 al een schematiseringfactor $\gamma_b=1.21$ gevonden. Voor de kansen 0.01 en 0.001 vinden we, gebruik makend van tabel 6.5 schematiseringfactoren van 1.16 en 1.09 (zie bovenste blok in tabel 6.7). Gaan we uit van de genoemde vereiste schadefactor $\gamma_n=1.13$, dan betekent dit, als we de schematisering S_1 als basisschematisering voor de toetsing kiezen, dat de vereiste stabiliteitsfactor voor toetsing $F_{d, eis}$ gelijk is aan respectievelijk 1.37, 1.31 en 1.09 ($F_{d, eis} = \gamma_n \gamma_b \gamma_d$, waarbij $\gamma_d=1.0$). De stabiliteitsfactor, uitgaande van deze basisschematisering is $F_d(D; S_1)=1.14$ en deze is voor alle drie scenariokansen kleiner dan de vereiste stabiliteitsfactor. Met andere woorden, in alle drie gevallen zou dit leiden tot het toetsoordeel onvoldoende. Dit is geheel in overeenstemming met de uitkomsten van de probabilistische berekeningen in paragraaf 3.5. Dat mocht natuurlijk verwacht worden, omdat de schematiseringanalyse gebaseerd is op een probabilistische benadering.

Zoals aan het eind van paragraaf 3.5 proberen we ook het geval uit dat de stabiliteitsfactor, gegeven de schematisering S_2 niet 0.85, maar 1.03 zou zijn (zie onderste blok in tabel 6.7). Ten opzichte van de schadefactor van 1.13 is nu het "tekort" 0.10. Dat leidt voor $P(S_2)=0.10$, 0.01 en 0.001, weer gebruikmakend van tabel 6.5, tot kleinere benodigde schematiseringfactoren, namelijk 1.04, 1.01 en 1.01. Dat de laatste twee precies gelijk zijn komt door afronding. De bijbehorende vereiste stabiliteitsfactoren, als S_1 als basisschematisering wordt gekozen, zijn dus 1.17, 1.14 en 1.14. Confronteren we die met de stabiliteitsfactor bij de gekozen basisschematisering S_1 , namelijk $F_d(D;S_1)=1.14$, dan concluderen we dat bij een scenariokans $P(S_2)=0.10$ de toetsuitkomst "onvoldoende" is en

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen
bij Dijken

Opdrachtgever

Rijkswaterstaat Waterdienst

Project

1001411-004

Kenmerk

1001411-004-GEO-0001

Pagina's

101

dat bij scenariokansen $P(S_2)=0.01$ en 0.001 de toetsuitkomst (net aan) voldoende is. Ook dit is in overeenstemming met de probabilistische analyses in paragraaf 3.5.

De conclusie is dat tabel 6.5 goed te gebruiken is om benodigde schematiseringfactoren voor taludstabiliteit vast te stellen.

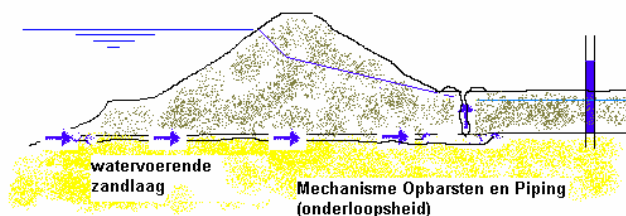
7 Mechanisme opbarsten en piping bij dijken

7.1 Beschrijving van het mechanisme opbarsten en piping

Onder piping bij dijken verstaan we het ontstaan van open kanaaltjes (pipes) in de ondergrond onder een dijk, tussen de buitenzijde van de dijk (het open water) en een uittredepunt in een slootbodembodem achter de dijk of op het maaiveld aan de binnenzijde van de dijk. Deze kanaaltjes ontstaan in een watervoerende zandlaag, waarin onder invloed van grondwaterstroming zanddeeltjes worden afgevoerd naar het uittredepunt.

In figuur 7.1 wordt een voor Nederlandse dijken typische piping situatie toegelicht. Het dijklichaam rust op een cohesieve en slecht doorlatende ondergrond, die op z'n beurt op een zandlaag ligt die in verbinding met het buitenwater staat. Onder invloed van het verval over de dijk, bij een hoge buitenwaterstand, vindt horizontale grondwaterstroming in de zandlaag plaats. Wanneer in de deklaag binnendijs een perforatie aanwezig is, of ontstaat door opbarsten van de deklaag, dan zal via dit opbarstkanaal grondwater richting het maaiveld stromen. Wanneer die stroming sterk genoeg is worden zanddeeltjes vanuit de zandlaag omhoog gewerkt. Er ontstaat dan een holle ruimte bovenin de zandlaag ter plaatse van het opbarstkanaal. Vervolgens worden zanddeeltjes in de bovenkant van de zandlaag door grondwaterstroming afgevoerd naar de ontstane holle ruimte afgevoerd en van daaruit richting slootbodembodem of maaiveld. Op die manier breidt de holle ruimte zich uit in de richting van het open water en ontstaat een "pipe". Wanneer dit proces, dat terugschrijdende erosie wordt genoemd, niet stopt, ontstaat uiteindelijk een "open" verbinding tussen het buitenwater en het maaiveld. Het zand wordt rond de uittredepunt afgezet (figuur 7.2). Is een open verbinding eenmaal een feit, we zeggen dan dat piping is opgetreden, dan zal daarna de stroomsnelheid in het kanaaltje toenemen waardoor steeds meer zand wordt meegenomen richting het uittredepunt. De kanaaltjes breiden zich daardoor uit in breedte en diepte. Dit kan leiden tot verzakking van de dijk en mogelijk tot verlies van integriteit van de dijk.

Figuur 7.1: Mechanisme opbarsten en piping



Piping is dus zelf geen bezwijkmechanisme maar een initiërend mechanisme. Aangenomen wordt dat als piping optreedt, het bezwijken en doorbreken van een dijk praktisch onafwendbaar is.

De kanaaltjes ontwikkelen zich langs de onderkant van een cohesieve en slecht doorlatende laag, of de onderkant van een starre en dichte constructie. De aanwezigheid van zo'n laag is essentieel omdat zonder deze een holle ruimte in het zand niet in stand zou blijven. Bij afwezigheid van een cohesieve slecht doorlatende laag (van intrede tot uittredepunt), of

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen
bij Dijken

Opdrachtgever

Rijkswaterstaat Waterdienst

Project

1001411-004

Kenmerk

1001411-004-GEO-0001

Pagina's

101

wanneer bij het intredepunt water niet vrij kan toestromen, of bij het uitredepunt niet vrij uit kan stromen, kunnen andere door grondwaterstroming gedreven erosieverschijnselen, een rol spelen. Bezijken van de dijk kan dan nog wel optreden, maar door een ander type mechanisme (zie ook paragraaf 7.2).



Figuur 7.2: Zandkrater bij uitredepunt

Van belang bij het schematiseren ten behoeve van controle op het mechanisme piping is daarom het onderkennen van de configuratie van dijk en de ondergrond waarbij het mechanisme piping, zoals boven beschreven, een relevant mechanisme is. Indien sprake is van een pipinggevoelige configuratie, dan moeten adequate schematiseringen worden gevonden voor:

- het deelmechanisme opbarsten (indien een afsluitende deklaag aanwezig is)
- het deelmechanisme piping (terugschrijdende erosie)

Bij het eerste deelmechanisme zijn de belangrijke factoren de waterspanning die in de zandlaag ontstaat bij een hoge buitenwaterstand en het gewicht van de afsluitende deklaag (dikte van die laag of dikten van deellagen en volumegewichten).

Bij het tweede deelmechanisme zijn de belangrijke factoren aan de belastingkant het hydraulische verval over de dijk en aan de sterktekant de lengte van de kwelweg en karakterisering van de erosiegevoeligheid van de zandlaag.

Het hydraulisch verval over de dijk is het verschil tussen buitenwaterstand en binnenwaterstand of slootpeil (indien sprake is van open water aan de binnenzijde van de dijk) of het verschil tussen buitenwaterstand en het binnendijkse maaiveldpeil.

Karakterisering van de erosiegevoeligheid is afhankelijk van het rekenmodel wat voor de pipinganalyse wordt gebruikt. Gaan we uit van het rekenmodel van Bligh, dan gaat het om een eenvoudige karakterisering in termen van samenstelling van de zandlaag waarin de erosie optreedt. Gaan we uit van het rekenmodel van Sellmeijer, dan spelen de dikte van de zandlaag, eventueel de opbouw ervan als het niet een homogene laag is, korreldiameter en doorlatendheid een rol. Daarnaast spelen in het rekenmodel van Sellmeijer nog wat parameters een rol waarvoor vaste "literatuurwaarden" worden aangehouden, omdat normaal grondonderzoek niet toegespitst is op locatiespecifieke schattingen er van. Voorbeelden hiervan zijn de rolweerstandshoek en de sleepkrachtfactor.

Een mogelijke situatie die zich geregeld voordoet is dat het klei en veenpakket onder de dijk lokaal wordt doorsneden door zandbanen. In de dwarsdoorsnede zien we die terug als een tussenzandlaag. Wanneer zo'n zandbaan op een of andere wijze in contact staat met het buitenwater zullen ook hierin bij een hoge waterstand waterspanningen ontstaan die tot opbarsten kunnen leiden en vervolgens terugschrijdende erosie. Bij de schematisering voor de opbarst- en pipinganalyse moet worden nagegaan of in de betreffende dijkstrekking mogelijk zandbanen aanwezig kunnen zijn (dit vraagt om inbreng van kennis van de geologie van het gebied). Zandbanen kunnen sterk in diepte en breedte variëren, waarbij gedacht kan worden aan een breedterange van minder dan 10 meter tot enkele honderden meters. Net als bij kleilenzen in de ondergrond kan het zijn dat hiervoor in de sonderingen in eerste instantie geen aanwijzingen worden gevonden. Ook hiervoor geldt de in figuur 3.1 (in hoofdstuk 3) gegeven kans op missen van een wél aanwezige zandbaan. Kennis van de geologie van het gebied is dan noodzakelijk om te kunnen onderkennen of zich zulke situaties toch voor kunnen doen, ook al wordt met sonderingen of boringen ter plaatse van de dijk geen zandbaan aangetroffen.

7.2 Gerelateerde mechanismen

Figuur 7.1 geeft de configuratie weer die we potentieel pipinggevoelig noemen, deze configuratie is mede ingegeven door het model voor terugschrijdende erosie dat we hierbij voor ogen hebben. Daarmee is natuurlijk niet gezegd dat bij andere configuraties van dijk en ondergrond bezwijken of falen als gevolg van door grondwaterstroming gedreven (erosie)mechanismen geen rol kunnen spelen. We noemen o.a.:

- micro instabiliteit van het binnentalud
- heave in (verweking van) de toplaag aan de binnenzijde van de dijk
- interne erosie van filterconstructies (bedoeld om piping tegen te gaan)

Dit is geen limitatieve opsomming. Bij de beoordeling van een ontwerp van een dijk(versterking) of toetsing van een bestaande dijk moeten natuurlijk alle potentiële faalmechanismen worden geïdentificeerd. In dit hoofdstuk zullen we ons echter concentreren op het verschijnsel “opbarsten en piping” bij configuraties van dijk en ondergrond, zoals bedoeld in figuur 7.1.

7.3 Globale opzet van het schematiseringsproces

Wat over de stapsgewijze opzet schematiseringen van dijk en ondergrond ten behoeve van stabiliteitscontrole is gezegd in paragraaf 3.3 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 het geologische ontstaan van die voorkomens is al indicatief voor het type zand, afzettingscondities 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 3.3). 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:

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen bij Dijken

Opdrachtgever	Project	Kenmerk	Pagina's
Rijkswaterstaat Waterdienst	1001411-004	1001411-004-GEO-0001	101

- gaat het om een configuratie van dijk en ondergrond waarin het mechanisme piping (zoals bedoeld in paragraaf 7.1) op kan treden? Welke andere erosie gerelateerde mechanismen kunnen ook van belang zijn?
- Welke zandlagen waarin mogelijk piping kan optreden zijn aanwezig?
- Bestaat de mogelijkheid dat bij het grondonderzoek langs de dijk lokale zandvoorkomens, die blijkens de gebiedskarakterisering aanwezig kunnen zijn, toch gemist zijn?
- Zijn er deklagen binnendijks die mogelijk op kunnen barsten? Wat is hiervan de dikte en samenstelling?
- 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 meerdere?
- Wat zijn mogelijke, misschien onwaarschijnlijke maar niet op voorhand uit te sluiten afwijkingen van de geïdentificeerde maatgevende dwarsprofielen? (Dit betreft zowel de ondergrondopbouw 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 input dienen voor de vervolgstappen (berekeningen). Zie hiervoor ook het Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen (TRZW [20]).

- 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. Zoals gezegd bestaan hiervoor verschillende rekenmodellen.

7.4 Schematiseringanalyse t.b.v. deel- faalmechanisme opbarsten

Doel van het onderhavige onderzoek was om een opzet te ontwikkelen voor het gebruik van schematiseringfactoren bij de controle op het mechanisme opbarsten en piping, analoog aan de die voor controle op macrostabiliteit. Een complicatie hierbij is dat dit een gecombineerd mechanisme is, dat wil zeggen dat zowel de weerstand tegen opbarsten, als de weerstand tegen piping in combinatie de veiligheid moeten waarborgen. Bij die combinatie tellen, theoretisch, de bijdragen aan de veiligheid van elk van de (weerstand tegen de) deelmechanismen. Daarbij kan als ene uiterste de totale veiligheid gewaarborgd worden

alleen door de veiligheid tegen opbarsten en als andere uiterste de totale veiligheid worden gewaarborgd door de veiligheid tegen piping. Vergelijking 7.1 illustreert dit gecombineerde mechanisme.

$$P_{opb \cap pip} = P_{opb} P_{pip|opb} \quad (7.1)$$

Hierin is $P_{opb \cap pip}$ de kans op opbarsten en vervolgens piping (zonder opbarsten geen piping!), P_{opb} de kans op opbarsten en $P_{pip|opb}$ de conditionele kans op piping, gegeven opbarsten. Gemakkelijk is in te zien dat bij een voldoende kleine kans op opbarsten, de kans op piping, gegeven opbarsten er niet toe doet.

Aanvankelijk was het streven om voor het gecombineerde mechanisme één set schematiseringfactoren af te leiden, maar dat bleek geen begaanbare weg. Daarom is besloten om de beide deelmechanismen apart te beschouwen en voor beide afzonderlijk schematiseringfactoren af te leiden. Dit is ook ingegeven door het inzicht dat in de praktijk feitelijk ook altijd de veiligheid van één van de beide deelmechanismen de veiligheid van de combinatie borgt. Bijvoorbeeld, een pipingberm aan de binnenzijde van een rivierdijk borgt ter plaatse van de berm de opbarstveiligheid en dus ook de veiligheid tegen piping door (te korte) kwelwegen die hun uittredepunt ter plaatse van de berm hebben uit te sluiten. Buiten de berm is de kwelweglengte voldoende groot om piping te voorkomen; er wordt daar geen eis aan de opbarstveiligheid gesteld.

Door het mechanisme “opbarsten” apart te beschouwen kan de schematiseringanalyse geheel conform de schematiseringtheorie van hoofdstuk 4 worden opgezet. Wat wel nodig is, is een voor opbarsten specifieke relatie tussen een “deterministische” uitdrukking voor opbarstveiligheid en een hiermee corresponderende opbarstkans.

In een opbarstanalyse is de drijvende actie de waterdruk vanuit een watervoerende (zand)laag tegen de onderkant van een niet of slecht doorlatende cohesieve deklaag. De weerstand wordt gevormd door het gewicht van de deklaag en eventueel gewicht van vrij water boven de deklaag. In het geval de bovenkant van de deklaag de bodem van een relatief diepe sloot is, wordt bij de berekening van de weerstand tegen opbarsten ook wel het effect van de weerstand tegen lokaal lokaal bezwijken meegenomen (TRZW [20]). Hoe dan ook kan de weerstand tegen opbarsten uitgedrukt worden als kritieke stijghoogte h_{crit} , dat is de stijghoogte in de watervoerende (zand)laag, waarbij de deklaag nog net in evenwicht is. Die wordt vergeleken met de “optredende” stijghoogte h_{optr} . Het quotiënt noemen we de veiligheidsfactor tegen opbarsten:

$$F_{opb} = \frac{h_{crit}}{h_{optr}} \quad (7.2)$$

Over de te nemen veiligheidsmarges bij het berekenen van kritieke en optredende stijghoogte laten de richtlijnen (o.a. TRZW [20]) zich niet uit. De praktische gang van zaken is dat bij de berekening van de kritieke stijghoogte (ook wel opbarstpotentiaal genoemd) gerekend wordt met een (niet kwantitatief gespecificeerde) veilige schatting van de dikte van de deklaag (of dikten van de samenstellende deellagen), “best guess” schattingen van volumegewichten en “best guess” schattingen van stijghoogten ter plaatse van de potentiële opbarst- locatie die horen bij de ontwerp- of toetswaterstand in de rivier.

Indien $F_{opb} \geq 1.20$, dan is de veiligheid tegen opbarsten voldoende groot, en is een verdere analyse van het mechanisme piping overbodig. Met andere woorden, de kans op opbarsten

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen
bij Dijken

Opdrachtgever	Project	Kenmerk	Pagina's
Rijkswaterstaat Waterdienst	1001411-004	1001411-004-GEO-0001	101

en piping wordt dan acceptabel klein gevonden, ongeacht de grootte van de kans op piping als opbarsten toch zou optreden. Over hoe groot acceptabel klein is (bij kansen op opbarsten) laten de richtlijnen zich niet uit. Maar de rationaliteit gebiedt dat die in lijn moeten zijn met andere mechanismen, waarvoor wel op kansen gebaseerde betrouwbaarheidsindicaties zijn afgegeven, zoals macrostabiliteit van dijktafsluitingen. In dat geval zou het opbarst criterium $F_{opb} \geq 1.20$ overeen moeten komen met een betrouwbaarheidsindex van $\beta_{opb} = 4$ à 5.

Vooralsnog gaan we even uit van de ondergrens. Als betrouwbaarheidsfunctie voor opbarsten introduceren we nu:

$$Z_{opb} = F_{opb} - 1 \quad (7.3)$$

Voor de betrouwbaarheidsindex geldt dan, ervan uitgaande dat de veiligheidsfactor tegen opbarsten een "best guess" waarde is (gegeven de buitenwaterstand):

$$\beta_{opb} = \frac{E[Z_{opb}]}{\sigma(Z_{opb})} = \frac{E[F_{opb}] - 1}{\sigma(F_{opb})} \approx \frac{F_{opb} - 1}{\sigma(F_{opb})} \quad (7.4)$$

waarin $E[\]$ de verwachtingswaarde is en $\sigma(\)$ de standaardafwijking. Voor $\beta_{opb} \approx 4$ en $E[F_{opb}] = 1.20$ vinden we met behulp van deze relatie $\sigma(F_{opb}) \approx 0.05$. Zouden we uitgegaan zijn van $\beta_{opb} = 5$ dan hadden we $\sigma(F_{opb}) \approx 0.04$ gevonden. Dit zijn erg kleine standaardafwijkingen, die misschien niet helemaal realistisch zijn. Niettemin zullen we voorlopig even rekenen met relatie (7.4).

In de schematiseringanalyse volgens de theorie in hoofdstuk 4 moet de relatie (4.17) vervangen worden door een relatie tussen faalkans en veiligheidsfactor voor opbarsten, op basis van vergelijking (7.4):

$$P_{opb} = \Phi\left(-\frac{F_{opb} - 1}{0.05}\right) \quad (7.4a)$$

als we er van uitgaan dat met de opbarstregel $F_{opb} \geq 1.20$ een veiligheid tegen opbarsten gerealiseerd wordt waarvoor de betrouwbaarheidsindex $\beta_{opb} = 4.0$ en

$$P_{opb} = \Phi\left(-\frac{F_{opb} - 1}{0.04}\right) \quad (7.4b)$$

als we er van uit gaan dat de betrouwbaarheidsindex $\beta_{opb} = 5.0$ is.

Het eerder beschreven spreadsheet programma is uitgebreid met een sheet om schematiseringfactoren te berekenen voor opbarsten, op basis van deze relaties. Hiermee zijn, conform tabel 6.5, benodigde schematiseringfactoren voor opbarsten berekend. Deze zijn weergegeven in tabel 7.1.

Tabel 7.1 Benodigde schematiseringfactoren $\gamma_{b, opb}$ als functie van terugval van veiligheidsfactor F_{opb} bij een ongunstig schematiseringsscenario en als functie van de waarschijnlijkheid van dit scenario

ΔF_{opb}	$P(S_i)$	$\gamma_{b, opb}$
-0.40	0.1 – 0.3	1.31 – 1.33
	0.01 – 0.03	1.29 – 1.30
	0.001 – 0.003	1.25 – 1.27
-0.30	0.1 – 0.3	1.23 – 1.24
	0.01 – 0.03	1.20 – 1.22
	0.001 – 0.003	1.17 – 1.18
-0.20	0.1 – 0.3	1.14 – 1.16
	0.01 – 0.03	1.12 – 1.13
	0.001 – 0.003	1.08 – 1.10
-0.10	0.1 – 0.3	1.06 – 1.08
	0.01 – 0.03	1.04 – 1.05
	0.001 – 0.003	1.01 – 1.02
-0.05	0.1 – 0.3	1.02 – 1.03
	0.01 – 0.03	1.01 – 1.01
	0.001 – 0.003	1.01 – 1.01

In tabel 7.1 is er van uitgegaan dat de relatie (7.4a). Wanneer we uitgaan van (7.4b) dan leidt dit tot maximaal 0.03 hogere benodigde schematiseringfactoren, bij een kleine scenariokans van 0.003, en maximaal 0.01 hogere schematiseringfactoren bij de grotere scenariokansen. Het effect van de keuze van het met het opbarstcriterium verondersteld gerealiseerde betrouwbaarheidsniveau heeft dus weinig invloed op de benodigde schematiseringfactoren.

Een enigszins aangepaste benadering is de aanname dat de berekende factor tegen opbarsten F_{opb} praktisch gesproken vaak een conservatieve schatter zal zijn van de verwachtingswaarde. Met name de actueel optredende stijghoogte in de watervoerende (zand)laag, corresponderend met ontwerp- of toetspeil van het buitenwater zal doorgaans conservatief worden geschat. Hoewel de mate van conservatisme onzeker is, lijkt het alleszins redelijk te veronderstellen dat de range van gerealiseerde betrouwbaarheidsindices niet afwijkt van de genoemde $\beta_{opb}=4$ à 5. We onderzoeken daarom het effect van de aanname dat $E[F_{opb}] = a F_{opb}$ met $a \geq 1$. De relatie (7.4) ziet er dan als volgt uit:

$$\beta_{opb} = \frac{E[Z_{opb}]}{\sigma(Z_{opb})} = \frac{E[F_{opb}] - 1}{\sigma(Z_{opb})} \approx \frac{a F_{opb} - 1}{\sigma(Z_{opb})} \quad (7.4c)$$

$$P_{opb} = \Phi\left(-\frac{a F_{opb} - 1}{0.3 a - 0.25}\right) \quad \text{respectievelijk} \quad P_{opb} = \Phi\left(-\frac{a F_{opb} - 1}{0.24 a - 0.2}\right) \quad (7.4d)$$

Hierin geldt de linker relatie als aangenomen wordt dat de opbarstregel een veiligheid realiseert met betrouwbaarheidsindex 4 en de rechterrelatie als de betrouwbaarheidsindex 5 is.

Gaan we uit van deze relaties, dan vinden we schematiseringfactoren die kleiner zijn dan in tabel 7.1. Om een indruk te geven van de orde van grootte: dit varieert van een ca. 0.10 kleinere schematiseringfactor bij $\Delta F_{opb}=-0.40$ en scenariokansen van 0.001 – 0.003, tot een ca 0.02 kleinere schematiseringfactor bij $\Delta F_{opb}=-0.10$ en scenariokansen van 0.1 à 0.3. Het

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen
bij Dijken

Opdrachtgever	Project	Kenmerk	Pagina's
Rijkswaterstaat Waterdienst	1001411-004	1001411-004-GEO-0001	101

effect is dus niet heel drastisch. Om die reden, en omdat elke schatting van de factor a in vergelijking (7.4d) toch min of meer speculatief is én de keuze $a=1$ (en $\sigma(a)=0$) aan de conservatieve kant blijkt te zijn, is tabel 7.1 een redelijk uitgangspunt om schematisering-factoren voor het mechanismen opbarsten te bepalen.

7.5 Schematiseringanalyse t.b.v. deel- faalmechanisme piping

Analoog aan de eerder beschreven mechanismen hebben we voor de schematiseringanalyse bij piping ook een relatie nodig tussen een in de praktijk bruikbare deterministische veiligheidsmaat en de hiermee corresponderende faalkans of betrouwbaarheidsindex. Bij het ontwerpen of toetsen van dijken is die veiligheidsmaat een beetje afhankelijk van de rekenmethode. Grofweg kan onderscheid gemaakt worden tussen de empirische regels van Bligh of van Lane en het rekenmodel van Sellmeijer (TRZW [20]).

Bij de regels van Bligh en van Lane wordt (een maat voor) de kwelweglengte. Bij Bligh is dat de horizontale kwelweglengte gemeten in meters door de watervoerende (zand)laag vanaf het intreepunt tot het uitreepunt. Bij Lane wordt een kwelweglengte bepaald, waarin horizontale en verticale delen gewogen worden gesommeerd. Het toelaatbare verval over de dijk (of andere waterkerende constructie) wordt bepaald door deze kwelweglengte te delen door zogenaamde kruipfactor, die afhankelijk is van een ruwe karakterisering van de grond in de watervoerende laag. We geven dit als volgt aan:

$$\text{Bligh: } \Delta H_c = \frac{L_B}{C_{c,B}} \quad (7.5)$$

Hierin is ΔH_c het toelaatbare verval over de waterkering (ook wel het kritieke verval genoemd), L_B de kwelweglengte en $C_{c,B}$ de kruipfactor is die door Bligh op basis van in de praktijk waargenomen bezwijkgevallen als veilige waarde is bepaald. Deze factor varieert, naargelang de samenstelling van de watervoerende laag van 4 voor grof grind tot 18 voor fijn zand.

$$\text{Lane: } \Delta H_c = \frac{L_L}{C_{w,c,L}} \quad (7.6)$$

Hierin is L_L de gewogen kwelweglengte volgens Lane (waarin verticale delen met gewicht 1 en horizontale delen met gewicht 1/3 tellen), en $C_{w,c,L}$ de “weighted creep factor” volgens Lane, die varieert van 3 voor grof grind, tot 8.5 voor zeer fijn zand.

De berekende kritieke vervallen worden direct vergeleken met de vervallen die optreden bij toets- of ontwerppeil; de eis is dat:

$$\Delta H_{opt} \leq \Delta H_c \quad (7.7)$$

of, in termen van een veiligheidsfactor op piping:

$$F_{pip} = \frac{\Delta H_c}{\Delta H_{optr}} \geq 1 \quad (7.7a)$$

Volgens de richtlijnen (TRZW [20]) mag, bij aanwezigheid van een opgebarsten deklaag binnendijs, een deel van de lengte van het verticale opbarstkanaal worden verdisconteerd in de berekening van het kritieke verval of, equivalent, in de berekening van het optredende verval. In de beschouwing hier zullen we dat niet expliciet weergeven.

Als de relatie (7.7), en dus ook (7.7a), een veilig criterium is, dan betekent dit dat een veiligheidsmarge al moet zijn ingebouwd in de kruipfactoren, die door Bligh en door Lane zijn afgeleid. Om die marges te achterhalen zouden de originele gegevens op basis waarvan Bligh en Lane hun empirische regels hebben afgeleid moeten worden bekeken. De gegevens van Bligh (ca 1910) zijn niet achterhaalbaar, die van Lane zijn vastgelegd in zijn publicatie van 1935 [21]. Bij beschouwing van deze bezwijkcases blijkt dat er een grote spreiding zit in de verhoudingen $L_L/\Delta H_{optr}$ waarbij bezwijken is opgetreden. Binnen dit spreidingsgebied heeft Lane veilige ondergrensgrenzen gekozen voor zijn ontwerpregel, die grosso modo 0.5 à 0.65 keer de middenwaarden van spreidingsgebied zijn. Dit betekent dat bij de middenwaarden van het spreidingsgebied creep factoren horen die 1.5 à 2 keer zo groot zijn als de creep factoren van de ontwerpregel. Aangenomen wordt dat dit bij de empirische regel van Bligh niet substantieel anders is. Overall veiligheidsfactoren 1.5 à 2 zijn in de geotechniek vanouds zeer gebruikelijk

Bij de pipinganalyse volgens Sellmeijer wordt een schatting van het kritieke verval berekend op basis van karakteristieke waarden van de geometrie en grondparameters die in de piping-regel een rol spelen. Vervolgens wordt die uitkomst gedeeld door een veiligheidsfactor van 1.2, waardoor de rekenwaarde van het kritieke verval wordt verkregen. Voor die rekenwaarde gelden de eisen aan veiligheid tegen piping conform vergelijkingen (7.7) en (7.7a). De verhouding tussen verwachtingswaarden van het kritieke verval (dat wil zeggen waarden van het kritieke verval berekend met verwachtingswaarden van de geometrie en grondparameters) en de rekenwaarden ligt ook in de orde van 1.5 à 2 en hoger, volgens een rekenexercitie van Blinde [22].

Op grond hiervan kiezen we een globaal verband om de kans op piping te koppelen aan de berekende veiligheidsfactor F_{pip} . (die dus eigenlijk een veiligheidsfactor op basis van "rekenwaarden" is), als volgt:

$$\beta_{pip} = \frac{E[Z_{pip}]}{\sigma(Z_{pip})} \approx \frac{E[F_{pip}] - 1}{\sigma(Z_{pip})} \approx \frac{a F_{pip} - 1}{\sigma(Z_{pip})} \quad (7.8)$$

Hierin is β_{pip} de betrouwbaarheidsindex met betrekking tot het mechanisme piping, die als volgt gerelateerd is aan de kans op piping P_{pip} :

$$P_{pip} = \Phi\left(-\frac{a F_{pip} - 1}{0.25(a - 1)}\right) \quad \text{respectievelijk} \quad P_{pip} = \Phi\left(-\frac{a F_{pip} - 1}{0.2(a - 1)}\right) \quad (7.8a)$$

Hierin is a , net als in paragraaf 7.4 een factor die het verschil tussen rekenwaarde en verwachtingswaarde karakteriseert en die een waarde in de range van 1.5 à 2 heeft. De veiligheidsfactor F_{pip} is, voor een ontwerp dat net aan het criterium voor piping voldoet gelijk aan $F_{pip}=1$. De noemers in de rechterleden van (7.8a) zijn weer zodanig te kiezen dat $\beta_{pip}=4$

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen
bij Dijken

Opdrachtgever

Rijkswaterstaat Waterdienst

Project

1001411-004

Kenmerk

1001411-004-GEO-0001

Pagina's

101

à 5. Immers, ook voor het criterium voor piping gaan we er van uit dat dit leidt tot ontwerpen waarmee betrouwbaarheidindices in deze range gerealiseerd worden.

Bij ongunstig afwijkende schematiseringen kunnen de berekende veiligheidsfactor tegen piping kleiner dan 1.0 zijn. Dit kan gecompenseerd worden door een schematiseringfactor $\gamma_{b, pip} > 1$. De grootte hiervan is afhankelijk van de mate waarin de ongunstig afwijkende schematisering tot een lagere veiligheidsfactor leidt, we geven die aan met ΔF_{pip} , en van de kans op deze afwijkende schematisering.

In tabel 7.2 zijn berekende benodigde schematiseringfactoren $\gamma_{b, pip}$ aangegeven, als functie van de terugval van de factor F_{pip} (ten opzichte van de eis $F_{pip} = 1.0$) bij een ongunstiger schematiseringsscenario (S_i) en kansen op dit scenario $P(S_i)$, analoog aan de tabellen 7.1 en 6.5.

Tabel 7.2 Benodigde schematiseringfactoren $\gamma_{b, pip}$ als functie van terugval van veiligheidsfactor F_{pip} bij een ongunstig schematiseringsscenario en als functie van de waarschijnlijkheid van dit scenario

ΔF_{pip}	$P(S_i)$	$\gamma_{b, pip}$
-0.40	0.1 – 0.3	1.36 – 1.38
	0.01 – 0.03	1.31 – 1.33
	0.001 – 0.003	1.24 – 1.28
-0.30	0.1 – 0.3	1.26 – 1.28
	0.01 – 0.03	1.21 – 1.23
	0.001 – 0.003	1.14 – 1.18
-0.20	0.1 – 0.3	1.16 – 1.18
	0.01 – 0.03	1.11 – 1.13
	0.001 – 0.003	1.05 – 1.08
-0.10	0.1 – 0.3	1.06 – 1.08
	0.01 – 0.03	1.02 – 1.04
	0.001 – 0.003	1.01 – 1.01

In tabel 7.2 is uitgegaan van de linkerrelatie in (7.8a) ($\beta_{pip} = 4$) en $a=1.5$. Gaan we uit van de rechterrelatie dan leidt dit tot schematiseringfactoren die ca. 0.01 groter zijn. Gaan we uit van $a=2$ dan vinden we kleinere schematiseringfactoren, in de orde van enkele honderdsten kleiner.

De conclusie is daarom dat tabel 7.2 een goed uitgangspunt is voor het bepalen van schematiseringfactoren voor de pipinganalyse.

8 Conclusies en aanbevelingen

Doel van het SBW-project “Faalmechanismen, Technisch Rapport Grondonderzoek” is het opstellen van een technisch rapport dat gebruikers moet ondersteunen bij het opstellen van schematiseringen voor grondmechanische toets- of ontwerpanalyses bij dijken. Dit technisch rapport zal ingebed worden in het eerstkomende nieuwe wettelijke toetsinstrumentarium, met name het VTV 2011, maar zal ook los daarvan te gebruiken zijn voor het ontwerpen van dijken of dijkversterkingen.

Het project is opgedeeld in een aantal activiteiten, die moeten leiden tot de totstandkoming van het technisch rapport, waaronder een aantal onderzoeksactiviteiten. De voorliggende rapportage betreft de (onderzoeks)activiteit 2, die in het projectplan [1] is benoemd en in een eerdere rapportage [2] nader is omschreven in deelvragen. Deze deelvragen zijn in de voorliggende rapportage nader uitgewerkt. Op hoofdlijnen gaat het om:

- 1 de vraag welke schematiseringen van ondergrond, waterspanningsbeeld en constructiekenmerken nodig zijn voor het geotechnisch ontwerpen of toetsen van dijken, en de vraag hoe die schematiseringen tot stand (kunnen) komen. Hierbij is de nadruk gelegd op de faalmechanismen macro-instabiliteit van dijktafsluitingen en opbarsten en piping.
- 2 De schematiseringfactoren voor macro-instabiliteit, zoals geïntroduceerd in de Leidraad Rivieren, nader te onderbouwen. Hiertoe is een schematiseringtheorie opgesteld, nader uitgewerkt en via praktische toepassingen getoetst. De schematiseringfactoren zijn ingevoerd in de LR als mogelijkheid om onzekerheden te verdisconteren bij het schematiseren van dijk en ondergrondopbouw en geohydrologische karakteristieken van de dijk en de omgeving.
- 3 Het uitbreiden van het concept van schematiseringfactoren naar de faalmechanismen opbarsten en piping. Daartoe is de schematiseringtheorie voor macro-instabiliteit uitgebreid voor deze mechanismen.

De opbouw van de schematiseringtheorie is ingegeven door, en deels analoog aan het LRFD- concept voor omgaan met onzekere belasting- en sterkteparameters. Dit concept is gekozen als uitgangspunt bij de nationale regelgeving voor bouwconstructies, grondconstructies en waterkeringen, geënt op de Eurocodes. De opzet van de schematiseringtheorie is qua concept consistent met de LRFD- benadering; afwijkend is het gegeven dat we bij de schematiseringen van ondergrond en waterspanningen te maken hebben met discrete mogelijkheden en onzekerheden in plaats van onzekere parameters (die als continue stochastische variabelen kunnen worden gemodelleerd).

Bij schematiseringen van de (onder)grond en waterspanningen, ten behoeve van grondmechanische controles van dijkontwerpen of bestaande dijken, moeten vier processtappen worden onderscheiden (van omgeving naar de dijk zelf):

1. verkrijgen van inzicht in de globale opbouw van de ondergrond en de variabiliteit ervan in de omgeving van de dijk. Hierbij worden geologische kenmerken die van belang zijn voor grondmechanische faalmechanismen onderkend. Hiervoor is gebiedservaring en/of kennis van de geologie van het gebied, gekoppeld aan kennis van grondmechanische faalmechanismen onontbeerlijk.

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen
bij Dijken

Opdrachtgever	Project	Kenmerk	Pagina's
Rijkswaterstaat Waterdienst	1001411-004	1001411-004-GEO-0001	101

2. verkrijgen van inzicht in de geohydrologische systeemkenmerken van dijk en ondergrond. Dit is nodig om te beoordelen hoe waterspanningen in en nabij de dijk tot stand komen en hoe deze gemodelleerd dienen te worden.
3. het op basis van stappen 1 en 2 en lokaal grondonderzoek nabij de dijk opstellen van schematisaties van de dijk en directe ondergrond. Dit betreft het voor de analyse van de grondmechanische faalmechanismen relevante opbouw (van grondlagen), de hierin aanwezige fysische en mechanische eigenschappen, en de hierin optredende waterspanningen. Aan deze informatie wordt de invoer voor rekenmodellen ontleend.
4. Vaststellen van maatgevende schematiseringen, gezien de variabiliteit in de lengterichting van de dijk in de strekking waarvoor grondmechanische ontwerp- of toetsanalyses moeten worden gemaakt.

Bij het uitvoeren van de verschillende stappen kan men tot de conclusie komen dat het beeld van de (onder)grondopbouw van en nabij de dijk en hierin optredende waterspanningen in een toets- of ontwerpsituatie, op basis van de beschikbare kennis en informatie, niet eenduidig vast te stellen is. Er kunnen dan verschillende mogelijke schematiseringen worden afgeleid, de schematiseringsscenario's, elk met een eigen waarschijnlijkheid (= karakterisering van de mate van aannemelijkheid van de verschillende scenario's). In dit geval kan men beslissen om, via gericht nader (grond)onderzoek, de aannemelijkheid mogelijke scenario's te vergroten, of ze juist uit te sluiten, om onzekerheden te beperken.

Ook kan men beslissen de verschillende mogelijke scenario's verder mee te nemen in het ontwerp- of toetsproces, conform de procedure voor de schematiseringanalyse die in hoofdstuk 4 is uiteengezet. Deze procedure is geïmplementeerd in een Excel werkboek; naast de schematiseringanalyse voor taludstabiliteit zijn hierin tabbladen ontwikkeld voor schematiseringanalyses voor het faalmechanisme opbarsten en het faalmechanisme piping. In beginsel vormen de laatste twee een combinatiemechanisme; in de praktijk worden ze afzonderlijk getoetst en is doorgaans één van de twee bepalend voor de veiligheid tegen (de combinatie van) opbarsten en piping.

Het model voor de schematiseringanalyse berust op drie pijlers, namelijk:

1. Het effect van een mogelijke schematisering op de maat voor de macrostabiliteit (stabiliteitsfactor of evenwichtsfactor), c.q. de maat voor veiligheid tegen opbarsten (de veiligheidsfactor m.b.t. opbarsten) en de maat voor de veiligheid tegen piping (uitgedrukt als een factor die het quotiënt is van kritiek (toelaatbaar) verval en aanwezig verval over de dijk.
2. De waarschijnlijkheid van een schematiseringsscenario, uitgedrukt in de kans dat dit scenario de juiste relevante schematisering voor het probleem is. In de praktijk zullen hier doorgaans alleen subjectieve schattingen voor kunnen worden gemaakt. Dat is (vooralsnog) een handicap van de aanpak. Maar, bedacht moet worden dat in de hedendaagse ontwerp en toetspraktijk subjectieve kansschattingen impliciet worden gemaakt om scenario's voor (onder)grondopbouw of waterspanningen te verwerpen of juist aan te nemen. Met andere woorden, deze handicap wordt in de hedendaagse praktijk óf niet herkend, of, waarschijnlijker, men weet er impliciet mee om te gaan.

Met de schematiseringtheorie wordt beoogd dat dit impliciete proces inzichtelijk te maken.

3. Een relatie tussen faalkansen (kansen op instabiliteit, opbarsten en piping) en de onder 1 bedoelde veiligheidsfactoren. Strikt genomen is die niet eenduidig. Voor praktische toepassingen in de sfeer van veiligheidsnormering (schadefactor bij taludstabiliteit) wordt wel een eenduidige relatie verondersteld; daar maken we gebruik van in de schematiseringanalyse. Bij schematiseringanalyses voor opbarsten en piping maken we gebruik van verschillende mogelijke globale benaderingen. Het blijkt dat die verschillende benaderingen niet tot substantieel verschillende benodigde schematiseringfactoren leiden. Dit rechtvaardigt het gebruik van globale relaties tussen faalkansen en veiligheidsfactoren.

In Addendum I bij de Leidraad Rivieren is een richtlijn gegeven voor het kiezen van de schematiseringfactor voor macrostabiliteit. Dit was, destijds direct na het uitkomen van de LR, een snelle “educated guess”, om tegemoet te komen aan vragen uit de ontwerppraktijk. Met de schematiseringtheorie is nagegaan of dit recept, vanuit een meer theoretisch oogpunt, te handhaven is. Het blijkt dat dit recept in ieder geval veilig is en dat verdere optimalisatie mogelijk is. In de LR wordt aanbevolen als ondergrens voor de schematiseringfactor voor macrostabiliteit $\gamma_b=1.10$ aan te houden. Deze ondergrens komt voort uit continuïteitsoverwegingen ten aanzien van de ontwerppraktijk (geen trendbreuk!). Vanuit de schematiseringtheorie is hier geen grond voor. De “natuurlijke” ondergrens voor de schematiseringfactor is 1.0. Hierbij is overigens weinig ruimte voor onzekerheden van schematiseringen van de opbouw van dijk, de nabije ondergrond en hierin optredende waterspanningen.

Met de schematiseringanalyse- modellen voor macrostabiliteit, opbarsten en piping zijn “benodigde” schematiseringfactoren berekend als functie van het effect van ongunstig afwijkende schematiseringsscenario's en de kans erop (tabellen 6.5, 7.1 en 7.2). Op grond van deze tabellen is de onderstaande tabel geconstrueerd met aanbevolen schematiseringfactoren voor macrostabiliteit, opbarsten en piping.

Tabel 8.1: aanbevolen schematiseringfactoren voor macro-instabiliteit, opbarsten en piping

Scenario-effect ΔF ⁴⁾	Scenariokans $P(S_i)$	Macrostabiliteit $\gamma_{b,stab}$	Opbarsten $\gamma_{b,opb}$	Piping $\gamma_{b,pip}$
-0.40	0.1 – 0.3 ¹⁾	1.30	Ander ⁵⁾	Ander ⁵⁾
	0.01 – 0.03 ²⁾	1.30	1.30	Ander ⁵⁾
	0.001 – 0.003 ³⁾	1.25	1.30	1.30
-0.30	0.1 – 0.3	1.25	1.25	1.30
	0.01 – 0.03	1.20	1.25	1.25
	0.001 – 0.003	1.15	1.20	1.20
-0.20	0.1 – 0.3	1.15	1.20	1.20
	0.01 – 0.03	1.10	1.15	1.15
	0.001 – 0.003	1.10	1.10	1.10
-0.10	0.1 – 0.3	1.10	1.10	1.10
	0.01 – 0.03	1.05 ⁶⁾	1.05	1.05
	0.001 – 0.003	1.00 ⁶⁾	1.05	1.00
-0.05	0.1 – 0.3	1.05 ⁶⁾	1.05	1.05
	0.01 – 0.03	1.00 ⁶⁾	1.00	1.00
	0.001 – 0.003	1.00 ⁶⁾	1.00	1.00

¹⁾ Eén of enkele scenario's die als “niet waarschijnlijk” worden gekwalificeerd.
²⁾ Eén of enkele scenario's die als “zeer onwaarschijnlijk” worden gekwalificeerd.

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen
bij Dijken

Opdrachtgever

Rijkswaterstaat Waterdienst

Project

1001411-004

Kenmerk

1001411-004-GEO-0001

Pagina's

101

³⁾ *Eén of enkele scenario's die als "praktisch onmogelijk, maar niet uit te sluiten" worden gekwalificeerd.*

⁴⁾ *effect van (elk afzonderlijk) schematiseringsscenario op de veiligheidsfactor, t.o.v. het gekozen scenario waarmee ontworpen of getoetst wordt (de basisschematisering)*

⁵⁾ *Kies een conservatiever schematisering voor ontwerpen/toetsen*

⁶⁾ *Volgens de LR (addendum TRWG) voorlopig minimaal 1.10 nemen*

De tabel moet als volgt gelezen worden (voorbeeld): Indien naast de schematisering van (onder)grondopbouw, waterspanningen etc., die als uitgangspunt voor het ontwerpen of toetsen is gekozen, nog ongunstiger schematiseringen mogelijk of denkbaar zijn, dan moet een schematiseringfactor ≥ 1.0 worden toegepast. De grootte van de schematiseringfactor is afhankelijk van de effecten van en de kansen op de ongunstiger schematiseringen. Wanneer toepassing van de ongunstiger schematiseringen leidt tot (bijvoorbeeld) orde 0.30 lagere stabiliteitsfactoren en één of meer daarvan hebben een waarschijnlijkheid in de orde van 0.10 ("onwaarschijnlijk, maar niet uit te sluiten"), dan wordt voor de controle op macrostabiliteit het gebruik van een schematiseringfactor van $\gamma_{b, stab} = 1.25$ aanbevolen.

Opvallend is dat schematiseringsscenario's met zeer kleine kans van voorkomen (orde 1/1000) tot schematiseringfactoren leiden die aanzienlijk groter dan 1.0 kunnen zijn. In de praktijk van alle dag bestaat de neiging om zulke schematiseringen zo onwaarschijnlijk te vinden dat ze genegeerd kunnen worden. De schematiseringanalyses tonen aan dat dit onterecht is.

In de tabel 8.1 is 1.30 als maximum voor de schematiseringfactoren gekozen. Het idee hierachter is dat wanneer deze schematiseringfactor onvoldoende is om mogelijke ongunstig afwijkende schematiseringsscenario's te compenseren, het verstandiger is om de basisschematisering, die als uitgangspunt voor ontwerp of toetsing dient, conservatiever te kiezen.

Gezien de beoogde inhoud van het technisch rapport is in een eerdere rapportage [2] al geconcludeerd dat de titel "Technisch Rapport Grondonderzoek" niet de lading dekt. Voorgesteld wordt om deze titel te wijzigen in "Technisch Rapport Grondonderzoek en geotechnische Schematiseren bij dijken" (TRGS).

De resultaten in dit rapport zijn bouwstenen voor het in 2010 op te stellen TRGS.

Aanbevolen wordt een modus te zoeken om tussentijds de resultaten eerder al beschikbaar te stellen voor toepassing in de ontwerp praktijk, om:

- te voorzien in de behoefte aan handreikingen voor het omgaan met het in de Leidraad Rivieren voorgeschreven gebruik van schematiseringfactoren,
- de praktische werkbaarheid van de voorgestelde werkwijze te toetsen,
- draagvlak in de praktijk te vinden voor deze benadering en
- aanpassingen op basis van suggesties uit de toepassingspraktijk te kunnen realiseren bij het opstellen van het TRGS.

Referenties

- [1] Projectplan SBW faalmechanismen TR Grondonderzoek, Deltares doc 432550.0004, 7 juli 2008
- [2] Rapportage SBW Faalmechanismen TR Grondonderzoek, Activiteit 1: Literatuursurvey, Deltares document 432550.0005, december 2008
- [3] Leidraad Rivieren en Addendum bij het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies, zie www.helpdeskwater.nl
- [4] Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies, TAW, 2002, zie www.helpdeskwater.nl
- [5] TAW Leidraad Ontwerpen van Rivierdijken, deel 1, Bovenrivierengebied, 1985 en deel 2 Overgangsgebied en Benedenrivierengebied, 1989, Uitgave TAW
- [6] Fugro en Geodelft, 2007, Voorstel Actualiseren Materiaalfactoren. Achtergrondrapport bij LR. Fugro projectnr. 1206-0075-000, Feb 2007
- [7] Calle E.O.F. en M.T. van der Meer, Probabilisme in de Geotechniek, diverse faserapportages, Geodelft projectnummer 361410, 1996-1998
- [8] E.O.F. Calle e.a., Optimalisatie dijkontwerp; heterogeniteitsspecten ondergrond. Diverse rapportages, 2001, zie www.delftcluster.nl rapportages Delft Cluster 1.
- [9] A. Koelewijn, 2002, The practical value of slope stability models. In: Learned and Applied, Soil Mechanics out of Delft (eds. F.B.J. Barends a.o.). Balkema Lisse
- [10] Technisch Rapport Waterspanningen in Dijken, TAW 2004, zie www.helpdeskwater.nl
- [11] MSTAB gebruikershandleiding, GeoDelft/Deltares
- [12] IPO, 1999. Richtlijn ter bepaling van het veiligheidsniveau van boezemkaden.
- [13] Addendum I bij de Leidraad Rivieren, 2008, zie www.helpdeskwater.nl
- [14] Fugro, 2009, De uitwerking van de schematiseringsfactor voor Markermeerdijk Hoorn-Edam, Fugro rapport: 1204-0098-020.R02
- [15] Fugro, 2008, Voorontwerp dijkversterkingen Markermeerdijken, Fugro rapport 1204-0098-20.R01
- [16] NEN 6740, Norm Geotechniek, Nederlands Normalisatie Instituut, 2006
- [17] Suzanne Lacasse, Farrokh Nadim & Marco Uzielli, 2007. Hazard and Risk Assessment of Landslides. Proc. Geo-Denver 2007 Congress, Denver, Reston, ASCE.
- [18] E.O.F. Calle, 2002, Optimalisatie Grondonderzoek vraagt heldere Kansanalyse. In Land en Water, 42 (2002)11
- [19] Technisch Rapport Actuele Sterkte (2009). Bijlage D, Toelichting geostatistische berekening van sondeerafstanden. (in 2009 te verschijnen, zie ook www.helpdeskwater.nl)
- [20] Technische rapport Zandmeevoerende Wellen, 1999, uitgave TAW. Zie www.helpdeskwater.nl
- [21] E.W. Lane, 1935, Security from Under Seepage Masonry Dams on Earth Foundations. Proc. ASCE, paper 1919
- [22] Rekenexercities Pipingregel van Sellmeijer versus Bligh. Jan Blinde, Deltares (privé communicatie)

Titel

Schematiseren Geotechnische Faalmechanismen
bij Dijken

Opdrachtgever

Rijkswaterstaat Waterdienst

Project

1001411-004

Kenmerk

1001411-004-GEO-0001

Pagina's

101

Bijlage 1 Voorlopige opzet TR Grondonderzoek en Schematiseringen

1. **Inleiding**

- *doelen*
 - o *duidelijkheid eisen aan 'goede onderzoeksopzet',*
 - o *verkleinen/verklaren subjectiviteit,*
 - o *beloningsmechanisme goed grondonderzoek (en vakkennis)*
- *afbakening*
 - o *(primaire) rivier- en meerdijken,*
 - o *ontwerp en toetsing*
 - o *primair focus op macro-instabiliteit en piping*

2. **Grondonderzoek (activiteit 3)**

- *overzicht veel gebruikte grondonderzoeksmethoden.*
- *eisen aan basis grondonderzoeksopzet in relatie tot mechanismen en parameters.*
- *voorbeelden van basis onderzoeksopzetten voor aantal situaties (ondergrond / dijk), "best practice"*
 - o *matrix met situaties, om keuze te ondersteunen*
 - *complexiteit ondergrond?*
 - *kwetsbaarheid / robuustheid waterkering?*
 - *dominante mechanismen*
 - o *uitwerking voor geselecteerde situaties*
 - *macro-instabiliteit*
 - *piping*
 - o *praktische aspecten:*
- *toegevoegde waarde additioneel onderzoek.*

3. **Schematisering en parameterbepaling Macro-Instabiliteit (activiteit 2)**

- *Beschrijving schematiseringproces*
 - o *zorgvuldig grondonderzoek (voldoende dichtheid en kwaliteit van uitvoering)*
 - o *correcte interpretatie, relatie met (geologische) gebiedskennis*
 - o *informatie inzichtelijk maken*
 - o *correlaties zoeken / statistische analyse*
- *Tabel met mogelijke kritische afwijkingen m.b.t. bodemopbouw, waterspanningen en geo mechanische eigenschappen, bijv.*
 - o *tussenzandlaag*
 - o *onzekere classificatie*
 - o *kortsluitingen in minder doorlatende lagen*
- *Voor bepalen rekenwaarden parameters beperken we ons tot nu al beschikbare methoden. We beperken ons tot een tabel met beschikbare methoden, voor de concrete receptuur verwijzen naar bestaande leidraden, TR's etc.*
- *Bepaling schematiseringfactor*
 - o *invultabel met scenario's, kansen van optreden, effecten op stabiliteitsfactor*
 - o *checklist scenario's (grotere afwijkingen niet aangeprikt met onderzoek)*
 - o *versimpelde regel (recept ontwerp kader)*
 - o *ontsnappingsclausule geavanceerde(r) benadering*
 - o *toelichting, te verwachten uitkomsten (verwijzen naar cases)*

4. Schematisering en parameterbepaling Piping (activiteit 2)

- *Methode bepalen schematiseringfactor ook toepassen voor piping, en vertaling (indien mogelijk) naar eenvoudige beloningsregels.*

5. Data Management en GIS (activiteit 4)

- *Overzicht bestaande praktijk en lopende ontwikkelingen (zelf geen nieuwe ontwikkeling doen)*

6. Aanbevelingen

Bijlagen

Behoefte aan bijlagen blijkt lopende de studie en het opstellen van het TR; in ieder geval komen er bijlagen met schematiseringcases.

Bijlage 2 Bijlagen bij case studie par. 6.2

2.1. Overzicht locaties dijkvakken



2.2. Overzicht invloedsparameters en spreiding

Invloedsparameter	Beschikbare informatie			Onzekerheid		
	fase 3 (weinig info)	fase 3 (meer info)	doorkijk naar MER	(weinig info)	(meer info)	doorkijk naar MER
Bodemopbouw Niveau bovenkant Pleistoceen NAP -11,40 m	geologische kaarten geotechnische lengteprofielen oud grondonderzoek Fugro	geologische kaarten geotechnische lengteprofielen oud grondonderzoek Fugro ca. 85 sonderingen ca. 30 boringen	geologische kaarten geotechnische lengteprofielen oud grondonderzoek Fugro ca. 465 sonderingen ca. 180 boringen	± 0,5 à 1,5 m	± 0,5 à 1,0 m	± 0,3 à 0,7 m
Dikte slappe lagen (onder dijk)	geologische kaarten geotechnisch lengteprofielen	geologische kaarten geotechnisch lengteprofielen ca. 85 sonderingen ca. 30 boringen	geologische kaarten geotechnisch lengteprofielen ca. 300 sonderingen ca. 135 boringen	± 2,0 à 4,0 m	± 1,5 à 2,5 m	± 0,5 à 1,5 m
Dikte slappe lagen (onder Markermeer) Toetsing STBU bij neerslag	geologische kaarten	geologische kaarten ca. 70 DINO-boringen	geologische kaarten ca. 70 DINO-boringen ca. 20 boringen ca. 100 sonderingen	± 3,0 à 5,0 m	± 1,0 à 3,0 m	± 0,5 à 1,5 m
Dikte slappe lagen (onder achterland)	geologische kaarten oud grondonderzoek Fugro	geologische kaarten oud grondonderzoek Fugro	geologische kaarten oud grondonderzoek Fugro ca. 25 boringen ca. 60 sonderingen	± 3,0 à 5,0 m	± 1,5 à 3,5 m	± 0,5 à 1,5 m
Volumiek gewicht zand	tabel 1 uit NEN 6740	tabel 1 uit NEN 6740	tabel 1 uit NEN 6740	± 0,5 kN/m ³	± 0,5 kN/m ³	± 0,5 kN/m ³
Volumiek gewicht klei/veen	oude proevenverzameling	ca. 200x volumiek gewicht	ca. 1100x volumiek gewicht	± 1,0 kN/m ³	± 0,5 kN/m ³	± 0,2 kN/m ³
Wegcunet	niet geschematiseerd	niet geschematiseerd	niet geschematiseerd	gewicht cunet ± 2,0 kN/m ³	gewicht cunet ± 2,0 kN/m ³	gewicht cunet ± 2,0 kN/m ³
Geometrie Geometrie dijklighaam - horizontaal binnentalud	1 dwarsprofiel per 100 m	1 dwarsprofiel per 100 m	1 dwarsprofiel per 100 m FLI-MAP data	± 1,5 m	± 1,0 m	± 0,5 m (mits FLI-MAP data automatisch wordt bewerkt)
Geometrie dijklighaam - horizontaal binnenteen	1 dwarsprofiel per 100 m	1 dwarsprofiel per 100 m	1 dwarsprofiel per 100 m FLI-MAP data	± 1,5 m	± 1,0 m	± 0,5 m (mits FLI-MAP data automatisch wordt bewerkt)
Geometrie dijklighaam - verticaal Kruinhoogte	1 dwarsprofiel per 100 m	1 dwarsprofiel per 100 m	1 dwarsprofiel per 100 m FLI-MAP data	± 0,10 m	nihil	nihil
Geometrie dijklighaam - verticaal Hoogte binnenberm	1 dwarsprofiel per 100 m	1 dwarsprofiel per 100 m	1 dwarsprofiel per 100 m FLI-MAP data	± 0,5	± 0,3	± 0,2
Verloop slootbodemp	geen	geen	ca. 60 slootprofielmetingen	± 0,5 m	± 0,4 m	± 0,2 m
Onderwaterprofiel Markermeer STBU bij NS	oude waterdieptekaart lokale lodingen	oude waterdieptekaart lokale lodingen	oude waterdieptekaart lokale lodingen ca. 75 nieuwe lodingen	± 2,0 m	± 2,0 m	± 1,0 m
Afstand kwelsloot tot dijk	situatietekening	situatietekening	situatietekening	± 1,5 m	± 1,0 m	± 1,0 m
Waterspanningen Niveau freatische lijn in kruin	oude peilbuismetingen	9 peilbuizen	ca. 30 peilbuizen langdurige meting	± 1,0 m	± 0,8 m	± 0,5 m
Niveau freatische lijn in berm	oude peilbuismetingen	20 peilbuizen	ca. 60 peilbuizen langdurige meting	± 1,0 m	± 0,8 m	± 0,5 m
Invloedsdiepte stijghoogte	geen	12 waterspannings- sonderingen	ca. 70 waterspannings- sonderingen	lineaire interpolatie	lineaire interpolatie	lineaire interpolatie
Niveau stijghoogte in tussenzandlagen	geen	diverse peilbuismetingen en dissipatiestesten	diverse peilbuismetingen en dissipatiestesten	± 1,0 m	± 0,8 m	± 0,5 m
Niveau stijghoogte in Pleistoceen	TNO-grondwaterkaarten	TNO-grondwaterkaarten 26 dissipatiestesten	TNO-grondwaterkaarten ca. 140 dissipatiestesten	± 0,5 m	± 0,4 m	± 0,3 m
Respons stijghoogte tijdens MHW	geen informatie, uitgangspunt: 80%	analytische potentiaalberekening, uitgangspunt: 80%	analytische potentiaalberekening, uitgangspunt: 80%	conservatieve aannname	conservatieve aannname	conservatieve aannname
Slootpeil / polderpeil	polderpeilenkaart dwarsprofielen	polderpeilenkaart dwarsprofielen	polderpeilenkaart dwarsprofielen slootmetingen FLI-MAP-data	± 0,3 m	± 0,2 m	± 0,1 m
Mate van verzadiging dijklighaam	uitg.: 100% verzadigd	uitg.: 100% verzadigd	uitg.: 100% verzadigd	conservatieve aannname	conservatieve aannname	conservatieve aannname
Overige omvang verkeersbelasting	uitgangspunt: 15,0 kN/m ²	uitgangspunt: 15,0 kN/m ²	uitgangspunt: 15,0 kN/m ²	conservatieve aannname	conservatieve aannname	conservatieve aannname
Mate van consolidatie bij belasting	uitgangspunt: 20%	uitgangspunt: 20%	uitgangspunt: 20%	conservatieve aannname	conservatieve aannname	conservatieve aannname
locatie verkeersbelasting	maatgevende positie	maatgevende positie	maatgevende positie	nihil	nihil	nihil

2.3. Berekende stabiliteitsfactoren bij variabele invloedsparameters (alleen dijkvak 23-5)

DV 23-5: weinig informatie						
Invloedsparameter	Beschikbare informatie fase 3 (weinig info)	Onzekerheid fase 3 (weinig info)	Invloed op stabiliteitsfactor - fase 3 (weinig info)			
			Dijkvak 23-5 (weinig info)	Zone I SF	Δ SF	percentage
Toetsing (STBI) Met verkeersbelasting $T = 15,0 \text{ kN/m}^2$				1,36	-	-
Bodemopbouw Niveau bovenkant Pleistoceen NAP -11,40 m	geologische kaarten geotechnische lengteprofielen oud grondonderzoek Fugro	$\pm 0,5$ à $1,5 \text{ m}$	+1,5 +0,5 -0,5 -1,5	1,38 - - 1,35	0,02 - - -0,01	1,5% - - -0,7%
Dikte slappe lagen (onder dijk)	geologische kaarten geotechnisch lengteprofielen	$\pm 2,0$ à $4,0 \text{ m}$	0 +4 +2 -2 -4	1,36 1,39 1,37 1,35 1,34	- 0,03 0,01 -0,01 -0,02	- 2,2% 0,7% -0,7% -1,5%
Dikte slappe lagen (onder achterland)	geologische kaarten oud grondonderzoek Fugro	$\pm 3,0$ à $5,0 \text{ m}$	0 +5 +3 -3 -5	1,36 1,43 1,38 1,34 1,33	- 0,07 0,02 -0,02 -0,03	- 5,1% 1,5% -1,5% -2,2%
Volumiek gewicht zand	tabel 1 uit NEN 6740	$\pm 0,5 \text{ kN/m}^3$	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	
Volumiek gewicht klei/veen	oude proevenverzameling	$\pm 1,0 \text{ kN/m}^3$	0 +1 -1	1,36 1,39 1,34	- 0,03 -0,02	- 2,2% -1,5%
Geometrie dijklichaam - horizontaal binnenteen	1 dwarsprofiel per 100 m	$\pm 1,5 \text{ m}$	0 -1,5 (korter) +1,5 (langer)	1,36 1,28 1,46	- -0,08 0,10	- -5,9% 7,4%
Geometrie dijklichaam - vertikaal Hoogte binnenberm	1 dwarsprofiel per 100 m	0,5	0 +0,5 -0,5	1,36 1,35 1,34	- -0,01 -0,02	- -0,7% -1,5%
Verloop slootbodembodem	geen	$\pm 0,5 \text{ m}$	0 +0,5 -0,5	1,36 1,39 1,31	- 0,03 -0,05	- 2,2% -3,7%
Afstand kwelsloot tot dijk	situatietekening	$\pm 1,5 \text{ m}$	0 -1,5 (dichterbij) +1,5 (verderaf)	1,36 nvt 1,35	- nvt -0,01	- nvt -0,7%
Waterspanningen Niveau freatische lijn in kruin	oude peilbuismetingen	$\pm 1,0 \text{ m}$	0 +1 -1	1,36 1,33 1,49	- -0,03 0,13	- -2,2% 9,6%
Niveau freatische lijn in berm	oude peilbuismetingen	$\pm 1,0 \text{ m}$	NAP -0,823 m -1 +1	1,36 1,28 1,47	- -0,08 0,11	- -5,9% 8,1%
Invloedsdiepte stijghoogte	geen	lineaire interpolatie	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Niveau stijghoogte in tussenzandlagen	geen	$\pm 1,0 \text{ m}$	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Niveau stijghoogte in Pleistoceen	TNO-grondwaterkaarten	$\pm 0,5 \text{ m}$	0 +0,5 -0,5	1,36 1,32 1,4	- -0,04 0,04	- -2,9% 2,9%
Slootpeil / polderpeil	polderpeilenkaart dwarsprofielen	$\pm 0,3 \text{ m}$	0 +0,3 -0,3	1,36 1,37 1,37	- 0,01 0,01	- 0,7% 0,7%

Vervolg bijlage 2.3:

DV 23-5: meer informatie						
Invloedsparameter	Beschikbare informatie		Invloed op stabiliteitsfactor - fase 3 (weinig info)			percentage
	fase 3 (meer info)	fase 3 (meer info)	Dijkvak 23-5 (weinig info)	Zone I SF	Δ SF	
Toetsing (STBI) Met verkeersbelasting $T = 15,0 \text{ kN/m}^2$			NAP -11,40	1,36	-	-
Bodemopbouw Niveau bovenkant Pleistoceen NAP -11,40 m	geologische kaarten geotechnische lengteprofielen oud grondonderzoek Fugro ca. 85 sonderingen ca. 30 boringen	$\pm 0,5 \text{ à } 1,0 \text{ m}$	+1,0 +0,5 -0,5 -1,0	1,37 1,37 1,35 1,35	0,01 0,01 -0,01 -0,01	0,7% 0,7% -0,7% -0,7%
Dikte slappe lagen (onder dijk)	geologische kaarten geotechnisch lengteprofielen ca. 85 sonderingen ca. 30 boringen	$\pm 1,5 \text{ à } 2,5 \text{ m}$	0 +2,5 +1,5 -1,5 -2,5	1,36 1,38 - - 1,35	- 0,02 - - -0,01	- 1,5% - - -0,7%
Dikte slappe lagen (onder achterland)	geologische kaarten oud grondonderzoek Fugro	$\pm 1,5 \text{ à } 3,5 \text{ m}$	0 +3,5 +1,5 -1,5 -3,5	1,36 1,41 - - 1,34	- 0,05 - - -0,02	- 3,7% - - -1,5%
Volumiek gewicht zand	tabel 1 uit NEN 6740	$\pm 0,5 \text{ kN/m}^3$	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	-
Volumiek gewicht klei/veen	ca. 200x volumiek gewicht	$\pm 0,5 \text{ kN/m}^3$	0 +0,5 -0,5	1,36 1,38 1,34	- 0,02 -0,02	- 1,5% -1,5%
Geometrie Geometrie dijklichaam - horizontaal binnenteen	1 dwarsprofiel per 100 m	$\pm 1,0 \text{ m}$	0 -1,0 (korter) +1,0 (langer)	1,36 1,3 1,44	- -0,06 0,08	- -4,4% 5,9%
Geometrie dijklichaam - vertikaal Kruinhoogte	1 dwarsprofiel per 100 m	nihil	NAP +3,75 NAP +3,65 NAP +3,85	0,88 0,88 0,87	- 0,00 -0,01	- 0,0% -1,1%
Geometrie dijklichaam - vertikaal Hoogte binnenberm	1 dwarsprofiel per 100 m	$\pm 0,3$	0 +0,3 -0,3	1,36 1,38 1,36	- 0,02 0,00	- 1,5% 0,0%
Verloop slootbodembodem	geen	$\pm 0,4 \text{ m}$	0 +0,4 -0,4	1,36 1,39 1,32	- 0,03 -0,04	- 2,2% -2,9%
Afstand kwelsloot tot dijk	situatietekening	$\pm 1,0 \text{ m}$	0 -1,0 (dichterbij) +1,0 (verderaf)	1,36 nvt 1,35	- nvt -0,01	- nvt -0,7%
Waterspanningen Niveau freatische lijn in kruin	9 peilbuizen	$\pm 0,8 \text{ m}$	0 +0,8 -0,8	1,36 1,33 1,47	- -0,03 0,11	- -2,2% 8,1%
Niveau freatische lijn in berm	20 peilbuizen	$\pm 0,8 \text{ m}$	0 -0,8 +0,8	1,36 1,46 1,3	- 0,10 -0,06	- 7,4% -4,4%
Niveau stijghoogte in Pleistoceen	TNO-grondwaterkaarten 26 dissipatietesten	$\pm 0,4 \text{ m}$	0 +0,4 -0,4	1,36 1,33 1,39	- -0,03 0,03	- -2,2% 2,2%
Slootpeil / polderpeil	polderpeilenkaart dwarsprofielen	$\pm 0,2 \text{ m}$	0 +0,2 -0,2	1,36 1,36 1,37	- 0,00 0,01	- 0,0% 0,7%

Vervolg bijlage 2.3

DV 23-5: doorkijk naar MER						
Invloedsparemeter	Beschikbare informatie	doorkijk naar MER	Invloed op stabiliteitsfactor - fase 3 (weinig info)			percentage
	doorkijk naar MER		Dijkvak 23-5 (weinig info)	Zone I SF	Δ SF	
Toetsing (STBI) Met verkeersbelasting $T = 15,0 \text{ kN/m}^2$			NAP -11,40	1,36	-	-
Bodemopbouw Niveau bovenkant Pleistoceen NAP -11,40 m	geologische kaarten geotechnische lengteprofielen oud grondonderzoek Fugro ca. 465 sonderingen ca. 180 boringen	$\pm 0,3 \text{ à } 0,7 \text{ m}$	+0,7 +0,3 -0,3 -0,7	1,37 1,36 1,36 1,35	0,01 0,00 0,00 -0,01	0,7% 0,0% 0,0% -0,7%
Dikte slappe lagen (onder dijk)	geologische kaarten geotechnisch lengteprofielen ca. 300 sonderingen ca. 135 boringen	$\pm 0,5 \text{ à } 1,5 \text{ m}$	0 +1,5 +0,5 -0,5 -1,5	1,36 1,37 1,36 1,36 1,35	- 0,01 0,00 0,00 -0,01	- 0,7% 0,0% 0,0% -0,7%
Dikte slappe lagen (onder achterland)	geologische kaarten oud grondonderzoek Fugro ca. 25 boringen ca. 60 sonderingen	$\pm 0,5 \text{ à } 1,5 \text{ m}$	0 +1,5 +0,5 -0,5 -1,5	1,36 1,38 1,37 1,36 1,35	- 0,02 0,01 0,00 -0,01	- 1,5% 0,7% 0,0% -0,7%
Volumiek gewicht zand	tabel 1 uit NEN 6740	$\pm 0,5 \text{ kN/m}^3$	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	-
Volumiek gewicht klei/veen	ca. 1100x volumiek gewicht	$\pm 0,2 \text{ kN/m}^3$	0 +0,2 -0,2	1,36 1,37 1,35	- 0,01 -0,01	- 0,7% -0,7%
Geometrie Geometrie dijklchaam - horizontaal binnenteen	1 dwarsprofiel per 100 m FLI-MAP data	$\pm 0,5 \text{ m}$ (mits FLI-MAP data automatisch wordt bewerkt)	0 -0,5 (korter) +0,5 (langer)	1,36 1,34 1,4	- -0,02 0,04	- -1,5% 2,9%
Geometrie dijklchaam - vertikaal Hoogte binnenberm	1 dwarsprofiel per 100 m FLI-MAP data	0,2	0 +0,2 -0,2	1,36 1,37 1,35	- 0,01 -0,01	- 0,7% -0,7%
Verloop slootbodern	ca. 60 slootprofielmetingen	$\pm 0,2 \text{ m}$	0 +0,2 -0,2	1,36 1,38 1,34	- 0,02 -0,02	- 1,5% -1,5%
Afstand kwelsloot tot dijk	situatietekening	$\pm 0,5 \text{ m}$	0 -0,5 (dichterbij) +0,5 (verderaf)	1,36 nvt 1,36	- nvt 0,00	- n.v.t. 0,0%
Waterspanningen Niveau freatische lijn in kruin	ca. 30 peilbuizen langdurige meting	$\pm 0,5 \text{ m}$	0 +0,5 -0,5	1,36 1,34 1,45	- -0,02 0,09	- -1,5% 6,6%
Niveau freatische lijn in berm	ca. 50 peilbuizen langdurige meting	$\pm 0,5 \text{ m}$	0 -0,5 +0,5	1,36 1,44 1,32	- 0,08 -0,04	- 5,9% -2,9%
Niveau stijghoogte in Pleistoceen	TNO-grondwaterkaarten ca. 140 dissipatietesten	$\pm 0,3 \text{ m}$	0 +0,3 -0,3	1,36 1,34 1,36	- -0,02 0,02	- -1,5% 1,5%
Respons stijghoogte tijdens MHW	analytische potentiaalberekening, uitgangspunt: 80%	conservatieve aannarne	0%	-	-	-
Slootpeil / polderpeil	polderpeilenkaart dwarsprofielen slootmetingen FLI-MAP-data	0,1	0 +0,1 -0,1	1,36 1,36 1,36	- 0,00 0,00	- 0,0% 0,0%

2.4. Berekening schematiseringfactor dijkvak 23-5 (weinig informatie)

Gele cellen door gebruiker in te vullen!

Ontwerpeis in termen van schadefactor γ_n :	1,130
Idem in termen van betrouwbaarheidsindex β_{req} :	5,000
Idem in termen van toelaatbare faalkans:	2,87E-07

Eerste keuze schematiseringsfactor:	1,200
Stab. factoreis in ontwerpanalyse:	1,356
Corresponderende β :	6,738
Corresponderende faalkans:	8,00E-12
Bijdrage ontwerpschematisering aan faalkans:	8,00E-13

Si	P(Si)	Fd(D; Si)	β	Psf (D;Si)	Psf(D; Si)*P(Si)
2	0,1	1,280	6,154	3,78E-10	3,78E-11
3	0,1	1,280	6,154	3,78E-10	3,78E-11
4	0,1	1,310	6,385	8,59E-11	8,59E-12
5	0,1	1,320	6,462	5,18E-11	5,18E-12
6	0,1	1,330	6,538	3,11E-11	3,11E-12
7	0,1	1,330	6,538	3,11E-11	3,11E-12
8	0,1	1,340	6,615	1,85E-11	1,85E-12
9	0,1	1,340	6,615	1,85E-11	1,85E-12
10	0,1	1,340	6,615	1,85E-11	1,85E-12

Totale faalkansbijdrage S2 ... S6 : 1,01E-10

Totale faalkans = f10 + f20:	dit is	0%	van de toelaatbare kans
		1,02E-10	
	dit is	0,04%	van de toelaatbare kans

Kies nieuwe schematiseringsfactor:	1,100
Stab. factoreis in ontwerpanalyse:	1,243
Corresponderende β :	5,869
Corresponderende faalkans:	2,19E-09
Bijdrage ontwerpschematisering aan faalkans:	2,19E-10

Nieuwe bijdragen afwijkende schematiseringen:

Si	P(Si)	Fd(D; Si)	β	Psf (D;Si)	Psf(D; Si)*P(Si)
2	0,1	1,167	5,285	6,30E-08	6,30E-09
3	0,1	1,167	5,285	6,30E-08	6,30E-09
4	0,1	1,197	5,515	1,74E-08	1,74E-09
5	0,1	1,207	5,592	1,12E-08	1,12E-09
6	0,1	1,217	5,669	7,17E-09	7,17E-10
7	0,1	1,217	5,669	7,17E-09	7,17E-10
8	0,1	1,227	5,746	4,56E-09	4,56E-10
9	0,1	1,227	5,746	4,56E-09	4,56E-10
10	0,1	1,227	5,746	4,56E-09	4,56E-10

NB: Fd(D;Si) in deze tabel = Fd(D;Si) uit bovenste tabel verhoogd met toename stab factoreis bij nieuwe schematiseringsfactor (cel f29-f9)

Nieuw totale faalkansbijdrage S2 ... S6 :	1,62E-08
Nieuwe totale faalkans:	1,64E-08
dit is	5,72%

van de toelaatbare kans

Vervolg bijlage 2.4: Berekening schematiseringfactor dijkvak 23-5 (meer informatie)

Gele cellen door gebruiker in te vullen!

Ontwerpeis in termen van schadefactor γ_n :	1,130
Idem in termen van betrouwbaarheidsindex β_{req} :	5,000
Idem in termen van toelaatbare faalkans:	2,87E-07

Eerste keuze schematiseringsfactor:	1,200
Stab. factoreis in ontwerpanalyse:	1,356
Corresponderende β :	6,738
Corresponderende faalkans:	8,00E-12
Bijdrage ontwerpschematisering aan faalkans:	8,00E-13

Si	P(Si)	Fd(D; Si)	β	Psf (D;Si)	Psf(D; Si)*P(Si)
2	0,1	1,300	6,308	1,42E-10	1,42E-11
3	0,1	1,300	6,308	1,42E-10	1,42E-11
4	0,1	1,320	6,462	5,18E-11	5,18E-12
5	0,1	1,330	6,538	3,11E-11	3,11E-12
6	0,1	1,330	6,538	3,11E-11	3,11E-12
7	0,1	1,340	6,615	1,85E-11	1,85E-12
8	0,1	1,340	6,615	1,85E-11	1,85E-12
9	0,1	1,350	6,692	1,10E-11	1,10E-12
10	0,1	1,350	6,692	1,10E-11	1,10E-12

Totale faalkansbijdrage S2 ... S6 : 4,56E-11

Totale faalkans = f10 + f20:	dit is	0%	van de toelaatbare kans
		4,64E-11	
	dit is	0,02%	van de toelaatbare kans

Kies nieuwe schematiseringsfactor:	1,100
Stab. factoreis in ontwerpanalyse:	1,243
Corresponderende β :	5,869
Corresponderende faalkans:	2,19E-09
Bijdrage ontwerpschematisering aan faalkans:	2,19E-10

Nieuwe bijdragen afwijkende schematiseringen:

Si	P(Si)	Fd(D; Si)	β	Psf (D;Si)	Psf(D; Si)*P(Si)
2	0,1	1,187	5,438	2,69E-08	2,69E-09
3	0,1	1,187	5,438	2,69E-08	2,69E-09
4	0,1	1,207	5,592	1,12E-08	1,12E-09
5	0,1	1,217	5,669	7,17E-09	7,17E-10
6	0,1	1,217	5,669	7,17E-09	7,17E-10
7	0,1	1,227	5,746	4,56E-09	4,56E-10
8	0,1	1,227	5,746	4,56E-09	4,56E-10
9	0,1	1,237	5,823	2,89E-09	2,89E-10
10	0,1	1,237	5,823	2,89E-09	2,89E-10

NB: Fd(D;Si) in deze tabel = Fd(D;Si) uit bovenste tabel verhoogd met toename stab factoreis bij nieuwe schematiseringsfactor (cel f29-f9)

Nieuw totale faalkansbijdrage S2 ... S6 :	7,93E-09
Nieuwe totale faalkans:	8,15E-09
dit is	2.84% van de toelaatbare kans

Vervolg bijlage 2.4: Berekening schematiseringfactor dijkvak 23-5 (doorkijk MER)**Gele cellen door gebruiker in te vullen!**

Ontwerpeis in termen van schadefactor γ_n :	1,130
Idem in termen van betrouwbaarheidsindex β_{req} :	5,000
Idem in termen van toelaatbare faalkans:	2,87E-07

Eerste keuze schematiseringsfactor:	1,200
Stab. factoreis in ontwerpanalyse:	1,356
Corresponderende β :	6,738
Corresponderende faalkans:	8,00E-12
Bijdrage ontwerpschematisering aan faalkans:	8,00E-13

Si	P(Si)	Fd(D; Si)	β	Psf (D;Si)	Psf(D; Si)*P(Si)
2	0,1	1,320	6,462	5,18E-11	5,18E-12
3	0,1	1,340	6,615	1,85E-11	1,85E-12
4	0,1	1,340	6,615	1,85E-11	1,85E-12
5	0,1	1,340	6,615	1,85E-11	1,85E-12
6	0,1	1,340	6,615	1,85E-11	1,85E-12
7	0,1	1,350	6,692	1,10E-11	1,10E-12
8	0,1	1,350	6,692	1,10E-11	1,10E-12
9	0,1	1,350	6,692	1,10E-11	1,10E-12
10	0,1	1,350	6,692	1,10E-11	1,10E-12

Totale faalkansbijdrage S2 ... S6 : 1,70E-11

	dit is	0%	van de toelaatbare kans
Totale faalkans = f10 + f20:		1,78E-11	
	dit is	0,01%	van de toelaatbare kans

Kies nieuwe schematiseringsfactor:	1,100
Stab. factoreis in ontwerpanalyse:	1,243
Corresponderende β :	5,869
Corresponderende faalkans:	2,19E-09
Bijdrage ontwerpschematisering aan faalkans:	2,19E-10

Nieuwe bijdragen afwijkende schematiseringen:

Si	P(Si)	Fd(D; Si)	β	Psf (D;Si)	Psf(D; Si)*P(Si)
2	0,1	1,207	5,592	1,12E-08	1,12E-09
3	0,1	1,227	5,746	4,56E-09	4,56E-10
4	0,1	1,227	5,746	4,56E-09	4,56E-10
5	0,1	1,227	5,746	4,56E-09	4,56E-10
6	0,1	1,227	5,746	4,56E-09	4,56E-10
7	0,1	1,237	5,823	2,89E-09	2,89E-10
8	0,1	1,237	5,823	2,89E-09	2,89E-10
9	0,1	1,237	5,823	2,89E-09	2,89E-10
10	0,1	1,237	5,823	2,89E-09	2,89E-10

NB: Fd(D;Si) in deze tabel = Fd(D;Si) uit bovenste tabel verhoogd met toename stab factoreis bij nieuwe schematiseringsfactor (cel f29-f9)

Nieuw totale faalkansbijdrage S2 ... S6 :	2,95E-09
Nieuwe totale faalkans:	3,17E-09
	dit is 1,10% van de toelaatbare kans

Gele cellen door gebruiker in te vullen!

Ontwerpeis in termen van schadefactor γ_n : 1,130
 Idem in termen van betrouwbaarheidsindex β_{req} : 5,000
 Idem in termen van toelaatbare faalkans: 2,87E-07

Eerste keuze schematiseringsfactor: 1,200
 Stab. factoreis in ontwerpanalyse: 1,356
 Corresponderen
 de β : 6,738
 Corresponderende faalkans: 8,00E-12
 Bijdrage ontwerpschematisering aan faalkans: 7,20E-12

Si	P(Si)	Fd(D; Si)	β	Psf (D;Si)	Psf(D; Si)*P(Si)
2	0,1	1,010	4,077	2,28E-05	2,28E-06
3			-3,6921,00E+00		0,00E+00

Totale faalkansbijdrage S2 ... S6 : 2,28E-06

Totale faalkans = f10 + f20: dit is 796% van de toelaatbare kans
 2,28E-06
 dit is 796% van de toelaatbare kans

Kies **nieuwe** schematiseringsfactor: 1,260
 Stab. factoreis in ontwerpanalyse: 1,424
 Corresponderen
 de β : 7,260
 Corresponderende faalkans: 1,94E-13
 Bijdrage ontwerpschematisering aan faalkans: 1,74E-13

Nieuwe bijdragen afwijkende schematiseringen:

Si	P(Si)	Fd(D; Si)	β	Psf (D;Si)	Psf(D; Si)*P(Si)
2	0,1	1,078	4,598	2,13E-06	2,13E-07
3	0	0,068	-3,171	9,99E-01	0,00E+00

NB: Fd(D;Si) in deze tabel = Fd(D;Si) uit bovenste tabel verhoogd met
 toename stab factoreis bij nieuwe schematiseringsfactor (cel f29-f9)

Nieuw totale faalkansbijdrage S2 ... S6 : 2,13E-07
 Nieuwe totale faalkans: 2,13E-07

dit is 74% van de toelaatbare kans
indien kleiner dan 100%
dan is schematiseringfactor
ok

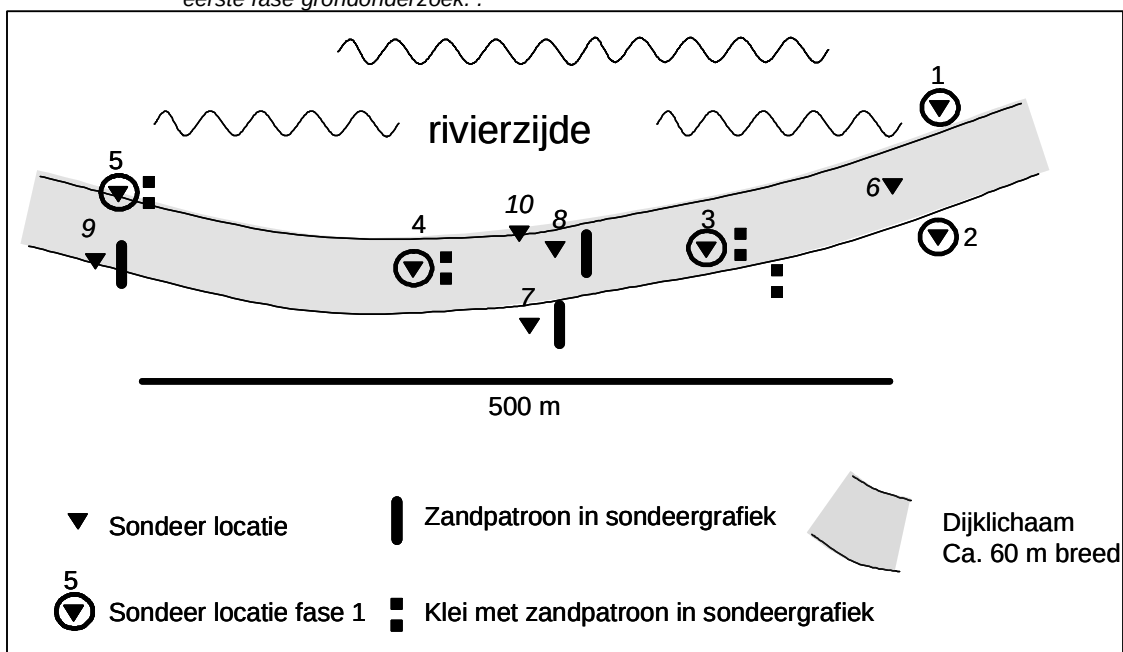
Bijlage 3 Voorbeeld: Effect dichtheid grondonderzoek op eenduidigheid schematisering

Drs. Gerard Kruse

Illustratie effect dichtheid grondonderzoek en gebruik gebiedskennis bij het vaststellen van mogelijke typen grondopbouw langs een dijktraject.

De illustratie betreft een werkelijk grondonderzoek langs een hypothetisch dijktraject met locaties als weergegeven in Figuur B3.1. In een eerste fase zijn de sonderingen 1 tot en met 5 uitgevoerd op onderlinge afstanden van om en nabij 150 m. De betreffende sondeergrafieken zijn in Figuur B3.2 weergegeven. De eerste fase grondonderzoek wijst op een grondopbouw met veen, klei en zandige klei tot ongeveer 12 m –NAP. In sondeergrafiek 3 is een zandpakket op 8 m –NAP aanwezig dat er voor de beschouwing hier niet toe doet. De patronen in de individuele sondeergrafieken, met name voor sonderingen 4 en 5, geven aan dat de ondergrond in het gebied niet homogeen van opbouw is. In het onderhavige geval wijzen gebiedskennis en geologisch inzicht erop dat er in het gebied ook zandlagen met een vaak zeer beperkte breedte voorkomen en de patronen in de sondeergrafieken 4 en 5 ondersteunen dat inzicht. Er is daarom een tweede fase grondonderzoek uitgevoerd. In Figuur B3.2 zijn de sondeergrafieken van de sonderingen 6 tot en met 10 van de tweede fase weergegeven. In de sondeergrafieken 7, 9 is een zandlaag te herkennen beneden 2 - 4 m – NAP die in sondeergrafiek 8 door klei-intervallen gedomineerd lijkt. Dwarsprofielen van de dijk en de ondergrond gebaseerd op de sonderingen aan binnen en buitenteen van de dijk bij de sondeerlocaties 7 en 9 geven geen directe aanwijzingen dat het zandpakket direct contact met de stroombaan van de rivier heeft: Immers sondeergrafieken 5 en 10 wijzen op slechts slecht doorlatende pakketten rivierwaarts van de zandlaag. De beschikbare kennis over de aard van de geometrie van de zandlagen in het gebied leidt ertoe dat deze directe aanwijzingen ruim onvoldoende zekerheid bieden omtrent het eventuele contact van de zandlagen met de stroomdraad van de rivier.

Figuur B3.1 Locatie van grondonderzoekpunten, sonderingen. Omcirkelde sondeerpunten zijn van een eerste fase grondonderzoek. .



Figuur B3.2

Overzicht van de sondeergrafieken van het grondonderzoek.

De sonderingen 1 tot en met 5 zijn na de eerste fase grondonderzoek beschikbaar. De sondeerwaarden wijzen voor de sonderingen 1 tot en met 3 op een veen en klei gedomineerde opbouw tot 12 m –NAP en voor de sonderingen 4 en 5 vooral klei tot 6 – 7 m –NAP.

In de sondeergrafieken 7 en 9 is een meer dan 7 m dik zandpakket duidelijk herkenbaar en in sondeergrafiek 8 vooral klei in het corresponderende diepte/interval.

