

Technisch Rapport Waterspanningen bij dijken

1 september 2004



ISBN-90-369-5565-3

DWW-2004-057

Inhoudsopgave

| | |
|--|-----------|
| Inhoudsopgave | 3 |
| Ten geleide | 5 |
| 1 Inleiding..... | 7 |
| 1.1 Doel en kader | 7 |
| 1.2 Plaats van het Technisch Rapport in de TAW publicaties..... | 8 |
| 1.3 Doelgroep | 9 |
| 1.4 Afbakening en relatie met faalmechanismen..... | 9 |
| 1.4.1 Afbakening..... | 9 |
| 1.4.2 Relatie waterspanningen en geotechnische faalmechanismen | 10 |
| 1.5 Toetsen, ontwerpen en beheren | 11 |
| 1.6 Bewezen sterkte | 12 |
| 1.7 Leeswijzer..... | 12 |
| 1.7.1 Opzet rapport..... | 12 |
| 1.7.2 Beschouwde dijktypen | 13 |
| 1.8 Totstandkoming van het TRW | 14 |
| 2 Processen en modellen..... | 15 |
| 2.1 Inleiding | 15 |
| 2.2 Grondwaterstroming | 16 |
| 2.2.1 Algemeen | 16 |
| 2.2.2 Grondwaterstroming en de samenhang met grondspanningen | 16 |
| 2.2.3 Grondwaterstroming in het Hollandprofiel | 17 |
| 2.2.4 De referentie waterspanningsverdeling | 18 |
| 2.2.5 Opdrijven en grenspotential van het afsluitend pakket..... | 18 |
| 2.2.6 Freatische- en elastische berging..... | 18 |
| 2.2.7 Niet-stationaire grondwaterstroming in het Hollandprofiel..... | 19 |
| 2.2.8 Twee- en driedimensionale grondwaterstroming | 19 |
| 2.2.9 Invloed van neerslag en overslag op de waterspanningen | 20 |
| 2.2.10 Bijzondere aspecten | 21 |
| 2.3 Methoden om waterspanningen te bepalen..... | 27 |
| 2.3.1 Algemeen | 27 |
| 2.3.2 Peilbuiswaarnemingen en waterspanningsmetingen | 27 |
| 2.3.3 Achtergrond van de berekeningsmethodieken | 28 |
| 2.3.4 Schematisering | 29 |
| 2.3.5 Extrapolatiemodellen | 29 |
| 2.3.6 Analytische modellen voor de interpretatie van peilbuiswaarnemingen | 30 |
| 2.3.7 Analytische modellen voor grondwaterstroming | 31 |
| 2.3.8 Numerieke modellen..... | 32 |
| 2.4 Schematiseren in de adviespraktijk..... | 33 |
| 2.4.1 Inleiding | 33 |
| 2.4.2 Eerste schematisering..... | 33 |
| 2.4.3 Maatgevend hoog water voor de dijk | 33 |
| 2.4.4 Laag water voor de dijk | 35 |
| 2.4.5 Neerslag / overslag..... | 35 |
| 2.4.6 Capillaire spanningen..... | 37 |
| 2.4.7 Consolidatie..... | 37 |
| 2.5 Meten en monitoren..... | 38 |
| 2.5.1 Algemeen | 38 |
| 2.5.2 Pomp-, put- en infiltratieproeven..... | 38 |
| 2.6 Enkele ervaringen | 38 |
| 2.7 Bepaling van karakteristieke parameters t.a.v. randvoorwaarden en grondeigenschappen | 39 |

| | | |
|----------|---|-----------|
| 3 | Vaststelling veilige schematisering | 41 |
| 3.1 | Stappenmethodiek..... | 41 |
| 3.2 | Stap 1: Beschrijving bodemopbouw, grondwaterstroming en geometrie | 42 |
| 3.3 | Stap 2: Mechanismen en belastingcombinaties | 43 |
| 3.4 | Stap 3: Modelkeuze, schematisering en verificatie | 46 |
| 3.4.1 | Stap 3.1 Modelkeuze | 48 |
| 3.4.2 | Stap 3.2 Grondwatermechanische modellering | 48 |
| 3.4.3 | Stap 3.3 Parameterkeuze | 49 |
| 3.4.4 | Stap 3.4 Extrapolatie naar belastingcombinatie(s) | 49 |
| 3.4.5 | Stap 3.5 Vaststellen waterspanningen en controle | 50 |
| 4 | Uitvoering..... | 53 |
| 4.1 | Algemeen | 53 |
| 4.2 | Koppeling tussen ontwerp en uitvoering..... | 53 |
| 4.3 | Uitvoeringsbegeleiding | 54 |
| 4.3.1 | Waterspanningen | 54 |
| 4.3.2 | Waterstanden en regen | 55 |
| 4.4 | Koppeling tussen ontwerp, uitvoering en beheer | 56 |
| 4.4.1 | Revisie van informatie..... | 56 |
| 4.4.2 | Consolidatie..... | 56 |
| 5 | Beheer..... | 57 |
| 5.1 | Algemeen | 57 |
| 5.2 | Koppeling ontwerp en beheer..... | 57 |
| 5.3 | Handvatten voor monitoring | 58 |
| 5.4 | Handvatten voor maatregelen | 61 |
| | Referenties..... | 63 |

Bijlagen

| | |
|-----------|--|
| Bijlage 1 | Schatting waterspanningen |
| Bijlage 2 | Case 1 t/m 4 |
| Bijlage 3 | Metten en verwerken van peilbuismetingen |
| Bijlage 4 | Parameterbepaling voor grondwaterstromingsberekeningen |
| Bijlage 5 | Schadebeelden |
| Bijlage 6 | Begrippenlijst |
| Bijlage 7 | Symbolenlijst |
| Bijlage 8 | Achtergronden bij de totstandkoming van het TRW |
| Bijlage 9 | Overzicht TAW-Leidraden en Technische Rapporten |

Ten geleide

Voor de aanleg van het nationale gasleidingnet in zestiger jaren werd een grote pijp onder de Schie bij Delft geperst. Tijdens de werkzaamheden klopte een oudere grondwerker aan bij de directieket en uitte zijn zorg: "Meneer, het water wil het niet!". Bij inspectie bleken echter geen signalen die aangaven dat er iets aan de hand was. Een dag later brak de dijk door.

De grondwaterstand wordt in Nederland bijgehouden aan de hand van een netwerk van peilbuizen. Naast waterschappen, drinkwaterbedrijven en gemeentes, tegenwoordig ook met automatische meetsystemen, noteren vooral vrijwilligers tweewekelijks de lokale grondwaterstanden van circa 20.000 peilbuizen. Die peilbuisdichtheid is gemiddeld 1 per km². Met deze gegevens kan een globaal beeld van het grondwatergedrag worden gemaakt. Bij dijken, dammen, kades en waterkerende kunstwerken speelt het grondwater een cruciale rol op kleinere schaal. In de tachtiger jaren ontstond het idee de waterkeringen te observeren middels een permanent nationaal peilbuizennet. Aangezien er in Nederland circa 2000 waterkerende kunstwerken, 1300 km zeedijk, 1900 km rivierdijk, 4000 km boezemkade en circa 20.000 km kleinere wallen en kades zijn, is -wil zo'n peilbuizennet functioneren- een groot aantal vereist. Met onderlinge maximale afstand van 250 meter, soms weerszij, kom je al gauw tot 40.000 peilbuizen. Hierbij zijn de kleinere wallen en kades niet inbegrepen. Een omvangrijke en kostbare operatie. Er zijn ook andere overwegingen die de haalbaarheid beperken. In een dijkprofiel is slechts één peilbuis niet voldoende; er is er een nodig in het voorland, in de dijk kern, in het achtertalud en soms in het achterland. Bovendien zijn in dreigende situaties ieder uur waarnemingen nodig. Vervolgens hangt de interpretatie ervan samen met verschillende bezwijkmechanismen, zoals piping, afschuiving en oplichten, en zijn tijdsafhankelijke processen in slecht doorlatende lagen hierbij niet goed in beeld. Een nationaal peilbuizennet voor dijkbewaking lijkt voorshands geen oplossing. Er was door ondergetekende een theorie ontwikkeld waarin het tijdsafhankelijke grondwatergedrag in gelaagde grond kan worden geanalyseerd aan de hand van éénmalige lokale peilbuiswaarnemingen. Door dit toe te passen op dijken is een permanent nationaal peilbuizennet niet nodig. Wel moeten langs alle waterkeringen op iedere 250 meter deze metingen worden verricht. De karakteristieke geohydrologische eigenschappen, die hiermee worden vastgesteld, zijn geschikt om te allen tijde het functioneren van een waterkering bij hoogwater via een berekening te evalueren. Met steun van Joop Weijers van de Dienst Weg- en Waterbouwkunde van de Rijkswaterstaat is bij GeoDelft dit concept uitgewerkt, gevalideerd en voor de praktijk van dijkontwerp en -beheer toegankelijk gemaakt met het programma WATEX. Het is intussen uitgebreid getoetst.

Ten slotte ligt voor u het Technisch Rapport *Waterspanningen bij Dijken*, waarin alle aspecten over waterspanningen zijn gebundeld, zoals die in de laatste decennia zijn ontwikkeld en in vigerende leidraden en voorschriften voor dijkbeheer en -ontwerp zijn genoemd. Voor verschillende typen dijkprofiel zijn concrete situaties in detail uitgewerkt. In dit rapport is in het bijzonder ingegaan op de praktische toepassing bij toetsen en ontwerpen.

Een waterkering wordt echter mede gekarakteriseerd door discontinuïteiten, zoals scherpe variatie in de geologie, constructieovergangen en kruisingen (leidingen e.d.). Zoals het voorval bij de Schie aangeeft, verdient het aanbeveling om op dergelijke kwetsbare posities het functioneren van een waterkering apart aandacht te geven. Overigens is het mij een raadsel hoe die oudere grondwerker wist dat het water het niet wilde.

10 augustus 2004

prof.dr.ir. Frans B.J. Barends

Voorzitter werkgroep TAW-Techniek

1 Inleiding

1.1 Doel en kader

Waterspanningen in dijklichaam en ondergrond vormen een belangrijke belasting van de waterkering. Inzicht in de waterspanningen is derhalve essentieel bij het ontwerpen en toetsen van dijklichamen.

In het "Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies" (*TRWG*) worden de hoofdlijnen voor de afleiding van waterspanningen in het dijklichaam en de ondergrond behandeld. De opgenomen berekeningsmethoden bestaan voor het merendeel uit analytische methoden. In de praktijk kan er onderscheid gemaakt worden naar drie oorzaken van waterspanningen, te weten:

- *Door grondwaterstroming geïnduceerde waterspanningen.*
In het dijklichaam worden deze met name beïnvloed door:
 - extreme waterstanden
 - sterk variërende waterstanden
 - golfoverslag
 - neerslag
- *Met grondspanning samenhangende waterspanningen.*
Dit betreft de bijkomende waterspanningen, als gevolg van een toename van grondspanningen door bijvoorbeeld ophogingwerkzaamheden (dijkversterking) in de uitvoeringsfase en andere belastingen (verkeersbelastingen). Deze waterspanningen dienen te worden gesuperponeerd op de reeds aanwezige waterspanningen. Te onderscheiden zijn in dit verband ongedraineerde en gedraineerde situaties en consolidatie en kruip.
- *Door vervorming (2-dimensionaal) geïnduceerde waterspanningen.*
Hiermee wordt bedoeld op wateroverspanningen opgewekt door instantane (tweedimensionale) vervormingen en voortdurend doorgaande (elasto-plastische) schuifvervormingen.

Het doel van het "Technisch Rapport Waterspanningen" bij dijken (*TRW*) is ontwerpers en toetsers een richtlijn te geven voor de schematisering van waterspanningen, rekening houdend met alle mogelijke oorzaken van waterspanningen. Met name wordt ingegaan op door grondwaterstroming geïnduceerde waterspanningen.

Bij het ontwerpen of toetsen van een dijk zal de ontwerper keuzes maken in schematiseringen en modellen. De keuzes voor het vaststellen van waterspanningen zijn hierbij van groot belang. In de praktijk blijkt dat schijnbaar niet maatgevende processen, die toch invloed hebben op waterspanningen, soms door de (subjectieve) interpretatie van de adviseur onterecht niet worden meegenomen in de schematisering. In de huidige leidraden wordt dit aspect niet duidelijk beschreven.

Het *TRW* geeft, als aanvulling op en verdieping van het *TRWG*, richtlijnen, aandachtspunten en waarschuwingen bij het vaststellen van de schematisering van relevante waterspanningen ten behoeve van de beoordeling van de geotechnische stabiliteit van waterkeringen. Hiermee wordt onder andere beoogd dat adviseurs op een meer uniforme en objectieve wijze de waterspanningen benaderen en modelleren, waardoor reproduceerbaarheid en verifieerbaarheid van praktijkadviezen worden verkregen.

In het *TRW* is zoveel mogelijk de in het ontwerpproces gebruikelijke stapsgewijze benadering gehanteerd om te komen tot de keuze van een veilige schematisering. Door de stapsgewijze benadering wordt de ontwerper/ toetsers aangemoedigd de bodemopbouw, hydrologie, belastingcombinaties en bijbehorende waterspanningen en de effecten hiervan op de stabiliteit van de dijk, zorgvuldig en in de juiste samenhang in beschouwing te nemen.

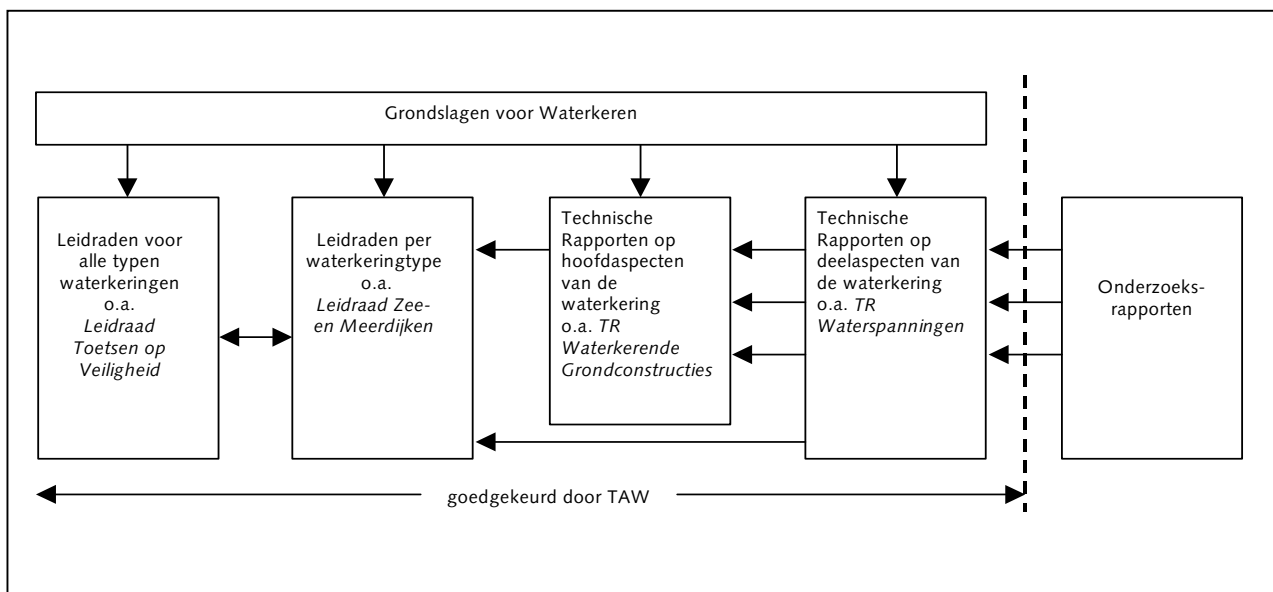
In het *TRW* worden praktische aanwijzingen gegeven voor de uitvoering en beheersaspecten van dijken waarbij ook een terugkoppeling wordt gegeven naar het ontwerp.

1.2 Plaats van het Technisch Rapport in de TAW publicaties

De Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW) geeft een samenhangend geheel aan publicaties uit. In het productenpakket van de TAW zijn de volgende soorten publicaties onderscheiden:

1. *Grondslagen voor waterkeren* [GVW, 1998]: beschrijft het algemeen, wettelijk en maatschappelijk kader voor alle typen waterkeringen.
- 2a. Leidraden / Voorschriften voor alle typen waterkeringen:
 - *Voorschrift Toetsen op Veiligheid* [VTV, 2004] (voorheen Leidraad Toetsen op Veiligheid): beschrijft de toetsmethode en toetsregels voor alle typen waterkeringen.
- 2b. Integrale leidraden per type waterkering, waarin per waterkeringstype de algemene kaders en regels, zoals beschreven in *Grondslagen voor waterkeren*, worden uitgewerkt en gespecificeerd. Voorbeelden van dergelijke rapporten zijn:
 - *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken Deel 1: bovenrivierengebied* [LOR1, 1985]
 - *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken Deel 2: benedenrivierengebied + appendices* [LOR2, 1989]
 - *Leidraad Zee- en Meerdijken* [LZM, 1999]
- 3a. Technische Rapporten, die verschillende hoofdaspecten van de waterkering behandelen. Zij vormen het intermediair tussen de leidraden en de verschillende afzonderlijke technische rapporten die ingaan op deelaspecten (3b). Voorbeelden van dergelijke rapporten zijn:
 - *TR voor het toetsen van boezemkaden* [TRTB, 1993]
 - *TR Waterkerende Grondconstructies* [TRWG, 2001]
- 3b. Technische Rapporten, die ingaan op deelaspecten van waterkeringen, zoals bijvoorbeeld:
 - *TR Waterspanningen* (voorliggend rapport)
 - *TR Zandmeevoerende Wellen* [TRZW, 1999]
4. Onderzoeksrapporten.

De samenhang tussen de verschillende soorten publicaties is weergegeven in figuur 1.1. In bijlage 9 is een gedetailleerd overzicht gegeven van alle TAW leidraden en technische rapporten (tot 2004).



Figuur 1.1 Onderlinge samenhang met TAW publicaties

Voor het complete overzicht van vigerende leidraden en technische rapporten en de onderlinge relaties wordt verwezen naar de website van de TAW, internet: <http://www.tawinfo.nl>, bij het onderwerp publicaties.

In de integrale leidraden per waterkeringtype ligt het accent op het dimensioneringsproces en de keuzen en criteria voor het ontwerp, op het beheer en op de toe te passen berekeningsmethoden. De technische rapporten bevatten de berekeningsmethoden en –technieken voor het ontwerpen en beheren van waterkeringen. Zowel het veiligheidsbeeld als de stand der wetenschap en techniek aangaande het ontwerpen en beheren van waterkeringen zijn aan verandering onderhevig. Met een zekere regelmaat zullen daarom nieuwe publicaties worden uitgebracht. De noodzaak voor het uitbrengen van nieuwe leidraden zal dan vooral liggen in nieuw ontwikkeld veiligheidsbeleid. De noodzaak voor het uitbrengen van nieuwe technische rapporten zal gelegen zijn in nieuw ontwikkelde wetenschappelijke en technische kennis.

Het *TRW* is een aanvulling op bestaande Leidraden en Technische Rapporten in het algemeen en op het “Voorschrift Toetsen op Veiligheid” en het “Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies” in het bijzonder.

1.3 Doelgroep

De doelgroepen van het *TRW* zijn toetsers, ontwerpers en waterkeringbeheerders (o.a. overheden en adviesbureaus). Het *TRW* geeft een gestructureerde aanpak om tot een veilige schematisering te komen, maar kan niet als een eenvoudig receptenboek worden gebruikt. De gebruiker dient de nodige kennis en ervaring te hebben om goede afwegingen te kunnen maken en om de toepasbaarheid van een bepaalde methode in de beschouwde situatie op waarde te kunnen schatten. Bij het gebruik van het *TRW* is basiskennis op het gebied van waterbouwkunde, geotechniek en geohydrologie nodig, bij voorkeur aangevuld met ervaring op het gebied van dijkverbetering en / of toetsing.

Voor beheerders van waterkeringen worden in het *TRW* bovendien aanwijzingen gegeven om de toetsing of een ontwerp te begeleiden en om randvoorwaarden met betrekking tot waterspanningen die in de berekeningen voorkomen te herkennen. Daarnaast worden handvatten gegeven om in de praktijk fenomenen met betrekking tot waterspanningen te herkennen.

1.4 Afbakening en relatie met faalmechanismen

1.4.1 Afbakening

In het *TRW* wordt ingegaan op de waterspanningen tengevolge van grondwaterstroming, grondspanning en vervorming. Belastingen door sneeuw en ijs worden niet beschouwd, omdat deze vandaag de dag niet maatgevend zijn.

Omdat de modellering van de waterspanning vaak afhankelijk is van een faalmechanisme dat wordt beschouwd, wordt ook ingegaan op de relatie tussen waterspanningen en diverse faalmechanismen. Er wordt met name aandacht besteed aan de modellering van waterspanningen in relatie tot:

- de macrostabiliteit;
- de microstabiliteit;
- opdrijven en opbarsten;
- piping.

Het *TRW* beperkt zich tot waterkerende grondconstructies. Waterspanningen bij kunstwerken of andere constructies worden niet behandeld. Evenmin worden behandeld de waterspanningen bij harde taludbekledingen en de topaagstabiliteit van waterkerende grondconstructies. Kwelschermen worden wel genoemd, maar de berekening van waterspanningen rond kwelschermen wordt niet in detail behandeld.

De bedoeling is dat voor het merendeel van de in de praktijk voorkomende situaties het *TRW* handvatten geeft voor een veilige schematisering. Voor de resterende situaties wordt aanbevolen gespecialiseerde hulp in te roepen. Het *TRW* is niet noodzakelijkerwijs uitputtend in de beschrijving van mogelijke schematiseringen en modellen. Er zijn in principe meer mogelijkheden, die naar verwachting alleen in uitzonderlijke gevallen te prevaleren zijn.

Voor diverse aspecten met betrekking tot waterspanningen bestaan op dit moment nog geen oplossingen, rekenmodellen of ontbreekt kennis om tot een oplossing te komen (witte vlekken). Het *TRW* beoogt een bundeling te geven van de bestaande praktijk.

In bijlage 8 zijn de motivaties opgenomen van de diverse keuzen die in het TRW zijn gedaan en is een overzicht gegeven van de witte vlekken.

1.4.2 Relatie waterspanningen en geotechnische faalmechanismen

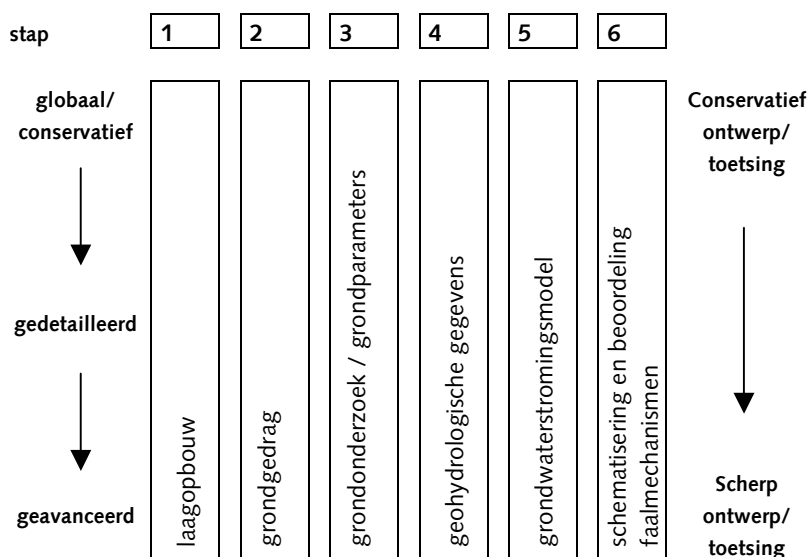
Tabel 1.1 is overgenomen uit het TRWG (tabel 2.71). In deze tabel is weergegeven welke elementen van de waterkering en de ondergrond direct samenhangen met de verschillende faalmechanismen. Als aanvulling op de tabel uit het TRWG is in tabel 1.1 aangegeven op welke elementen van de waterkering de waterspanningen (indirect) invloed kunnen hebben en op faalmechanismen dit dan weer invloed heeft. Indien bijvoorbeeld wijzigingen optreden in het voorland zal dit een effect hebben op de waterspanningen achter de dijk en daarmee op de binnenwaartse stabiliteit van de dijk. Waterspanningen spelen een dominante rol in onder andere de macrostabiliteit van het binnentalud. Bij het ontwerpen en toetsen van dijken is het daarom van groot belang dat rekening wordt gehouden met het effect van waterspanningen op faalmechanismen.

| Element | Faalmechanisme | | | | | | |
|---|----------------|--------------|--------------------------|--------------------------|------------------|------------------|-----------------|
| | Zetting | Golfoverslag | Afsluiven buitentalud | Afsluiven binnentalud | Zettingsvloeiing | Microstabiliteit | Piping en heave |
| Kruin | X | X | X | X | | X | |
| Dijkkern | X | X | X | X | | X | X |
| Buitentalud | | X | XW | W | | X | X |
| Buitenberm | | X | X | W | | XW | X |
| Lage buitenberm | | | X | | | X | |
| Binnentalud | | XW | | XW | | X | X |
| Overgangstalud | | X | X | | | X | X |
| Binnenberm | | | | X | | X | XW |
| Bermsloot | | | | XW | | X | X |
| Dijkbasis | X | | XW | XW | X | X | XW |
| Voorland | | X | X | W | X | | XW |
| Achterland | | | | XW | | X | XW |
| Afsluiting watervoerende tussenandlaag | | | X | W | | X | XW |
| Schermin kruin | | | XW | XW | | XW | XW |
| Drainage | | | X | XW | | X | X |

X : elementen die direct invloed hebben op het faalmechanisme
W : elementen die via waterspanningen indirect invloed hebben op het faalmechanisme

Tabel 1.1 Invloed elementen op faalmechanismen (ontleend aan TRWG)

Voor een betrouwbare schematisering is het van belang een goed beeld te krijgen van de opbouw van de ondergrond. Waterspanningen vormen een belangrijk aspect van het interne evenwicht van de ondergrond en het is dus van belang inzicht te verkrijgen in grondwaterstromingen en consolidatie. Figuur 1.2 is ook overgenomen uit het TRWG (tabel 4.11). In deze figuur is een zestal stappen aangegeven die doorlopen dienen te worden bij het ontwerp / toetsen van een dijk. In het TRW wordt dieper ingegaan op de stappen 4 en 5.



Figuur 1.2 Gegevens en rekenmodellen grondmechanica / geohydrologie (ontleend aan TRWG)

1.5 Toetsen, ontwerpen en beheren

De stapsgewijze methode voor het maken van een veilige schematisering kan voor toetsen en ontwerpen worden gebruikt. Het TRW is opgezet voor de toetsers maar kan met enkele kanttekeningen ook gebruikt worden door de ontwerper.

Indien ontwerpen / verbeteren van de dijk als uitgangspunt wordt gehanteerd, dient rekening te worden gehouden met ontwikkelingen in de tijd ofwel de onzekerheid over veranderingen van de uitgangspunten en randvoorwaarden in de toekomst.

Kort samengevat kan over toetsen en ontwerpen het volgende worden gezegd:

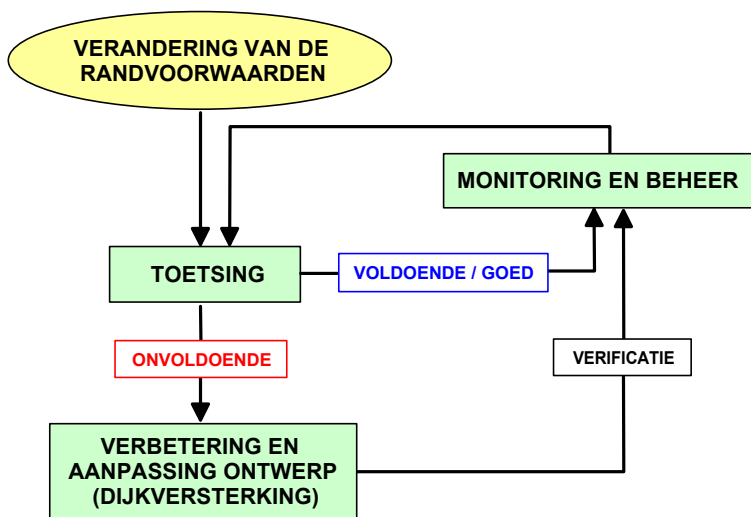
Toetsen

Afkeuren zal leiden tot een (partiële) dijkverbetering, wat een aanzienlijke inspanning kan betekenen op het gebied van ruimtelijke ordening en kosten. Men zal daarom de kans op onterecht afkeuren zoveel mogelijk willen beperken en liever nog wat extra onderzoek doen of proberen de onzekerheidsmarge (het grijze gebied) te verkleinen binnen de normen, dan tot maatregelen over gaan. Toetsen gebeurt bovendien voor een redelijk overzichtelijke periode van 5 jaar.

Ontwerpen

Enige overdimensionering bij een ontwerp heeft relatief lage meerkosten tot gevolg en ook eventuele extra inspanningen met betrekking tot de ruimtelijke ordening zijn relatief eenvoudig in de procedure te betrekken. Een grote inspanning om de onzekerheidsmarges te verkleinen staat vaak niet meer in verhouding tot de onzekerheden in de uitgangspunten of randvoorwaarden, omdat bij het ontwerp een relatief lange periode van bijvoorbeeld 50 jaar wordt beschouwd. In die periode kunnen vele aspecten veranderen. Bij een ontwerp spelen ook aspecten als duurzaam ontwerpen (ruimte laten voor mogelijke veranderingen in de omgeving, veranderingen van de randvoorwaarden, etc.) en het beheer een rol.

In figuur 1.3 is de relatie aangegeven tussen toetsen, verbeteren / ontwerpen en beheren.



Figuur 1.3 Relatie tussen toetsen, ontwerpen en beheer

1.6 Bewezen sterkte

Met behulp van 'bewezen sterkte' kan de werkelijke sterkte van de bestaande dijk nauwkeuriger worden vastgesteld. Ook hier speelt de schematisering van waterspanningen een belangrijke rol.

Methoden, modellen, etc. zijn ook bruikbaar voor het toepassen van beoordelingsmethoden gebaseerd op 'bewezen sterkte'. Bij de schematisering van de overleefde (historische) waterstand moet de adviseur zijn onzekerheid op precies tegenovergestelde wijze in rekening brengen als bij schematiseringen ter beoordeling van een toekomstige (ontwerp)waterstand. In de overleefde situatie moeten alle mogelijke 'meevallers' worden meegenomen, in de ontwerpsituatie moeten alle mogelijke 'tegenvallers' worden meegenomen.

1.7 Leeswijzer

1.7.1 Opzet rapport

In hoofdstuk 2 worden de processen beschreven en de theoretische onderbouwing bij de modellen gegeven. In dit hoofdstuk worden vragen behandeld als:

- Welke oorzaken zijn er voor het ontstaan van waterspanningen?
- Welke methoden en modellen zijn er om waterspanningen te berekenen?
- Hoe kan worden omgegaan met gemeten waarden?

In hoofdstuk 3 wordt een stapsgewijze methode gepresenteerd voor het maken van een veilige schematisering. In 3 stappen wordt antwoord gegeven op de volgende vragen:

- Hoe komt de adviseur tot een veilige schematisering van de ondergrond en hoe kan de schematisering worden geverifieerd?
- Hoe wordt gekozen voor een bepaalde schematisering en / of model?
- Hoe komt de adviseur tot karakteristieke parameters t.a.v. randvoorwaarden en grondeigenschappen?

In hoofdstuk 4 worden voornamelijk aspecten aangegeven waarop gelet dient te worden tijdens de uitvoering en wordt een overzicht gegeven van waarnemingen die bij de uitvoering mogelijk betrekking hebben op de veiligheid van de dijk. Tevens wordt het belang van de terugkoppeling van de uitvoering naar het ontwerp besproken.

In hoofdstuk 5 wordt ingegaan op de beheersaspecten van de dijk. Er wordt o.a. ingegaan op randvoorwaarden die voortkomen uit waterspanningen. In dit hoofdstuk worden ook handvatten gegeven voor monitoring en inspecties, zoals het herkennen van verschijnselen op en rond de dijk die duiden op wateroverspanningen.

In bijlage 1 is een methode beschreven waarmee zonder waterspanningsmetingen en / of grondwaterstromingsberekeningen een eerste schatting van de waterspanningen in dijken kan worden gemaakt.

Bijlage 2 bevat 4 praktijksituaties (cases) van dijktoetsingen die uitgewerkt zijn volgens de stappenmethodiek van hoofdstuk 3.

In bijlage 3 wordt ingegaan op het bepalen van waterspanningen door middel van peilbuis- en waterspanningsmetingen en extrapolatiemodellen.

Methoden voor het berekenen en voorspellen van waterspanningen zijn in bijlage 4 gegeven. Bijlage 5 bevat foto's met schadebeelden.

Een begrippen- en symbolenlijst is opgenomen in respectievelijk bijlage 6 en 7.

De onderbouwing voor de opzet en inhoud van het TRW is gegeven in bijlage 8.

In bijlage 9 is een overzicht gegeven van TAW leidraden en Technische Rapporten die bekend zijn bij het schrijven van het TRW.

Voor de nummering van de hoofdstukken, paragrafen, tabellen en figuren in de bijlagen, uitgezonderd bijlage 2, is de letter 'b' geplaatst. Dit is om verwarring met de hoofdtekstnummering te voorkomen. In bijlage 2 is de letter 'c' (van case) voor de hoofdstuk- en paragraafnummers geplaatst.

1.7.2 Beschouwde dijktypen

Bij het schematiseren van dijken blijkt dat er veel combinaties mogelijk zijn. In de praktijk zijn alleen al op basis van hydraulische randvoorwaarden vijf typen dijken te onderscheiden (meerdijken, zeedijken, boven- en benedenrivierdijken en boezemkaden). Bij de schematisering van waterspanningen wordt, naast een selectie op basis van hydraulische randvoorwaarden, per dijktipe ook onderscheid gemaakt in dikte van de deklaag, de geometrie en het materiaal van de dijk (klei, zand of een combinatie van beide).

In bijlage 2 zijn vier cases gegeven waarvoor het schematiseren van waterspanningen ter plaatse van dijken is uitgewerkt:

1. dijk benedenrivierengebied;
2. meerdijk;
3. dijk bovenrivierengebied;
4. boezemkade.

Vergelijking willekeurige dijk met de 4 cases

Met de vier voorbeeldsituaties beschikken de toetsers en ontwerper over de relevante informatie om een eerste schematisering van de waterspanningen te kunnen maken, ook voor dijktypen waar niet expliciet een voorbeeld van is opgenomen. De vier cases bevatten alle essentiële aspecten.

Meerdijken

Bij het ontwerpen van meerdijken wordt de nadruk gelegd op het buitentalud (i.v.m. golfslag en deining door windopzet). In sommige gevallen zijn meerdijken ook vergelijkbaar met dijken in het een benedenrivierengebied. Bij meerdijken spelen waterspanningen in relatie tot de micro- en macrostabiliteit en piping een belangrijke rol.

Zeedijken

Bij zeedijken is golfbelasting de maatgevende factor voor het ontwerp van de dijk. In verband met golfoploop hebben zeedijken een ruim gedimensioneerde geometrie (2 tot 4 m extra kruinhoogte en flauw buitentalud). Bij zeedijken speelt ook dat de topwaterstand relatief kort aanwezig is door de invloed van het getij. Een specifiek aspect in dit verband is het opdrukken van de (dichte) bekleding bij snelle waterstandsval na een storm. Door de ruim gedimensioneerde geometrie en relatief lage freatische lijn (minder verzadiging), hebben waterspanningsveranderingen minder invloed op de stabiliteit van de dijk. Om deze redenen is in het TRW voor dit dijktipe geen voorbeeld uitgewerkt. De diverse aspecten die een rol spelen komen eventueel aan de orde bij de cases over de bovenrivierdijk en de meerdijk.

Rivierdijken (boven- en benedenrivierengebied)

Bij rivierdijken is de langdurige hoge waterstand de maatgevende factor voor het ontwerp. Bij het bepalen van de fenomenen die invloed hebben op de waterspanningen ter plaatse van rivierdijken, is een splitsing gemaakt tussen het boven- en benedenrivierengebied. De buitenwaterstand van rivierdijken in het benedenrivierengebied wordt beïnvloed door de rivierafvoer en het getij. Bij bovenrivierdijken speelt alleen de afvoer een rol. Deze randvoorwaarden voor de waterspanningssituatie zijn derhalve verschillend. Daarnaast zijn dijken in het

benedenrivierengebied vaak gelegen op een dikkere deklaag bestaande uit klei en veen. In het bovenrivierengebied is deze deklaag dunner. De zandafzettingen liggen hier dichterbij het oppervlak.

Boezemkaden

Bij boezemkaden is een langdurige hoge waterstand de maatgevende factor voor het ontwerp. Het daarmee samenhangende verval is een belangrijke factor bij het bepalen van waterspanningen. Boezemkaden moeten bijna dagelijks een verval keren dat vergelijkbaar is met het ontwerpverval waarop ze zijn berekend. Daardoor is in dagelijkse omstandigheden een stationaire grondwaterstroming aanwezig. Aparte aandacht verdient de situatie van extreme droogte, met name in geval van uitdrogingsgevoelige kaden.

1.8 Totstandkoming van het TRW

Dit technische rapport is opgesteld in opdracht van de Dienst Weg- en Waterbouwkunde van Rijkswaterstaat (DWW) onder auspiciën van de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), door Fugro Ingenieursbureau B.V. in samenwerking met GeoDelft en Arcadis.

In de projectgroep zaten de volgende personen:

| | |
|----------------------------------|--|
| ir. M.T. van der Meer | (Fugro Ingenieursbureau B.V., auteur/redactie) |
| ir. J.C. Nijman | (Fugro Ingenieursbureau B.V., redactie) |
| ir. J. Niemeijer | (Arcadis, auteur) |
| ing. W.J. Post / ir. J. Heemstra | (GeoDelft, auteurs) |
| dr. B.G.H.M. Wichman | (Rijkswaterstaat DWW, projectbegeleiding) |

De projectgroep is bijgestaan door een klankbordgroep. In de klankbordgroep zaten de volgende personen:

| | |
|---------------------------|------------------------------------|
| J.A. Beijersbergen | (Provincie Zuid-Holland) |
| ir. P.J.L. Blommaart | (Rijkswaterstaat, DWW) |
| ir. E.O.F. Calle | (GeoDelft) |
| ir. J.R. Deutekom | (Grontmij) |
| ir. H. van Hemert | (DHV) |
| ing. R.A. Joosten | (HHRN Hollands Noorderkwartier) |
| dr. ir. J.W. van der Meer | (Infram) |
| ir. A.G. Wiggers | (Haskoning) |
| ing. E.J. Steenbergen | (HHRN v/d Alblasserwaard) |
| L.C. Vendrik | (HHRN Amstel, Gooi & Vecht) |
| ing. J.A. Vos | (voorheen Waterschap Rivierenland) |
| dr. B.G.H.M. Wichman | (Rijkswaterstaat, DWW) |

Adviseur

| | |
|------------------------------|---------------------------|
| prof. dr. ir. F.B.J. Barends | (GeoDelft, TAW, redactie) |
|------------------------------|---------------------------|

| | |
|------------------|---------------------|
| ir. G.A. de Raat | (DWW, eindredactie) |
|------------------|---------------------|

2 Processen en modellen

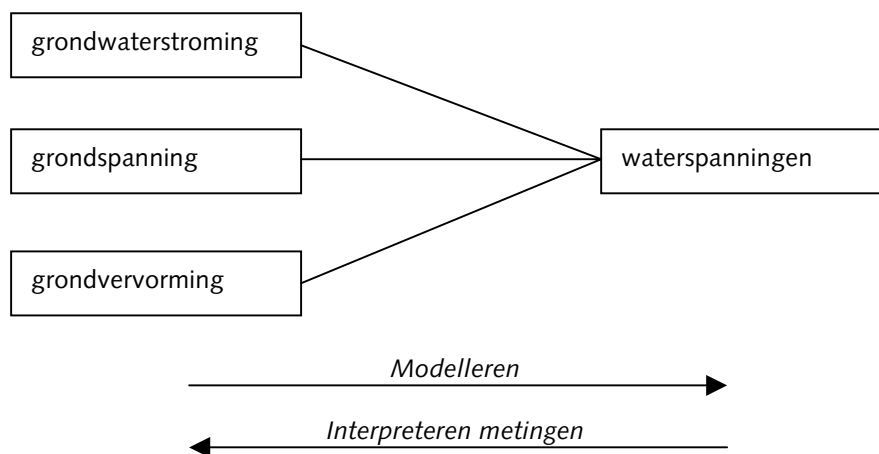
2.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt de achtergrondinformatie gegeven die nodig is om (via de stappen beschreven in hoofdstuk 3) tot een betrouwbare schematisering van waterspanningen in de dijk en de ondergrond te komen. Dit hoofdstuk is voor een belangrijk deel gebaseerd op het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (TRWG) en de leidraden (bijlage 9).

Onderscheid wordt gemaakt naar drie oorzaken van waterspanningen, namelijk

- door grondwaterstroming geïnduceerde waterspanningen;
- met grondspanning samenhangende waterspanningen;
- door grondvervorming geïnduceerde waterspanningen.

Zowel bij het berekenen van waterspanningen met behulp van de diverse methoden en modellen als bij het interpreteren van metingen van waterspanningen, moet rekening worden gehouden met deze drie mogelijke oorzaken. Dit beeld is in figuur 2.1 schematisch weergegeven.



Figuur 2.1 Oorzaken van waterspanningen

In dit hoofdstuk wordt vooral ingegaan op door grondwaterstroming geïnduceerde waterspanningen. Voor de twee andere typen oorzaken wordt verwezen naar het TRWG.

Leeswijzer hoofdstuk 2

Dit hoofdstuk is als volgt opgezet:

In paragraaf 2.2 worden de belangrijkste geohydrologische fenomenen beschreven.

Paragraaf 2.3 geeft een overzicht van beschikbare modellen, onderscheiden naar:

- schematisering en rekenmodel,
- de effecten op freatisch water,
- de stijghoogte in tussenlagen,
- de stijghoogte in de watervoerende zandlaag, met speciale aandacht voor:
 - invloed van de buitenwaterstand op grondwaterspanningen;
 - infiltratie uit neerslag en golfoverslag;
 - door vervormingen geïnduceerde grondwaterspanningen.

In paragraaf 2.4 is aangegeven hoe in de adviespraktijk voor verschillende belastingsituaties tot een eerste schematisering van de waterspanningen door grondwaterstroming wordt gekomen.

In paragraaf 2.5 is het gebruik van waterspanningsmetingen beschreven.

In paragraaf 2.6 zijn enkele ervaringen weergegeven en paragraaf 2.7 betreft een handreiking voor een eerste veilige schatting van karakteristieke parameters.

De theorie die in dit hoofdstuk wordt behandeld, is beschreven in de hoofdtekst en in bijlagen 3 en 4. Zowel in de paragrafen van dit hoofdstuk als in bijlage 3 en 4 zijn duidelijke verwijzingen opgenomen, zodat makkelijk vanuit de hoofdtekst naar de genoemde bijlagen kan worden overgeschakeld en andersom. In bijlage 3 wordt ingegaan op het bepalen van waterspanningen door middel van peilbuis- en waterspanningsmetingen en extrapolatiemodellen. In bijlage 4 zijn methoden voor het berekenen en voorspellen van waterspanningen gegeven.

2.2 Grondwaterstroming

2.2.1 Algemeen

De grondwatermechanica vormt de basis voor de bepaling van grondwaterspanningen. In deze paragraaf worden de verschillende processen en aspecten die een essentiële rol spelen, behandeld.

Achtereenvolgens wordt in de volgende paragrafen in gegaan op:

- grondwaterstroming en de samenhang met grondspanningen (par. 2.2.2);
- grondwaterstroming in het Hollandprofiel (par. 2.2.3);
- de referentie waterspanningsverdeling (par. 2.2.4);
- opdrijven en grenspotiaal van het afsluitend pakket (par. 2.2.5);
- freatische en elastische berging (par. 2.2.6);
- niet-stationaire grondwaterstroming in het Hollandprofiel (par. 2.2.7);
- twee- en driedimensionale grondwaterstroming (par. 2.2.8);
- de invloed van neerslag en overslag op de waterspanningen (par. 2.2.9);
- bijzondere aspecten (par. 2.2.10):
 - de capillaire zone boven de freatische lijn;
 - de freatische opbolling bij infiltratie;
 - indringingslengte;
 - de lekfactor en het kantelpunt;
 - stroming over laagscheidingen;
 - stroming langs en uit een talud en de stabiliteit van dat talud;
 - isotrope en anisotrope doorlatendheid;
 - najiling;
 - de hydrodynamische periode;
 - de indringingslaag (kunstmatige leklaag);
 - de tijdsafhankelijke lekfactor.

2.2.2 Grondwaterstroming en de samenhang met grondspanningen

In de grond is er altijd evenwicht tussen het grondskelet van korrels en het grondwater. Dit evenwicht wordt uitgedrukt in spanningen. Zo zijn de aanwezige waterspanning u en korrelskeletspanning σ' (effectieve spanning of korrelspanning) tezamen in balans met de spanningen die ontstaan door eigen gewicht en belasting σ (de grondspanning of totaalspanning), in formule: $\sigma = \sigma' + u$ (de wet van Terzaghi). Dit evenwicht verandert in principe niet als het grondwater stroomt. Bij stroming van grondwater zijn de waterspanningen anders dan bij stilstaand grondwater. Als de stroming instationair is (d.w.z. veranderend in de tijd) zijn ook de waterspanningen instationair (of niet-stationair). Bij gelijkblijvend grondgewicht en belasting moet de korrelspanning dan de veranderende waterspanning compenseren.

Als korrelspanningen veranderen, verandert het effectieve krachtenspel in de grond, dat de sterkte en de vervorming bepaalt. Een dijk staat immers dankzij de schuifweerstand van grond, want water kan geen schuif weerstaan.

Waterspanningen bepalen direct (het vormt ook een belasting die tegen de dijk staat) en indirect (via intern spanningevenwicht) de standzekerheid van een dijk en vormen de oorzaak van geleidelijke vervormingen (zwellen / consolidatie in slecht doorlatende grond) of snelle vervormingen (zetting/vloeiing bij grondstructuurwijziging). Waterstroming zelf is verantwoordelijk voor kwel en erosie (piping).

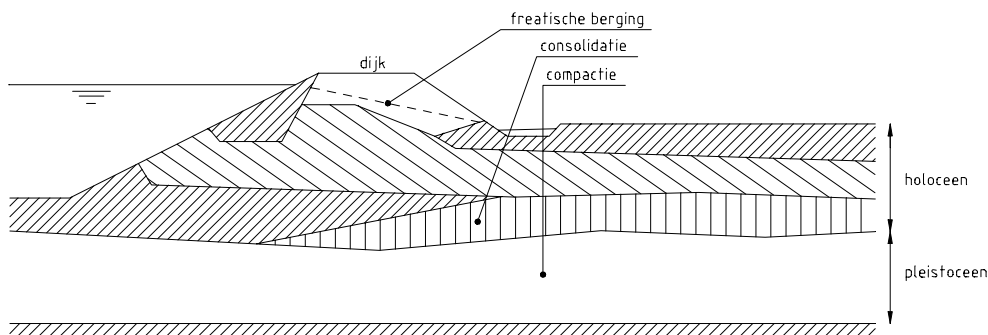
2.2.3 Grondwaterstroming in het Hollandprofiel

In principe is een dijk een weinig doorlatend element, dat in Nederland gewoonlijk rust op een watervoerend en onsamendrukbaar zandpakket (Pleistoceen) dat meestal is afgedekt met een semi-doorlatende toplaag (Holoceen). Het Holoceen en Pleistoceen vormen samen het Hollandprofiel (zie figuur 2.2a).

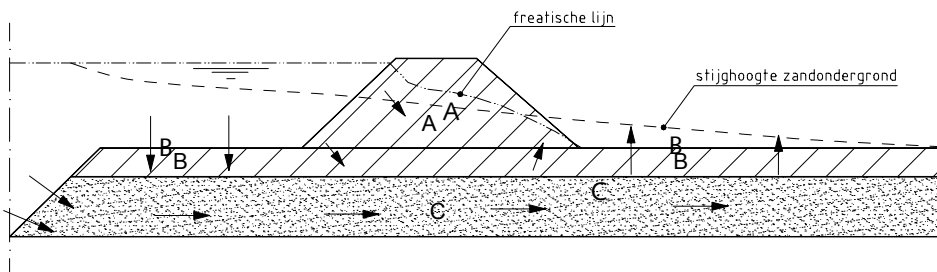
De belasting van buitenwater veroorzaakt in het algemeen een directe verandering van de stijghoogte in het watervoerend pakket en geleidelijk van de stijghoogte in de kering zelf (freatische lijn, waterspanningen in de toplaag en de dijk). Bovenbelasting (dijkversterking) veroorzaakt juist direct veranderingen van de waterspanningen in de kering zelf. Soms zijn ook diepere watervoerende lagen van invloed op het stromingsbeeld.

Berging

In de dijk kan water worden opgeslagen boven de grondwaterspiegel (freatische berging). In slappe grondlagen kan water worden geborgen in extra poriënruimte die ontstaat bij gronddeformatie (consolidatie) en in de zandlaag kan door (verticale) compactie ook waterberging optreden. Berging betekent dat effecten van grondwaterbeweging worden vertraagd en uitdempen. In principe is dit een tijdsafhankelijk proces dat bestaat omdat de belasting zelf tijdsafhankelijk is (hoogwater) of geleidelijk ontstaat (dijkversterking, bodemdaling).



Figuur 2.2a Hollandprofiel en bergingsmechanismen



Figuur 2.2b Grondwaterstroming in dijkprofiel en ondergrond

Schematisering grondwaterstroming in Hollandprofiel

Vanwege de gebruikelijke eigenschappen in het Hollandprofiel kan de grondwaterstroming globaal als volgt worden ingedeeld (zie figuur 2.2b):

- A. een tweedimensionale langzame stroming in een verticaal vlak door het dijklichaam (klei en / of zand met afdekking);
- B. een langzame verticale één-dimensionale stroming (infiltratie buitendijks en kwel binnendijks) door de afdekkende lagen (Holoceen);
- C. een één-dimensionale horizontale stroming van grondwater in de zandondergrond (Pleistoceen).

De volgende stappen worden gewoonlijk doorlopen bij de schematisering van de stijghoogte in dijk en ondergrond:

1. bepaling stijghoogte in Pleistoceen / watervoerend pakket, rekening houdend met waterstandsfluctuaties en hoogwaterduur;
2. controleren opdrijven / opbarsten (grenspotential) van de deklaag achter de dijk;
3. bepaling van de ligging van het freatisch vlak, rekening houdend met neerslag en dijksamenstelling;
4. bepaling aanpassing / indringingslengte in het slappe lagenpakket, rekening houdend met consolidatie;
5. bepaling verloop waterspanningen in de deklaag achter de dijk, rekening houdend met consolidatie.

Indien de belastingduur (hoogwater) lang is, kan de grondwaterstroming in het slappe lagen pakket (het Holoceen) als quasi-stationair beschouwd worden. In de verschillende lagen wordt dan uitgegaan van een lineair verloop van de waterspanningen.

Een aantal analytische oplossingen voor het bepalen van de stijghoogte in het watervoerend pakket voor een situatie met stationaire stroming zijn gegeven in bijlage b4.4.

2.2.4 De referentie waterspanningsverdeling

De waterspanningen ten gevolge van de belasting moeten worden opgeteld bij de referentie, de "nul-waarde". In het algemeen zou hiervoor kunnen worden uitgegaan van de gemiddelde waterstand buitendijks en het polderpeil binnendijks. Deze twee niveaus zijn ongelijk en induceren een grondwaterstroming met eigen waterspanningsverdeling. Dit is feitelijk de referentie voor de additionele effecten van een waterstandsverhoging. Deze referentie is niet echt stationair, maar fluctueert met de seizoenen: 's zomers lager dan 's winters. Het is gebruikelijk om jaargemiddelden te hanteren, zoals weergegeven op grondwaterkaarten (isohypsenkaarten). Aangezien het hier regionale gemiddelden betreft, kan de lokale situatie onvoldoende nauwkeurig zijn weergegeven voor het beoogde doel; voorzichtigheid is geboden. Voor het interpreteren van veldmetingen (stijghoogten) wordt erop gewezen dat deze altijd alle effecten bevatten, te weten: seizoenvariëaties en kortdurende effecten. Het vaststellen van de "nul-waarde" is derhalve soms lastig.

De "nul-waarde" kan significante invloed hebben op de evaluatie van de dijkstabiliteit.

2.2.5 Opdrijven en grenspotential van het afsluitend pakket

Opdrijven (hydraulische groundbreuk) treedt op als de waterdruk in de bodem groter wordt dan het gewicht van het bovenliggende grondpakket. De toplaag wordt hierbij door de waterdruk in de onderliggende zandlaag opgetild. Er ontstaat een dunne waterfilm tussen beide grondlagen, waarin de stijghoogte begrensd is (gelijk aan het gewicht van de toplaag) en waarin de schuifweerstand verdwenen is. Als de toplaag dun is of zwakke plekken bezit (sloot, oude put, wortelkanaal, niet gedichte sondering) kunnen (zandmeevoerend) wellen ontstaan, die de waterdruk door middel van kwel reduceren. Deze wellen kunnen door voortgaande erosie (piping) de dijk ondermijnen. Opdrijven zal bij rivierdijken onder ontwerpomstandigheden - maar ook soms bij lagere waterstanden - op veel plaatsen voor kunnen komen, vooral in het benedenrivierengebied. Voor de stijghoogten in het watervoerend zandpakket binnendijks, onder de toplaag, en dus ook voor de waterspanning onder de dijk kan dit een aanzienlijke reductie betekenen. Opdrijven heeft evenwel een groot effect op de dijkstabiliteit vanwege de afname van de schuifweerstand door de opdrijfzone.

Opdrijven impliceert een extra (interne) randvoorwaarde en dient voor een goede weergave van het stromingsbeeld in de modellering te worden meegenomen.

Bij opdrijven wordt gesproken van grenspotential ϕ_g . Een toelichting op dit begrip alsmede de wijze waarop de grenspotential kan worden berekend is aangegeven in bijlage b4.1.

2.2.6 Freatische- en elastische berging

Er kan onderscheid gemaakt worden tussen freatische berging en elastische berging.

Freatische berging treedt op als bij een stijgende, vrije grondwaterspiegel de poriënruimte van de grond met water gevuld raakt. De kenmerkende parameter voor freatische berging is de porositeit n van de grond. Daar echter nooit alle poriën geheel met water worden gevuld, gebruikt men in dit verband een zogenaamde effectieve porositeit (circa 70% van n).

Elastische berging doet zich voor wanneer de effectieve grondspanning verandert. Dit is het geval als de grondwaterspanning verandert bij gelijkblijvende grondspanning (totaalspanning). Daarbij verandert de ruimte in de poriën, die door water kan worden gevuld. Is er een fractie lucht in het grondwater (of methaan) dan kan het grondwater zelf ook comprimeren of uitzetten, hetgeen resulteert in extra bergend vermogen. Deze effecten worden in rekening gebracht in het consolidatieproces via de consolidatiecoëfficiënt, waarin de eigenschappen van stroming en berging zijn verdisconteerd. In bijlage b4.2 is aangegeven hoe de bergingscoëfficiënt (welke direct is gerelateerd aan de consolidatiecoëfficiënt) kan worden berekend.

Freatische berging en elastische berging treden alleen op tijdens niet-stationaire grondwater stroming. Daarbij is het vermogen van freatische berging orden groter dan van elastische berging. De elastische berging speelt zich af in een groter gebied dan de freatische berging.

Elastische berging is gecorreleerd aan de stijfheid van de grond. Hoe stijver de grond, hoe kleiner de rekken en hoe kleiner de elastische berging. Zand is stijf en heeft dus een geringe elastische berging. Klei en veen zijn slap, waardoor elastische berging een grotere rol kan spelen. Bij dikke kleilagen kunnen daardoor bij het passeren van een hoogwatergolf aanzienlijk lagere waterspanningen ontstaan dan bij stationaire stroming. In een zandpakket is de elastische berging meestal te verwaarlozen, zeker ten opzichte van de freatische berging,

2.2.7 Niet-stationaire grondwaterstroming in het Hollandprofiel

Afhankelijk van het bergend vermogen en de doorlatendheid is de grondwaterstroming overwegend stationair of niet-stationair. De doorlatendheid kan worden uitgedrukt in de consolidatietijd of hydrodynamische periode, ten opzichte van de duur van de belasting. In het zandvoerend pakket is de consolidatietijd maximaal een uur. In het slappe lagenpakket is dit weken tot maanden. Bij een hoogwaterbelastingduur van enkele dagen moet derhalve in het slappe lagenpakket met niet-stationaire grondwaterstroming (consolidatie) rekening worden gehouden en in het watervoerend zandpakket met stationaire stroming.

Omdat beide lagen met elkaar communiceren, veroorzaakt de niet-stationaire stroming in de toplaag toch ook een tijdsafhankelijk gedrag van de stroming in het zandpakket. Stijghoogten gemeten in het zandpakket tijdens hoogwater vertonen derhalve een tijdsafhankelijk gedrag, dat niet wordt veroorzaakt door de berging in het zand, maar door de berging in de omliggende slappe lagen. In de geohydrologie wordt dit meestal niet onderkend. Men hanteert daar een stationaire stroming in de toplaag (de hydraulische weerstand) en schrijft het niet-stationaire gedrag toe aan berging in de watervoerende laag. Dit is fundamenteel onjuist [Bauduin & Barends, 1987]. Bij de toepassing van geohydrologische rekenmodellen (bijvoorbeeld het Jacob-Hantush model) dient hiermee rekening te worden gehouden.

In benedenrivierdijken treedt vrijwel altijd niet-stationaire grondwaterstroming op. In bovenrivierdijken is dat minder het geval. Boezemkaden keren in principe een nagenoeg stationaire waterstand. Zee- en meerdijken vertonen afhankelijk van de samenstelling al dan niet tijdsafhankelijk gedrag.

Voor het in rekening brengen van niet-stationaire stroming zijn eenvoudige quasi-stationaire concepten ontwikkeld die in dit rapport uitgebreid worden behandeld (bijlage 1, 2 en 4).

2.2.8 Twee- en driedimensionale grondwaterstroming

In normale gevallen zal een quasi-tweedimensionale aanpak van grondwaterstroming bij waterkeringen voldoen gezien de langgerektheid en de symmetrie. Met de quasi-tweedimensionale aanpak wordt de grondwaterstroming in de zandlaag horizontaal verondersteld en in de toplaag verticaal. De berging wordt alleen met verticale vervorming gemodelleerd (zie figuur 2.2b). Het verwaarlozen van de verticale stromingscomponent in de watervoerende zandlaag, de horizontale stromingscomponent in de toplaag en de horizontale vervorming resulteert alleen in bijzondere gevallen tot merkbare fouten [Barends & Weijers, 1989]. De freatische berging, die alleen in doorlatende zanddijken van significante invloed is, vereist meestal een tweedimensionale aanpak.

Voorbeelden van bijzondere situaties waarin een driedimensionale aanpak moet worden overwogen zijn:

- stromingen in de omgeving van kunstwerken zoals sluizen en stuwen;
- stromingen in de omgeving van een zandput;
- stromingen in geval van een voorland en een relatief scherpe rivierbocht.

Voor voorbeelden van driedimensionale stroming zie [GeoDelft, 1978].

2.2.9 Invloed van neerslag en overslag op de waterspanningen

Onder extreme neerslag wordt het optreden van een langdurige regenachtige periode verstaan. Hierdoor stijgen de freatische lijn en de waterspanning in en naast de dijk, waardoor de stabiliteit van een dijk ongunstig beïnvloed wordt. De hoeveelheid neerslag wordt veelal uitgedrukt als mm/etmaal.

Overslag treedt op wanneer golven reiken tot boven de kruinhoogte. Overslag heeft min of meer hetzelfde effect als extreme neerslag. Overslag wordt uitgedrukt als een debiet (l/s) per strekkende meter dijk. Overslag speelt een rol bij de erosiebestendigheid van de dijk, de afwerking van het binnentalud en de afvoer van water aan de buitenzijde van op het binnentalud aanwezige panden. Aan de mate van overslag worden geen afzonderlijke eisen gesteld uit oogpunt van het effect op de stijghoogte in en onder de dijk.

De mate waarin de freatische lijn en de waterspanning in en naast de dijk stijgen als gevolg van een langdurige regenachtige periode is afhankelijk van een aantal factoren die te maken hebben met de opbouw van de dijk. Meer specifiek wordt met deze factoren onder andere bedoeld: doorlatendheden, bergingscapaciteit van water, hoeveelheid verhard oppervlak, helling en begroeiing van taluds.

Een goede berekening van het neerslageffect en overslageffect op de freatische lijn en de waterspanning in en naast de dijk is niet mogelijk (zie ook paragraaf 2.4.5). Onderstaand wordt wel een aantal aspecten behandeld die een belangrijke rol spelen.

Invloed van verharde en onverharde oppervlakken op de infiltratie van neerslag en overslag

De mate waarin het oppervlak van dijken is voorzien van verharde en onverharde oppervlakken is mede bepalend voor de invloed van neerslag op de waterspanning in dijken. Daarbij valt te denken aan:

- buitentalud met asfaltbekleding (met name zee- en meerdijken), waarbij het regenwater over de asfaltbekleding afstroomt naar de buitenteen van de dijk, zodat er ter plaatse van het buitentalud een verminderde invloed is van neerslag op de waterspanning in de dijk;
- bebouwd gebied, waar regenwater wordt afgevoerd naar de riolering, waardoor er een verminderde invloed is van neerslag op de waterspanning in de dijk;
- wegverharding in onbebouwd gebied, waar regenwater wordt afgevoerd naar de wegbermen, zodat ter plaatse van de wegbermen, afhankelijk van het afschot van de wegverharding, meer regenwater kan infiltreren in de dijk.

Stroming over het taludoppervlak

Neerslag die op het talud van een dijk valt zal voor een deel afstromen over het oppervlak van het talud. Door de scheepvaart en windopwaaiing kan water over de kruin van de dijk via het binnentalud de polder instromen.

Stroming via bodemstructuren

In kleigrond boven de freatische lijn vinden rijpingsprocessen plaats. Onder invloed van zwel- en krimpprocessen en biologische activiteit worden structuren gevormd. Daarbij kan onderscheid worden gemaakt in een grof continu systeem van scheuren, worm- en wortelgangen tussen de grotere structuren, en in een fijner minder continu systeem van kleine poriën in de grotere structuren. De grove structuren hebben een lengte van maximaal 1 m.

Visueel onderzoek van doorsneden van bestaande kleidijken heeft aangetoond dat de kleilaag boven de gemiddeld laagste freatische lijn globaal in drie zones is onder te verdelen. Van beneden naar boven betreft dit de volgende zones:

- zone 1: nauwelijks gestructureerde, maar wel gecompacteerd laag in de zone waar de freatische lijn zich een groot deel van de tijd bevindt;
- zone 2: gestructureerde laag met een dichte pakking;
- zone 3: intensief gestructureerde laag met een losse pakking.

De dikte van de zones 1, 2 en 3 wordt, naast de samenstelling van het dijkmateriaal, bepaald door de historie, de wijze van aanbrengen van de dijk, en omstandigheden zoals hoogte en variatie van de freatische lijn en de ligging onder gras of asfalt. De aanwezigheid van zandlenzen kan het beeld verstoren. Onder de gemiddeld laagste freatische lijn is de grond vrijwel permanent verzadigd, zodat hier geen rijpingsprocessen plaatsvinden. De structuurvorming kan wel aanwezig zijn vanuit een periode dat deze grond zich nog boven de freatische lijn bevond. Door ophoging en zetting van de dijk door de eeuwen heen komt grond die ooit boven de freatische lijn heeft gelegen en daar rijpingsprocessen heeft ondergaan onder de freatische lijn te liggen. De oorspronkelijk gestructureerde grond is onder de freatische lijn meestal gecompacteerd.

Absorptie in de onverzadigde zone en verdamping

Neerslag die op het talud van een dijk valt, zal voor een belangrijk deel door de onverzadigde zone worden geabsorbeerd. In de praktijk zullen de scheuren tussen de structurelementen dicht worden gedrukt door het zwellen van de structurelementen. In droge kleigrond wordt de doorlatendheid van de grond vooral bepaald door de mate van scheurvorming van de grond. Wanneer het vochtgehalte in de structurelementen toeneemt, neemt de doorlatendheid van de structurelementen met enkele orden toe. Waarschijnlijk neemt de doorlatendheid van de grond per saldo toe, ondanks het dicht drukken van de scheuren tussen de structurelementen.

Neerslag die op het talud van een dijk valt en voor een groot deel door de onverzadigde zone wordt geabsorbeerd, zal voor een klein deel uitzakken naar de kern van de dijk en voor een groter deel verdampen (evapo-transpiratie).

Aansluiting kleibekleding op wegverharding

Het is van belang dat de kleibekleding van de dijk goed aansluit op de wegverharding. Bij een wegverharding in onbebouwd gebied wordt het regenwater vaak afgevoerd naar de wegbermen, zodat zich ter plaatse van de wegbermen meer regenwater verzamelt, afhankelijk van het afschot van de wegverharding. Juist op de plaats van de wegfundering ontbreekt de kleiafdeklaag. Bovendien zijn ter weerszijden van een wegverharding in onbebouwd gebied vaak rijsporen aanwezig, die zijn veroorzaakt door elkaar passerend verkeer op de te smalle wegverharding. Een wegverharding heeft vaak een fundering van slakken of puin op zand. Bij een ongunstige combinatie van deze factoren kan regenwater gemakkelijk naar het zand in het cunet van de weg stromen, en van daaruit infiltreren in de kern van de dijk.

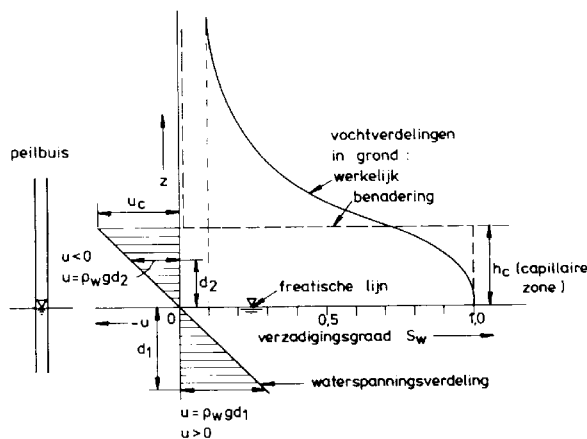
Er worden daarom in dit soort situaties vaak overgangsconstructies toegepast zoals grasbetontegels in de kleiafdeklaag die moeten voorkomen dat de berm stuk gereden wordt. Een andere mogelijkheid is het oppervlaktewater af te voeren met behulp van molgoten.

2.2.10 Bijzondere aspecten*De capillaire zone boven de freatische lijn*

Bij de beoordeling van dijkstabiliteit wordt aanbevolen geen gebruik te maken van het sterkte-effect als gevolg van onderdruk in de capillaire zone.

Het stroombeeld in de dijk wordt aan de bovenzijde in feite niet echt begrensd door de freatische lijn. De freatische lijn is in wezen de hypothetische positie waar de waterdruk gelijk is aan de atmosferische druk. Boven die lijn is, afhankelijk van de grondsoort, een zekere zone aanwezig waarin zich door capillaire opstijging ook grondwater bevindt: de capillaire zone. Daar stroomt het water ook, maar verticaal. De grond direct boven de freatische lijn is in het algemeen volledig met water verzadigd, terwijl verder naar boven de verzadigingsgraad afneemt. Een duidelijke begrenzing van de volledig verzadigde zone boven de freatische lijn is niet aan te wijzen. In de praktijk legt men deze grens wel bij een verzadigingsgraad van 75%. De capillaire opstijging is afhankelijk van de grondsoort en bedraagt gemiddeld:

- in grof zand: ca. 0,02-0,05 m;
- in matig fijn tot matig grof zand: ca. 0,12-0,35 m;
- in silt: ca. 0,70-1,50 m;
- in klei: ca. 2-4 m of meer.



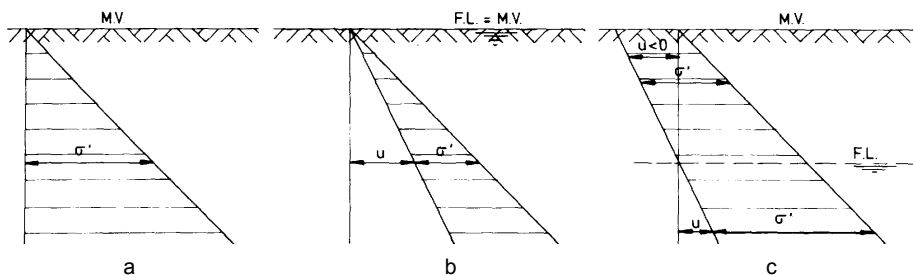
- Symbolen
- u = waterspanning;
 - u_c = capillaire waterspanning
 - ρ_w = volumieke massa water
 - g = versnelling zwaartekracht
 - d = hoogte ten opzichte van de freatische lijn

Figuur 2.3 Capillaire zone

Er is in de capillaire zone een bijzonder mechanisch effect op de korrelspanning. Door de negatieve waterspanningen, dat wil zeggen een onderdruk ten opzichte van de atmosferische druk, nemen de korrelspanningen in de capillaire zone toe (figuur 2.3). Dit aspect kan een belangrijke rol spelen bij de draagkracht van de grond, met name ten aanzien van de stabiliteit van taluds en de begaanbaarheid van binnendijkse bermen en de kruin van de dijk. Vergroting van de schuifweerstand van de grond is te bewerkstelligen door de freatische lijn in de dijk middels een drainageconstructie laag te houden. Hierdoor stijgt de capillaire korrelspanning in de grond, mits de doorlatendheid van de grond dit toelaat.

Wat betreft de begaanbaarheid, bepaald door de korrelspanningen σ' direct onder het maaiveld, spreekt figuur 2.4 voor zich. De grootste draagkracht van het maaiveld is aanwezig in het geval van capillaire opstijging.

Een belangrijk aspect dient hierbij in overweging te worden genomen. Als de capillaire zone groot is (met een hoge verzadigingsgraad) dan is er maar weinig filtratiewater nodig om de freatische lijn te laten stijgen. Het sterkte effect door onderdrukken is dan snel weg. In zand is dit verschijnsel zelf te constateren op het strand, vlakbij de waterlijn. Net buiten de waterlijn is het natte zand bijzonder stevig, net in het water slap.



- Situatie:
- a = droge grond
 - b = verzadigde grond met freatische lijn op het maaiveld
 - c = verzadigde grond met freatische lijn onder het maaiveld en capillaire opstijging

Figuur 2.4 Korrelspanningen en waterspanningen direct onder het maaiveld

De freatische opbolling bij infiltratie

Nederland is in bepaalde seizoenen regenachtig. De neerslag draagt voor een deel (ca. 20%) als infiltratie bij tot het grondwater. De grondwaterspiegel stijgt en dit leidt mettertijd tot zijdelingse afstroming naar de rand (sloten, dijkhellingen). Er treedt opbolling op van de freatische lijn. De hiermee samenhangende verhoging van de waterspanningen heeft invloed op de mechanische stabiliteit van een dijk.

Veel dijken zijn in de loop van eeuwen ontstaan, en deze oudere dijken zijn steeds opgehoogd met verschillende materialen. Het verkeer erop zorgde voor compactie. Oude dijkkernen zijn derhalve relatief dicht en ondoorlatend. De opbolling van de freatische lijn in deze dijken komt langzaam tot stand maar is ook hardnekkig. Het is niet ongebruikelijk dat in dijken een relatief (soms erg) hoge freatische lijn wordt gevonden. Bovendien is er in deze dijken veelal een relatief grote capillaire zone. Een verzadigde dijk is meer kwetsbaar, zowel voor macrostabiliteit als voor erosie.

Indringingslengte

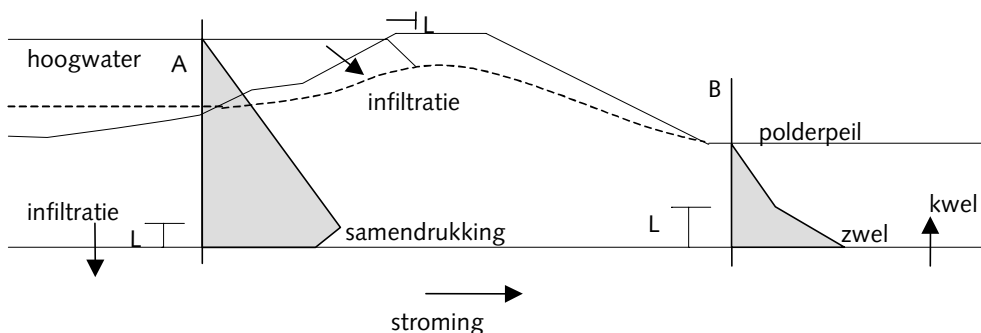
De hoogte waarover de waterspanningsvariaties in het watervoerend pakket van betekenis zijn voor de waterspanningen in het samendrukbare pakket, wordt aangeduid met indringingslengte L . Deze geeft de zone aan waarin de toegenomen waterspanning merkbaar is. De indringingslengte speelt een rol bij freatische stijging in een zanddijk en bij consolidatie op het grensvlak zandlaag-toplaag.

De mate van indringing van een hogere stijghoogte vanuit een watervoerende zandlaag naar een relatief slecht doorlatende afdekkende klei- of veenlaag is van belang voor de binnenwaartse macrostabiliteit van een waterkering. Door hogere waterspanningen nemen de korrelspanningen en maximaal opneembare schuifkrachten van de grond af en kan een instabiliteit optreden.

In figuur 2.5 staat schematisch aangegeven wat wordt verstaan onder de indringingslengte. Voor de stabiliteitsberekeningen wordt in deze zone waarover de indringingslengte zich uitstrekt, een lineaire benadering van het waterspanningsverloop aangenomen. Buiten de zone worden de waterspanningen geacht niet beïnvloed te zijn. De indringingslengte hangt samen met de doorlatendheid (de af- of instroomcapaciteit) en de freatische of elastische berging. De indringingslengte is derhalve tijdsafhankelijk. Naarmate de hoogwaterbelasting langer duurt, neemt de indringingslengte proportioneel met de wortel van de tijd toe:

$$L(\cdot) \propto \sqrt{t}.$$

Als de belastingduur zo lang is dat L groter wordt dan de dikte van het samendrukbare pakket, dan is de grondwaterstroming feitelijk stationair geworden. Aangezien dit bijvoorbeeld voor benedenrivierdijken zeker niet het geval is, wordt de indringingslengte in de stabiliteitsanalyse gebruikt om de tijdsafhankelijke grondwaterstroming quasi-stationair te modelleren. Daarbij dient rekening te worden gehouden met het lokale proces: samendrukking (A) en zwel (B).



Figuur 2.5 Indringing waterspanningen en relevante processen

De grootte van de indringingslengte hangt af van de geohydrologische parameters en het verloop van de waterstand.

De wijze waarop de indringingslengte kan worden berekend is gegeven in bijlage b4.3.

Lekfactor

De grondwaterstroming onder de dijk hangt samen met de doorlaatcapaciteit van het systeem. In het Hollandprofiel wordt die capaciteit bepaald door de weerstand van de topklaag en het doorlaatvermogen van de onderliggende zandlaag. Beide fenomenen tezamen worden uitgedrukt in de zogeheten lekfactor λ , een lengtemaat voor de watervoerende zandlaag en in die zin vergelijkbaar met de indringingslengte in de samendrukbare topklaag. De lekfactor is gelijk aan de wortel van het product van doorlaatvermogen of transmissiviteit T (kD -waarde) en topklaagweerstand c (hydraulische weerstand):

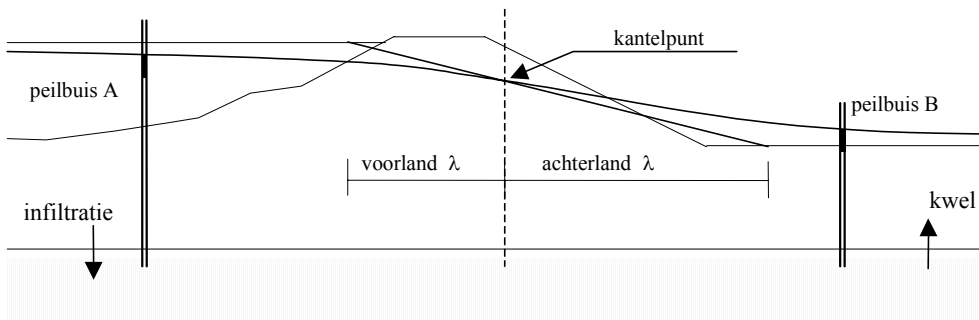
$$\lambda = \sqrt{Tc}$$

waarin:

- λ = lekfactor [m]
- T = transmissiviteit (kD -waarde) van het zandpakket [m^2/dag]
- c = topklaagweerstand/hydraulische weerstand [dag]
- k = doorlatendheid van zandlaag [m/dag]
- D = dikte van de zandlaag [m]

Kantelpunt

Bij een dijk met voorland is er buitendijks een andere lekfactor dan binnendijks; de topklaag is niet dezelfde. De lekfactor bepaalt in wezen het horizontale invloedsgebied voor en achter de dijk waar de sprong in de waterstand (hoogwater versus polderpeil) merkbaar is (zie figuur 2.6). Praktisch gesproken is de afstand van de dijk waar nog 5% van die sprong merkbaar is gelijk aan drie keer die lekfactor. In Nederland varieert de waarde van de lekfactor van honderd meter tot een kilometer. Het theoretische punt waar de invloeden buiten- en binnendijks elkaar treffen heet het kantelpunt. De verticale positie van het kantelpunt wordt bepaald door de verhouding van de buitendijkse en binnendijkse lekfactor. Deze positie is belangrijk aangezien het de absolute grootte van de waterspanning onder de dijk aangeeft. In bijlage b3.3 wordt dieper op de lekfactor en kantelpunt ingegaan.

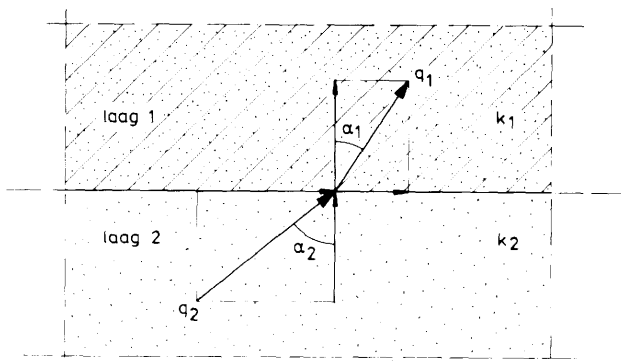


Figuur 2.6 Infiltratie- en kwelstroming onder de dijk; lekfactor en kantelpunt

Stroming over laagscheidingen

De stroming bij grondlagen van verschillende doorlatendheid wordt gekenmerkt door breking van de stroomlijnen. De breking hangt samen met het contrast in doorlatendheid. In figuur 2.7 is deze relatie grafisch weergegeven.

Voor de breking geldt: $\tan(\alpha_1)/\tan(\alpha_2) = k_1/k_2$



Figuur 2.7 Strooming bij laagscheidingen

Afhankelijk van de doorlatendheidsverhouding treedt er bij een laagscheiding wijziging op in de stroomrichting. Als voorbeeld nemen we een kleilaag (laag 1) op een zandlaag (laag 2) met een doorlatendheidsverhouding $k_2/k_1 = 10^4$. Bij een vrijwel verticaal gerichte strooming door de kleilaag $\alpha_1 = 1^\circ$ volgt voor de richting van de strooming in de zandlaag: $\alpha_2 = 89,7^\circ$ (een vrijwel horizontale strooming). Deze situatie treedt gewoonlijk op in het Hollandprofiel. Het maakt de vereenvoudigde schematisering van verticale strooming in de toplaag en horizontale strooming in de zandlaag realistisch.

Strooming langs en uit een talud en de stabiliteit ervan

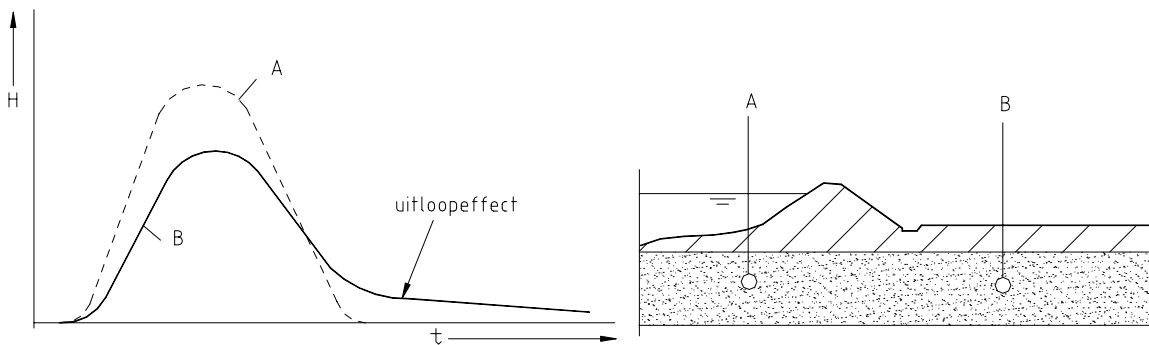
De grondwaterstrooming uit of langs een talud heeft een groot effect op de lokale grondmechanische stabiliteit. Deze uitwendige grondwaterstrooming kan optreden langs het talud door kwel of door uitstroom van geïnfiltreerde regen of (golf)overloop. Het effect reduceert de maximale taludhelling in droge periodes met circa 50%. Dat wil zeggen, dat een niet-cohesieve taludhelling (droog zand met een interne schuifhoek van 30%) bij uit- of langsstroom reduceert tot 1:7. Bij cohesieve grond (klei, grasmat) helpt de cohesie, maar bedacht moet worden dat de samenhang van de grond door bodemwerking (biologische activiteit) lokaal (scheuren, wortelzones) gering kan zijn. In tegenstelling tot korrelsgewijze erosie bij zand, gaat de erosie bij klei met (grote) kluiten.

Stationaire strooming bij isotrope en anisotrope doorlatendheid

Men spreekt van isotrope doorlatendheid als de doorlatendheid van de grond onafhankelijk is van de richting. In gesedimenteerde grondlagen in delta's is de horizontale doorlatendheid gewoonlijk een factor 1,5 (zand) tot 3 (klei en veen) groter dan de verticale. In de vereenvoudigde schematisering (verticale strooming in de toplaag en horizontale strooming in de zandlaag) kan hiermee rekening worden gehouden.

Naijling

Tijdens een hoogwater volgt de waterspanning met een zekere vertraging het verloop van de waterstand op de rivier. Na een hoogwater blijft de waterspanning nog lang hoog te blijven. Dit wordt het naijling of uitloopeffect genoemd [GeoDelft, 1986]. Voor dit fenomeen is een fysische verklaring te geven. De naijling wordt veroorzaakt door de bergingscapaciteit van het systeem. Deze wordt bij belastingen als het ware gevuld, daarbij gestimuleerd door de buitenwaterstand. Bij het wegvallen van de belasting valt die stimulering weg. De opgebouwde berging zal wegvloeien, daarbij aangedreven door de geborgen waterhoeveelheid zelf, die met de tijd afneemt. Dit wegvloeien verloopt derhalve steeds langzamer. In figuur 2.8 is dit proces verduidelijkt. Bij een snelvolgende tweede hoogwater is de nog verzadigde dijk zwakker door dit effect.



Figuur 2.8 Naijling of uitloopeffect

De hydrodynamische periode

De hydrodynamische periode T_c (zo genoemd door Terzaghi) is in feite de consolidatieperiode. Voor één-dimensionale consolidatie is die periode afhankelijk van de laagdikte d en de consolidatiecoëfficiënt c_v :

$$T_c = 2 d^2 / c_v$$

waarin

- T_c = hydrodynamische periode [s]
- d = laagdikte [m]
- c_v = consolidatiecoëfficiënt [m^2/s]
- 2 = factor behorende bij 99% consolidatie

De tijd t gemeten sinds de start van het hoogwater, die correspondeert met 50% van de consolidatie is: $t = 0,10 T_c$. Dit laat zien dat waterspanningen aanvankelijk snel reageren, maar gaande het proces steeds langzamer.

De tijdsafhankelijke lekfactor

De methode van de tijdsafhankelijke lekfactor maakt het mogelijk om in allerlei situaties (kwel, opdrijven, infiltratie) op correcte wijze rekening te houden met de beperkte hoogwaterduur. Het maakt optimaal ontwerpen en interpretatie van tijdsafhankelijke waarnemingen mogelijk. Hier wordt in detail op ingegaan in bijlage b3 (par. b3.5).

De tijdsafhankelijke stroming die tijdens een normale hoogwaterperiode als gevolg van de bergingsprocessen in de toplaag ontstaat, kan op praktische wijze worden meegenomen in de vereenvoudigde schematisering: verticale consolidatie en kwel in de toplaag en horizontale stroming in de zandlaag. Dit leidt tot de methode van de tijdsafhankelijke lekfactor [Barends, 1982]. Hierbij zijn de uitdrukkingen voor de tijdsafhankelijke stroming onder de dijk identiek aan die voor stationaire stroming, zij het dat de in de formules voorkomende lekfactoren op generieke wijze van de tijd afhankelijk zijn. Dit hangt samen met de gekozen modellering.

Het blijkt dat de lekfactoren proportioneel afhangen van de vierde machtswortel van de tijd (of de frequentie):

$$\lambda (:) t^{1/4}.$$

waarin

- t = tijd gemeten sinds de start van het hoogwater [dag]

Een specifiek probleem is uitgewerkt voor een dijk met een voorland [Bauduin & Barends, 1987]. Het blijkt dat de respons onder de dijk kan voorlopen op die van het hoogwater (negatieve naijling). Dat impliceert dat waterspanningen snel hoog kunnen worden.

De indringingslaag (kunstmatige leklaag)

Door gebruik te maken van de hoogwaterduur kan een maatgevende situatie worden gekozen die, rekening houdend met de tijdsafhankelijke processen (consolidatie, freatische berging), op een veilige manier met een stationaire grondwaterstroming kan worden gesimuleerd. Daartoe worden de indringingslengte en de tijdsafhankelijke lekfactoren vastgesteld op een tijdstip dat overeenkomt met de belastingduur. Het waterspanningsverloop in de toplaag vertoont dan een knik (zie figuur 2.5). Deze geknikte lijn kan worden gemodelleerd door in de onderste zone van de toplaag een denkbeeldige laag aan te nemen met een passende fictieve doorlatendheid: de kunstmatige leklaag [GeoDelft, 1978]. De lekfactoren kunnen direct in de betreffende rekenformules worden ingevoerd. Op deze wijze kan de belastingduur op een correcte manier worden meegenomen. In bijlage b4.3 wordt dit nader toegelicht.

2.3 Methoden om waterspanningen te bepalen

2.3.1 Algemeen

Er zijn meerdere methoden om waterspanningen te bepalen:

- a. Meten;

Het verloop van de stijghoogte in de ondergrond kan in principe worden gebaseerd op metingen met peilbuizen en / of waterspanningsmeters (par. 2.3.2).
- b. Rekenmodellen;

Mocht het bepalen van de stijghoogten onder maatgevende condities aan de hand van metingen niet mogelijk zijn, dan kan de stijghoogte aan de hand van de laagopbouw en de laageigenschappen ook worden berekend met rekenmodellen (par. 2.3.3 t/m 2.3.8).
- c. Een combinatie van metingen en rekenmodellen.

2.3.2 Peilbuiswaarnemingen en waterspanningsmetingen

Peilbuiswaarnemingen en waterspanningsmetingen kunnen een belangrijke bron van informatie vormen bij het verkrijgen van inzicht in het geohydrologisch systeem bij dijken. Behalve voor rechtstreekse extrapolatie naar ontwerpomstandigheden kunnen de waarnemingen ook worden gebruikt om rekenmodellen te ijken aan werkelijk gemeten omstandigheden. Hierbij dient altijd rekening gehouden te worden met de invloed van toevallige variaties.

Peilbuizen lenen zich goed voor stijghoogtemetingen in de zandondergrond. Voor het meten van waterspanningen in klei zijn ze echter niet geschikt: door de berging in de buis wordt het lokale stromingsbeeld namelijk ingrijpend beïnvloed. Voor metingen in klei, veen en leem zijn speciale waterspanningsmeters beschikbaar. Zie ook bijlage b3.2.

De interpretatie van waarnemingen vraagt specifiek inzicht om deze te kunnen extrapoleren naar ontwerpomstandigheden. Men dient bij het ijken van het model en daarna bij het extrapoleren rekening te houden met de volgende invloeden:

- de invloed van het bereiken van de grenspotential bij opdrijven van de toplaag;
- de invloed van het onder water lopen van het voorland;
- de invloed van berging;
- de invloed van het wel of niet stationaire karakter van de buitenwaterstand en het corresponderende stromingsveld.

Daarnaast zijn er nog enkele factoren die ertoe kunnen leiden dat metingen niet representatief zijn voor een maatgevende situatie:

- bij het extrapoleren dient rekening te worden gehouden met mogelijke veranderingen in modelparameters in de toekomst (gaten graven in voorland, baggerwerkzaamheden e.d. buiten de eventuele beheerszone, beëindigen grondwateronttrekking achter de dijk etc.);
- de invloed van bodemvorming (biologische factoren, etc.).

Methoden om peilbuiswaarnemingen te extrapoleren naar maatgevende omstandigheden worden nader toegelicht in bijlage 3.

2.3.3 Achtergrond van de berekeningsmethodieken

Aan alle berekeningsmodellen voor grondwaterstroming liggen 2 principes ten grondslag:

De wet van Darcy

Voor homogene, onsamendrukbare vloeistof en isotrope doorlatendheid luidt deze:

$$q_x = -k \frac{\partial \varphi}{\partial x}$$

$$q_y = -k \frac{\partial \varphi}{\partial y}$$

$$q_z = -k \frac{\partial \varphi}{\partial z}$$

Symbolen: q = specifiek debiet [m/s]
 k = doorlatendheidscoëfficiënt [m/s]
 φ = $z + u/\rho g$ = stijghoogte [m]
 z = plaatshoogte [m]
 u = waterspanning [N/m²]
 ρ = volumieke massa van water [kg/m³]
 g = versnelling van de zwaartekracht [m/s²]

De wet van behoud van massa

Bij (quasi-)stationaire stroming volgt hieruit de zogenaamde continuïteitsvergelijking:

$$\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} = 0$$

Bij niet-stationaire stroming luidt deze continuïteitsvergelijking als volgt:

a. voor freatische berging:

$$n \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial (hq_x)}{\partial x} + \frac{\partial (hq_y)}{\partial y} = N$$

Symbolen: h = de stijghoogte ten opzichte van de basis van het doorstroomde pakket [m]
 N = de netto infiltratie door neerslag [m/s]
 n = de effectieve freatische porositeit [-]

b. voor elastische berging:

$$(m_v + n\beta) \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z}$$

Symbolen: m_v = samendrukbaarheid van de grond [m²/N]
 β = samendrukbaarheid van het water [m²/N]

Deze vergelijking wordt ook wel aangeduid als bergings- of consolidatievergelijking.

Uit de combinatie van de wet van Darcy en de wet van behoud van massa volgt de differentiaalvergelijking die de grondwaterstroming beschrijft, uitgedrukt in termen van stijghoogte φ of waterspanning u . Voor de oplossing zijn vervolgens voldoende en consistente randvoorwaarden en begincondities nodig.

Voor het oplossen zijn in principe vier mogelijkheden beschikbaar:

- een analytische oplossing;
- een numerieke benadering;
- een analoog model;
- een grafische benadering.

Op analytische en numerieke methoden wordt in de volgende paragrafen nader ingegaan. Het analoge model en de grafische benadering worden niet verder behandeld. Deze waren in het tijdperk van voor de computer populair.

2.3.4 Schematisering

De uitkomst van een berekening is sterk afhankelijk van de grondopbouw, de parameters en de randvoorwaarden en de keuze en het gebruik van het rekenmodel. De grondwaterstroming is in principe een driedimensionaal verschijnsel. In die gevallen waarbij in één richting geen grote wijzigingen optreden in geometrie, grondparameters en randvoorwaarden, is een tweedimensionale schematisering verantwoord. Met name voor de regionale geohydrologie is een schematisering tot quasi-tweedimensionaal horizontaal verantwoord. In veel gevallen volstaat voor de modellering van de grondwaterstroming onder een dijk een quasi-tweedimensionale verticale aanpak.

Er dienen meerdere keuzen te worden gemaakt:

1. De keus voor de grondschematisering, de parameterwaarden, randvoorwaarden en vereenvoudigde processchematisering (tijdsafhankelijk gedrag);
2. De te beschouwen mechanismen en belastingcombinaties;
3. De keus voor het rekenmodel.

In veel gevallen komt een conservatieve schatting overeen met een hoge schatting van de waterspanningen. Dit is echter niet altijd het geval. In geval van onzekerheid is het verstandig een gevoeligheidsanalyse uit te voeren.

Berekeningen kunnen worden gebaseerd op extrapolatie (paragraaf 2.3.5), op analytische modellen (paragraaf 2.3.6 en 2.3.7) en op numerieke modellen (paragraaf 2.3.8).

Er zijn vele modellen en simulatieprogramma's beschikbaar met ieder zijn specifieke voor- en nadelen. Derhalve wordt in de praktijk vaak een combinatie van modellen gebruikt. De in de praktijk meest gebruikte programma's zijn in bijlage b4.8 genoemd.

2.3.5 Extrapolatiemodellen

De kracht van berekeningen op basis van extrapolatie is dat de eigenschappen van het systeem worden bepaald uit dagelijkse omstandigheden. Een nadeel is dat de omstandigheden tijdens het meten en die tijdens het optreden van een ontwerp golf niet altijd dezelfde zijn. Vaak is het verschil tussen de golf waarbij gemeten kan worden en de maatgevende golf groot. Om berekeningen te kunnen uitvoeren op basis van extrapolatie moet er bij voorkeur overeenkomst zijn tussen de meetsituatie en de te beoordelen situatie: hoogwater, deining of getijde, of er moet een specifiek verband bestaan tussen de verschillende situaties.

Indien uitsluitend metingen worden gedaan, op basis waarvan de waterspanningen worden bepaald, is een reeks metingen gedurende verschillende getijperiodes of hoogwaterperiodes nodig. De relatie tussen de hoogste waterstanden tijdens de hoogwaterbelasting en de bijbehorende waterspanningen wordt vervolgens geëxtrapoléerd naar het Maatgevend Hoog Water (MHW). Extrapolatie is eenvoudig zolang de invloed van afwijkingen tussen de meetsituatie en de MHW-situatie mag worden verwaarloosd. Zie hiervoor paragraaf 2.3.2.

Voor aanvullende achtergrondinformatie over dit model (model 3A) wordt verwezen naar bijlage b3.3:

Model 3A Extrapolatie van peilbuiswaarnemingen zonder afwijkingen tussen meetsituatie en MHW-situatie
Bij een meting van de freatische lijn zal de invloed van de buitenwaterstand, regenval en het aanwezige vochtgehalte voor aanvang van een hoogwater in beschouwing moeten worden genomen om naar MHW-omstandigheden te extrapoleren.

2.3.6 Analytische modellen voor de interpretatie van peilbuiswaarnemingen

De kracht van analytische rekenmodellen is dat de berekening transparant is, waardoor makkelijk inzicht wordt verkregen in de grondwaterbeweging. Een gevoeligheidsanalyse is betrekkelijk eenvoudig uit te voeren. Een tweede voordeel van analytische rekenmodellen is dat de benodigde invoer beperkt is en daarmee het benodigde grondonderzoek. Een nadeel van de analytische oplossing is dat een sterke schematisering van de geometrie van de te onderzoeken situatie nodig is. Het gebruik van analytische rekenmodellen blijft daarom beperkt tot de eenvoudige en kwalitatieve gevallen. Voor ingewikkelde situaties zijn numerieke modellen nodig.

Analytische modellen gaan uit van een tweedimensionale, relatief homogene situatie. De geometrie en grondopbouw mogen daarom in de lengterichting van de dijk geen grote wisseling ondergaan.

In paragraaf 2.3.7 zijn enkele praktisch hanteerbare analytische modellen voor niet-stationaire grondwaterstroming genoemd en in bijlage 4 zijn deze in detail beschreven. Deze modellen zijn met name geschikt voor cyclische waterstandsvariëaties, zoals getijdebewegingen in het benedenrivierengebied, maar ook voor een hoogwatergolf in het bovenrivieren gebied. De ijking van relevante parameters kan plaatsvinden via peilbuiswaarnemingen. In peilbuiswaarnemingen zijn de effecten van heterogeniteit automatisch verdisconteerd. Indien dergelijke waarnemingen niet beschikbaar zijn, moeten de benodigde parameterwaarden, zoals doorlatendheid, stijfheid en laagdikte, met ander grondonderzoek worden vastgesteld.

De nauwkeurigheid van de uitkomsten van de analytische modellen is meestal kleiner, omdat er geen rekening kan worden gehouden met werkelijke mate van heterogeniteit.

De analytische modellen gaan uit van een geschematiseerde stroming die quasi-tweedimensionaal is. Er wordt rekening gehouden met consolidatie. Bij de toepassing wordt uitgegaan van het beginsel van superpositie. Dat wil zeggen dat effecten van waterstandsveranderingen bij de begintoestand worden opgeteld. Die begintoestand is een min of meer stationaire grondwaterstroming die afhangt van het seizoen. Het vaststellen hiervan is soms een probleem op zich. Zowel bij de ijking als bij de toepassing van de modellen voor maatgevende situaties dient hiermee rekening te worden gehouden.

In bijlagen b3.4 t/m b3.7 is de interpretatie van peilbuiswaarnemingen op basis van analytische modellen voor meerdere situaties uitgewerkt. De volgende modellen worden onderscheiden:

Model 3B Interpretatie van peilbuiswaarnemingen in het benedenrivierengebied in een situatie met een golf opgebouwd uit een min of meer stationaire en één of meer cyclische componenten, zonder dat daarin de invloed van hydraulische grondbreuk (opdrijven) en de invloed van het onder water lopen van het voorland worden betrokken. De procedure die is ontwikkeld voor het benedenrivierengebied kan worden toegepast indien peilbuiswaarnemingen op verschillende locaties in het dwarsprofiel gedurende de hele hoogwatergolfperiode zijn geregistreerd.

Model 3C Interpretatie van peilbuiswaarnemingen in het bovenrivierengebied waarbij rekening wordt gehouden met de tijdsduur van de hoogwaterstanden in de verschillende metingen. Door het toepassen van het superpositiebeginsel in de tijd kan voor iedere vorm van de hoogwatergolf de reactie ter plaatse van peilbuisobservatiepunten worden nagebootst op basis van dezelfde analytische modellen, die bij de interpretatie van 13-uursmetingen zijn gebruikt. Door succesieve aanpassingen van de tijdsafhankelijke lekfactoren kan het gemeten peilbuisverloop in overeenstemming worden gebracht met het berekende verloop. Voor deze aanpak is er de beschikking over een numeriek model (WATEX), waarin op basis van analytische formules voor een aantal relevante dijkprofielen de superpositie in de tijd wordt geregeld, rekening houdend met demping, vertraging en naijling. Aldus kan rekening worden gehouden met de duur van hoogwater. Hiermee kan in sommige situaties een belangrijke winst worden bereikt. De achtergrond van deze methode wordt uiteengezet in bijlage b4.5.

- Model 3D Interpretatie van peilbuiswaarnemingen indien rekening moet worden gehouden met de invloed van hydraulische grondbreuk.
- Model 3E Interpretatie van peilbuiswaarnemingen indien rekening moet worden gehouden met de invloed van het onder water lopen van het voorland.

2.3.7 Analytische modellen voor grondwaterstroming

In bijlage 4 is een aantal analytische oplossingen gegeven voor het bepalen van de stijghoogte in het watervoerend pakket, zowel voor een situatie met stationaire stroming als voor een situatie met niet stationaire stroming. Tevens is het op analytische oplossingen gebaseerde programma WATEX nader beschreven. In deze paragraaf is het overzicht gegeven van onderscheiden modellen.

Stationaire stroming

Oplossingen zijn gegeven voor:

- Model 4A Stroming in een zandondergrond onder een ondoorlatende dijk met slecht doorlatende, afdekkende lagen in het voor- en achterland, zonder radiale intree of uittree van water. Hierbij zijn versimpelingen van de formules gegeven voor situaties met een uitgesproken breed voorland of achterland en voor situaties met een voorland of een achterland van beperkte breedte (zie par. b4.4).
- Model 4B Stroming in een zandondergrond onder een ondoorlatende dijk, met ondoorlatende lagen in het voor- en achterland, en met radiale intree en uittree van water (zie par. b4.4).
- Model 4C Stroming in een zandondergrond onder een ondoorlatende dijk en berm, waarbij binnendijs een grenspotential optreedt (zie par. b4.4).

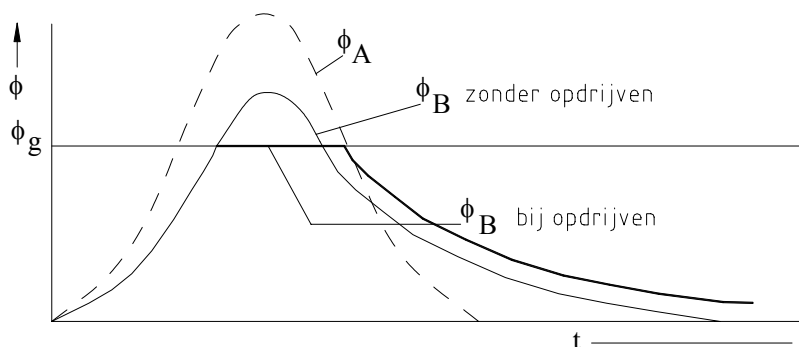
Niet stationaire stroming

Oplossingen zijn gegeven voor:

- Model 4D Respons op een sinusvormige getijdeweg, onderverdeeld naar de situatie zonder en de situatie met voorland (zie par. b4.5).
- Model 4E Bepaling potential bij andere golfperiodes (zie par. b4.5).
- Model 4F Superpositie van sinusvormige golven (zie par. b4.5).

Als bijzonder geval wordt in bijlage 4 in paragraaf b4.6 het opdrijven van het afsluitend pakket bij hoge buitenwaterstanden beschreven (zie figuur 2.9). Daarbij kan onderscheid worden gemaakt in de situatie met een enkele, relatief dunne afdekkende kleilaag rustend op een watervoerende zandlaag, en de situatie met een relatief dik pakket van verschillende afdekkende slappe lagen op een watervoerend pakket.

De wijze waarop de grenspotential kan worden berekend is gegeven in bijlage b4.1.



Figuur 2.9 Waterspanningsverloop in watervoerende laag bij opdrijven, A: peilbuis buitendijks, B: peilbuis binnendijks

De lengte loodrecht op de dijk waarover opdrijven optreedt is uiteraard sterk afhankelijk van de duur van het hoge water.

De analytische oplossing is gegeven in bijlage 4. Daarbij is onderscheid gemaakt naar berekening van de opdrijf lengte bij stationaire stroming (bijlage b4.6) en die bij niet-stationaire stroming (bijlage b4.7). Numerieke berekeningen hebben aangetoond dat de gegeven oplossing een overschatting oplevert (maximaal 50% afhankelijk van de laagdikte). Voor praktische toepassing is de analytische berekening een veilige methode.

2.3.8 Numerieke modellen

Numerieke rekenmodellen worden steeds vaker gebruikt; ze worden steeds gebruikersvriendelijker door de menugestuurde invoer en de krachtige grafische postprocessing. Een beperking van deze modellen is dat het verloop van de berekening minder inzichtelijk is. Er is een groot aantal parameters nodig, terwijl niet direct duidelijk is hoe groot de invloed van die parameters op de berekening is. De mate waarin de uitkomst van een berekening overeenkomt met de realiteit is sterk afhankelijk van het toegepaste rekenmodel, de schematisering en de nauwkeurigheid van de parameters die in de berekening een rol spelen. In bijlage b4.8 is een overzicht gegeven van rekenmodellen.

De meest gangbare modellen zijn geschikt voor tweedimensionale stationaire grondwaterstroming in heterogene grondmassieven.

Mogelijke numerieke rekenmethoden zijn:

- eindige differentiemethode, expliciet of impliciet;
- eindige elementenmethode;
- analytische functiemethode;
- rand-integraalmethode.

De twee laatstgenoemde methoden worden niet toegepast bij de modellen uit b4.8. Hieruit mag geconcludeerd worden dat deze rekenmethoden momenteel weinig worden toegepast.

Indien opbarsten optreedt en invloed heeft op de potentialen, dan zal deze invloed als aparte randvoorwaarde in de berekening moeten worden ingebracht. De modellen leggen in het algemeen niet veel beperkingen op aan de schematisering van de ondergrond.

Numerieke modellen zijn beperkt toepasbaar voor het berekenen van de freatische lijn vanwege de ingewikkelde invloed van de capillaire zone. De invloed van regen op de ligging van de freatische lijn kan in principe bepaald worden. Bij de modellering moet rekening gehouden worden met dichte verhardingen en kleilagen op de dijk, die de indringing verhinderen of verminderen.

Er zijn numerieke modellen beschikbaar voor het berekenen van het consolidatieproces, de indringing van de waterspanningen in de kleilaag. Het betreft de geotechnische modellen (PLAXIS). Soms kan het tevens gebruikt

worden voor een geavanceerde geotechnische stabiliteitsanalyse (rekening houdend met de actuele grondsterkte: elasto-plastisch gedrag).

Er kunnen zich situaties voordoen waarbij een dijk alleen in uitzonderlijke omstandigheden water behoeft te keren. Peilbuiswaarnemingen onder normale omstandigheden geven dan geen beeld van de maatgevende situatie. Toch kan ook dan nog wel van de combinatie peilbuiswaarneming en rekenmodel gebruik worden gemaakt om tot een schematisering van de waterspanningen te komen. Hiervoor wordt verwezen naar paragraaf b3.6.

2.4 Schematiseren in de adviespraktijk

2.4.1 Inleiding

In de adviespraktijk dienen verschillende belastingsituaties te worden beschouwd. Voor elke belastingsituatie zal in eerste instantie een veilige schematisering van waterspanningen door grondwaterstroming moeten worden gemaakt. In deze paragraaf wordt ingegaan op de verschillende belastingsituaties die een rol kunnen spelen bij het vaststellen van de schematisering.

Veelal zal de adviseur willen beschikken over waterspanningsmetingen om de gebruikte modellen te verifiëren, en vervolgens een goede voorspelling van de waterspanningen bij voornoemde belastingsituaties te kunnen maken. Desgewenst kan de adviseur onder bepaalde voorwaarden ook zonder waterspanningsmetingen een eerste schematisering vaststellen. Hierop wordt ingegaan in paragraaf 2.4.2.

In de paragrafen 2.4.3 t/m 2.4.5 wordt verder aangegeven op welke wijze de waterspanningen in de onderscheiden belastingsituaties kunnen worden bepaald. Uitgegaan wordt van de in de adviespraktijk meest gebruikte modellen en rekenmethoden.

Voor enkele zeer specifieke situaties kan het zinvol zijn om ook bijkomende effecten expliciet mee te nemen. Dit kan bijvoorbeeld betrekking hebben op capillaire spanningen (paragraaf 2.4.6), consolidatie (paragraaf 2.4.7), of het in rekening brengen van driedimensionale effecten bij grondwaterstroming in watervoerende pakketten (geulen).

In hoofdstuk 3 wordt nader op het vaststellen van een veilige schematisering van waterspanningen ingegaan volgens een generiek toepasbare stappenmethodiek bestaande uit drie stappen. Binnen die stappenmethodiek spelen uiteraard dezelfde aspecten een rol die ook in deze paragraaf al worden behandeld.

2.4.2 Eerste schematisering

In eerste instantie kan gebruik worden gemaakt van een eerste schematisering van de waterspanningen en de ligging van de freatische lijn. In bijlage 1 zijn aanwijzingen gegeven voor het vaststellen van een eerste schematisering van de waterspanningen in de MHW-situatie met het oog op de beoordeling van de binnenwaartse macrostabiliteit. Indien de opbouw van de dijk of ondergrond afwijkt van de in bijlage 1 gegeven basisgevallen, dan moet deze schematisering voorzichtig of in het geheel niet worden toegepast. Dit kan zich bijvoorbeeld voordoen in situaties met een niet homogene kern, of met een afdeklaag van klei op het binnentalud. Het model kan ook niet worden toegepast, indien niet wordt voldaan aan de voorwaarden en uitgangspunten die in de inleiding van bijlage 1 zijn beschreven.

2.4.3 Maatgevend hoog water voor de dijk

Voor de adviespraktijk worden vaak drie piëzometrisch niveau lijnen onderscheiden, vaak verkort aangeduid als pn-lijnen, met waterspanningen die respectievelijk representatief zijn voor het freatisch water, de stijghoogte aan de onderzijde van het samendrukbaar pakket juist boven de indringlengte (die nog geen invloed ondergaat van een verandering in de stijghoogte in het daaronder gelegen watervoerend pakket) en de stijghoogte in het watervoerend pakket.

Voor de bepaling van deze drie potentiaalijnen (pn-lijnen) zijn niet alle bestaande berekeningsmethoden geschikt. Veel van deze methoden hebben alleen betrekking op waterdoorlatende zandlagen. Hieronder zal worden toegelicht hoe in de praktijk van deze berekeningen gebruik kan worden gemaakt.

Freatisch vlak, ondoorlatend dijklichaam

De freatische lijn in een ondoorlatend dijklichaam wordt doorgaans aan de hand van metingen bepaald. Hierbij wordt zoveel mogelijk rekening gehouden met de belastingen die de dijk onder maatgevende condities zal ondergaan. De meting zal in de praktijk nooit onder maatgevende omstandigheden kunnen plaatsvinden.

De hoogte van de freatische lijn in de kruin van een ondoorlatend dijklichaam kan niet aan de hand van berekeningen worden bepaald. De voornaamste oorzaak daarvan is dat scheurvorming en verzadigingsgraad in de kleibekleding vaak een grote rol spelen. De grootte van de doorlatendheid van de bekleding is daarmee een onzekere factor en bovendien niet op elk moment gelijk.

In het algemeen zal de hoogte van de freatische lijn in de dijk niet hoger zijn dan de maatgevende buitenwaterstand, al kunnen neerslag, overslag en doorgaande vervormingen tot hogere waterspanningen en freatische lijn leiden.

De meeste dijken zijn niet homogeen opgebouwd en bestaan niet volledig uit ondoorlatend materiaal, zodat onder invloed van hevige neerslag of van overslag water kan binnendringen op plaatsen waar dat niet wordt verwacht. Water kan zich dan ophopen in bijvoorbeeld de zandige ondergrond onder een dijkweg of een vroegere dijkweg, of in een zandige aanvulling van een kleidijk. Wanneer die zandige gedeelten van de dijk zijn afgedekt door een kleilaag, kan ten gevolge van verweking na een periode met hevige neerslag plotseling bezwijken optreden. In de praktijk heeft dit verschijnsel zich een aantal malen voorgedaan. Wanneer de opbouw van de dijk minder homogeen is, is er meer kans dat een schematisering minder veilig is dan in geval van een homogene dijk.

Freatisch vlak, doorlatend dijklichaam

Om water te kunnen keren moet een doorlatend dijklichaam worden voorzien van een ondoorlatende laag op het buitentalud. Om de stijghoogte in het dijklichaam zo laag mogelijk te kunnen houden wordt de kerende laag in het algemeen aangebracht op het buitentalud. Er kan onderscheid worden gemaakt in twee verschillende situaties: een doorlatende dijk op een ondoorlatende ondergrond en een doorlatende dijk op een doorlatende ondergrond. Dit laatste type dijk vindt men meer langs de kust en in het bovenrivierengebied.

In geval van een ondoorlatende ondergrond wordt aangenomen dat de weerstand tegen grondwaterstroming langs het buitenbeloop van de dijk veel groter is dan de weerstand van het dijklichaam zelf. De freatische lijn vertoont dan een sprong over het buitenbeloop (zie figuur b1.2).

In geval van een doorlatende ondergrond wordt aangenomen dat de grondwaterspiegel geen sprong vertoont over het buitenbeloop (zie figuur b1.3).

In beide gevallen wordt rekening gehouden met een zekere uittreeweerstand en een bijbehorende sprong in de freatische lijn ter plaatse van het uittreepunt.

Ook bij een doorlatende dijk kunnen zich omstandigheden voordoen als gevolg waarvan de freatische lijn plaatselijk hoger komt te liggen.

Wanneer de dijk niet homogeen doorlatend is, zal ook het verloop van de freatische lijn niet recht zijn.

Ondoorlatende lagen leiden tot steilere gedeelten van de freatische lijn, terwijl de freatische lijn elders dan vlakker zal gaan lopen. Plaatselijk worden de waterspanningen dan hoger, maar elders minder hoog.

Verder is de drainage van de binnentoe in doorlatende dijken altijd een kwetsbaar punt: vaak wordt hiervoor een drainageconstructie gebruikt die verstopt kan raken. Inspectie naar het functioneren van de drainage is derhalve van belang, en onderhoud is geboden als deze niet goed lijkt te functioneren.

In een situatie met een niet volledig doorlatend dijklichaam zal rekening moeten worden gehouden met meer opbolling van de freatische lijn ten gevolge van neerslag (en van overslag).

Stijghoogte in de watervoerende zandlaag

De stijghoogte in de watervoerende zandlaag kan aan de hand van de hiervoor beschreven berekeningsmethoden worden bepaald. In het algemeen zal de stijghoogte in de watervoerende zandlaag niet hoger zijn dan de maatgevende buitenwaterstand.

Stijghoogte aan de onderzijde van het samendrukbaar pakket juist boven de indringlengte

In het algemeen zal deze stijghoogte niet hoger zijn dan wat uit extrapolatie tussen de freatische lijn en de stijghoogte in het watervoerend pakket wordt gevonden. Neerslag en overslag zijn aan de onderzijde van een relatief dikke toplaag niet essentieel. Doorgaande vervormingen kunnen wel een rol spelen. Een dijk die maar net in evenwicht is kan schuifvervorming ten gevolge van kruip ondergaan. Door een voortdurende verandering van het poriënvolume ten gevolge van plastisch vervormen worden steeds opnieuw waterspanningen gegenereerd. In dat geval is de standaard veilige beschouwing niet adequaat.

De stijghoogte ten gevolge van een ongedraineerde belasting wordt gewoonlijk niet in rekening gebracht in de vorm van een verhoging van de stijghoogte maar door deze belasting in een stabiliteitsberekening als ongedraineerd te definiëren.

2.4.4 Laag water voor de dijk

In het algemeen is de situatie na de plotselinge val van hoog water bepalend voor de beschouwing van de buitenwaartse stabiliteit van een dijk. De hiervoor tot nu toe gebruikte belastingsituaties zijn inconsequent en doorgaans van conservatieve aard (bijlage b4.9). Voor de situatie in Zuid Holland worden drie maatgevende scenario's beschouwd:

- laag, laag water (LLW) in combinatie met een normale freatische lijn in de dijk;
- gemiddeld laag water (GLW) in combinatie met door extreme neerslag verhoogde freatische lijn in de dijk;
- maatgevend hoog water (MHW) gevolgd door een val naar gemiddeld hoog water.

2.4.5 Neerslag / overslag

Behalve de invloed van de maatgevende hoogwaterstand op de waterspanningen, dient ook de invloed van extreme neerslag in een evenwichtsbeschouwing te worden betrokken.

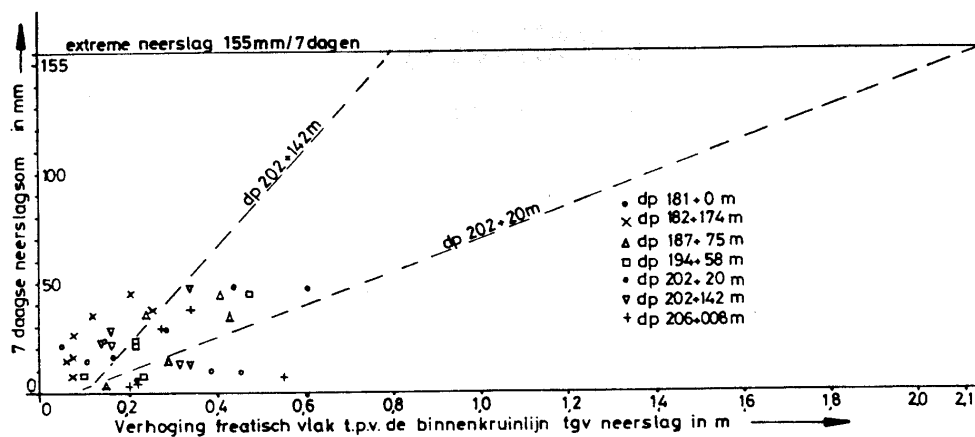
Aanbevolen wordt, om op basis van langdurige neerslag- en waterspanningsmetingen in de kruin en de teen van de dijk inzicht te krijgen in het effect van neerslag. Door extrapolatie van het verband tussen de hoeveelheid neerslag en de verandering van de waterspanning kunnen dan de effecten van extreme neerslag worden voorspeld.

Effect van neerslag in geval van rivierdijken

Voor het benedenrivierengebied is in het verleden de volgende methode ontwikkeld:

Voor iedere waterspanningsmeting waarmee de freatische lijn wordt bepaald wordt de gesommeerde hoeveelheid regen bepaald in de 7 dagen voorafgaand aan de waterspanningsmeting. De hoogte van de freatische lijn wordt dan geëxtrapolerd naar een situatie waarbij rekening gehouden wordt met een regenperiode van één week met een overschrijdingsfrequentie van $2,5 \cdot 10^{-4}$ per jaar (22 mm per dag gedurende 7 dagen, formule van Reinhold).

In figuur 2.10 wordt een voorbeeld gegeven van een verband tussen gemeten freatische stijghoogtetoenames (horizontaal) ter plaatse van de binnenkruinlijn versus cumulatieve neerslag (verticaal).



Figuur 2.10 Verband tussen gemeten freatische stijghoogtetoenames (horizontaal) versus cumulatieve neerslag (verticaal) voor verschillende locaties langs een dijktraject.

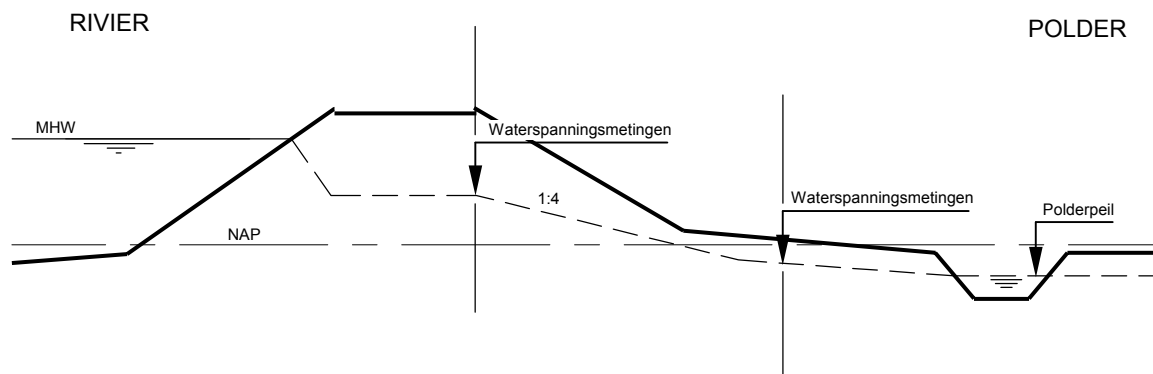
Naderhand is deze methode verlaten en is met een standaard veilige verhoging van de freatische lijn van 0,8 m voor het neerslageffect gerekend ter plaatse van de binnenkruin en het binnentalud. De reden van deze standaardisatie was een te grote spreiding in de meetresultaten vanwege het grote aantal factoren dat de ligging van de freatische lijn bepaalt.

Inmiddels is voor rivierdijken gebruikelijk de situatie met extreme neerslag niet bij maatgevend hoog water maar alleen bij het optreden van gewoon hoog water te beschouwen. Een berekening met een standaard verhoging van 0,5 m (i.p.v. 0,8 m) voor rivierdijken is gebruikelijk, gebaseerd op de overwegingen dat globaal de volgende effecten zullen optreden:

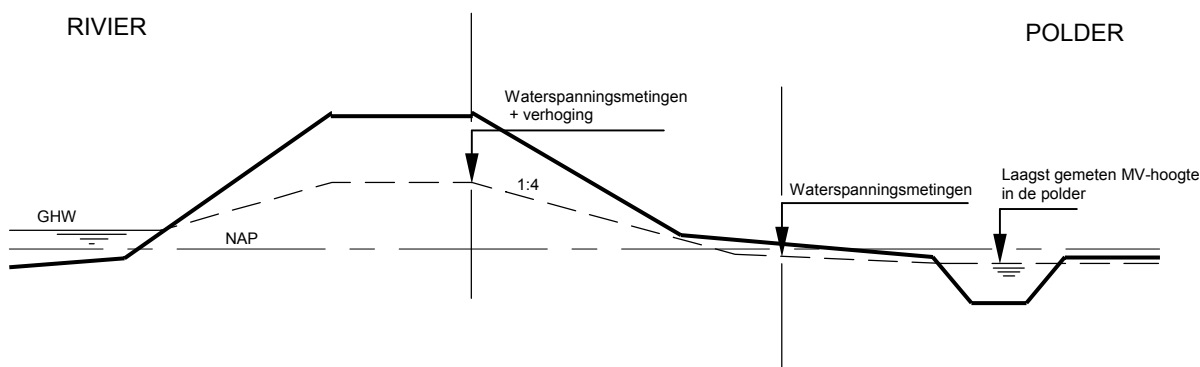
- er wordt bij de evenwichtsbeschouwing van uitgegaan dat het optreden van de maatgevende hoogwaterstand en het tijdstip van de extreme neerslag niet samenvallen;

- de freatische lijn ter plaatse van de binnenkruinlijn en het binnentalud van de kleidijk stijgt in geval van extreme neerslag met 0,5 tot 1,0 m ten opzichte van de freatische lijn onder normale omstandigheden;
- het polderpeil stijgt in geval van extreme neerslag tot aan de gemiddelde maaiveldhoogte ter plaatse van de laagste gedeelten van de polder. Hierbij wordt verondersteld dat tevens de bemaling van de polder uitvalt;
- de invloed van neerslag op de waterspanning van dieper gelegen lagen neemt af tot nul aan de onderkant van het slappe lagenpakket.

In figuur 2.11 en 2.12 is respectievelijk weergegeven een schematisering van de freatische lijn voor een situatie bij optreden van MHW en bij hevige neerslag.



Figuur 2.11 Freatische lijn bij optreden MHW voor een rivierdijk



Figuur 2.12 Freatische lijn bij hevige neerslag

Effect van neerslag in geval van boezemkaden

Voor boezemkaden geldt: de opbouw van het kadeliĳaam bepaalt de ligging van de freatische lijn (freatische grondwaterstand).

Bestaat de boezemkade uit een zandlichaam met afsluitende deklaag dan zal de freatische lijn in de dijk nagenoeg lineair verlopen van maatgevend boezempeil naar polderpeil, hierop wordt de invloed van de neerslag gesuperponeerd. De kleideklaag vertraagt de reactie van de freatische grondwaterstand; dit wil zeggen dat het lang kan duren voordat een hoge freatische grondwaterstand weer af is genomen tot een gemiddelde stand. Dit betekent dat er in het kadeliĳaam nog een hoge grondwaterstand aanwezig is, terwijl de boezem en polderwaterstand al zijn gedaald tot het gemiddelde niveau. Dit najleffect heeft een negatief effect op de stabiliteit van de kade.

Bestaat de kade uit klei dan kan de freatische grondwaterstand hoger liggen dan in de situatie met een zandkern, omdat de capillaire werking in de klei de grondwaterstand verhoogt.

Kaden die uitsluitend uit veen bestaan, zijn meestal tussenboezemkeringen. Vanwege verwerking van het veen door zon, oxidatie en verwaaiing zijn deze in de loop der tijden voorzien van een kleiige afdekking. De veenkern zal door

consolidatie onder invloed van de ophooglagen zo worden samengedrukt dat de dikte in de loop der tijden steeds verder zal afnemen. Veenkaden kunnen in het algemeen zeer gevoelig zijn voor droogte.

Bij bovenstaande aanwijzingen moet de breedte van de kade in beschouwing worden genomen. Er bestaat een reëel gevaar dat de kade zo smal is dat het grondwater uittreedt uit het binnentalud. Het binnentalud kan dan eroderen of verweken. Een oplossing voor dit probleem kan het aanbrengen van een drainage voorziening in de binnenteen van de kade zijn. Deze drainagevoorziening moet dan zodanig worden aangebracht dat het water niet meer via het binnentalud uit kan treden.

Bij boezemkaden wordt de situatie met de maatgevende boezemstand en het optreden van extreme neerslag wel gecombineerd beschouwd. Globaal zullen bij extreme neerslag de volgende effecten optreden:

- ter plaatse van het intreepunt op het buitentalud ligt de freatische lijn gelijk aan boezempeil in de situatie met hevige neerslag;
- ter plaatse van de binnenkruinlijn stijgt de freatische lijn met circa 0,3 m ten opzichte van de freatische lijn onder normale omstandigheden, maar deze wordt nooit hoger dan boezempeil in de situatie met hevige neerslag;
- ter plaatse van de binnenteen ligt de freatische lijn bij benadering gelijk aan het maaiveld.

In geval van een inhomogene opbouw van de kade kan het waterspanningsverloop sterk afwijken. Opgemerkt zij verder nog, dat het effect van extreme neerslag onderwerp vormt van nadere studie.

Effect van overslag

Met betrekking tot overslag worden drie overslagdebieten onderscheiden: 0,1, 1 en 10 l/m/s. Deze debieten hebben echter voor de dimensionering op infiltratie geen betekenis. Slechts van belang is dat er voldoende water op het talud aanwezig is om voor infiltratie te kunnen zorgen.

Momenteel¹ ontbreekt een gevalideerd rekenmodel om de verschijnselen die bij overslag optreden, te kunnen kwantificeren. Dit is er de oorzaak van dat veel dijken op overslag worden overgedimensioneerd. Als eenmaal een kwantitatief rekenmodel beschikbaar is, kan een dijk desgewenst op beperkte overslag worden gedimensioneerd. Via de hoogte-eis kan de overslag echter worden beperkt. Voorlopig mag worden aangenomen dat bij een overslagdebiët kleiner of gelijk aan 0,1 m³/s niet voldoende infiltratie optreedt om een verhoogde waterspanning in een potentieel glijvlak te doen ontstaan. Er is dan geen gevaar voor afschuiving door overslag en infiltratie.

2.4.6 Capillaire spanningen

In de adviespraktijk worden capillaire spanningen gewoonlijk buiten beschouwing gelaten. Dit is een veilige aanpak. In zeer bijzondere gevallen, zoals bijvoorbeeld bij monumentale stadswallen waarvan het aanzicht niet mag worden aangetast, kan rekenen met capillaire waterspanningen tot winst bij het ontwerp leiden. Capillaire waterspanningen mogen echter alleen in rekening worden gebracht als er zekerheid bestaat dat deze spanningen onder maatgevende omstandigheden niet verdwijnen. Dit stelt bijzondere eisen aan de waterdichtheid van de bekledingslaag en aan het beheer daarvan. Het in rekening brengen van deze spanningen is uitermate specialistisch werk en valt buiten de reikwijdte van dit rapport.

2.4.7 Consolidatie

Naast ongedraineerde belastingen (zoals verkeersbelastingen) zijn er ook gedeeltelijk geconsolideerde belastingen, bijvoorbeeld in een situatie waarin een langdurig aangrijpende belasting (bijvoorbeeld als gevolg van een dijkverzwaring) nog niet lang genoeg op een slecht drainerende laag heeft aangegrepen om de consolidatie tot een einde te brengen. Met een dergelijke gedeeltelijk geconsolideerde belasting wordt bij de beschouwing van de stabiliteit gewoonlijk geen rekening gehouden (behalve bij de uitvoering), omdat die situatie slechts tijdelijk bestaat. Strikt genomen is de schematisering evenwel niet veilig.

Er moet rekening mee worden gehouden dat het consolidatieverloop in weinig draagkrachtige en sterk samendrukbare grond kan afwijken van de berekeningsmethode zoals die bijvoorbeeld gegeven wordt in "Construeren met Grond" [CUR 162, 1993]. Daarom worden in de praktijk gewoonlijk waterspanningsmetingen uitgevoerd na het aanbrengen van een ophoging.

Voor het verloop van waterspanningen na het aanbrengen van een ophoging wordt verder verwezen naar het "Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies" [TRWG, 2001].

¹ Sinds kort kan hiervoor Plaxflow gebruikt worden, red.

2.5 Meten en monitoren

2.5.1 Algemeen

Onder meten wordt in het algemeen verstaan het meten van waterspanningen met het doel om aan de hand daarvan de situatie onder maatgevende condities te bepalen. Een andere categorie metingen is het in situ bepalen van parameters. Aan de hand van deze parameters en grondwaterstromingsmodellen kan het verloop van de stijghoogte onder maatgevende condities worden bepaald. Peilbuizen spelen in het algemeen een belangrijke rol.

Monitoren is meten met als doel begeleiden en bewaken van de uitvoering van werken. Bij monitoren gaat het vaak om het controleren van waterspanningen die optreden tijdens het aanbrengen van ophogingen, met als doel de grootte van wateroverspanningen, de afname van wateroverspanningen in de tijd en de consolidatieperiode te bepalen. Niet alleen peilbuizen maar vooral waterspanningsmeters zijn hier belangrijk, omdat deze laatstgenoemde snel reageren en geen invloed hebben op de te meten grootheden.

2.5.2 Pomp-, put- en infiltratieproeven

Pomp-, put- en infiltratieproeven kunnen nodig zijn als bij het vooronderzoek niet voldoende informatie kon worden verkregen over het doorlaatvermogen (kD) van de zandondergrond en de weerstand tegen waterstroming (c) van afdekkende slecht doorlatende lagen. Gezien de kosten van vooral put- en pompproeven zal het aantal van deze proeven beperkt zijn.

Aan de nauwkeurigheid van de bepaling van kD - en c -waarden hoeven overigens niet zulke hoge eisen gesteld te worden, daar de te berekenen waterspanningen en stijghoogten in de meeste gevallen slechts in beperkte mate gevoelig zijn voor (kleinere) variaties in deze waarden.

Met pomp- en putproeven kunnen geohydrologische parameters zoals het doorlaatvermogen en de bergingscoëfficiënt (S) van een watervoerend pakket worden bepaald, alsmede de hydraulische weerstand tegen verticale stroming door een slecht doorlatende laag.

Bij een pompproef wordt door middel van één of meer putten water onttrokken aan één of meer watervoerende pakketten. Tijdens het pompen en gedurende enige tijd erna worden de veranderingen in de stijghoogten gemeten, in zoveel mogelijk punten op verschillende afstanden van de pompput. Met behulp van de dalingslijnen die in de peilfilters geregistreerd worden, kunnen de verschillende geohydrologische eigenschappen van de ondergrond worden bepaald. In het algemeen wordt de kD -waarde redelijk goed bepaald, maar de consolidatie coëfficiënt kan niet met de gangbare methode worden vastgesteld. Pomproeven zijn derhalve niet geschikt om het tijdsafhankelijk gedrag te meten, al geven ze wel een indicatie.

Wanneer tijdens het pompen alleen de stijghoogte in de pompput of in de omstorting van de put vastgelegd wordt, spreekt men van een putproef. Dit is een vereenvoudigde versie van de pompproef die vaak toegepast wordt om het boren van putten en het installeren van dure peilfilters te voorkomen. Een nadeel is echter dat uit deze proef alleen het doorlaatvermogen van het watervoerend pakket bepaald kan worden. Ook is het gebied waarvoor de berekende bodemparameter geldt, beperkt tot de directe omgeving van de put.

Infiltratieproeven dienen om de verticale doorlatendheid van de grond ter plekke te bepalen. Bij deze proeven wordt een ring (met een diameter van meestal 0,15 m) op het maaiveld geplaatst, met daaromheen - ter voorkoming van randeffecten - een grotere ring (met een diameter van 1,0 m). Beide ringen worden gevuld met water. Uit het toegevoerde debiet en de gemeten waterspanningen of stijghoogten in de grond onder de ringen kan de doorlatendheid worden afgeleid.

Het voordeel van deze proeven boven doorlatendheidsproeven in het laboratorium is dat een meer representatief monster wordt beproefd, gelet op structuren in de grond zoals scheuren en wormgaten. Bovendien is het monster dan echt ongeroerd.

2.6 Enkele ervaringen

Overschatten van risico's:

Uit ervaring blijkt dat de invloed van waterspanningen op de uitkomsten van stabiliteitsberekeningen significant groot is. Dat geldt vooral wanneer de totaalspanning (grondspanning) klein is. Een relatief kleine toename van de

waterspanning leidt dan tot een relatief grote afname van de korrelspanning. Niet zelden, bijvoorbeeld in situaties met een bovenlaag van veen of sterk veenhoudende klei, bereikt de berekende korrelspanning de waarde nul. Het komt ook voor dat op basis van proevenverzamelingen van sterkte-eigenschappen met een karakteristieke waarde nul voor de schuifspanning bij lage normaalspanning gerekend moet worden, bijvoorbeeld in een situatie waarin er relatief weinig proefgegevens bij lage spanningen beschikbaar zijn. In dergelijke situaties wordt het vrijwel onmogelijk om evenwicht te bereiken (schuifspanning Mohr-Coulomb nul). Men moet dan meer metingen uitvoeren.

Onderschatten van risico's:

Het onderschatten van risico's is uiteraard veel gevaarlijker. Vandaar het grote belang van historische kennis van een dijk, visuele verkenning en ervaringen ter plaatse.

In het recente verleden is een aantal malen gebleken dat zich in inhomogeniteiten in de opbouw van een dijk, zoals bijvoorbeeld een zandbed onder een nog in de dijk aanwezige oude klinkerweg, water kon verzamelen dat na een periode met veel regenval tot falen van de dijk leidde (ervaringen in Gelderland, Noord- en Zuid Holland).

Min of meer vergelijkbare ervaringen zijn opgedaan met zandige versterkingen aan de binnenzijde van oude, lekkende kleidijken welke met ondoorlatende klei werden afgedicht. In deze situaties trad na hevige regenval met een verhoogde boezemstand zo ernstige deformatie van boezemkaden op dat een calamiteit maar net kon worden afgewend.

2.7 Bepaling van karakteristieke parameters t.a.v. randvoorwaarden en grondeigenschappen

Om waterspanningen te kunnen berekenen dient de adviseur/ontwerper te beschikken over karakteristieke parameters ten aanzien van randvoorwaarden en grondeigenschappen. De bepaling hiervan is niet altijd eenvoudig.

Van buitenwaterstanden, neerslag en overslag is in het algemeen wel een kans van optreden te bepalen.

Voor sterkteberekeningen is evenwel niet de waterspanning maar de schuifspanning bepalend. Deze is volgens Mohr-Coulomb proportioneel aan het verschil tussen de totaalspanning en waterspanning, namelijk de korrelspanning (of effectieve spanning). In veel gevallen is het verschil tussen deze beide grootheden maar een fractie van de grootheden zelf. Dit betekent dat kleine onzekerheden in deze grootheden aanleiding kunnen geven tot grote onzekerheden in het verschil van de grootheden (zijnde de effectieve spanning).

De parameters voor een grondwaterstromingsberekening zijn vaak maar bij benadering te bepalen. Bij doorlatendheden denkt men eerder aan onzekerheden van orde van grootte een factor 5 dan aan een percentage. Monsteronderzoek is vaak maar beperkt bruikbaar omdat doorgaans de lokale doorlatendheid van een enkele laag niet representatief is voor de regio of voor de doorlatendheid van een samenstelsel van lagen.

Bij in situ onderzoek kunnen wel de eigenschappen van een lagenpakket worden vastgesteld maar daarbij is differentiatie naar de eigenschappen van de verschillende lagen die het gedrag bepalen maar in beperkte mate mogelijk. Voorts is de wijze waarop ten behoeve van een analytische beschouwing het lagenstelsel wordt geschematiseerd ook altijd maar een benadering. Over consolidatie en kruip en de grootte van de waterspanningen die daarbij ontstaan is nog veel onzeker.

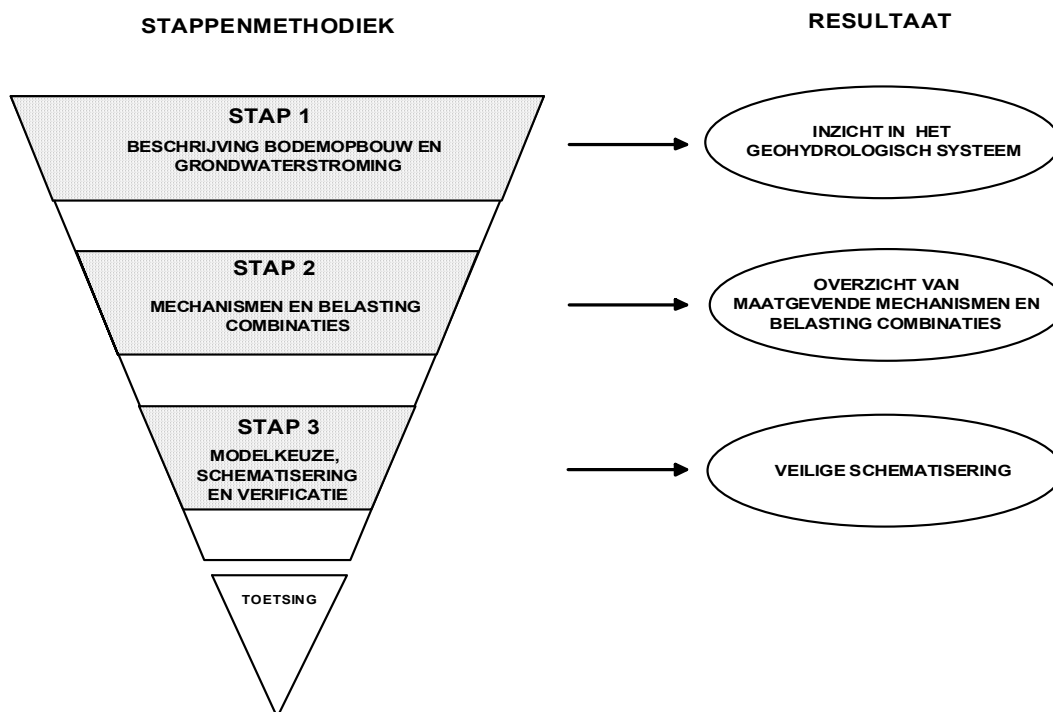
Kortom, het aangeven van een kans van optreden en het bepalen van karakteristieke parameters voor de bepaling van niet gemeten waterspanningen in de praktijk is vaak nog een stap te ver. In de praktijk komt het er op neer dat met een min of meer veilige schematisering moet worden gerekend. Daarbij spelen inzicht en ervaring van de adviseur/ontwerper nog steeds een belangrijke rol. Met name, wanneer bijvoorbeeld op basis van geschatte grondgewichten en geschatte waterspanningen ergens in een grondlaag een korrelspanning van bij benadering nul of zelfs kleiner dan nul wordt berekend. Dan is er alle reden de uitgangspunten met betrekking tot de waterspanningen nog eens kritisch te bekijken of nadere metingen te doen.

3 Vaststelling veilige schematisering

3.1 Stappenmethodiek

Voor het maken van een veilige schematisering is gebruik gemaakt van een stapsgewijze benadering, zoals weergegeven in figuur 3.1. Met veilig wordt bedoeld zo efficiënt mogelijk geoptimaliseerd en in principe conservatief. Elke stap heeft een herkenbare doelstelling en het resultaat dient als uitgangspunt voor de volgende stap. De doelstelling per stap is:

- Stap 1: inzicht krijgen in de werking van het geohydrologisch systeem ter plaatse en op grotere afstand van de dijk.
 Stap 2: inzicht krijgen in de voor de beoordeling van de dijk meest belangrijke situaties, gebaseerd op de invloed van externe belastingen op waterspanningen, alsmede de effecten van waterspanningen in de verschillende faalmechanismen.
 Stap 3: het kwantitatief uitwerken van veilige schematiseringen van de waterspanningen in de dijk, voor de in stap 2 vastgestelde maatgevende situaties.



Figuur 3.1 Stapsgewijze benadering voor de schematisering van waterspanningen

In de laatste stap wordt een schematisering gemaakt en worden de berekende waterspanningen geverifieerd. Bij de verificatie wordt teruggekoppeld naar de voorgaande stappen en wordt onder andere aandacht besteed aan het nagaan van verborgen veiligheidsmarges, controles (bewezen sterkte) en het al dan niet meenemen van bijzondere aspecten (intreeweerstand, instationariteit, etc.).

Bij het schematiseren van waterspanningen in de ondergrond en de dijk is informatie nodig over geometrie van de dijk, bodemopbouw, hydraulische randvoorwaarden en fenomenen die invloed hebben op waterspanningen. Tevens is het van belang na te gaan of de effecten van niet-stationaire stroming een zodanige invloed hebben op de waterspanningen dat hier rekening mee moet worden gehouden bij de schematisering.

In bijlage 2 zijn vier casestudies uitgewerkt volgens de stappenmethodiek. In tabel 3.1 is voor de vier casestudies de belangrijkste informatie per stap samengevat.

Met behulp van tabel 3.1 kan worden ingeschat welke case relevante informatie bevat voor een specifieke situatie, door te kijken naar overeenkomsten en verschillen ten aanzien van systeemkenmerken, mechanismen en belastingen.

| STAP 1 | | STAP 2 | | | | | | | | STAP 3 | | |
|---|---|-----------------------|---------------------|---------------------|----------------------------|-------------|----------|-----------------|---------|-----------------|--------|---------|
| Systeemkenmerken | | Mechanismen | | | | Belastingen | | | | Uitwerking | | |
| Hydraulische randvoorwaarden | Opbouw dijk en ondergrond | Opdrijven / opbarsten | Micro-instabiliteit | Macro-instabiliteit | Piping of zettingsvloeiing | Waterstand | Neerslag | Grond-ophoging* | Verkeer | Niet stationair | Meting | Bijlage |
| BENEDENRIVIER • Lang hoogwater • Korte getijde-Invloed | Kleidend op dik slappe lagenpakket | ✓ | 0 | ✓ | 0 | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | 2.1 |
| MEER • Kort hoge waterstand (wind) • Lang hoog meerpeil | Zanddijk met zandcunet | 0 | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | 0 | 0 | ✓ | 0 | 2.2 |
| BOVENRIVIER • Lang hoogwater | Kleidend op dunne kleilaag | ✓ | – | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | 0 | 0 | 2.3 |
| BOEZEM • Hoog vast boezempeil • Lage polderwaterstand | Klei/veendijk op dik slappe lagenpakket | 0 | 0 | ✓ | – | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | – | ✓ | 2.4 |
| Legenda: ✓ belangrijk 0 van beperkt belang – niet relevant * o.a. grondophogingen bij dijkversterkingen | | | | | | | | | | | | |

Tabel 3.1 Belangrijkste informatie van de vier cases in drie stappen weergegeven.

Toelichting bij tabel 3.1:

- benedenrivierdijk: - dominant mechanisme: macro-instabiliteit binnentalud onder oprijfcondities;
- aanpak: semi-stationaire berekeningen, metingen noodzakelijk;
- meerdijk: - dominant mechanisme: opbarsten bekleding / micro-instabiliteit binnentalud;
- aanpak: (semi-)stationaire berekeningen, metingen nuttig;
- bovenrivierdijk: - dominant mechanisme: piping na opbarsten;
- aanpak: (semi-)stationaire berekeningen, metingen nuttig;
- boezemkade: - dominant mechanisme: macro-instabiliteit binnentalud;
- aanpak: stationaire berekeningen, metingen noodzakelijk.

3.2 Stap 1: Beschrijving bodemopbouw, grondwaterstroming en geometrie

Het doel van stap 1 is het vaststellen van een goede systeembeschrijving, op grond waarvan kan worden beoordeeld hoe waterspanningen worden gegenereerd, zowel bij dagelijkse als bij extreem lage en extreem hoge waterstanden, en soms wisselende waterstanden (getijden).

De activiteiten in deze stap zijn:

- beschrijven van de geometrie: representatieve dwarsdoorsnede over rivier, zomerkaden, voorland, dijk en achterland, met daarin de markante waterstanden;
- globale beschrijving van de bodemopbouw en het (geo)hydrologisch systeem ter plaatse van en rond het grondlichaam;

- inzicht krijgen in afwijkingen / onregelmatigheden in het systeem (aanwezigheid van geulen, variërende sliblaag, instationaire effecten, kans op zettingsvloeiing, effecten van opdrijven / opbarsten etc., wijziging systeemgedrag bij hogere waterstanden);
- het vaststellen van de buiten- en binnendijkse randvoorwaarden en de grenzen van het invloedsgebied.

Voor deze activiteiten is de volgende informatie van belang:

- bodemopbouw (geulen, tussenzandlagen, dikte slappe lagenpakket, sliblaag, etc.);
- verticale en horizontale grondwaterstroming (geohydrologische parameters zoals stijghoogte bij bijbehorende waterstand, doorlatendheid etc.);
- geometrie van de waterkering;
- geohydrologische randvoorwaarden opgelegd door het waterschap of hoogheemraadschap (MHW, polderpeilen etc.);
- inventarisatie van aanwezige meetgegevens.

In de geohydrologische schematisering dient rekening te worden gehouden met veranderende omstandigheden in de toekomst. Omdat het geohydrologisch invloedsgebied zeer groot kan zijn kunnen activiteiten op grote afstand invloed hebben op het stromingsbeeld in en onder de waterkering (denk bijvoorbeeld aan grondwateronttrekking of zandwinning). Dit geldt ook voor de interpretatie van archiefonderzoek: bij gewijzigde geohydrologische omstandigheden (veranderingen rivierloop, zandwinning) zijn betreffende metingen uit het verleden niet zonder meer bruikbaar.

3.3 Stap 2: Mechanismen en belastingcombinaties

Het doel van stap 2 is het maken van een overzicht van alle relevante situaties waarvoor een 'veilige schematisering van de waterspanningen' moet worden gemaakt, alsmede een indicatie van het effect van deze situaties op de sterktebeoordeling van de dijk.

De activiteiten in deze stap zijn:

- maken van een selectie van mechanismen waarvoor het van belang is waterspanningen te schematiseren;
- maken van een selectie van oorzaken van waterspanningen;
- opstellen van (maatgevende) belastingcombinaties;
- kwantitatieve invulling van de belastingcombinaties.

Voor deze activiteiten is informatie nodig over processen en belastingen die invloed hebben op de waterspanningen.

De volgende belastingen hebben invloed op waterspanningen:

- hoogwater (grondwaterstroming / infiltratie / duur);
- dagelijkse waterstand, waterstandsfluctuaties;
- val na MHW (grondwaterstroming)/ extreem laag water;
- neerslag (infiltratie);
- golfoverslag (infiltratie);
- verkeersbelasting (consolidatieprocessen, scheepsbotsing);
- grondophoging (consolidatieprocessen / vervormingen);
- belastingen in verband met veranderingen in rivierloop.

In stap 2 wordt vastgesteld voor welke situaties (combinaties van externe belastingen) veilige schematiseringen van de waterspanningen moeten worden opgesteld. Ten behoeve van de selectie van deze situaties is in tabel 3.2 de relatie gegeven tussen belastingen, waterspanningen en mechanismen.

| Mechanismen | Belastingen (oorzaken van waterspanningen) | | | | | | |
|---|--|-----------------------|--------------------------------------|----------|------------------|---------|---|
| | Extreem hoge waterstand (MHW) | Dagelijkse waterstand | Extreem lage waterstand (val na MHW) | Neerslag | Overslaand water | Verkeer | Dijkversterking (ophoging) rivieraanpassing |
| • Opbarsten/opdrijven | a | | | | | | a |
| • Piping/ zettingsvloeiing | a c | a c | | b | b | b | a |
| • Macro-instabiliteit binnentalud | a b c | a b c | | b | b | b | b c |
| • Macro-instabiliteit binnentalud opbarsten | a b | a b | | b | | | a c |
| • Macro-instabiliteit buitentalud | b | | b | b | b | b | b c |
| • Micro-instabiliteit (erosie) | b | b | b | b | | | |

a: belasting heeft vnl. invloed op de waterspanningen in het watervoerende pakket
b: belasting heeft vnl. invloed op de waterspanningen in het dijklichaam
c: belasting heeft vnl. invloed op de waterspanningen in de deklaag op het achterland

Tabel 3.2 Invloed van belastingen op waterspanningen en mechanismen

Normaliter staan bij het ontwerp en toetsen van waterkeringen de volgende belastingsituaties centraal:

- extreem hoogwater (MHW);
- val na MHW / extreem laag water;
- extreme neerslag;
- ophogingswerkzaamheden in uitvoeringsfase;
- rivierloopveranderingen, veranderingen in het achterland (polderpeil, zandwinning).

Een combinatie van ontwerpbelastingen is meestal niet aannemelijk. Zo zal bijvoorbeeld de kans klein zijn dat het optreden van het ontwerppeil precies samenvalt met het optreden van extreme neerslag.

Tabel 3.3 geeft ter illustratie een overzicht van de relevante waterspanningsschematiseringen voor een benedenrivierdijk. Voor nadere aanwijzingen wordt verwezen naar de uitgewerkte cases in bijlage 2.

| situatie | waterspanningsschematisering | | | te beoordelen mechanismen |
|---------------|------------------------------|---|---------------------|--|
| | nr. | waterspanningen in ... | randvoorwaarde | |
| 1 hoogwater | 1.1 | watervoerend pakket | MHW | Opbarsten/opdrijven, Piping / zettingsvloeiing |
| | 1.2 | dijklichaam en deklaag | MHW + N + V | Macro-inst.binnentalud Micro-inst. |
| 2. laagwater | 2.1 | dijklichaam | van MHW naar GHW | Macro-inst.buitentalud |
| | 2.2 | dijklichaam | van GHW naar LLW | Macro-inst.buitentalud |
| | 2.3 | watervoerend pakket | idem als 2.1 en 2.2 | Zettingsvloeiing |
| 3. neerslag | 3.1 | watervoerend pakket, dijklichaam en deklaag | EN + GHW | Macro-inst.binnentalud |
| | 3.2 | dijklichaam | EN + GLW | Macro-inst.buitentalud |
| 4. uitvoering | 4.1 | dijklichaam en deklaag | -1- | Macro-inst. binnentalud -2- Macro-inst. buitentalud -2- |

N: neerslag GHW: Gemiddeld Hoog Water -1- in samenhang met alle
V: verkeersbelasting LLW: Laag Laag Water bovenstaande combinaties
EN: extreme neerslag MHW: Maatgevend Hoog Water -2- evt. met lagere norm
GLW: Gemiddeld Laag Water

Tabel 3.3 Voorbeeld van relevante waterspanningsschematiseringen voor een benedenrivierdijk

Toelichting bij tabel 3.3:

ad 1.1 en 2.3: opbarsten / opdrijven, piping / zettingsvloeiing

Opdrijven / opbarsten wordt gedomineerd door de waterspanningen in het watervoerend pakket. Het mogelijk optreden van piping / zettingsvloeiing hangt mede af van de samenstelling en constitutie van het zand. Gewoonlijk bijkomende waterspanningsverhogende belastingen zoals extreme neerslag en verkeersbelasting spelen geen rol van betekenis. Voor de lange termijn zijn veranderingen in het geologisch en (geo)hydrologisch systeem (geul, verdieping achterland, zandwinning) van belang.

ad 1.2: verkeersbelasting

Een hoogwatersituatie zal normaliter gecombineerd worden met een verkeersbelasting, omdat de dijk begaanbaar moet blijven tijdens hoogwater voor het nemen van noodmaatregelen. Indien het niet mogelijk is om met zwaar verkeer op de dijk of onderdelen daarvan te komen, kan de verkeersbelasting (voor die onderdelen) achterwege blijven. Dit kan zich bijvoorbeeld voordoen op een kruin, die te smal is voor voertuigen. Wateroverspanningen ten gevolge van een verkeersbelasting worden in rekening gebracht in de vorm van een aanpassingspercentage van 0% aan de belasting.

ad 2.1, 2.2 3.1 en 3.2: stabiliteit buitentalud en binnentalud

Voor de stabiliteit van het buitentalud is een ongunstige combinatie van hoge grondwaterstand in de dijk na een snelle daling van de buitenwaterstand of de situatie bij extreme neerslag bepalend. Neerslag kan een opbolling van de freatische lijn in het dijklichaam veroorzaken, maar kan ook het polderpeil verhogen als de capaciteit van de gemalen tijdelijk onvoldoende is. Indien een hoogwater volledig gecorreleerd zou zijn met zware regenval, dan zouden de waterspanningseffecten van beide belastingen gezamenlijk in rekening gebracht moeten worden. Een combinatie van ontwerpbelastingen is meestal niet aannemelijk, maar het komt soms voor dat een hoge waterstand door een intensieve regenperiode vooraf is gegaan, zodat dijken verzadigd en zwakker zijn. In het geval dat zich onder "normale" condities een opbolling van de freatische lijn bevindt in het dijklichaam (in oude dijklichamen is dat meestal het geval), dient men bij hoogwater rekening te houden met deze opbolling.

ad 2.3: zettingsvloeiing

Een val na hoogwater kan een aanleiding zijn voor het optreden van een zettingsvloeiing. Voor de verdere beoordeling van zettingsvloeiingen speelt de precieze kwantitatieve schematisering van waterspanningen evenwel nauwelijks een rol.

ad 3.1 en 3.2: extreme neerslag

Behalve de invloed van het ontwerppeil op de waterspanningen, dient ook de invloed van extreme neerslag in een evenwichtsbeschouwing te worden betrokken. Door langdurige waterspanningsmetingen in de kruin en de teen van de dijk is het mogelijk inzicht te krijgen in het effect van neerslag. Naast waterspanningen dient dan ook de hoeveelheid neerslag in een bepaalde natte periode ter plaatse te worden gemeten. Zoals al eerder aangegeven is het niet goed mogelijk deze metingen te vertalen naar de effecten van een maatgevende bui. Door extrapolatie van het verband tussen de hoeveelheid neerslag en de stijging van de waterspanning, kan hooguit een indruk worden verkregen. Op de schematisering van de globale effecten van extreme neerslag op de waterspanningen is reeds in paragraaf 2.4.5 ingegaan.

ad 4.1: uitvoering

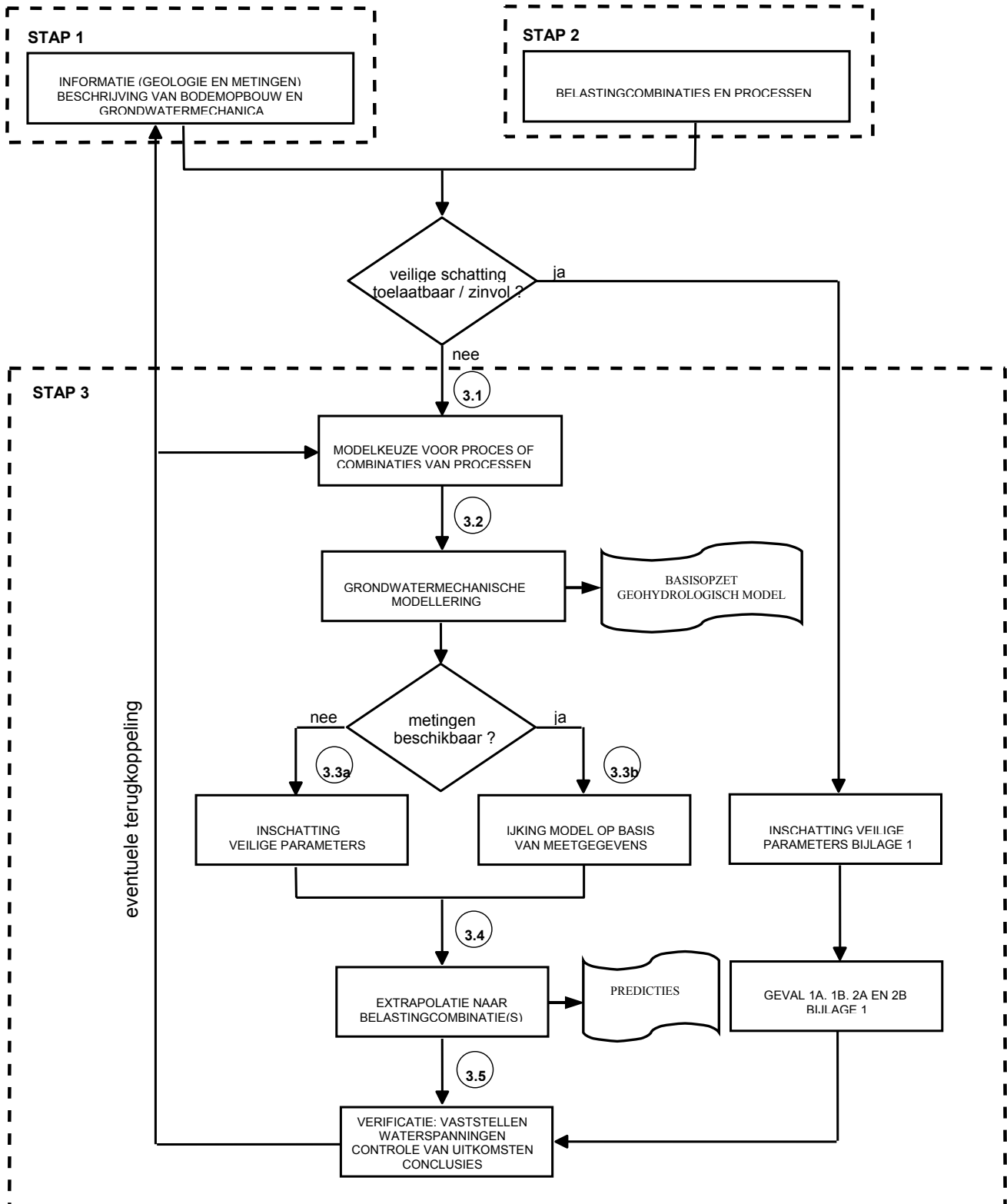
In de uitvoering worden de waterspanningen beïnvloed door een toename van de grondspanningen. Deze geven een directe toename van de waterspanningen in het slappe lagenpakket (consolidatieproces, zie TRWG). Dit betekent, dat er na een dijkverbetering sprake kan zijn van ongeconsolideerde grondlagen ten gevolge van grondaanvullingen. Dit is in principe een tijdelijk effect. Met deze tijdelijke wateroverspanningen dient rekening te worden gehouden. Dat wil zeggen dat deze moeten worden gesuperponeerd op de waterspanningen uit grondwaterstroming. Het is mogelijk om rekening te houden met het seizoen waarin de grondophogingen worden uitgevoerd. Zo worden werkzaamheden aan primaire waterkeringen in principe alleen uitgevoerd in het zomerseizoen. In dit seizoen zijn de buitenwaterstanden in het algemeen lager dan in het stormseizoen (oktober – april).

In de praktijk wordt doorgaans een minder strenge eis voor de uitvoeringsstabiliteit gehanteerd dan voor de eindstabiliteit, met als randvoorwaarde een lagere maatgevende buitenwaterstand.

De duur van het consolidatieproces is in veel gevallen, zeker in het Benedenrivierengebied, langer dan de uitvoeringsperiode. De duur van de consolidatie wordt aangeduid met de hydrodynamische periode. Dit betekent dat ook na de uitvoering gedurende die periode, wateroverspanningen in het slappe lagen pakket aanwezig zijn. Omdat voor die periode wel gerekend wordt met de maatgevende buitenwaterstand voor de permanente situatie, zal de berekende bezwijkkans gedurende die periode groter zijn dan in de permanente situatie. In vigerende leidraden wordt hiermee in de regel geen rekening gehouden.

3.4 Stap 3: Modelkeuze, schematisering en verificatie

Doel van stap 3 is het kwantitatief uitwerken van de beoogde 'veilige waterspanningsschematisering', voor de in stap 2 vastgestelde situaties. In figuur 3.2 zijn de te ondernemen activiteiten en keuzes in een stroomdiagram weergegeven. Dit stroomdiagram geeft de activiteiten weer die achtereenvolgens nodig zijn om tot een veilige schematisering te komen. Bij elke activiteit moeten keuzes worden gemaakt voor bijvoorbeeld het type model, parameters, metingen etc. Achtereenvolgens worden in deze paragraaf de substappen 3.1 t/m 3.5 nader toegelicht.



Figuur 3.2 Stappenschema schematisering waterspanningen

3.4.1 Stap 3.1 Modelkeuze

Op basis van de informatie uit stap 1 en 2 wordt een keuze gemaakt voor een model of een combinatie van modellen. Er kan onderscheid worden gemaakt in drie typen modellen (tabel 3.4). Bij de keuze zal ook de beschikbare informatie een rol spelen.

| Type model | black box model | | analytisch model | | numeriek model | |
|--------------|-------------------------------------|--------------------------------------|----------------------|------------------------|----------------------------|--------------|
| | zonder metingen | met metingen | zonder metingen | met metingen | zonder metingen | met metingen |
| Verwijzingen | Bijlage 1 en VTV (Eerste schatting) | Bijlage b3.3 (Extrapolatie-modellen) | Bijlage b4.4 en b4.5 | Bijlage b3.4 t/m b3.7, | Bijlage b4.8 (programma's) | |
| Modelnr. | | 3A | 4A t/m 4F | 3B t/m 3E | | |

Tabel 3.4 Type modellen en verwijzing naar de bijlagen

Overwegingen bij de modelkeuze (zie ook paragraaf 2.3):

- Afhankelijk van het tijdsafhankelijk verloop van de hydraulische / (geo)hydrologische randvoorwaarden kan worden besloten of een stationaire berekening voldoende is of dat een tijdsafhankelijke (of cyclische) berekening zinvol is.
- Afhankelijk van de vorm van de geul (watervoerend pakket) wordt gekozen voor een schematisering van de geometrie van dijk en ondergrond. Daarbij kan de geul als volgt geschematiseerd worden:
 - tweedimensionaal in een horizontaal vlak;
 - tweedimensionaal in een verticaal vlak;
 - of driedimensionaal.
- In situaties waar waterspanningen van ondergeschikt belang zijn kan men wellicht zonder metingen schematiseren. In de andere gevallen zullen metingen noodzakelijk zijn.

3.4.2 Stap 3.2 Grondwatermechanische modellering

Basisopzet van het geohydrologisch model, of de combinatie van geohydrologische modellen.

- Uitgangspunt is de in stap 1 gemaakte systeembeschrijving. Deze dient nu kwantitatief te worden ingevoerd in de gekozen modellen. Dit betekent dat de vaak grillige en heterogene werkelijkheid op een veilige manier moet worden geschematiseerd. De detaillering is mede afhankelijk van de mogelijkheden van de gekozen modellen: sommige modellen vereisen een verregaande vereenvoudiging van de complexe werkelijkheid. Dan is inzicht en ervaring vereist voor een veilige schematisering.
- De grondopbouw en de grondeigenschappen dienen in voldoende detail bekend te zijn. Van belang zijn met name:
 - de aanwezigheid en dikte van de samendrukbare laag (klei, veen) binnen- en buitendijks;
 - de ligging en dikte van de watervoerende zandpakketten;
 - het al dan niet aanwezig zijn van tussenzandlagen;
 - de doorlatendheden van het dijkmateriaal, de samendrukbare lagen en de zandpakketten;
 - de invloed van mogelijke slielagen op het onderwater talud;
 - het soortelijk gewicht van de binnendijkse deklaag (klei, veen).

De grondopbouw wordt bepaald op basis van geotechnisch onderzoek. De doorlatendheden kunnen op basis van laboratoriumonderzoek worden vastgesteld. Vanwege inhomogeniteiten zullen dergelijke bepalingen echter zelden nauwkeurig zijn. Aanvullende informatie uit literatuurgegevens en/of ervaringsgegevens zijn daarom in ieder geval ook nodig. De beste bepaling van de doorlatendheid van de zandlagen wordt middels grootschalige veldproeven (dertien-uursmeting) verkregen. De doorlatendheid of hydraulische weerstand van de samendrukbare lagen is veel moeilijker te bepalen. Omdat de invloed hiervan op de resultaten van de berekeningen niet al te groot is, kan in het algemeen worden volstaan met conservatieve schattingen, waarbij conservatief vaak inhoudt dat een relatief lage weerstand (hogere doorlatendheid) in rekening wordt gebracht. Met name bij dunne kleilagen moet daarbij rekening worden gehouden met mogelijke gestructureerdheid van de klei tengevolge van (biologische) bodemontwikkeling, waardoor de weerstand afneemt.

Randvoorwaarden (buiten- en binnendijks).

Als buitendijkse randvoorwaarde wordt de buitenwaterstand opgegeven, met een hydrostatisch drukverloop, zoals deze op het watervoerend pakket werkt. De afstand vanaf de dijk waarop deze randvoorwaarde wordt opgegeven is het intrepunt. Zeker in het geval van voorland is het intrepunt fysiek niet gemakkelijk aan te duiden. Dan wordt de afstand bepaald op basis van onderzoek naar de aanwezige toplaag in het voorland. Als alternatief kan indirect met behulp van metingen aan de stijghoogte de intree lengte worden bepaald.

Voor de binnendijkse randvoorwaarde dient onder meer rekening te worden gehouden met opbarsten/opdrijven (en de afstand waarop weer het polderpeil aanwezig is). Opbarsten begrenst de waterspanningen in het watervoerende pakket (zie ook paragraaf 2.2.5). Zowel analytische- als numerieke rekenmodellen houden meestal geen rekening met deze interne grensconditie. De gelimiteerde waterspanning zal daarom als extra randvoorwaarde in het watervoerend pakket gemodelleerd moeten worden.

De afstand achter de dijk waar weer het polderpeil aanwezig is, is afhankelijk van de toevoer van water door het watervoerend pakket en de uitstroom van water door de kleilaag. Indien op een gegeven punt de kleilaag ontbreekt, zal daar het polderpeil aanwezig zijn. Indien dit punt te dicht bij de dijk gekozen wordt, wordt de waterspanning (sterk) onderschat. De schematisering is dan niet meer veilig. Indien opbarsten zeker optreedt, is de locatie van deze randvoorwaarde minder van belang. De grenswaterspanning in de opdrijfzone volstaat dan.

Bij toepassing van meerdere modellen: de 'rekenvolgorde' en de interacties.

Gewoonlijk levert het model voor het watervoerend pakket de randvoorwaarde voor het model waarmee vervolgens de ontwikkeling van waterspanningen in de samendrukbare pakketten wordt bepaald. Wel dient dan (achteraf) te worden gecontroleerd of tijdsafhankelijke interactie tussen beide pakketten kan worden verwaarloosd.

Overzicht relevante (en niet uit te sluiten) 'afwijkingen' in het ondergrondmodel en in het systeemgedrag.

Er moet bijvoorbeeld rekening worden gehouden met mogelijk sterk veranderende omstandigheden die optreden indien het voorland onderstroomt of met te verwachten ingrijpende veranderingen in het geohydrologisch systeem.

Opzet meetprogramma t.b.v. verificatie afwijkingen en vaststellen geohydrologische parameters.

In paragraaf 2.5 en bijlage 3 wordt ingegaan op peilbuis- en waterspanningsmetingen.

3.4.3 Stap 3.3 Parameterkeuze

Mede afhankelijk van voorgaande keuzes moet besloten worden of de gekozen schematisering of modellering gekalibreerd dient te worden op actuele metingen (al dan niet tijdsafhankelijk), of dat wordt uitgegaan van een conservatieve inschatting op basis van globale (geo)hydrologische gegevens.

Vervolgens zullen de nog ontbrekende (geohydrologische) parameters (doorlatendheid, berging e.d.) moeten worden toegekend.

- a) Indien er geen kalibratie mogelijk is met waterspanningsmetingen moeten de parameters gebaseerd worden op veilige inschattingen. In feite wordt geen informatie toegevoegd, en moet worden uitgegaan van de in stap 3.1 conservatief opgestelde basisopzet. Afhankelijk van het beoogde gebruik van het model (bijvoorbeeld extrapolatie naar hoog water), dienen keuzes te worden gemaakt hoe de onzekerheden (nu of in de toekomst) in de geologische schematisering worden verwerkt.
- b) Met metingen van de stijghoogte kunnen de modellen worden gekalibreerd. De aanwezigheid van de binnen- en buitendijkse kleilagen en de weerstand ervan kunnen door middel van deze metingen worden vastgesteld. Daarnaast kan op basis van metingen soms de opbarstpotentiaal worden bepaald. Bij metingen kunnen eventuele driedimensionale effecten in beeld worden gebracht, bijvoorbeeld bij sterk wisselende kleilaagdikte in de lengterichting van de dijk. Daarnaast kunnen de meetresultaten veronderstelde afwijkingen bevestigen dan wel uitsluiten.

3.4.4 Stap 3.4 Extrapolatie naar belastingcombinatie(s)

Bij de extrapolatie van de situatie tijdens de meting naar een mogelijk maatgevende (ontwerp)belastingssituatie moet rekening worden gehouden met:

- Een ander systeemgedrag bij extreme waterstanden, bijvoorbeeld een ander grondwaterstromingspatroon bij geopende stuw op de rivier, opbarsten/opdrijven van de deklaag achter de dijk, of het overstromen van zomerkaden. Hierdoor kunnen aspecten die niet relevant zijn in de kalibratie wellicht toch belangrijk zijn in maatgevende omstandigheden. Bijvoorbeeld de aanwezigheid van geulen in het voorland.
- Verandering van het systeem tijdens de toets- of planperiode. Enkele voorbeelden hiervan zijn het al dan niet kunnen garanderen van een afdekkende laag (sliblaag) op de rivierbodem of op het voorland, toekomstige

wijzingen van slootpeilen, het aanbrengen, verwijderen of functioneren van afsluitende elementen zoals damwanden en schermen.

In beginsel levert een (al dan niet op basis van waterspanningsmetingen gekalibreerde) modellering schattingen op van waterspanningen. Daarbij is er altijd sprake van een zekere mate van onzekerheid. Dit betekent dat de adviseur expliciet moet ingaan op de wijze waarop hij met onzekerheid is omgegaan: door het verwaarlozen van een deklaag op het voorland, of het kiezen van een conservatieve parameterset, het niet meenemen van instationaire effecten, etc. In bijzondere gevallen kan een gevoeligheidsanalyse zinvolle informatie opleveren.

Ter voorkoming van fouten in de basisopzet:

- nalopen systeemgedrag op mogelijke 'knikken' door peilbeheer buiten- en binnendijs (stuw);
- idem door geometrie (overstromen zomerkade);
- terugkoppeling metingen naar uitgangspunten voor de basisopzet;
- etc.

Ter opsporing van mogelijke fouten in de metingen:

- onafhankelijke bevestiging meetresultaten (nulpuntscorrectie waterspanningsmeters);
- controleer de geohydrologische en geologische gegevens met bestaande dynamische databestanden (zoals DINO: Data en Informatie van de Nederlandse Ondergrond). N.B. In de veel gebruikte Grondwaterkaarten van Nederland zijn fouten geconstateerd. De verkoop van de oude kaarten is per 1 januari 2002 gestaakt. In de loop van 2002 wordt van diverse gebieden nieuw kaartmateriaal samengesteld en op CD-rom beschikbaar gesteld. Oudere kaarten dienen met de nodige voorzichtigheid gebruikt te worden. Bij meerdere metingen over een bepaalde periode kan gekeken worden naar afwijkingen;
- etc.

Ter voorkoming van interpretatiefouten:

- herkennen door grondspanning geïnduceerde waterspanningen (bij afwijkingen in waterspanningen moet de adviseur zich afvragen wat de oorzaak hiervan is (bijvoorbeeld grondwaterstroming of consolidatie door dijkversterking);
- gedurende lange tijd na een neerslagperiode kan door infiltratie van water uit plassen (ontstaan door o.a. vee en landbouwverkeer op onverharde wegen) een hogere waterspanning en een hogere (schijn-) grondwaterstand in dijken aanwezig zijn;
- raadpleeg bij onzekerheid een ervaren specialist;
- etc.

Tabel 3.5 Checklist ter voorkoming van fouten (niet limitatief)

3.4.5 Stap 3.5 Vaststellen waterspanningen en controle

In deze stap moet de adviseur aan kunnen geven:

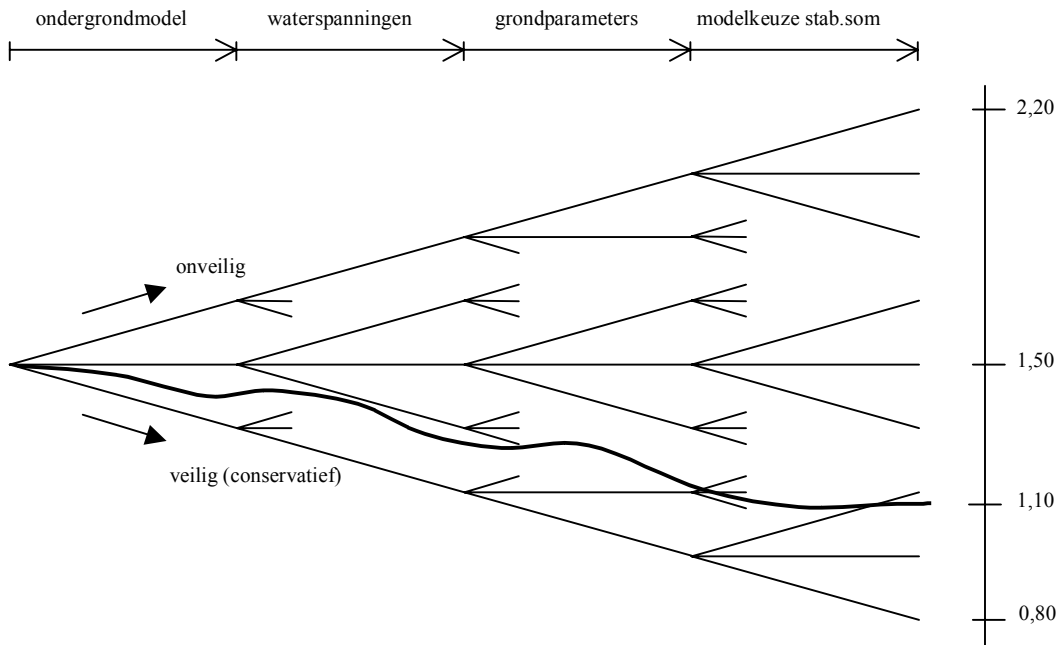
- in welke keuzes enige 'veiligheid / conservatisme' is aangebracht, en hoe dit zich verhoudt tot de belangrijkste onzekerheden;
- in welke mate de schematisering onderbouwd / geverifieerd is met metingen;
- onder welke voorwaarden de schematisering als voldoende veilig kan worden gebruikt. Bijvoorbeeld welk uitgangspunt is gehanteerd voor rivier en voorland, en hoe belangrijk is dat dan.

Van belang is dat bovenstaande vragen uitsluitend kunnen worden beantwoord, indien het gehele traject van vaststellen ondergrondmodel tot en met berekenen van de geotechnische stabiliteit wordt beschouwd.

Indien uit deze laatste stap blijkt dat aanvullende metingen nodig zijn, wordt de informatie aangevuld en moeten alle stappen opnieuw doorlopen worden (in het ernstigste geval vanaf stap 1, maar waarschijnlijk vanaf stap 3.2).

Het diagram in figuur 3.3 toont aan dat een bepaalde mate van veiligheid op verschillende manieren bereikt kan worden. Stel, om de gedachten te bepalen, dat een stabiliteitsfactor van 1,50 een goede benadering is van de 'werkelijke' stabiliteitsfactor, en dat een schematisering die tot een stabiliteitsfactor van 1,10 leidt een veilige (en niet

te conservatieve) schematisering is. De dikke lijn in het diagram leidt tot die waarde. Aan de hellingen kunnen we zien dat bij deze lijn gekozen is voor een enigszins veilige schematisering van het ondergrondmodel, een 'best guess' modelkeuze voor de stabiliteitssom (rekenmodelkeuze, inclusief 'modelfactor') en 'absoluut' veilige keuzen voor waterspanningen en grondparameters. Hetzelfde resultaat zou wellicht ook bereikt kunnen worden door een absoluut veilige schematisering van het ondergrondmodel en van waterspanningen, in combinatie met 'best guess' aannamen voor grondparameters en rekenmodel.



Figuur 3.3 Bandbreedte van berekende stabiliteitsfactor als gevolg van door onzekerheden ingegeven mogelijke keuzen bij de schematisering (de getallenrange is fictief). De dikke lijn representeert een betrekkelijk veilige wijze van schematiseren.

4 Uitvoering

4.1 Algemeen

In dit hoofdstuk worden aspecten met betrekking tot de uitvoering behandeld, voor zover deze met waterspanningen te maken hebben of daarmee duidelijke raakvlakken hebben. Het kan gezien worden als een aanvulling op hetgeen in de Grondslagen voor Waterkeren is opgenomen met betrekking tot de uitvoering en als aanvulling op de hoofdstukken met betrekking tot uitvoering die in de Leidraden en andere Technische Rapporten zijn opgenomen.

Behandeld worden:

- de koppeling tussen ontwerp en uitvoering, par. 4.2;
- de uitvoeringsbegeleiding, par. 4.3;
- de koppeling tussen ontwerp en beheer, voor zover dit specifiek bij de uitvoering al naar voren komt, par. 4.4.

Beheer staat beschreven in hoofdstuk 5.

In het *Construeren met Grond* [CUR 162, 1993] wordt uitgebreid aandacht besteed aan uitvoeringsaspecten. Aan bod komen hierin een aantal praktische aspecten van de uitvoering alsmede de uitvoeringsbegeleiding. Er wordt ingegaan op:

- het uitvoeringstempo;
- meten van vervormingen, inclusief een inleiding op beschikbare meetinstrumenten;
- meten van waterspanningen;
- interpretatie van waterspanningsmetingen;
- controle van zettingen en stabiliteit;
- maatregelen ingeval de grond(ophoging) onverwacht en ongewenst gedrag vertoont.

Verder wordt ingegaan op de invloed op de omgeving en worden enkele voorbeelden van schadegevallen besproken. In *Construeren met Grond* [CUR 162, 1993] worden veel meer aspecten besproken met een grotere diepgang dan in het voorliggende hoofdstuk mogelijk is. Dit hoofdstuk kan als een kwalitatief overzicht worden beschouwd, specifiek gericht op waterkeringen.

4.2 Koppeling tussen ontwerp en uitvoering

Randvoorwaarden uit het ontwerp

Diverse aspecten uit het ontwerp hebben invloed op de optredende waterspanningen of de ligging van de freatische lijn in de eindsituatie. Dit betreft met name:

- de doorlatendheden van de toe te passen grondsoorten;
- het gewicht van opbarstbermen;
- het gewicht als gevolg van dijkverhoging.

In het bestek worden deze aspecten in het algemeen niet direct voorgeschreven, maar wel indirect via de voorgeschreven grondsoorten en afmetingen. Tijdens de uitvoering kan overwogen worden om een andere grondsoort toe te passen dan is voorgeschreven, in verband met bijvoorbeeld de beschikbaarheid hiervan. In sommige gevallen is dat ook mogelijk, maar een controle van de gewenste of noodzakelijke eigenschappen is wel nodig. Dit dient in het bestek beschreven te worden.

Terugkoppeling naar ontwerp

Tijdens de uitvoering van een dijkverbetering kunnen waarnemingen verricht worden die gebruikt kunnen worden om het ontwerp te verifiëren. Voorwaarde hiervoor is dat de dagelijkse toezichthouder weet waarop hij moet letten. Enige kennis van dijken en faalmechanismen in het algemeen en van het betreffende ontwerp in het bijzonder is daarbij nodig. De terugkoppeling kan vooral betrekking hebben op de grondopbouw en op verschijnselen als uittredend water.

Tijdens de uitvoering worden vaak delen van de dijk vrijgegraven of worden sleuven gegraven in het voor- of achterland, om nieuw aan te brengen grond aan te sluiten op de bestaande grondlagen. Tijdens deze werkzaamheden kan een controle plaatsvinden van de grondopbouw zoals die in het ontwerp is aangenomen op basis van eerder uitgevoerd grondonderzoek. Voor het verloop van de waterspanningen of de ligging van een freatische lijn zal het veel verschil uitmaken of op een bepaalde plaats in het voorland of in het dijklichaam zand of klei aanwezig is. Indien werkzaamheden langs een dijkstrekking plaatsvinden, kan met name gelet worden op inhomogeniteiten zoals zandlagen in de dijk of zandbanen in het voor- of achterland. Ook de vochtigheid van de grond en dan met name van het dijklichaam kan informatie verschaffen. Zeer vochtige grond kan duiden op een ongunstige opbouw van de dijk of op zeer ondoorlatende grond, waardoor in beide gevallen het water niet af kan vloeien.

Verschuiven als water dat uittreedt nabij de dijk, of zelfs uit de dijk, zullen met de beschikbare gegevens verklaard moeten kunnen worden. Tijdens de uitvoering van werkzaamheden zal er vaak geen sprake zijn van hoogwater, maar mogelijk wel van ontgravingen of andere situaties die alleen voorkomen tijdens de uitvoering. Het is aan te raden om uittredend water altijd te melden bij de geotechnicus, die na kan gaan of het verschijnsel te verklaren is. Is dat niet het geval, dan ontbreekt informatie die ook voor het ontwerp van belang zou kunnen zijn.

Bij projecten waar (geo)hydrologische aspecten tijdens de uitvoering een belangrijke rol kunnen spelen kan worden overwogen om een (geo)hydrologische paragraaf in het bestek op te nemen. Hierin worden de diverse uitgangspunten en randvoorwaarden verzameld.

Als gevolg van de werkzaamheden treedt in sommige gevallen wateroverlast op, bijvoorbeeld doordat de afvoer van water vermindert tengevolge van het aanbrengen van klei of kwelschermen. Het blijkt achteraf vaak moeilijk om de oorzaak in beeld te brengen. Het vastleggen van de (geo)hydrologische situatie voorafgaande aan de uitvoering kan in dergelijke gevallen nuttig zijn. Helaas is vooraf vaak moeilijk te voorspellen wanneer dit nuttig is en bovendien zijn er extra kosten mee gemoeid. Te overwegen is echter om voorafgaande aan de uitvoering een globale risico-inventarisatie op te zetten en op basis daarvan te beslissen om de uitgangssituatie op gevoelige locaties vast te leggen.

4.3 Uitvoeringsbegeleiding

4.3.1 Waterspanningen

In *Construeren met Grond* [CUR 162, 1993] wordt in detail ingegaan op het plaatsen van waterspanningsmeters en het interpreteren van de metingen. In deze paragraaf worden slechts enkele aandachtspunten weergegeven. Voor meer gedetailleerde informatie wordt verwezen naar het *Construeren met Grond* [CUR 162, 1993].

Aanleiding en plaatsing

Als slappe lagen van enige dikte voorkomen, kunnen wateroverspanningen worden gegenereerd bij het aanbrengen van grondaanvullingen. Bij het ontwerp is nagegaan of de stabiliteit tijdens de uitvoering voldoende is en zijn zonodig aanvullende maatregelen uitgewerkt, of is een uitvoeringsfasering opgesteld. Indien hierbij de voortgang van de werkzaamheden afhankelijk is gesteld van de waterspanningen in de samendrukbare lagen, zullen de waterspanningen gemeten en geëvalueerd moeten worden.

De locaties van de waterspanningsmeters worden zodanig geselecteerd dat de waterspanningsmeters zinvolle en voldoende informatie geven. De grondophoging, de dikte van het pakket slappe lagen en de ligging van een eventuele glijcirkel spelen hierbij een rol. Anders dan bij de berekeningen vaak wordt verondersteld, kan ook naast een grondophoging een wateroverspanning gegenereerd worden.

De meters moeten altijd geplaatst worden vóórdat er ophogingen zijn aangebracht en bij voorkeur vóórdat er werkzaamheden zijn uitgevoerd, om de uitgangssituatie goed in beeld te krijgen. Het kan zijn dat er al wateroverspanningen zijn, als gevolg van eerder aangebrachte ophogingen of door het grondwaterbeeld ter plaatse. Bij de interpretatie van de metingen is deze informatie belangrijk.

Freatische lijn versus wateroverspanning

Een waterspanningsmeter meet in het algemeen de absolute druk, terwijl men geïnteresseerd is in de wateroverspanning. Om die af te leiden van de gemeten waarde is ook informatie over de ligging van de freatische

lijn nodig, die apart gemeten moet worden. Informatie over de ligging van de freatische lijn is op zich natuurlijk ook al van belang. Omdat ook buitenwaterstanden invloed kunnen hebben op waterspanningen, bijvoorbeeld via het watervoerende pakket, of via de freatische lijn, is het aan te bevelen om bij elke meting de buitenwaterstand ook te registreren.

Betrouwbaarheid van de metingen

Voordat meetwaarden geïnterpreteerd kunnen worden, zal nagegaan moeten worden of de metingen betrouwbaar zijn. Een directe methode daarvoor is er niet, hoewel geëxperimenteerd wordt met zeer kleine peilbuizen naast een waterspanningsmeter. Indirect kan wel iets over de betrouwbaarheid worden gezegd. Nagegaan kan worden of de gemeten waarden en het verloop daarvan in de tijd overeenkomen met de prognose. Ook kunnen metingen van verschillende meters op vergelijkbare locaties verspreid over het werk met elkaar worden vergeleken. Indien twijfels bestaan over de betrouwbaarheid van de metingen, dan zouden extra meters geplaatst kunnen worden, of zou bijvoorbeeld aan de hand van waterspanningssonderingen aanvullende informatie verzameld kunnen worden. Wanneer meerdere metingen elkaar bevestigen dan geeft dat een positieve indicatie van de betrouwbaarheid van de metingen.

Het is mogelijk om het verloop van de waterspanningen te vergelijken met het verloop van de zettingen. Daarbij is het belangrijk onderscheid te maken tussen ééndimensionale en tweedimensionale processen. Bij tweedimensionale consolidatieprocessen is er altijd sprake van een initiële zakking, die soms wel 50% van de eindzakking kan bedragen.

Vervormingen

Indien de waterspanningen niet teruglopen of zelfs oplopen, zonder dat er grondaanvullingen hebben plaatsgevonden, dan bestaat de mogelijkheid dat er waterspanningen worden gegenereerd door vervormingen van de grond anders dan zettingen. Dit kan het geval zijn als er kruip optreedt, maar ook als er een doorgaande schuifvervorming optreedt. In dergelijke gevallen is het aan te raden om horizontale vervormingen te monitoren en waakzaam te zijn op andere verschijnselen die kunnen duiden op een afschuiving. Indien de mogelijkheid bestaat dat een afschuiving optreedt, dan zullen de stabiliteitsberekeningen nader beschouwd moeten worden. Aanvullend grondonderzoek is veelal wenselijk om na te gaan of lokaal wellicht lagen aanwezig zijn met lagere schuifsterkte-eigenschappen, of met een lager gewicht in het passieve deel van het glijvlak. Grootschalige plastische vervormingen kunnen optreden nog zonder dat echt sprake is van een afschuiving. In dat geval is de actuele stabiliteitsfactor gelijk aan of iets meer dan 1. In deze situatie kunnen ook watersoverspanningen gegenereerd worden. Dit kan voorkomen worden door ofwel een voorzichtiger inschatting van de sterkte parameters ofwel een iets ruimere vereiste stabiliteitsfactor aan te houden bij het bepalen van de uitvoeringsstabiliteit.

Ophogingsfasering

Een specifieke toepassing van waterspanningsmeters is de inzet ervan bij het bepalen van het ophogingstempo, indien ophoging in slagen plaats vindt. Het tijdstip waarop een volgende slag kan worden aangebracht, wordt op basis van de waterspanningen bepaald. Hiervoor is een terugkoppeling met de berekeningen nodig. In *Construeren met Grond* [CUR 162, 1993] wordt hier verder op ingegaan.

4.3.2 Waterstanden en regen

Bij de bepaling van de uitvoeringsstabiliteit zijn bepaalde aannamen gedaan met betrekking tot de buitenwaterstand, het polderpeil, de ligging van de freatische lijn en de waterspanningen in het samendrukbare pakket. Aspecten met betrekking tot de ligging van de freatische lijn en de waterspanningen in het samendrukbare pakket zijn in de vorige paragraaf behandeld.

Open water

De buitenwaterstand en het polderpeil dienen gevolgd te worden en indien deze ongunstiger dreigen te worden dan in de berekeningen is aangenomen, dan dienen maatregelen genomen te worden om mogelijke negatieve gevolgen te voorkomen. Met name de aspecten opbarsten, macrostabiliteit en piping dienen hierbij aandacht te krijgen. Opbarsten en verlies van macrostabiliteit kunnen niet alleen de veiligheid tegen overstromen aantasten, maar ook de veiligheid op de bouwplaats.

Neerslag

Door overvloedige regenval kan de freatische lijn in het dijklichaam hoger komen te liggen, dit kan ook een nadelige invloed op de stabiliteit hebben. Tijdens de uitvoering, als afdekkende lagen zoals een wegverharding of afdekkende

kleilagen zijn verwijderd, kan dit zelfs meer een rol spelen dan anders. Bij het ontwerp van de uitvoering dient met deze aspecten rekening te worden gehouden. Dit kan leiden tot voorwaarden met betrekking tot de beheersing van de geohydrologische omstandigheden tijdens de uitvoering.

4.4 Koppeling tussen ontwerp, uitvoering en beheer

4.4.1 Revisie van informatie

De aspecten uit het ontwerp die van belang zijn voor het beheer zijn bij het opstellen van het ontwerp met de beheerder besproken en gedocumenteerd. Eventuele afwijkingen daarop die tijdens de uitvoering optreden moeten natuurlijk daaraan worden toegevoegd.

Informatie die tijdens de uitvoering wordt verzameld en van belang is voor de beheerder betreft met name:

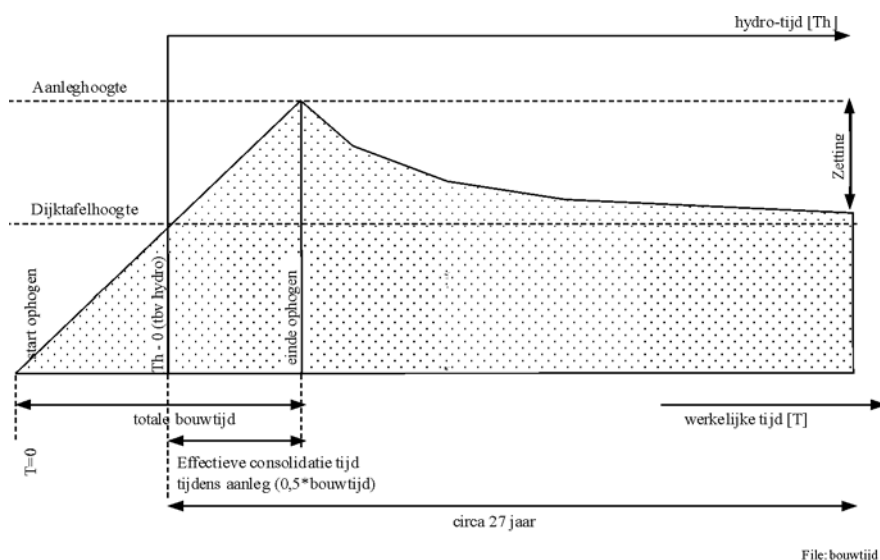
- de toegepaste grondsoorten;
- afwijkingen in de grondopbouw of -eigenschappen die zijn geconstateerd, bijvoorbeeld door directe waarneming van de grondlagen in afgravingen of die indirect blijken uit uittredend water, uit vervormingen of uit andere verschijnselen die op een (lokale) afwijking in de bodemopbouw wijzen;
- (aanvullend) grond- en geohydrologisch onderzoek dat tijdens de uitvoering is gedaan;
- afwijkingen in de gerealiseerde geometrie.

4.4.2 Consolidatie

In gevallen waar samendrukbare lagen van enige dikte voorkomen, zal de consolidatie nog niet volledig hebben plaatsgevonden bij de oplevering van het werk. Dit betekent dat nog wateroverspanningen aanwezig zijn, waardoor enerzijds de eindstabiliteit nog niet is bereikt en anderzijds nog restzettingen optreden.

Op basis van de metingen van waterspanningen en / of zettingen kan een prognose gedaan worden over het verdere verloop van de consolidatie en, daarvan afgeleid, van het verdere verloop van de stabiliteit en zettingen. Voor de beheerder is dit belangrijke informatie. In de periode dat de eindstabiliteit nog niet bereikt is, zal de beheerder meer alert moeten zijn in geval van hoogwater. Ook zal het beleid met betrekking tot ontgravingen of andere werkzaamheden nabij de dijk in deze periode wellicht strikter moeten zijn dan daarna. De beheerder moet hierover geïnformeerd worden middels een overzichtelijke rapportage.

Bij geleidelijk en laagsgewijs ophogen bedraagt de bouwtijd gemiddeld 2 maal de benodigde consolidatietijd. In figuur 4.1 is dit schematisch weergegeven



Figuur 4.1 Ophoging als functie van de tijd

5 Beheer

5.1 Algemeen

Het beheer van een dijk is een samenhang van vele activiteiten die er onder andere voor moeten zorgen dat de dijk in stand gehouden wordt. Het beheer wordt weergegeven in het beheersplan. Waterspanningen hoeven daar niet een expliciet onderdeel in te zijn, maar zijn veeleer verweven in diverse activiteiten. In "*Grondslagen voor Waterkeren*" [GVW, 1998] en de Leidraden per waterkering type zijn meer algemene aspecten opgenomen. In dit hoofdstuk worden een aantal zaken vermeld die specifiek betrekking hebben op waterspanningen. De beschreven activiteiten zullen geïntegreerd moeten worden in de overige activiteiten die in het beheersplan zijn opgenomen.

In paragraaf 5.2 wordt ingegaan op de diverse randvoorwaarden voor het beheer die uit het ontwerp volgen. Handhaving hiervan is nodig omdat anders de uitgangspunten die voor het ontwerp zijn aangehouden niet meer geldig zijn, en daarmee de beoogde veiligheid in het geding kan komen. Paragraaf 5.3 geeft handvatten voor inspecties en monitoring van de dijk. In paragraaf 5.4 worden enkele mogelijkheden gegeven om negatieve invloeden te compenseren, die door activiteiten rondom de dijk zijn bewerkstelligd.

5.2 Koppeling ontwerp en beheer

Wijzigingen van waterstanden, stijghoogten, geometrie of grondopbouw kunnen een invloed hebben op de veiligheid van de dijk. De keuzes die tijdens het ontwerp zijn gemaakt met betrekking tot deze aspecten moeten daarom duidelijk zijn en moeten gehandhaafd worden, in ieder geval als een verandering een negatieve invloed heeft. Voor de beheerder is het van belang om al tijdens het opstellen van het ontwerp inzicht te krijgen in de ontwerputgangspunten en de gevolgen die daaruit voortvloeien voor het beheer. Zonodig kunnen de uitgangspunten dan nog aangepast worden als handhaving van bepaalde uitgangspunten niet mogelijk of wenselijk lijkt. Vanzelfsprekend moeten deze uitgangspunten goed gedocumenteerd worden, bijvoorbeeld in een geotechnisch rapport. Eventuele wijzigingen die tijdens de uitvoering worden doorgevoerd moeten ook gedocumenteerd worden in revisietekeningen en/of een revisierapportage.

De hieronder behandelde aspecten zijn met name van belang.

Binnendijkse waterstand

De aangehouden waterstand binnendijks is veelal het polderpeil. De binnendijkse grondwaterstand heeft een min of meer directe relatie daarmee. Waterpartijen die niet direct bemalen worden, bijvoorbeeld kolken of kleine sloten, zullen een waterstand hebben die niet noodzakelijkerwijs gelijk is aan het polderpeil. In alle gevallen is het raadzaam om de waterstand die in het ontwerp is aangehouden in de legger op te nemen. Bij het verklaren van verschijnselen (zie paragraaf 5.3) kan dan een eventuele afwijking van die waterstand meegewogen worden.

De binnendijkse grondwaterstand nabij de dijk zal veelal gelijk aan maaiveld worden genomen. Voor de stabiliteit is dat de maatgevende grondwaterstand. Voor piping geldt dit ook, althans voor zover geen waterpartijen binnen de pipinggevoelige zone liggen.

Buitenwaterstand

De bij het ontwerp aangehouden hoge buitenwaterstand is normaal gesproken gelijk aan het MHW, welke onder andere wordt vermeerderd met een toeslag voor de verwachte hoogwaterstijging in de planperiode. Hier kunnen echter uitzonderingen op worden gemaakt. Om diverse redenen kan ervoor worden gekozen om bij het ontwerp een hogere waterstand aan te nemen. Bij kunstwerken is het gebruikelijk om uit te gaan van een langere planperiode dan bij dijken, waardoor ook een grotere marge voor hoogwaterstijging in rekening gebracht wordt. Een goede documentatie zal bij toekomstige toetsingen of aanpassingen aan het ontwerp onnodige herberekeningen kunnen voorkomen.

Opbouw van de dijk

De opbouw van de dijk is van belang voor de hoeveelheid kwel door de dijk. Bij de toetsing is de opbouw een belangrijk aspect in verband met microstabiliteit. Indien kwelwater in het binnentalud of bij de binnenteen wordt

waargenomen, dan is het van belang om de dijkopbouw te kennen, zodat een verklaring gegeven kan worden en daarmee de ernst van de situatie kan worden ingeschat

Intreeweerstand of intreelijn

Een kleilaag in het voorland of een sliblaag op het onderwatertalud of op de bodem van het buitenwater geeft een intreeweerstand. Hierdoor is de stijghoogte in het watervoerende pakket ter plaatse van de buitenteen lager dan de buitenwaterstand. Een afname van de intreeweerstand door bijvoorbeeld het afgraven van klei of door baggeren leidt tot een verhoging van de stijghoogte in het watervoerende pakket en daarmee tot een mogelijk afname van de stabiliteit en een toename van de pipinggevoeligheid. De situatie die in de ontwerpberekeningen is verdisconteerd, moet daarom gehandhaafd blijven of mag in ieder geval niet slechter worden. Een duidelijke omschrijving van de invoer in de ontwerpberekeningen is daarvoor nodig. Dit dient in termen van de grondopbouw te gebeuren, met andere woorden: de omvang en dikte van de klei- of sliblaag die in rekening is gebracht moet zoveel mogelijk expliciet bekend zijn. Voor zover de kleilaag aan de hand van geotechnisch onderzoek (bijvoorbeeld boringen) is vastgesteld, is dit al het geval. Veelal wordt dan een intreelijn gedefinieerd, waarvoor geldt dat tussen de buitenteen en de intreelijn een kleipakket met een bepaalde dikte aanwezig is. Als de intreeweerstand met behulp van metingen van de stijghoogte is vastgesteld, is niet expliciet bekend wat de grondopbouw buitendijks is. Een vertaling naar een equivalente kleilaag kan mogelijk een oplossing hiervoor geven.

Het is van belang dat over de ligging van de intreelijn tijdens het ontwerp al overleg plaatsvindt met de beheerder. De beheerder kan dan een inschatting maken of handhaving van de voorgestelde intreelijn redelijkerwijs mogelijk is, rekening houdend met eventuele toekomstige ontwikkelingen in het winterbed of met baggerwerkzaamheden.

Wateronttrekking

Wateronttrekking vanuit het watervoerend pakket kan een grote invloed hebben op de stijghoogte. Wateronttrekking vindt bijvoorbeeld plaats door de industrie. Omdat de beheerder van een waterkering hier in het algemeen geen invloed op heeft, is het verstandig om een eventuele invloed buiten beschouwing te laten.

Geometrie

Tenslotte is de geometrie die in het ontwerp is aangehouden een belangrijk aspect. Buitendijks kan deze een invloed hebben op de intreeweerstand, zoals hiervoor beschreven. Binnendijks kan een verandering in de geometrie inhouden dat opbarsten gaat optreden, of dat het juist niet optreedt. Het laatste kan het geval zijn als een binnendijkse laagte of waterpartij wordt opgevuld, waardoor ter plaatse geen opbarsten meer optreedt. De stijghoogten in het watervoerende pakket worden hierdoor hoger, met een mogelijk nadelige invloed op de veiligheid van de dijk.

In relatie hiermee kan ook de binnendijkse randvoorwaarde voor de grondwaterstroming door het watervoerende pakket worden genoemd. Afhankelijk van het onderzoek of van de aannamen die in het kader van het ontwerp zijn gedaan, kan de randvoorwaarde verschillend zijn vastgesteld. Het kan een punt zijn, waar de invloed van de rivier niet meer merkbaar is: hier is de stijghoogte in het watervoerend pakket gelijk aan het polderpeil, of gelijk aan de stijghoogte die aanwezig is in een periode zonder hoogwater. Ook hier geldt dat de randvoorwaarde die in het ontwerp in rekening is gebracht, duidelijk moet worden geformuleerd en door de beheerder van de waterkering gehandhaafd moet (kunnen) worden.

5.3 Handvatten voor monitoring

Monitoring en inspectie van de dijk en de omgeving van de dijk, is gericht op een aantal aspecten:

Ontwerpuitgangspunten

De geometrie en overige uitgangspunten die bij het ontwerp een rol spelen, zijn in de vorige paragraaf genoemd. Regelmatige inspectie en handhavingsmaatregelen zoals deze in de keur zijn vastgelegd moeten voorkomen dat uitgangspunten nadelig worden beïnvloed. Als dat niet te vermijden is, dient het ontwerp te worden herberekend en zonodig aangepast. Een groot aantal van de aspecten kan tijdens regelmatige inspectie worden gevolgd. Tevens zullen (beleids)beslissingen gevolgd moeten worden. Hierbij kan gedacht worden aan peilbesluiten, de vijfjaarlijkse vaststelling van de hydraulische randvoorwaarden en besluiten met betrekking tot wateronttrekking.

Tijdens hoogwater kan meestal alleen nog maar de binnen- en buitenwaterstand worden gevolgd. Met betrekking tot de geometrie en intreeweerstand zou het van belang kunnen zijn om eventuele erosie buitendijks te volgen, maar praktisch gezien is dit zelden mogelijk tijdens een hoogwater. Voor kritische punten kunnen wellicht lodingen gedaan worden, indien de waterdiepte voldoende is en er geen obstakels zijn. In ieder geval is het nuttig om na een hoogwater na te gaan of erosie is opgetreden en of bij een volgend hoogwater, als ontstane erosie zich voortzet, de intreeweerstand mogelijk kleiner wordt dan in het ontwerp is voorzien. In dat geval zijn natuurlijk maatregelen nodig om dat te voorkomen.

Verschijselen

Diverse verschijnselen kunnen een aanwijzing zijn voor de waterbeweging in de grond. Van belang is om na te gaan of het verschijnsel op basis van het ontwerp verwacht kon worden en toelaatbaar is. Indien dat niet het geval is, kan het onderzoek waar het ontwerp op is gebaseerd onvoldoende zijn geweest. Aanvullend onderzoek ter plaatse is dan nodig. Uit het onderzoek zal moeten blijken of maatregelen nodig zijn. In bijlage 5 is een geïllustreerd overzicht van schadebeelden opgenomen.

De verschijnselen zijn onder andere:

- uittredend water al dan niet tijdens hoogwater, in het binnentalud of binnendijks maar soms ook in het buitentalud, te herkennen aan:
 - uittredend water of natte plekken;
 - natte, drassige plekken al dan niet met een verminderd draagvermogen;
 - afwijkende vegetatie:
 - vochtminnende planten in een niet vochtig terrein, althans een niet vochtig bedoeld terrein;
 - bijzondere (water)planten die leven in het relatief zuivere kwelwater;
 - lokaal opvriezen of juist niet opvriezen van de grond, lokaal smelten van sneeuw doordat het uittredende water warmer is;
 - uitgespoelde grond;
 - verkleuringen in het water, indien grondwater uittreedt uit een onderwatertalud of een waterbodem;
- infiltratie:
 - het is nuttig om te weten of regenwater infiltreert of afstroomt over de taluds, dit kan ook iets zeggen over infiltratie van overslaand water tijdens hoogwater;
 - tijdens hoogwater kan vanzelfsprekend het overslaand water direct worden gevolgd: als grote plassen bij de binnentoeen liggen die niet het gevolg zijn van kwel, dan infiltreert blijkbaar niet al het overslaande water;
- opbarsten of opdrijven tijdens hoogwater, te herkennen aan:
 - natte plekken in het binnendijkse maaiveld;
 - wellen, eventueel zandmeevoerend;
 - blaarvorming: binnendijks terrein dat opbolt, of minder vlak ligt dan voorheen.
- schade door graverijen van muskusratten, mollen, dassen, etc.

Deze lijst is niet noodzakelijkerwijs uitputtend, maar is bedoeld om een idee te geven van mogelijke verschijnselen. In bijlage 5 zijn diverse foto's verzameld die betrekking hebben op schadebeelden.

Stijghoogten en waterspanningen

Stijghoogten in watervoerende zandlagen zijn eigenlijk altijd zinvol om te volgen. Buiten hoogwaterperioden kan nagegaan worden of veranderingen optreden en of de stijghoogte bij laagwater gelijk is aan wat in het ontwerp is aangenomen. Dit laatste zal vooral voor instationaire omstandigheden zinvol zijn. Tijdens hoogwater wordt nagegaan of de stijghoogte en het verloop daarvan overeenkomt met de berekeningen. De berekeningen kunnen zo mogelijk aangescherpt worden. Dit is zinvol als er ontwikkelingen hebben plaatsgevonden die het ontwerp negatief hebben beïnvloed en kan zeer nuttig zijn bij de 5-jaarlijkse toets. Buiten hoogwaterperioden kan met vrij grote intervallen gemeten worden. Tijdens een hoogwatergolf moet vaker worden gemeten. Bovendien moeten de waterstanden binnen- en buitendijks tegelijkertijd worden gemeten. De frequentie waarmee gemeten wordt, is sterk afhankelijk van de duur en vorm van de hoogwatergolf: in gebieden waar hoogwater door een storm veroorzaakt wordt, zal meer frequent gemeten moeten worden. Als bovendien het getij een rol speelt, zal nog vaker gemeten moeten worden. Het meetprogramma kan het beste in overleg met een geotechnisch of geohydrologisch adviseur worden opgesteld.

Waterspanningen in samendrukbare lagen worden met waterspanningsmeters gemeten. Deze kunnen niet gedurende lange periode in stand gehouden worden. Bovendien zijn de kosten vrij hoog. Waterspanningen worden met name tijdens en kort na een dijkverbetering gemeten. Daarnaast kan het nuttig zijn om tijdens een hoogwater te meten, enerzijds om ontwerpuitgangspunten te verifiëren en anderzijds om na te gaan of een afschuiving verwacht moet worden.

De nut en noodzaak voor een monitoringsprogramma is sterk afhankelijk van lokale omstandigheden. De geotechnisch of geohydrologisch adviseur kan al tijdens het opstellen van het ontwerp eventueel aanbevelingen doen.

Niet waterkerende objecten

Diverse niet waterkerende objecten kunnen een negatieve invloed hebben op het waterspanningsbeeld. Vaak betreft dit min of meer lokale verschijnselen, zoals:

- kwel langs kabels of leidingen;
- kwel langs funderingen van woningen;
- verhoogde freatische lijn door bomen;
- verminderde afstroming door bebouwing in de dijk.

Perforatie van de samendrukbare laag door een object kan niet alleen kwel veroorzaken, maar kan ook de waterspanningen in de samendrukbare laag sneller laten toenemen dan bij een intacte samendrukbare laag het geval zou zijn.

Door de toename van waterspanningen bij een hoogwater, kan de belasting op bebouwing toenemen en de grip van bomen op de ondergrond afnemen, met mogelijk bezwijken van de bebouwing of ontworteling van de bomen tot gevolg. Dit hoeft voor de waterkering op zich nog niet schadelijk te zijn, maar het kan wel vervolgmecanismen in gang zetten die wel schadelijk zijn. Bestaande objecten worden vaak met een beoordelingsprofiel beoordeeld. Hierbij wordt bezwijken van het object niet beoordeeld en kunnen in principe vervolgmecanismen optreden. Tijdig ingrijpen is dan nodig om de veiligheid niet in gevaar te laten komen, maar lang niet altijd zijn noodmaatregelen mogelijk als een boom is ontworteld. Bij het ontwerp of de toetsing wordt aangeraden om hier aandacht aan te besteden. Bij plaatsing van nieuwe objecten zal vanzelfsprekend worden geëist dat ook bij bezwijken van het object de veiligheid gewaarborgd blijft.

Indien er sprake is van een negatieve invloed van een nieuw object op de veiligheid van de waterkering, dan kunnen op basis van het ontheffingsbeleid van het waterschap maatregelen ter compensatie worden voorgeschreven.

Waterkerende kunstwerken en bijzondere waterkerende constructies

Ook waterkerende kunstwerken en bijzondere waterkerende constructies kunnen nadelige effecten op waterspanningen en aanverwante aspecten hebben. Bij waterkerende kunstwerken speelt met name de mogelijkheid van onder- of achterloopsheid. Zeker bij nieuwe of recent aangepaste kunstwerken is het aan te raden om alert te zijn op kwelplekken.

Erosie- of kwelschermen kunnen een verhoging van de waterspanningen aan de rivierzijde van het scherm veroorzaken. Dit kan een negatieve invloed op de stabiliteit hebben.

Drainage

Drainage bij een dijk moet regelmatig geïnspecteerd worden, zeker als deze voor het functioneren van de dijk uitgangspunt van veiligheid essentieel is. Bij voorkeur wordt een onderhoudsplan opgesteld, waarin rekening is gehouden met de aard en de functie van de drainage [STOWA, 2000].

Het genoemde STOWA-rapport is een bundeling van ervaringen van beheerders en deskundigen en bevat een literatuurstudie. Het richt zich op buisdrainages, met name drainages die worden toegepast bij de binnentoe van een dijk. Er wordt ingegaan op:

- ontwerp (een zeer korte omschrijving van de hoofdlijn);
- aanleg;
- type buizen en omhullingsmaterialen;
- verstoppingsproblemen;
- inspectiemethoden;
- onderhoudsmogelijkheden en frequenties.

In het rapport zijn ook specifieke ervaringen opgenomen over drainage bij dijken, alsmede het verslag van een workshop die over dit onderwerp is gehouden.

Als gevolg van een dijkverbetering kan het grondwaterstromingsbeeld veranderen, waardoor mogelijk wateroverlast op locaties ontstaat waar dat eerder niet het geval was. Vanzelfsprekend moet dit bij het ontwerp al zoveel mogelijk voorkomen worden. Met name in de periode direct na de uitvoering van een dijkverbetering is het verstandig om op veranderingen in het beeld te letten.

De wateroverlast zal in principe geen nadelige gevolgen voor de veiligheid van de dijk hebben, tenzij bij het ontwerp iets over het hoofd is gezien. Toch zullen vaak maatregelen worden uitgevoerd om de wateroverlast te verhelpen of te beperken. Ook een beperkte watertoevoer kan al wateroverlast veroorzaken voor omwonenden of landopbrengsten.

Graverijen

Graverijen in de dijk door muskusratten, mollen en dassen kunnen een negatieve invloed hebben op de veiligheid van de dijk, met name doordat dit de respons van de freatische lijn op hoogwater en extreme neerslag in ongunstige zin kan beïnvloeden.

5.4 Handvatten voor maatregelen

Indien veranderingen met een nadelige invloed op de veiligheid van de dijk in de omgeving hebben plaatsgevonden of gaan plaatsvinden, moeten mogelijk maatregelen genomen worden om deze in stand te houden. Vanzelfsprekend kan dit met klassieke maatregelen die bij een normale dijkverbetering worden toegepast: een verbetering in grond. Dit komt meestal neer op het verflauwen van de taluds of het aanleggen of verhogen van een berm. Indien deze maatregelen niet mogelijk zijn moet worden gezocht naar alternatieven die minder ingrijpen op de omgeving. Mogelijkheden zijn:

Geheel of gedeeltelijk afsluiten van een watervoerende laag

Hiermee wordt de grondwaterstroming door die laag beperkt, waardoor de stijghoogten binnendijs van het scherm verlaagd worden. Dit heeft een positieve invloed op de stabiliteit en kan piping voorkomen. Een nadeel kan zijn dat ook de grondwaterstroming tijdens normale omstandigheden wordt beperkt, waardoor de afstroming van water uit het gebied kan verminderen. De stijghoogten kunnen aan buitendijkse zijde van het scherm hoger worden.

Aanleggen van een kwelscherm binnendijs

Een kort kwelscherm binnendijs is relatief effectief om piping te voorkomen.

Binnendijkse schermen kunnen ook worden gebruikt als stabiliteitsschermen. De stijghoogten aan de bovenstroomse zijde van het scherm kunnen hierdoor hoger worden, waardoor mogelijk de stabiliteit negatief wordt beïnvloed. Het verdient aanbeveling om hier speciaal aandacht aan te besteden. Middels een grondwaterstromingsberekening kan een eventuele verhoging van de waterspanning worden onderzocht. Een aspect dat speciale aandacht verdient, met name bij het uitwerken van het ontwerp, is de mogelijkheid dat water uittreedt aan de bovenstroomse zijde van het scherm (tussen het scherm en de dijk). In het ergste geval kan dit tot piping leiden.

Een kwelscherm, dat slechts een beperkt deel van de watervoerende zandlaag afsluit, heeft meestal nauwelijks effect op de binnendijkse waterhuishouding. Dit is echter wel een aspect dat van geval tot geval gecontroleerd moet worden. Hierbij moet niet alleen de waterhuishouding op grotere schaal (afstroming via de watervoerende zandlaag), maar ook de waterhuishouding op kleinere schaal (afstroming door meer oppervlakkige lagen) beoordeeld worden. In sommige gevallen kan de aanleg van een scherm de lokale waterhuishouding verstoren waardoor wateroverlast kan optreden.

Aanleggen van drainage

Drainage bij de binnenteen heeft een verlagende invloed op de ligging van de freatische lijn nabij het binnentalud. Hiermee kan voorkomen worden dat water op een ongewenst hoog niveau uit het talud uittreedt. Omdat de drainage meestal boven het grondwater ligt, moet rekening worden gehouden met een relatief snelle dichtslibbing [STOWA, 2000]. In het inspectieprogramma moet daarmee rekening worden gehouden.

Een meer omvangrijke drainage in het samendrukbare pakket binnendijs kan voorkomen dat wellen optreden, waarmee piping wordt voorkomen. Er moet zoveel water gedraineerd worden dat de stijghoogte onder het

samendrukbare pakket lager wordt dan de grenspotential, of zelfs lager dan maaiveld. Omdat de stijghoogte in het watervoerende pakket wordt teruggebracht, heeft dit ook een gunstige invloed op de stabiliteit.

Drainage kan ook worden overwogen om lokale wateroverlast te verhelpen. Algemene regels zijn hiervoor niet te geven. De drainageconstructie moet natuurlijk de wateroverlast verhelpen, maar ook zo gedimensioneerd zijn dat niet onverhoopt grond kan worden afgevoerd door de drains. De drainage zal meestal een gunstig effect hebben op de veiligheid van de dijk, maar een controle op dit aspect is in het algemeen aan te raden.

Aanleggen van een ontlastconstructie

Een variant op de drainage in het samendrukbare pakket is een ontlastconstructie. Dit kan een put of meerdere putten zijn in de watervoerende laag, waardoor het water dat toestroomt in de watervoerende laag wordt afgevoerd. De putten zijn voorzien van een filter, dat voorkomt dat zand wordt meegevoerd. De afvoer kan onder vrij verval plaatsvinden naar het oppervlaktewater, waar het wordt weggepompt met speciaal hiervoor aangebrachte pompen of weggemalen via de gemalen. In plaats van putten kan ook een waterpartij of brede sloot als ontlastconstructie fungeren. De bodem van de waterpartij moet dan tot in het watervoerend pakket reiken, of moet in ieder geval opbarsten. Een (visuele) controle op piping is vanzelfsprekend nodig, omdat in feite wellen ontstaan. Zonodig kan een filterconstructie worden aangebracht. Dat filter moet altijd voldoende doorlatend zijn, om de beoogde reductie in de stijghoogte mogelijk te maken.

Bronnering

Bij bronnering wordt het water direct uit het watervoerende pakket afgevoerd met behulp van pompen. In feite is dit een variant op de ontlastconstructie, alleen wordt het water nu niet onder vrij verval afgevoerd, maar geforceerd door de pompen. Deze constructie is afhankelijk van de juiste werking van de pompen. Bij de drainage of de ontlastconstructie worden de pompen alleen ingezet om uittredend water af te voeren. Ze voorkomen daarmee wateroverlast, maar zijn niet essentieel om de daling in de stijghoogte te bewerkstelligen.

Aanleggen van een horizontaal kwelscherm

In het voorland – indien aanwezig – kan klei worden ingegraven om een intreelengte te creëren of te vergroten. Als de kleilaag dik genoeg wordt aangelegd, kunnen allerlei activiteiten na aanleg weer worden toegestaan. De overdikte moet wel worden afgestemd op de activiteiten die plaats gaan vinden.

Klei kan ook op de bodem van een (te graven) waterpartij worden aangelegd. Ook hier moet de laagdikte voldoende zijn om aantasting door bijvoorbeeld waterplanten te kunnen compenseren. Klei kan alleen goed in den droge worden aangebracht. Het voorland of de waterpartij moet dus droog zijn, of droog gemaakt worden. In sommige gevallen zal dit niet mogelijk zijn. Wellicht kan dan een afsluitende laag worden aangebracht met onderwaterbeton, of door een folie af te zinken. Voor zover bekend is dat nog niet toegepast, behalve bij kunstwerken. De functies van de waterpartij moeten een dergelijke afdekking natuurlijk toelaten. Verder moet een goede aansluiting met de klei op het buitentalud worden gerealiseerd.

Referenties

[Barends, 1982]

Transient flow in leaky aquifer systems, F.B.J. Barends (1982), Int. Conf. on Modern Appr. Groundwater. Resources. Management., Capri.

[Barends e.a., 1987]

A new approach to evaluate pumping test data, F.B.J. Barends, E.O.F. Calle & J. Weijers (1987), Proc. IX ECSMGE, Dublin.

[Barends & Weijers, 1989]

Transient effects in geohydraulic systems, Symp, F.B.J. Barends, J. Weijers (1989), Modelling Soil Water Structure Interaction, Delft.

[Bauduin & Barends, 1987]

Tidal response under dutch dikes (Dutch), J. Bauduin & F.B.J. Barends (1987), H₂O, 21(25).

[CUR 162, 1993]

Construeren met Grond (CUR 162), Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Revelgeving, 2^e druk, Gouda, april 1993.

[GeoDelft, 1978]

Advanced methods in groundwater flow computation, F.B.J. Barends, LGM-Mededelingen 19:1-148, GeoDelft, 1978.

[GeoDelft, 1986]

Uitloopeffect onder een dijk na hoogwater, F.B.J. Barends, GeoDelft, Rapport CO-285690, 1986.

[GVW, 1998]

Grondslagen voor waterkeren, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, 's-Gravenhage, januari 1998.

[HCO, 1994]

Handreiking voor het Constructief Ontwerpen van rivierdijken, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, 's-Gravenhage, maart 1994.

[LTV, 1996]

Leidraad Toetsen op Veiligheid (groene versie), Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), Delft, augustus 1996.

[LTV, 1999]

Leidraad Toetsen op Veiligheid, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW); 's-Gravenhage, september 1999.

[LOR1, 1985]

Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 1 – bovenrivierengebied, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW); 's-Gravenhage, september 1985.

[LOR1, 1989]

Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 1 – bovenrivierengebied, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, 's-Gravenhage, september 1989.

[LOR2, 1989]

Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 2 – benedenrivierengebied, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, 's-Gravenhage, september 1989.

[LZM, 1999]

Leidraad Zee- en Meerdijken, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), december 1999.

[STOWA, 2000]

Onderhoud van drainageconstructies in waterkeringen- compendium, STOWA rapport 2000-18, Utrecht, 10 april 2000, ISBN 90.5773.097.9.

[TRTB, 1993]

Technisch Rapport voor het toetsen van boezemkaden, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), 1993.

[TRWG, 2001]

Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), Delft, juni 2001.

[TRZW, 1999]

Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), Delft, 1999.

Inhoudsopgave Bijlage 1 Schatting Waterspanningen

| | |
|--|----------|
| Inhoudsopgave Bijlage 1 Schatting Waterspanningen | 1 |
| BIJLAGE 1 SCHATTING WATERSPANNINGEN | 2 |
| b1.1 Inleiding | 2 |
| b1.1.1 Toepassingsgebied..... | 2 |
| b1.1.2 Voorwaarden en uitgangspunten..... | 2 |
| b1.2 Geohydrologische schematisering | 2 |
| b1.2.1 Algemeen | 2 |
| b1.2.2 Aanpak..... | 2 |
| b1.3 Analyse metingen en berekeningsresultaten | 3 |
| b1.3.1 Algemeen | 3 |
| b1.3.2 Schematisatie van het freatisch vlak en de stijghoogte..... | 4 |
| b1.3.3 Freatisch vlak..... | 4 |
| b1.3.4 Stijghoogte in het eerste watervoerend pakket..... | 7 |
| b1.3.5 Uitzonderingsgevallen en opmerkingen | 9 |

Bijlage 1 Schatting waterspanningen

b1.1 Inleiding

b1.1.1 Toepassingsgebied

In eerste instantie zal men niet altijd beschikken over waterspanningsmetingen. Voor de bepaling van de ligging van de freatische lijn en het waterspanningsverloop in de diepte is men dan aangewezen op voorzichtige schattingen, al dan niet met behulp van grondwaterstromingsberekeningen. Ten behoeve van de beoordeling van de macrostabiliteit van het binnentalud tijdens MHW is in deze bijlage een methode gegeven, waarmee zonder waterspanningsmetingen en/of grondwaterstromingsberekeningen een eerste schatting van de waterspanningen kan worden gemaakt.

Aangenomen wordt dat stap 1 (inzicht in geohydrologisch systeem) en stap 2 (te beschouwen mogelijk maatgevende situaties) uit hoofdstuk 3 zijn doorlopen. Naar aanleiding van deze 2 stappen kan worden beoordeeld of wordt voldaan aan de voorwaarden en uitgangspunten voor het gebruik van deze eerste schatting.

b1.1.2 Voorwaarden en uitgangspunten

De eerste schatting is alleen bedoeld voor een eerste globale beoordeling van de macrostabiliteit van het binnentalud tijdens Maatgevend Hoog Water (MHW). Uitgangspunt is een min of meer homogene opbouw van de dijk en de ondergrond. Verder is geen rekening gehouden met bijkomende waterspanningen door gedeeltelijk geconsolideerde belastingen, ongedraineerde belastingen zoals verkeersbelastingen en kruip. In paragraaf b1.3.5 worden de belangrijkste uitzonderingsgevallen benoemd en toegelicht, waarvoor de in deze bijlage gepresenteerde basisgevallen mogelijk geen voorzichtige schattingen geven.

De schattingen zijn bedoeld voor een eerste globale toetsing, waarbij de onzekerheid in de waterspanningen verondersteld wordt mede te worden gecompenseerd door in de overige modellen en parameters aangehouden veiligheidsmarges. Bij gedetailleerde of geavanceerde toetsing worden normaliter deze marges kleiner. Derhalve wordt aanbevolen om voor een gedetailleerde of geavanceerde toetsing ook meer zekerheid te krijgen over het waterspanningsverloop.

b1.2 Geohydrologische schematisering

b1.2.1 Algemeen

De hoogte van de freatische lijn en het waterspanningsverloop is van vele factoren afhankelijk:

- Het materiaal waaruit het dijklichaam en de ondergrond zijn opgebouwd (klei of zand).
- Het al dan niet optreden van de grenspotential waarbij o.a. rekening dient te worden gehouden met slootbreedte en diepte.
- Het al dan niet stationaire karakter van de grondwaterstroming.

Kleine verschillen in deze factoren kunnen relatief grote gevolgen hebben. Om een voorzichtige inschatting te verkrijgen kan dit voor een aantal gevallen betekenen dat een schijnbaar extreem hoge freatische lijn en/of waterspanningen moet worden bepaald.

b1.2.2 Aanpak

Voor het bepalen van het waterspanningsverloop wordt onderscheid gemaakt in het materiaal van een dijk, klei of zand (met kleiafdekking), en het materiaal van de ondergrond, zand of samendrukbare lagen (klei en veen).

Het bepalen van de freatische lijn en de waterspanningen in de ondergrond tijdens MHW valt uiteen in de volgende delen:

- De ligging van het freatisch vlak. Deze kan afhankelijk worden gesteld van:
 - geometrie van de dijk (onder andere dijkbasis lengte en eventueel kruinbreedte);
 - polderpeilen en waterstanden welke in de normale situatie aanwezig zijn;
 - het MHW;
 - het al dan niet stationaire karakter van de grondwaterstroming;
 - de aanwezigheid van een al dan niet dichte afdekking op het buitentalud (klei of asfalt).
- De stijghoogte in het watervoerende pakket onder normale omstandigheden (bij Gemiddeld Hoog Water (GHW)) en maatgevende omstandigheden (MHW). Deze kan afhankelijk worden gesteld van:
 - het al dan niet optreden van de grenspotential waarbij rekening dient te worden gehouden met de aanwezigheid van een sloot in de stabiliteitzone;
 - de aanwezigheid van een ondoorlatend pakket buitendijks van voldoende dikte.
- Het verloop van de waterspanningen (bij MHW) in het samendrukbare lagenpakket:
 - Het waterspanningsverloop in de kleikern en het samendrukbare pakket wordt lineair verlopend aangenomen tussen het freatisch vlak bij MHW en de stijghoogte onder normale omstandigheden (bij GHW) aan de bovenzijde van de indringingslaag (verondersteld wordt derhalve dat de stijghoogte in een ondoorlatend pakket onder de kruin van een dijk ter plaatse van de bovenzijde van de indringingslaag geen invloed ondergaat van een verandering van de stijghoogte in het daaronder gelegen watervoerend pakket). Het waterspanningsverloop in de indringingslaag zelf wordt vervolgens lineair verlopend verondersteld naar de stijghoogte bovenin het watervoerend pakket bij MHW. In het zand worden de waterspanningen hydrostatisch aangenomen.

b1.3 Analyse metingen en berekeningsresultaten

b1.3.1 Algemeen

Het verloop van de waterspanningen in de diepte blijkt afhankelijk te zijn van het materiaal waaruit het dijklichaam is opgebouwd (klei of zand, eventueel met klei-afdekking) en waaruit ondergrond is opgebouwd (zand of samendrukbare lagen klei en/of veen). Zo zijn de volgende gevallen te onderscheiden:

Geval 1A: kleikern en samendrukbare ondergrond;

Geval 1B: kleikern en zand als ondergrond;

Geval 2A: zandkern (met al dan niet dichte afdekking) en samendrukbare ondergrond;

Geval 2B: zandkern (met al dan niet dichte afdekking) en zand als ondergrond.

Opgemerkt wordt dat, indien voor de gevallen 1A en 2A een tussenzandlaag in de ondergrond aanwezig is, deze veiligheidshalve als watervoerend pakket wordt beschouwd.

Voor de bovengenoemde gevallen kan de hoogte van het freatisch vlak afhankelijk worden gesteld van:

- de geometrie van de dijk (onder andere dijkbasisbreedte en eventueel kruinbreedte);
- polderpeilen en waterstanden welke in de normale situatie aanwezig zijn;
- het MHW;
- het al dan niet stationaire karakter van de grondwaterstroming;
- de aanwezigheid van een al dan niet dichte afdekking op het buitentalud (klei of asfalt).

Stijghoogte in eerste watervoerend pakket

De stijghoogte van het grondwater in het eerste watervoerend pakket kan afhankelijk worden gesteld van:

- het al dan niet optreden van de grenspotential waarbij rekening dient te worden gehouden met de aanwezigheid van een sloot in de stabiliteitzone. Tevens dient rekening te worden gehouden met het waterspanningsverloop in de indringingslaag of grenslaag;
- de aanwezigheid van een ondoorlatend pakket buitendijks van voldoende dikte.

Waterspanning in samendrukbare lagen

Bij normale omstandigheden heerst er in samendrukbare of slecht doorlatende lagen in de ondergrond een bepaalde waterspanningsverdeling over de diepte. Als de stijghoogte in het eerste watervoerend pakket stijgt als gevolg van een stijgende buitenwaterstand, zal dit niet direct leiden tot een verhoging van de waterspanningen in de samendrukbare lagen, omdat deze tevens slecht doorlatend zijn. Het effect van de verhoging van de stijghoogte dringt slechts langzaam door in de samendrukbare lagen, met als gevolg dat alleen onderin de samendrukbare lagen de waterspanningen een verhoging te zien zullen geven als gevolg van de hogere stijghoogte. De hoogte onderin de samendrukbare lagen waarover de verhoging van de stijghoogte in het eerste watervoerend pakket merkbaar is wordt wel aangeduid met indringingslaag of grenslaag.

b1.3.2 Schematisatie van het freatisch vlak en de stijghoogte

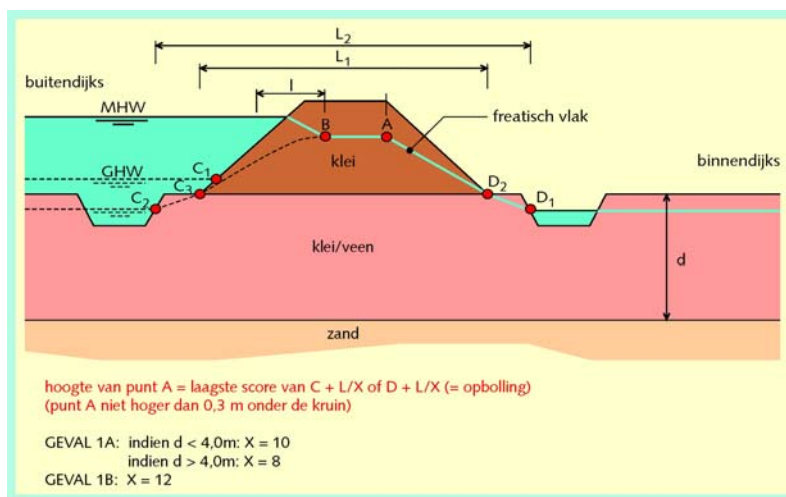
Voor de genoemde vier gevallen wordt hierna de wijze beschreven waarop het freatisch vlak en de stijghoogte in het eerste watervoerend pakket kunnen worden bepaald.

Het verloop van de waterspanning tussen het freatisch vlak en het eerste watervoerend pakket wordt lineair verondersteld. In het zand worden de waterspanningen hydrostatisch aangenomen.

b1.3.3 Freatisch vlak

Geval 1A en 1B: Kleikern op samendrukbare of zandondergrond

In figuur b1.1 is aangegeven hoe het freatisch vlak bij MHW kan worden bepaald.



Figuur b1.1 Freatisch vlak voor de gevallen 1A en 1B

De punten A, B, C en D en de lengte L worden als volgt bepaald:

- C = Hoogte van het freatisch vlak ter plaatse van de buitenteen van de dijk:
 - indien schaaldijk dan punt C₁ op het buitentalud (gemiddelde buitenwaterstand);
 - indien voorland dan:
 - indien sloot dan punt C₂ op het sloottalud (slootpeil / polderpeil);
 - indien geen sloot dan punt C₃ ter plaatse van de buitenteen (overgang maaiveld-buitentalud).

- D = Hoogte van het freatisch vlak ter plaatse van de binnenteen van de dijk:
 - indien sloot dan punt D₁ op het sloottalud (slootpeil / polderpeil);
 - indien geen sloot dan punt D₂ ter plaatse van de binnenteen (overgang maaiveld-buitentalud).

- L = Breedte van de dijkbasis:
 - Afhankelijk van de locaties van de punten C en D dient de lengte L₁ of L₂ te worden gehanteerd.

De locatie punt B wordt bepaald door de horizontale indringingsdiepte l . Het belang van niet stationaire effecten kan worden bepaald met deze indringingsdiepte. De indringingsdiepte l kan worden bepaald aan de hand van de volgende formule:

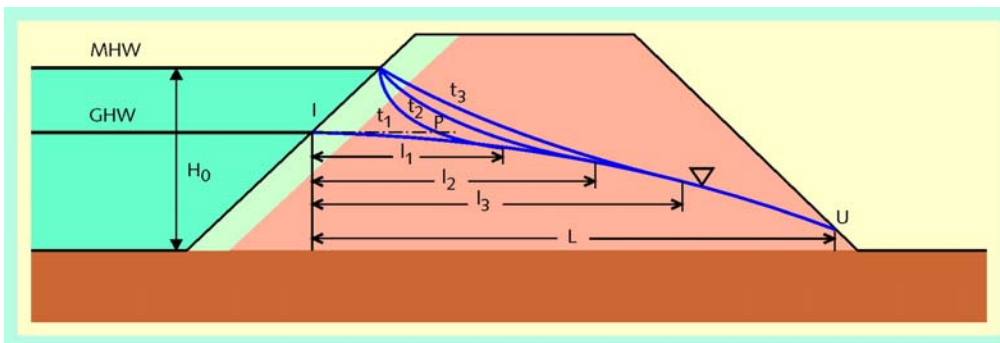
$$l = \sqrt{\frac{2 \cdot k_z \cdot H_0 \cdot t}{n_z}}$$

waarin:

| | | | |
|-------|---|---|-------|
| k_z | = | doorlatendheid materiaal in de dijk | [m/s] |
| H_0 | = | waterdiepte t.o.v. slecht doorlatende lagen | [m] |
| t | = | duur hoogwatergolf bij MHW | [s] |
| n_z | = | porositeit materiaal in de dijk | [-] |

Een veilige aanname is om het intreepunt (buitendijkse zijde van l) aan te nemen op het buitentalud, halverwege het punt waar het toetspeil aansluit op het buitentalud en het punt waar het GHW aansluit op het buitentalud.

L is de horizontale lengte tussen het intreepunt I op het buitentalud en het uitreepunt U op binnentalud (zie figuur b1.2).



Figuur b1.2 Stijging van het freatisch vlak als gevolg een stijging van de buitenwaterstand

Door de verhoging van de buitenwaterstand stijgt het freatisch vlak in de dijk. De tijd, die verstrijkt met het stijgen van het freatisch vlak is gekoppeld aan de afstand tussen de plaats P en het intreepunt I . Dichtbij het buitentalud stijgt het freatisch vlak snel met een verhoging van de buitenwaterstand, nabij het binnentalud duurt dit langer.

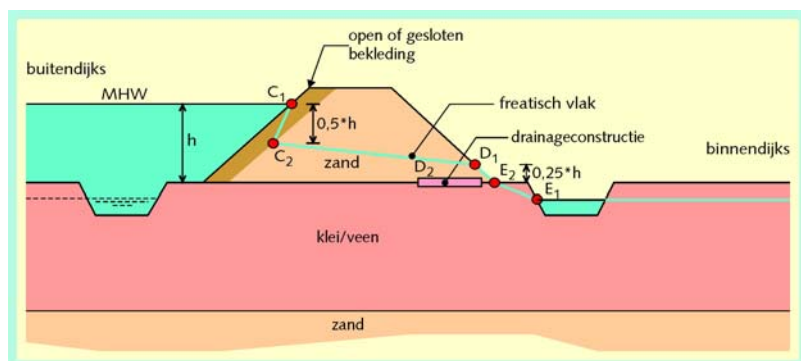
De indringdiepte is een maat voor de afstand waarbinnen de verhoging van de buitenwaterstand effect heeft op het freatisch niveau, binnen een tijdinterval t , hier de duur van een hoogwaterperiode. Bij een korte hoogwaterperiode is het effect van de verhoging van waterstand nog niet doorgedrongen tot aan het binnentalud, terwijl de waterstand al weer afneemt. Anders geformuleerd: indien de indringdiepte l kleiner is dan L , dan zal het verhang nabij het binnentalud naar verhouding kleiner zijn.

Deze aanpak is slechts geldig als het dijklichaam zich op ondoorlatende grondlagen bevindt. Bij een dijk op doorlatende lagen stijgt het freatisch niveau nabij het binnentalud binnen een tijdsbestek dat een orde kleiner is dan bij ondoorlatende lagen.

Met behulp van niet-stationaire grondwaterstromingsberekeningen kan de locatie van het uitredepunt U op het binnentalud worden bepaald en daarmee de grootte van het maximale verhang. Deze berekening is complex en wordt daarom alleen als laatste redmiddel gebruikt.

Geval 2A: Zandkern en samendrukbare ondergrond

In figuur b1.3 is aangegeven hoe het freatisch vlak bij MHW kan worden bepaald.



Figuur b1.3 Freatisch vlak voor gevallen 2A

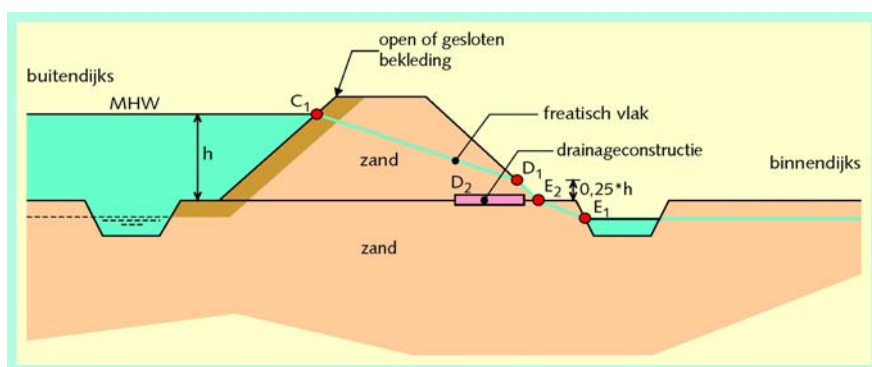
Ter bepaling van de hoogte van het freatisch vlak wordt voor deze gevallen onderscheid gemaakt in een dijk met een gesloten of een open bekleding op het buitentalud. Een kleilaag met een dikte kleiner dan 1,5 m dient in dit geval vanwege natuurlijke structuurvorming als een open bekleding te worden beschouwd. Het freatisch vlak dient bij een doorlatende bekleding lineair verlopend van punt C₁ naar D₁ of D₂ te worden aangenomen.

De punten C, D en E worden als volgt bepaald:

- C = Hoogte freatisch vlak ter plaatse van het buitentalud van de dijk:
- indien dichte bekleding op het buitentalud dan via C₁ op het buitentalud naar C₂ op de overgang tussen de dichte bekleding en de zandkern op 0,5*h onder C₁ en vervolgens naar punt D;
 - indien open bekleding op buitentalud dan via punt C₁ op het buitentalud naar punt D.
- D = Hoogte freatisch vlak ter plaatse van het binnentalud van de dijk:
- punt D₁ op het binnentalud op 0,25*h boven het maaiveld;
 - indien een goed functionerende drainageconstructie aanwezig is, verloopt het freatisch vlak van punt C naar het midden van de drainage-constructie (punt D₂).
- E = Hoogte freatisch vlak ter plaatse van de binnenteen van de dijk:
- indien sloot dan punt E₁ op het sloottalud (slootpeil / polderpeil);
 - indien geen sloot dan punt E₂ ter plaatse van de binnenteen (overgang maaiveld-buitentalud).

Geval 2B: Zandkern en zand als ondergrond

In figuur b1.4 is aangegeven hoe het freatisch vlak bij MHW kan worden bepaald.



Figuur b1.4 Freatisch vlak voor geval 2B

Ter bepaling van de hoogte van het freatisch vlak wordt voor deze gevallen geen onderscheid gemaakt in een dijk met een open of een gesloten bekleding op het buitentalud. Het freatisch vlak dient lineair verlopend van punt C naar D te worden aangenomen.

De punten C, D en E worden als volgt bepaald:

C = Hoogte freatisch vlak ter plaatse van het buitentalud van de dijk.

D = Hoogte freatisch vlak ter plaatse van het binnentalud van de dijk:

- punt D₁ op het binnentalud op 0,25*h boven het maaiveld;
- indien een goed functionerende drainageconstructie aanwezig is verloopt het freatisch vlak van punt C naar het midden van de drainageconstructie (punt D₂).

E = Hoogte freatisch vlak ter plaatse van de binnenteen van de dijk:

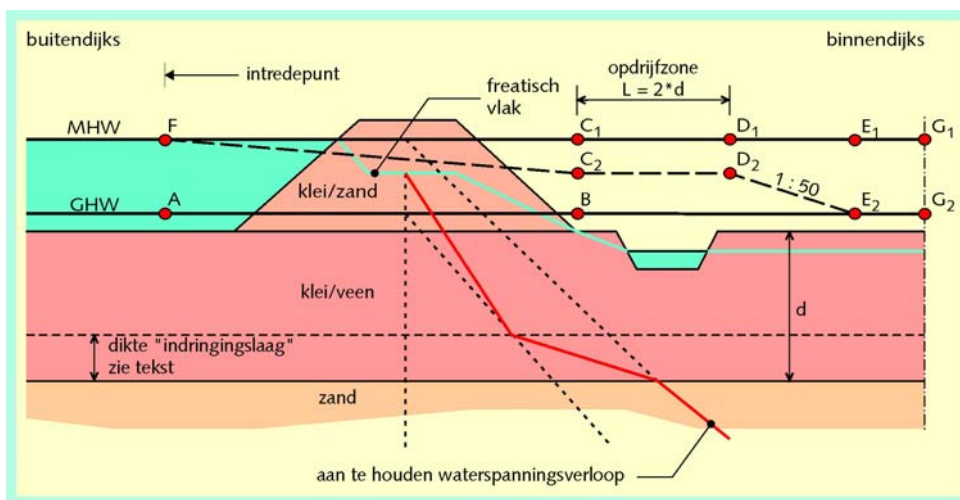
- indien sloot dan punt E₁ op het sloottalud (slootpeil / polderpeil);
- indien geen sloot dan punt E₂ ter plaatse van de binnenteen (overgang maaiveld-buitentalud).

b1.3.4 Stijghoogte in het eerste watervoerend pakket

Geval 1A en 2A: Klei- of zandkern op samendrukbare ondergrond

De stijghoogte in het eerste watervoerend pakket bij MHW is afhankelijk van het al dan niet opdrijven van de samendrukbare laag:

- indien opdrijven niet aan de orde is verloopt de stijghoogte via de punten F, C₁ ter plaatse van de binnenteen, D₁, E₁ en G₁ (zie figuur b1.5);
- indien opdrijven wel aan de orde is verloopt de stijghoogte via de punten F, C₂ ter plaatse van de binnenteen, D₂, E₂ en G₂.



Figuur b1.5 Waterspanningen in watervoerend pakket voor geval 1A en 2A

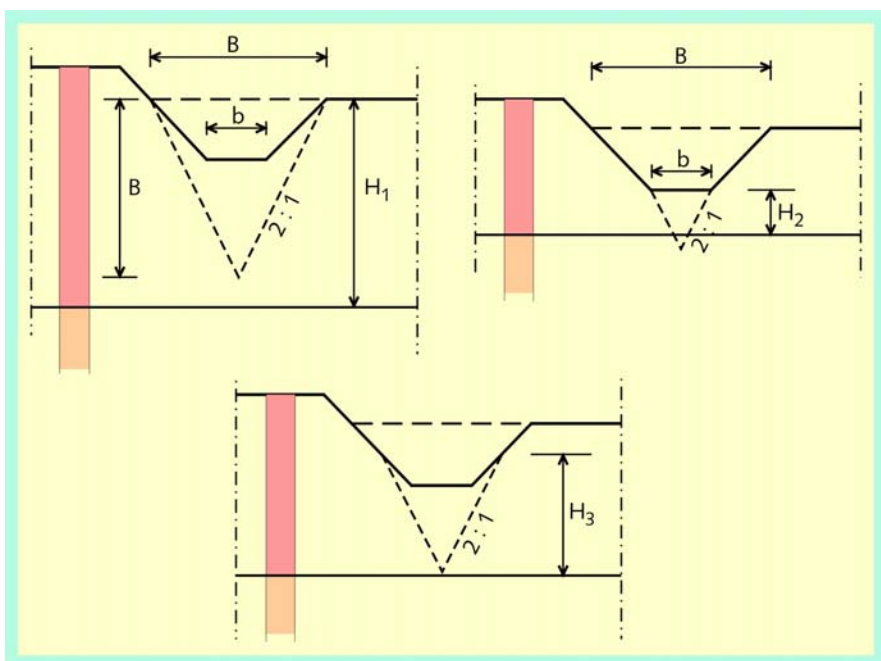
Punt F ligt ter hoogte van het MHW en de locatie van dit punt is afhankelijk van het intreepunt volgens figuur 5 - 4.6 uit Katern 5 van de VTV. In de oprijfzone L (van punt C₂ naar punt D₂) treedt opdrijven op. De hoogte van de punten C₂ en D₂ is afhankelijk van de grenspotentiaal.

Onderzoek heeft aangetoond dat opdrijven de potentiaal zodanig reduceert dat opdrijven van het achterliggende gebied (achter punt D) niet optreedt. Het lijnstuk D₂-E₂ wordt onder een helling van 1 : 50 aangenomen.

Voor de hoogten van de punten E₂ en G₂ kan Gemiddeld HoogWater (GHW) worden aangehouden.

Indien een sloot aanwezig is, dan is gerekend met een gewichtsvermindering van de samendrukbare laag onder de sloot met een spreiding van 2:1 (zie figuur 1.6):

- bij een dikte van de samendrukbare laag groter dan B (= slootbreedte op maaiveldniveau) wordt geen reductie meer toegepast; de in rekening te brengen maximale waterspanning tegen de onderkant van de samendrukbare laag is dan gelijk aan het volumegewicht van de samendrukbare laag vermenigvuldigd met de hoogte H_1 ;
- bij een dikte van de samendrukbare laag onder de sloot kleiner dan b (= de slootbodembreedte) is de in rekening te brengen maximale waterspanning tegen de onderkant van de samendrukbare laag gelijk aan het volumegewicht van de samendrukbare laag onder de slootbodembreedte vermenigvuldigd met de dikte H_2 , vermeerderd met de het volumegewicht van water vermenigvuldigd met de waterdiepte in de sloot;
- bij een dikte van de samendrukbare laag onder de slootbodembreedte kleiner dan B , maar groter dan b is de in rekening te brengen maximale waterspanning tegen de onderkant van de samendrukbare laag gelijk aan het volumegewicht over de hoogte H_3 , vermenigvuldigd met de hoogte H_3 , vermeerderd met de het volumegewicht van water vermenigvuldigd met de waterdiepte in de sloot.



Figuur b1.6 Bepaling effectieve laagdikte voor opdrijven bij sloot

De stijghoogte in het eerste watervoerend pakket onder normale omstandigheden (bij GHW) bepaalt het waterspanningsverloop in de onderzijde van de samendrukbare laag (de 'indringingslaag'):

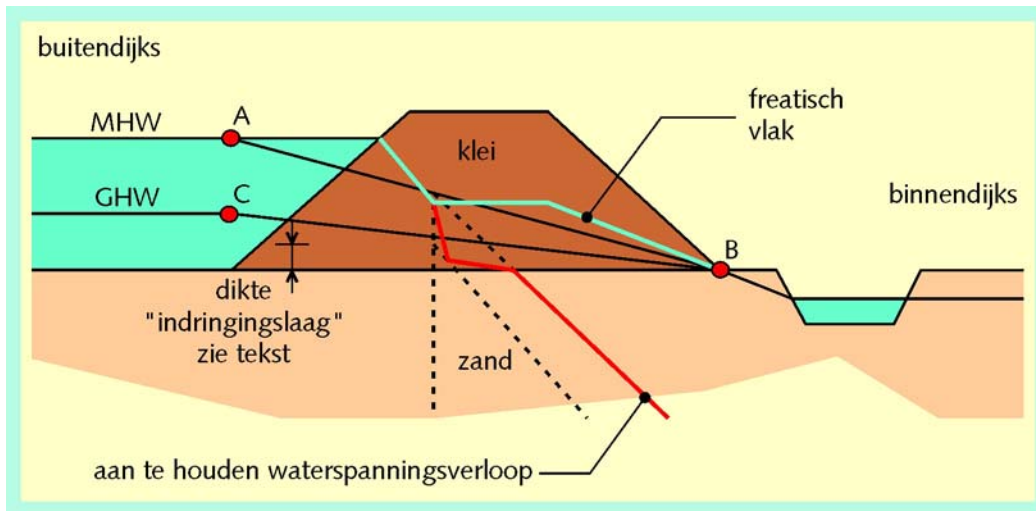
- indien opdrijven bij GHW niet aan de orde is verloopt de stijghoogte in het eerste watervoerend pakket via de punten A, B, E_2 en G_2 ;
- indien opdrijven onder normale omstandigheden wél aan de orde is dient het verloop van de stijghoogte op dezelfde wijze te worden uitgevoerd zoals beschreven bij het bepalen van de stijghoogte bij MHW.

Door langzame indringing in de samendrukbare laag van het effect van een verhoging van de stijghoogte in het eerste watervoerend pakket als gevolg van het MHW (consolidatie) zal de waterspanning in de indringingslaag toenemen, zoals aangegeven in figuur b1.5.

In bijlage b4.3 is een eenvoudige formulering gegeven om de dikte van de indringingslaag te berekenen. Indien benodigde parameters ontbreken kan voor de dikte van de indringingslaag 3,0 m worden aangenomen voor het bovenrivierengebied en merengebied en 1,0 m voor het benedenrivierengebied en langs de zee en estuaria.

Geval 1B: Kleikern en zand als ondergrond

Voor dit geval verloopt de stijghoogte in het eerste watervoerend pakket bij MHW van punt A naar punt B (zie figuur b1.7). Door consolidatie aan de onderzijde van de samendrukbare laag zal, ten gevolge van de stijghoogte in het eerste watervoerend pakket bij MHW, de waterspanning in de 'indringingslaag' toenemen zoals in de figuur is weergegeven. Voor de dikte van de indringingslaag wordt verwezen naar geval 1A en 2A.



Figuur b1.7 Waterspanningen in het eerste watervoerend pakket voor geval 1B

Geval 2B: zandkern en zand als ondergrond

Voor dit geval dienen de waterspanningen hydrostatisch ten opzichte van het freatisch vlak te worden aangenomen.

b1.3.5 Uitzonderingsgevallen en opmerkingen

Ten gevolge een aantal aspecten kan de hoogte van het freatisch vlak en van het waterspanningsverloop in het samendrukbare lagenpakket aanzienlijk afwijken van de modellering in de bovenstaande paragrafen. Dit kan er toe leiden dat een schatting van de waterspanningen volgens deze bijlage niet voldoende veilig is. Onderstaand worden de meest belangrijke uitzonderingen benoemd en toegelicht.

Afwijkende opbouw van dijk en / of ondergrond

Indien de dijk niet homogeen is opgebouwd en bijvoorbeeld niet volledig uit ondoorlatend materiaal bestaat, dan kan onder invloed van hevige neerslag of van overslag water binnendringen op plaatsen waar dat niet wordt verwacht. Water kan zich dan ophopen in bijvoorbeeld de zandige ondergrond onder een dijkweg of een vroegere dijkweg, of in een zandige aanvulling van een kleidijk. Wanneer die zandige gedeelten van de dijk zijn afgedekt door een kleilaag, kan ten gevolge van verweking na een periode met hevige neerslag plotseling bezwijken optreden. In de praktijk heeft dit verschijnsel zich recent een aantal malen voorgedaan. Naarmate de opbouw van de dijk minder homogeen is, is bijgevolg meer oplettendheid geboden.

Daarnaast is de aanname van een lineair verloop van de waterspanningen niet altijd terecht. Bijvoorbeeld indien de ondergrond niet regelmatig is opgebouwd en de doorlatendheid van de lagen verschilt. Het zou niet altijd veilig zijn wanneer het verhang over de hoger gelegen lagen kleiner zou zijn dan dat over de dieper gelegen lagen, anders gezegd, indien de doorlatendheid van de hoogst gelegen lagen in het ondoorlatende pakket relatief groot zou zijn. Deze lagen kunnen dan de neiging hebben de relatief hoge waterstand in het dijklichaam te volgen.

Omgekeerd is de schatting voor de indringlengte niet meer dan een op ervaring gebaseerde schatting. In het algemeen is gebleken dat de laagste gedeelten van een ondoorlatende deklaag erg ondoorlatend zijn. Er is evenwel nog veel onbekend over de dikte van deze laag en de factoren die de indringlengte bepalen.

Ongedraineerde belastingen

Belastingen op samendrukbare grond worden als ongedraineerd beschouwd kort nadat zij aangrijpen. De samendrukbaarheid van water is in het algemeen minder groot dan die van korrels, en bijgevolg leidt een belastingstoename in ondoorlatende pakketten grond tot een toename van de waterspanning. Voorbeelden van

dergelijke belastingen zijn een verkeersbelasting, een belasting door een plotselinge waterstandsverhoging en een belasting door een zogenaamde drukstaaf op enige afstand van een dijk in een situatie waarbij opdrijven van het achter een dijk gelegen land optreedt.

De invloed van ongedraineerde belastingen aan de randen van een dergelijk samendrukbaar pakket is meestal maar klein omdat het water aan de randen snel kan wegstromen. De invloed op de freatische lijn is bijgevolg meestal beperkt. Bovendien wordt een verhoging van waterspanningen ten gevolge van een ongedraineerde belasting gewoonlijk niet in rekening gebracht in de vorm van een verhoging van de stijghoogte, maar door deze belasting in een stabiliteitsberekening als ongedraineerd te definiëren.

Kruip

Een dijk die maar net in evenwicht is kan schuifvervorming ten gevolge van kruip ondergaan. Door een voortdurende verandering van het poriënvolume ten gevolge van plastisch vervormen worden steeds opnieuw waterspanningen gegenereerd.

Gedeeltelijk geconsolideerde belastingen

Naast ongedraineerde belastingen zijn er bij ondoorlatende grond ook gedeeltelijk geconsolideerde belastingen, bijvoorbeeld in een situatie waarin een langdurig aangrijpende belasting nog niet lang genoeg op een slecht drainerende laag heeft aangegrepen om de consolidatie tot een einde te brengen. Met een dergelijke gedeeltelijk geconsolideerde belasting wordt bij de beschouwing van de stabiliteit bij hoog buiten water gewoonlijk geen rekening gehouden, omdat alleen de eindsituatie wordt beoordeeld. Strikt genomen is de schematisering evenwel niet veilig.

Invloed van objecten en constructies

Door de aanwezigheid van bijvoorbeeld lekkende waterleidingen in het dijklichaam kan het freatisch vlak aanzienlijk hoger komen te liggen. Ook constructies in de dijk kunnen de waterspanning in belangrijke mate beïnvloeden (uitleg). Verder is een drainageconstructie altijd een kwetsbaar punt.

3D-effecten

Belangrijke uitzonderingen zijn ook de situaties waar 3D-effecten een rol spelen. Het gaat hierbij om afwijkende bodemopbouw (bijvoorbeeld aanwezigheid van geulen) of waterkerende kunstwerken en niet-waterkerende objecten (bijvoorbeeld de fundering van woningen).

Referenties bij bijlage 1

[GeoDelft, 1987]

Beleidsanalytische studie Ramspol, Geodelft, CO-292180/54, september 1987.

Inhoudsopgave Bijlage 2 Case 1 t/m 4

| | |
|---|-----------|
| Inhoudsopgave Bijlage 2 Case 1 t/m 4 | 1 |
| BIJLAGE 2 CASE 1 T/M 4..... | 3 |
| Case 1: Dijk benedenrivierengebied | 4 |
| c1.1 Stap 1: Beschrijving bodemopbouw, geometrie en grondwaterstroming | 4 |
| c1.1.1 Grondopbouw en geometrie..... | 4 |
| c1.1.2 Waterstanden en stijghoogten..... | 4 |
| c1.1.3 Grondwaterstroming en (geo)hydrologische randvoorwaarden..... | 5 |
| c1.1.4 Aanwezige meetgegevens | 6 |
| c1.1.5 Aandachtspunten bij de geohydrologische analyse | 6 |
| c1.2 Stap 2: Mechanismen en belastingscombinaties..... | 7 |
| c1.2.1 Overzicht relevante mechanismen | 7 |
| c1.2.2 Oorzaken van waterspanningen | 7 |
| c1.2.3 Relevante waterspanningsschematiseringen..... | 8 |
| c1.3 Stap 3: Modelkeuze, schematisering en verificatie | 9 |
| c1.3.1 Modelkeuze..... | 9 |
| c1.3.2 Beschikbare metingen voor zowel de freatische als diepe peilbuizen | 10 |
| c1.3.3 Extrapolatie naar ontwerpomstandigheden..... | 10 |
| c1.3.3.1 Berekeningsresultaten stijghoogte in watervoerende zandlagen..... | 10 |
| c1.3.3.2 Vaststellen freatische lijn..... | 11 |
| c1.3.3.3 Opdrijven c.q. opbarsten | 11 |
| c1.3.4 Veilige schematiseringen..... | 12 |
| c1.3.4.1 Schematiseringen 1.2 en 3.1 - Macro-instabiliteit binnentalud | 12 |
| c1.3.4.2 Schematiseringen 2.1, 2.2 en 3.2 – Macro-instabiliteit buitentalud | 14 |
| c1.3.5 Verificatie | 16 |
| Case 2: Meerdijk..... | 17 |
| c2.1 Stap 1: Beschrijving bodemopbouw, geometrie en grondwaterstroming | 17 |
| c2.1.1 Grondopbouw en geometrie..... | 17 |
| c2.1.2 Waterstanden en stijghoogten..... | 17 |
| c2.1.3 Grondwaterstroming | 18 |
| c2.1.3.1 Stroming door het dijklichaam en cunet..... | 18 |
| c2.1.3.2 Stroming door het watervoerende zandpakket | 19 |
| c2.1.4 Aanwezige meetgegevens en onderzoek | 19 |
| c2.1.5 Aandachtspunten bij de geohydrologische analyse | 20 |
| c2.2 Stap 2: Mechanismen en belastingscombinaties..... | 21 |
| c2.2.1 Overzicht relevante mechanismen | 21 |
| c2.2.2 Oorzaken van waterspanningen | 21 |
| c2.2.3 Relevante waterspanningsschematiseringen..... | 22 |
| c2.3 Stap 3: Modelkeuze, schematisering en verificatie | 23 |
| c2.3.1 Modelkeuze..... | 23 |
| c2.3.2 Schematisering | 23 |
| c2.3.3 Bepaling van parameters en ijking model | 24 |
| c2.3.4 Veilige schematiseringen..... | 25 |
| c2.3.4.1 Schematisering 1.1 – MWH omstandigheden | 25 |
| c2.3.4.2 Schematisering 1.2 – MWH omstandigheden en golfoverslag..... | 25 |
| c2.3.4.3 Schematisering 2.1 – Val buitenwater | 25 |
| c2.3.4.4 Schematisering 3.1 – Extreme neerslag bij hoogwater..... | 26 |

| | | |
|----------------|--|-----------|
| c2.3.4.5 | Schematisering 3.2 – Extreme neerslag bij streefpeil..... | 26 |
| c2.3.5 | Verificatie | 26 |
| Case 3: | Dijk bovenrivierengebied | 27 |
| c3.1 | Stap 1: Beschrijving bodemopbouw, geometrie en grondwaterstroming | 27 |
| c3.1.1 | Grondopbouw en geometrie..... | 27 |
| c3.1.2 | Waterstanden en stijghoogte..... | 27 |
| c3.1.3 | Grondwaterstroming | 27 |
| c3.1.4 | Aanwezig onderzoek en meetgegevens | 28 |
| c3.1.5 | Aandachtspunten bij de geohydrologische schematisering | 28 |
| c3.2 | Stap 2: Mechanismen en belastingscombinaties..... | 28 |
| c3.2.1 | Overzicht relevante mechanismen | 28 |
| c3.2.2 | Oorzaken van waterspanningen | 29 |
| c3.2.3 | Relevante waterspanningsschematiseringen..... | 30 |
| c3.3 | Stap 3: Modelkeuze, schematisering en verificatie | 30 |
| c3.3.1 | Modelkeuze..... | 30 |
| c3.3.1.1 | Watervoerend pakket..... | 30 |
| c3.3.1.2 | Freatische lijn..... | 31 |
| c3.3.1.3 | Samendrukbaar pakket..... | 32 |
| c3.3.2 | Schematisering | 32 |
| c3.3.3 | Inschatting van veilige parameters | 33 |
| c3.3.4 | Ijking van het model..... | 33 |
| c3.3.5 | Veilige schematiseringen..... | 33 |
| c3.3.5.1 | Schematisering 1.1 en 1.2 - MHW omstandigheden..... | 33 |
| c3.3.5.2 | Schematisering 2.1 - Val na maatgevend hoogwater | 34 |
| c3.3.5.3 | Schematisering 3.1 - Gemiddeld hoog water en extreme regenval | 34 |
| c3.3.6 | Verificatie | 35 |
| Case 4: | Boezemkade..... | 37 |
| c4.1 | Stap 1: Beschrijving bodemopbouw, geometrie en grondwaterstroming | 37 |
| c4.1.1 | Grondopbouw en geometrie..... | 37 |
| c4.1.2 | Waterstanden en stijghoogten..... | 38 |
| c4.1.3 | Grondwaterstroming en (geo)hydrologische randvoorwaarden..... | 38 |
| c4.1.4 | Aanwezige meetgegevens | 38 |
| c4.1.5 | Aandachtspunten bij de geohydrologische analyse | 39 |
| c4.2 | Stap 2: mechanismen en belastingscombinaties | 39 |
| c4.2.1 | Overzicht relevante mechanismen | 39 |
| c4.2.2 | Algemeen: oorzaken van waterspanningen bij kaden..... | 40 |
| c4.2.3 | Onderscheid freatische lijn en stijghoogte in de ondergrond | 40 |
| c4.2.4 | Relevante waterspanningsschematiseringen..... | 41 |
| c4.3 | stap 3: Modelkeuze, schematisering en verificatie | 41 |
| c4.3.1 | Modelkeuze..... | 41 |
| c4.3.2 | Beschikbare metingen voor zowel de freatische als diepe peilbuizen | 42 |
| c4.3.3 | Extrapolatie naar ontwerpomstandigheden | 42 |
| c4.3.3.1 | Invloed extreme neerslag..... | 42 |
| c4.3.3.2 | Freatisch vlak onder extreme omstandigheden | 43 |
| c4.3.4 | Veilige schematiseringen..... | 44 |
| c4.3.4.1 | Schematisering 1.2 - Hoge freatische lijn t.b.v. macro-instabiliteit binnentalud | 44 |
| c4.3.4.2 | Ontwerpomstandigheden t.b.v. macro-instabiliteit buitentalud..... | 44 |
| c4.3.5 | Verificatie | 44 |

Bijlage 2 Case 1 t/m 4

In deze bijlage worden een viertal cases behandeld welke afkomstig zijn uit de praktijk. De cases betreffen achtereenvolgens een benedenrivierdijk, een meerdijk, een bovenrivierdijk en een boezemkade (zie ook tabel 3.1). De vier cases zijn redactioneel aangepast aan de methodische aanpak zoals beschreven in hoofdstuk 3.

Om het overzicht te behouden zijn de vier cases als vier aparte hoofdstukken genummerd van c1 (case 1) tot en met c4 (case 4). Om te voorkomen dat de paragraafnummering al te lang wordt is het voorvoegsel 'b2' in de nummering binnen deze bijlage weggelaten. De eerste paragraaf van case 1 heeft in deze bijlage dus het paragraafnummer c1.1.

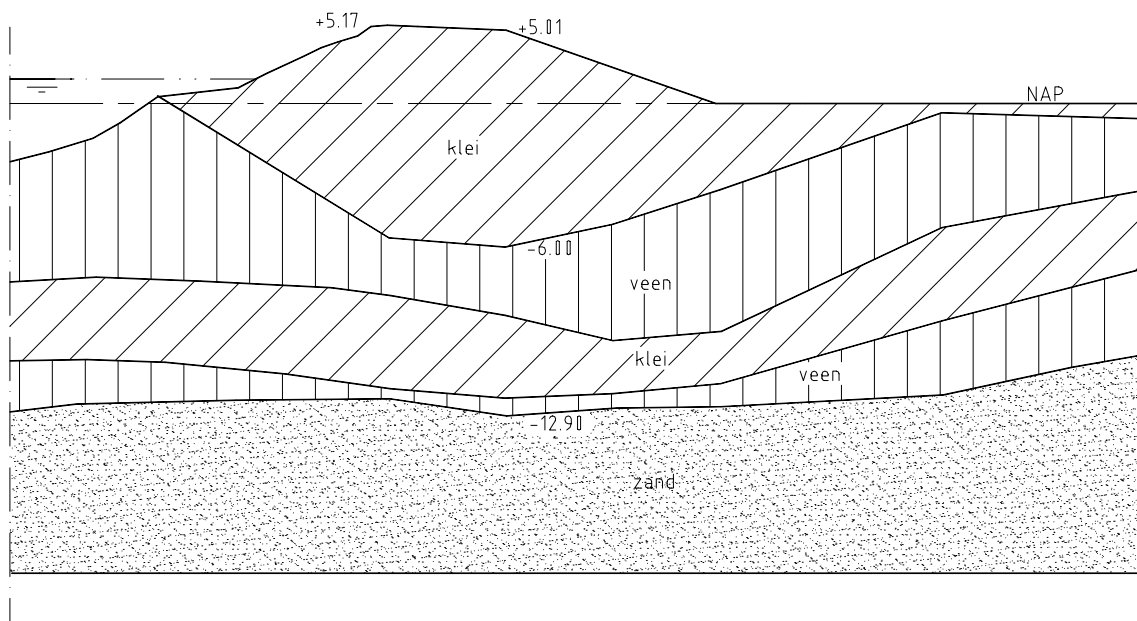
Case 1: Dijk benedenrivierengebied

c1.1 Stap 1: Beschrijving bodemopbouw, geometrie en grondwaterstroming

c1.1.1 Grondopbouw en geometrie

De ondergrond in het benedenrivierengebied bestaat hier uit een zandlaag (meestal Pleistoceen) aan de bovenzijde afgedekt door een pakket slappe lagen (klei/veen) (Holoceen) en aan de onderzijde begrenst door een stugge kleilaag. De rivieren snijden in de zandlagen en de slappe lagen zijn meestal weg geërodeerd. In de slappe lagen kunnen zandafzettingen voorkomen. Als eerste stap dient er een inventarisatie plaats te vinden van de beschikbare informatie. Dit omvat historische peilbuiswaarnemingen, reeds uitgevoerde boringen en sonderingen, geotechnische profielen en beheerervaringen. Deze gegevens geven een eerste indruk van de te verwachten moeilijkheden en blinde vlekken in het onderzoek.

De grondlagenopbouw is samengesteld uit de resultaten van boringen en sonderingen. Het verdient aanbeveling om de interpretatie van de boringen en sonderingen voor te leggen aan een (sediment)geoloog, zodat deze het traject kan aangeven waarover de interpretatie geldig is. Met de vastgestelde interpretatie kan een geohydroloog een eerste schatting maken van de doorlatendheden en de indeling in watervoerende en waterremmende lagen die van belang zijn voor een geohydrologische schematisering. In figuur c1.1 is een principeschets gegeven.



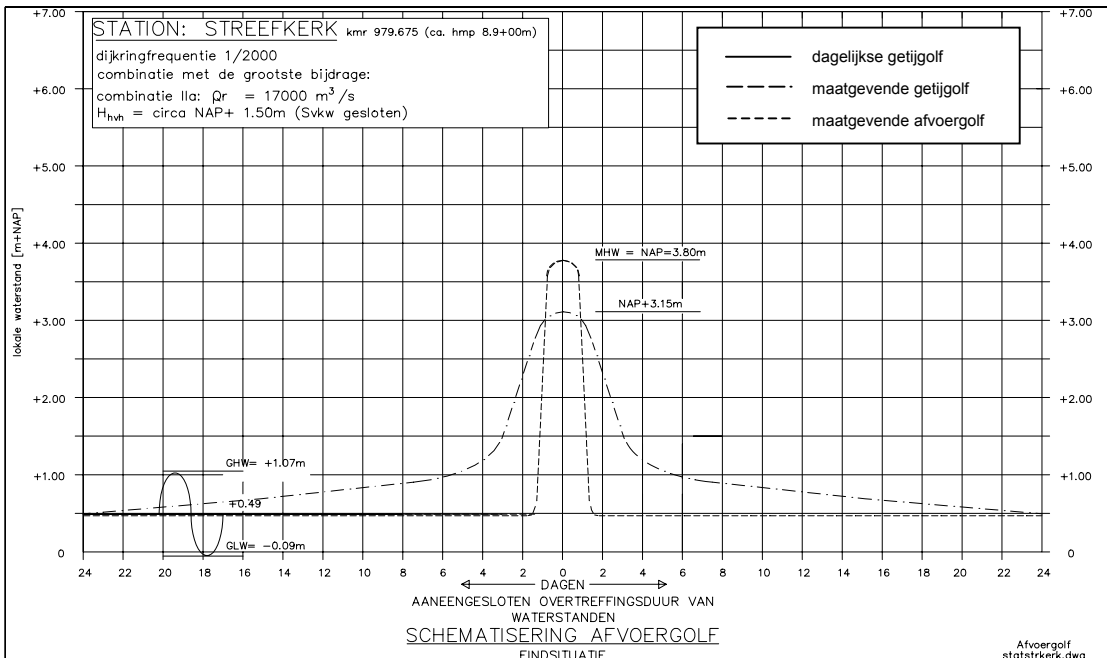
Figuur c1.1 Principeschets benedenrivierdijk

c1.1.2 Waterstanden en stijghoogten

Het water van de rivier staat in deze case voor het grootste deel van de tijd tegen de dijk en is hoger dan de binnendijkse grondwaterstand (polderwaterstand). De rivierwaterstand in het benedenrivierengebied staat onder invloed van het getij. Hierdoor fluctueert de rivierwaterstand. De gemiddeld hoge rivierwaterstand bedraagt NAP +1,07 m (GHW) en het polderpeil wordt gehandhaafd op NAP -2,08 m. De overwegende grondwaterstroming in het watervoerend zandpakket is in de richting van de polder. De grondwaterstanden in het watervoerende pakket staan onder invloed van de waterstanden op de rivier; hoe verder van de rivier, hoe kleiner de invloed is. Voor meer informatie hierover wordt verwezen naar bijlage 4 (paragraaf b4.4 en b4.5).

Tijdens een maatgevend hoogwater bedraagt het verval over de dijk circa 5 m. De hoogte van de maatgevende waterstand (MHW) is een combinatie van verschillende afvoergolven en stormen, variërend van opzet, waarop een

getijdengolf is gesuperponeerd. Uitgangspunt bij een advies over de toestand van de dijk is de waterstand veroorzaakt door rivierafvoeren, verhoogd met een stormopzet. Het waterstandsverloop wordt meestal bepaald door de Provincie in samenspraak met Rijkswaterstaat. De randvoorwaarden waarop primaire waterkeringen moeten worden gedimensioneerd zijn gegeven in de *Hydraulische Randvoorwaarden 2001* [HRVW, 2001], een gezamenlijke uitgave van RIKZ, DWW en RIZA. Deze worden elke 5 jaar vernieuwd. Uiteraard dient gebruik gemaakt te worden van de vigerende versie.



Figuur c1.2 Maatgevende Hoog Waterstand kmr 979.675 met de voorlopige peilen waarop de waterkering in het beschouwde geval is gedimensioneerd, gebaseerd op een maatgevende rivierafvoer van $17.000 \text{ m}^3/\text{s}$ en een peil in Hoek van Holland van NAP + 1,50 m (stormvloedkering Waterweg gesloten).

c1.1.3 Grondwaterstroming en (geo)hydrologische randvoorwaarden

De grondwaterstroming, dus ook de waterspanning, hangt af van:

- de waterstand op de rivier (informatie RWS, Waterschappen, Polderdistricten en Provincie), zie c1.1.2;
- het binnenwaarts te handhaven polderpeil, pompcapaciteit en oppervlakte (informatie Waterschappen, Polderdistricten), zie c1.1.2;
- de afstand tot de kwel sloten (informatie Waterschappen en Polderdistricten);
- grondwateronttrekkingen en / of aanvullingen in de omgeving (informatie Provincie, Gemeenten, Waterschappen, Rijksoverheden);
- de neerslag (informatie KNMI, Provincie, Waterschappen en Polderdistricten);
- de geologische gelaagdheid (informatie Grondwaterkaarten TNO, Geologische Diensten TNO, Universiteiten, Provincie, historisch eigen onderzoek, geotechnische profielen), zie c.1.1.1;
- de doorlatendheid van de ondergrond (informatie Provincie, Grondwaterkaarten TNO, Waterleidingbedrijven);
- het bergend vermogen van de ondergrond (informatie Provincie en Grondwaterkaarten TNO);
- consolidatie (Normbladen NMI, eigen laboratoriumonderzoek).

In bovenstaande opsomming staan tussen haakjes de mogelijke bronnen genoemd waar dergelijke informatie snel voorhanden is voor een eerste afweging. Indien aanvullend eigen onderzoek afwijkingen aangeeft, is het verstandig te overleggen met een geo(hydro)loog.

Indien alle bovengenoemde factoren onveranderlijk zijn in de tijd is er sprake van een stationaire grondwaterstroming. Dit komt echter niet voor bij dit type dijkvak. Alle hierboven genoemde factoren veranderen in de tijd, sommige sterk (waterstanden) sommige verlopen nauwelijks (doorlatendheid van de watervoerende lagen). Vanwege de grote invloed van de waterspanning op de stabiliteit van deze dijk is een zorgvuldige beschouwing van

het verloop van de waterspanningen noodzakelijk.

De grondwaterstroming van deze case wordt als volgt gekarakteriseerd:

1. Bij extreem hoogwater is sprake van een opdrijvend achterland.
2. De grondwaterstroming door het dijklichaam is beperkt van omvang (slecht doorlatende kleidijk), maar bepaalt wel de ligging (en eventueel het uitstroompunt in het binnentalud) van de freatische lijn.

Het watervoerende zandpakket staat – meestal – in direct contact met het buitenwater. De stijghoogte binnendijs is de natuurlijke stijghoogte of een stijghoogte die onder invloed staat van het polderpeil. In beide gevallen is deze veel lager dan de buitenwaterstand tijdens maatgevende omstandigheden. Er ontstaat daarom een grondwaterstroming in binnendijkse richting. De waterdrukken binnendijs kunnen dan zover toenemen tot deze groter zijn dan het gewicht van de binnendijkse kleilaag. De kleilaag barst op, waardoor verdere stijging van de waterspanningen niet meer op kan treden. In veel gevallen treedt opbarsten al op bij vrij frequent voorkomende hoogwaters. Dit kan in het veld ook waargenomen worden in de vorm van natte binnendijkse gebieden. Er dient altijd gecontroleerd te worden of opbarsten kan optreden. Zie voor handreikingen hiervoor bijlage 4.

Modelkeuze

Het verloop van de potentiaal in de zandlaag kan op verschillende manieren worden beschouwd. De modellen, waarmee aan de hand van peilbuiswaarnemingen onder normale omstandigheden een extrapolatie naar de situatie bij maatgevende omstandigheden kan plaatsvinden, zijn beschreven in paragraaf 2.3.5 en 2.3.6 van dit rapport, en meer uitgebreid in bijlage b3. In de begintijd werd er vaak nog geen rekening gehouden met niet stationaire stroming en werd de stroming vaak als stationair opgevat. Tegenwoordig wordt van betere modellen gebruik gemaakt en wordt wel onderscheid gemaakt in stationaire en niet stationaire stromingscomponenten, zie bijlage b3. Voor al de modellen geldt, dat er parameters nodig zijn zoals dikte en doorlatendheid van de zandlaag en dikte en doorlatendheid van de afdekkende slappe laag. Vaak zijn deze parameters moeilijk te bepalen als gevolg van de heterogeniteit van de ondergrond (wisselende samenstelling en dikte van de grondlagen en invloed relatief dunne laagjes met een afwijkende doorlatendheid).

In situaties zoals deze, met een wisselende buitenwaterstand waaraan verschillende componenten met elk hun eigen golfperiode een bijdrage leveren, kunnen op basis van potentiaalmetingen de voor de modelberekeningen noodzakelijke parameters worden teruggerekend. Daarmee kan de potentiaal tijdens maatgevende omstandigheden worden berekend.

Voor het bepalen van de potentiaal tijdens maatgevende omstandigheden worden altijd potentiaalmetingen gebruikt.

c1.1.4 Aanwezige meetgegevens

Voor deze case kan worden beschikt over peilbuismetingen die in het kader van een oud versterkingsonderzoek in een naast gelegen dijkvak zijn gemeten.

c1.1.5 Aandachtspunten bij de geohydrologische analyse

Er wordt op gewezen dat de maatgevende peilen per dijktraject verschillen. Speciaal wordt gewezen op de veranderende condities bij de overgang van normale dagelijkse omstandigheden naar maatgevende omstandigheden. Hierbij wordt met name bedoeld op de invloed van het onder water lopen van het voorland ten gevolge van het overstromen van zomerkaden. De waterspanningen en de freatische lijn moeten worden bepaald voor drie maatgevende toestanden:

- maatgevend hoog water;
- extreme neerslag;
- laag laag water aan de buitenzijde van de dijk.

Het waterspanningsonderzoek bestaat minimaal uit de volgende werkzaamheden:

- Het bepalen van de hoogte van de freatische lijn en het waterspanningsverloop in de diepte in relatie met de buitenwaterstand en het extrapoleren hiervan naar extreme omstandigheden (MHW en LLW).
- Het bepalen van de hoogte van de freatische lijn en het waterspanningsverloop in de diepte in relatie met neerslaggegevens en het extrapoleren hiervan naar maatgevende omstandigheden (extreme neerslag).

De stijghoogte van het grondwater in het pleistocene zand en eventuele tussenzandlagen zijn van belang voor het bepalen van de veiligheid van het verticale evenwicht van het slappe grondlagenpakket. Zie hiervoor ook hoofdstuk 2.2.5 van dit rapport. De veiligheid tegen opdrijven van het slappe grondlagenpakket binnendijks heeft consequenties voor de methode van berekenen van de macrostabiliteit en voor het al dat niet optreden van piping.

c1.2 Stap 2: Mechanismen en belastingscombinaties

c1.2.1 Overzicht relevante mechanismen

Micro-instabiliteit

Indien de freatische lijn uit het binnentalud naar buiten treedt, kan grond worden meegespoeld. Als de dijk geheel uit klei is opgebouwd, zal in de praktijk de freatische lijn niet uit het binnentalud treden of zal in ieder geval de hoeveelheid uittredend water te gering zijn om het cohesieve materiaal te eroderen. Microstabiliteit kan wel een rol gaan spelen als zandlagen in de dijk aanwezig zijn; indien de dijk voornamelijk opgebouwd is uit zand kan er zelfs een aanzienlijke hoeveelheid water door de dijk stromen.

Afschuiven deklaag binnentalud

Een afdeklaag van klei op het binnentalud kan afschuiven onder invloed van overslaand water (verweking). Indien er wateroverspanning onder de afdeklaag kan ontstaan door onvoldoende drainage, bestaat er eveneens een goede kans dat de deklaag afschuift. Dit laatste is te ondervangen door in de binnenteen van de dijk een drainagevoorziening aan te brengen.

Piping

De hier aanwezige bodemopbouw, zie paragraaf c1.1.1, (in combinatie met het bij maatgevende omstandigheden aanwezige verval) is bij uitstek pipinggevoelig. De waterspanningen in het watervoerende zandpakket zijn zodanig hoog dat opbarsten optreedt en dus piping kan optreden. Dit proces staat uitvoerig beschreven in het *Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen* [TRZW, 1999]. Tevens wordt verwezen naar de foto's van de schadebeelden die in bijlage 5 zijn gegeven.

Macro-instabiliteit

Voor de macrostabiliteit zijn zowel de ligging van de freatische lijn als de waterspanningen in het watervoerend pakket en de binnendijkse kleilaag van belang.

In het onderhavige geval is de stabiliteit binnenwaarts bij optreden van maatgevend hoog water bepalend.

Vanwege de relatief korte duur van een maatgevend hoogwater, de relatief grote dikte van de kleilaag en het feit dat opbarsten optreedt, wordt uitgegaan van een niet volledige aanpassing van de waterspanningen in de kleilaag. Er wordt een overgangszone (indringingslengte) aangehouden over de onderste meter van het slappe lagen pakket.

c1.2.2 Oorzaken van waterspanningen

Waterspanningen in het watervoerend pakket

De waterspanningen in het watervoerend pakket zijn een direct gevolg van het hoogwater en het feit dat de rivier in contact staat met het watervoerend pakket. De waterspanningen worden beperkt door het gewicht van de binnendijkse kleilaag (zie figuur c1.3).

Buitendijks speelt de intreelengte nog een rol. Dit is de afstand van de dijk tot het intreepunt waar nog een hydrostatisch drukverloop in het watervoerende pakket aanwezig is. In dit geval is sprake van een zeer kort voorland en is correctie voor een verticale grondwaterstroming niet nodig.

Freatische lijn

De ligging van de freatische lijn wordt bepaald door de grondwaterstroming door de dijk. De ligging van de freatische lijn wordt bepaald door:

- de afmetingen van de dijk;
- het waterstandsverschil;
- de duur van het waterstandsverschil;
- de doorlatendheid van de klei in de dijk;
- de indringing van regenwater in de kern van de dijk, of een reeds aanwezige verhoging van de freatische lijn in de dijk tengevolge van eerdere regenval.

Waterspanningen in het binnendijkse kleipakket

De waterspanningen in het binnendijkse kleipakket worden bepaald door de waterspanningen in het watervoerende zandpakket en de binnendijkse freatische lijn. In stationaire toestand zal dit een rechtlijnig waterstandsverloop zijn. Vanwege de invloed van het getij in combinatie met de duur van een hoogwater en de grote kleidikte, zal meestal geen stationaire toestand worden bereikt. In het onderste deel van de slappe lagen wordt een indringingslengte aangehouden waarin de waterspanning van het slappe lagen pakket overgaat in die van het er ondergelegen watervoerend pakket.

Belastingen op de kleilaag geven een additionele verhoging van de waterspanning, zolang de consolidatieperiode nog niet is verstreken. Het betreft hier de invloed van een verkeersbelasting op de dijk, de invloed van eerdere dijkversterkingen en de invloed van de belasting door een plotseling optredend hoog water. In het algemeen is de verkeersbelasting van deze belastingen de belangrijkste.

Verkeersbelasting

Verkeersbelasting – of een andere tijdelijke belasting – zal aanleiding geven tot een verhoging van de waterspanningen in het dijklichaam.

Deze waterspanningen worden op de bestaande waterspanningen gesuperponeerd, niet in de vorm van een andere waterspanningslijn maar door middel van het aanpassingspercentage in de stabiliteitsberekening. In deze case is gerekend met een aanpassing van nul aan de verkeersbelasting.

c1.2.3 Relevante waterspanningsschematiseringen

In tabel c1.1 is een overzicht gegeven van de relevante waterspanningsschematiseringen.

| Situatie | Waterspanningsschematisering | | | te beoordelen mechanismen |
|---|------------------------------|--|------------------|---------------------------------------|
| | nr. | waterspanningen in ... | randvoorwaarde | |
| 1. Hoogwater | 1.1 | watervoerend pakket | MHW | opbarsten/opdrijven piping |
| | 1.2 | dijklichaam en deklaag | MHW + N + V | macro-inst.binnentalud micro-inst. |
| 2. Laagwater | 2.1 | dijklichaam | van MHW naar GHW | macro-inst.buitentalud |
| | 2.2 | dijklichaam | van GHW naar LLW | macro-inst.buitentalud |
| 3. Neerslag | 3.1 | watervoerend pakket, dijklichaam en deklaag | EN + GHW | macro-inst.binnentalud |
| | 3.2 | dijklichaam | EN + GLW | macro-inst.buitentalud |
| N: neerslag V: verkeersbelasting EN: extreme neerslag GHW: Gemiddeld Hoog Water LLW: Laag Laag Water MHW: Maatgevend Hoog Water GLW: Gemiddeld Laag Water | | | | |

Tabel c1.1 Relevante waterspanningsschematiseringen

Kwantitatieve invulling:

- Relevante waterstanden (MHW en GHW): zie figuur c1.2, LLW = NAP – 0,40 m.
- Neerslag: extra opbolling ten gevolge van normale en extreme neerslag wordt afgeleid uit metingen.
- Verkeersbelasting: wordt in geotechnische stabiliteitsberekening apart ingevoerd; waterspanningen uit verkeersbelasting wordt gesuperponeerd (aanpassingspercentage 0%).
- Langzaam dissiperende waterspanningen onder invloed van eerdere verzwaringen van de dijk worden niet afzonderlijk in rekening gebracht. Beschouwd wordt altijd de eindsituatie, na consolidatie ten gevolge van grondaanvullingen. Theoretisch zou een bolvormig verloop van de waterspanningen over het slappe lagenpakket aanwijzingen voor een correctie op de waterspanningsmetingen kunnen geven, maar in de praktijk wordt het verloop doorgaans gebaseerd op waterspanningsmetingen aan de onderzijde van het slappe lagenpakket.

c1.3 Stap 3: Modelkeuze, schematisering en verificatie

c1.3.1 Modelkeuze

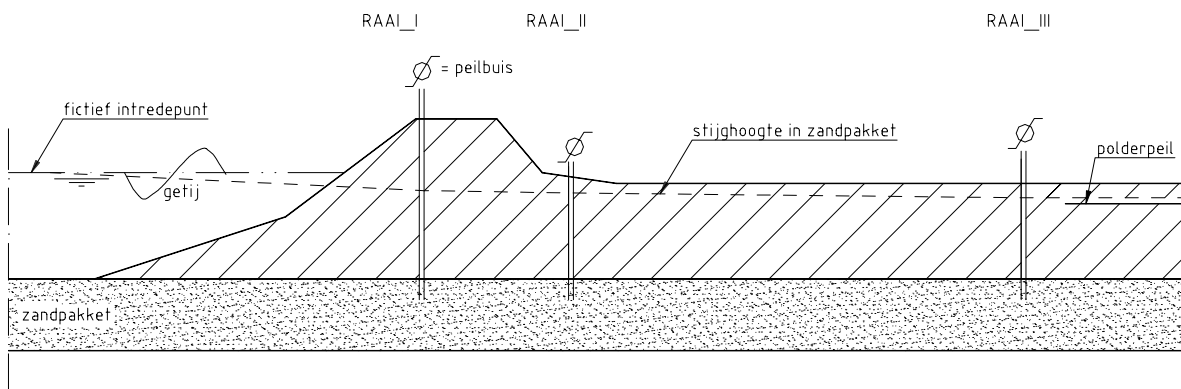
Bij de keuze van de modellen is de belangrijkste overweging, dat in de beschouwde dijktrajecten de overmaat in binnenwaartse macrostabiliteit, indien al aanwezig, dan toch wel minimaal is. Daarom heeft het geen zin om te starten met ruwere / globale modellen en is direct gekozen voor een al relatief 'scherpe' bepaling van de waterspanningen.

Er is derhalve afgezien van het toepassen van een eerste veilige schematisering. Om dezelfde reden is ook niet gekozen voor het meest gangbare analytische model (bijlage b4.4 / model 4C) dat uitgaat uit van een stationaire situatie. Een stationaire benadering geeft doorgaans een overschatting van de waterspanning, omdat de tijdsduur van de hoogwaterperiode in werkelijkheid beperkt is.

Watervoerend pakket: extrapolatiemodel

Voor de interpretatie van deze peilbuiswaarnemingen is het hoog water opgebouwd gedacht uit twee componenten: een lange duur component en een getijcomponent. Beiden zijn afzonderlijk gemeten (lange duur gemiddelde en reactie op getijgolf (13-uurs meting)). Door middel van iteratie wordt de ligging van het fictief intreepunt bepaald waarmee de beste fit met de gemeten peilbuiswaarnemingen wordt bereikt (zie bijlage b3.4, model 3B).

Vervolgens wordt voor de maatgevende combinatie van enerzijds de afvoergolf en anderzijds een relatief kort durende getijcomponent en een relatief lang durende stormopzet, de waterspanning onder maatgevende omstandigheden ter plaatse van de peilbuizen bepaald.



Figuur c1.3 Schematisering t.b.v. stijghoogtebepaling in Pleistoceen met extrapolatiemethode, zie figuur b1.5 voor helling stijghoogtelijn..

Freatische lijn: extrapolatiemodel

Voor de berekening van de freatische lijn bestaan geen analytische modellen. Omdat neerslag, verdamping en heterogeniteit van het dijklichaam zeer veel invloed hebben op de ligging van de freatische lijn, worden vaak peilbuismetingen en metingen met behulp van waterspanningsopnemers uitgevoerd. De freatische lijn is hier dan uit af te leiden. In deze case wordt dan ook van metingen gebruik gemaakt.

Om het verloop van de freatische lijn bij extreme neerslag en/of MHW uit de metingen te kunnen afleiden, zal op meerdere plaatsen in het kleilichaam gemeten moeten worden. Gekozen is om de ligging van de freatische lijn te bepalen aan de hand van waterspanningsmeters die in het kleilichaam zijn geplaatst. Deze worden bepaald in relatie met de buitenwaterstand. Er zijn tenminste 2, maar bij voorkeur 3 meetlocaties in een profiel nodig. Hierbij dient ook de afstand tot het open water in beschouwing te worden genomen, omdat het intreepunt bij hoogwater dichterbij de dijk kan komen te liggen (zie bijlage b3.3).

Voor extreme neerslag is in dit geval de freatische lijn onder normale omstandigheden met 0,8 m verhoogd (waarbij opgemerkt dat inmiddels voor deze verhoging mag worden uitgegaan van een waarde van 0,5 m, zie par. 2.4.5).

c1.3.2 Beschikbare metingen voor zowel de freatische als diepe peilbuizen

Ter plaatse van een aantal dwarsprofielen zijn in totaal 18 peilbuizen en 30 waterspanningsmeters van het piezo-resistieve type (PR) geplaatst. Er waren in het onderzochte dijkvak en de naastliggende dijkvakken ook reeds eerder een aantal peilbuizen geplaatst en gemeten. Tevens kon worden beschikt over peilbuismetingen die in het kader van een oud versterkingsonderzoek in een naast gelegen dijkvak waren gemeten. Met de beschikbare metingen is een nauwkeuriger inzicht verkregen in de onder normale omstandigheden heersende waterspanningen en de invloed van de rivierstand op de waterspanningen.

De meetlocaties zijn gekozen op basis van het geotechnisch profiel en de situatietekeningen, rekening houdend met:

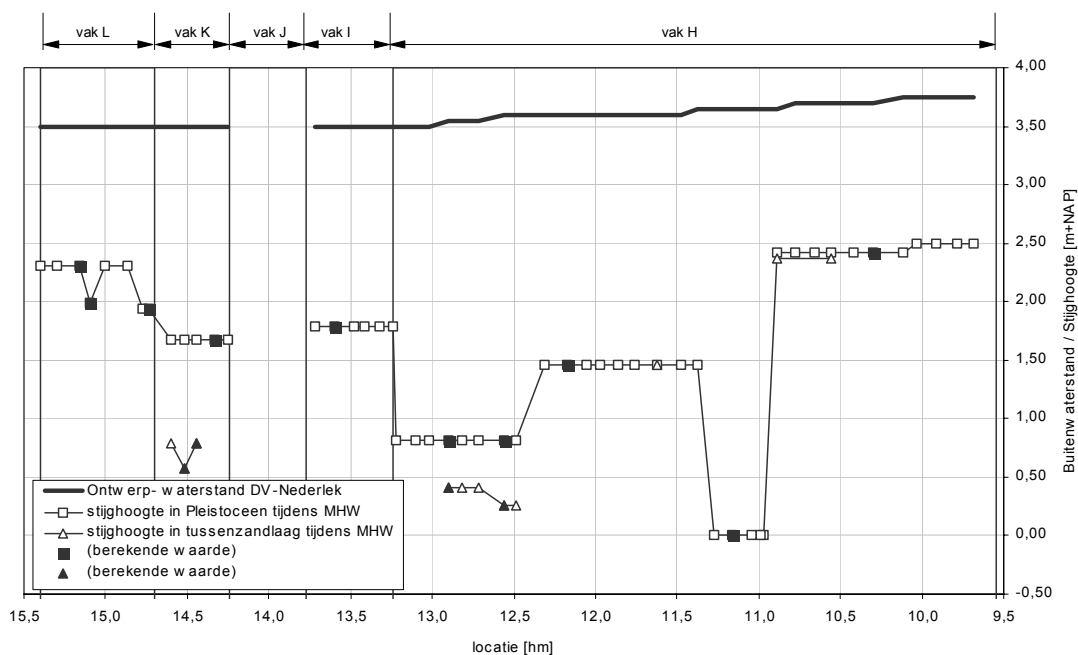
- het al dan niet aanwezig zijn van voorland en daarmee de afstand van de dijk tot de rivier;
- de laagopbouw; de aanwezigheid van een ondoorlatend pakket dan wel een zandige geul of tussenzandlaag.

Het verdient aanbeveling om alle beschikbare locaties van de peilbuizen en van de waterspanningsmeters in een tabel op te nemen en op grafische wijze te verwerken en als bijlagen aan de rapportage toe te voegen.

c1.3.3 Extrapolatie naar ontwerpomstandigheden

c1.3.3.1 Berekeningsresultaten stijghoogte in watervoerende zandlagen

In de dwarsprofielen waar peilbuismetingen zijn verricht, zijn tijdsafhankelijke extrapolatieberekeningen uitgevoerd met het doel de waterspanningen in het pleistocene zand of de tussenzandlagen tijdens het optreden van de ontwerpwaterstand te bepalen. De resultaten zijn grafisch weergegeven in figuur c1.4.



Figuur c1.4 Berekeningsresultaten stijghoogte in watervoerende zandlagen (bij ontwerpwaterstand)

Uit de metingen van de stijghoogten in de watervoerende zandlagen volgt dat de gemiddelde stijghoogten ter plaatse van de binnenteen van de dijk soms sterk variëren (van NAP – 0,90 m tot NAP + 0,80 m). Tevens vertonen de stijghoogten in veel gevallen een erg sterke reactie op veranderingen van de buitenwaterstanden. Dit is dan ook de reden dat de naar MHW geëxtrapoleerde stijghoogte grote variaties laten zien. Met name in vak H worden de grootste variaties geconstateerd. Ter plaatse van hmp 11,1+70 is de stijghoogte tijdens de meting circa NAP – 0,90 m en tijdens MHW circa NAP + 0,00 m. Ter plaatse van hmp 10,2+90 m is de stijghoogte tijdens de meting circa NAP + 0,80 m en tijdens MHW circa NAP + 2,40 m. In eerste instantie zou juist bij de eerstgenoemde locatie een hogere stijghoogte worden verwacht omdat de dijk hier schaart in de rivier. Uit nader onderzoek blijkt dat dit gezien de opbouw van de ondergrond toch voor een gedeelte is te verklaren. Voldoende onderbouwing voor de gemeten en geëxtrapoleerde stijghoogte is in vak H echter niet overal te vinden gezien de zeer heterogene opbouw van de

ondergrond, zoals uit de geotechnische lengteprofielen blijkt. Dit is de reden dat voor grote delen van vak H noodgedwongen en veiligheidshalve van grote stijghoogten moet worden uitgegaan (zie figuur c1.4). In de volgende paragrafen wordt dit nader uitgewerkt.

In deze berekeningen is nog geen rekening gehouden met het mogelijk optreden van de grenspotential. De grenspotential is de stijghoogte in het eerste watervoerende pakket waarbij het verticale evenwicht van het erboven liggende holocene lagenpakket niet meer aanwezig is. Als de stijghoogte de grenspotential bereikt zal het maaiveld opbarsten en kan de potential niet verder stijgen. Deze potential vormt dus een bovengrens.

Bij berekening van de potentialen in het eerste watervoerende pakket is ervan uitgegaan dat de huidige situatie van het zomerbed, maar met name het voorland, intact blijft. Bij verandering van deze uitgangspunten zal dit consequenties hebben voor de berekende potentialen en dus ook voor de oprijfveiligheid en derhalve mogelijk ook voor de mate van standzekerheid (stabiliteit en piping) van de waterkering.

c1.3.3.2 Vaststellen freatische lijn

Voor de stabiliteitsberekeningen is de in tabel c1.2 aangegeven schematisering van de freatische lijn bij de ontwerpwaterstand aangehouden.

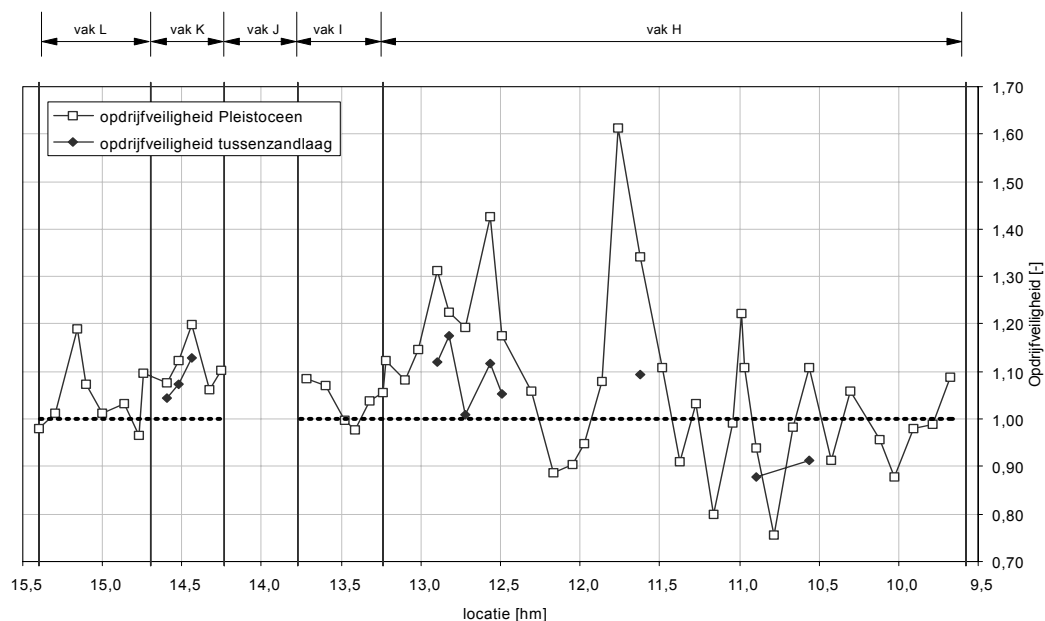
| Dijkvak | hmp | schematisering freatische lijn | | | opmerkingen |
|---------|---|--------------------------------|-----------------------|-----------------------|-------------|
| | | kruin [m+NAP] | binnenteen [m+NAP] | achterland [m+NAP] | |
| H | 10,4+30 | 2,00 | -1,40 | -2,08 | 1) |
| | 11,4+30 | 2,50 | -1,00 | -2,08 | 1) |
| | 13,0+10 | 1,25 | -1,00 | -2,08 | 1) |
| I | 13,0+90 | 2,00 | -0,50 | -2,08 | 1) |
| K | 14,4+10 | (1,00) | -1,25 | -2,08 | 1) 2) |
| L | 15,0+90 | 0,50 | -0,80 | -2,08 | 1) |
| 1) | Polderpeil in achterland is langs gehele traject NAP – 2,08 m | | | | |
| 2) | Freatisch vlak ter plaatse kruin moeilijk af te leiden uit metingen aangezien bovenste PR droog staat | | | | |

Tabel c1.2 Schematisering freatische lijn bij de ontwerpwaterstand

c1.3.3.3 Oprijven c.q. opbarsten

De veiligheid tegen oprijven is gedefinieerd als de grondspanning op het grensvlak van slappe lagen en zand (eerste watervoerende pakket) gedeeld door de waterspanning in het eerste watervoerende pakket. Deze veiligheid is derhalve afhankelijk van de potential in het eerste watervoerende pakket onder maatgevende omstandigheden, alsmede van de eventuele aanwezigheid van tussenzandlagen en het gewicht van de erboven gelegen slappe grondlagen.

Voor het bepalen van de oprijfveiligheid is gebruik gemaakt van de in paragraaf c1.3.3.1 bepaalde stijghoogten in het eerste watervoerende pakket en de tussenzandlagen onder maatgevende omstandigheden. De hiervoor gehanteerde ontwerpwaterstanden zijn in paragraaf c1.1.2 weergegeven. Tevens zijn de volumegewichten van de ondergrond, zoals die in een aantal boringen zijn aangetroffen, gebruikt. De resultaten zijn in figuur c1.5 weergegeven.



Figuur c1.5 Berekeningsresultaten opdrijven. Oprijfveiligheid kleiner dan 1 betekent: opdrijven; oprijfveiligheid kleiner dan 1,2 betekent: onvoldoende veiligheid tegen opdrijven.

Uit figuur c1.5 volgt dat voor een aantal trajecten / locaties de veiligheid tegen opdrijven dermate klein is ($\leq 1,00$) dat de grenspotentiaal wordt bereikt. De grenspotentiaal is de potentiaal in het zand waarbij het bovenliggende pakket slappe grondlagen nog net niet wordt opgedrukt. Met name in vak H wordt dit geconstateerd. Voor een groot deel van het traject echter wordt de grenspotentiaal niet bereikt getuige de oprijfveiligheden die groter zijn dan 1,00. Voor deze trajecten liggen de oprijfveiligheden tussen 1,0 en 1,2 met enkele uitschieters naar boven.

Opgemerkt wordt dat de maaiveldhoogte ter plaatse van de onderzoekspunten niet altijd het laagste in het dwarsprofiel is. Veelal is de maaiveldhoogte op een afstand van circa 20 m uit de teen lager. In de piping- en stabiliteit-analyses dient hiermee rekening te worden gehouden.

c1.3.4 Veilige schematiseringen

De schematiseringen zijn hier in eerste instantie gericht op de beoordeling van de macrostabiliteit van het buiten- en binnentalud.

Voor zover opdrijven in het achterland optreedt zijn de waterspanningen daarop aangepast.

Voor de beoordeling van de overige mechanismen uit tabel c1.1 kan gebruik gemaakt worden van dezelfde schematiseringen.

c1.3.4.1 Schematiseringen 1.2 en 3.1 - Macro-instabiliteit binnentalud

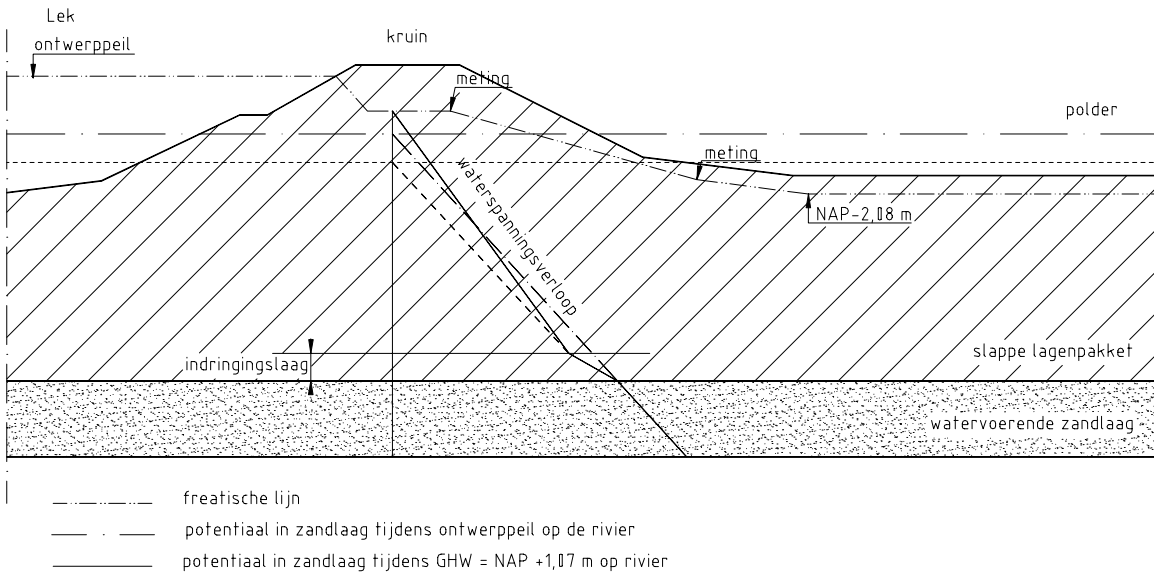
De macrostabiliteit van het binnentalud is onderzocht voor de situatie tijdens MHW en extreme neerslag (zie figuren c1.6 en c1.7). Voor de berekeningen zijn de waterspanningen in de holocene en pleistocene grondlagen als volgt geschematiseerd:

- Het polderpeil is NAP $-2,08$ m
- Het freatische vlak in de kruin van de dijk ligt op een hoogte van NAP $+0,5$ m tot NAP $+2,5$ m. Hiervoor wordt verwezen naar tabel c1.2.
- De stijghoogte in het pleistocene zand en over de indringingslengte (grenslaag) onder normale dagelijkse omstandigheden bij GHW varieert van NAP $+0,44$ tot NAP $+0,49$ m.
- De stijghoogte in het slappe lagenpakket verloopt lineair vanaf het freatische vlak tot aan de stijghoogte behorende bij een buitenwaterstand van NAP $+1,07$ m (Gemiddeld Hoog Water) aan de bovenzijde van de indringingslengte (grenslaag). Over de indringingslengte verloopt de waterspanning vervolgens lineair tot de potentiaal in de zandlaag.
- Onder MHW omstandigheden neemt de stijghoogte in het pleistocene zand of eventuele tussenzandlaag toe.

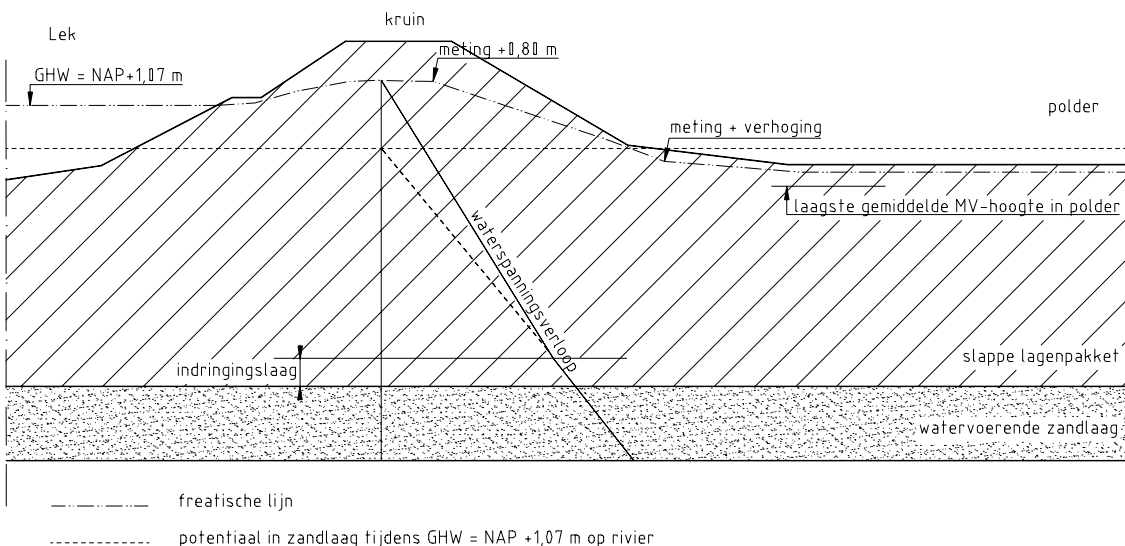
- Indien opdrijven optreedt neemt de stijghoogte toe tot aan de grenspotentiaal.
- Onder extreme neerslag omstandigheden (niet gecorreleerd aan MHW) is aangenomen dat het freatisch vlak in de dijk met 0,8 m toeneemt (zie figuur c1.7). De maximale grondwaterstijging in de polder is tot aan het gemiddeld laagste maaiveld aangenomen.

In onderstaande schematisering staan de verschillende te onderzoeken toestanden vermeld met de schematisering van de freatische waterstanden. De potentiaal kan in al deze gevallen aan de hand van drie kenmerkende potentiaallijnen (pn-lijnen) worden beschreven:

- pn-1 de freatische lijn;
- pn-2 de stijghoogte aan de onderzijde van het slappe lagen pakket, juist boven de indringingslaag;
- pn-3 de stijghoogte in de watervoerende zandlaag.



Figuur c1.6 Principe schematisering waterspanningsverloop bij ontwerppeil (Tabel c1.1, schematisering 1.2)



Figuur c1.7 Principe schematisering waterspanningsverloop bij extreme neerslag (tabel c1.1, schematisering 3.1)

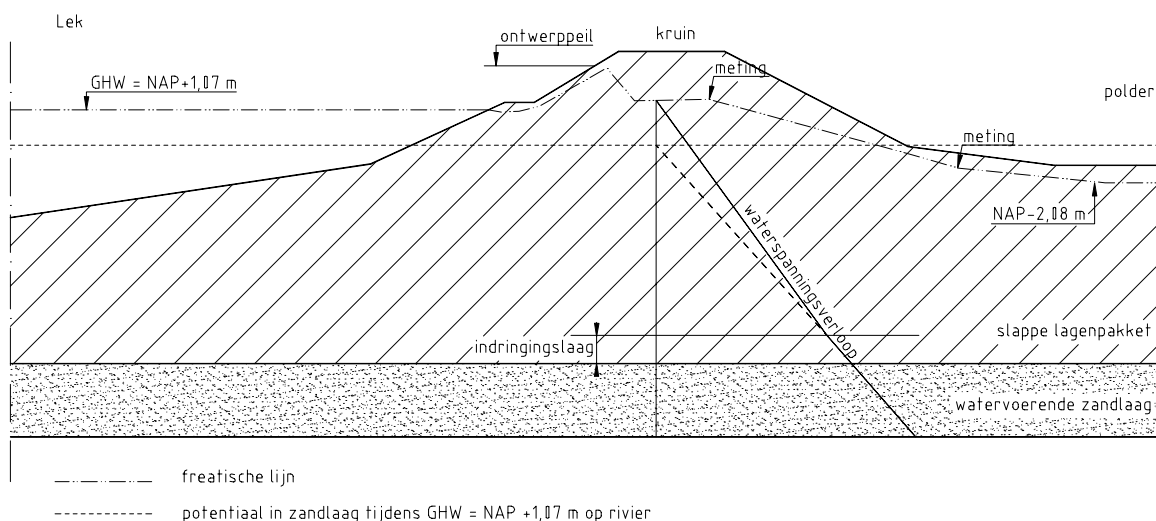
c1.3.4.2 Schematiseringen 2.1, 2.2 en 3.2 – Macro-instabiliteit buitentalud

De macrostabiliteit van het buitentalud is onderzocht voor de situatie tijdens:

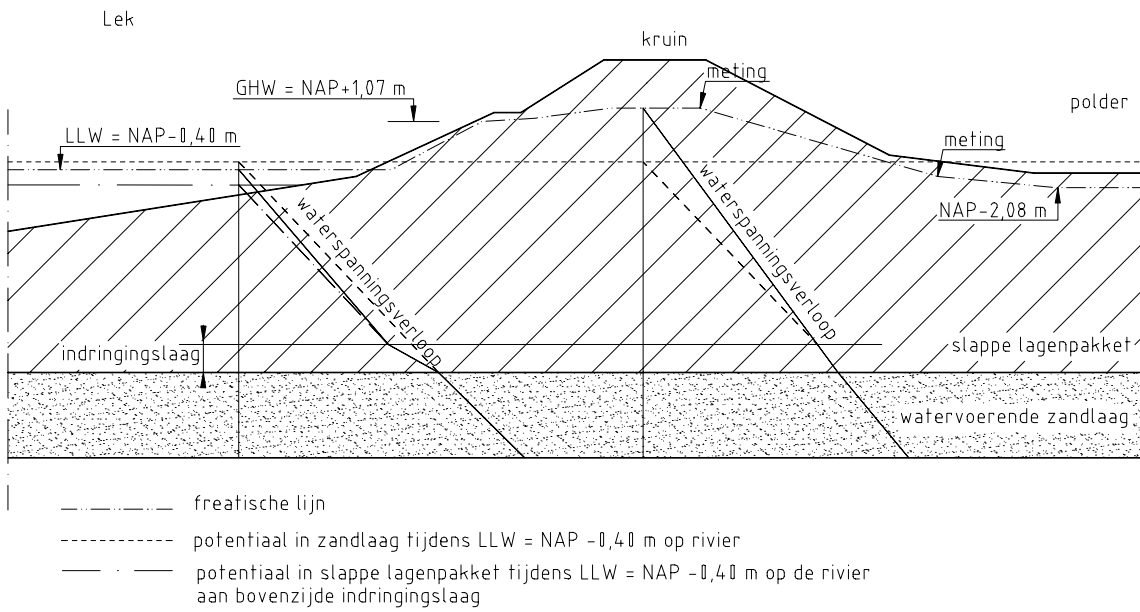
- een val van ontwerppeil naar GHW (Gemiddeld Hoog Water), zie figuur c1.8;
- een LLW (Laag Laag Water) op de rivier in combinatie met een gemiddelde hoogte van de freatische grondwaterstand ter plaatse van kruin van de dijk (op basis van de aanname dat de normale rivierstand (GHW) langdurig heeft geheerst en het hoogwater maar gedurende korte tijd), zie figuur c1.9;
- extreme neerslag waarbij een rivierwaterstand is aangehouden van GLW, zie figuur c1.10.

Voor de stabiliteitsberekeningen van het buitentalud is de schematisering van de waterspanningen in de holocene en pleistocene grondlagen als volgt aangehouden:

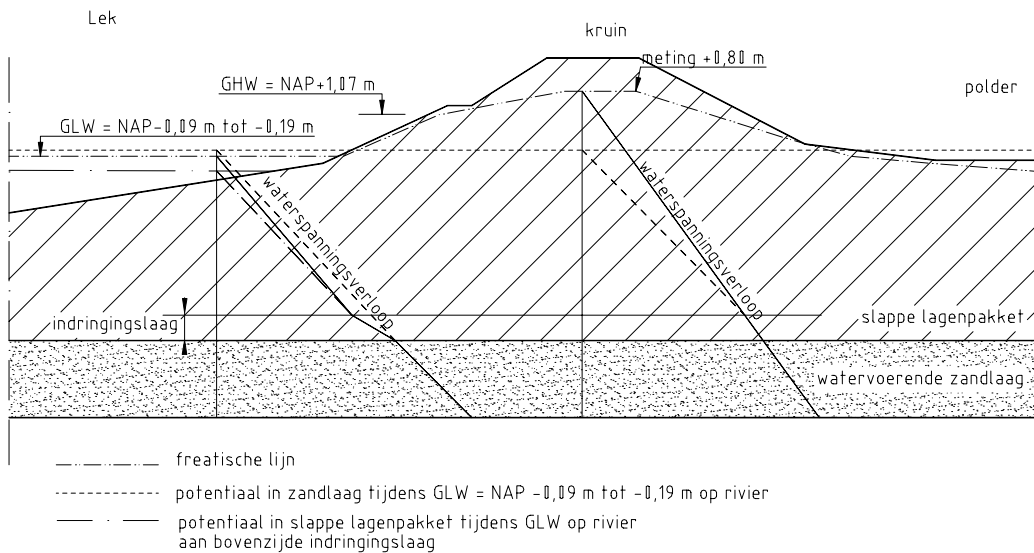
- LLW = NAP -0,40 m;
GLW = NAP -0,09 (ter plaatse van circa hmp 9,5 + 50 m) en NAP -0,19 (ter plaatse van circa hmp 15,4+00 m);
GHW = NAP +1,07 m.
 - Het freatische vlak in de kruin van de dijk ligt op een hoogte van NAP +0,5 m tot NAP +2,5 m bij ontwerpwaterstand. Hiervoor wordt verwezen naar tabel c1.2.
 - De stijghoogte in het pleistocene zand en over de indringingslengte (grenslaag) onder normale dagelijkse omstandigheden bij GHW varieert van NAP +0,44 tot NAP +0,49 m.
 - De stijghoogte in het slappe lagenpakket, onder de kruin van de dijk, verloopt lineair vanaf het freatische vlak tot aan de stijghoogte behorende bij een buitenwaterstand van NAP +1,07 m (Gemiddeld Hoog Water) aan de bovenzijde van de indringingslengte (grenslaag). Over de indringingslengte verloopt de waterspanning vervolgens lineair tot de potentiaal in de zandlaag.
- Bij een schaarlijk wordt de stijghoogte aan onderzijde in het slappe lagenpakket (bovenzijde van de indringingslaag (grenslaag)) gelijk aan de stijghoogte behorende bij een buitenwaterstand van NAP + 1,07 m (GHW), verminderd met het verschil tussen GHW en de in de analyse gehanteerde buitenwaterstand.
- Onder extreme neerslag omstandigheden (niet gecorreleerd aan MHW) is aangenomen dat het freatisch vlak in de dijk met 0,8 m toeneemt (zie figuur c1.10).



Figuur c1.8 Principe schematisering waterspanningsverloop bij val van MHW naar GHW (tabel c1.1, schematisering 2.1)



Figuur c1.9 Principe schematisering waterspanningsverloop bij val van GHW naar LLW (tabel c1.1, schematisering 2.2)



Figuur c1.10 Principe schematisering waterspanningsverloop bij extreme neerslag (tabel c1.1, schematisering 3.2)

c1.3.5 Verificatie

Verificatie

Waarnemingen van verschijnselen, zoals vorming van wellen bij hoog water of vorming van natte plekken ter plaatse van een uitteerpunt op het binnentalud van een dijk, die gepaard gaan met één van de aan waterspanningen gerelateerde processen, kunnen gebruikt worden om het model te verifiëren. De hoofdlijn hierbij is dat de waarneming begrepen moet kunnen worden op basis van het rekenmodel. Indien dit niet het geval is, bestaat de kans dat het rekenmodel niet correct is, bijvoorbeeld door een foutieve schematisering of door verkeerde grondeigenschappen. In dat geval is nader onderzoek nodig om het model bij te werken.

Waterspanningen in het watervoerend pakket

Verwacht wordt dat voor deze case veel optimalisatie van parameters kan worden bereikt door op een aantal locaties nader onderzoek uit te voeren, bestaande uit het plaatsen van raaien met peilbuizen en het uitvoeren van lange duur metingen met zelfregistrerende apparatuur (zogenaamde diver-metingen). Vooralsnog wordt gedacht aan metingen in 6 tot 10 dwarsprofielen met 3 peilbuizen per dwarsprofiel.

Hierbij wordt opgemerkt dat in een aantal gevallen reeds opdrijven zal optreden bij lagere stijghoogten dan bij de ontwerpwaterstand. In deze gevallen is een lagere berekende stijghoogte derhalve geen garantie voor optimalisatie. Hiermee dient rekening te worden gehouden bij het plannen van een vervolgonderzoek.

Waterspanningen in de binnendijkse kleilaag

Als uitgegaan wordt van een volledige aanpassing van de waterspanning, is het verloop van de waterspanningen lineair. In het bovenrivierengebied zal dit meestal het geval zijn. Bij relatief dikke kleilagen kan in sommige gevallen een tijdsafhankelijke berekening van de consolidatie worden gedaan. Een inschatting of dit zinvol is kan worden gedaan door de hydrodynamische periode van de kleilaag te vergelijken met de duur van een hoogwatergolf en aan de hand daarvan de indringingslengte te berekenen. In plaats van de consolidatiecoëfficiënt moet met een zwellingsconstante worden gerekend. Die is in ieder geval enkele malen groter dan de consolidatiecoëfficiënt. Voor waterstanden die al enkele malen zijn opgetreden, kan de aanpassing van de waterspanning zelfs nog veel sneller verlopen.

Impliciete veiligheden

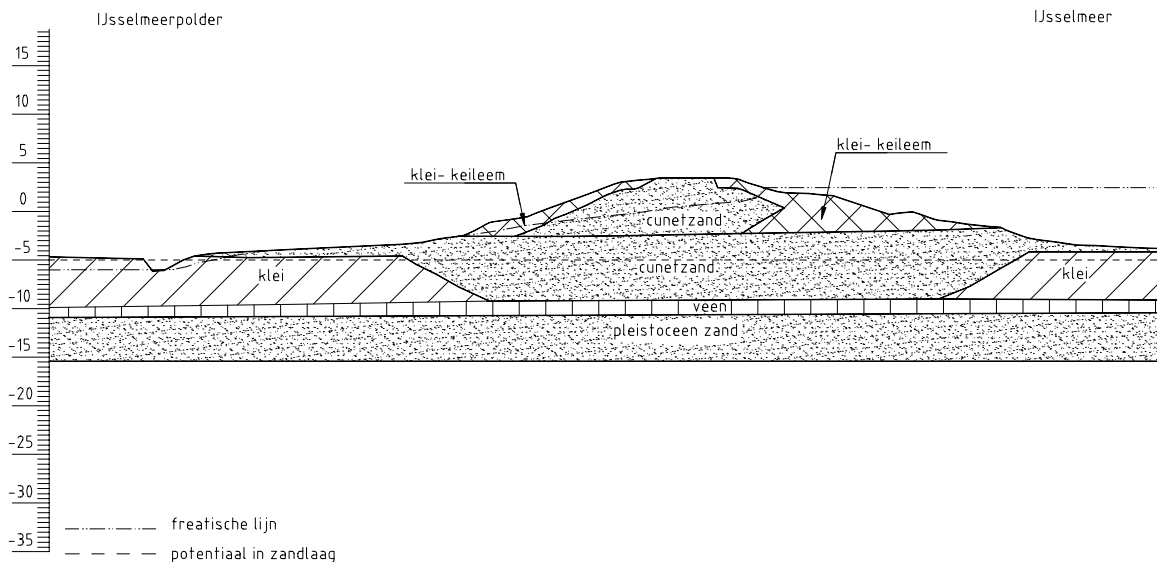
Bij de schematisatie van de waterspanningen in een dijk in een benedenrivierengebied is de impliciete veiligheid beperkt. De metingen worden uitgevoerd voor de bestaande situatie. De berekeningen zijn een extrapolatie waarbij rekening gehouden wordt met het niet-stationaire karakter van de maatgevende golf. De toekomstige situatie kan verschillen van de situatie waarbij gemeten wordt. Indien het water in de toekomstige situatie beter in de ondergrond kan indringen (en met het toenemend aantal saneringen van de rivierbodem voor een dijkversterking is dat geen vreemde gedachte) is de waterspanning tijdelijk misschien ongunstiger dan die waarvan op basis van metingen wordt uitgegaan.

Case 2: Meerdijk

c2.1 Stap 1: Beschrijving bodemopbouw, geometrie en grondwaterstroming

c2.1.1 Grondopbouw en geometrie

De aandacht gaat hier uit naar een typische dijk zoals deze rond de IJsselmeerpolders is aangelegd. De grondslag wordt gekenmerkt door een samendrukbare laag met een dikte van 5 m, op het pleistocene watervoerende zandpakket. Voorafgaand aan de aanleg van de dijken is de samendrukbare laag in het tracé van de dijk weggebaggerd tot 1 m boven het zandpakket. Middels sonderingen is dit bevestigd op 2 locaties in het profiel. De zo ontstane geul is gevuld met siltig zand tot iets beneden de gemiddelde buitenwaterstand van circa NAP $-0,4$ m. Het cunet en dijklichaam zijn vrij uniform van opbouw, zonder minder doorlatende tussenlagen. Vervolgens zijn binnen- en buitendijks kaden van keileem opgeworpen en de ruimte binnen de kaden is opgespoten met zand en opgehoogd tot het beoogde kruinniveau. De taluds zijn afgedekt met een kleilaag. In figuur c2.1 is een principeschets gegeven.



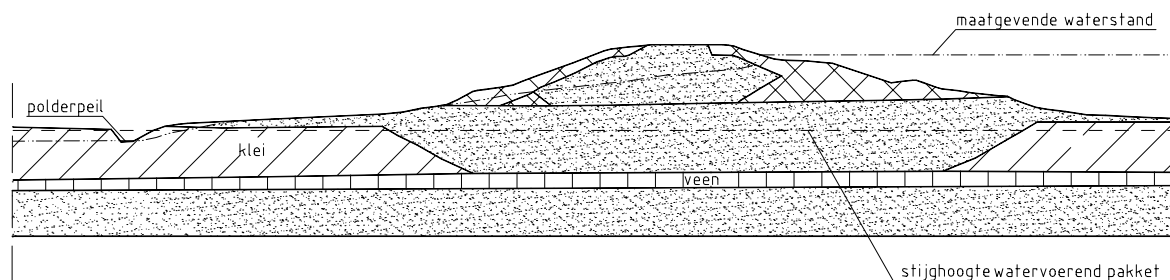
Figuur c2.1 Principeschets meerdijk

Bekend is dat op het onderwatertalud een sliblaag gevormd kan zijn. Er is geen onderzoek beschikbaar. Wel is bekend dat er bij deze dijk recent baggerwerkzaamheden zijn uitgevoerd. Het profiel is ingemeten na de baggerwerkzaamheden en het blijkt dat het onderwatertalud steiler is dan bij aanleg.

c2.1.2 Waterstanden en stijghoogten

De buitenwaterstand schommelt normaal tussen circa NAP $-0,5$ m en NAP. Het polderpeil of de binnenwaterstand is NAP $-6,0$ m. De maatgevende waterstand is NAP $+2,40$ m. Dit houdt in dat de dijken tijdens dagelijkse omstandigheden al een aanzienlijk waterstandsverschil kennen. Tijdens maatgevende omstandigheden wordt dit waterstandsverschil relatief weinig (ten opzichte van dijken elders in het land) verhoogd.

De stijghoogte in het pleistocene zand (watervoerend pakket) is volgens de Grondwateratlas gelijk aan NAP $-5,0$ m. Enkele peilbuizen in de nabijheid van de dijk geven waarden die rond dezelfde stijghoogte liggen. Daaruit wordt geconcludeerd dat het samendrukbare pakket intact is en dat er geen relatie is tussen de stijghoogte in het watervoerende pakket en de buitenwaterstand of het polderpeil, of in ieder geval dat die relatie te verwaarlozen is. In figuur c2.2 zijn bovengenoemde (grond)waterstanden weergegeven.



Figuur c2.2 Schematisering freatische lijn en stijghoogte.

c2.1.3 Grondwaterstroming

c2.1.3.1 Stroming door het dijklichaam en cunet

Het zandcunet en de zandkern geven aanleiding tot een vrij forse kwelstroom. Deze zal met name een ingang vinden in het onderwatertalud, dat niet is afgedekt met klei of keileem. In de loop der tijd heeft zich hier vaak een sliblaag gevormd, die de kwelstroom afremt. Bij hogere waterstanden zal wellicht ook een aanzienlijke hoeveelheid water het dijklichaam op een hoger niveau binnendringen, omdat de klei/keileemlaag hier dunner is. De doorlatendheid van de klei- en keileemlagen en de aanwezigheid van een sliblaag onderwater spelen bij de stroming door het dijklichaam een belangrijke rol. De sliblaag is echter recent weggebaggerd, zodat geen rekening meer gehouden kan worden met de aanwezigheid daarvan. Ook als er plannen zijn voor het wegbaggeren van de sliblaag mag hier geen rekening mee worden gehouden.

In het oorspronkelijke ontwerp van de dijken wordt het kwelwater opgevangen in een drainagesysteem binnendijks, tussen de binnenteen en de kwelsloot, de zogenaamde kwelstrook. De drainage watert af naar de kwelsloot en de waterstand in de kwelsloot wordt door bemaling op (polder)peil gehouden.

De ligging van de freatische lijn wordt evenals de hoeveelheid kwel bepaald door:

- de afmetingen van de dijk;
- het waterstandsverschil;
- de dikte en doorlatendheid van de afdekklei en keileem;
- de eigenschappen van een eventuele sliblaag op het onderwatertalud;
- de doorlatendheid van het zand in het cunet en de kern van de dijk;
- de capaciteit van de drainage;
- de indringing van regenwater in het cunet.

In de aangebrachte zandlagen kunnen dunne slecht doorlatende lagen voorkomen, met name op het niveau van de onderkant van de keileemkaden. De doorlatendheid van het zand zelf wordt sterk beïnvloed door de hoeveelheid silt of lutum die in het zand aanwezig is.

Het cunet vormt een bak met relatief doorlatend materiaal in een omgeving van relatief ondoorlatend materiaal. Het cunet zal zich met water vullen indien de toestroming groter is dan de inzijging naar het watervoerende pakket. Omdat verder de buitenwaterstand hoger is dan het niveau van de binnenteen, zal de freatische lijn daarom vrijwel altijd boven de binnenteen uittreden. De drainage moet dit voorkomen.

Tijdens een hoogwaterperiode komt de freatische lijn hoger te liggen en neemt de hoeveelheid kwel toe. Een hoogwater wordt met name veroorzaakt door een storm. Vanwege het relatief kleine wateroppervlak van het IJsselmeer is de periode van een stormopzet meestal kort. Een tweede oorzaak voor een verhoogde waterstand kan liggen in een grote toevoer in combinatie met een geringe afvoer van water uit het IJssel- of Markermeer. De periode van een dergelijke golf kan aanzienlijk langer zijn, echter de waterstandsverhoging is in minder groot dan bij een stormopzet. In dit geval is echter sprake van een stormopzet die de maatgevende waterstand veroorzaakt. Deze waterstand is aanzienlijk hoger dan de waterstand die door een grote toevoer in combinatie met een geringe afvoer wordt veroorzaakt. De hoge, maar relatief kortdurende, waterstand t.g.v. een stormopzet is maatgevend, omdat de

aanpassing van de freatische lijn en de waterdrukken in het zandcunet en uit zand opgebouwde dijklichaam relatief kort is. Er wordt daarom in eerste instantie een stationaire benadering toegepast. Een geavanceerde tijdsafhankelijke benadering is ook mogelijk, maar in dat geval moeten beide gevallen (kortdurende stormopzet en langdurende opzet van het gemiddelde meerpeil) worden beschouwd.

Verder is bekend dat het terrein nabij de binnenteen erg vochtig is. De freatische lijn staat hier dicht onder maaiveld. Verder in de richting van de kwelsloot is het terrein droger.

c2.1.3.2 Stroming door het watervoerende zandpakket

Zolang het samendrukbare pakket niet is onderbroken, is de grondwaterstroming in het watervoerend pakket niet afhankelijk van de waterstand op het IJssel- of Markermeer, of van het polderpeil. Opbarsten van het samendrukbare pakket komt dan niet voor, omdat de stijghoogte in het watervoerend pakket in deze omstandigheden lager is dan het binnendijkse maaiveldniveau.

Als het samendrukbare pakket wel doorbroken zou zijn, bijvoorbeeld door werkzaamheden buitendijks, dan heeft de buitenwaterstand een grote invloed op de grondwaterstroming in het watervoerende pakket. Dit zal tijdens dagelijkse omstandigheden merkbaar zijn, maar tijdens een hoogwatergolf zijn de effecten sterker. Opbarsten van het binnendijkse watervoerende pakket is mogelijk en kan afhankelijk van de overige omstandigheden piping tot gevolg hebben. De waterspanningen in de samendrukbare lagen zullen door de grotere stijghoogte in het watervoerende pakket oplopen.

c2.1.4 Aanwezige meetgegevens en onderzoek

Doorlatendheden

Voor het bepalen van de doorlatendheid van de diverse grondsoorten zijn proeven in het laboratorium uitgevoerd volgens de falling head en constant head methode. Daarnaast is informatie over de doorlatendheid verkregen uit de bepalingen van de consolidatiecoëfficiënt. De laboratoriumproeven zijn uitgevoerd op kleine monsters. Een eventuele invloed van macrostructuren of gelaagdheid op de doorlatendheid wordt met die proeven niet bepaald. Om hier toch enig inzicht in te krijgen zijn ervaringscijfers uit de lokale praktijk beschouwd. Bij het vaststellen van de doorlatendheden moet verder het volgende worden bedacht:

- de grondwaterstroming door het cunet en dijklichaam is verreweg het belangrijkste aspect;
- een hogere doorlatendheid geeft een minder gunstige situatie;
- de doorlatendheden van het samendrukbare pakket en van de watervoerende zandlaag spelen een ondergeschikte rol in het geheel.

In tabel c2.1 zijn de verschillende waarden opgenomen.

| Omschrijving | Doorlatendheid labonderzoek (c_v en/of k , meest verticaal) | Praktijk RIJP (horizontaal) | Toegepast horizontaal | Toegepast verticaal |
|-------------------------|--|---|--------------------------|------------------------|
| symbool | k_v | k_h | k_h | k_v |
| eenheid | m/dag | m/dag | m/dag | m/dag |
| grondsoort | | | | |
| Zand cunet | 1,8 | siltig zand: 0,2 à 0,5 schoon zand 3 à 5 | 2 | 2 |
| zand Pleistoceen | | | 80 | 80 |
| klei/keileem deklaag | | | 0,4 | 0,4 |
| basisveen | $0,05 \text{ à } 8 \cdot 10^{-4}$ | 10^{-3} | $4 \cdot 10^{-3}$ | $8 \cdot 10^{-4}$ |
| veen | $2 \cdot 10^{-4}$ | | 0,005 | 0,001 |
| klei diep >3 m mv | $8 \cdot 10^{-4}$ | ongerijpte klei: 0,01 à 0,02 | 0,005 | 0,001 |
| klei ondiep | $8 \cdot 10^{-4}$ | gerijpte klei: 0,1 | 0,05 | 0,01 |
| slib op onderwatertalud | | | 0.01 (schatting) | 0.01 (schatting) |
| afdekklei nieuw | | | 1* | 1* |
| aanvulzand/silt | | siltig zand: 0,2 à 0,5 | 1* | 1* |

* doorlatendheid afdekklei en klei in dijklichaam mede o.b.v. het (Ref.)*Technisch Rapport Eisen klei voor dijken*

Tabel c2.1 Hydrologische parameters

Drainage

De capaciteit van de drainage is niet in detail bekend. Wel zijn metingen gedaan aan het debiet dat wordt afgevoerd door de drainage. De metingen zijn in dezelfde periode gedaan als de metingen aan de peilbuizen in de kruin van de dijk. Gemeten werd dat circa 200 l/m/dag werd afgevoerd door de drains.

Peilbuismetingen

Er zijn peilbuismetingen beschikbaar van peilbuizen die in het dijklichaam gestaan hebben ter hoogte van de binnenkruinlijn. De metingen zijn gedaan bij een min of meer normale buitenwaterstand. De gemeten stijghoogte bedroeg circa NAP – 2 m, ongeveer 1,8 m lager dan de buitenwaterstand op het moment van de metingen. Een probleem is dat alle metingen zijn gedaan voordat de sliblaag op het onderwatertalud is verwijderd. De peilbuizen zijn verwijderd voordat met baggeren is begonnen, waardoor geen metingen beschikbaar zijn voor de situatie zonder sliblaag.

Er zijn peilbuismetingen beschikbaar van de afgelopen jaren van peilbuizen die in de diepe zandlaag staan. Deze geven in alle gevallen stijghoogten die lager of gelijk zijn aan de stijghoogten volgens de Geohydrologische atlas. Het is daarom zeer waarschijnlijk dat het samendrukbare pakket buitendijks niet is doorbroken. Evengoed kan nog wel sprake zijn van een invloed van het buitenwater op de stijghoogte in het watervoerend pakket. Deze kan echter niet worden gekwantificeerd en wordt, zoals reeds eerder gesteld, verwaarloosbaar klein verondersteld.

c2.1.5 Aandachtspunten bij de geohydrologische analyse

Het waterspanningsonderzoek bestaat tenminste uit het bepalen van de ligging van de freatische lijn tijdens MHW omstandigheden, inclusief het uittreepunt. Tevens verdient het aanbeveling om via metingen nog nader onderzoek te doen naar:

- Het al dan niet doorbroken zijn van de scheidende laag (of het aanwezig zijn van een directe relatie tussen de stijghoogte in het pleistocene zand en de buitenwaterstand);
- De invloed van regen op de ligging van de freatische lijn;
- De invloed van een eventuele sliblaag op het onderwatertalud;
- De capaciteit van de drainage.

c2.2 Stap 2: Mechanismen en belastingscombinaties

c2.2.1 Overzicht relevante mechanismen

Microstabiliteit

Omdat de dijk uit zand is opgebouwd kan een relatief groot debiet door het dijklichaam stromen. Van belang is vervolgens de wijze waarop het water het dijklichaam verlaat. Zonder specifieke voorzieningen zal de freatische lijn uit het binnentalud willen treden. Er kunnen nu twee situaties worden onderscheiden: een situatie waarin een afdekkende kleilaag op het binnentalud aanwezig is en een situatie waarin dat niet het geval is. In het eerste geval kan de kleilaag worden afgedrukt indien de waterspanning voldoende hoog wordt. In het geval zonder kleilaag stroomt het water min of meer ongehinderd het talud uit. Afhankelijk van het verhang bij het uitstroompunt, de geometrie en de eigenschappen van het zand, kan zand uitspoelen.

Voor het beoordelen van dit mechanisme dient de ligging van de freatische lijn bij maatgevende omstandigheden te worden bepaald.

Afschuiven afdeklaag binnentalud

Een afdeklaag van klei op het binnentalud kan afschuiven onder invloed van overslaand water, eventueel in combinatie met een wateroverspanning onder de kleilaag. Voor het bepalen van een wateroverspanning onder de kleilaag moet de freatische lijn bepaald worden. De invloed van overslaand water leidt tot het verweken van de kleilaag. Een berekening hiervan is praktisch gezien niet goed mogelijk. In het algemeen wordt aangenomen dat de kleilaag inderdaad geheel verzadigd raakt, althans indien meer dan 0,1 l/s/m golfoverslag optreedt.

Piping door het cunet

Piping kan optreden in een zandlaag, direct onder een cohesieve laag. Het cunet en het erboven gelegen dijklichaam zijn in het ideale geval geheel uit zand opgebouwd, zodat geen pipinggevoelige opbouw aanwezig is. Het blijkt echter dat toch een min of meer cohesieve laag aanwezig kan zijn, met name op de grens tussen het cunet en het dijklichaam. Indien dit het geval is, dan kan wel piping optreden. Voor het beoordelen hiervan dient in eerste instantie nagegaan te worden of er uitspoeling van zand kan optreden, al dan niet voorafgegaan door het opbarsten van een afdekkende kleilaag onder aan het binnentalud. Hiervoor moeten de grondwaterstroming en de grondwaterdrukken onder de cohesieve laag bepaald te worden. De beoordeling op piping verloopt vervolgens met een methode zoals in het *Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen* [TRZW, 1999] is beschreven. In dit geval is geen sprake van een cohesieve tussenlaag. Het mechanisme zal daarom niet optreden.

Piping door de watervoerende zandlaag

Piping door het eerste watervoerende pakket kan optreden indien hier een grondwaterstroming aanwezig is in binnendijkse richting en opdrukken van het binnendijkse klei-/veenpakket optreedt. Duidelijk is dat er niet een erg directe relatie is tussen de buitenwaterstand en de watervoerende zandlaag. Hieruit wordt geconcludeerd dat de deklaag buitendijks intact is. Piping door de watervoerende zandlaag zal daarom niet optreden. Nagegaan moet worden of de deklaag onder het zandcunet ook overal intact is. Indien dat niet het geval is, dan kan een kwelstroom via het cunet naar de watervoerende laag ontstaan. Dit leidt alleen tot piping als binnendijks opbarsten optreedt. Om na te gaan of opbarsten optreedt, moet de stijghoogte binnendijks in de watervoerende zandlaag bekend zijn.

Macrostabiliteit binnentalud

De macrostabiliteit van het binnentalud wordt beïnvloed door de ligging van de freatische lijn, de waterspanningen in de watervoerende zandlaag en de waterspanningen in de klei-/veenlaag. Al deze aspecten dienen bekend te zijn.

Macrostabiliteit buitentalud

De macrostabiliteit van het buitentalud wordt beïnvloed door de ligging van de freatische lijn en de waterspanningen in de watervoerende zandlaag en in de klei-/veenlaag.

c2.2.2 Oorzaken van waterspanningen

Watervoerend pakket

De processen in het watervoerende pakket worden niet of nauwelijks beïnvloed door de processen daarboven. Er zal enige inzijging optreden, maar dit heeft geen invloed op de waterspanningen

Freatische lijn

De buitenwaterstand is verreweg de belangrijkste factor in het grondwaterstromingsbeeld. De freatische lijn in het dijklichaam zal stijgen bij een hogere buitenwaterstand en de hoeveelheid kwel door het cunet en het dijklichaam neemt toe. Overigens is het verschil tussen het verval in dagelijkse omstandigheden en in maatgevende omstandigheden relatief klein. In dagelijkse omstandigheden is een verval van bijna 6 m aanwezig. Onder maatgevende omstandigheden loopt dit op tot circa 8,4 m.

Onder MHW omstandigheden treedt ook golfoverslag op. Het overslaande water kan infiltreren in het dijklichaam en daarmee de freatische lijn verhogen en/of de hoeveelheid te draineren water verhogen.

Infiltratie van regenwater in het dijklichaam kan een verhoging van de freatische lijn veroorzaken. Verder is het denkbaar dat het polderpeil stijgt tijdens extreme neerslag. Specifieke informatie over de mate waarin deze effecten inderdaad optreden is niet beschikbaar.

Verkeer

Eventueel onderhoudsverkeer over de binnenberm kan wateroverspanningen veroorzaken, omdat het cunet zich niet uitstrekt tot onder de berm. Verkeer op de buitenberm kan wateroverspanningen in de keileemkade onder de buitenberm veroorzaken. Tijdens hoogwater is de buitenberm echter niet toegankelijk. Een verkeersbelasting zal niet of nauwelijks wateroverspanning in het dijklichaam veroorzaken, omdat dit uit zand is opgebouwd.

Grondaanvullingen

Er zijn recent geen grondaanvullingen geweest die voor een wateroverspanning in de samendrukbare laag zouden kunnen zorgen. Een grondaanvulling op of direct naast het dijklichaam heeft niet of nauwelijks wateroverspanningen tot gevolg omdat het dijklichaam en cunet uit redelijk doorlatend zand zijn opgebouwd. Indien een zodanige dijkverbetering uitgevoerd zou worden dat een grondaanvulling naast het cunet nodig zou zijn, dan zouden wel wateroverspanningen gegenereerd worden, die invloed op de stabiliteit van de dijk hebben.

c2.2.3 Relevante waterspanningsschematiseringen

In tabel c2.2 is een overzicht gegeven van de relevante waterspanningsschematiseringen.

| Situatie | waterspanningsschematisering | | | te beoordelen mechanismen |
|---|------------------------------|---------------------------------------|----------------------------------|--|
| | nr. | waterspanningen in ... | randvoorwaarde | |
| 1. Hoogwater | 1.1 | dijklichaam en deklaag | MHW + N + V | macro-instabiliteit binnentalud micro-instabiliteit. afschuiven deklaag opbarsten deklaag piping |
| | 1.2 | deklaag | MHW + N + golfoverslag | afschuiven deklaag |
| 2. Laagwater | 2.1 | dijklichaam | van MHW naar SP + V | macro-instabiliteit buitentalud |
| 3. Neerslag | 3.1 | dijklichaam en deklaag binnentalud | EN + GHW + V | macro-instabiliteit.binnentalud |
| | 3.2 | dijklichaam en deklaag buitentalud | EN + SP + V (evt. val na GHW) | macro-instabiliteit buitentalud |
| N: neerslag SP: Streefpeil V: verkeersbelasting MHW: Maatgevend Hoog Water/Toetspeil EN: extreme neerslag GHW: Hoogwater | | | | |

Tabel c2.2 Relevante waterspanningsschematisering

c2.3 Stap 3: Modelkeuze, schematisering en verificatie

c2.3.1 Modelkeuze

Freatische lijn

Verreweg het belangrijkste aspect is het berekenen van de freatische lijn. Omdat er een redelijke hoeveelheid gegevens aanwezig is, is het niet zinvol om het blackboxmodel (bijlage 1) toe te passen. Er zijn niet voldoende metingen aanwezig om door extrapolatie van de metingen tot een antwoord te komen. Deze mogelijkheid valt daarom af.

Analytische modellen voor het berekenen van de freatische lijn zijn niet voorhanden. De meest logische keus in dit geval is daarom de keuze voor een numeriek model voor het berekenen van de freatische lijn en de kwelstroom door het dijklichaam en cunet.

Samendrukbaar pakket

Daarnaast zal iets gezegd moeten worden over het verloop van de waterspanningen in het samendrukbaar pakket. Omdat de meeste weerstand veroorzaakt wordt door de veenlaag onder aan het samendrukbaar pakket, is de meest logische optie om een hydrostatische waterdruk in het samendrukbaar pakket aan te nemen tot de veenlaag. In de veenlaag wordt vervolgens lineair geïnterpoleerd tussen de stijghoogte in het watervoerende pakket en de stijghoogte direct boven de veenlaag.

Stijghoogte watervoerend zandpakket

Tenslotte moet de stijghoogte in de watervoerende zandlaag bekend zijn. Zoals eerder is aangegeven, is het niet waarschijnlijk dat er een relatie is tussen de buitenwaterstand en de stijghoogte. De beschikbare peilbuismetingen geven onvoldoende informatie om deze relatie te kwantificeren, maar duidelijk is wel dat de stijghoogte in de zandlaag veel minder toeneemt dan de buitenwaterstand. Een veilige benadering is aan te nemen dat de stijghoogte toch evenveel stijgt als de buitenwaterstand. In dit geval betekent dit een toename in de stijghoogte met 2,9 m tot circa NAP – 2,1 m. Indien deze veilige aanname de conclusies niet beïnvloed, dan is nader onderzoek niet nodig. In dit geval treedt ook bij deze stijghoogte nog geen opbarsten op en is er ten aanzien van piping in ieder geval geen negatieve invloed. De hogere stijghoogte heeft op de macrostabiliteit een negatieve invloed. Omdat uit stabiliteitanalyse is gebleken dat ook met de hogere stijghoogte de stabiliteit nog voldoende is, is in dit geval geen extra onderzoek gedaan.

In het vervolg van deze paragraaf wordt uitsluitend in gegaan op de bepaling van de freatische lijn en de kwelstroom door het zandcunet. Voor de overige aspecten is, zoals hierboven is beschreven, een zeer veilige benadering gekozen en is in dit geval geen nader onderzoek gedaan.

c2.3.2 Schematisering

Bij de schematisering in het numerieke model spelen de volgende aspecten:

- laagopbouw;
- doorlatendheden;
- drainage;
- binnen- en buitendijkse waterstanden.

De laagopbouw wordt uit het geotechnisch onderzoek verkregen en wordt zo realistisch mogelijk gemodelleerd. Bij onzekerheden in laagdikten worden veilige keuzen gedaan. Een veilige keuze is in dit geval een keuze waarbij de ligging van de freatische lijn en de kwelstroom wordt overschat. Het samendrukbaar pakket en dan met name de veenlaag die nog aanwezig is onder het cunet, speelt hierbij ook een rol, omdat door het verschil in stijghoogte boven en beneden de samendrukbare laag inzijing optreedt buitendijks en ter hoogte van de dijk. Binnendijks zal een kleine kwelstroom naar boven aanwezig zijn, die van minder belang is in het geheel. Bij het vaststellen van de doorlatendheden spelen in principe dezelfde overwegingen. Wel is het zo dat de onnauwkeurigheden in de doorlatendheden veel groter zijn dan die in de laagdikten.

Samengevat kan de volgende volgorde van belangrijkheid worden opgesteld:

1. dikte en doorlatendheid afdekkende klei/keileem en sliblaag op het buitentalud;
2. doorlatendheid zand in het dijklichaam en cunet;
3. dikte en doorlatendheid van de veenlaag onder het cunet;

4. dikte en doorlatendheid samendrukbaar pakket;
5. transmissiviteit watervoerend zandpakket.

Een speciaal aandachtspunt is de beëindiging van het zandlichaam binnendijks. Vanwege de drainerende werking kan dit een grote invloed hebben.

De geometrie moet vanzelfsprekend goed bekend zijn, maar die kan relatief eenvoudig worden vastgesteld.

De modellering van de drainage is vaak een lastig punt, omdat vaak de capaciteit niet of niet goed bekend is. In eerste instantie kan een aanname gedaan worden, gebaseerd op de bekende informatie. Bij een goed werkende drainage, met een capaciteit die ruim boven de benodigde ligt, kan de drainage gemodelleerd worden door de stijghoogte ter plaatse van de drainage gelijk te stellen aan het niveau van de drainage.

De binnen- en buitendijkse waterstanden liggen vast.

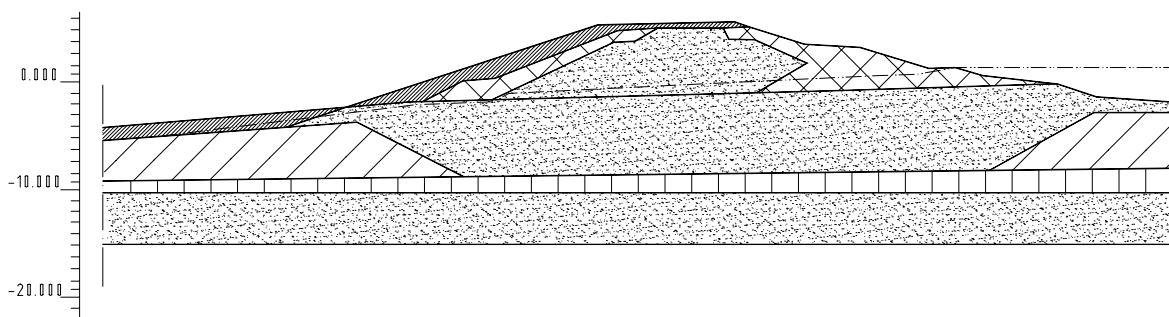
c2.3.3 Bepaling van parameters en ijking model

In paragraaf c2.1.4 is aangegeven hoe de doorlatendheden van de grondsoorten zijn vastgesteld. Verwacht mag worden dat dit eerder gemiddelde waarden zijn dan veilige waarden. Het model wordt geïkt met de beschikbare (meet)gegevens:

- ligging freatische lijn;
- afvoer drainage;
- de constatering dat de binnentoe zeer vochtig is.

De metingen zijn gedaan in een situatie met een gemiddelde waterstand van NAP – 0,2 m. Tijdens de metingen was nog een sliblaag aanwezig op het onderwatertalud. De dikte en doorlatendheid hiervan zijn niet bekend.

Het blijkt dat met een sliblaag die een weerstand van 80 dagen heeft de gemeten waarden redelijk worden teruggerekend. De doorlatendheid van het keileemcunet buitendijks is met een factor 2 verlaagd, omdat het anders nauwelijks mogelijk bleek te zijn om de gemeten ligging van de freatische lijn te reproduceren. In de berekening speelt infiltratie van regenwater geen rol. In de gemeten hoogte van de freatische lijn heeft mogelijk regen wel een rol gespeeld. Informatie hierover is echter niet voorhanden. Door in het model geen rekening met regen te houden, wordt in ieder geval een veilige keuze gedaan.



Figuur c2.3 Schematisering freatische lijn bij gemiddelde buitenwaterstand

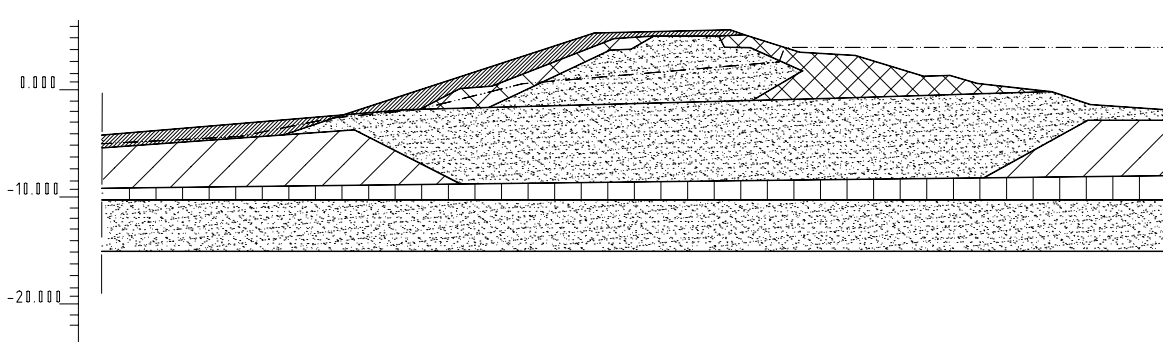
Opgemerkt wordt dat de hoeveelheid metingen beperkt is. De ligging van de freatische lijn is slechts op één locatie bekend. Verder is er geen informatie over de invloed van regen, de invloed van een verhoogde buitenwaterstand of de invloed van golfoverslag. Om enige veiligheid in te bouwen wordt de doorlatendheid van het keileemcunet in de definitieve berekeningen niet verlaagd en wordt de doorlatendheid van het zandcunet met een factor 2 verhoogd.

c2.3.4 Veilige schematiseringen

c2.3.4.1 Schematisering 1.1 – MWH omstandigheden

In de situatie met MHW kan het numerieke model worden toegepast, waarbij de sliblaag op het onderwatertalud wordt verwijderd omdat die ondertussen niet meer aanwezig is.

Het resultaat is in de onderstaande figuur weergegeven.



Figuur c2.4 Schematisering van de freatische lijn bij MHW

De freatische lijn onder de kruin stijgt met 2 m, waarvan 0,25 m voor rekening van het verwijderen van het slib komt. De hoeveelheid water die door de drains afgevoerd moet worden stijgt met een factor 10 tot circa 2 m³/m/dag. Bovendien treedt er nu een aanzienlijke hoeveelheid water uit aan het begin van de binnenberm, namelijk circa 1 m³/m/dag.

c2.3.4.2 Schematisering 1.2 – MWH omstandigheden en golfoverslag

Golfoverslag heeft een invloed op de ligging van de freatische lijn en moet daarom in principe ook bij schematisering 1.1 worden meegenomen. Het overslaande water zal naar verwachting grotendeels infiltreren in de afdeklaag en via het zandcunet worden afgevoerd. Het golfoverslagdebiet is groot ten opzichte van het kweldebiet door het cunet en het zandlichaam. De invloed op de ligging van de freatische lijn kan daarom ook groot zijn. Wel is het zo dat de maximale golfoverslag slechts gedurende een korte periode optreedt als de storm het hevigst is. Bij het bepalen van de invloed op de ligging van de freatische lijn spelen aspecten als infiltratie en afstroming over het binnentalud en de mate waarin het dijklichaam al verzadigd is een rol. Een goede bepaling van de invloed op de ligging van de freatische lijn is niet mogelijk. Het is wel verstandig om met enige stijging rekening te houden.

De invloed van golfoverslag op de stabiliteit van de deklaag is van groot belang. De vraag hierbij is welk waterspanningsverloop zich in de deklaag zal instellen. Een goede berekening hiervan is niet eenvoudig. Vaak wordt in eerste instantie een volledige verzadiging en een hydrostatisch drukverloop in de deklaag aangehouden. Zeker bij een goede drainage van de deklaag naar de zandige kern van de dijk, zal zich echter een lagere waterspanning instellen bij de overgang naar de kern van de dijk. Het exacte verloop is met name afhankelijk van de grootte van de golfoverslag en van de doorlatendheden van de deklaag en de kern van de dijk. Met name de doorlatendheid van de deklaag is moeilijk te bepalen, in verband met heterogeniteit en macrostructuren. Voor een enkel geval is middels een praktijkproef de stabiliteit van de deklaag bepaald, waarbij ook waterspanningen zijn gemeten. In het algemeen zal echter een veilige benadering worden aangehouden. Wat een veilige benadering is, hangt af van het probleem dat wordt beschouwd. Voor de stabiliteit van de toplaag onder invloed van infiltratie is een lage doorlatendheid meestal maatgevend, omdat dan eerder verzadiging van de toplaag optreedt, wat de stabiliteit van de toplaag vermindert. Voor de ligging van de freatische lijn is een lage doorlatendheid juist maatgevend, omdat dan meer infiltratie optreedt en de freatische lijn hoger komt te liggen. Dit is nadelig voor de overall stabiliteit van het binnentalud, maar ook wordt de kans dat de toplaag afgedrukt wordt groter.

c2.3.4.3 Schematisering 2.1 – Val buitenwater

Het verloop van de freatische lijn in het dijklichaam wordt gelijk gehouden aan het verloop dat tijdens MHW omstandigheden is gevonden. De buitenwaterstand is echter gedaald tot het streefpeil. Ter plaatse van het buitentalud loopt de freatische lijn juist onder maaiveld. Verder wordt rekening gehouden met onderhoudsverkeer op de buitenberm.

De val van het buitenwater neemt slechts een beperkte periode in beslag. Toch kan de bovenvermelde

schematisering aan de veilige kant zijn. Desnoods kan een instationaire berekening van de ligging van de freatische lijn worden gedaan indien de stabiliteit van het buitentalud kritiek blijkt te zijn. Overigens zal de stabiliteit van het buitentalud bij meerdijken meestal niet een belangrijk aspect zijn, omdat de val van het buitenwater beperkt is tot hooguit 2 à 3 m.

c2.3.4.4 Schematisering 3.1 – Extreme neerslag bij hoogwater

Het bepalen van de invloed van een extreme neerslag is niet eenvoudig omdat er geen informatie is over de invloed van de neerslag op de freatische lijn. Uit ervaringen elders zou kunnen worden afgeleid dat een stijging van de freatische lijn met 1 m mogelijk is indien de drainage onvoldoende capaciteit heeft. Dit betreft slechts een enkele ervaring in het veld, gedetailleerde metingen zijn – voor zover bekend – niet beschikbaar. De combinatie van extreme neerslag en een maatgevend hoogwater is niet waarschijnlijk, zodat daar niet mee gerekend wordt. Een combinatie van een gemiddeld hoogwater met extreme neerslag zou mogelijk wel reëel zijn. Een statistische onderbouwing ontbreekt overigens, zodat ook voor dit punt onzekerheden aanwezig zijn.

Om enig inzicht te verkrijgen in het geheel is een berekening gedaan met een buitenwaterstand van 1 m. De freatische lijn ligt bij deze berekening ruim 1 m lager dan bij de berekening voor MHW omstandigheden. Indien hier nog 1 m bij zou komen in verband met neerslag, dan is de situatie dus enigszins vergelijkbaar met de MHW situatie. Hieruit kan in ieder geval geconcludeerd worden dat extreme neerslag in combinatie met een gemiddeld hoogwater niet zondermeer genegeerd kan worden.

c2.3.4.5 Schematisering 3.2 – Extreme neerslag bij streefpeil

De schematisering is in hoofdlijn gelijk aan schematisering 2.1 (val buitenwater). Omdat de kans dat een MHW samenvalt met extreme neerslag minder waarschijnlijk is, kan in dit geval uitgegaan worden van een val van GHW naar streefpeil. Eveneens als bij de schematisering 3.1 zijn geen gegevens bekend over een mogelijke stijging van de freatische lijn door neerslag. De doorlatendheid van de topklaag van de dijk (asfalt, harde bekleding en gras), de doorlatendheid van de kern van de dijk en het al dan niet aanwezig zijn van een drainage spelen een rol. Veelal is de stabiliteit van het buitentalud of van de deklagen op het buitentalud niet kritisch, zodat hieraan geen speciale aandacht besteedt hoeft te worden. Aangeraden wordt om middels een gevoeligheidsanalyse na te gaan in hoeverre deze schematisering een rol speelt. Zonodig kan een veilige schematisering aangehouden worden of lokaal onderzoek gedaan worden, waarbij een instationaire berekening van de ligging van de freatische lijn meer inzicht kan geven.

c2.3.5 Verificatie

Verificatie van de resultaten is niet mogelijk, omdat er geen meetgegevens beschikbaar zijn anders dan degene die al bij de ijking van het model zijn gebruikt.

Het is in ieder geval nodig om de capaciteit van de drainage te bepalen, om na te gaan of het berekend debiet afgevoerd kan worden. Overigens kan natuurlijk uit de beoordeling van de faalmechanismen blijken dat de freatische lijn verlaagd moet worden ten opzichte van de berekening, of dat andere maatregelen nodig zijn.

Aanbevolen wordt om enkele peilbuizen te plaatsen in het dijklichaam, waarmee de ligging van de freatische lijn onder verschillende omstandigheden bepaald kan worden. Hiermee kan op termijn een uitspraak gedaan worden over de invloed van regen en wellicht over de invloed van hoogwater. Het model kan met deze gegevens verder geijkt worden. Het is aan te bevelen om peilbuizen in de diepe zandlaag te plaatsen om na te gaan of de deklaag niet is doorbroken. Dit is zeker nodig als er op het meer werkzaamheden worden uitgevoerd waarbij de deklaag aangetast kan worden.

In het model zitten nog een aantal veiligheids:

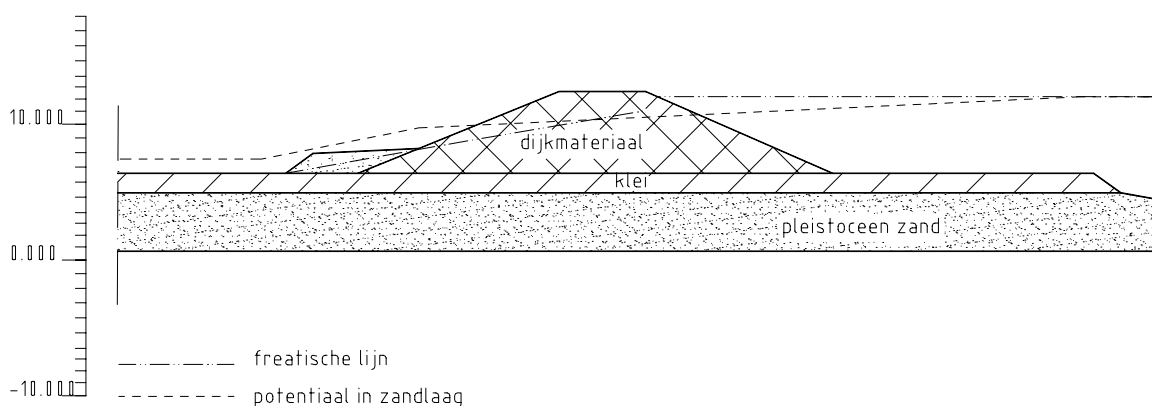
- de doorlatendheid van de keileem en van het dijklichaam zijn in de uiteindelijke berekening verhoogd;
- de sliblaag op het onderwatertalud is niet in rekening gebracht; momenteel is deze ook niet aanwezig, maar na verloop van tijd is het aannemelijk dat deze weer terugkomt;
- er is gerekend met een stationaire situatie, maar omdat de duur van een hoogwater relatief kort is zouden instationaire effecten een rol kunnen spelen;
- voor de stijghoogte in het watervoerende zandpakket is een zeer veilige benadering aangehouden: aangenomen is dat de stijghoogte evenveel stijgt als de buitenwaterstand.

Case 3: Dijk bovenrivierengebied

c3.1 Stap 1: Beschrijving bodemopbouw, geometrie en grondwaterstroming

c3.1.1 Grondopbouw en geometrie

Beschouwd wordt een dijk in het bovenrivierengebied. Het betreft een dijk die is opgebouwd uit klei. Binnendijks is een kleilaag met een dikte van 1,5 m aanwezig, welke direct op de watervoerende zandlaag is gelegen. Buitendijks is een voorland met een breedte van circa 100 m tot de rivier. Een onderzoek naar de aanwezigheid van klei in het voorland heeft aangetoond dat in ieder geval in de eerste 20 m vanaf de dijk een kleilaag met een dikte van 1,5 m of meer aanwezig is. Verder in de richting van de rivier is de kleilaag dunner of afwezig. In figuur c3.1 is een principeschets gegeven.



Figuur c3.1 Principeschets bovenrivierdijk

Het eerste watervoerende pakket heeft een dikte van circa 30 m in dit gebied, volgens de Grondwaterverkenning van TNO. Onder de binnenteeën is een eenvoudige drainagevoorziening aan gebracht, in de vorm van een zandkoffer. Deze is twee meter breed en 0,7 m hoog en is afgedekt met een dunne laag bovengrond. De breedte van de dijk is 32 m en binnendijks is een berm van zand aanwezig met een breedte van 8 m. De hoogte van het achterland ligt op NAP +6 m. De kruinhoogte van de dijk ligt op NAP +12,5 m.

c3.1.2 Waterstanden en stijghoogte

De waterstand op de rivier komt het grootste deel van de tijd niet tegen de dijk en is met NAP + 5 m ook lager dan de binnendijkse grondwaterstand, die circa NAP + 5,5 m bedraagt. Uit de grondwaterverkenning van TNO blijkt dat de overwegende grondwaterstroming in het watervoerend zandpakket in de richting van de rivier is gericht bij laagwater. Het MHW is NAP + 12,0 m.

Het hoogwater wordt veroorzaakt door een hoge rivierafvoer. Een afvoergolf kan enkele weken tot meer dan een maand duren, waarbij de hoogste waterstand één tot enkele dagen aanhoudt. Tijdens een hoogwater treedt binnendijks opbarsten op, wat is te herkennen aan de natte terreinen en de aanwezigheid van wellen, waarvan sommige zandmeevoerend zijn. Dit treedt al op bij vrij frequent voorkomende hoogwaterstanden.

c3.1.3 Grondwaterstroming

Stroming door het dijklichaam

De grondwaterstroming door het dijklichaam is beperkt van omvang omdat het dijklichaam uit klei is opgebouwd. De ligging van de freatische lijn wordt bepaald door:

- de afmetingen van de dijk;
- het waterstandsverschil en de duur daarvan;
- de doorlatendheid van de klei in de dijk;
- de indringing van regenwater in de kern van de dijk, of een reeds aanwezige verhoging van de freatische lijn in de dijk tengevolge van eerdere regenval.

Stroming door het watervoerende pakket

Het watervoerende zandpakket staat in direct contact met het buitenwater ter hoogte van het zomerbed van de rivier. Mogelijk is er een sliblaag aanwezig op de bodem van de rivier die voor een intree weerstand zorgt. In het winterbed van de rivier zorgt de kleilaag voor een intree weerstand. Deze kleilaag hoeft echter niet in de gehele uiterwaard aanwezig te zijn.

De stijghoogte binnendijks (tijdens hoogwater op geruime afstand van de dijk) is de stijghoogte die bepaald wordt door het polderpeil. Deze is lager dan de buitenwaterstand tijdens een afvoergolf. Er ontstaat daarom een grondwaterstroming in binnendijkse richting. De waterdrukken binnendijks nemen zover toe tot deze groter zijn dan het gewicht van de binnendijkse kleilaag.

Bij laag water zal de stijghoogte binnendijks vaak hoger zijn dan de buitenwaterstand. Er is dan een grondwaterstroming in de richting van de rivier. Dit is de meest voorkomende situatie. In gebieden met een hoog achterland (bijvoorbeeld de Veluwe) kan dit het meest opvallend zijn. Door dit verschijnsel kan binnendijks al eerder wateroverlast ontstaan dan uitsluitend op basis van de buitenwaterstand verwacht zou worden.

c3.1.4 Aanwezig onderzoek en meetgegevens

De doorlatendheid van de klei is geschat op basis van de samenstelling. De doorlatendheid van het zand in de watervoerende laag is verkregen uit de Grondwaterverkenning van TNO. In tabel c3.1 zijn de waarden weergegeven. Het soortelijk gewicht van de binnendijkse klei speelt tevens een rol bij het bepalen van de waterspanningen. Het soortelijk gewicht is bepaald in een laboratorium op een aantal monsters.

| Grondsoort | Doorlatendheid [m/dag] | Soortelijk gewicht [kN/m ³] |
|--|------------------------|---|
| Klei in het voorland | 0,1 | |
| Klei in de dijk | 0,5 | |
| Klei in het achterland en klei onder de dijk | 0,1 | 16.5 – 18, gemiddeld 17,5 |
| Zand in de watervoerende zandlaag | 20 | |

Tabel c3.1 Grondparameters

Metingen van stijghoogten of waterspanningen zijn niet voorhanden.

c3.1.5 Aandachtspunten bij de geohydrologische schematisering

Het belangrijkste aspect van het onderzoek met betrekking tot de waterspanningen is het bepalen van de stijghoogten in de watervoerende zandlaag onder de dijk en binnendijks. Daarnaast moet de ligging van de freatische lijn worden bepaald.

c3.2 Stap 2: Mechanismen en belastingscombinaties

c3.2.1 Overzicht relevante mechanismen

Microstabiliteit

Indien het grondwater uit het binnentalud naar buiten treedt, kan grond worden meegespoeld. Omdat de dijk geheel uit klei is opgebouwd, zal in de praktijk de freatische lijn niet uit het binnentalud treden of in ieder geval de hoeveelheid uittredend water te gering zijn om het cohesieve materiaal te eroderen. Microstabiliteit kan wel een rol gaan spelen als zandlagen in de dijk aanwezig zijn, maar dat is hier niet aan de orde.

Afschuiven afdeklaag binnentalud

Een afdeklaag op het binnentalud kan afschuiven onder invloed van:

- waterspanningen in het dijklichaam, die de laag afdrukken;
- overslaand water, waardoor de laag verweekt.

Vanwege het feit dat de dijk uit klei is opgebouwd, is het niet waarschijnlijk dat het eerste mechanisme optreedt. De drainagevoorziening onder de binnenteeen voorkomt verder dat zich water nabij het binnentalud verzamelt. De zandkoffer heeft een relatieve dunne afdeklaag, waardoor deze als eerste zal opbarsten. Hiermee wordt voorkomen dat de waterspanning hoog op kan lopen.

Verweking door overslaand water zal alleen optreden als de hoeveelheid overslaand water groot genoeg is. Bij een overslaghoeveelheid van meer dan 0,1 l/s/m is het mogelijk dat verweking optreedt.

Piping

De aanwezige bodemopbouw is bij uitstek pipinggevoelig. De waterspanningen in het watervoerende zandpakket zijn zodanig hoog dat opbarsten optreedt en dus piping kan optreden. Of daadwerkelijk piping optreedt, is afhankelijk van een aantal factoren, zoals de aanwezig kwelweglengte en het verval. Bij een meer geavanceerde beoordeling van piping worden de potentialen in de watervoerende zandlaag beschouwd.

Macrostabieleit

Voor de macrostabieleit zijn zowel de ligging van de freatische lijn als de waterspanningen in het watervoerend pakket en de binnendijkse kleilaag van belang. Vanwege de relatief lange duur van een hoogwatergolf, de relatief geringe dikte van de kleilaag en het feit dat opbarsten optreedt, wordt uitgegaan van een volledige aanpassing van de waterspanningen in de kleilaag.

c3.2.2 Oorzaken van waterspanningen*Watervoerend pakket*

De waterspanningen in het watervoerend pakket zijn een direct gevolg van het hoogwater en het feit dat de rivier in contact staat met het watervoerende pakket. De waterspanningen binnendijks worden beperkt door het gewicht van de binnendijkse kleilaag. Buitendijks speelt de intreelengte of intreeweerstand nog een rol. Dit is de afstand van de dijk tot daar waar een hydrostatisch drukverloop in het watervoerende pakket aanwezig is corresponderend met het aanwezige rivierpeil. In het eenvoudigste geval is dit de afstand waarover een afsluitende kleilaag in het voorland aanwezig is. Er is echter een correctie nodig om de grondwaterstroming verticaal door deze kleilaag naar het watervoerende pakket in rekening te brengen. In plaats van de breedte van de kleilaag wordt voor de intreelengte daarom de lek lengte genomen (zie voor de lek lengte paragraaf 2.2.9 en bijlage 3.3).

Binnendijks speelt het polderpeil een rol, en de afstand vanaf de dijk waarop de stijghoogte in het watervoerend pakket gelijk is aan het polderpeil. Dit kan vrij dicht bij de dijk zijn, indien de binnendijkse kleilaag is doorsneden door een sloot of een andere waterpartij. Indien dit niet het geval is, kan deze afstand aanzienlijk zijn. Als in het geheel geen kleilaag aanwezig is, dan zal de stijghoogte in het watervoerend pakket direct achter de dijk gelijk zijn aan het polderpeil. Het polderpeil kan tijdens een hoogwater overigens hoger liggen dan het streefpeil, omdat het toegevoerde water door het watervoerend pakket niet altijd gelijk afgevoerd zal kunnen worden.

Freatische lijn

De ligging van de freatische lijn wordt bepaald door de grondwaterstroming door de dijk. Afhankelijk van de mate waarin regenwater de dijk binnen kan dringen en de mate van drainage van het dijklichaam kan een verhoging van de freatische lijn optreden. Een drainage voorziening bij de binnenteeen zal de freatische lijn nabij de binnenteeen verlagen. Bij een kleidijk is het effect van een dergelijke drainage meestal beperkt.

Belastingen

Een verkeersbelasting – of een andere tijdelijke belasting – geeft aanleiding tot een verhoging van de waterspanningen in het dijklichaam. Ook een grondophoging geeft binnen de hydrodynamische periode een verhoging van de waterspanningen. Belastingen op de kleilaag geven een additionele verhoging van de waterspanning, zolang de consolidatieperiode nog niet is verstreken.

Waterspanningen in het binnendijkse kleipakket

De waterspanningen in het binnendijkse kleipakket worden bepaald door de waterspanningen in het watervoerende zandpakket en de binnendijkse freatische lijn. In stationaire toestand is dit een rechtlijnig waterstandsverloop. Vanwege de lange duur van een hoogwater en de geringe kleidikte, zal een stationaire toestand worden bereikt gedurende een hoogwater van enige omvang.

c3.2.3 Relevante waterspanningsschematiseringen

Voor piping (opbarsten) en de stabiliteit van het binnentalud is de waterspanning in het watervoerend pakket van belang. De maatgevende situatie hiervoor is de situatie tijdens MHW. Voor de stabiliteit van het binnentalud speelt ook de freatische lijn in het dijklichaam een rol. Een verhoging van de freatische lijn door neerslag kan dan van belang zijn. Er wordt altijd rekening gehouden met de mogelijkheid van een verkeersbelasting op de dijk, die een verhoging van de waterspanningen veroorzaakt in de samendrukbare lagen onder de verkeersbelasting. Wateroverspanningen door recente grondaanvullingen zullen, indien van toepassing, ook in rekening gebracht moeten worden, maar spelen voor de geconsolideerde eindsituatie geen rol meer. In tabel c3.2 zijn de van toepassing zijnde belastingcombinaties aangegeven.

| Situatie | waterspanningsschematisering | | | te beoordelen mechanismen |
|---|------------------------------|--|----------------|--|
| | nr. | waterspanningen in ... | randvoorwaarde | |
| 1 Hoogwater | 1.1 | watervoerend pakket | MHW | opbarsten/opdrijven piping |
| | 1.2 | dijklichaam en deklaag | MHW + N + V | macro-instabiliteit binnentalud micro-instabiliteit |
| 2. Val hoogwater | 2.1 | dijklichaam | Val MHW | macro-instabiliteit buitentalud |
| 3. Neerslag | 3.1 | watervoerend pakket, dijklichaam en deklaag | EN + GHW | macro-instabiliteit binnentalud |
| N: neerslag MHW: Maatgevend Hoog Water V: verkeersbelasting GHW: gemiddeld hoogwater EN: extreme neerslag | | | | |

Tabel c3.2 Relevante waterspanningsschematiseringen

c3.3 Stap 3: Modelkeuze, schematisering en verificatie

c3.3.1 Modelkeuze

c3.3.1.1 Watervoerend pakket

Blackboxmodel zonder metingen

De stijghoogten in het watervoerende pakket kunnen in een eerste schatting met het blackboxmodel zonder metingen (bijlage 1) worden bepaald.

Blackboxmodel met metingen

Indien uitsluitend metingen worden gedaan, op basis waarvan de waterspanningen in de watervoerende laag worden bepaald, is een reeks metingen bij verschillende hoogwatergolven nodig. De relatie tussen de hoogste waterstanden in de hoogwatergolven en de bijbehorende waterspanningen wordt vervolgens geëxtrapoleerd naar het MHW. Omdat de relatie tussen de buitenwaterstand en de waterspanningen in de watervoerende laag in principe rechtlijnig is, althans voor een eenvoudige grondopbouw en geometrie zoals in deze case het geval is, is extrapolatie goed mogelijk. Wel dient bedacht te worden dat bij een bepaalde waterstand opbarsten op kan gaan treden, waardoor de relatie niet meer rechtlijnig is, maar een knik vertoont.

Een andere complicatie kan optreden indien ook vanuit het achterland een toevoer van water is door het watervoerende pakket. Dit kan met name het geval zijn indien binnendijs hoge gronden voorkomen. Hierdoor

kunnen stijghoogten hoger zijn dan de rivierwaterstanden of er kunnen zich wisselingen in de stijghoogten (of freatische lijn) voordoen, die niet te verklaren zijn vanuit de waterstanden op de rivier. Het is nuttig om hier alert op te zijn. Indien een (geo)hydrologisch model wordt opgesteld, kan van deze informatie gebruik worden gemaakt.

Indien niet tijdens topstanden is gemeten, maar tijdens verschillende momenten bij verschillende hoogwaters, dan kan niet zonder meer worden geëxtrapoleerd. Er moet dan rekening worden gehouden met een eventueel vertraagde respons van de waterspanningen.

In deze case zijn geen metingen beschikbaar en is deze methode daarom niet toepasbaar.

Analytisch model

In plaats van het gebruik van het blackbox model zonder metingen ligt het meer voor de hand om gebruik te maken van de analytische oplossing die beschikbaar is voor deze situatie (zie bijlage b4.4 met analytische oplossing voor stationaire stroming). Met de analytische formules kunnen ook de stijghoogten worden bepaald in de situatie dat er een berm aanwezig is.

Numeriek model

In situaties die sterk driedimensionaal zijn kan het gebruik van een numeriek model worden overwogen. Dit is bijvoorbeeld het geval bij een sterk wisselende kleilaagdikte binnendijks. In een dergelijk geval kan opbarsten op een andere locatie de stijghoogte in het beschouwde profiel sterk beïnvloeden. Deze methode wordt tegenwoordig meestal niet gebruikt bij een ontwerp, maar is, in speciale gevallen, bij toetsen, wel toepasbaar. De beperking van de binnendijkse potentiaal door opbarsten van de binnendijkse kleilaag moet als aparte randvoorwaarde worden ingevoerd, omdat numerieke modellen daar in het algemeen geen rekening mee houden.

In deze case worden de waterspanningen met de analytische formules bepaald.

c3.3.1.2 Freatische lijn

Blackboxmodel zonder metingen

Voor het bepalen van de ligging van de freatische lijn kan het blackboxmodel zonder metingen (bijlage 1) worden gebruikt. De invloed van de drainage bij de binnentoe is beperkt en wordt in het algemeen niet in rekening gebracht, omdat niet bekend is hoe een zandkoffer zich op lange termijn gedraagt. De drainagevoorziening is bedoeld om een gecontroleerde uitstroom van water te bewerkstelligen en niet direct om de freatische lijn te verlagen.

Blackboxmodel met metingen

De freatische lijn kan door middel van een meting worden bepaald. Daarbij kunnen de bijdragen van de verschillende processen die een rol spelen niet worden onderscheiden. De invloed van de buitenwaterstand, regenval en het aanwezige vochtgehalte voor aanvang van een hoogwater kunnen dus niet apart benoemd worden. Een reeks metingen bij verschillende omstandigheden, met betrekking tot neerslag en buitenwaterstand, zal een relatie aan kunnen tonen tussen de ligging van de freatische lijn en neerslag en respectievelijk de buitenwaterstand. Door te extrapoleren kan zo de freatische lijn bij extreme neerslag en/of MHW worden bepaald.

Om het verloop van de freatische lijn uit de metingen te kunnen afleiden, zal op meerdere plaatsen in een profiel gemeten moeten worden. Er zijn tenminste 2, maar bij voorkeur 3 meetlocaties in een profiel nodig. Omdat geen metingen beschikbaar zijn, kan deze methode niet worden toegepast.

Numeriek model

Als alternatief kan een berekening met een numeriek model worden gedaan. Indien metingen beschikbaar zijn kunnen deze worden gebruikt om het model te ijken. Indien uit de metingen een correlatie tussen de ligging van de freatische lijn en neerslag is af te leiden, dan kan ook de invloed van neerslag in het model worden opgenomen.

Omdat voor deze case geen metingen beschikbaar zijn, kan nog gekozen worden tussen het blackboxmodel en een numeriek model. Gekozen is voor het inschatten van de ligging van de freatische lijn op basis van ervaringen elders. In feite is ook dit een blackbox model, maar niet conform de bijlage 1.

c3.3.1.3 Samendrukbaar pakket

Door de alleszins redelijke aanname dat de waterspanningen in het samendrukbare pakket volledig zijn aangepast, is de berekening van de waterspanningen in de samendrukbare laag erg eenvoudig geworden. Er wordt lineair geïnterpoleerd tussen de stijghoogte in het watervoerende pakket en de freatische lijn.

c3.3.2 Schematisering

Bij de schematisering speelt ten eerste de vraag of al dan niet stationair gerekend kan worden. Vrijwel altijd wordt in het bovenrivierengebied een stationaire benadering gekozen, omdat de hoogwaterperiode relatief lang is. Zeker bij een dunne kleilaag zullen instationaire effecten nauwelijks of geen rol spelen. Bij een dikke kleilaag bestaat de mogelijkheid dat de waterspanningen in de kleilaag niet volledig aanpassen tijdens een hoogwaterperiode. Een instationaire berekening van de indringing van de waterspanningen in de kleilaag kan dan zinvol zijn. In dit geval wordt echter van een stationaire situatie uitgegaan.

In sommige gevallen kunnen metingen beschikbaar zijn op basis waarvan sommige aspecten van de laagopbouw kunnen worden geschat. Gedacht kan worden aan peilbuiswaarnemingen op basis waarvan een intreeweerstand of intreelengte kan worden geschat, of metingen op basis waarvan de weerstand van de deklagen kan worden bepaald.

Omdat geen metingen beschikbaar zijn, wordt voor het schematiseren van de laagopbouw gebruik gemaakt van het geotechnisch onderzoek, aangevuld met aannamen. Wat dit inhoudt wordt voor de verschillende aspecten in het navolgende beschreven.

Voorland

Er wordt rekening gehouden met een kleilaag met een breedte van 20 m vanaf de buitenteen met een dikte van 1 m. Er is tenminste 1,5 m aanwezig, maar de bovenste 0,5 m wordt niet in rekening gebracht. De doorlatendheid van de bovenste laag kan relatief hoog zijn door wortelgroei, dierlijke activiteiten en door uitdroging. Indien de normale grondwaterstand veel lager is dan 0,5 à 1 m beneden maaiveld, moet voor deze niet in rekening te brengen bovenste laag wellicht een grotere dikte in rekening gebracht worden. Dat is ook het geval als de bovengrond door (diep)ploegen dieper omgewoeld kan worden. Buiten deze 20 m wordt ervan uitgegaan dat een hydrostatische waterdruk aanwezig is.

Achterland

In het achterland is ten eerste het gewicht van de kleilaag van belang. Indien de vraag beantwoord moet worden of al dan niet opbarsten optreedt, dan zal een laag gewicht in rekening gebracht moeten worden. Dit wordt bewerkstelligd door een karakteristieke ondergrens van de laagdikte te combineren met een lage waarde van het soortelijk gewicht. In het hier beschouwde geval treedt altijd opbarsten op, ook als met een relatieve grote laagdikte en een hoog soortelijke gewicht gerekend zou worden.

Voor de berekening van de macrostabiliteit moet met een hoge waterspanning worden gerekend. Het is dan dus nodig om een relatief grote laagdikte en/of een relatief hoog soortelijk gewicht in rekening te brengen. Een gedetailleerd voorschrift voor het bepalen van het gewicht is niet voorhanden. In de praktijk wordt volstaan met een hoge inschatting, gebaseerd op de aangetroffen laagdikten en soortelijke gewichten. Opgemerkt wordt dat voor de stabiliteit een hoog soortelijk gewicht in het achterland juist weer gunstig is. Meestal wordt daarom met de gemiddelde waarde van het soortelijk gewicht gerekend en met een hoge inschatting van de laagdikte.

Een tweede aspect met betrekking tot het achterland is de binnendijkse randvoorwaarde voor de grondwaterstroming. Dit is het punt waar geen wateroverspanningen meer aanwezig zijn in de watervoerende zandlaag. In het onderhavige geval is hier geen informatie over aanwezig en wordt aangenomen dat dit punt op 5 km van de dijk ligt. Dit is een vrij grote afstand en daarom een veilige aanname.

De binnendijkse grondwaterstand wordt gelijk genomen aan het maaiveldniveau (NAP + 6 m). Deze grondwaterstand is in alle gevallen maatgevend. Een hoge grondwaterstand verhindert drainage van de dijk en heeft derhalve een hoge freatische lijn tot gevolg. Voor macrostabiliteit is een grondwaterstand gelijk aan maaiveld bovendien maatgevend, omdat dan de korrelspanningen en dus de schuifspanningen laag zijn terwijl er geen tegendruk is van water (boven maaiveld). Piping tenslotte kan alleen optreden als de grondwaterstand (in ieder geval lokaal) gelijk aan of hoger dan maaiveld is).

c3.3.3 Inschatting van veilige parameters

De belangrijkste parameters zijn in de voorgaande paragraaf al besproken, inclusief de inschatting van veilige waarden. De doorlatendheden van de verschillende grondsoorten worden nog nader beschouwd.

De doorlatendheid van de klei in het voorland heeft een beperkte invloed op de resultaten. De belangrijkste invloed is wellicht de invloed bij het bepalen van de lek lengte. De doorlatendheid van de klei in het achterland heeft eveneens weinig invloed op de resultaten. Voor beide parameters dienen hoge waarden geschat te worden.

De transmissiviteit van het watervoerend pakket heeft eveneens een beperkte invloed op de resultaten. Er dient een hoge waarde te worden geschat.

De toegepaste waarden voor de doorlatendheden en dikte van het watervoerend pakket zijn in paragraaf c3.1 vermeld.

De binnendijkse grondwaterstand wordt niet gelijk genomen aan het polderpeil, maar aan het maaiveldniveau. Er is geen sloot nabij de dijk en de grondwaterstand kan daarom niet op peil gehouden worden. Door opbarsten en kwel zal de grondwaterstand bij MHW-omstandigheden gelijk aan het maaiveld komen te staan. Voor macrostabiliteit is dit het meest ongunstige uitgangspunt.

c3.3.4 IJking van het model

Er zijn geen meetgegevens aan de hand waarvan de modellen geijkt zouden kunnen worden. Een veilige inschatting van alle parameters is daarom van belang, zoals in het voorgaande is omschreven en in de paragraaf met betrekking tot de verificatie is samengevat.

c3.3.5 Veilige schematiseringen

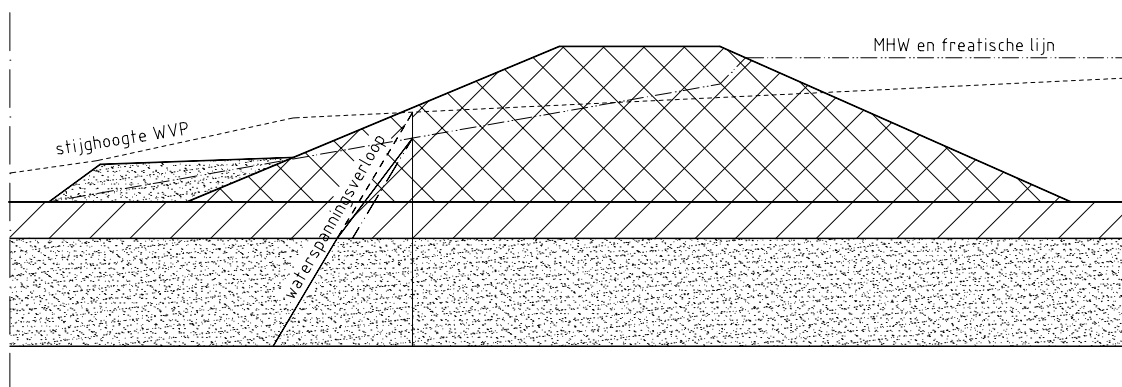
c3.3.5.1 Schematisering 1.1 en 1.2 - MHW omstandigheden

De stijghoogten in het watervoerend pakket worden met de analytische formules berekend. In onderstaande tabel c3.3 zijn de resultaten gegeven.

| Parameter | Berekende stijghoogte |
|--|-----------------------|
| Buitenwaterstand = MHW | NAP + 12 m |
| Stijghoogte ter plaatse van de buitenteen | NAP + 11,05 m |
| Stijghoogte ter plaatse van de binnenteen | NAP + 9,60 m |
| Stijghoogte ter plaatse van het eind van de berm | NAP + 7,80 m |
| Grenspotential | NAP + 7,20 m |

Tabel c3.3 Berekende stijghoogten bij MHW

De ligging van de freatische lijn is geschat op basis van ervaringen elders. De lijn is hoger ingeschat dan uit het blackboxmodel zonder metingen zou volgen. Verondersteld wordt dat de onbekende invloed van infiltratie van regenwater hiermee voldoende is gecompenseerd. In onderstaande figuur c3.2 zijn de freatische lijn en de stijghoogten weergegeven.

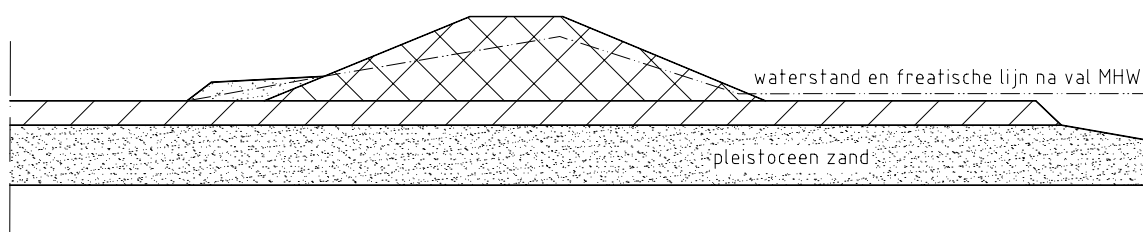


Figuur c3.2 Schematisering freatische lijn en stijghoogten bij MHW

c3.3.5.2 Schematisering 2.1 - Val na maatgevend hoogwater

In de situatie na een val van de buitenwaterstand wordt overal met de hydrostatische drukverdeling gerekend. Er wordt vanuit gegaan dat de waterspanningen in het watervoerende pakket niet najlen, evenals de waterspanningen in de samendrukbare laag. Er wordt vanuit gegaan dat de freatische lijn wel najlt. Gerekend wordt met een val van het buitenwater die in een periode van 10 dagen op kan treden. De periode van 10 dagen is voorheen in het algemeen gehanteerd. Bij een kortere of langere periode zal een andere combinatie van de ligging van de freatische lijn en de buitenwaterstand optreden. Omdat vooraf niet bekend is welke combinatie maatgevend is, zou een gevoeligheidsanalyse gedaan kunnen worden.

In dit geval is uitgegaan van een vrij forse val van 4,5 m tot NAP +7,5 m. De ligging van de freatische lijn in het dijklichaam blijft onveranderd. Het is aannemelijk dat de freatische lijn in het buitentalud wel enigszins gedaald zal zijn in de periode van 10 dagen. In de case is aangehouden dat het hoogste punt van de freatische lijn circa 1 m onder het buitentalud ligt. Indien reden is om hieraan te twijfelen, bijvoorbeeld bij een dijk uit zeer doorlatend of zeer ondoorlatend materiaal, dan kan een andere aanname gedaan worden. Aangeraden wordt om een gevoeligheidsanalyse te doen m.b.t. de ligging van de freatische lijn. Indien de ligging zeer belangrijk blijkt te zijn, dan moet deze middels een instationaire grondwaterstromingsberekening worden ingeschat. In de onderstaande figuur c3.3 is de freatische lijn weergegeven.



Figuur c3.3 Schematisering freatische lijn bij val na hoogwater

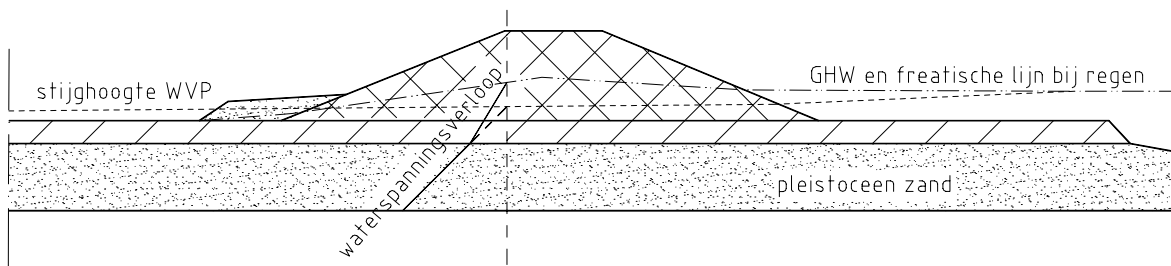
c3.3.5.3 Schematisering 3.1 - Gemiddeld hoog water en extreme regenval.

De stijghoogten in het watervoerend pakket worden met de analytische formules berekend. In de onderstaande tabel c3.4 zijn de resultaten gegeven.

| Parameter | Berekende stijghoogte |
|--|-----------------------|
| Buitenwaterstand = GHW | NAP + 9 m |
| Stijghoogte ter plaatse van de buitenteen | NAP + 8,50 m |
| Stijghoogte ter plaatse van de binnenteen | NAP + 7,70 m |
| Stijghoogte ter plaatse van het eind van de berm | NAP + 7,50 m |
| Grenspotentiaal | NAP + 7,20 m |

Tabel c3.4 Berekende stijghoogten bij GHW en extreme neerslag

Bij het vaststellen van de freatische lijn is uitgegaan van een opbolling van 1 m ten opzichte van de buitenwaterstand. Dit is een inschatting, omdat hier geen gegevens over zijn. In figuur c3.4 zijn de freatische lijn en de stijghoogten weergegeven.



Figuur c3.4 Schematisering freatische lijn en stijghoogten bij GHW en extreme neerslag

c3.3.6 Verificatie

Een directe verificatie van de berekeningen is niet mogelijk, omdat er geen (meet)gegevens zijn aan de hand waarvan een verificatie zou kunnen plaatsvinden.

In het model zitten een aantal veiligheden:

- De intreelengte (intreeweerstand in het voorland) is slechts meegenomen voor zover deze uit het grondmechanisch onderzoek is gebleken en bovendien is de dikte van de kleilaag in deze zone slechts gedeeltelijk in rekening gebracht; een eventuele hydraulische weerstand aan de rivierzijde van deze zone, of beneden 1,5 m onder maaiveld, is verwaarloosd.
- De ligging van de freatische lijn is (naar verwachting) veilig geschat.
- Het punt binnendijks waar de hydrostatische waterdruk is aangenomen in het watervoerend pakket is op grote afstand van de dijk gekozen.
- De binnendijkse grondwaterstand is gelijk aan het maaiveldniveau gehouden, ook op grote afstand van de dijk.

Beheer

Het belangrijkste aspect met betrekking tot beheer is dat de buitendijkse kleilaag over een afstand van 20 m vanaf de dijk in stand blijft.

Nader onderzoek

Nader onderzoek kan mogelijk een aanscherping van de resultaten geven. Nader onderzoek is met name interessant als een toets wordt uitgevoerd en de situatie niet blijkt te voldoen. Het nader onderzoek is erop gericht om de onnauwkeurigheden, waar nu veilige aannamen voor zijn gedaan, in te perken. De belangrijkste aspecten zijn:

- de intreeweerstand in het voorland en op de bodem van de rivier;
- de dikte en het gewicht van de binnendijkse kleilaag;
- de ligging van de freatische lijn.

Deze aspecten kunnen een aanzienlijke invloed hebben op de waterspanningen en vooral op het aspect macrostabiliteit. Voor de beoordeling van piping kan ook voordeel behaald worden. Ten eerste zou de intreelijn verder weg gelegd kunnen worden, indien de intreeweerstand groter blijkt te zijn dan is aangenomen. Ten tweede kan het potentiaalverloop nabij de binnenteen meer in detail bepaald worden, waarmee een geavanceerde

beoordeling op piping met de methode van Sellmeijer gedaan kan worden (in dat geval is ook informatie over de korrelverdeling van het zand nodig, maar dat is een aspect dat niet met waterspanningen te maken heeft).

De intree weerstand en de ligging van de freatische lijn kunnen met metingen van de stijghoogten of waterspanningen nader bepaald worden. Er dient een redelijke serie metingen te zijn, bij verschillende omstandigheden met betrekking tot de buitenwaterstand en neerslag, om voldoende conclusies te kunnen trekken. Het gewicht van de binnendijkse kleilaag kan direct bepaald worden uit boringen en laboratoriumonderzoek, maar ook indirect door de stijghoogten binnendijs te meten tijdens een hoogwatergolf.

De uitgangspunten voor het beheer veranderen indien de intree weerstand op basis van metingen wordt vastgesteld. Vaak zijn de uitgangspunten voor het beheer dan veel minder helder, omdat niet een exacte fysische begrenzing van de intree lengte gegeven kan worden. Bij de overwegingen om van deze mogelijkheid gebruik te maken is het verstandig om dit aspect mee te wegen.

Overige aspecten die nader onderzocht zouden kunnen worden zijn de doorlatendheden. De doorlatendheden van klei in het voor- en achterland hebben een vrij beperkte invloed. Nader onderzoek is nauwelijks zinvol. De doorlatendheid van de klei in het dijklichaam is van belang voor de ligging van de freatische lijn. Nader onderzoek is zinvol indien een (numerieke) berekening van de ligging van de freatische lijn wordt gedaan. Indien het dijkmateriaal zeer heterogeen is, kan worden betwijfeld of het bepalen van de doorlatendheid nuttig is, zeker als dat middels laboratoriumproeven gebeurt.

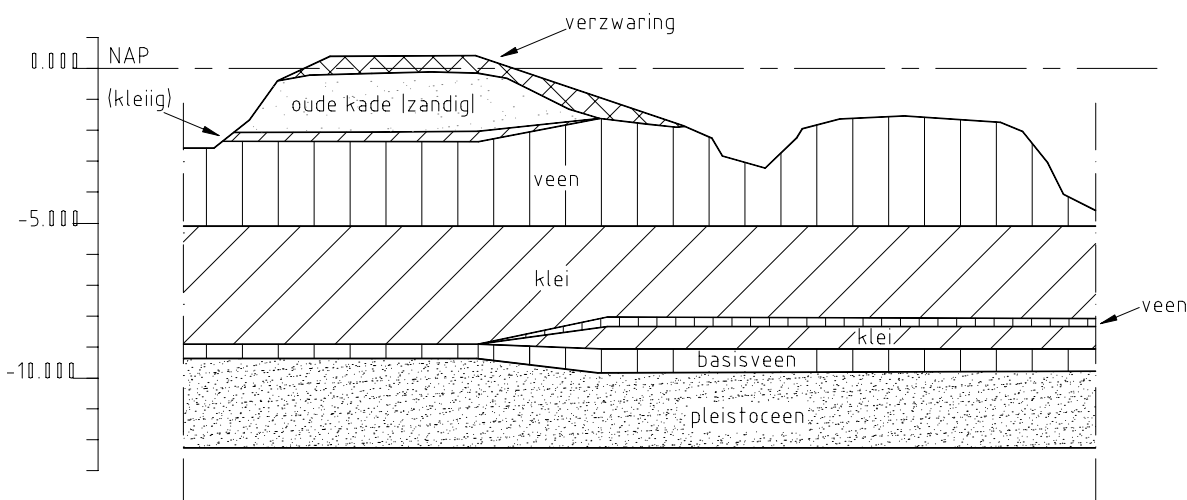
Het meer in detail bepalen van de transmissiviteit van het watervoerende pakket is vooral nuttig voor de berekening van piping met de methode van Sellmeijer. Dit kan het beste gebeuren met een grootschalige veldproef (pompproef). In alle gevallen is het aan te raden om met een gevoeligheidsanalyse na te gaan of nader onderzoek zinvol is.

Case 4: Boezemkade

c4.1 Stap 1: Beschrijving bodemopbouw, geometrie en grondwaterstroming

c4.1.1 Grondopbouw en geometrie

De boezemkade die wordt beschreven, ligt in het veenweide gebied tussen Aalsmeer, Utrecht en Leiden. De beschrijving van het profiel is ontleend aan een boezemkade langs de Kromme Mijdrecht. Het is al bekend dat de kade met ca. 0,40 m moet worden verhoogd. Gevraagd is de waterspanningen te bepalen ter beoordeling van de eindstabiliteit van de verhoogde/versterkte kade. In figuur c4.1 is een principeschets gegeven.



Figuur c4.1 Principeschets boezemkade

De opbouw van de ondergrond aan de polderzijde is aan de hand van de sonderingen met waterspanningsmetingen als volgt geschematiseerd:

1. Veen van NAP -1,50 m (MV) tot NAP -5,00 m.
2. Klei (Calais) van NAP -5,00 m tot NAP -7,90 m.
3. Veen van NAP -7,90 m tot NAP -8,20 m.
4. Klei (Calais) van NAP -8,20 m tot NAP -8,90 m.
5. Basis veen van NAP -8,90 m tot NAP -9,70 m.
6. Pleistoceen zand beneden NAP -9,70 m.

Uit aanvullend grondonderzoek ter plaatse van de kruin blijkt dat de kade bestaat uit een zandlichaam op een dunne kleilaag. Onder de kade bestaat de grondopbouw uit:

1. Niet cohesieve grond of zand (oud wegfunderingsmateriaal) NAP 0,00 m (kruinhoogte) tot NAP -2,00 m.
2. Klei van NAP -2,00 m tot NAP -2,20 m.
3. Veen van NAP -2,20 m tot NAP -5,00 m.
4. Klei (Calais) van NAP -5,00 m tot NAP -8,70 m.
5. Basisveen van NAP -8,70 m tot NAP -9,10 m.
6. Pleistoceen zand beneden NAP -9,10 m.

Op de kade ligt een rijweg met een breedte van 4,70 m. Parallel aan de boezemkade loopt een poldersloot (breedte op maaiveld circa 4,0 m) waarvan de bodem op NAP -3,00 m ligt (bodembreedte circa 1,50 m). De bodem van de boezem ligt eveneens op NAP -3,00 m.

De huidige kadephoogte van NAP 0,00 m moet worden verhoogd tot NAP +0,40 m. Deze verhoging (verzwaring) zal worden uitgevoerd in klei. Op het zandlichaam van de kade wordt een kleilaag aangebracht vanaf de waterlijn onder

een helling van 1:2. Dit heeft tot gevolg dat de buiten- en binnenkruinlijn circa 0,60 m polderwaarts worden verlegd. Zie figuur c4.1.

c4.1.2 Waterstanden en stijghoogten

Boezempeilen:

- Streefpeil bedraagt NAP -0,40 m.
- Maatgevend Boezempeil (MBP) bedraagt NAP +0,00 m. De ontwerprequentie van MBP is niet bekend, maar aangezien de ontwerprequentie voor de neerslag 1/300 per jaar is en MBP samenvalt met maatgevende neerslag kan de ontwerprequentie van MBP worden benaderd met 1/300 per jaar.
- Polderpeil NAP -2,35 m à NAP -2,40 m.

Bij het bepalen van de ligging van de freatische lijn wordt uitsluitend gebruik gemaakt van peilbuizen en waterspanningsmeters.

c4.1.3 Grondwaterstroming en (geo)hydrologische randvoorwaarden

De ligging van de freatische lijn wordt bepaald door:

- de afmetingen van de kade;
- het waterstandsverschil;
- de duur van het waterstandsverschil;
- de doorlatendheid van de kade;
- de indringing van regenwater in de kade, of een reeds aanwezige verhoging van de freatische lijn in de dijk tengevolge van eerdere regenval.

De ligging van de freatische lijn wordt bepaald door de grondwaterstroming door de kade. Afhankelijk van de mate waarin regenwater de dijk binnen kan dringen kan een verhoging van de freatische lijn optreden. De ligging van de freatische lijn is bepaald aan de hand van peilbuizen en waterspanningsmeters die in het kleilichaam zijn geplaatst. Deze ligging is bepaald in relatie met de buitenwaterstand.

Verkeersbelasting – of een andere tijdelijke belasting – zal aanleiding geven tot een verhoging van de waterspanningen in het dijklichaam.

Omdat het verschil tussen dagelijkse omstandigheden en ontwerpomstandigheden relatief gering is, kan een grote betekenis worden toegekend aan de gemeten grondwaterstanden.

In het pleistocene zand heerst een onderspanning, net zoals in het merendeel van de boezemkaden binnen dit beheersgebied. Indien de stijghoogte al een rol zou spelen, zou deze hoogstens een gunstige invloed kunnen hebben met betrekking tot evenwicht. Deze invloed is buiten beschouwing gebleven.

c4.1.4 Aanwezige meetgegevens

Er zijn geen bruikbare oude meetgegevens. Om de stationaire situatie te bepalen zijn peilbuizen geplaatst in:

- de kruin, in de zandkern van de kade;
- de binnenkruinlijn eveneens in het zand van de kade;
- ter hoogte van de overgang binnentalud naar maaiveld in het veenpakket (N.B. In een veenpakket is het in het algemeen minder zinvol om peilbuizen te plaatsen, alleen na hele lange tijd zijn deze betrouwbaar, mits de omstandigheden niet wijzigingen).

De stijghoogte in het pleistocene zand is gemeten op 1 locatie:

- ter hoogte van de overgang van binnentalud naar maaiveld.

Gedurende 5 weken is de freatische lijn geregistreerd. Om de invloed van neerslag te bepalen zijn in de profielen behalve de freatische lijn ook de waterspanningen gemeten. Daartoe zijn waterspanningsmeters geplaatst op twee verschillende locaties, zowel diep als ondiep:

- onder de binnenkruinlijn;
- onder de buitenkruinlijn.

c4.1.5 Aandachtspunten bij de geohydrologische analyse

Doorslaggevend bij een boezemkade is de bepaling van de ligging van de freatische lijn.

Bij het beoordelen van een boezemkade behoort een visuele verkenning. In deze verkenning dient aandacht te worden besteed aan:

- plaatselijk deformerend van het talud, scheuren in de weg, uitzakken van de onderzijde van de kade (aanwijzing voor een zeer geringe marge in de stabiliteit);
- natte plekken in de zomer, ijsvorming in de winter (aanwijzing voor lekkage);
- afkalving (kan aanleiding tot latere schade zijn);
- kraters in de sloot (duidt op piping).

Tot slot moet ook worden rekening worden gehouden met een mogelijk toenemende doorlatendheid bij hogere boezemstand (ten gevolge van bijvoorbeeld het aanspreken van hooggelegen doorlatende lagen, zoals oude wegfunderingen). Omdat het hier al een zandkade betreft, zal dit naar verwachting geen grote rol spelen.

c4.2 Stap 2: mechanismen en belastingscombinaties

c4.2.1 Overzicht relevante mechanismen

Opmerkingen ten aanzien van relevante mechanismen zijn:

- macro-instabiliteit binnentalud is zeer belangrijk;
- in principe zal bij laaggelegen achterland en relatief weinig wegende ondoorlatende deklagen (vaak veen) de stabiliteit onder oprijfcondities aan de hand van het drukstaafmechanisme moeten worden beschouwd;
- in principe moet, afhankelijk van de breedte van de kade, het verschil tussen boezempeil en polderpeil en de dikte en het gewicht van de ondoorlatende deklaag, ook piping worden beschouwd;
- uit gevoeligheidsanalyses en uit de praktijk blijkt dat de ligging van de freatische lijn + potentialen een relatief grote invloed te hebben op de stabiliteit;
- macro-instabiliteit van het buitentalud wordt gewoonlijk niet beschouwd, een snelle val van het boezempeil komt in de praktijk niet vaak voor (al kan falen van de kade op een zekere plaats wel tot snel dalen van het boezempeil leiden, en daarmee tot grote schade of zelfs bezwijken elders leiden).

Met betrekking tot de overweging om bij extreme neerslag geen stabiliteitsanalyse uit te voeren voor het buitentalud, wordt opgemerkt dat de afname van de stabiliteit door het stijgen van de freatische lijn in de kade nagenoeg nihil zal zijn door het grote tegenwerkende watermoment van de boezem. Te meer omdat de situatie van een maatgevend boezempeil is gekoppeld aan neerslag.

Door het geringe verschil tussen Maatgevend Boezempeil en streefpeil van ongeveer 0,40 m wordt niet met een val van de waterstand gerekend.

In deze case blijkt uit archiefonderzoek (vergelijking ligging onderkant boezem met bovenkant eerste watervoerende zandlaag) dat opdrijven en piping geen rol spelen.

c4.2.2 Algemeen: oorzaken van waterspanningen bij kaden

In tabel c4.1 is een opsomming gegeven van oorzaken van waterspanningen bij boezemkaden. In de tabel is een opsplitsing gemaakt tussen waterspanningen veroorzaakt door grondwaterstroming en met grondspanning samenhangende waterspanningen.

| Door grondwaterstroming geïnduceerde waterspanningen | |
|--|--|
| extreem hoge waterstanden | gaat in het algemeen om verhogingen van zeer beperkte omvang, treedt op bij zeer veel neerslag en belemmeringen bij de afmaling |
| extreem lage waterstanden | treedt alleen op indien de kade plaatselijk zou bezwijken en de boezem plotseling zou leeglopen |
| neerslag | speelt een rol van betekenis |
| overslag | speelt in het algemeen nauwelijks een rol omdat de strijklengten klein zijn |
| Met grondspanning samenhangende waterspanningen | |
| ongedraineerde belastingssituaties | enige verkeersbelasting en wateroverspanningen na kade verzwaring bij dikke, ondoorlatende en bijgevolg langzaam consoliderende grondpakketten |
| kruip | belangrijk bij kaden waarbij het evenwicht maar nauwelijks gewaarborgd is |

Tabel c4.1 Oorzaken van waterspanningen bij boezemkaden

c4.2.3 Onderscheid freatische lijn en stijghoogte in de ondergrond

Freatische lijn

De case betreft een oorspronkelijke kleikade, die door voortdurend ophogen en aanvullen met funderingsmateriaal, voor de over de kade lopende weg, een relatief doorlatende kern heeft gekregen. Capillaire opstijging speelt nauwelijks een rol.

Stijghoogte in het eerste watervoerend pakket

De stijghoogte in het eerste watervoerend pakket wordt sterk beïnvloed door de diepgelegen polders aan weerszijden van de watergang. Uit TNO-kaarten blijkt een stijghoogte van ongeveer van NAP -5,0 m. Deze is geverifieerd met peilbuismetingen.

In de kade ligt het freatisch vlak veel hoger dan de stijghoogte in het eerste watervoerend pakket.

Drukhoogte in de weinig doorlatende lagen

- Ten gevolge van verkeersbelasting
Omdat er op de kade een rijweg ligt en deze ook in de nieuwe situatie gepland is zal er rekening moeten worden gehouden met een verkeersbelasting. Deze verkeersbelasting wordt alleen beschouwd als tijdelijke belasting (werkt dus alleen door als verhoging van de waterspanning in het slappe lagen pakket).
- Ten gevolge van ophoging
De beoogde verhoging/versterking van de kade zal tijdens de uitvoering en in de periode erna extra waterspanningen veroorzaken.
In het kader van de uitvoeringsbegeleiding wordt het ophoogtempo door deze waterspanningen bepaald, als mede door de voorwaarde dat het werkverkeer over de kade moet kunnen rijden. In de praktijk wordt er gewoonlijk geen rekening mee gehouden dat een kade ook zou kunnen bezwijken ten gevolge van de combinatie van wateroverspanningen die na het ophogen nog aanwezig kunnen zijn en een extreme belasting die groter is dan de belasting in de normale situatie. Strikt genomen is dit geen veilige aanpak. In de praktijk valt het wel wat mee: wateroverspanningen na ophoogwerkzaamheden nemen in het algemeen in de tijd af. Bovendien is de belangrijkste in de tijd veranderende belasting de neerslagcomponent. Neerslag zal in het algemeen wel tot een verzwaring van het gewicht van de kade leiden en daardoor tot een ongunstigere evenwichtssituatie, maar niet tot een toename van de drukhoogte aan de onderzijde van de waterondoorlatende lagen.

c4.2.4 Relevante waterspanningsschematiseringen

In tabel c4.2 is een overzicht gegeven van de relevante waterspanningsschematiseringen.

| situatie | waterspanningsschematisering | | | te beoordelen mechanismen |
|--|--|---|----------------|---|
| | nr. | waterspanningen in ... | randvoorwaarde | |
| 1 hoogwater | 1.1 | watervoerend pakket | MBP | opbarsten/opdrijven piping |
| | 1.2 | kade en deklaag | MBP + EN + V | macro-inst.binnentalud micro-inst. |
| 2 neerslag | 2.1 | watervoerend pakket, kade en deklaag | als 1.2 (1) | |
| 3 droogte | Naar aanleiding van de gebeurtenissen in de droge zomer van 2003 zou "extreme droogte" als aparte aanvullende belastingsituatie aan dit overzicht toegevoegd kunnen worden. Hiernaar wordt nog volop onderzoek gedaan. | | | |
| V: verkeersbelasting EN: extreme neerslag | | HBP: Hoog Boezem Peil LBP: Laag Boezem Peil MBP: Maatgevend Boezem Peil | | (1) maatgevend hoogwater en extreme neerslag treden gelijktijdig op |

Tabel c4.2 Relevante waterspanningsschematiseringen excl. uitvoering

Kwantitatieve invulling:

- Relevante waterstanden: zie paragraaf c4.1.2
- Extreme neerslag: 7-daagse bui met overschrijdingsfrequentie 1/300
- Verkeersbelasting: wordt in geotechnische stabiliteitsberekening apart ingevoerd; waterspanningen uit verkeersbelasting wordt gesuperponeerd (aanpassingspercentage 0).

c4.3 stap 3: Modelkeuze, schematisering en verificatie

c4.3.1 Modelkeuze

Watervoerend pakket

Er is geen sprake van opbarsten van de veenlagen aan de polderzijde, omdat de waterspanning in de pleistocene zandlaag lager ligt dan de waterstand in het freatische pakket (het betreft hier een infiltratiegebied). Deze situatie zou overigens mogelijk kunnen veranderen als er een lek is.

Modellering meestal 2-D en meestal stationair.

Doordat de waterstand op de boezem slechts gering fluctueert, zal de kade langs de boezem meestal volledig verzadigd zijn met water. Er heeft zich een nagenoeg stationaire grondwaterspiegel in de kade ingesteld die alleen wordt beïnvloed door de neerslag.

Neerslag, bovenbelasting, grondophoging

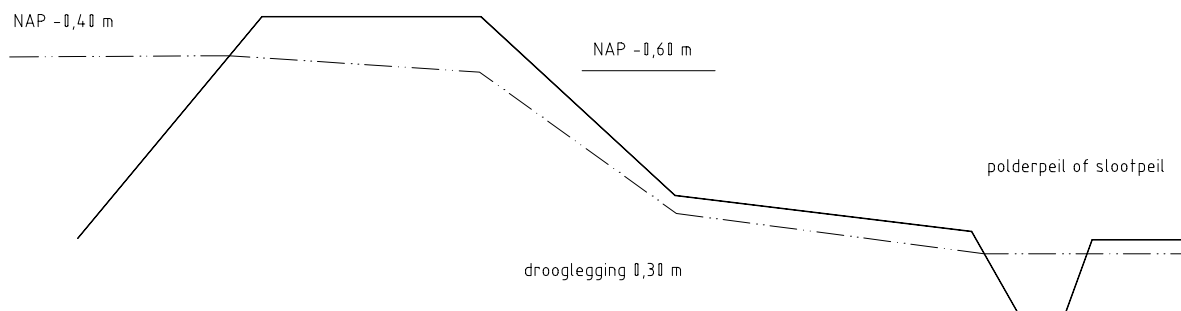
Bij het bepalen van de maatgevende hoogte van de freatische grondwaterstand in de kade moet de invloed van de neerslag op de freatische grondwaterstand worden bepaald. Dit kan door middel het uitvoeren van waterspanningsmetingen tijdens perioden van (langdurige) hoge neerslag of door het berekenen van de invloed van de neerslag op de freatische grondwaterstand (MSEEP). Dit effect wordt dan geëxtrapoleerd naar de situatie met maatgevend boezempeil. In deze case is gekozen voor het laatste.

Aan de hand van de metingen is het stromingspatroon in en onder de boezemkade bepaald met MSEEP. Hierna zijn de effecten bepaald van het maatgevend boezempeil op de freatische grondwaterstand en de stijghoogten in het pleistocene pakket. De resultaten van deze extrapolatie zijn gebruikt voor verdere stabiliteitsberekeningen bij maatgevende omstandigheden. Voor de volledigheid is ook getoetst op de veiligheid tegen opbarsten van de slappe lagen, gelegen op het pleistocene pakket. De berekeningen tonen aan dat hier geen gevaar voor bestaat.

c4.3.2 Beschikbare metingen voor zowel de freatische als diepe peilbuizen

Freatisch vlak

Uit de peilbuismetingen volgt dat de gemeten waterstand in de buitenkruinlijn varieert van NAP $-0,40$ m tot NAP $-1,15$ m. Uit dwarsprofielen zijn waterstanden afgelezen van NAP $-0,43$ m, NAP $-0,50$ m en NAP $-0,60$ m. In de teen van de kade is in alle dwarsprofielen een freatisch vlak gemeten dat duidelijk boven het polderpeil (NAP $-2,35$ à $-2,40$ m) en slechts enkele decimeters onder maaiveld ligt. De oorzaak van deze hoge freatische lijn in de kade moet worden gevonden in de afwezigheid van een afsluitende kleilaag aan de buitenzijde in combinatie met een nagenoeg geheel uit puin opgebouwde kade. In vele gevallen zal deze puinkern direct worden gevoed door de boezem. De gemiddeld aangetroffen freatische lijn is geschematiseerd in figuur c4.2.



Figuur c4.2 Gemiddelde ligging freatische lijn

Het gemiddelde boezempeil is aangehouden op NAP $-0,40$ m. De stijghoogte onder de binnenkruinlijn van de kade is aangehouden op NAP $-0,60$ m. Tussen de teenlijn en de kwelsloot is een freatische waterstand aangehouden van MV $-0,30$ m. Het peil in de kwelsloot is gelijk aan het polderpeil, of aan het peil in de kwelsloot. Tijdens de metingen was het peil op de boezem ongeveer NAP $-0,40$ m en zijn geen grote hoeveelheden neerslag gevallen.

Watervoerend pakket

De stijghoogte in het eerste watervoerend pakket wordt sterk beïnvloed door de diepgelegen polders aan weerszijden van de Kromme Mijdrecht. De met een diepe peilbuis gecontroleerde waterstand van NAP $-4,90$ m ligt dicht bij de waterstand van NAP $-5,0$ m, overgenomen uit de TNO-kaarten. Deze laatste waarde is gebruikt voor de analyse.

Stijghoogteverloop over het slecht doorlatend pakket.

Het stijghoogteverloop over het slappe lagenpakket is geregistreerd in 2 raaien waterspanningsmeters met elk 2 meetinstrumenten. Onder de kruin zijn 2 meetinstrumenten geplaatst op NAP $-2,30$ m en NAP $-3,70$ m en op 4 meter uit de binnenteenlijn op NAP $-4,20$ m en NAP $-6,70$ m. Uit deze metingen volgt dat het waterspanningsverloop over de eerste 5 m van het slappe lagenpakket (de Holland veenlaag en de zandige kleilagen) hydrostatisch moet worden verondersteld. Over de Calais kleilaag, vanaf de onderkant van de veenlagen tot aan het pleistocene zand, is het waterspanningsverloop lineair met de diepte verondersteld vanaf de freatische lijn tot aan de stijghoogte in het diepe zand.

Uit de sonderingen bleek dat er over het veenpakket (laag 1) een hydrostatische drukverdeling aanwezig was. De waterspanning in het er ondergelegen klei/veen pakket verloopt van de onderzijde van het veen lineair naar de stijghoogte in het pleistocene zandpakket.

Uit de metingen, peilbuizen en sonderingen blijkt dat sprake is van een freatische grondwaterstroming in de bovenste veenlagen en de kade en van een diepe grondwaterstroming in het diepe zand.

c4.3.3 Extrapolatie naar ontwerpomstandigheden

c4.3.3.1 Invloed extreme neerslag

Teneinde een indicatie van de invloed van de neerslag op de freatische lijn te kunnen bepalen is een MSEEP-analyse uitgevoerd. MSEEP is een eindige elementenprogramma waarin geen tijdseffect kan worden verdisconteerd, er wordt dus een stationaire situatie beschouwd. Door een stationaire benadering van een tijdelijke situatie zoals neerslag, zal

het effect in principe overschat worden.

Met behulp van MSEEP is getracht de rekenparameters (doorlatendheden) te fitten zodanig dat de gemeten freatische lijn en waterspanningen voor de gemiddelde situatie kan worden teruggerekend. Op basis van de parameters waarbij de beste fit tussen de berekende en gemeten freatische lijn is gevonden, is een extrapolatie gemaakt naar een situatie bij maatgevende neerslag en maatgevend boezempeil bij een versterkte kade. Het resultaat van de fit van de meetgegevens en de berekende waterstanden zijn in tabel c4.3 en tabel c4.4 opgenomen.

| Diepte [m NAP] | Meet- instrument | Gem. Stijghoogte [m NAP] | S_0 [-] | Berekende stijghoogte MSEEP [m NAP] |
|--|---------------------|--------------------------------|--------------|---|
| -1,80 | Peilbuis | -0,60 | 0,046 | -0,59 |
| -2,54 | Wsm | -0,18 ¹⁾ | 0,067 | -0,876 |
| -5,64 | Wsm | -1,22 | 0,022 | -1,830 |
| 1) Stijghoogte bij Wsm hoger dan bij peilbuis, hierdoor is deze waarneming niet goed te fitten met MSEEP | | | | |

Tabel c4.3 Fit freatische lijn onder de kruin van de kade

| Diepte [m NAP] | Meet- instrument. | Gem. Stijghoogte [m NAP] | S_0 [-] | S_0 [m NAP] |
|-------------------|----------------------|--------------------------------|--------------|------------------|
| -3,17 | Peilbuis | -1,82 | 0,024 | -1,91 |
| -4,20 | Wsm | -2,15 | 0,039 | -2,00 |
| -5,52 | Wsm | -2,70 | 0,107 | -2,46 |

Tabel c4.4 Fit freatische lijn onder de binnenteenlijn

Uit de tabellen volgt dat de metingen goed zijn te fitten. Bij het fitten is de nadruk gelegd op het benaderen van de ligging van het freatisch vlak, omdat dit het primaire doel van de analyses is. Uit de tabellen volgt dat de waterspanningen in de binnenteen met een redelijke nauwkeurigheid zijn terug te rekenen.

c4.3.3.2 Freatisch vlak onder extreme omstandigheden

Voor de maatgevende neerslag is gekeken naar reeds aanwezige informatie. Normaliter wordt gekeken naar zogenaamde '7-daagse buien' (zie tabel c4.5).

| Overschrijdings- frequentie (1/jaar) | Extreme neerslag in 7 dagen (mm/7dagen) | Bron |
|---|--|------|
| 1/4000 | 155 | (1) |
| 1/300 | 149 | (2) |
| 1/100 | 133 | (2) |
| (1) [GeoDelft, 1990] | | |
| (2) [Bouwknegt & Gelok, 1988] | | |

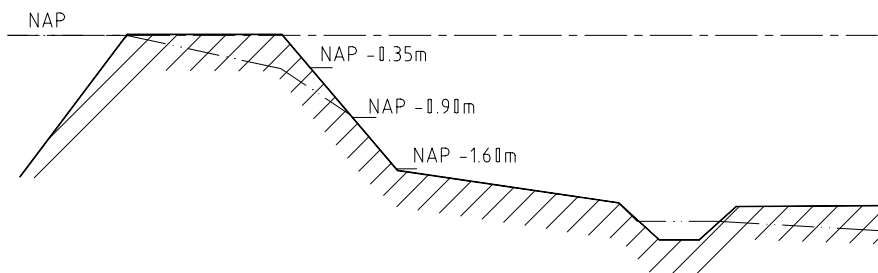
Tabel c4.5 Extreme neerslag (7 dagen) bij verschillende overschrijdingsfrequenties

Voor onderhavig kadevak is gekozen voor een extreme 7-daagse bui met een overschrijdingsfrequentie van 1:300 jaar, op 149 mm/7 dagen. Opvattingen over de mate van infiltratie verschillen. Dit vindt zijn oorzaak in de verzadigingsgraad van de kade en hangt samen met de ligging van de freatische lijn. Ligt deze ver onder het talud, dan zal de klei droog zijn en zal er relatief veel water infiltreren. Voor deze case ligt de freatische lijn al hoog waardoor de klei op het binnentalud vochtig blijft en er relatief weinig scheuren in zullen zitten.

In een stationaire berekening met het rekenmodel Mseep is de gevoeligheid voor een dergelijk uitgangspunt groot. Verondersteld is dat van de hoeveelheid neerslag ongeveer 50% in het talud en de kruin zal zijgen en 50% langs het talud zal wegstromen.

Voor de extrapolatie naar extreme omstandigheden is het boezempeil verhoogd tot NAP 0,00 m en is de eerder genoemde regenbui meegenomen.

Uit de stationaire analyse volgt dat de waterstand in de kruin van de kade stijgt tot ongeveer NAP -0,20 m, dat wil zeggen ongeveer 0,4 m boven het normale peil. Het betreft evenwel geen horizontaal verlopende lijn: de werkelijke lijn is getekend in figuur c4.3.



Figuur c4.3 Schematisering waterspanningen bij extreme neerslag en hoge boezemstand

c4.3.4 Veilige schematiseringen

c4.3.4.1 Schematisering 1.2 - Hoge freatische lijn t.b.v. macro-instabiliteit binnentalud

Uit de analyses uitgevoerd op de gefitte doorlatendheid parameters volgt een freatisch vlak onder extreme neerslag dat als volgt gedefinieerd kan worden:

Vanaf Maatgevend Boezempeil (MBP = NAP 0,00 m) langs het buitentalud tot aan de binnenkruinlijn daalt de freatische lijn tot NAP -0,35 m. Daarna treedt het freatisch vlak op een niveau van 0,70 m boven de binnenteenlijn, uit het binnentalud, om vanuit die locatie langs het binnendijs maaiveld naar de gemiddelde waterstand in de kwelsloot te lopen.

c4.3.4.2 Ontwerpomstandigheden t.b.v. macro-instabiliteit buitentalud

Berekeningen naar de macrostabiliteit van het buitentalud worden gewoonlijk niet uitgevoerd. Vaak zijn peilvariaties betrekkelijk klein en speelt aantasting van de oever door golfaanval of erosie een belangrijkere rol dan macrostabiliteit.

Er kan zich evenwel toch een bijzondere situatie voordoen, wanneer het boezempeil na een calamiteit plotseling sterk zou worden verlaagd (zie paragraaf c4.2.1). Deze situatie wordt gewoonlijk niet meegenomen in de berekeningen, omdat dit maar zelden voorkomt.

c4.3.5 Verificatie

De belangrijkste wijze van verificatie van een boezemkade is periodieke waarneming. De marges in de stabiliteit van een dergelijke kade zijn in het algemeen erg klein. Een kadeontwerp waarbij de stabiliteitsfactor op basis van ondergrenswaarden van de sterkte-eigenschappen onder maatgevende omstandigheden kleiner is dan 1, is heel gewoon. Vervormen van een kade is niet ongebruikelijk, en een kadebeheerder zal alarm moeten slaan wanneer vervormingen erg plaatselijk of erg plotseling toenemen.

In een kritieke situatie ontstaat er altijd veel commotie door tegenstrijdige belangen. Poldergebruikers zullen na extreme regenval aandringen op snel droogmalen van de natte gronden. Kadebeheerders zullen in een dergelijke situatie de kaden op de zwakke plekken niet nog meer willen belasten met een verdere verhoging van de boezemwaterstand. Maar ook te snel afmalen van de boezem is niet goed: door naijling kan de buitenwaartse stabiliteit van de kaden dan in het gedrang komen. In een dergelijke situatie moeten alle argumenten worden afgewogen en moeten alle consequenties van de te nemen maatregelen worden bekeken.

Referenties bij bijlage 2

[Bouwknegt & Gelok, 1988]

Regenduurlijnen voor het ontwerp en beheer van waterbeheersings- en rioleringsprojecten, J. Bouwknegt (Heidemij Adviesbureau), A.J. Gelok (Landinrichtingsdienst Utrecht), mei 1988.

[GeoDelft, 1990]

Onderzoek naar effecten van extreme neerslag op waterspanningen in een dijk, C.J. Swart, GeoDelft, rapport CO-280000/25, maart 1990.

[HRVW, 2001]

Hydraulische Randvoorwaarden 2001, voor het toetsen van primaire waterkeringen, Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat, DWW, RIKZ, RIZA, 21 januari 2001.

[TRZW, 1999]

Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), Delft, 1999.

Inhoudsopgave Bijlage 3 Meten en Verwerken van Peilbuismetingen

| | |
|--|----------|
| Inhoudsopgave Bijlage 3 Meten en Verwerken van Peilbuismetingen | 1 |
| BIJLAGE 3 METEN EN VERWERKEN VAN PEILBUISMETINGEN | 2 |
| b3.1 Algemeen | 2 |
| b3.2 Waterspanningsmeting (bij par. 2.3.2)..... | 2 |
| b3.3 Stationaire benadering: extrapolatie van topstanden en momentane peilbuisstanden (bij par. 2.3.5) | 4 |
| b3.4 Methode met gebruikmaking van de cyclische lekfactor m.b.v. een 13-uurs meting (bij par. 2.3.6) | 8 |
| b3.5 Niet-stationaire benadering met behulp van de transiënte lekfactor (bij par. 2.3.6)..... | 14 |
| b3.6 Interpretatie van peilbuiswaarnemingen i.g.v. onderstroming van hoog voorland (bij par. 2.3.6)..... | 15 |
| b3.7 Bepaling van de regionale stationaire grondwaterstroming (bij par. 2.3.6 en 2.3.7) | 17 |

Bijlage 3 Meten en verwerken van peilbuismetingen

b3.1 Algemeen

In deze bijlage wordt ingegaan op metingen van waterspanningen door middel van peilbuis- en waterspanningsmetingen. In paragraaf b3.2 wordt ingegaan op meetapparatuur. In paragraaf b3.3 tot en met 3.7 wordt de verwerking van de meetgegevens besproken. Dit betreft in alle gevallen metingen van de stijghoogte in watervoerende zandlagen met peilbuizen. Paragraaf b3.3 beschrijft de meest eenvoudige modellen, waarin topstanden worden geëxtrapoleerd. Paragraaf b3.4 geeft een methode voor het geval een getijdewerking aanwezig is. Paragraaf b3.5 geeft een methode voor het in rekening brengen van niet-stationaire effecten in het bovenrivierengebied. Paragraaf b3.6 geeft een methode om het onder water lopen van voorland in rekening te brengen, indien dit bij de peilbuiswaarnemingen niet het geval was. In paragraaf b3.7 wordt met een voorbeeld aangegeven hoe in een situatie waar zelden of nooit water tegen de dijk komt, toch tot een oplossing gekomen kan worden.

b3.2 Waterspanningsmeting (bij par. 2.3.2)

De grondwaterdrukken in diverse lagen worden, afhankelijk van de doorlatendheid van de betreffende laag en het tijdsbestek waarbinnen veranderingen van de grondwaterdruk optreden, gemeten met een open peilbuis of met behulp van een waterspanningsmeter.

Peilbuizen

Peilbuiswaarnemingen van stijghoogten in de zandondergrond en waterspanningsmetingen in slecht doorlatende grondlagen zijn een belangrijke bron van informatie voor inzicht in de grondwaterstroming bij dijken. Behalve voor rechtstreekse extrapolatie naar ontwerpomstandigheden kunnen de waarnemingen ook worden gebruikt om schematiseringen te iken aan werkelijke omstandigheden, alvorens te extrapoleren naar ontwerpomstandigheden.

Een peilbuis bestaat uit een filter, dat in de betreffende grondlaag wordt geplaatst, opgelengd met buizen tot iets boven het maaiveld. Bij land dat mogelijk overstroomd, zoals uiterwaarden dienen de buizen te worden opgelengd tot boven de maximale waterstand, om verstoppingen en foute meetwaarden tijdens hoog water te voorkomen. Verder is het van groot belang om de peilbuizen regelmatig ten opzichte van NAP in te meten.

Doordat de buis boven open is, zal de waterspiegel in de buis zich instellen op een niveau dat overeenkomt met de stijghoogte (= druk) ϕ , van het grondwater rond het filter.

Indien de grondwaterdruk verandert, zal de hoogte van de waterspiegel in de peilbuis evenveel veranderen. Dit betekent dat er een zekere hoeveelheid water door het filter moet toe- of afstromen. Dat veroorzaakt vertraging en demping.

In een doorlatende grondslag (grind en zand) geeft de peilbuis reeds na redelijk korte tijd (enkele minuten tot enkele uren) de nieuwe stand aan. Bij een minder doorlatende grondslag (veen, klei) zou dit veel dagen en bij zeer ondoorlatende grond zelfs weken vergen. Een peilbuis is in slecht-doorlatende grond derhalve onbruikbaar.

Is de zogenaamde aanpassingstijd van een peilbuis te lang, dan dient gebruik gemaakt te worden van een waterspanningsmeter. Deze hebben een geringer waterverbruik. Dit is de hoeveelheid water die door het filter moet toe- of afstromen als functie van de verandering in de te registreren grondwaterdruk.

De peilbuizen zijn, naar de wijze van plaatsen, te onderscheiden in 2 groepen:

- peilbuizen, die in de grond worden weggedrukt;
- peilbuizen, die in een boorgat worden afgesteld.

Aflezing kan geschieden:

- met de hand dat wil zeggen met een peilklokje of elektrisch peilklokje met meetlicht;
- een of andere vorm van automatische registratie (vlotterschrijver, niveaувolger, elektrische opnemer), soms op afstand. Hierbij wordt vaak de druk gemeten van lucht en water samen. Dit betekent dat om de waterstand te bepalen ook de luchtdruk zelf dient te worden opgemeten. De opnemer die de luchtdruk registreert dient zich

op een plaats te bevinden die altijd droog blijft. Bij het inhangen van de drukmeter in de peilbuis, moet nauwkeurig de hoogte/diepte van de drukmeter bepaald worden.

Waterspanningsmeters

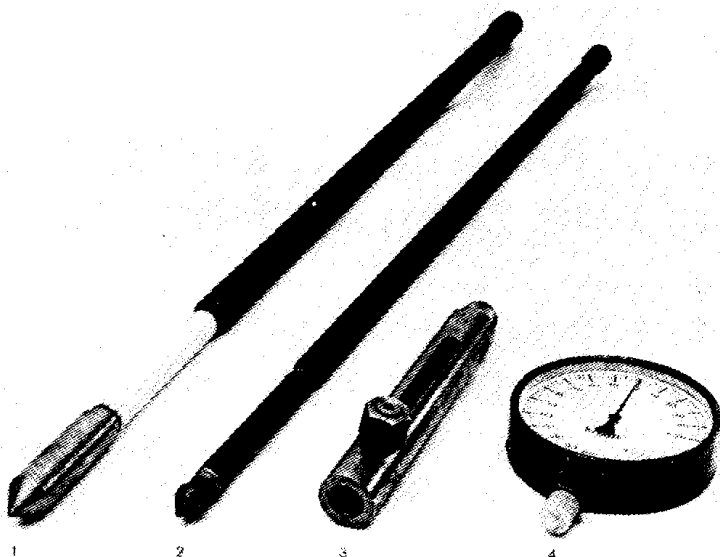
Er zijn twee typen waterspanningsmeters:

- manometer waterspanningsmeter;
- elektrische waterspanningsmeter.

Manometertype

Een Bourdon waterspanningsmeter is niets anders dan een in de grond weggedrukte 3/4" peilbuis met filter, die aan de bovenkant afgesloten is en waarop een manometer is aangesloten. De buis is geheel met water gevuld (gesloten systeem). Teneinde dit te kunnen controleren bestaat het bovenste gedeelte van de buis uit een zogenaamd opzetstuk, waarin zich een peilglas bevindt (zie fig. 3.1).

Nummers: 1 en 2 = peilbuis met filter
3 = opzetstuk
4 = peilglas



Figuur b3.1 Onderdelen van een Bourdon waterspanningsmeter

Bovenin het opzetstuk is een vuldop aangebracht. De manometeraansluiting bevindt zich ter hoogte van de onderkant van het peilglas. De Bourdon manometer heeft meestal een bereik van -100 tot +50 kPa.

Het bovenstaande impliceert, dat de stijghoogte van het water in de grondlaag waarin het filter zich bevindt, gelijk is aan het niveau van de manometer, vermeerderd met de aflezing.

Zodra echter de waterstand in het opzetstuk lager is dan het niveau van de manometer, gaat deze regel niet meer op en moet water worden bijgevuld. De aanpassingstijd van dit type waterspanningsmeter varieert van enkele uren in kleihoudend zand tot enkele dagen in de klei. Dit komt omdat de manometer toch nog betrekkelijk veel water gebruikt.

De nauwkeurigheid van een goed geïnstalleerde en onderhouden Bourdon waterspanningsmeter kan in het algemeen circa 2 à 3 kPa (20 à 30 cm waterkolom) bedragen. Een voordeel ten aanzien van de controle op de juistheid van aflezing is dat het meetgedeelte zich boven de grond bevindt, zodat dit gemakkelijk vervangen kan worden. Als nadeel geldt de gevoeligheid voor temperatuurwisselingen en gasinsluitingen.

Afhankelijk van de doorlatendheid van de samendrukbare lagen en het tempo van ophogen kan dit type waterspanningsmeter goed worden gebruikt voor het bepalen van de toename van de waterspanning ten gevolge van ophogingen. Hiermee kan de stabiliteit van de ophoging worden beoordeeld, als mede de nog te verwachten zetting. Mede door de relatief lage kosten heeft de Bourdon een groot toepassingsgebied gevonden.

Elektrische waterspanningsmeters

Diverse typen elektrische meters worden toegepast, die berusten op verschillende principes. In tegenstelling met de Bourbon bevindt het meetlichaam (de opnemer) zich niet boven maaiveld, maar direct achter het filter. Het kenmerk van de elektrische waterspanningsmeter is in het algemeen dat het waterverbruik van de opnemer aanzienlijk lager is, zodat de aanpassingstijd aanmerkelijk korter is. Alle elektrische meters worden in de grond gedrukt door middel van buizen, waar de meetkabel doorheen loopt. Het huis, waarin de opnemer is ingebouwd, heeft een uitwendige diameter in de orde van 32 à 36 mm, evenals de oplengbuizen, die elk 1 meter lang en van inwendige schroefdraad voorzien zijn. Omdat de oplengbuizen een grotere wanddikte hebben, kan met een grotere kracht geopenetreerd worden dan bij de Bourdon.

Ten gevolge van zettingen en mantelwrijving kan de buis meezakken, waardoor de meting wordt verstoord. Door regelmatig de buis in te meten ten opzichte van NAP kan hiervoor gecorrigeerd worden.

Het aflezen gebeurt meestal met een batterijgevoed afleeskastje; de totale nauwkeurigheid bedraagt afhankelijk van het type in de orde van circa. 2 kPa.

Behalve het bij de Bourdon genoemde toepassingsgebied, strekt het gebruik van de elektrische meters zich o.a. uit tot het bepalen van de afvoer-, getij- of neerslaginvloeden op de waterspanning in dijken. Een recente versie is die met een zogenaamde piezoresistieve opnemer. Dit type opnemer bevat een silicium membraan met daarop 4 halfgeleider rekstrookjes in een brugschakeling. Membraan en rekstrookjes vormen één geheel (diffusietechniek). Het door de waterdruk doorbuigend membraan veroorzaakt een weerstandsverandering van de rekstrookjes, waardoor een uitgangsspanning ontstaat die lineair afhankelijk is van de heersende waterdruk. De opnemer heeft voor het volledige meetbereik slechts een waterverplaatsing nodig van 0,1 mm³. Hierdoor is dit type zeer geschikt voor het meten van dynamische verschijnselen (tot 1000 Hz). Het standaardbereik bedraagt 500 kPa. De nauwkeurigheid ligt lager dan 1 kPa.

Voor verdere informatie wordt verwezen naar *L.G.M. Mededelingen: Terreinonderzoekingen* [LGM, 1977] en *Construeren met Grond* [CUR 162, 1993].

Voorts zijn er nog grondwaterstromingsmeters en temperatuurmetingen die informatie kunnen geven over de stromingsrichting van het water.

b3.3 Stationaire benadering: extrapolatie van topstanden en momentane peilbuisstanden (bij par. 2.3.5)

Indien een stationaire situatie aangenomen kan worden, dan is een relatief eenvoudige manier mogelijk om de waarnemingen te extrapoleren naar ontwerpomstandigheden. Bij het extrapoleren (model 3A) kan men op twee manieren te werk gaan: men kan uitgaan van topstanden of van momentane peilbuisstanden of waterspanningen.

Extrapolatie uit topstanden

Bij extrapolatie uit topstanden wordt een verband gezocht tussen de hoogste waterstanden in de rivier en de corresponderende hoge waterstanden in de peilbuis. Omdat bij verschillende hoogwaterstanden gegevens worden verzameld, kan aan de hand van de afwijkingen van een lineair verband in de gemeten waterstanden vaak een indruk worden gevormd van de afwijking bij maatgevend hoogwater. Omdat geen rekening gehouden wordt met mogelijke verschillen in de duur van de hoogwaters en van de componenten van de hoogwatergolf waarbij de metingen zijn uitgevoerd, is een dergelijke werkwijze in die gevallen waarin het niet-stationaire karakter van de grondwaterstroming overheerst, maar beperkt toepasbaar.

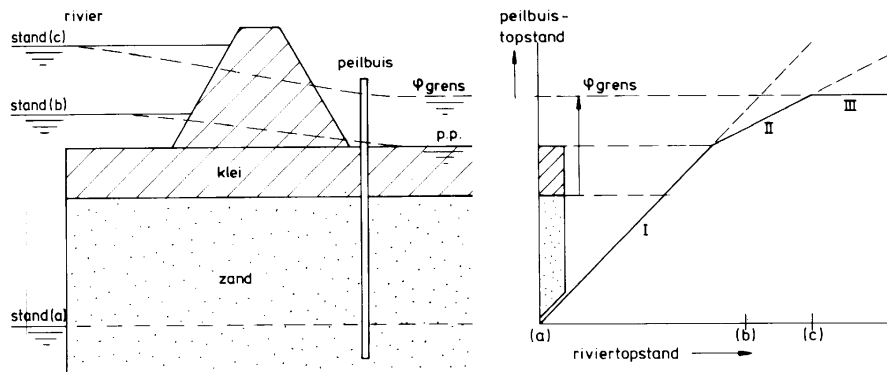
In veel gevallen blijkt er dan een min of meer lineair verband te bestaan tussen peilbuisstopstand en riviertopstand. Lineaire extrapolatie vanuit de waarnemingen lijkt daarom wel verantwoord voor het bepalen van de stijghoogte bij ontwerpomstandigheden. Toch is enige voorzichtigheid hierbij wel geboden.

Het verband tussen de metingen kan bijvoorbeeld afbuigen in het geval dat het stromingsbeeld in zand van freatisch (bij lagere buitenwaterstand) overgaat naar artesisch (spanningswater)(bij een hogere buitenwaterstand). Een dergelijke situatie kan zich voordoen indien de bovenzijde van het zandpakket relatief hoog ligt. Wanneer de waarnemingen voor de extrapolatie gedaan zijn bij lagere hoogwaters, wordt met lineaire interpolatie een te

hoge stijghoogte gevonden. Zie hiervoor ook figuur b3.2. Een andere mogelijkheid waarbij een niet-lineair verband bestaat, is indien er sprake is van een grenspotentiaal.

In principe zou een relatie kunnen gelden zoals in figuur b3.2 geschematiseerd is weergegeven.

Zone I betreft normale respons, in zone II gaat extra afvoer werken en in zone III de grenspotentiaal.



Figuur b3.2 Extrapolatie uit momentane standen

Extrapolatie uit momentane standen

Bij extrapolatie van momentane waterstanden naar extreme maatgevende waterstanden, worden peilbuismetingen gedurende een hoogwatergolf van enige duur geïnterpreteerd. Het gaat hierbij om een periode van dagen. Door peilbuiswaarnemingen als functie van de rivierwaterstandsvariatie uit te zetten, ontstaat een verband waarin effecten veroorzaakt door demping, vertraging en najling zijn te herkennen. Demping en vertraging zijn verschijnselen die bij de interpretatie van 13-uursmetingen in het benedenrivierengebied een rol spelen. In de volgende paragraaf is uiteengezet hoe hieruit de karakteristieke parameters, de lekfactoren, kunnen worden bepaald. Najling wordt veroorzaakt door het steeds langzamer wegstromen van het tijdens hoogwater geborgen water, freatisch en/of elastisch, na de periode van hoogwater. Bij getijdebeweging speelt najling een ondergeschikte rol, maar bij hoogwatergolven in het bovenrivierengebied maakt dit de interpretatie van peilbuiswaarnemingen lastig. Dikwijls zijn er niet voldoende waarnemingen van topstanden beschikbaar voor een betrouwbare extrapolatie. Als men echter wel beschikt over een serie waarnemingen per hoogwatergolf, dan is een benadering mogelijk waarbij gebruik wordt gemaakt van de demping en vertraging van een hoogwatergolf in een zandpakket. Dit wordt verder uitgewerkt in b3.4.

Evenals bij de extrapolatie uit topstanden zal men bedacht moeten zijn op afwijkingen van het verwachte lineaire verband, als gevolg van een overgang van freatisch naar artesisch water, en van het mogelijk optreden van de grenspotentiaal. Extrapolatie is dan ook alleen toegestaan als het hydrologische model bij ontwerpomstandigheden hetzelfde is als bij de waarnemingsreeks. Een probleem hierbij is de bepaling van het intreepunt en kantelpunt. Het intreepunt is de positie waarop de hoogwaterrandvoorwaarde effectief aanwezig is in de watervoerende zandlaag onder een waterkering. Het kantelpunt is de positie waar inzijging overgaat in kwel (omkering van de lekstroom door de toplaag). Zowel voor het bepalen van het intreepunt als het kantelpunt is de lekfactor λ een belangrijke parameter. De lekfactor λ is een karakteristieke parameter voor het Hollandprofiel en hangt samen met de geohydrologische materiaaleigenschappen

Lekfactor of spreidingslengte (λ)

De lekfactor combineert de eigenschappen van de zandlaag en de toplaag. De dimensie van de lekfactor λ is meter. Het vormt een maat voor de geometrische schaal (invloedsgebied). Voor het Hollandprofiel geldt:

$$\lambda = \sqrt{kDD'/k'}$$

waarin:

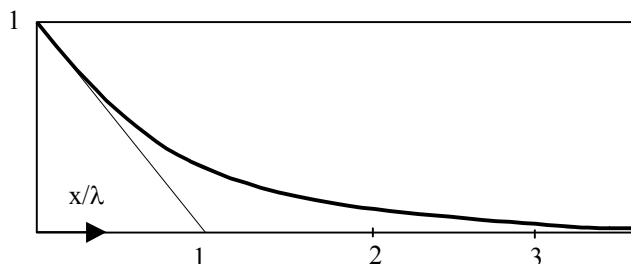
k = doorlatendheid van het Pleistoceen

D = dikte van het Pleistoceen

k' = doorlatendheid van het Holoceen

D' = dikte van het Holoceen

De kD -waarde wordt ook wel de transmissiviteit T van de zandlaag genoemd en de D'/k' de hydraulische weerstand van de toplaag. Het stijghoogte verloop in de zandlaag vertoont een afname volgens een e-macht, namelijk $\exp(-x/\lambda)$. Hieruit volgt dat een invloed van 5% merkbaar is op $x = 3\lambda$ (immers $\exp(-3) = 0.05$). Het verloop is weergegeven in figuur b3.3.



Figuur b3.3 Verloop van de stationaire stijghoogte in een zandlaag in het Hollandprofiel.

In principe kan λ worden bepaald uit boringen en laboratoriumproeven. Vanwege heterogeniteit, met name het Holoceen, is het bepalen van een gemiddelde (effectieve) doorlatendheid op basis van laboratoriumproeven niet altijd mogelijk. Met peilbuiswaarnemingen kan de lekfactor λ direct worden vastgesteld. Automatisch is daarin de heterogeniteit verdisconteerd. Uit de peilbuiswaarnemingen alleen kan niet apart de doorlatendheid of laagdikte worden vastgesteld. Bij meerdere peilbuizen in een raai wordt de volgende formule toegepast.

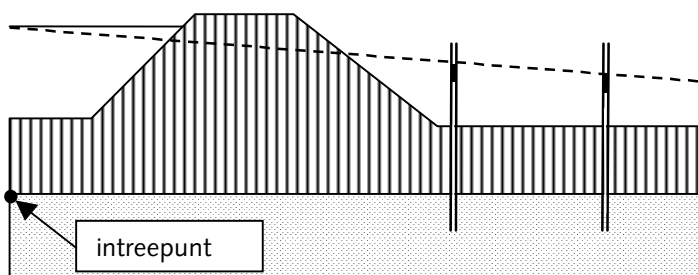
$$\lambda = \frac{\sum x_{ij}^2}{\sum (x_{ij} \ln \frac{\phi_{i,gemiddeld}}{\phi_{j,gemiddeld}})} \quad (3.1)$$

waarin x_{ij} = afstand tussen peilbuis i en j in een raai
 $\phi_{i,gemid}$ = gemiddelde potentiaal in peilbuis i
 Σ : heeft betrekking op sommatie over alle mogelijke afstanden tussen peilbuizen

De belasting, de buitenwaterstand, is een gegeven stijghoogte. De plaats, waar die in het watervoerend zandpakket moet worden aangenomen, hangt samen met de intreeweerstand (slibbodem in de rivier), die gewoonlijk niet bekend is. Door minimaal twee peilbuizen te gebruiken kan een fictief intrepunt worden vastgesteld, zoals in figuur b3.4 is aangegeven.

Intrepunt

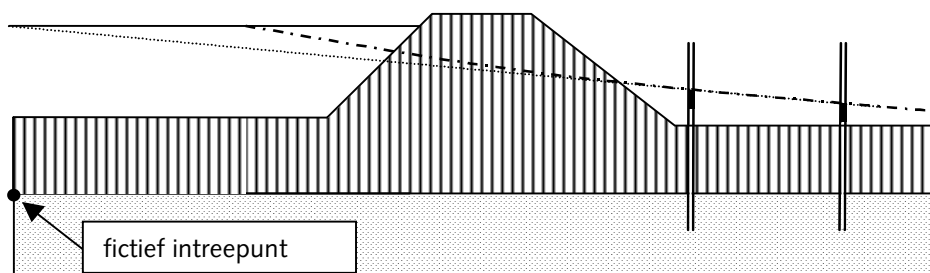
Het intrepunt is de positie waarop de hoogwaterrandvoorwaarde effectief aanwezig is in de watervoerende zandlaag onder een waterkering. In figuur b3.4 is dat verduidelijkt.



Figuur b3.4 Bepaling van het intrepunt uit peilbuiswaarnemingen

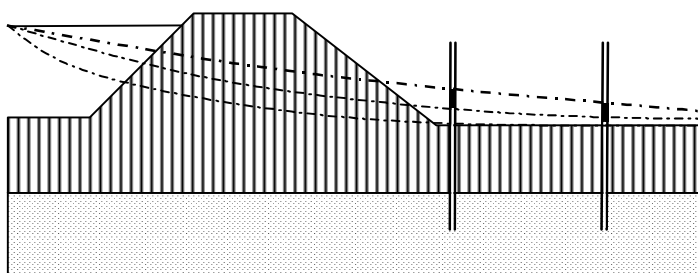
Indien de afsluitende laag nauwelijks of geen water absorbeert (bijvoorbeeld direct onder een oude dijk van klei) is het verloop van de stijghoogte in de watervoerende zandlaag lineair. Met twee peilbuizen en inzicht in de geologische gelaagdheid is dan het intreepunt eenvoudig en éénduidig vast te stellen.

Indien de afdekkende laag water absorbeert (kwel), is het stijghoogteverloop gekromd volgens een e-macht. Het intreepunt is dan niet eenduidig vast te stellen. Bij lineaire interpretatie wordt dan een fictief intreepunt bepaald (zie figuur b3.5). Aangezien voor stationaire grondwaterstroming de vorm van het stijghoogteverloop onafhankelijk is van de mate van hoogwater, is de positie van het fictieve intreepunt stabiel en kan als zodanig voor ontwerpsituaties worden gebruikt.



Figuur b3.5 Bepaling van het intreepunt uit peilbuiswaarneming bij kwel

Bij niet stationaire stroming is het fictieve intreepunt niet stabiel, maar verloopt met de tijd (zie figuur b3.6). Het kan als zodanig dan niet gebruikt worden voor ontwerpsituaties. In dat geval is het vaststellen van het echte intreepunt noodzakelijk door het bepalen van de transiënte lekfactor.



Figuur b3.6 Instationair stijghoogte verloop

Kantelpunt

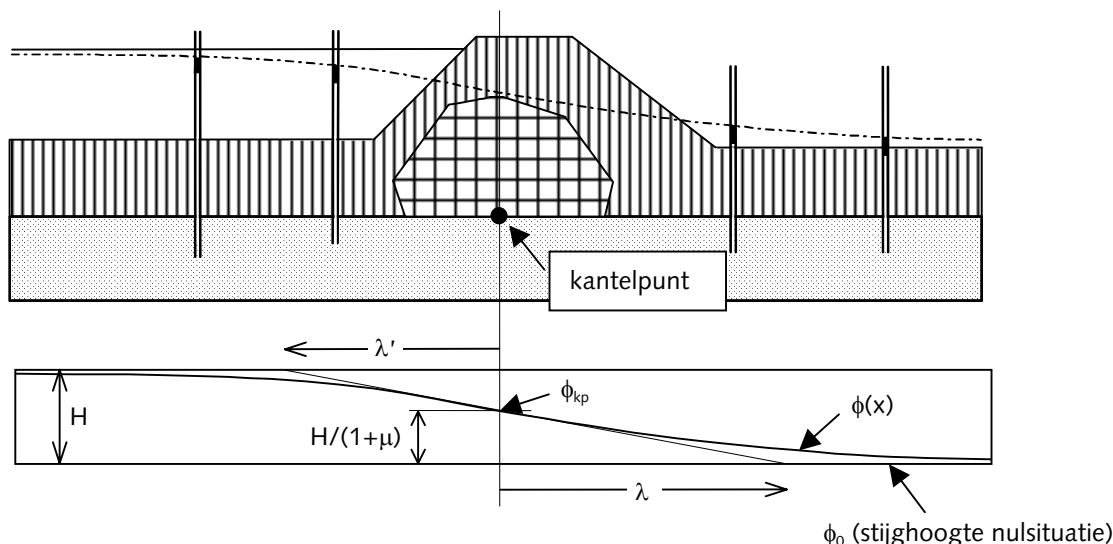
Als er bij onderlopen van het voorland waterinzijging naar de watervoerende zandlaag optreedt en in het achterland kwel, dan vertoont de stijghoogteverdeling een golvende lijn. De positie waar inzijging overgaat in kwel (omkering van de lekstroom door de toplaag) wordt het kantelpunt genoemd. In deze situatie is er geen sprake van een intreepunt. Het kantelpunt kan worden geconstrueerd indien de lekfactoren van het voorland en het achterland zijn vastgesteld. Voor stationaire stroming geldt voor de lekfactor:

$$\text{voorland: } \lambda' = \sqrt{Tc'} \quad \text{en achterland: } \lambda = \sqrt{Tc}$$

met T : transmissiviteit (kD in de zandlaag) en c de hydraulische weerstand (D/k in de toplaag). De waarde van de lekfactoren wordt dus bepaald door de geometrie (laagdiktes) en de doorlatendheden. De positie van het kantelpunt wordt aangenomen midden onder de (bij voorkeur dichte) dijkkern. De stijghoogte ϕ_{kp} op die positie bij waterstandsverhoging H wordt gegeven met de volgende formule.

$$\text{Kantelpunt: } \phi_{kp} - \phi_0 = H / (1 + \mu) \quad \text{met } \mu = \lambda' / \lambda$$

Hierin is ϕ_0 het polderpeil. Dit is in figuur b3.7 geschetst.



Figuur b3.7 Kantelpunt bij overlopen van voorland

Bij niet-stationaire grondwaterstroming, cyclisch door getijden of tengevolge van een plots hoogwater, gelden andere (lagere) lekfactoren, die niet alleen door de geometrie en de doorlatendheden worden bepaald maar ook door de elastische berging (voorland compressie, achterland zwel). Als er sprake is van herbelasting, zijn de compressie- en zwelcoëfficiënt (c' en c_v) nagenoeg gelijk. In dat geval is de verhouding van de voorland-lekfactor en achterland-lekfactor gelijk bij stationaire en niet-stationaire stroming. Zo niet, dan geldt μ (c/c')^{0,25}, dit betekent een zwakke invloed. Daardoor verschuift het kantelpunt in de tijd. Meestal is de positie van het kantelpunt nagenoeg gelijk in stationaire en niet-stationaire situaties.

De stijghoogte onder het achtertalud van de dijk is meestal maatgevend voor de macrostabiliteit aldaar. De stijghoogte in de zandlaag op afstand x van het kantelpunt onder het achtertalud is gelijk aan

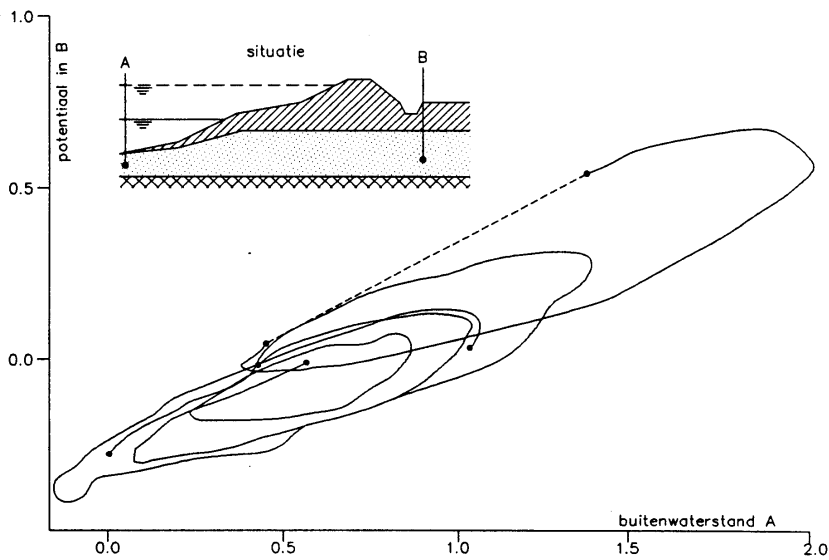
$$\phi_x - \phi_0 = H e^{-x/\lambda} / (1 + \mu)$$

Indien $x \ll \lambda$ volgt hieruit dat die stijghoogte nagenoeg gelijk is aan die van het kantelpunt. Dit betekent, dat iedere tijdsafhankelijke stijghoogte in de zandlaag onder het achtertalud gelijk is aan de stationaire stijghoogte van het kantelpunt. Dit maakt de analyse gemakkelijk.

b3.4 Methode met gebruikmaking van de cyclische lekfactor m.b.v. een 13-uurs meting (bij par. 2.3.6)

Voor de bepaling van niet-stationaire situatie (getijde fluctuaties) bij getijde rivieren kan gebruik worden gemaakt van de methode van de zogeheten cyclische lekfactor λ_ω (model 3B). Het subscript ω slaat op de cycliciteit (de frequentie is $f = \omega / 2\pi$). De cyclische lekfactor is significant kleiner dan de stationaire lekfactor λ , vanwege de demping en vertraging die in het cyclische gedrag doorwerken. Het in rekening brengen van cyclisch gedrag (tijdsduur hoogwater, getijden) levert een uitgekiend ontwerp.

De bepaling van de cyclische lekfactor uit dagelijkse omstandigheden is gebaseerd op peilbuiswaarnemingen gedurende een half etmaal plus een uur (13-uurs meting). Een voorbeeld van dergelijke metingen is gegeven in figuur b3.8, waarin een peilbuismeting is uitgezet tegen de getijdevariatie van de buitenwaterstand. De relatie tussen twee cyclische stijghoogtevariëaties lijkt sterk op een ellips.



Figuur b3.8 Getijde respons in een peilbuis gedurende een aantal etmalen.

Een tijdsafhankelijke relatie tussen de twee peilbuiswaarnemingen kan worden weergegeven met de formule:

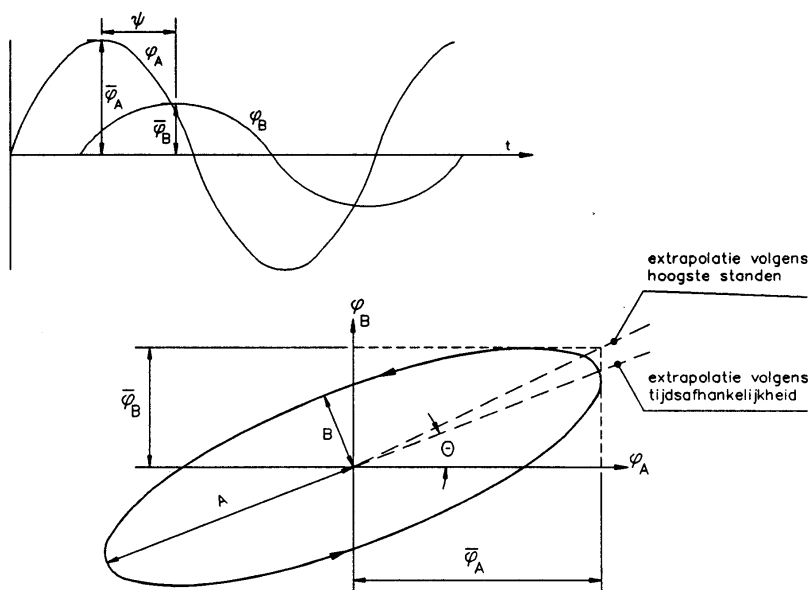
$$\bar{\phi}_B = \bar{\phi}_A e^{-x/\lambda_\omega} \cos(\omega t - \psi) \quad (3.2)$$

Hierin zijn $\bar{\phi}_A$ en $\bar{\phi}_B$ stijghoogteamplituden, is $\exp[-x/\lambda_\omega]$ de amplitude demping en ψ de faseverschuiving (het faseverschil tussen het maximum in peilbuis B en in peilbuis A). Er is in theorie een eenduidig verband tussen een ellips (zie figuur 3.9) en formule (3.2), namelijk:

$$\lambda_\omega = x / \ln \sqrt{(1 + m^2 \operatorname{tg}^2 \theta) / (m^2 + \operatorname{tg}^2 \theta)} \quad (3.3)$$

$$\psi = \arctan \left[2 / \left(\left(\frac{1}{m} - m \right) \sin(2\theta) \right) \right]$$

Voor de betekenis van de parameters m en θ wordt verwezen naar figuur b3.9.



Figuur b3.9 Theoretisch verband cyclische peilbuiswaarnemingen

Hier is $m = B/A$: de slankheid van de ellips. Als de ellips erg smal is, geldt $m \ll 1$. In dat geval gaan bovenstaande relaties over in:

$$\lambda_\omega = x / \ln\left(\frac{1}{\operatorname{tg} \theta}\right) \quad ; \quad \psi = 0^\circ \quad (3.4)$$

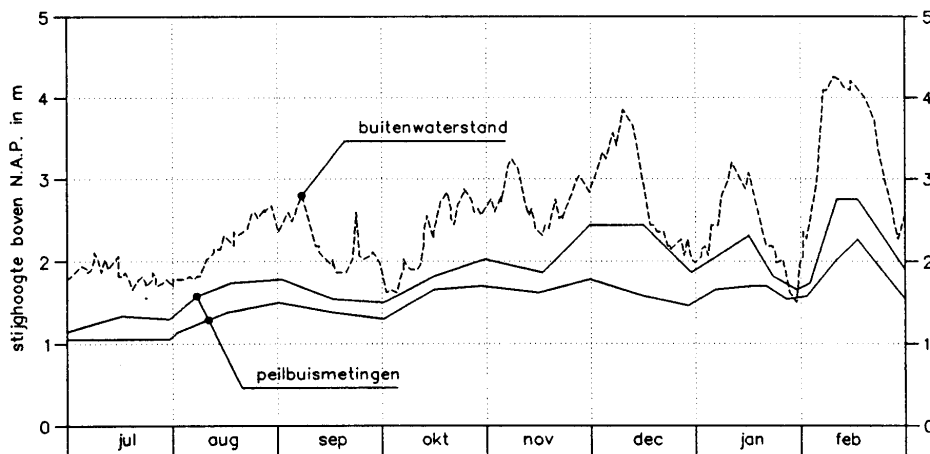
Aangezien $\operatorname{tg} \theta$ gelijk is aan φ_B / φ_A , komt deze formule overeen met de eerdere uitdrukkingen van λ_ω (vergelijking 3.1). Door gebruik te maken van de vorm en stand van de theoretische ellips, zijn betere schattingen voor λ_ω en ψ te geven. Immers, de tijdsafhankelijke extrapolatie is uitgekiender dan die volgens hoogste standen (zie figuur b3.9). De werkelijke vorm wijkt meestal af van een ellips samenhangend met niet-lineaire effecten (zie figuur b3.8). Gebleken is dat er steeds verder van de rivier meer amplitudedemping en vertraging (faseverschuiving) optreedt. De amplitudedemping is bruikbaar voor het bepalen van de lekfactor, de faseverschuiving niet.

Als een stormopzet of een hoogwatergolf een cyclisch gedrag vertoont, bijvoorbeeld een halve sinus, kan ook van de methode van de cyclische lekfactor gebruik worden gemaakt door de belasting als een voortgaande sinus te beschouwen. Dezelfde formules zijn dan bij benadering bruikbaar in het "realistische" deel van de belasting. Ook superpositie van verschillende cyclische componenten (ieder met een specifieke frequentie) is mogelijk, maar er dient dan een schaalregel in de tijd te worden toegepast (zie b3.6, figuur b3.19). De maatgevende situatie kan vervolgens worden vastgesteld door, uitgaande van de ontwerpwaterstand en de duur ervan, met de berekende λ_ω -waarde uit formule 3.3 de corresponderende stijghoogte te berekenen. Voor het Hollandprofiel geldt voor de absolute waarde bij een specifieke frequentie (de faseverschuiving is niet aangegeven):

$$\phi(x, t) = \phi(x, 0) + H_0 \exp(x / \lambda_\omega) \cos(\omega t)$$

Hierin is $\phi(x, 0)$ de gemiddelde (semi-)stationaire potentiaal in de ontwerpsituatie (startwaarde) en H_0 de amplitude van de fluctuaties van de ontwerp buitenwaterstand. De stationaire potentiaal kan met de eerder beschreven methode worden vastgesteld.

Door het seizoeneffect zal de gemiddelde (semi-)stationaire stijghoogte in het watervoerend pakket 's winters hoger zijn dan in de zomer. Meestal zijn ook maatgevende hoogwaterstanden in de winter te verwachten. Dus peilbuiswaarnemingen kunnen het best 's winters worden uitgevoerd (zie figuur b3.10).



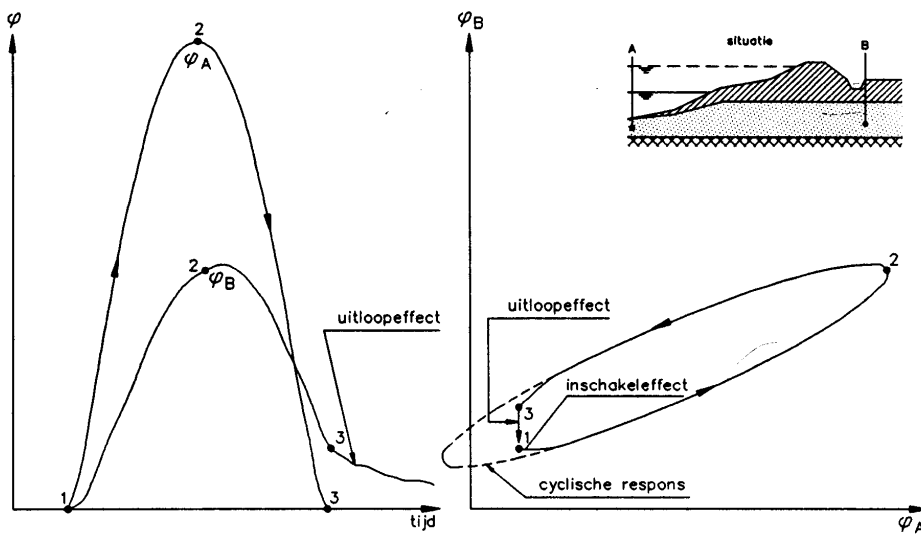
Figuur b3.10 Effect van de seizoenen op de gemiddelde stijghoogte

Voor zeedijken wordt in *Basisprincipes van de kustwaterbouw II, Getijden en getijstromen* [Verhagen & Roelse, 1988] de achtergrond van getijdebewegingen beschreven. Aan de hand van *Getijdetafels voor Nederland* [SDU] kan een tijdstip worden gekozen, waarop het getij maximaal is.

In principe is de methode van de cyclische lekfactor geschikt voor het benedenrivierengebied en het overgangsgebied, waar getijde-effecten nog goed meetbaar zijn. Het bovenstaande maakt aannemelijk, dat het niet nodig is een permanent meetsysteem van peilbuizen te hanteren. Eenmalig nauwkeurig vaststellen van de karakteristieke modelparameter (lekfactor) volstaat. Hierbij moet echter worden bedacht, dat de bergingscapaciteit kan veranderen afhankelijk van de absolute waarde van het hoogwater door geometrische effecten (voorland, grenspotential) of fysische effecten (luchtinsluiting, niet-lineaire compressibiliteit en doorlatendheid) en tenslotte ook door de complexiteit van de werkelijkheid (3-dimensionaal, heterogeniteit). In die gevallen is inzicht en ervaring nodig om te onderbouwen dat de gekozen aanpak een veilige is.

Zoals al eerder gesteld is het in principe mogelijk rekening te houden met een hoogwatergolf die lijkt op een halve sinusboog [GeoDelft, 1986]. Hoe dat in zijn werk gaat wordt hieronder uiteengezet.

Als een peilbuismeting wordt uitgevoerd gedurende een hoogwatergolf, bijvoorbeeld in het bovenrivierengebied waar het geologisch profiel overeenkomstig vertoont met het Hollandprofiel (een zandpakket afgedekt door een semi-doorlatende toplaag), dan ziet de curve die het verband aangeeft tussen de meting en de buitenwaterstand er theoretisch uit als een ellips met enige afwijkingen in de oorsprong (zie figuur b3.11).

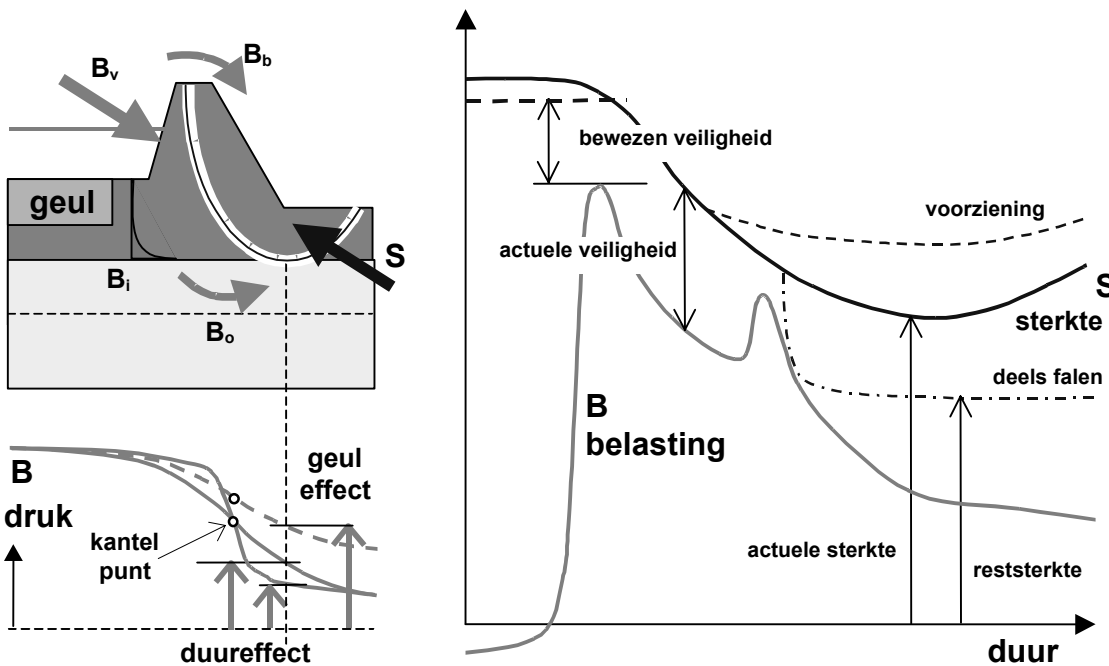


Figuur b3.11 Schematische hoogwater respons

Bij de start van de hoogwatergolf (punt 1) wordt het stijghoogteverloop in de peilbuis bepaald door het inloop effect. Dit is meestal van korte duur, afhankelijk van de afstand tussen de peilbuis en de rivier (intreepunt). Vervolgens verloopt het beeld, zoals dat te verwachten is, gedempt met relatief weinig vertraging. Na de hoogwatergolf (vanaf punt 3) vertoont het potentiaalbeeld een sterke vertraging, het zogeheten uitloopeffect. Bij continue cyclische waterstandsfluctuaties is dit effect niet zichtbaar.

Het uitloopeffect laat zien dat na het hoogwater (vanaf punt 3) er nog langere tijd enige wateroverspanningen aanwezig zijn.

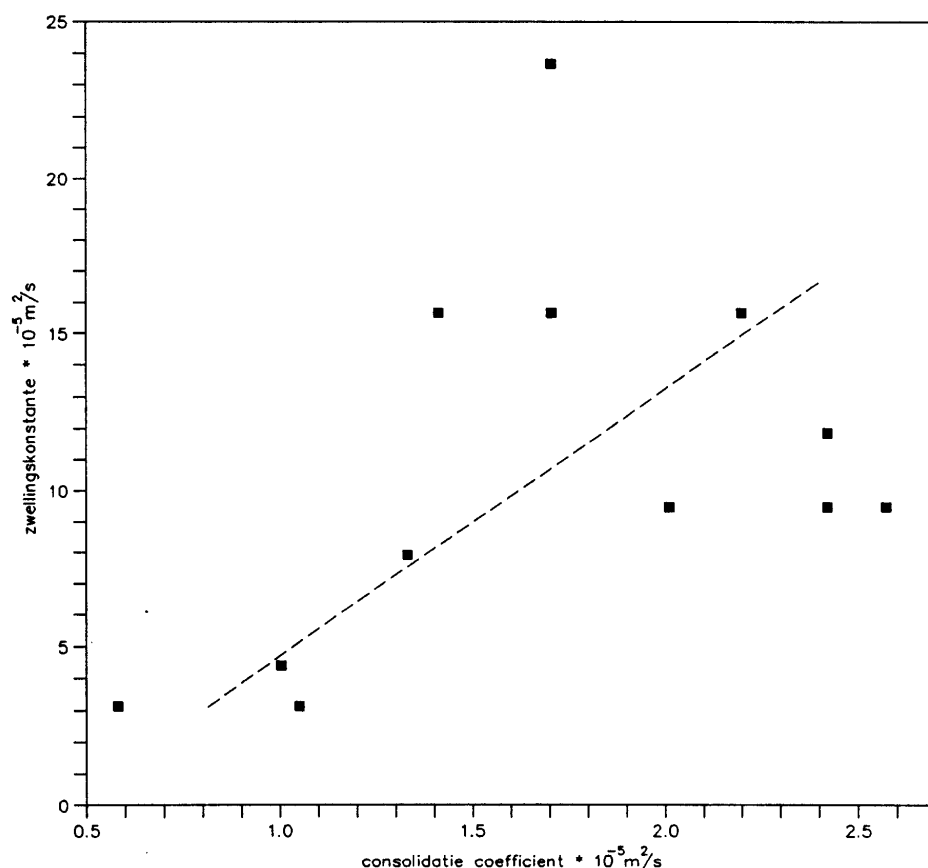
De situatie na hoogwater kan daarom wel ongunstig zijn voor de stabiliteit, met name als er snel opvolgend een nieuwe hoogwatergolf volgt. De bergingscapaciteit is dan geringer en hoge waterspanningen worden sneller bereikt. In figuur b3.12 is dat weergegeven



Figuur b3.12 De sterkte van een dijk bij meervoudig hoogwater

In de rechterfiguur is de belasting door hoogwater aan de voorkant van de dijk (B) en de sterkte (S) uitgezet als functie van de tijd. Tijdens een hoogwater neemt de sterkte af door het verzadigd raken van de dijk. Dit gebeurt op verschillende manieren: bovenbelasting door overloop (B_b), interne consolidatie (B_i), onderstroom en opdrijven (B_o). Linksonder is de ontwikkeling van de stijghoogte in het zandpakket geschetst, waarbij de verschuiving van het kantelpunt in de tijd en bovendien het effect van een eventuele geul is aangegeven, ter plaatse van een mogelijke opdrijfzone (onderkant van de afschuifzone). Deze effecten kunnen met beschikbare modellen (WATEX, PLAXIS) worden gemodelleerd.

Bij toenemende waterdruk is er in samendrukbare grond sprake van zwellingsconstante (mits de totaalspanning gelijk blijft). De karakteristieke parameter hierbij is de "consolidatiecoëfficiënt bij zwel", die vergelijkbaar is met de consolidatiecoëfficiënt (bij compressie). Deze "consolidatiecoëfficiënt bij zwel" wordt kortheidshalve ook wel "zwellingsconstante" genoemd, maar moet niet worden verward met de "samendrukkingsconstante bij zwel", die eveneens zwellingsconstante wordt genoemd, en evenmin met de "samendrukkingscoëfficiënt bij zwel". Het meten van de "consolidatiecoëfficiënt bij zwel" kan niet zonder meer met de gebruikelijke samendrukkingsproef in het laboratorium. In 1992 is een aparte meetopstelling gebouwd om de "consolidatiecoëfficiënt bij zwel" onder diverse omstandigheden te bepalen. Op een beperkt aantal kleimonsters is vervolgens een serie proeven uitgevoerd. Hieruit is vast komen te staan, dat de "consolidatiecoëfficiënt bij zwel" circa zes keer groter is dan de consolidatiecoëfficiënt bij compressie. De spreiding is echter groot, zie figuur b3.13 welke afkomstig is uit "Meetopstellen ter bepaling van de zwellingsconstante" [Heidemij, 1992].



Figuur b3.13 Relatie tussen "consolidatiecoëfficiënt bij zwel" en consolidatiecoëfficiënt voor enkele kleimonsters

Aangezien de hydrodynamische periode (tijdschaal van het zwellingsproces) lineair samenhangt met de reciproke waarde van de "consolidatiecoëfficiënt bij zwel" en derhalve ook met de grootte en duur van de wateroverspanningen tijdens de uitloop, is voor de interpretatie van de tijdsafhankelijke respons een goed inzicht in de waarde van de "consolidatiecoëfficiënt bij zwel" belangrijk. Voor veel grondtypen is hierover nog onvoldoende kennis beschikbaar. De "consolidatiecoëfficiënt bij zwel", die wordt bepaald aan de hand van laboratoriumproeven, geeft vooral informatie over het lokale gedrag en niet over het regionale gedrag. Als er sprake is van heterogeniteit (zandinsluitingen en dergelijke) is een veldwaarde maatgevend. Deze kan sterk kan afwijken van een lokale waarde. In een studie over transport in klei met zandlenzen wordt aangetoond dat de consolidatiecoëfficiënt wel een factor 100 en meer kan afwijken, afhankelijk van de mate van heterogeniteit.

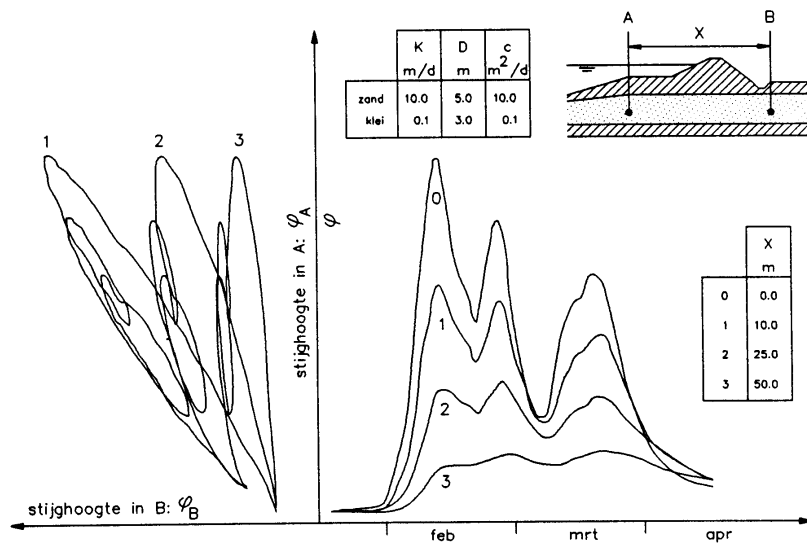
b3.5 Niet-stationaire benadering met behulp van de transiënte lekfactor (bij par. 2.3.6)

Het is mogelijk om via peilbuiswaarnemingen direct de maatgevende modelparameters vast te stellen, waarbij de invloed van de aanwezige heterogeniteit automatisch is verdisconteerd. De methode berust op calibratie van peilbuiswaarnemingen gedurende de hele hoogwaterperiode en enige tijd erna (model 3C). Hierbij is het tijdsafhankelijk gedrag essentieel. Het model dat wordt gehanteerd, is gebaseerd op de theorie van de transiënte lekfactor [Barends, 1982]. Door calibratie over het hele traject zijn de geohydrologische (veld)parameterwaarden te bepalen: de lekfactoren in voor- en achterland, en met aanvullende informatie ook de transmissiviteit van het watervoerend zandpakket (kD -waarde), de hydraulische weerstand van de toplaag (D'/k') en de "consolidatiecoëfficiënt bij zwel" c' van de toplaag. In sommige gevallen kan ook de berging van het zandpakket worden meegenomen ($S = c_v/kD$, c_v = consolidatiecoëfficiënt van het zandpakket), maar in de meeste gevallen is deze parameter niet essentieel.

Het model is te ingewikkeld voor handberekening. Er is in opdracht van Rijkswaterstaat door GeoDelft een gebruikersvriendelijk PC-programma ontwikkeld: WATEX. Met dit programma kan voor een aantal specifieke situaties op eenvoudige wijze een berekend stijghoogteverloop in overeenstemming worden gebracht met een gemeten verloop door iteratief de meest geschikte geohydrologische parameterwaarden in te voeren. Omdat het mogelijk is dat verschillende sets parameters een "juiste" uitkomst geven, is hierbij wel goede kennis van geohydrologie nodig. Is eenmaal de geohydrologie bepaald, dan kan vervolgens met het programma de tijdsafhankelijke stijghoogte onder maatgevende hoogwaterstanden worden berekend. In het programma kan rekening worden gehouden met eventuele aanwezigheid van voorland en achterland, waar de geohydrologische structuur anders kan zijn. Ook is het mogelijk om meerdere watervoerende lagen te beschouwen.

De methode van de transiënte lekfactor is gebaseerd op superpositie van elementaire belastingstappen, die met Laplace transformatie voor geschematiseerde geohydrologische systemen zijn bepaald. In de systemen is het mogelijk om onderscheid te maken in voor- en achterland, en in een of twee zandvoerende lagen met semi-doorlatende toplaag en tussenlaag. Het superpositiebeginsel (convolutie) maakt een willekeurig tijdsgedrag toepasbaar (dus voor hoogwatergolven in het bovenrivierengebied, voor hoogwater en getijde in het benedenrivierengebied en voor stormvloed in het kustgebied), maar niet lineaire effecten (freatische stijging, opdrijven) kunnen niet worden meegenomen. Naast het ijkken van peilbuiswaarnemingen over de hele hoogwaterperiode, is het model (WATEX) eenvoudig geschikt om te extrapoleren naar maatgevende ontwerpomstandigheden met een eigen hoogwaterverloop.

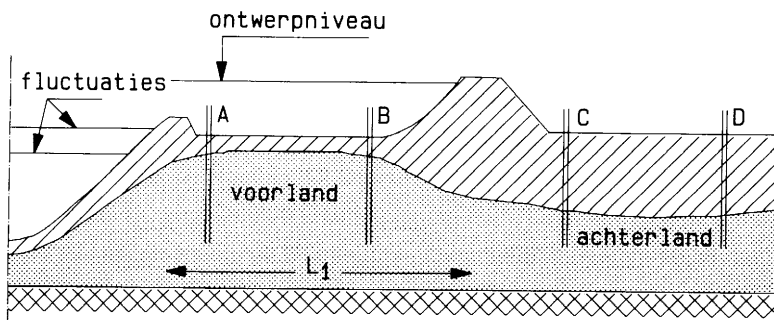
Door ijkken van peilbuiswaarnemingen over het hele tijdstraject zijn iteratief de regionale karakteristieke geohydrologische parameters vrij nauwkeurig vast te stellen, uiteraard afhankelijk van de toepasbaarheid van de geologische schematisering. Als vanzelf komen nu inloop- en uitloopeffect, demping en vertraging tot uiting. Bovendien is het mogelijk ook de waterdrukontwikkeling in de semi-doorlatende lagen in de tijd te berekenen. In figuur b3.14 is een voorbeeld gegeven van een berekening voor een hypothetische situatie belast door een tweetoppige hoogwatergolf. De verschillende hoogwatertoppen veroorzaken ieder hysteresislussen (ellipsachtige vormen). Ook is in dit geval de uitloop herkenbaar.



Figuur b3.14 Stijghoogte-respons; hoogwatergolf 1947-1948

b3.6 Interpretatie van peilbuiswaarnemingen i.g.v. onderstroming van hoog voorland (bij par. 2.3.6)

In figuur b3.15 is een geschematiseerde situatie gegeven van een dijk met hoog voorland.



Figuur b3.15 Rivierdijk met hoog voorland

Bij het onderlopen van voorland tijdens hoogwater is de situatie wezenlijk anders dan tijdens normale omstandigheden, wanneer de rivier in het zomerbed blijft. Bij de metingen moet hier rekening mee worden gehouden (model 3E). Niettemin is een peilbuismeting tijdens normale omstandigheden te gebruiken voor ontwerpomstandigheden met ondergelopen voorland, door gebruik te maken van de methode van cyclische of transiënte lekfactor. In het model WATEX is daartoe een drie-sectie situatie opgenomen.

Situatie bestaat uit 3 secties:

- rivierbed (met sliblaag) λ''
- voorland (met toplaag) λ'
- achterland (met toplaag) λ

Voor dit drie-sectie systeem is een fundamentele oplossing afgeleid. De gevonden uitdrukkingen zijn gecompliceerd en niet geschikt voor een eenvoudige toepassing. Voor willekeurige rivierstand (in het zomerbed) kan met WATEX een peilbuismeting uitgewerkt worden (kalibreren van gekozen materiaalparameters).

Een vereenvoudigde aanpak is in sommige situaties mogelijk met behulp van cyclische lekfactoren, daarbij gebruikmakend van de in deze bijlage gepresenteerde formules. Het systeem wordt daarbij opgedeeld in twee subsystemen:

- rivier en voorland λ_{ω}''
- voorland en achterland λ_{ω}'

In het voorland en achterland worden in totaal 4 peilbuizen geplaatst, zoals in de figuur b3.15 is aangegeven. Peilbuizen A en B worden gebruikt om voor wisselingen in het zomerbed (droog voorland) de weerstand van rivierbodem en voorland vast te stellen. De hiervoor beschreven methode levert λ_{ω}'' en λ_{ω}' .

Hierbij wordt verondersteld dat het achterland identieke eigenschappen bezit als het voorland. Als het voorland een lengte van betekenis heeft, dan is deze aanname gerechtvaardigd. Als criterium kan worden gesteld dat het achterland nauwelijks invloed heeft, als geldt dat de lengte van het voorland groter is dan de gevonden cyclische lekfactor:

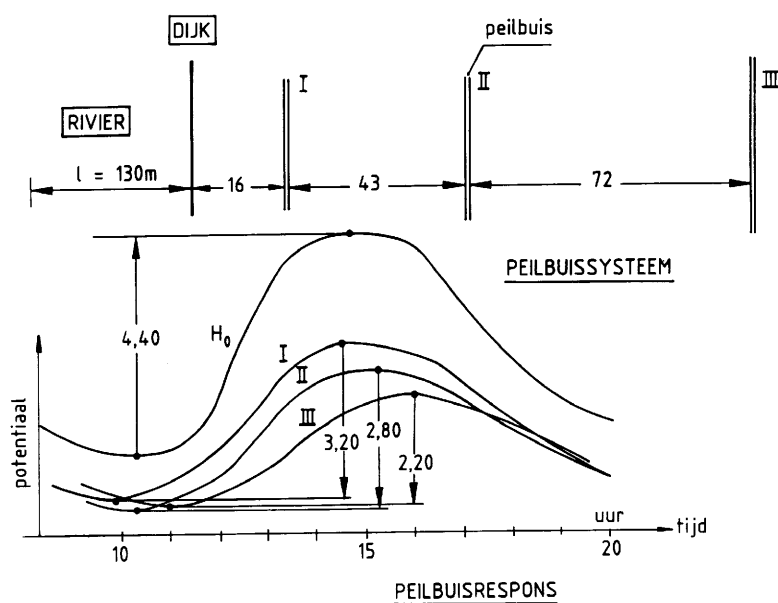
$$L > \lambda_{\omega}'.$$

Vervolgens worden resultaten van peilbuis C en D benut om λ_{ω}' te bepalen. De gevonden waarden λ_{ω}'' en λ_{ω}' zijn nu te gebruiken voor de analyse van het ontwerpniveau. Vanwege het onder water komen van de droge toplaag in het voorland wordt een extra weerstand (luchtinsluitingen) gemobiliseerd. In de hier gesuggereerde aanpak is die niet meegenomen.

Een complicatie vormt het feit dat het consolidatiegedrag in het voorland bij ontwerphoogwater wordt bepaald door compressie terwijl het in het achterland wordt bepaald door zwel. Compressie en zwel hebben te maken met respectievelijk belasten en ontlasten. De samendrukbaarheid van samendrukbare grond bij belasten is significant groter dan bij ontlasten. Derhalve is de λ_{ω}' waarin de samendrukbaarheid α voorkomt onder een 4e machtswortel: $\lambda_{\omega}'(:) 1/4 \sqrt[4]{\alpha}$, anders bij de bepaling met zomerpeilfluctuaties dan bij ontwerphoogwater.

Echter de samendrukbaarheid wijkt bij herbelasten weinig af van de waarde bij ontlasten. Bovendien zal het meestal zo zijn, dat de belasting boven de historisch extreme waarde gering is. Daarnaast wordt het feitelijk verschil in λ_{ω}' gereduceerd door de 4e machtswortel. Een orde van grootte van het effect van belasten boven de historisch extreme waarde zal daarom gering zijn.

In de literatuur [Bauduin & Barends, 1987] is een specifieke situatie uitgewerkt aan de hand van peilbuismetingen (zie figuur b3.16) voor een dijk met voorland. Uit de metingen is te zien dat er sprake is van significante demping, maar – vreemd genoeg – nauwelijks van vertraging (door volstromen van voorland vindt er een negatieve voorijling plaats). Het resultaat van de analyse in deze case/studie is een voorlandfactor van 90 m en een achterlandfactor van 300 m. Met deze informatie kan nu een willekeurige ontwerpsituatie worden geanalyseerd.



Figuur b3.16 Gemeten hoogwater in een dijkraai met voorland [Bauduin & Barends, 1987]

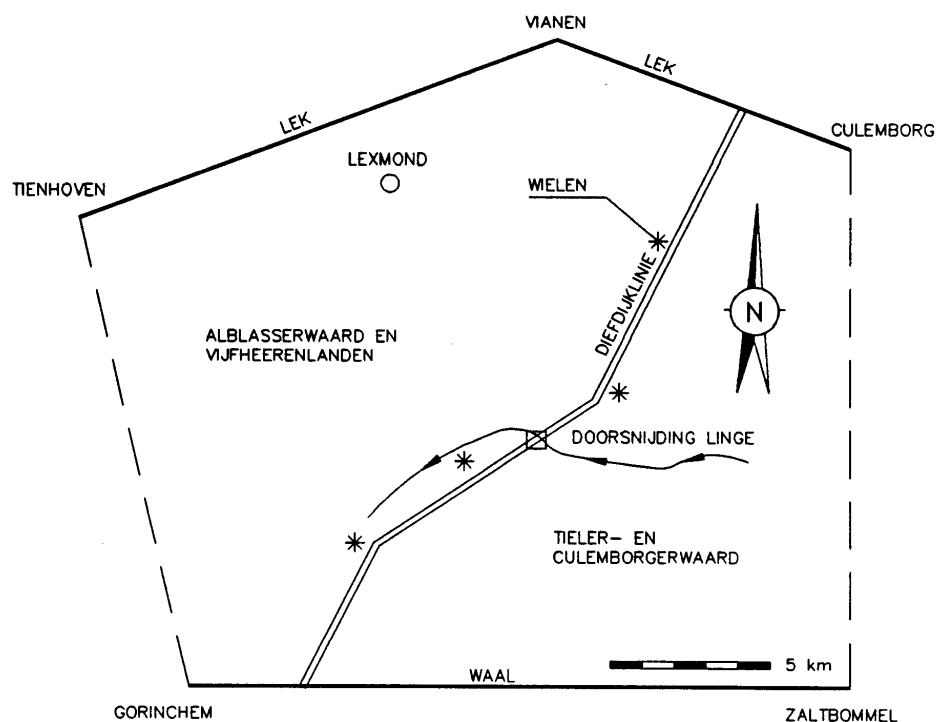
b3.7 Bepaling van de regionale stationaire grondwaterstroming (bij par. 2.3.6 en 2.3.7)

De (semi-)stationaire grondwaterstroming wordt bepaald door de werkelijke driedimensionale geohydrologische samenhang en de randvoorwaarden, die bestaan uit rivierwaterstanden, infiltraties en evaporatie en onttrekkingen via putten. De geohydrologische samenhang wordt gevormd door de geohydrologische gelaagdheid en de karakteristieke materiaalparameters: doorlatendheid en berging. Ten aanzien van de grondwaterkwaliteit is ook de aard van het water en het grondmilieu van belang, maar dit valt buiten het onderwerp: stabiliteit van waterkeringen.

Voor een realistische beoordeling van de (semi-)stationaire grondwaterstroming op regionale schaal is in principe een driedimensionale analyse nodig. Omdat er meestal een hoofdzakelijk horizontale gelaagdheid is en er een groot contrast bestaat tussen de doorlatendheden, van zand- en kleilagen, is het voldoende om een quasi driedimensionaal model te gebruiken, waarin de stroming in de watervoerende zandpakketten horizontaal en in de tussenliggende semi-doorlatende pakketten verticaal wordt aangenomen. Er zijn verschillende rekenmethoden beschikbaar om een regionaal geohydrologisch systeem te berekenen (zie bijlage 4).

Informatie over regionale geologie en geohydrologische waarden is meestal beschikbaar bij provinciale diensten, of drinkwaterbedrijven, bij de Rijks Geologische Dienst, Rijks Instituut voor Volksgezondheid en Milieu of Dienst Grondwaterverkenning TNO, of bij de Waterschappen zelf.

Als voorbeeld wordt de berekening van de grondwaterstroming onder de Diefdijklinie en Culemborgerwaard en de Vijfheerenlanden enerzijds en de Tieler- en Culemborgerwaard anderzijds gepresenteerd. De Diefdijk keert normaal geen water. Hij dient als waterkering, indien bovenstrooms inundatie optreedt. De Diefdijklinie wordt doorsneden door de rivier de Linge en op sommige plaatsen bevinden zich fraaie wielen langs de dijk, ontstaan door oude doorbraken (figuur b3.17). Om de standzekerheid van deze dijk te beoordelen zijn peilbuiswaarnemingen zinloos, omdat de dijk geen water keert. Er is gebruik gemaakt van het programma MULAT [Verruijt, 1992]. Gegevens zijn verkregen van het Hoogheemraadschap van de Alblasserwaard en de Vijfheerenlanden en de N.V. Watermaatschappij Zuid-Holland Oost.



Figuur b3.17 Modelgebied Diefdijklinie

De verschillende watervoerende en half-afsluitende lagen zijn horizontaal en homogeen verondersteld in het beschouwde gebied. Het polderpeil of inundatiepeil is gesimuleerd in een fictieve bovenlaag met een relatief zeer grote doorlatendheid.

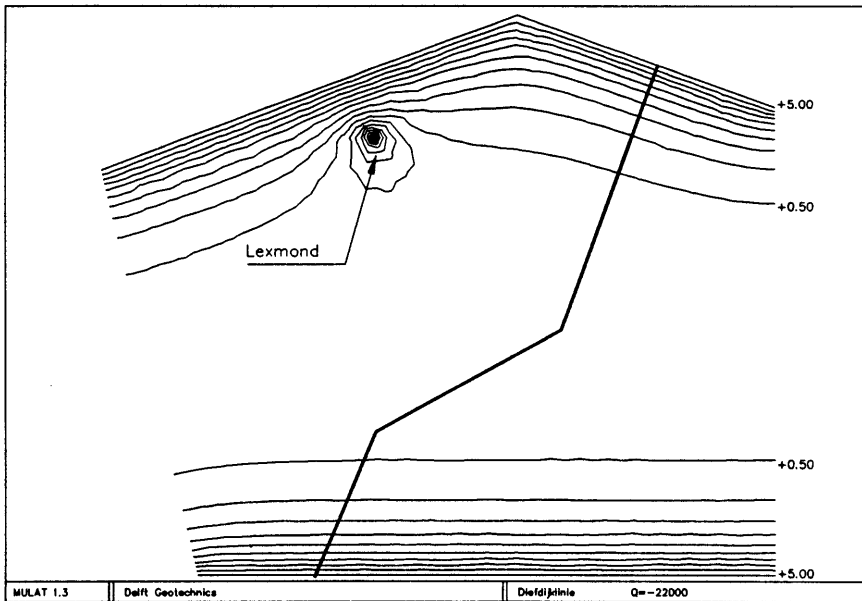
De geohydrologie is gegeven in tabel b3.1.

| laag | doorlatendheid: | laagdikte | aanduiding |
|-----------------------|-----------------|-----------|-------------------------|
| polder (fictief) | 10,000 m/dag | 1 m | |
| 1e afsluitende laag | 0,01 | 10 | Holoceen |
| 2e watervoerende laag | 66 | 30 | formatie van Streefkerk |
| 2e afsluitende laag | 0,0066 | 10 | formatie van Kedichem |
| 2e watervoerende laag | 32,5 | 40 | formatie van Harderwijk |

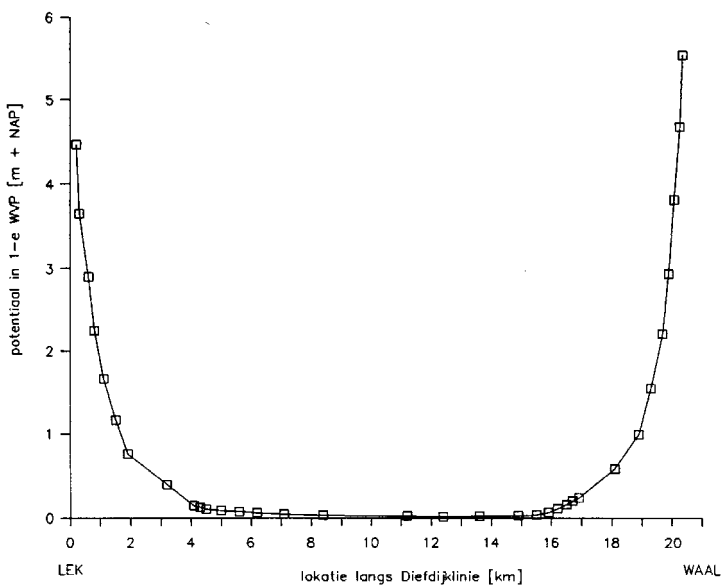
Tabel b3.1 Geohydrologie van het modelgebied

Uit analyse blijkt, dat de grondwaterwinning te Lexmond in het gebied geen noemenswaardig effect heeft op de grondwaterdruk onder de Diefdijklinie. Om de invloed van hoge rivierstanden op de Waal en de Lek te beoordelen zijn verschillende oriënterende berekeningen gemaakt. De intree-weerstand is niet beschouwd. De beperkte tijdsduur van de hoogwaterstand op de rivieren is in rekening gebracht door gebruik te maken van een gereduceerde lekfactor en dit te verdisconteren in de materiaalparameterwaarden. Voor een hoogwaterduur van zes dagen bedraagt de reductie gemiddeld ongeveer 50%. In figuur b3.18 is het berekeningsresultaat weergegeven: de isohypsen in de

eerste watervoerende laag, waarbij tevens het effect van de grondwaterwinning te Lexmond is aangegeven. In figuur b3.19 is het effect gepresenteerd langs de Diefdijklinie zelf.



Figuur b3.18 Invloed van hoge rivierstand en grondwaterwinning in het eerste watervoerend pakket onder de Diefdijklinie



Figuur b3.19 Stijghoogte onder de Diefdijklinie ten gevolge van hoge rivierstanden (zonder inundatie)

De aldus met het programma MULAT berekende (semi-)stationaire grondwaterstand dient als basis voor het beoordelen van effecten die samenhangen met de inundatie en de wielen. Voor verdere informatie wordt verwezen naar de literatuur; *Geohydrologische situatie rondom de Diefdijklinie* [GeoDelft, 1993].

Referenties bij bijlage 3

[Barends, 1982]

Transient flow in leaky aquifer systems, F.B.J. Barends (1982), Int. Conf. on Modern Appr. Groundwater. Resources. Management., Capri.

[Bauduin & Barends, 1987]

Tydal response under dutch dikes (Dutch), J. Bauduin, F.B.J. Barends (1987), H₂O, 21(25).

[CUR 162, 1993]

Construeren met Grond (CUR 162), Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Revelgeving, 2^e druk, Gouda, april 1993.

[GeoDelft, 1986]

Uitloopeffect onder een dijk na hoogwater, F.B.J. Barends, GeoDelft, Rapport CO-285690, 1986.

[GeoDelft, 1993]

Geohydrologische situatie rondom de Diefdijklinie, GeoDelft, rapport CO-341920/118, Appendix A, Diefdijk, 1993.

[Heidemij, 1992]

Meetopstellen ter bepaling van de zwellingsconstante, Heidemij Adviesbureau, GeoDelft, RWS Dienst Weg- en Waterbouwkunde, 644/BA92/A421/05709, 1992.

[LGM, 1977]

L.G.M. Mededelingen: Terreinonderzoekingen, juni en september 1977.

[SDU]

Getijdetafels voor Nederland, Jaarlijkse uitgave SDU.

[Verruijt, 1992]

MULAT (Multiple Layer Aquifer Transport), Verruijt, 1992.

[Verhagen & Roelse, 1988]

Basisprincipes van de kustwaterbouw II, Getijden en getijstromen, H.J. Verhagen, P. Roelse, OTAR (1988) 11, Syllabus Kustwaterbouwkunde.

Inhoudsopgave Bijlage 4

Grondwaterstromingsberekeningen

| | |
|---|----------|
| Inhoudsopgave Bijlage 4 Grondwaterstromingsberekeningen | 1 |
| BIJLAGE 4 GRONDWATERSTROMINGSBEREKENINGEN | 2 |
| b4.1 Opdrijven van het achterland en de grenspotentiaal (bij par. 2.2.5) | 2 |
| b4.2 Freatische of elastische berging (bij par. 2.2.6)..... | 3 |
| b4.3 Indringingslengte (bij par. 2.2.10)..... | 3 |
| b4.4 Analytische oplossing stijghoogte zandpakket i.g.v. stationaire stroming (bij par. 2.2.3 en 2.3.7)..... | 4 |
| b4.5 Analytische oplossing stijghoogte zandpakket i.g.v. tijdsafhankelijke stroming (bij par. 2.2.7 en 2.3.7) . | 13 |
| b4.6 Opdrijflengte bij stationaire stroming (bij par. 2.3.7)..... | 18 |
| b4.7 Opdrijflengte bij niet-stationaire stroming (bij par. 2.3.7)..... | 20 |
| b4.8 Rekenprogramma's (bij par. 2.3.8)..... | 22 |
| b4.9 Buitenwaartse stabiliteit (bij par. 2.4.4) | 25 |

Bijlage 4 Grondwaterstromingsberekeningen

b4.1 Opdrijven van het achterland en de grenspotentiaal (bij par. 2.2.5)

Hydraulische groundbreuk of opdrijven treedt op als de waterdruk in het watervoerend pakket aan de achterzijde van de dijk gelijk wordt aan het gewicht van het bovenliggende grondpakket. De korrelspanning op het scheidingsvlak is dan juist 0.

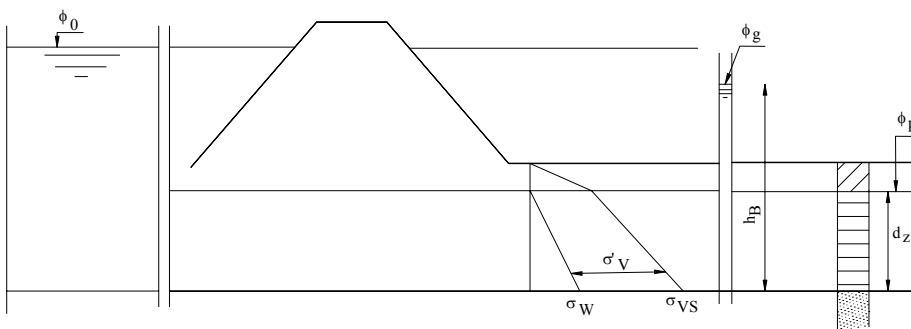
De hierbij optredende potentiaal wordt de grenspotentiaal ϕ_g genoemd. De potentiaal ϕ_g wordt afgeleid uit de verticale grondspanning volgens:

$$\phi_g = \frac{\sigma'_{vs}}{\gamma_w} + \phi_p = \frac{\sum(\gamma_{ni}d_i)}{\gamma_w} + \phi_p - d_z \quad [\text{m}]$$

met

| | | |
|----------------|---|----------------------|
| σ'_{vs} | = verticale korrelspanning scheidingsvlak | [kN/m ²] |
| ϕ_p | = polderpeil | [m] |
| γ_w | = volumiek gewicht water | [kN/m ³] |
| d_i | = dikte laag <i>i</i> | [m] |
| γ_{ni} | = nat volumiek gewicht grondlaag <i>i</i> | [kN/m ³] |
| d_z | = diepte zand ten opzichte van polderpeil | [m] |

Een en ander is in figuur b4.1 verduidelijkt.



Figuur b4.1 Opbarsten binnendijks maaiveld

Echter bij berm- en dijksloten spelen naast het laaggewicht ook andere effecten een rol (zoals boogwerking). Het feit, dat een sloot niet opbarst, kan juist ongunstige gevolgen hebben voor de stabiliteit, omdat de "ventielwerking" van de sloot dan ontbreekt. Het is derhalve van belang, dat de grenspotentiaal ter plaatse van de sloot voorzichtig (dus voor de stabiliteitsbeoordeling niet te laag) wordt ingeschat. In het algemeen geldt dat voor de beoordeling van de stabiliteit een hoge waterspanning maatgevend is. In het *Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen* [TRZW, 1999] is aangegeven hoe de grenspotentiaal kan worden berekend indien een sloot aanwezig is.

b4.2 Freatische of elastische berging (bij par. 2.2.6)

De kenmerkende parameter voor de elastische berging is de specifieke elastische bergingscoëfficiënt S_s , waarvoor geldt:

$$S_s = \rho_w g (m_v + n\beta) \quad [\text{m}^{-1}]$$

met

ρ_w = soortelijk gewicht van water [kg/m^3]

g = zwaartekrachtversnelling [m/s^2]

m_v = samendrukbaarheid van de grond [m^2/N]

n = porositeit [-]

β = samendrukbaarheid van het water [m^2/N]

Globaal geldt voor zand $m_v = 10^{-8}$ à 10^{-7} m^2/N , voor klei $m_v = 10^{-7}$ à 10^{-6} m^2/N en voor water $\beta = 0,5 \cdot 10^{-9}$ m^2/N .

De effectieve compressibiliteit van water in de grond kan echter veel groter zijn door luchtinsluitingen. Bij grondwaterstroming in afgesloten, watervoerende zandpakketten wordt vaak gebruik gemaakt van de bergingscoëfficiënt S voor het gehele zandpakket met dikte D :

$$S = \rho_w g D (m_v + n\beta) \quad \text{of} \quad S = \frac{kD}{c_v} \quad [-]$$

Hierin is c_v de consolidatiecoëfficiënt.

De bergingscoëfficiënten van in Nederland voorkomende zandpakketten variëren van 10^{-4} tot $3 \cdot 10^{-3}$, anders gezegd een elastische berging van $S = 10^{-4}$ à $3 \cdot 10^{-3}$ m^3/m^2 per meter stijghoogte-toename.

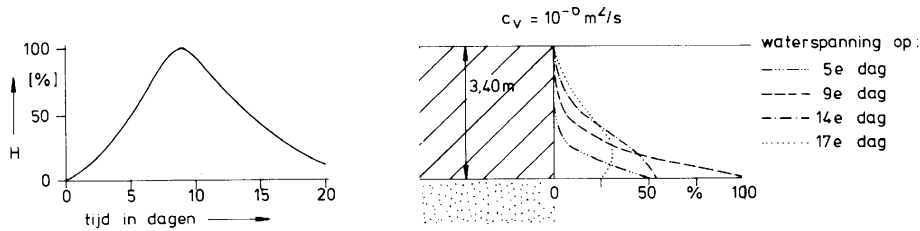
b4.3 Indringingslengte (bij par. 2.2.10)

De aanpassing van de waterspanningen u in een kleilaag aan een wijziging van de randvoorwaarden, zoals bijvoorbeeld de waterspanning in een onderliggende, watervoerende zandlaag, kan geruime tijd duren. Het aanpassingsproces wordt beschreven door de vergelijking voor ééndimensionale consolidatie:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad \text{met} \quad c_v = \frac{k}{\rho_w g (m_v + n\beta)} = \text{de consolidatiecoëfficiënt}$$

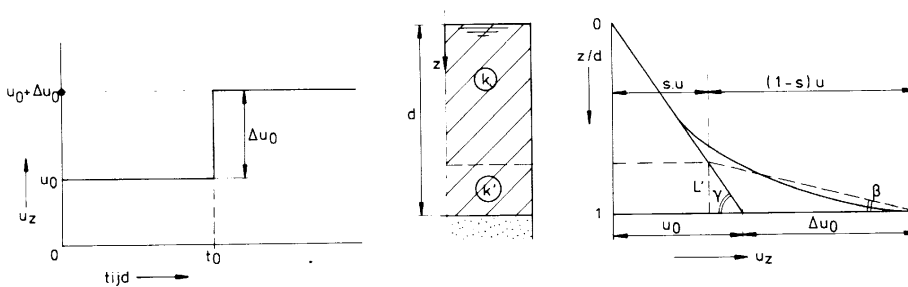
Opgemerkt wordt dat hier niet de normale samendrukkingscoëfficiënt voor nieuwe belastingen, maar die voor herbelasting moet worden toegepast. Daarmee wordt dan een consolidatiecoëfficiënt in geval van herbelasting berekend.

Een voorbeeld van de aanpassing van waterspanningen in een kleilaag, bij een gegeven drukgolf in de zandondergrond, is gegeven in figuur b4.2. De grafiek links in de figuur geeft het verloop van de drukgolf in de zandondergrond weer als percentage van de piekwaarde (welke wordt bereikt op dag 9). De grafiek rechts in de figuur geeft de aanpassing van de waterspanningen in de aangrenzende kleilaag weer. Hierin is te zien dat de waterspanningen op het grensvlak tussen de zandondergrond en de kleilaag het verloop van de drukgolf direct volgen, en dat er verder in de kleilaag sprake is van een steeds grotere demping en vertraging.



Figuur b4.2 Voorbeeld van aanpassing van waterspanningen in een kleilaag (rechts), bij een gegeven drukgolf in de ondergrond (links)

In de literatuur [GeoDelft, 1978] is op basis van een analytische oplossing een eenvoudige benaderingsmethode gegeven voor de aanpassing van de waterspanning u in een kleilaag aan een plotselinge wijziging van de waterspanning in een onderliggende zandlaag (figuur b4.3): de indringingslaag of kunstmatige leklaag.



Figuur b4.3 Aanpassing van de waterspanning ten gevolge van een plotselinge wijziging van de waterspanning in de onderliggende zandlaag

Het waterspanningsbeeld op een zeker tijdstip wordt benaderd door een stationair waterspanningsverloop in het pakket, waarbij het pakket opgebouwd wordt gedacht uit twee lagen met verschillende doorlatendheden. De dikte van de onderste laag wordt bepaald door de mate van aanpassing.

Voor de dikte geldt dan: $L' \approx 4\sqrt{c_v(t - t_0)}$

De fictieve doorlatendheid k' van de onderste laag volgt uit:

$$k' = k \frac{\tan \beta}{\tan \gamma} = \frac{kL's}{d(1-s)}$$

hierin is:

k = de doorlatendheid van de klei [m/s]

L' = de dikte van de aanpassingszone [m]

s = het stationaire deel van de wateroverdruk [-]

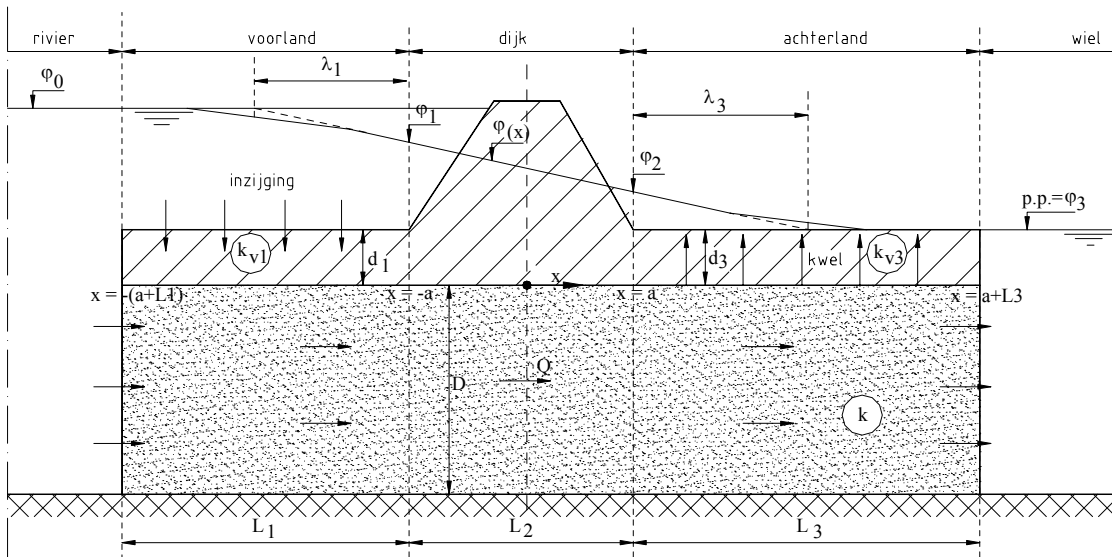
d = de dikte van de kleilaag [m]

In de praktijk wordt wel gerekend met een veilige benadering en wordt voor de indringingslengte 3,0 m aangehouden voor het rivieren- en merengebied en 1,0 m voor benedenrivierdijken en zeedijken.

b4.4 Analytische oplossing stijghoogte zandpakket i.g.v. stationaire stroming (bij par. 2.2.3 en 2.3.7)

Model 4A: *Stroming in een zandondergrond onder een ondoorlatende dijk, met slecht doorlatende, afdekkende lagen in het voor- en achterland, zonder radiale intree of uittree van water.*

Bij de aanname dat de stroming in het zandpakket overwegend horizontaal is, is voor het in figuur b4.4 geschetste geval een eenvoudige analytische oplossing beschikbaar voor het debiet en het stijghoogteverloop in het zand onder de afdekkende laag.



Figuur b4.4 Schematisering van grondwaterstroming ter plaatse van een kleidijk

De stromingsweerstand van het zandpakket onder de dijk wordt gegeven door $W_2 = L_2 / kD$. Aan het zandpakket met de afdekkende laag in het voorland en in het achterland kunnen de volgende weerstanden worden toegekend:

$$W_1 = \frac{\lambda_1}{kD} \tanh \frac{L_1}{\lambda_1} \quad \text{en} \quad W_3 = \frac{\lambda_3}{kD} \tanh \frac{L_3}{\lambda_3}$$

Hierin is $\lambda = \sqrt{kDc_i}$ de spreidingslengte of lekfactor en $c_i = d_i / k_{v_i}$ de weerstand van de afdekkende laag in voorland ($i=1$) en achterland ($i=3$).

De totale weerstand van het zandpakket met afdekkende laag volgt uit $\Sigma W = W_1 + W_2 + W_3$.

De stijghoogte van het grondwater in het zand ter plaatse van de binnenteen van de dijk volgt dan uit:

$$\varphi_2 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{W_3}{\Sigma W} = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{\lambda_3 \tanh \frac{L_3}{\lambda_3}}{\lambda_1 \tanh \frac{L_1}{\lambda_1} + L_2 + \lambda_3 \tanh \frac{L_3}{\lambda_3}}$$

Voor de stijghoogte aan de buitenteen geldt:

$$\varphi_1 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{W_2 + W_3}{\Sigma W} = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{L_2 + \lambda_3 \tanh \frac{L_3}{\lambda_3}}{\lambda_1 \tanh \frac{L_1}{\lambda_1} + L_2 + \lambda_3 \tanh \frac{L_3}{\lambda_3}}$$

Het debiet Q onder de dijk volgt uit:

$$Q = \frac{\varphi_0 - \varphi_3}{\Sigma W} = kD \frac{\varphi_0 - \varphi_3}{\lambda_1 \tanh \frac{L_1}{\lambda_1} + L_2 + \lambda_3 \tanh \frac{L_3}{\lambda_3}}$$

Het stijghoogteverloop onder de afdekkende laag kan worden berekend met:

$$\begin{aligned}
 - \text{ voorland:} & \quad \varphi(x) = \varphi_0 - (\varphi_0 - \varphi_1) \frac{\sinh \frac{a + L_1 + x}{\lambda_1}}{\sinh \frac{L_1}{\lambda_1}} \\
 - \text{ dijk:} & \quad \varphi(x) = \frac{(\varphi_1 + \varphi_2)}{2} - \frac{(\varphi_1 - \varphi_2)}{2} \frac{x}{a} \\
 - \text{ achterland:} & \quad \varphi(x) = \varphi_3 + (\varphi_2 - \varphi_3) \frac{\sinh \frac{a + L_3 - x}{\lambda_3}}{\sinh \frac{L_3}{\lambda_3}}
 \end{aligned}$$

In deze formules zijn de volgende vereenvoudigingen mogelijk.

- a. Voor grote waarden van L_1/λ_1 en L_3/λ_3 (d.w.z. $> 1,8$ à 2), dus bij een uitgestrekt voorland of achterland, geldt bij benadering

$$W_1 \approx \frac{\lambda_1}{kD} \quad \text{en} \quad W_3 \approx \frac{\lambda_3}{kD}$$

Voor de stijghoogte aan de binnen- en buitenteen van de dijk geldt dan:

$$\varphi_2 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{\lambda_3}{\lambda_1 + L_2 + \lambda_3} \quad \text{en} \quad \varphi_1 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{L_2 + \lambda_3}{\lambda_1 + L_2 + \lambda_3}$$

Het stijghoogteverloop onder de afdekkende laag volgt in dat geval uit:

$$\begin{aligned}
 - \text{ voorland:} & \quad \varphi(x) = \varphi_0 - (\varphi_0 - \varphi_1) e^{(a+x)/\lambda_1} \\
 - \text{ achterland:} & \quad \varphi(x) = \varphi_3 + (\varphi_2 - \varphi_3) e^{(a-x)/\lambda_3}
 \end{aligned}$$

Het debiet Q onder de dijk wordt verkregen uit:

$$Q = kD \frac{\varphi_0 - \varphi_3}{\lambda_1 + L_2 + \lambda_3}$$

Dit debiet is gelijk aan het totale debiet dat inziigt in het voorland en weer omhoog kwelt in het achterland. In dit geval is er dus geen directe intree van water uit de rivier in het zand en evenmin vanuit het zand naar een binnendijks gelegen open water.

- b. Voor kleine waarden van L_1/λ_1 en L_3/λ_3 (d.w.z. $< 0,5$), dus bij een voorland en achterland van beperkte breedte, geldt bij benadering:

$$W_1 \approx \frac{L_1}{kD} \quad \text{en} \quad W_3 \approx \frac{L_3}{kD}$$

In een dergelijk geval volgt de stijghoogte aan de binnen- en buitenteen van de dijk uit:

$$\varphi_2 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{L_3}{L_1 + L_2 + L_3} \quad \text{en} \quad \varphi_1 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{L_2 + L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

De stijghoogte onder de afdekkende laag verloopt nu lineair volgens:

- voorland: $\varphi(x) = \varphi_0 - (\varphi_0 - \varphi_1) \frac{a + L_1 + x}{L_1}$
- achterland: $\varphi(x) = \varphi_3 + (\varphi_2 - \varphi_3) \frac{a + L_3 - x}{L_3}$

Het debiet Q onder de dijk volgt uit:

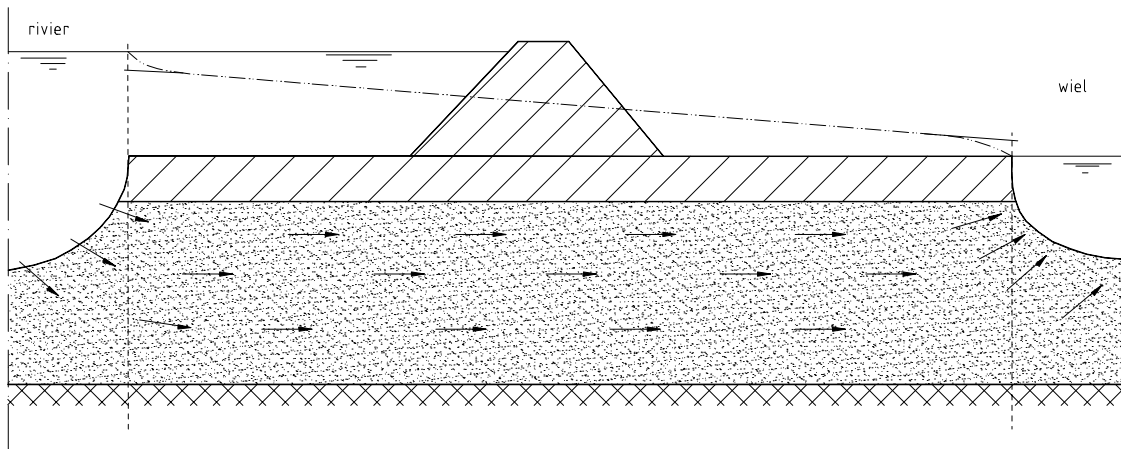
$$Q = kD \frac{\varphi_0 - \varphi_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

Het debiet blijkt hier onafhankelijk te zijn van de weerstand van de afdekkende laag. Onder deze omstandigheden mag de afdekkende laag kennelijk als volledig ondoorlatend worden beschouwd ten opzichte van het doorlaatvermogen van de zandondergrond.

Het debiet onder de dijk is gelijk aan het debiet dat rechtstreeks vanuit de rivier in het zand intreedt, en dat binnendijks evenzo rechtstreeks uit het zand in het open water uittreedt.

Opgemerkt moet worden dat in werkelijkheid de rivier, en ook binnendijks een wiel, meestal slechts tot een beperkte diepte in het zandpakket insnijdt, en niet zoals in dit model tot op de ondoorlatende basis.

Het water treedt dan volgens radiaal gekromde stroomlijnen in en uit (figuur b4.5).



Figuur b4.5 In- en uitsroming van volgens radiaal gekromde stroomlijnen

Het zand onder de bodem van de rivier of het wiel levert een extra stromingsweerstand, die meestal aangeduid wordt als radiale intree- of uittreeweerstand. In veel gevallen mag deze weerstand niet verwaarloosd worden. In het hier beschouwde model wordt met deze radiale weerstand geen rekening gehouden. De aanname is immers: horizontale stroming in het zandpakket.

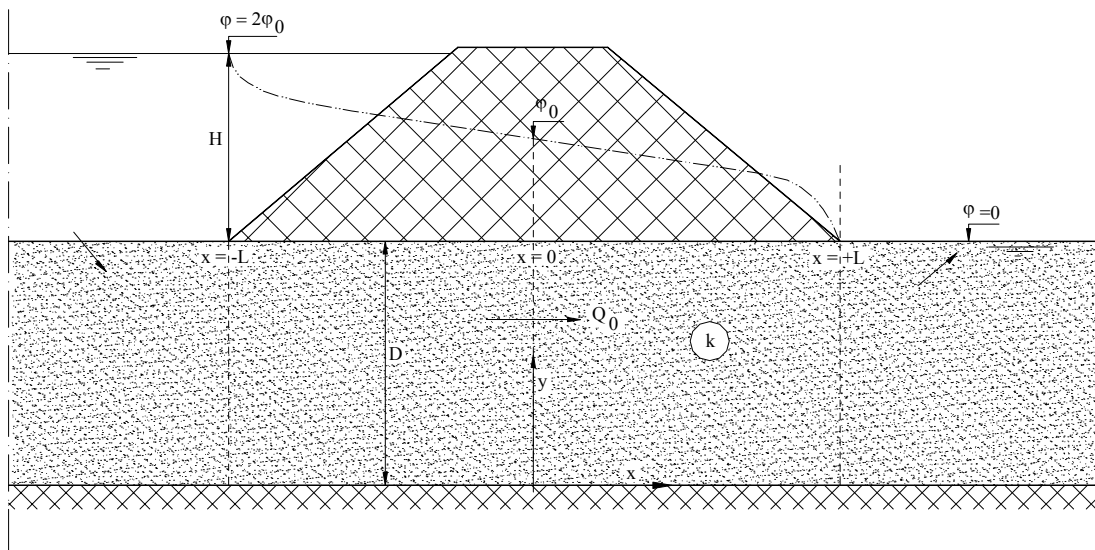
Voor het wel in rekening brengen van een radiale weerstand wordt verwezen naar model 4B.

Tot slot wordt er op gewezen dat in het model geen rekening wordt gehouden met het eventueel optreden van een grenspotential binnendijks.

Voor een benadering, als bij de bovengeschetste benadering blijkt dat wel een grenspotential op zal treden, wordt verwezen naar model 4C.

Model 4B: *Stroming in een zandondergrond onder een ondoorlatende dijk, met ondoorlatende lagen in het voor- en achterland, en met radiale intree en uittree van water.*

Een schets van dit geval is gegeven in figuur b4.6, voor een situatie zonder afsluitende lagen in het voor- en achterland. De ligging van de stroom- en de potentiaallijnen in de zandondergrond kan analytisch worden bepaald met behulp van de methode van conforme afbeelding.



Figuur b4.6 Grondwaterstroming onder ondoorlatende dijk met radiale intree en uittree van water

Volgens deze oplossing kan het debiet Q onder de dijk worden afgeleid uit:

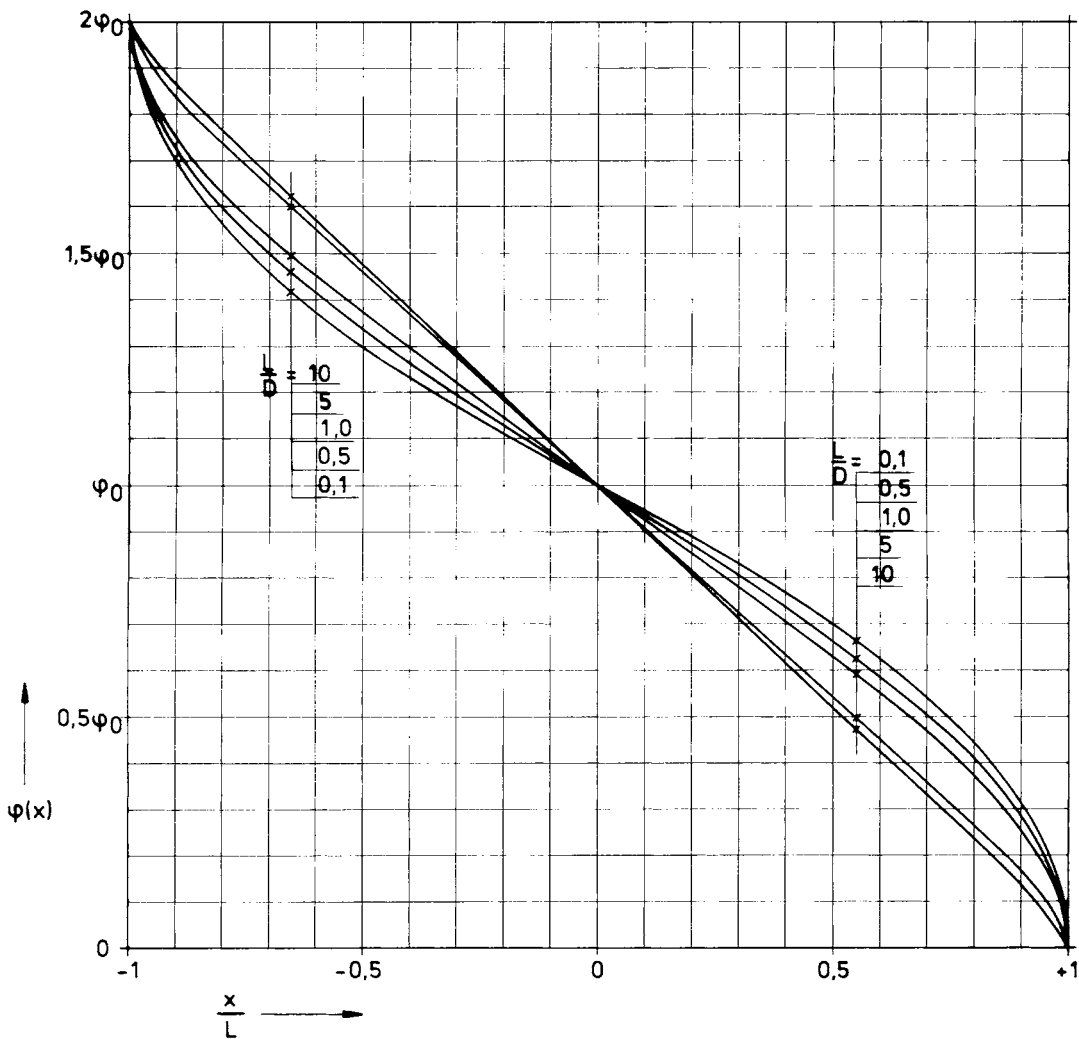
$$\cosh\left(\frac{\pi k H}{4 Q_0}\right) = \exp\left(\frac{\pi L}{2 D}\right)$$

Het stijghoogteverloop $\varphi(x)$ langs de stroomlijn aan de zool van de dijk ($y = D$) volgt voor $0 \leq x < L$, met de bovenstaande betrekking voor Q_0 uit:

$$\cosh\left(\frac{\pi k \varphi(x)}{2 Q_0}\right) = \exp\left(\frac{\pi(L-x)}{2 D}\right)$$

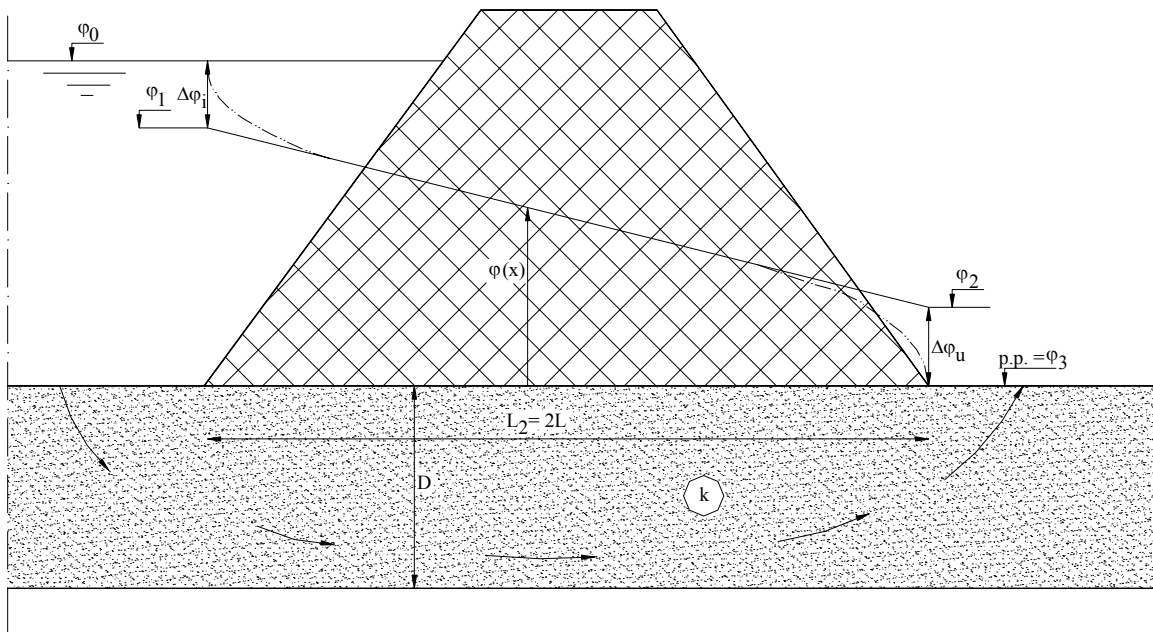
Het stijghoogteverloop $\varphi(x)$ voor $-L < x \leq 0$ kan op grond van symmetrieoverwegingen uit het stijghoogteverloop voor $0 \leq x < L$ worden afgeleid.

Het stijghoogteverloop aan de zool van de dijk is voor een aantal waarden van L/D grafisch weergegeven in figuur b4.7.



Figuur b4.7 Stijghoogteverloop onder de dijk voor een aantal waarden van L/D

Uit de figuur blijkt duidelijk dat het stijghoogteverloop voor grotere waarden van L/D nadert tot een lineair verloop, met nog slechts enige kromming nabij intreepunt en uittreepunt. Dit stijghoogteverloop kan voor waarden van L/D groter dan 0,5 redelijk geschematiseerd worden tot een rechte lijn met stijghoogtesprongen ter plaatse van het intreepunt en het uittreepunt (figuur b4.8).



Figuur b4.8 Schematisering van een lineair stijghoogteverloop in de dijk

Analytisch kan dit lineaire verloop als volgt worden afgeleid:

De eerder gegeven uitdrukking voor het debiet Q_0 kan voor de waarden van

$$\frac{\pi k H}{4 Q_0} > 1,5 \text{ à } 2 \quad (\text{d.w.z. voor } L/D > 0,5 \text{ à } 0,8)$$

goed benaderd worden door:

$$\frac{1}{2} \exp\left(\frac{\pi k H}{4 Q_0}\right) = \exp\left(\frac{\pi L}{2 D}\right)$$

Hieruit volgt:

$$Q_0 = \frac{k D}{2 L + 0,88 D} H \quad \text{of} \quad Q_0 = \frac{H}{W_t} \quad \text{met} \quad W_t = \frac{2 L + 0,88 D}{k D}$$

W_t kan worden opgevat als de totale weerstand van het zandpakket tegen doorstroming (zie ook model 4A), en kan beschouwd worden als de som van drie weerstanden:

- de weerstand bij radiale instroming:

$$W_i = \frac{0,44 D}{k D}$$

- de weerstand bij horizontale stroming onder de dijk:

$$W_2 = \frac{L_2}{kD} = \frac{2L}{kD}$$

- de weerstand bij radiale uitstroming:

$$W_u = \frac{0,44D}{kD}$$

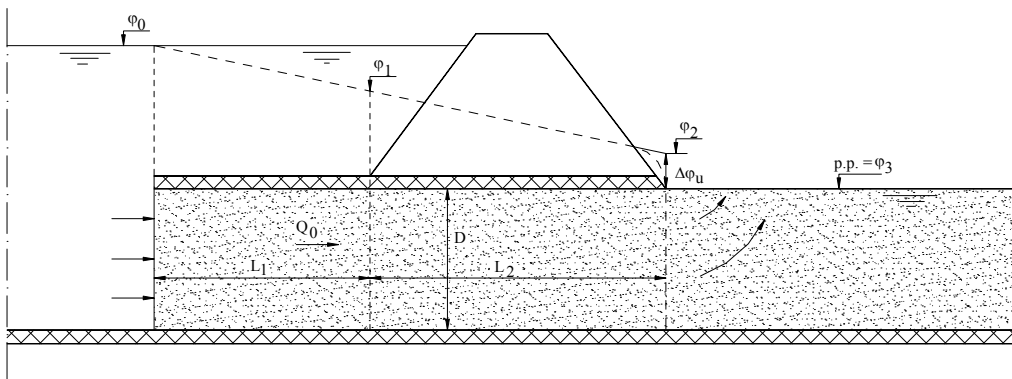
Op een zelfde wijze als bij model 4A geldt nu:

$$\Delta\varphi_u = \frac{W_u}{W_t} (\varphi_0 - \varphi_3) \quad \text{en} \quad \varphi_2 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{W_u}{W_t}$$

$$\Delta\varphi_i = \frac{W_i}{W_t} (\varphi_0 - \varphi_3) \quad \text{en} \quad \varphi_1 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{W_u + W_2}{W_t}$$

Als in het voorland of het achterland afdekkende, ondoorlatende lagen aanwezig zijn, kan het stijghoogteverloop op soortgelijke wijze verkregen worden.

De totale weerstand tegen stroming in het zandpakket volgt uit de som van de weerstanden $W_n = L_n/kD$ (met $n = 1,2,\dots$) van de deelgebieden voorland, dijk en achterland, en de radiale intree- en uittreeweerstanden W_i en W_u indien ze aanwezig zijn. Het stijghoogteverloop in de zandondergrond is lineair en evenredig met de weerstand. Als voorbeeld dient de situatie in figuur b4.9.



Figuur b4.9 Lineair verloop van de stijghoogte in de zandondergrond

De totale weerstand

$$W_t = W_1 + W_2 + W_u = \frac{L_1 + L_2 + 0,44D}{kD}$$

Het debiet Q onder de dijk volgt uit: $Q_0 = \frac{\varphi_0 - \varphi_3}{W_t}$

De stijghoogte aan de binnentoezijde en de buitentoezijde volgt uit:

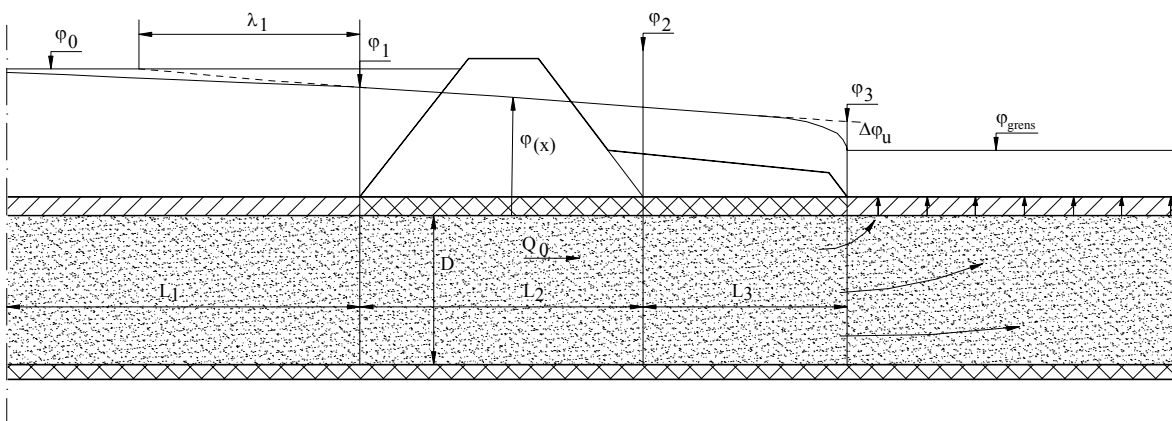
$$\varphi_2 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{0,44D}{L_1 + L_2 + 0,44D} \quad \text{en} \quad \varphi_1 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{L_2 + 0,44D}{L_1 + L_2 + 0,44D}$$

Model 4C: *Stroming in een zandondergrond onder een ondoorlatende dijk en berm, waarbij binnendijs een grenspotentiaal optreedt*

Dit bijzondere geval kan op dezelfde wijze benaderd worden als de in 4A en 4B behandelde gevallen. Als binnendijkse randpotentiaal of randstijghoogte wordt nu niet het polderpeil of de hoogte van het maaiveld genomen, maar de grenspotentiaal.

Deze wordt bepaald door het gewicht van de binnendijkse afdekkende laag (zie paragraaf b4.1). De op deze wijze verkregen stijghoogte is een bovengrens van de stijghoogte die in werkelijkheid op kan treden.

In figuur b4.10 is een situatie gegeven waarbij een grenspotentiaal optreedt en in het voorland een slecht doorlatende laag aanwezig is.



Figuur b4.10 Optreden van de grenspotentiaal bij een situatie met een slecht doorlatende laag in het voorland

Aan het einde van de berm kan, om rekening te houden met de sterke opwaartse kwel, een radiale uittreweerstand in rekening worden gebracht.

De totale weerstand van het zandpakket is dan:

$$W_t = W_1 + W_2 + W_3 + W_u = \frac{\lambda_1}{kD} \tanh\left(\frac{L_1}{\lambda_1}\right) + \frac{L_2}{kD} + \frac{L_3}{kD} + \frac{0,44D}{kD}$$

Het totale stijghoogteverval is $(\varphi_0 - \varphi_{grens})$. De geschematiseerde stijghoogte aan het einde van de berm volgt dan uit:

$$\varphi_3 = \varphi_{grens} + \Delta\varphi_u = \varphi_{grens} + (\varphi_0 - \varphi_{grens}) \frac{0,44D}{\lambda_1 \tanh\left(\frac{L_1}{\lambda_1}\right) + L_2 + L_3 + 0,44D}$$

De stijghoogte aan de binnenteen wordt gegeven door:

$$\varphi_2 = \varphi_{grens} + (\varphi_0 - \varphi_{grens}) \frac{L_3 + 0,44D}{\lambda_1 \tanh\left(\frac{L_1}{\lambda_1}\right) + L_2 + L_3 + 0,44D}$$

Het aldus bepaalde stijghoogteverloop onder dijk en berm kan als een veilige benadering beschouwd worden. Zoals eerder al is gesteld, is de grenspotentiaal een bovengrens van de stijghoogte die als randvoorwaarde kan optreden.

Ook de aanname van een geheel ondoorlatende berm is in dit verband veilig: een meer of minder doorlatende berm zal in werkelijkheid tot drukverlies in het grondwater leiden, en dus tot lagere stijghoogten. Tot slot zij opgemerkt dat er geen rekening is gehouden met een radiale intreweerstand, wat voor de stijghoogte onder de dijk en de berm ook een veilige aanname is.

b4.5 Analytische oplossing stijghoogte zandpakket i.g.v. tijdsafhankelijke stroming (bij par. 2.2.7 en 2.3.7)

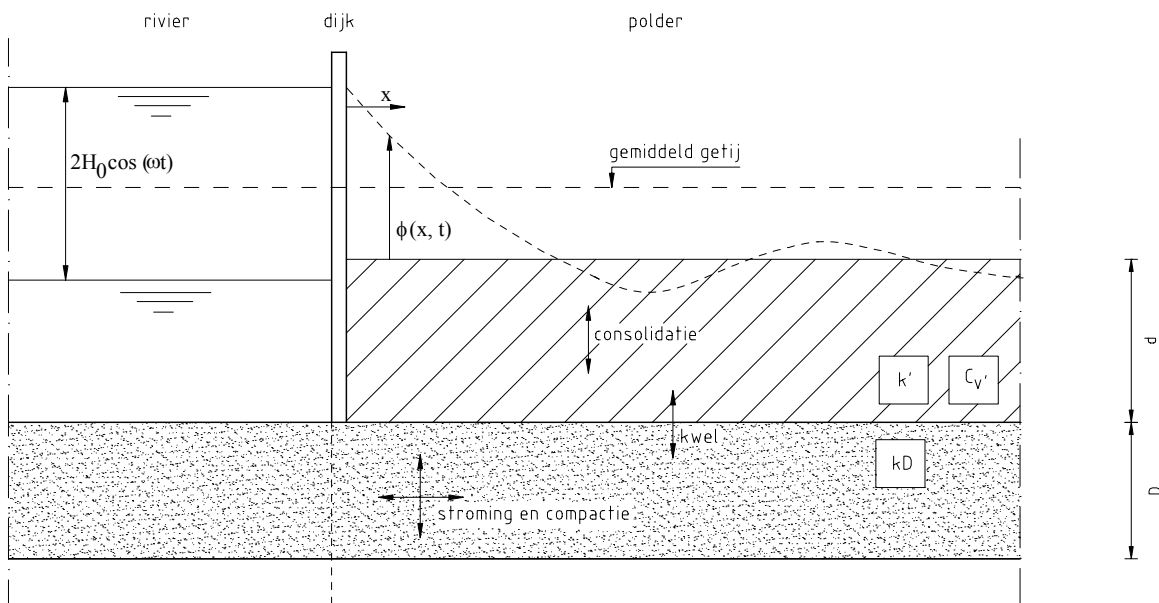
In deze paragraaf wordt de achtergrond belicht van de situaties die in het model WATEX zijn opgenomen.

Model 4D: Respons op een sinusvormige getijgolf

De berekening van de potentiaal in zand en kleilaag ten gevolge van een sinusvormige hoogwatergolf op de rivier is afhankelijk van het al dan niet aanwezig zijn van een voorland.

Situatie zonder voorland

De potentiaal in een tweelagensysteem, bestaande uit een zandpakket afgedekt door een consoliderende klei/veenlaag, wordt benaderd voor het profiel van figuur b4.11. De waterstand en de respons worden gegeven ten opzichte van de gemiddelde waterstand, respectievelijk grondwaterpotentiaal.



Figuur b4.11 Potentiaal in een tweelagensysteem

In figuur b4.11 geldt als randvoorwaarde op de rivier:

$$\phi(0, t) = H_0 \cos(\omega t) \quad [m]$$

waarin:

- $\phi(0, t)$ = potentiaal rivier op $x = 0$ en tijd t [m]
- H_0 = amplitude (getij-) golf [m]
- ω = hoekfrequentie van golf = $2\pi/T$ [rad/s]
- T = golfperiode [s]
- t = tijd [s]

De potentiaal in het zand wordt benaderd voor het geval dat het zand zich relatief stijf gedraagt (geen elastische berging).

De verandering van de potentiaal in het zand kan dan worden bepaald met de formule, zie o.a. H2O, 1988:

$$\phi(x, t) = H_0 \exp(-0,924x/\lambda'_\omega) \cos[\omega t - 0,383x/\lambda'_\omega] \quad [m]$$

waarin:

| | | | |
|--------------|---|---|-----|
| $\phi(x, t)$ | = | potentiaal in zand op locatie x en tijd t | [m] |
| x | = | afstand uit rivier | [m] |
| λ'_w | = | instationaire spreidingslengte achterland | [m] |

De exponentterm levert de amplitudevermindering op locatie x . De faseverschuiving in tijd wordt bepaald door de tweede term in de cosinus.

Verder geldt:

$$\lambda'_w = \sqrt{\frac{(kD/k')}{c'_v/\omega}} \quad [\text{m}]$$

waarin:

| | | | |
|--------|---|---|---------------------|
| k | = | doorlatendheid zand | [m/s] |
| D | = | dikte zand | [m] |
| c'_v | = | consolidatiecoëfficiënt klei achterland | [m ² /s] |
| k' | = | doorlatendheid klei achterland | [m/s] |

De factor λ'_w is in principe een maat voor de penetratie van de cyclische respons in het watervoerend pakket. (Op een afstand van $3\lambda'_w$ is de potentiaalvariatie nauwelijks meer merkbaar, orde 5%).

De verandering van de potentiaal in de klei hierbij kan worden bepaald met de formule:

$$\phi(x, z, t) = H_0 \exp [0,924x/\lambda'_w - z/\delta] \cos [\omega t - 0,383x/\lambda'_w - z/\delta]$$

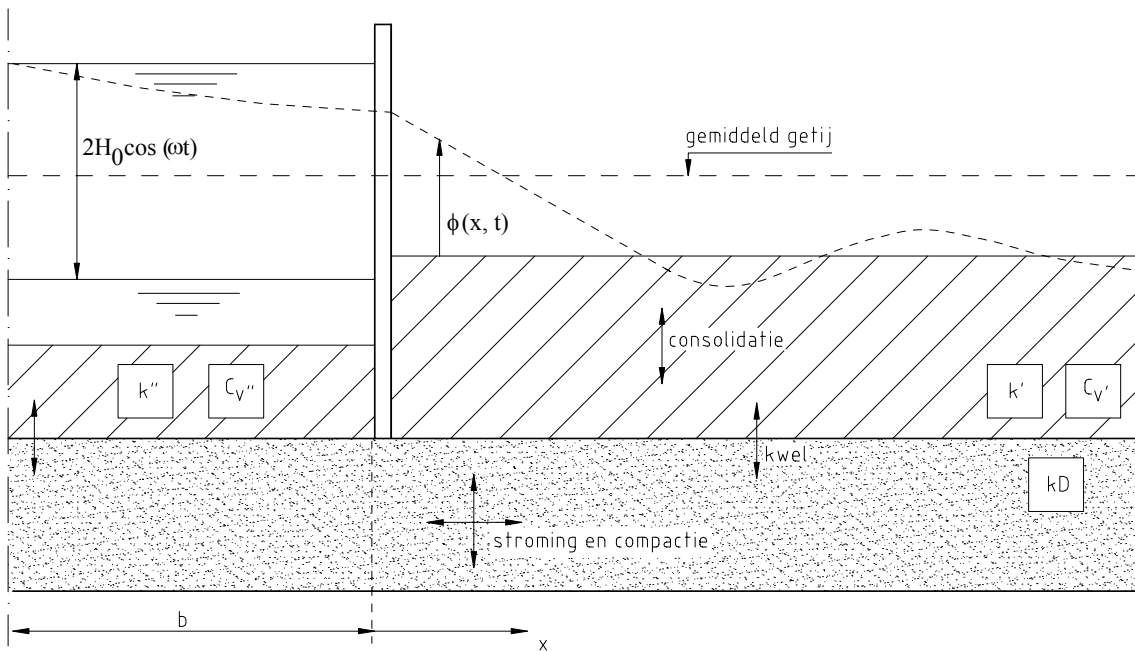
waarin:

| | | | |
|-----------------|---|--|-----|
| $\phi(x, y, z)$ | = | de potentiaal op diepte z in de klei, gerekend vanaf het zand, op locatie x en tijd t | [m] |
| δ | = | $\sqrt{2c'_v/\omega}$ is de maat voor de indringingsdiepte van de cyclische respons in de klei | [m] |

Op een diepte 3δ zijn de potentiaalveranderingen nauwelijks merkbaar (orde 5%).

Situatie met voorland

Een veel voorkomend profiel is een dijk met een voorland, zie figuur b4.12.



Figuur b4.12 Potentiaal in een twee lagensysteem met voorland.

De toplaag in het voorland veroorzaakt een extra weerstand. Dit houdt een aanzienlijke demping van de potentiaalvariaties in de ondergrond in. Uit waarnemingen blijkt dat er echter nauwelijks vertraging in de tijd optreedt.

De uitwerking levert voor het watervoerend pakket (zand) in het achterland de volgende formule op voor de potentiaalvariatie ten gevolge van de waterstandsvariatie:

$$\phi(x, t) = H_0 \exp[-0,924x / \lambda'_\omega - \Delta] \cos[\omega t - 0,383 / \lambda'_\omega - \eta] \quad [\text{m}]$$

voor $x > 0$

Verklaring variabelen:

| | | |
|-------------------------------------|--|-----|
| $\phi(x, t)$ | = potentiaal in zand locatie x op tijd t | [m] |
| H_0 | = amplitude (getij-)golf | [m] |
| $\lambda'_\omega, \lambda''_\omega$ | = cyclische lekfactoren achter-, voorland | [m] |
| Δ | = $\ln(\sqrt{1 + m^2} + 2m \cos(\theta))$ | [-] |
| m | = $(\lambda''_\omega / \lambda'_\omega) f(b / \lambda''_\omega)$ | [-] |
| θ | = $\theta(b / \lambda''_\omega)$ | [-] |
| b | = halve breedte rivierbed | [m] |
| η | = $-m \sin(\theta) / (1 + m \cos(\theta))$ | [-] |
| λ'_ω | = $\lambda / \sqrt[3]{(t'_h \omega)}$ | [m] |

waarin:

| | | |
|---------------|--|-----|
| λ | = stationaire lekfactor of spreidingslengte = $\sqrt{(kDC)}$ | [m] |
| t'_h, t''_h | = hydrodynamische periode achter-, voorland | [s] |

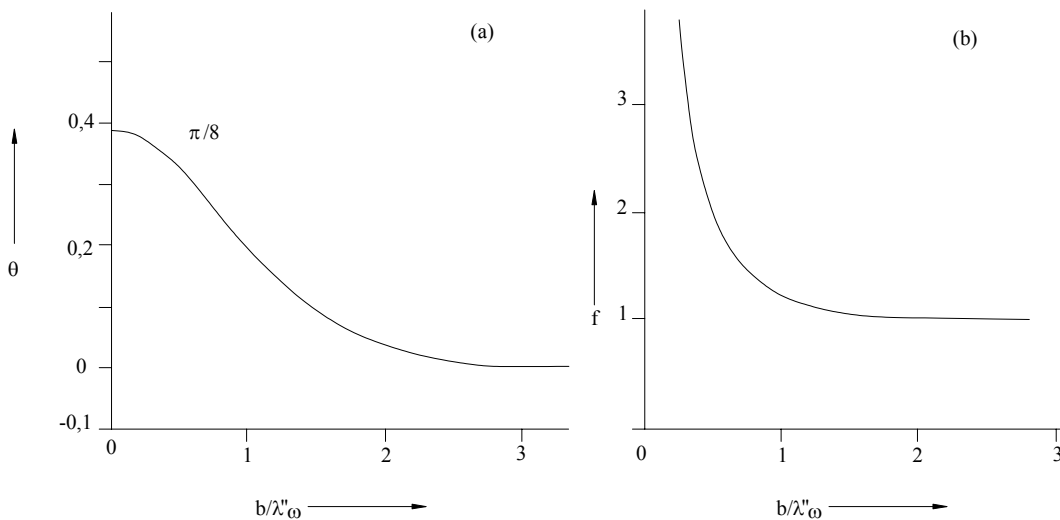
Deze lekfactor λ is meestal in voor- en achterland niet gelijk. De parameters met één accent hebben betrekking op het achterland; met twee accenten op het voorland.

$$t'_h = d^2 / c'_v \quad (\text{eenzijdige afstroming}) \quad [\text{s}]$$

met:

$$\begin{aligned} d &= \text{dikte kleipakket} && [\text{m}] \\ c'_v &= \text{consolidatiecoëfficiënt kleipakket achterland} && [\text{m}^2/\text{s}] \\ C &= \text{hydraulische weerstand} && [\text{s}] \end{aligned}$$

Voor het voorland geldt een eensluitende formule voor λ''_ω . De parameters θ en f zijn als functie van (b/λ''_ω) weergegeven in figuur b4.13.



Figuur b4.13 Grafische weergave van θ en f als functie van (b/λ''_ω)

Model 4E Berekening potentiaal bij andere golfperioden

De voor een getijgolf verkregen waarden mogen niet voor een stormvloed van meerdere getijgolven of een hoogwatergolf van meerdere dagen worden toegepast. Daarvoor dienen de waarden ofwel te worden bepaald uit metingen bij deze golfperioden dan wel als volgt te worden gerelateerd aan de 13-uurs-meting:

Voor een gegeven situatie zullen λ' , λ'' , t_h niet veranderen, zodat geldt:

$$\Omega' = \lambda'_\omega \sqrt[4]{\omega} \quad \text{is constant} \quad [\text{mrad}^{1/4} \text{ s}^{-1/4}]$$

en

$$\Omega'' = \lambda''_\omega \sqrt[4]{\omega} \quad \text{is eveneens constant} \quad [\text{mrad}^{1/4} \text{ s}^{-1/4}]$$

In veel gevallen is θ ongeveer nul (brede rivier, dun kleidek op het voorland). De formule voor de amplitude in het achterland is dan als functie van ω , Ω' en Ω'' :

$$\hat{\phi}(x, \omega) = \hat{H}_0 \exp(-x \sqrt[4]{\omega} / \Omega') / (1 + \Omega'' / \Omega') \quad [\text{m}]$$

De amplitude voor andere waarden van ω kan hieruit nu eenvoudig worden vastgesteld. Uitwerking van de amplitudedemping op positie x bij frequentie ω geeft uitgaande van een gemeten gedrag op positie x_m en frequentie ω_m :

$$\hat{\phi}(x, \omega) = \hat{H}_0 A (\hat{\phi}_m / \hat{H}_{0m})^B \quad [\text{m}]$$

met

$$A = (1 + \Omega'' / \Omega')^{B-1} \quad [-]$$

$$B = (x/x_m)^4 \sqrt{\omega/\omega_m} \quad [-]$$

waarbij het subscript m staat voor de meting.

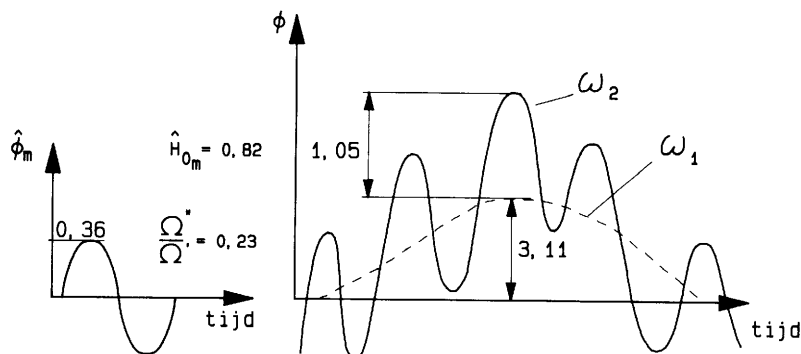
Voor andere gevallen ($\theta \neq 0$) kan men de amplitudedemping en faseverschuiving bij andere ω berekenen door consequente substitutie van de bepaalde waarden van Ω' en Ω'' . Op dit aspect wordt verder in *H2O*.

Model 4F Superpositie van sinusvormige golven

Superpositie van 2 of meer sinusvormige golven is goed mogelijk, als de toplaag relatief dik (meer dan 1 tot 2 meter) is en de grenspotential niet wordt bereikt.

Veelal is een willekeurige hoogwaterbelasting in een beperkt aantal golven te verdelen, bijvoorbeeld getij, stormvloed en rivierafvoergolf.

Hiervoor is een in situ meting met minstens twee peilbuizen in het achterland voldoende.



Figuur b4.14 Hoogwaterbelasting met getij

Als voorbeeld wordt een hoogwaterbelasting met getij, zie figuur b4.14, geanalyseerd met de informatie uit een 13-uurs peilbuismeting.

$$\hat{\phi}(x) = \hat{\phi}(x, \omega_1) + \hat{\phi}(x, \omega_2) = A_1 (\hat{\phi}_m / \hat{H}_{0m})^{B_1} + A_2 (\hat{\phi}_m / \hat{H}_{0m})^{B_2} \quad [\text{m}]$$

Voor een positie $x = x_m$, $\omega_m = 0,000145$ (getijde), $\omega_1 = \omega_m$ en $\omega_2 = 0,3\omega_m$ (stormvloed) volgt:

$$B_1 = \sqrt[4]{\omega_1 / \omega_m} = 1 \text{ en}$$

$$B_2 = \sqrt[4]{\omega_2 / \omega_m} = \sqrt[4]{0,3} = 0,74$$

met $\Omega'' / \Omega' = 0,23$ volgt voor A :

$$A_1 = (1 + 0,23)^0 = 1 \text{ en } A_2 = (1 + 0,23)^{0,74-1} = 0,948$$

met $\hat{\phi}_m / H_{0m} = 0,44$ volgt voor de maximale waterspanning op positie $x = x_m$:

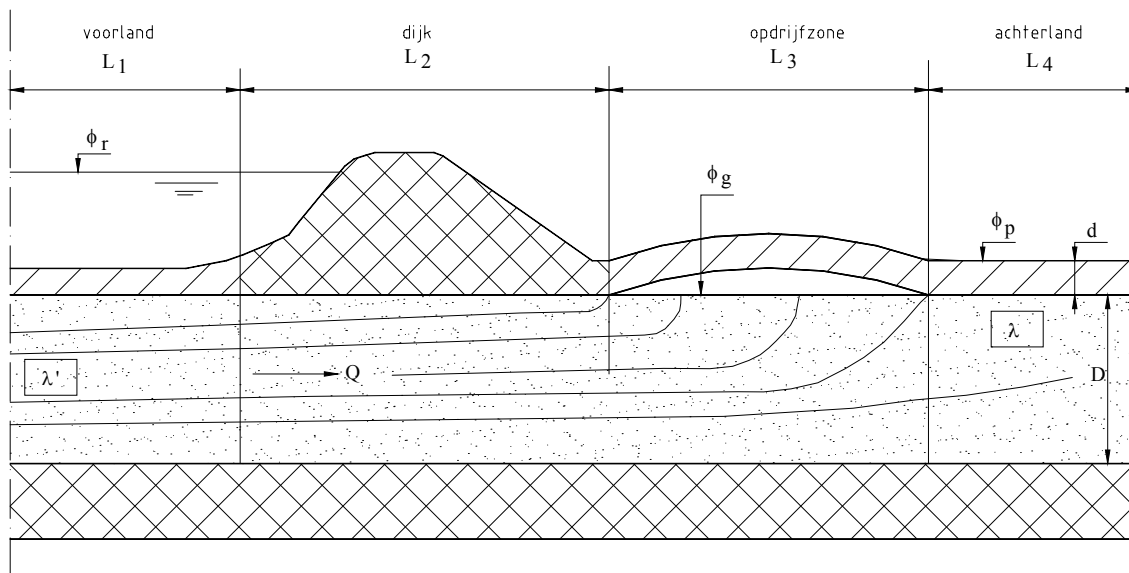
$$\hat{\phi}(x) = 1(0,44)^1 1,05 + 0,948(0,44)^{0,74} 3,11 = 0,462 + 1,606 = 2,07 \text{ m}$$

b4.6 Opdrijfengte bij stationaire stroming (bij par. 2.3.7)

Opdrijven is een fenomeen dat wordt waargenomen in de natuur. Het wordt veroorzaakt door een lokale wateroverdruk onder een relatief ondoorlatende afdeklaag, die net zo groot is als de druk uitgeoefend door het eigen gewicht van die afdeklaag zelf. Door het opdrijven ontstaat er een waterfilm tussen de toplaag en de onderliggende watervoerende laag. De lengte van die zone hangt samen met de geohydrologische situatie en de belasting. Aangezien er alleen water in die zone voorkomt onder een constante potentiaal, de grenspotentiaal geheten, en er in die zone geen schuifweerstand is, is opdrijven van groot belang voor de beoordeling van de stabiliteit.

Hierbij wordt opgemerkt dat in deze en volgende paragraaf de lekfactor van het achterland wordt genoteerd als λ , en de lekfactor van het voorland als λ' .

In de literatuur [GeoDelft, 1988] is een formule afgeleid voor de opdrijfengte bij stationaire toestand en beoordeeld op basis van geavanceerde analyse. De analyse toont aan dat de formule een bovengrens aangeeft. Bij de schematisering die ten grondslag ligt aan die formule wordt uitgegaan van een tweelagensysteem, zoals weergegeven in figuur b4.15.



Figuur b4.15 Schematisering van de opdrijfzone bij een tweelagensysteem

Er zijn drie gebieden te onderscheiden: voorland, dijk met opdrijfzone en achterland. Voorland en achterland zijn oneindig uitgestrekt aangenomen. Stroming in de zandlaag is horizontaal. Stroming onder de dijk en nabij de opdrijfzone is tweedimensionaal. Uitgaande van een (semi-)stationaire situatie kan de opdrijfengte L worden bepaald met behulp van de volgende iteratieve formule:

$$L_3^{m+1} = \frac{2D}{\pi} \operatorname{arccosh} \left[\frac{1}{\sin \left[\frac{D(\phi_g - \phi_p)}{\lambda(\phi_r - \phi_g)} \right] \left\{ \frac{\pi \lambda'}{2D} + \operatorname{arcsinh} \left[\frac{\sinh[(L_2 + L_3^m)\pi/2D]}{\cosh[L_3^m\pi/2D]} \right] \right\}} \right] \quad [m] \quad [3]$$

Hierin is m de iteratiestap. Voor de betekenis van de parameters wordt verwezen naar figuur b4.15. Meestal zijn slechts enkele iteraties nodig om een nauwkeurige waarde voor L_3 te vinden.

Als er geen voorland is geldt $\lambda' = 0$. Het is ook mogelijk dan rekening te houden met radiale stroming. Dit kan worden gerealiseerd door voor λ' te stellen: $\lambda' = 0,44 D$.

In de meeste gevallen is de opdrijf lengte kleiner dan de dijkbasis L_2 , dus: $L_3 < L_2$. Ook zal de opdrijf lengte meestal kleiner zijn dan de dikte van het zandpakket, dus: $L_3 < D$. Beide veronderstellingen vereenvoudigen de bovenstaande formule aanzienlijk. Er geldt dan:

$$L_3 = \frac{2D}{\pi} \ln \left[\cot g \left[\frac{\phi_g - \phi_p}{\phi_r - \phi_g} \frac{\pi(L_2 + \lambda')}{4\lambda} \right] \right] \quad [\text{m}]$$

De veronderstelling $L_3 < L_2$ en $L_3 < D$ is vervolgens eenvoudig te controleren.

De potentiaal waarbij nog net geen opdrijven optreedt ($L_3 \rightarrow 0$) is de zogeheten kritieke potentiaal ϕ_k :

$$\phi_k = \frac{L_2 + \lambda' + \lambda}{\lambda} \phi_g - \frac{L_2 + \lambda'}{\lambda} \phi_p \quad [\text{m}]$$

Als de potentiaal van de rivierstand ϕ_r onder de kritieke potentiaal ϕ_k blijft treedt er geen opdrijven op. Komt de potentiaal van de rivier boven de kritieke potentiaal ϕ_k , dan treedt er wel opdrijven op.

Een rekenvoorbeeld. De volgende waarden zijn gekozen:

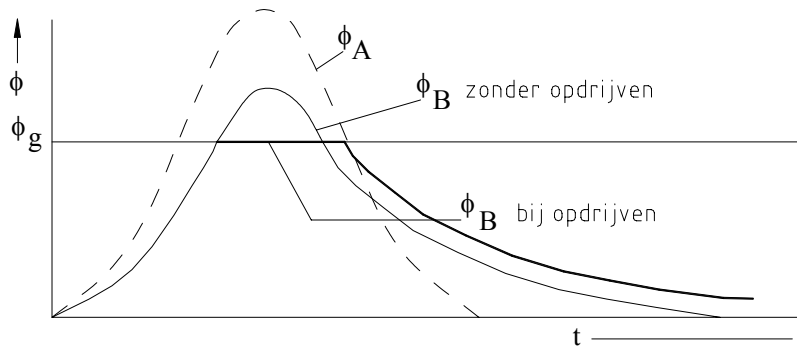
| | | | |
|----------------------------|----------|---|-----------------------|
| breedte dijkbasis | L_2 | = | 100 m |
| dikte watervoerend pakket | D | = | 10 m |
| dikte afdeklaag voor | d' | = | 1 m |
| dikte afdeklaag achter | d | = | 2 m |
| doorlatendheid zand | k | = | $1 \cdot 10^{-4}$ m/s |
| doorlatendheid klei voor | k'' | = | $4 \cdot 10^{-7}$ m/s |
| doorlatendheid klei achter | k' | = | $1 \cdot 10^{-7}$ m/s |
| polderpeil | ϕ_p | = | 0,0 m |
| grenspotentiaal | ϕ_g | = | 3,0 m |
| rivierpotentiaal varieert | ϕ_r | = | 4,0 tot 14,0 m |

Voor de lekfactor van het achterland volgt: $\lambda = 141$ m en voor het voorland $\lambda' = 50$ m. De kritieke rivierpotentiaal voor opdrijven blijkt: $\phi_k = 6,19$ m. De uitwerking voor de opdrijf lengte L_3 is gegeven in tabel b4.1.

| Rivierstand | Eenvoudige formule opdrijf lengte L_3 | Iteratieve formule opdrijf lengte L_3 |
|-------------|---|---|
| 4,0 | - | - |
| 6,0 | - | - |
| 8,0 | 3,83 | 3,69 |
| 10,0 | 6,18 | 6,09 |
| 12,0 | 7,87 | 7,80 |
| 14,0 | 9,18 | 9,13 |

Tabel b4.1 Opdrijf lengte

Bovenstaande formules zijn gebaseerd op horizontale stroming in het voor- en achterland. Deze aanname leidt ertoe dat de resultaten grotere waarden opleveren, in de orde van 25% à 200% te groot. Het verschil wordt groter bij toename van de verhouding D/L_2 . In figuur b4.16 is schematisch het potentiaalverloop in de zandlaag bij opdrijven weergegeven.



Figuur b4.16 Schematisering van het potentiaalverloop in de zandlaag bij opdrijven

b4.7 Opdrijf lengte bij niet-stationaire stroming (bij par. 2.3.7)

Het opdrijfmechanisme is in wezen niet-lineair. De randvoorwaarde (de opdrijfzone) verandert afhankelijk van de grote van de belasting (geometrische niet-lineariteit). Het is daarom niet mogelijk gebruik te maken van lineaire technieken om bijvoorbeeld tijdsafhankelijke situaties te berekenen. Superpositie kan in principe niet.

Bij de aanvang van een tijdsafhankelijke situatie dient het initiële stromingsbeeld bekend te zijn en bij de uiteindelijke beschouwing te worden betrokken.

Tot het moment dat opdrijven gaat plaatsvinden is het stromingsbeeld echter wel lineair en kan gebruik gemaakt worden van lineaire transformatie-technieken, waarin de consolidatie in de toplaag in rekening kan worden gebracht. Dit is zinvol, aangezien de tijdsduur van de hoogwaterbelasting, waarbij opdrijven kan gaan plaatsvinden, gewoonlijk beperkt is. Een stationaire toestand doet zich, afhankelijk van de hydrodynamische periode van de afdeklaag, meestal veel later voor dan de duur van het hoogwater.

In de eindsituatie, als de stroming stationair is, is de opdrijf lengte eenvoudig te bepalen (zie voorgaande deel).

Door Barends is in *Opdrijven van 't achterland bij hoogwater* [GeoDelft, 1988] uiteengezet, dat voor de tijdsafhankelijke groei van de opdrijf lengte gedurende een plots constant hoogwater de methode van de tijdsafhankelijke lekfactor gerechtvaardigd is. Voor andere tijdsafhankelijke variaties van hoogwater is er geen geschikte eenvoudige methode.

De methode van de tijdsafhankelijke lekfactor leidt tot de volgende regels:

- Het hoogwater wordt zo goed mogelijk geschematiseerd tot een sprong. Het tijdstip van de sprong wordt als begintijd: $t=0$ beschouwd. De hoogte van de sprong wordt aangeduid met ϕ_r .
- Voor de grenspotentiaal wordt de potentiaal gekozen die, gesuperponeerd op de initiële situatie, leidt tot opdrijven.
- Het moment van opdrijven ter plaatse van de binnenteen van de dijk treedt op als de waarde van de tijdsafhankelijke lekfactoren zodanig zijn geworden dat de kritieke potentiaal ϕ_k gelijk wordt aan de actuele rivierstand ϕ_r .

$$\phi_k = \frac{L_2 + \lambda'_t + \lambda_t}{\lambda_t} \phi_g - \frac{L_2 + \lambda'_t}{\lambda_t} \phi_p$$

waarin voor de tijdsafhankelijke lekfactoren geldt:

$$\lambda_t = \lambda \sqrt{\left[\frac{1}{\sqrt{[2T]}} \coth\left[\frac{1}{\sqrt{[2T]}} \right] \right]}$$

met $T = t/t_h$ en $t_h = d^2/c_v$

$$\lambda'_t = \lambda' / \sqrt{\left[\frac{1}{\sqrt{[2T']}} \coth\left[\sqrt{[2T']}\right] \right]}$$

met $T' = t/t'_h$ en $t'_h = d'^2/c'_v$

Voor c_v moet de "consolidatiecoëfficiënt bij zwel" worden ingevoerd (consolidatiecoëfficiënt bij ontlasten).

Door ϕ_k als functie van de tijd te berekenen is vast te stellen welke waarde actueel is voor de gestelde hoogwatersprong. Op dat tijdstip t_k waarop ϕ_k gelijk is aan de hoogwatersprong begint de oprijfzone zich te ontwikkelen.

- Het verloop van de groei van de oprijfzone L_t met de tijd kan worden weergegeven door gebruik te maken van de eenvoudige formule met de tijdsafhankelijke lekfactoren:

$$L_t \cong \frac{2D}{\pi} \ln \left[\cotg \left[\frac{\phi_g - \phi_p}{\phi_r - \phi_g} \frac{\pi(L_2 + \lambda'_t)}{\lambda_t} \right] \right]$$

Voor de volgende situatie is de groei van de oprijfzone uitgewerkt.

| | | | | | |
|----------------------------|----------|---|---------------------------------------|---|-------------------|
| breedte dijkbasis | L_2 | = | 100 m | | |
| dikte watervoerend pakket | D | = | 10 m | | |
| dikte afdeklaag voor | d' | = | 1 m | | |
| dikte afdeklaag achter | d | = | 2 m | | |
| doorlatendheid zand | k | = | $1 \cdot 10^{-4}$ m/s | | |
| doorlatendheid klei voor | k'' | = | $4 \cdot 10^{-7}$ m/s | → | $\lambda' = 50$ m |
| doorlatendheid klei achter | k' | = | $1 \cdot 10^{-7}$ m/s | → | $\lambda = 141$ m |
| consolidatiecoëff. voor | c'_v | = | $1 \cdot 10^{-5}$ m ² /s | → | $t'_h = 1,16$ dag |
| consolidatiecoëff. achter | c_v | = | $5 \cdot 10^{-5}$ m ² /s | → | $t_h = 0,23$ dag |
| polderpeil | ϕ_p | = | 0,0 m | | |
| grenspotentiaal | ϕ_g | = | 3,0 m (initiële situatie $\phi = 0$) | | |
| rivierpotentiaalsprong | ϕ_r | = | 8,0 m (initiële situatie $\phi = 0$) | | |

De uitwerking is gegeven in tabel b4.2.

| | | | | | |
|------------------------------|-------|-------|--------|--------|-----|
| Tijd | 0,01 | 0,10 | 1,00 | 10,00 | dag |
| Kritieke potentiaal ϕ_k | 10,46 | 7,75 | 6,45 | 6,22 | m |
| λ'_t | 27,08 | 42,89 | 49,07 | 49,90 | m |
| λ_t | 51,12 | 90,17 | 129,50 | 139,70 | m |
| L_t | 0,00 | 0,49 | 3,22 | 3,76 | m |

Tabel b4.2 Tijdsafhankelijke oprijfzone

Na ongeveer 2 uur en een kwartier zal de oprijfzone zich gaan ontwikkelen, in het begin snel, later langzaam. In dit voorbeeld is een tijdsafhankelijke analyse zinvol als de duur van het geschematiseerd hoogwater kleiner is dan een dag.

b4.8 Rekenprogramma's (bij par. 2.3.8)

In deze paragraaf worden voor een aantal computerprogramma's waarmee grondwaterstromingsberekeningen kunnen worden uitgevoerd, de belangrijkste eigenschappen gegeven.

WATEX

Ontwikkeld door: GeoDelft

Mogelijkheden/eigenschappen:

- opdrijf-, en pipinganalyses;
- berekening van fluctuaties van stijghoogten door zee en rivierpeil (cyclisch of willekeurig);
- aannames verticale stroming in kleilagen, horizontale stroming in zandlagen;
- niet-stationair (blokgolven);
- analytisch model;
- quasi-2D in verticaal vlak.

MSEEP

Ontwikkeld door: GeoDelft (M-serie).

Mogelijkheden/eigenschappen

- simuleren van 2-dimensionale stationaire- en tijdsafhankelijke stroming in volledig verzadigde grond;
- numerieke grondwaterstromingsanalyse, gebaseerd op een Eindige Elementen Methode;
- bepaling van de stijghoogte in een watervoerende zandlaag onder een dijk of kunstwerk en een erachter gelegen slecht doorlatende deklaag ten behoeve van opbarstcontrole;
- bepaling van het stijghoogtepatroon in een watervoerende zandlaag onder een dijk of kunstwerk met kwelschermen t.b.v. het bepalen van het verticale verhang i.v.m. heave controle;
- quasi-3D;
- stationaire stroming.

SEEP/W

Ontwikkeld door: GEO-SLOPE International Ltd (Canada).

Mogelijkheden/eigenschappen:

- simuleren van 2-dimensionale stationaire- en tijdsafhankelijke stroming in volledig en gedeeltelijk verzadigde grond;
- numerieke grondwaterstromingsanalyse, gebaseerd op een Eindige Elementen Methode;
- bepaling van de stijghoogte in een watervoerende zandlaag onder een dijk of kunstwerk en een erachter gelegen slecht doorlatende deklaag ten behoeve van opbarstcontrole;
- bepaling van het stijghoogtepatroon in een watervoerende zandlaag onder een dijk of kunstwerk met kwelschermen t.b.v. het bepalen van het verticale verhang i.v.m. heave controle;
- 2D in verticaal vlak;
- niet-stationaire stroming.

PLAXIS

Ontwikkeld door: TUD (1987) en PLAXIS BV (1993).

Mogelijkheden/eigenschappen:

- het uitvoeren van stabiliteits- en vervormingsberekeningen van grondlichamen;
- gebaseerd op een Eindige Elementen Methode;
- bevat ook modules voor het uitvoeren van grondwaterstromingsanalyses en consolidatieberekeningen;
- numerieke grondwaterstromingsanalyse, gebaseerd op een Eindige Elementen Methode;
- bepaling van de stijghoogte in een watervoerende zandlaag onder een dijk of kunstwerk en een erachter gelegen slecht doorlatende deklaag ten behoeve van opbarstcontrole;
- bepaling van het stijghoogtepatroon in een watervoerende zandlaag onder een dijk of kunstwerk met kwelschermen t.b.v. het bepalen van het verticale verhang i.v.m. heave controle;
- simuleren van 2-dimensionale stationaire- en tijdsafhankelijke stroming in volledig en gedeeltelijk verzadigde grond;
- niet toepassingsvriendelijk, toepassingen voor opbarst- of heavecontroles zijn mogelijk maar door intensieve invoer alleen voor onderzoeksdoeleinden aan te bevelen.

MicroFEM (Microcomputer Finite Element Method)

Ontwikkeld door: C.J. Hemker en R.G. de Boer.

Mogelijkheden/eigenschappen:

- 3D-modelleren (multilayer) van (in)stationaire grondwaterstroming;
- modulair opgebouwd;
- Eindige Elementen Methode;
- maximaal 4 dek- en watervoerende lagen;
- geen variatie in z-vlak (semi-3D);
- alleen voor grondwaterstromingsanalyses.

SEEP2D

Ontwikkeld door: United States Army Engineer Waterways Experiment Station.

Mogelijkheden/eigenschappen:

- 2D-modelleren van grondwaterstroming;
- stationair- en tijdsafhankelijke stroming;
- verzadigde- en onverzadigde zone;
- situaties met stroming van putten;
- situaties met drains;
- situaties met stroming door een dam/dijk.

MODFLOW

Ontwikkeld door: United States Geological Survey.

Mogelijkheden/eigenschappen:

- 3D-stromingsmodel, cell-centered, verzadigde, eindige elementen methode;
- stationaire- en niet-stationaire grondwaterstroming (stress periods);
- modulair opgebouwd (packages);
- berekeningen rekening houdend met drainage, neerslag, verdamping, putten, berging etc.;
- berekeningen waarbij rekening wordt gehouden met een ruimtelijke variatie van de laagdikte;
- 3D-grondwaterstromingsanalyses.

TRIWACO

Ontwikkeld door: Royal Haskoning.

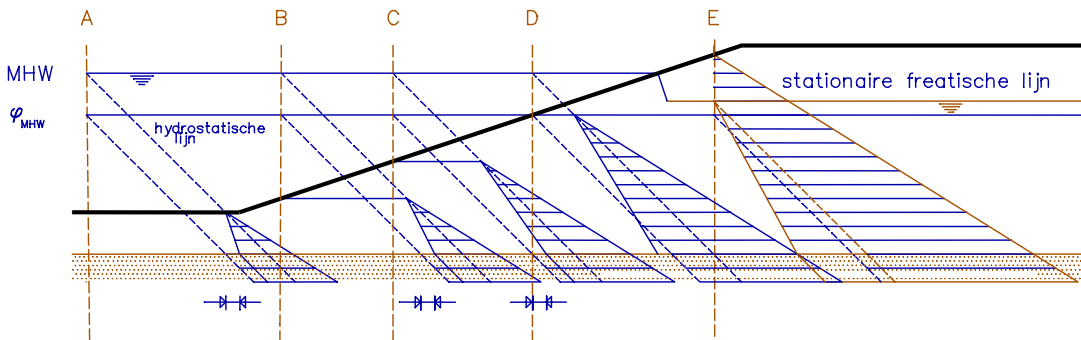
Mogelijkheden/eigenschappen:

- 3D modelleren van stationaire en tijdsafhankelijke grondwatersystemen;
- binnen TRIWACO kan worden gerekend met zowel Eindige Elementen (TRIWACO-Flairs) als Eindige Differentie (ModFlow rekenkern);
- gebaseerd en nauw aangesloten op de GIS-datastructuur van ArcView en ArcInfo;
- verzadigde en onverzadigde zone;
- anisotropie (bijv. stuwing);
- variabele dichtheid van het grondwater;
- stoftransport, zetting, landbouwschade, etc.;
- waterlopen als fysieke lijnelementen;
- maximaal 99 lagen.

b4.9 Buitenwaartse stabiliteit (bij par. 2.4.4)

Uitgangspunt voor de berekening van de buitenwaartse stabiliteit is dat:

- juist maatgevend hoogwater (MHW) is opgetreden;
- de freatische lijn in het buitentalud is opgelopen tot MHW;
- de korrelspanningen aan de onderzijde van het slappe lagen pakket gelijk zijn aan de korrelspanningen tijdens MHW.



Figuur b4.17 Waterspanningen doorsneden A t/m E bij plotseling optredend MHW na langdurig w

De grootte van de korrelspanning aan de onderzijde van het slappe lagen pakket in de in figuur b4.17 getekende verticaal C is gelijk aan:

$$\sigma_c' = h_c * (\gamma_{grond} - \gamma_{water}) + (MHW - \phi_{MHW}) * \gamma_{water}$$

waarin:

- σ_c' = effectieve spanning in verticaal c [kN/m²]
- γ_{grond} = volumieke massa van grond [kN/m³]
- γ_{water} = volumieke massa van water [kN/m³]
- MHW = maatgevend hoog water [m tov NAP]
- ϕ_{MHW} = waterstand in het diepe zand bij MHW [m tov NAP]

De effectieve spanning is gelijk aan de effectieve spanning die zou volgen uit een hydrostatisch verloop, vermeerderd met een term die toeneemt wanneer $(MHW - \phi_{MHW})$ zou toenemen. Dat wil zeggen dat de effectieve spanning met een term die toeneemt wanneer de hoogte van de buitenwaterstand toeneemt.

Omdat in verticaal C bij laag water na extreem hoog water relatief hoge korrelspanningen optreden, dat wil zeggen hoger dan bij laag water na een minder extreme hoogwater stand, is van een veilige benadering in dit geval geen sprake.

In de praktijk worden vaak berekeningen uitgevoerd gebaseerd op een hydrostatisch waterspanningsverloop. In veel gevallen voldoet het ontworpen buitentalud dan, zodat men niet verder rekent.

Soms voldoet het talud niet. In dat geval wordt er wel gerekend op basis van de aanname dat het freatisch vlak iets (enkele decimeters) onder maaiveld ligt. Vaak geeft dat al een grote verbetering van de stabiliteit. Achtergrond van de gedachte is dat als het buitentalud zo doorlatend is dat het freatisch vlak zich onmiddellijk aan een extreme buitenwaterstand aanpast, het ook gemakkelijk uit dat talud kan wegstromen.

In het hierna volgende stuk is het verloop van de stijghoogte in detail beschouwd, en is een andere rekenwijze beargumenteerd.

Stijghoogte in detail

Stel dat in een hoog water periode de buitenwaterstand w langdurig is opgetreden, en dat de potentiaal in het diepe zand ϕ_{zand} gelijk is aan ϕ_w . Stel dat C zo is gelegen dat de maaiveldhoogte h_c lager is dan waterstand w.

De korrelspanning in aan de onderzijde van het slappe lagen pakket in verticaal C is dan

$$\sigma_{c'} = h_c * (\gamma_{grond} - \gamma_{water}) + (w - \phi_w) * \gamma_{water}$$

Wordt de waterstand nu korte tijd nog hoger, namelijk gelijk aan ϕ_{MHW} , dan neemt deze korrelspanning niet toe, maar zal hij bij benadering gelijk blijven.

Valt het water vervolgens naar LLW dan veranderen de korrelspanningen op het eerste moment evenmin. Aangenomen wordt dat het freatisch vlak in dat geval gelijk is aan de maaiveldhoogte in verticaal C.

De potentiaal in verticaal C is voor die situaties aangegeven in de tabel b4.3.

| buitenwaterstand | potentiaal diepe zand | potentiaal onderkant slappe laag verticaal c |
|------------------|-----------------------|--|
| w | ϕ_w | ϕ_w |
| MHW | ϕ_{MHW} | $\phi_w + MHW - w$ |
| LLW | ϕ_{LLW} | $\phi_w + h_c - w$ |

Tabel b4.3 Potentiaal ter plaatse van verticaal C bij drie verschillende buitenwaterstanden

In de figuren 4.18 is het verloop van de spanningen toegelicht.

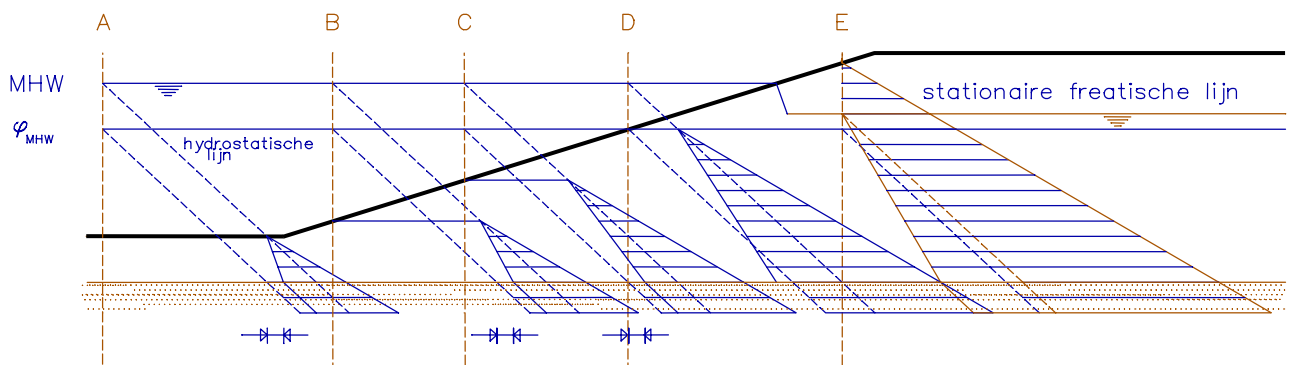
Bij het optreden van MHW loopt de waterstand in het diepe zand meteen op naar ϕ_{MHW} , zodat hier dan een sprong in de stijghoogte optreedt ter grootte van

$$(\phi_w + MHW - w) - \phi_{MHW},$$

ook te schrijven als

$$(MHW - \phi_{MHW}) - (w - \phi_w) \text{ (zie figuur b4.17)}$$

Bij het vallen van het water veranderen de korrelspanningen niet (figuur b4.18).



Figuur b4.18 Korrelspanningen na het vallen van het water na MHW, ter plaatse van doorsnede A t/m E.

De stijghoogte in het diepe zand neemt af tot ϕ_{LLW} , zodat nu een sprong in de stijghoogte optreedt ter grootte van

$$(\phi_w + h_c - w) - \phi_{LLW},$$

ook te schrijven als:

$$(h_c - \phi_{LLW}) - (w - \phi_w)$$

Aangezien er geen sprong in de totaalspanning kan optreden, betekent een sprong in de waterspanning ook een sprong in de korrelspanning. De korrelspanning in het diepe zand in verticaal C is kleiner dan aan de onderkant van het slappe lagen pakket omdat de waterspanning in het zand groter is.

In de tot nog toe aanbevolen methode wordt gesteld dat de korrelspanning aan de onderkant van het slappe lagen pakket in andere verticalen dan verticaal C niet groter kan worden dan de korrelspanning aan de bovenkant van het diepe zand.

In dat geval moet er, op een niveau lager dan h_c , ergens een overgangspunt O1 zijn waarvoor geldt

$$(h_{O1} - \phi_{LLW}) - (w - \phi_w) = 0$$

Wanneer wordt aangenomen dat ϕ_{LLW} ongeveer gelijk moet zijn aan het niveau LLW geldt dat

$$h_{O1} = LLW + w - \phi_w.$$

Verticaal B valt bij LLW nog net droog. Het verloop van de stijghoogte in verticaal B is gegeven in tabel b4.4.

| buitenwaterstand | potentiaal diepe zand | potentiaal onderkant slappe laag verticaal B |
|------------------|-----------------------|--|
| w | ϕ_w | ϕ_w |
| MHW | ϕ_{MHW} | $\phi_w + MHW - w$ |
| LLW | ϕ_{LLW} | ϕ_{LLW} |

Tabel b4.4 Potentiaal ter plaatse van verticaal B bij drie verschillende buitenwaterstanden

Verticaal A ligt nog weer lager en valt ook bij LLW niet droog. Het verloop in verticaal A is gegeven in tabel b4.5.

| buitenwaterstand | potentiaal diepe zand | potentiaal onderkant slappe laag verticaal A |
|------------------|-----------------------|--|
| w | ϕ_w | ϕ_w |
| MHW | ϕ_{MHW} | $\phi_w + MHW - w$ |
| LLW | ϕ_{LLW} | ϕ_{LLW} |

Tabel b4.5 Potentiaal ter plaatse van verticaal A bij drie verschillende buitenwaterstanden

Stel dat verticaal D hoger ligt dan waterstand w. Bij het optreden van MHW kan er weliswaar enig water boven in het dijklichaam treden, maar aan de onderzijde van het slappe lagen pakket heeft het optreden van MHW geen gevolgen.

| buitenwaterstand: | potentiaal diepe zand | potentiaal onderkant slappe laag verticaal D |
|-------------------|-----------------------|--|
| w | ϕ_w | ϕ_w |
| MHW | ϕ_{MHW} | $\phi_w + MHW - h_d$ |
| LLW | ϕ_{LLW} | ϕ_w |

Tabel b4.6 Potentiaal ter plaatse van verticaal D bij drie verschillende buitenwaterstanden

Voor verticaal E boven het niveau MHW geldt hetzelfde.

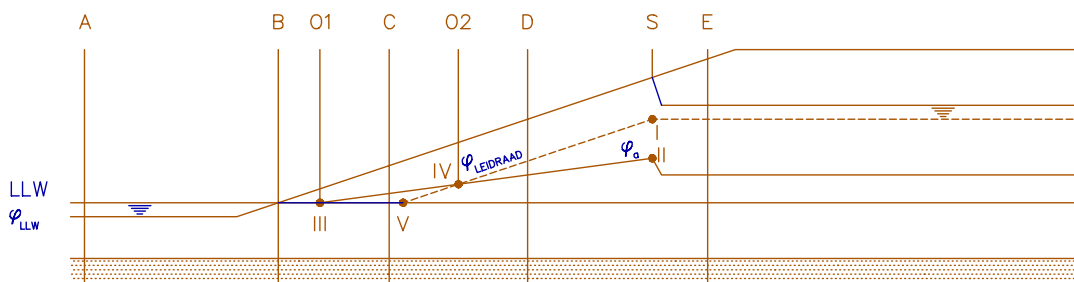
Met de tot nu toe aanbevolen methode wordt niet alleen voor verticaal C maar ook voor de verticalen D en E een andere oplossing gevonden. Voor deze verticalen zou een (te) veilige oplossing worden gevonden.

In tabel b4.7 is de stijghoogte aan de onderzijde van het slappe lagen pakket bij LLW na MHW voor de verticalen A t/m E vergeleken met de waarden op basis van een berekening volgens de Leidraad voor het Ontwerpen van Rivierdijken, deel 1.

| potentiaal onderkant slappe laag in verticaal | tot nu toe aanbevolen | nu berekend |
|---|-----------------------|--------------------|
| a | ϕ_{LLW} | ϕ_{LLW} |
| b | ϕ_{LLW} | ϕ_{LLW} |
| c | $\phi_w + h_c - MHW$ | $\phi_w + h_c - w$ |
| d | $\phi_w + h_c - MHW$ | ϕ_w |
| e | ϕ_{MHW} | ϕ_w |

Tabel b4.7 Vergelijking tussen stijghoogten berekend met een alternatieve berekeningsmethode en de methode van de Leidraad voor het ontwerpen van Rivierdijken.

De corresponderende pn lijnen zijn getekend in figuur b4.19.



Figuur b4.19 Pn-lijnen van de alternatieve berekeningsmethode

De benadering volgens de Leidraad leidt in verticaal C tot lagere waterspanningen, in verticaal D tot hogere waterspanningen dan de voorgestelde benadering. Tussen C en D ligt een omslagpunt, dat in figuur b4.19 punt O2 is genoemd. Voor dat punt moet gelden:

$$h_{O2} = \phi_w + MHW - \phi_{MHW}$$

Samenvatting

De wijze van schematiseren van de waterspanningen voor de berekening van het buitentalud volgens de tot nu toe aanbevolen methode leidt niet altijd tot een veilige benadering.

Op basis van de stelling dat korrelspanningen kort na aanbrengen van een belasting, zeker aan de onderzijde van een slappe lagen pakket, niet veranderen, wordt een ander verloop van de pn-lijn voor de onderzijde van het slappe lagen pakket gevonden.

Vergelijking met de benadering volgens de tot nu toe gangbare methode leert dat er enkele verticalen zijn waar met kleinere korrelspanningen moet worden gerekend, maar dat er ook een groot aantal verticalen is waar juist met hogere korrelspanningen kan worden gerekend.

Afhankelijk van de ligging van de kritieke glijcirkel zal een scherper dan wel minder scherp gedimensioneerd ontwerp mogelijk zijn. In de praktijk blijkt dat het rekenen volgens de voorgestelde wijze doorgaans tot winst bij het ontwerpen leidt.

Referenties bij bijlage 4

[GeoDelft, 1978]

Advanced methods in groundwater flow computation, F.B.J. Barends, LGM-Medelingen 19:1-148, GeoDelft, 1978.

[GeoDelft, 1988]

Opdrijven van 't achterland bij hoogwater, F.B.J. Barends, GeoDelft, rapport CO-290831/2, maart 1988.

[TRZW, 1999]

Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), Delft, 1999.

[H2O, 1988]

Getijde respons in grondwater onder Nederlandse dijken, J.Beouduin & F.B.J. Barends, deel 21(1/88), p. 2-5, 1988

Inhoudsopgave Bijlage 5 Schadebeelden

| | |
|---|----------|
| Inhoudsopgave Bijlage 5 Schadebeelden | 1 |
| BIJLAGE 5 SCHADEBEELDEN | 2 |
| Foto b5.1 Wel nabij teensloot..... | 2 |
| Foto b5.2 Wel in teensloot | 2 |
| Foto b5.3 Zandmeevoerende wel in slootkant | 3 |
| Foto b5.4 Wel in kwelsloot..... | 3 |
| Foto b5.5 Opkwellend water binnendijks..... | 4 |
| Foto b5.6 Wel in binnendijkse sloot..... | 4 |
| Foto b5.7 Bevroren kwelplek in binnenteen | 5 |
| Foto b5.8 Bevroren kwelplek in binnenteen | 5 |
| Foto b5.9 Uittredend water in binnenteen | 6 |
| Foto b5.10 Onder gestroomd achterland ten gevolge van kwel..... | 6 |
| Foto b5.11 Erosie buitentalud | 7 |
| Foto b5.12 Ondiepe afschuiving buitentalud | 7 |
| Foto b5.13 Kippenren op binnentalud | 8 |
| Foto b5.14 Geërodeerd binnentalud | 8 |
| Foto b5.15 Langsscheur in kruin | 9 |
| Foto b5.16 Opgebarsten binnendijks maaiveld | 9 |
| Figuur b5.17 Gangenstelsel muskusrat | 10 |
| Figuur b5.18 Gangenstelsel muskusrat | 10 |
| Foto b5.19 Opengraven gangenstelsel muskusrat..... | 11 |
| Foto b5.20 Opeengegraven gangenstelsel muskusrat..... | 11 |
| Foto b5.21 Hol van muskusrat..... | 12 |
| Foto b5.22 Hol van muskusrat..... | 12 |
| Foto b5.23 Molshopen op binnentalud..... | 13 |
| Foto b5.24 Dassenhol in dijktaalud..... | 13 |
| Foto b5.25 Natte plek aan binnenteen..... | 14 |
| Foto b5.26 Natte plekken aan binnenteen | 15 |
| Foto b5.27 Uitstromend water en grond na graven inspectiegat..... | 15 |
| Foto b5.28 Uitstromend water en grond na graven inspectiegat..... | 15 |
| Foto b5.29 Overlopende peilbuizen tijdens hoogwater | 16 |
| Foto b5.30 Hoogwaterinspectie in den natte | 16 |

Bijlage 5 Schadebeelden



Foto b5.1 Waal, Recheroever te Heesselt (DP 126) tijdens hoogwater 1988. Schoon water spuit achter de dijk boven het maaiveld uit. [RWS-DWW 470/20]

Opvallend is dat dit vlak voor een sloot optreedt. Mogelijk is dit het gevolg van graverijen of een niet afgedicht boorgat. Indien ook zandtransport zichtbaar is, kan deze wel duiden op het mechanisme piping.



Foto b5.2 Strooming zichtbaar in de sloot aan de binnenteen van de waaldijk te Herwijenen, tijdens vorstperiode. [RWS-DWW 199/24]



Foto b5.3 Zandmeevoerende wel in slootkant Waalbandijk Noord, na een hoge buitenwaterstand. [RWS-DWW 132/4a]



Foto b5.4 Verkleuring van het slootwater door zandmeevoerende wel in kwelsloot nabij Waardenburg. [RWS-DWW 125/16]



Foto b5.5 Opkwellend water. [GeoDelft]

Opvallend is de natte vegetatie die rond de wel is ontstaan. Bij situaties waarbij het water net niet opkwelt, kan de vegetatie een aanwijzing zijn dat er freatisch grondwater direct aan het oppervlak aanwezig is. Het optreden van dergelijke natte vegetatie is overigens afhankelijk van de waterkwaliteit en de reeds aanwezige begroeiing. Bij dagen van vorst zullen deze plekken slecht kunnen bevriezen, zodat er een onderscheid kan worden gemaakt met plasvorming door neerslag.



Foto b5.6 Wel in een sloot binnendijks. [GeoDelft]

Opvallend is de grootte van de wel die duidelijk zichtbaar is aan het slootoppervlak. Op vorstdagen zullen in dergelijke gevallen zeer dunne plekken of open plekken in het ijs zichtbaar zijn. Ook deze vormen een aanwijzing voor de aanwezigheid van een wel. De stijghoogte in het watervoerende pakket is op een dergelijk punt gelijk aan of hoger dan het slootpeil.



Foto b5.7 Bevroren kwelstromen langs de Westerlanderdijk. [USHN, 1996]



Foto b5.8 Bevroren kwelstromen langs de Westerlanderdijk. [USHN, 1996]

Foto's b5.7 en b5.8 betreffen verschillende kwelsituaties via tussenzandlagen langs de Westerlanderdijk, aan de westkant van Wieringen. Doordat het vroom waren de (bevroren) kwelstromen goed te zien. Dit kwelprobleem is inmiddels verholpen doordat, voor het opheffen van een opdrijfsituatie als inleidend mechanisme voor macro-instabiliteit bij MHW, een waterdichte (kunststof) damwand is ingebracht om de watervoerende tussenzandlaag af te sluiten.



Foto b5.9 Rechteroever Pannerdensch Kanaal (km 868), uittredend water tijdens hoogwater op 27-12-1993. [AGI multimedia nr. 8274.57]



Foto b5.10 Linkeroever Waal (km 881, Ooipolder, Groenlanden, Dijk van Groenlanden naar Tiengeboden), ondergestroomd achterland ten gevolge van kwel. [AGI multimedia nr. 8176.25]



Foto b5.11 Erosie buitentalud [RWS/DWW 825/181t]



Foto b5.12 Ondiepe afschuiving buitentalud na hoogwater, Wijk en Aalburg, 100 meter noordelijk van de brug over het Heusdens kanaal. [RWS/DWW 833/6]



Foto b5.13 Kippenren op binnentalud van een dijk tijdens het hoogwater van 1995, Nederrijn, linkeroever, Heteren (hmp 260). [RWS/DWW 912/8a]

Een situatie als weergegeven in foto b5.13 is een potentieel gevoelige plek voor erosie.



Foto b5.14 Dijk met geërodeerd binnentalud tijdens het hoogwater van 1995, Rijswijk, Afgedamde Maas, Nieuwendijk. [RWS/DWW 908/23]



Foto b5.15 Scheurvorming in wegdek ten gevolge van onvoldoende stabiliteit tijdens hoogwater op 2-2-1995, dijk tussen Ameide en Tienhoven (DP29). [RWS/DWW 907/29]



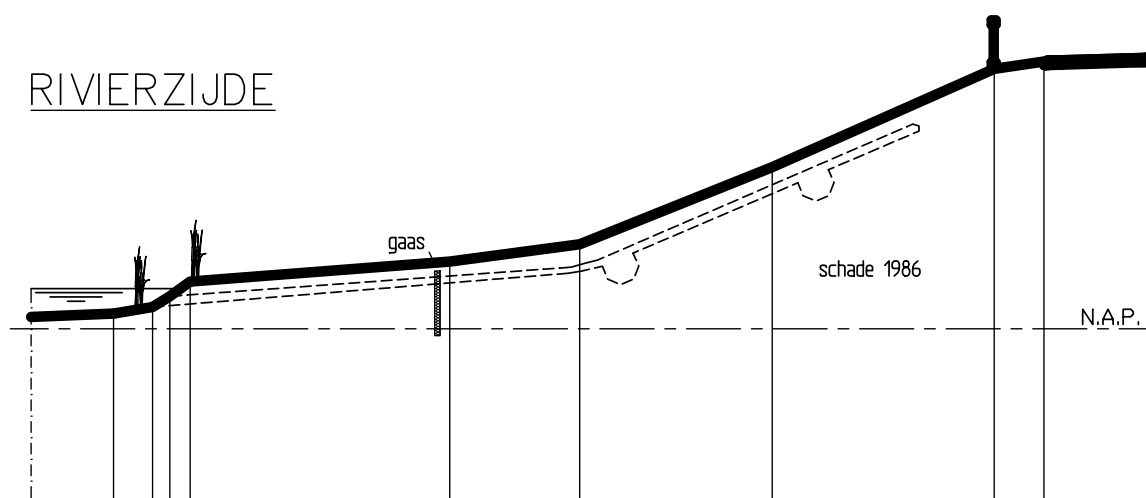
Foto b5.16 Opbarsten binnendijks maaiveld tijdens hoogwater van 1995, Lek, linkeroever (DP36) te Lexmond. (Noodvoorziening. Wellicht gevaarlijkste schade van 1995) [RWS/DWW 907/14]

Schadebeelden ten gevolge van activiteiten van muskusratten

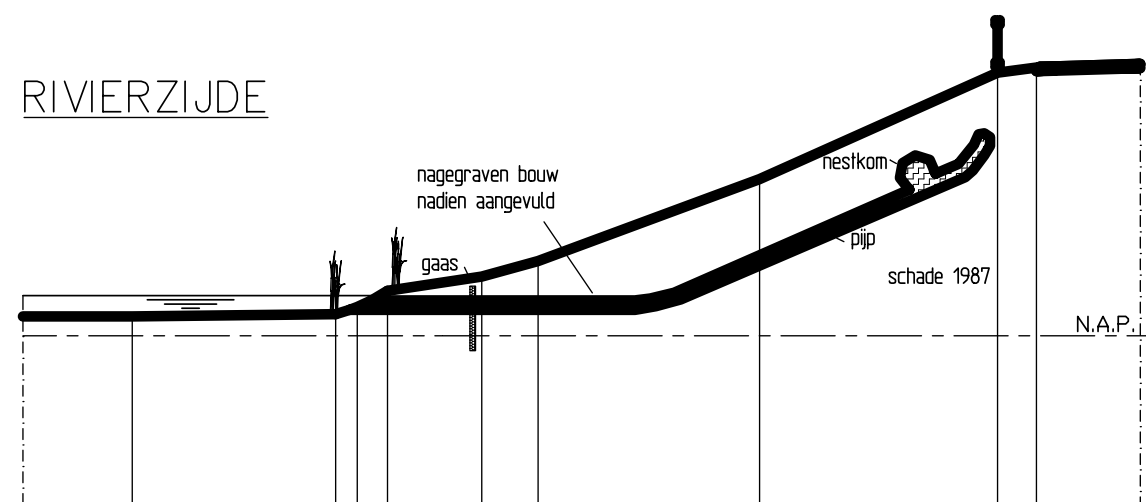
Graverijen in de dijk door onder andere muskusratten kunnen een ongunstig (verhogend) effect hebben op de ontwikkeling van de freatische lijn tijdens hoogwater. Enkele signalen die op de aanwezigheid van de muskusrat duiden zijn:

- gangen in oevers, bijna zo groot als konijnenholen, met de ingang onder water;
- oeverbeschadigingen en verzakkingen;
- platgetreden paadjes van ongeveer 12 cm breed door de oeverbeplanting;
- kaalgevreten bouwland;
- winterhutten van rietachtig materiaal.

In figuur b5.17 en figuur b5.18 zijn twee dwarsdoorsneden met onderlinge afstand 40 m van een dijk in het benederivierengebied getekend, waarin de activiteiten van muskusratten en de ontwikkeling in 1 jaar zijn aangetoond. In de eerste figuur is een gangenstelsel (stippellijn) te zien. De muskusratten zijn daar gevangen en er is een hekwerk met gaas geplaatst. Eén muskusrat heeft het 40 meter verderop op een minder gunstige plek opnieuw geprobeerd. Het 2^e figuur laat de nieuwe gang zien (dikke lijn) na 1 jaar.



Figuur b5.17 Dwarsdoorsnede dijk ter plaatse van gangenstelsel muskusratten. [Provincie Zuid Holland]



Figuur b5.18 Dwarsdoorsnede dijk 1 jaar later, in een profiel 40 m verder. [Provincie Zuid Holland]



Foto b5.19 Opengraven van het hiervoor genoemde door muskusratten gemaakte gangenstelsel. [Provincie Zuid Holland]



Foto b5.20 Bovenaanzicht opengegraven gangenstelsel. [Provincie Zuid Holland]



Foto b5.21 Hol van de muskusrat. [Provincie Zuid Holland]



Foto b5.22 Bovenaanzicht hol muskusrat.
[Provincie Zuid Holland]



Foto b5.23 Molshopen op binnentalud tijdens hoogwater 1995, rechteroever van de Maas (DP 77) te Overasselt. [RWS/DWW]



Foto b5.24 Dassenhol in dijktalud tijdens hoogwater van 1993, rechteroever van de Maas (DP 79) te Overasselt. [RWS/DWW]

De zakken op bovenstaande foto zijn aangebracht om het water op te vangen dat bij hoog water uit het gat stroomt. Hierdoor ontstaat een tegendruk en stopt de waterstroom waarmee piping/erosie wordt voorkomen.

Er zijn verschillende oorzaken mogelijk voor natte plekken in een dijklichaam. Vaak gaan de eerste gedachten uit naar een watervoerende tussenzandlaag of naar een verbinding met een diepere watervoerende laag, bijvoorbeeld door het te diep prikken van verticale drains.

De oorzaak kan ook veel simpeler zijn: het lekken van een waterleiding is iets dat in de praktijk regelmatig voorkomt. Niet altijd is de leidingbeheerder daar op bedacht en soms wordt er vol ongeloof gereageerd. Na afsluiten van de waterleiding wordt de werkelijke oorzaak in het algemeen snel duidelijk.

De volgende foto's (b5.25 t/m 28) zijn gemaakt bij Papendrecht Oost. In het kader van dijkversterking was onder de nieuwe binnenberm verticale drainage aangebracht. Van de natte plekken die ontstonden werd gevreesd dat kortsluiting was gemaakt met het watervoerend pakket. Het bleek echter dat bij aanleg een waterleiding was geraakt, waarvan eerder niet bekend was dat deze onder de locatie van de werkzaamheden door liep.



Foto b5.25 Natte plekken aan de binnenteen van een hoofdwaterkering in het benedenriviereengebied [Arcadis]



Foto b5.26 Natte plekken bij de teen van voornoemde dijk [Arcadis]



Foto's b5.27 en b5.28 Uitstromend water en grond na ontgraven [Arcadis]



Foto b5.29 Overlopende peilbuizen achter de Lekdijk tijdens hoog water voor de dijk (linkeroever, hmp 74, nabij stuw Hagestein). [GeoDelft]



Foto b5.30 Waarneming in den natte bij hoog water voor de dijk. [GeoDelft]

Bijlage 6 Begrippenlijst

| | |
|---------------------------------|--|
| Achterland | Gebied dat binnendijs ligt. |
| Aquifer | Watervoerende zandlaag. |
| Benedenrivierengebied | Door Rijn en Maas gevoede rivierengebied, waarbij tijdens grote afvoergolven de waterstanden een significante invloed ondervinden van de waterstand op de Noordzee als gevolg van zware storm. De getijhoogwaterstijging is hier van belang. |
| Binnendijs | Aan de kant van het land of het binnenwater. |
| Binnenteen | Onderrand van het dijklichaam aan de landzijde van de dijk (binnendijs). |
| Bovenrivierengebied | Door Rijn en Maas gevoede rivierengebied (inclusief de IJssel), waarbij de waterstanden geen significante invloed ondervinden van de waterstand op de Noordzee en het IJsselmeer als gevolg van een zware storm. De getijhoogwaterstijging speelt hier geen rol. |
| Buitendijs | Aan de kant van het buitenwater. |
| Buitenteen | Onderrand van het dijklichaam aan de waterzijde van de dijk (buitendijs). |
| Buitenwater | Oppervlaktewater waarvan de waterstand direct onder invloed staat van een hoge stormvloed, van hoog oppervlaktewater van een van de grote rivieren, van hoog water van het IJsselmeer of Markermeer of van een combinatie daarvan. |
| Capillaire zone | Grondzone boven het freatisch vlak waarin zich nog grondwater bevindt. |
| Compactie | Elastische berging in zandlagen. |
| Compressie | Samendrukking van grond door belastingen. |
| Consolidatie | Elastische berging in slecht doorlatende samendrukbare grond. |
| Drukstaafmethode | Methode om de stabiliteit van de dijk te benaderen onder inachtneming van de vervorming van het slappe grondpakket achter de dijk, dat hiertoe als een door druk belaste staaf wordt opgevat (opdrijven). |
| Freatisch vlak | Vrije grondwaterspiegel, zijnde de (hypothetische) positie waar de waterdruk gelijk is aan de atmosferische druk. |
| Grenspotentiaal | Stijghoogte in de aquifer die in evenwicht is met het gewicht van het afdekkende pakket aan de bovenzijde. |
| Heave | Het ontstaan van drijfzand bij verticaal uittredend grondwater. |
| Hydraulische groundbreuk | Verlies van korrelcontact in de grond als gevolg van te hoge waterspanningen; in geval van een cohesieve afdekkende laag leidt dit tot opdrijven en opbarsten, in geval van een niet-cohesieve grondlaag tot heave. |
| Hydraulische weerstand | Karakterisering van de doorlatendheid van grondlagen. |

| | |
|--------------------------------------|--|
| Hydrodynamische periode | De tijd die nodig is om vanaf het aanbrengen van een belasting, de wateroverspanning te laten afnemen tot deze (vrijwel) geheel is verdwenen. |
| Hydrostatische waterspanning | (Grond)waterspanning in een punt in de (onder)grond die overeenkomt met de waterspanning als gevolg een kolom water vanaf de vrije waterspiegel tot aan dat punt. |
| Indringingslengte | De afstand waarover waterspanningsvariaties in het watervoerend pakket significant effect hebben op de waterspanningen in het aangrenzende samendrukbare pakket. Deze laag in het samendrukbare pakket wordt ook wel indringingslaag of aanpassingszone genoemd. |
| Intreelengte | De afstand van de dijk tot het intreepunt. |
| Intreepunt | De (theoretische) positie waarop de hoogwaterrandvoorwaarde effectief aanwezig is in de watervoerende zandlaag onder een waterkering. |
| Inzijing | Neerwaarts weglekken van water de bodem in. |
| Kantelpunt | De positie onder de dijk waar inzijing overgaat in kwel (omkering van de lekstroom door de top laag). |
| Kruin | Het hoogste punt van het dijklichaam. |
| Kwel | Het uittreden van grondwater onder invloed van een waterstandsverschil. |
| Kwelweglengte | De afstand die het kwelwater ondergronds aflegt voordat het weer aan de oppervlakte komt. |
| Kwelscherm | Een waterdicht scherm dat (verticaal) in de grond wordt aangebracht, waardoor de kwelweglengte wordt vergroot. |
| Lekfactor of Spreidingslengte | Lengtemaat die de verhouding tussen de horizontale transmissiviteit van de aquifer (product van horizontale doorlatendheidscoëfficiënt en de dikte van de aquifer, kD -waarde) en de verticale hydraulische weerstand van de afdekkende laag (quotiënt van dikte van deklaag en verticale doorlatendheid, d/k) weergeeft. |
| Maatgevende Hoogwaterstand | Hoogwaterstand, behorende bij de in de wet op de waterkering gegeven gebiedsfrequentie; deze waterstand is opgenomen in het randvoorwaardenboek. (MHW xxxx, waarin xxxx is het jaar van vaststelling.) |
| Macrostabieleit | Weerstand tegen het optreden van een glijvlak in het talud en de ondergrond. |
| Microstabieleit | Weerstand tegen erosie van het talud door uittredend water. |
| Naijling of uitloopeffect | Het langzaam wegvloeiën van de opgebouwde waterhoeveelheid in de dijk (berging) bij een situatie na hoogwater (waterspanningen blijven hierdoor lang hoog). |
| Opbarsten | Bezwijken van de binnendijks gelegen afdekkende laag als gevolg van een te grote wateroverspanning in de daaronder gelegen watervoerende laag. |
| Opdrijven | Vorm van hydraulische grondbreuk waarbij een cohesieve afdekkende laag wordt opgelicht tengevolge van wateroverspanning in de onderliggende watervoerende laag. |
| Peilbuis | In de grond geplaatste buis voor het meten van de grondwaterstand of stijghoogte. |

| | |
|--|---|
| Piping | Het verschijnsel waarbij onder een waterkering een holle pijpvormige ruimte ontstaat doordat het erosieproces van een zandmeevoerende wel niet stopt. |
| Polderpeil | Peil van het oppervlaktewater binnen een beheersgebied. |
| Poriëngehalte | Percentage van het volume van de grond, dat door poriën wordt ingenomen. |
| Potentiaal | Stijghoogte ten opzichte van een referentievlak. |
| Primaire waterkering | Waterkering die beveiliging biedt tegen overstroming doordat deze ofwel behoort tot het stelsel dat een dijkkringgebied omsluit, ofwel voor een dijkkringgebied is gelegen. |
| Schaardijk | Rivierdijk die onmiddellijk aan het zomerbed grenst. |
| Stijghoogte (in een in punt de grond) | Niveau tot waar het water zou stijgen in een peilbuis met filter ter plaatse van het punt (uitgedrukt in meters waterkolom ten opzichte van een referentievlak). |
| Toplaagstabiliteit | Weerstand tegen erosie of afdrukken van de toplaag van de dijk. |
| Verhang | Quotiënt van verschil in stijghoogte tussen twee punten en de afstand tussen die punten (wordt ook gradiënt genoemd). |
| Verval | Vershil in stijghoogte tussen twee punten, bijvoorbeeld de twee zijden van een waterkering. |
| Voorland | Buitendijks terrein tussen de dijk en de rivier, of ondiepe waterbodern voor de teen van de dijk. |
| Waterspanning | Druk in het grondwater. |
| Waterover-/ onderspanning | Vershil tussen de aanwezige waterspanning en de hydrostatische waterspanning. |
| Wel | Geconcentreerde uitstroming van kwelwater door een gat of langs een object in de afdekkende laag. |
| Zandmeevoerende wel | Wel die zand meevoert uit de grond. |
| Zool | Onderkant van het dijklichaam |
| Zwel | Uitzetting van grond door ontlasten. |

Bijlage 7 Symbolenlijst

| Symbol | Dimensie | Omschrijving |
|----------|-------------|---|
| a | m | Halve breedte dijkbasis (tussen buitenteen en binnenteen) |
| b | m | Halve breedte rivierbed |
| | m | Breedte slootbodem |
| B | m | Breedte sloot op maaiveldniveau |
| c | s | Weerstand tegen verticale stroming van water |
| c' | m^2s^{-1} | Consolidatiecoëfficiënt bij zwel |
| c_v | m^2s^{-1} | Consolidatiecoëfficiënt |
| d | m | Laagdikte of hoogte t.o.v. freatische lijn |
| D | m | Dikte watervoerend pakket |
| D' | m | Dikte slappe lagenpakket |
| g | ms^{-2} | Versnelling zwaartekracht |
| GHW | m | Gemiddeld Hoog Water |
| GLW | m | Gemiddeld Laag Water |
| h | m | Waterdiepte voor de teen van de dijk |
| H | m | Waterstandsverhoging |
| H_o | m | Amplitude (getij-)golf |
| HBP | m | Hoog Boezem Peil |
| k | ms^{-1} | Doorlatendheid(scoëfficiënt) |
| k_h | ms^{-1} | Horizontale doorlatendheid grond |
| k_v | ms^{-1} | Verticale doorlatendheid grond |
| kD | m^2s^{-1} | Doorlaatvermogen (transmissiviteit) van een watervoerend pakket |
| l | m | Horizontale indringingsdiepte |
| L of L' | m | Indringingslengte of dikte van de aanpassingszone |
| LBP | m | Laag Boezem Peil |
| LLW | m | Laag Laag Water |
| LTV | - | Leidraad Toetsen op Veiligheid |
| m | - | Ovaliteit van een ellips |
| m_v | m^2N^{-1} | Vertikale volumesamendrukkingcoëfficiënt |
| MBP | m | Maatgevend Boezem Peil |
| MHW xxxx | m | Maatgevend Hoog Water, vastgesteld voor het jaar xxxx |
| n | - | Porositeit (effectief) van de grond |
| N | m/s | Netto infiltratie door neerslag |
| NAP | - | Nieuw Amsterdams Peil |

 Bijlage 7 Symbolenlijst

| | | |
|------------------------------|---------------------------|--|
| P | - | Faalkans |
| p.p. | m | Polder peil |
| q | ms^{-1} | Specifiek debiet |
| Q | m^3s^{-1} | Debiet |
| s | - | Stationaire deel van de wateroverdruk |
| S | - | Berging(scoëfficiënt) |
| S_s | m^{-1} | Specifieke elastische bergingscoëfficiënt |
| S_w | - | Verzadigingsgraad |
| t | s of dag | Tijd |
| t_h | s | Hydrodynamische periode |
| t'_h | s | Hydrodynamische periode achterland |
| t''_h | s | Hydrodynamische periode voorland |
| T | s | Golfperiode |
| | m^2/s | Transmissiviteit |
| T_c | s of dag | Hydrodynamische periode |
| TRW | - | Technisch Rapport Waterspanningen |
| TRWG | - | Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies |
| u | Nm^{-2} | Waterspanning |
| u_c | Nm^{-2} | Capillaire waterspanning |
| U | - | Consolidatiegraad |
| U_r | . | Radiale consolidatiegraad |
| U_v | - | Verticale consolidatiegraad |
| VTV | - | Voorschrift Toetsen op Veiligheid (opvolger van de LTV) |
| w | m | Waterstand |
| W | sm^{-1} | Stromingsweerstand |
| x | m | Horizontale afstand |
| z | m | Verticale afstand |
| α | Pa^{-1} | Samendrukbaarheid van de grond |
| α_1 | ° | Brekiingshoek |
| α_2 | ° | Invalshoek |
| α_w | - | Probabilistische gevoeligheidsfactor van het waterspanningsverloop |
| β | m^2N^{-1} | Samendrukkingscoëfficiënt van water |
| | - | Vereiste betrouwbaarheidsindex |
| δ | m | Maat voor de indringingslengte in geval van cyclische respons |
| Δ | - | Verschil |
| ϕ of φ | m | Stijghoogte |
| $\bar{\phi}$ of $\hat{\phi}$ | m | Stijghoogteamplitde |

| | | |
|--------------------|----------------------|--|
| ϕ_g | m | Grenspotentiaal |
| ϕ_i | m | Stijghoogte in peilbuis i |
| ϕ_k | m | Stijghoogte in het kantelpunt |
| ϕ_p | m | Polderpeil |
| ϕ_r | m | Rivierpotentiaal |
| $\Phi()$ | - | Standaard normale kansverdeling |
| γ_{nat} | Nm^{-3} | Nat volumiek gewicht |
| γ_w | Nm^{-3} | Volumiek gewicht van water |
| η | - | $-m \sin(\theta)/(1+m \cos(\theta))$ |
| λ | m | Lekfactor of spreidingslengte |
| λ_t | m | Tijdsafhankelijke lekfactor |
| λ_ω | m | Cyclische lekfactor |
| λ'_ω | m | Cyclische lekfactor achterland |
| λ''_ω | m | Cyclische lekfactor voorland |
| μ | - | Verhouding tussen lekfactor voorland en lekfactor achterland |
| θ | rad | Hoek |
| ρ_g | kgm^{-3} | Volumieke massa grond |
| ρ_w | kgm^{-3} | Volumieke massa water |
| σ | Nm^{-2} | Grondspanning |
| σ' | Nm^{-2} | Korrelspanning |
| σ'_v | Nm^{-2} | Vertikale korrelspanning |
| ω | $rads^{-1}$ | Hoekfrequentie (van golf) |
| Ω | $mrad^{1/4}s^{-1/4}$ | $\lambda_\omega \sqrt[4]{\omega}$ |
| ψ | ° | Faseverschuiving |

Inhoudsopgave Bijlage 8 Achtergronden bij de totstandkoming van het TRW

| | |
|---|----------|
| Inhoudsopgave Bijlage 8 Achtergronden bij de totstandkoming van het TRW | 1 |
| BIJLAGE 8 ACHTERGRONDEN BIJ DE TOTSTANDKOMING VAN HET TRW | 2 |
| b8.1 Doel en afbakening | 2 |
| b8.2 Opzet en afbakening van het <i>TRW</i> | 2 |
| b8.3 Veiligheidsfilosofie (raamwerk) | 3 |
| b8.3.1 Inleiding | 3 |
| b8.3.2 Objectiveren van de veilige schematisering..... | 3 |
| b8.3.2.1 Algemeen | 3 |
| b8.3.2.2 Theoretische (probabilistische) benadering voor macrostabiliteit | 4 |
| b8.3.2.3 Analyse van schematiseringsaanpakken in de praktijk | 5 |
| b8.3.3 Schematisering bij Bewezen Sterkte aanpak | 6 |
| b8.3.4 Aanbeveling | 7 |
| b8.4 Witte vlekken | 7 |
| b8.4.1 Bepaling Freatische lijn..... | 7 |
| b8.4.2 Extreme neerslag | 8 |
| b8.5 Keuzes en aanbevelingen..... | 8 |

Bijlage 8 Achtergronden bij de totstandkoming van het TRW

b8.1 Doel en afbakening

In verschillende leidraden en handreikingen voor het ontwerpen en toetsen op veiligheid van dijken worden richtlijnen aangegeven om, al dan niet in combinatie met waterspanningsmetingen, te komen tot voldoende veilig geachte schattingen van waterspanningen ten behoeve van de controle van de sterkte van een dijk.

Het *Technisch Rapport Waterspanningen bij dijken (TRW)* is geheel gericht op het beschrijven van de waterspanningen in en onder dijken. Het TRW beoogt een bundeling te zijn van de diverse bestaande richtlijnen, gecompleteerd met nieuwe inzichten die sindsdien zijn opgedaan. Voor het schrijven van dit TRW wordt geen nieuwe kennis ontwikkeld; de focus ligt op het samenbrengen van bestaande kennis.

In deze bijlage worden overwegingen en achtergrondinformatie gegeven, die een rol hebben gespeeld bij de totstandkoming van het TRW. Dit betreft:

1. Vastleggen van overwegingen die geleid hebben tot bepaalde keuzen in het TRW, uiteraard indien er specifieke keuzen nodig geweest zijn om tot duidelijke en voor de praktijk bruikbare en veilige richtlijnen ten aanzien van de modellering van waterspanningen te komen. Voor zover die overwegingen dienstbaar zijn aan de duidelijkheid en het begrip van de materie in het TRW zullen ze daar gegeven worden. Voor zover dat niet het geval is, zijn ze vastgelegd in deze bijlage.
2. Signaleren van witte vlekken die bij het opzetten en uitwerken van het TRW zijn tegengekomen en die nader onderzoek behoeven. Voor zover mogelijk worden ook al oplossingsrichtingen geschetst. Daarnaast worden mogelijkheden aangegeven voor de toekomst om via verder onderzoek tot verbeteringen te komen (par. b.8.4).
3. Opstellen van een rationeel raamwerk voor het vaststellen van voldoende veilige modelleringen van waterspanningen, dan wel om vast te stellen dat gebruikelijke modelleringen in leidraden en andere richtlijnen, of gebruikelijk werkwijzen in de praktijk, voldoende veilig zijn. Met voldoende veilig wordt bedoeld in relatie tot de beoogde veiligheid tegen het optreden van bezwijkmechanismen bij dijken, in het bijzonder macro-instabiliteit van het binnentalud. In paragraaf b8.3 wordt daar nader op ingegaan. Ook hiervoor geldt dat geen nieuwe kennis wordt ontwikkeld, maar dat één of meer mogelijke oplossingsrichtingen worden verkend, die in toekomstig onderzoek verder ontwikkeld moeten worden.

b8.2 Opzet en afbakening van het TRW

De primaire invalshoek in het TRW is het aanreiken van methodieken en receptuur voor de bepaling van waterspanningen in het kader van ontwerp- en veiligheidstoetsingen bij dijken, en dan met name ten behoeve van de geotechnische stabiliteit (macrostabiliteit binnen- en buitenwaarts, microstabiliteit, opdrijven en opbarsten). Daarnaast spelen waterspanningen ook een belangrijke rol bij het ontwerp en de uitvoering van dijkversterkingen. Hierbij speelt consolidatie een belangrijke rol en, voor de uitvoeringsbegeleiding, het monitoren van waterspanningsontwikkeling tijdens dijkversterking.

In het TRW is de opzet vanuit bovengenoemde optiek uitgewerkt. Daarbij is aangesloten op beschrijvingen in het *Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies* [TRWG, 2001].

Gekozen is een opzet waarbij (uniformiteit van) de systeemkenmerken en modelleringsaanpakken centraal staat.

Daarnaast is het onderscheid naar dijk- en kadetype opgenomen in bijlage b2 (cases) , elk met een eigen specifieke problematiek ten aanzien van waterspanningen:

Case 1: Dijk benedenrivierengebied;

Case 2: Meerdijk;

Case 3: Dijk bovenrivierengebied;

Case 4: Boezemkade.

b8.3 Veiligheidsfilosofie (raamwerk)

b8.3.1 Inleiding

Bij de schematisering van het waterspanningsverloop (in tijd en ruimte) in en onder een dijk, ten behoeve van ontwerp- of toetsanalyses, spelen onzekerheden een belangrijke rol. Dit betreft met name:

- onzekerheden over de werkelijk aanwezige situatie (schematiseringsfouten / toevallige effecten);
- tekortkomingen in de modellen waarmee fysische processen worden beschreven (modelfouten).

Het omgaan met deze onzekerheden betekent in de praktijk dat belangrijke invoergegevens (laagopbouw, parameters), veelal 'gevoelsmatig' in meer of mindere mate aan de veilige, conservatieve kant worden gekozen. Binnen een zekere bandbreedte resulteert dit in een meer of minder veilige schematisering van de waterspanningen onder ontwerpomstandigheden, welke wordt gebruikt bij bijvoorbeeld de stabiliteitsanalyse van een dijk.

Hoe conservatief het uiteindelijke resultaat van dit proces is, en of dit wel conservatief genoeg is of misschien wel te conservatief, is afhankelijk van persoonlijke inschatting van de geotechnische adviseur. De indruk bestaat dat het in de regel wel goed gaat. Echter, praktijkervaringen (gerelateerd aan met ontwerpwaterstanden vergelijkbare extreme hoogwatersituaties) om tot een objectief recept te komen zijn er eigenlijk niet.

Door een probabilistische aanpak kunnen onzekerheden zichtbaar en in zekere zin geobjectiveerd worden. Hieronder wordt nader ingegaan op mogelijkheden van een probabilistische benadering van het schematiseren van een voldoende veilig waterspanningsbeeld.

b8.3.2 Objectiveren van de veilige schematisering

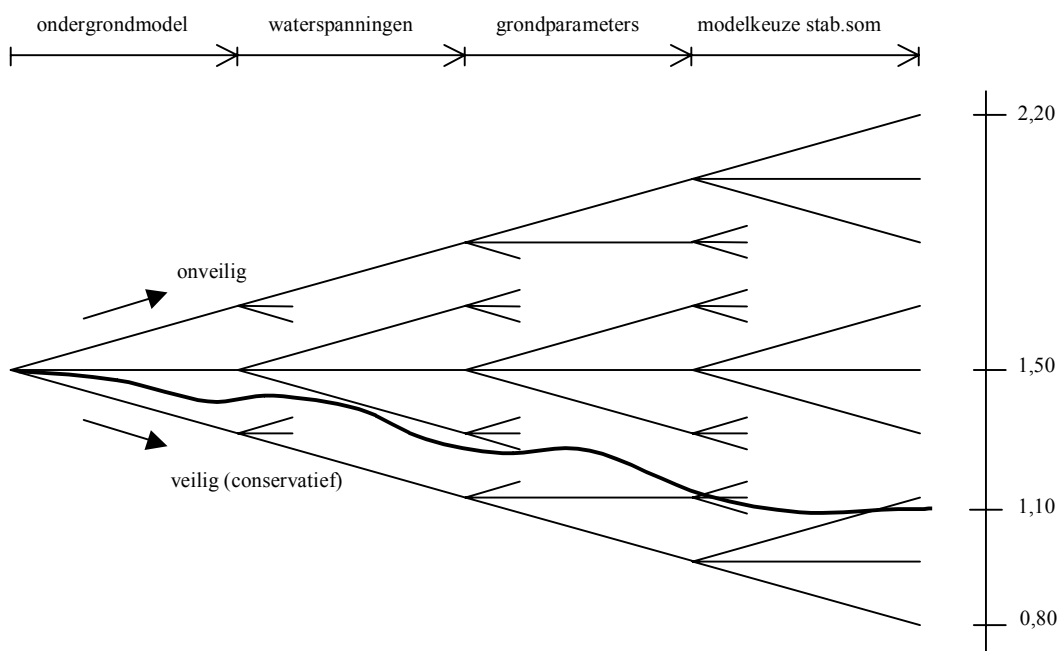
b8.3.2.1 Algemeen

Bij de stabiliteitsanalyse van een dijk vormt de schematisering van het waterspanningsverloop één van de vele stappen in de bepaling van de veiligheid tegen afschuiven, welke wordt uitgedrukt in een stabiliteitsfactor. In iedere stap kan een meer of minder veilige inschatting van de werkelijkheid worden gemaakt. Het eindresultaat van dit hele proces is een discrete schatting van de stabiliteitsfactor binnen een brede band van mogelijke uitkomsten, waarvan we aannemen dat deze met 'voldoende kleine' kans wordt onderschreden.

Dit proces van schematiseren binnen een bandbreedte van wat mogelijk aanwezig kan zijn, is in onderstaande figuur b8.1 weergegeven voor een viertal belangrijke stappen. Bij elk van de onderdelen van de schematisering (ondergrondmodel, waterspanningen, enz.) zijn verschillende keuzen mogelijk: een schematisering die absoluut veilig is, die wat minder veilig is, enz. tot een optimistische schematisering. Het aaneenschakelen van voor ieder onderdeel absoluut veilige schematiseringen wordt in het diagram aangegeven met de onderste schuine lijn. Hierbij wordt veiligheid op veiligheid gestapeld. Het aaneenschakelen van optimistische schematiseringen wordt aangegeven met de bovenste schuine lijn. Hierbij wordt onveiligheid op onveiligheid gestapeld. De dikke lijn geeft, kwalitatief, een praktische uitwerking van een schematisering ten behoeve van een stabiliteitsanalyse weer. De golven geven aan dat iedere stap bestaat uit substappen met eigen onzekerheden, die allen in meer of mindere mate worden afgedekt door meer of minder veilige benaderingen. Op de verticale as aan de rechterzijde is de bandbreedte (spreiding) van uitkomsten van stabiliteitsanalyses (stabiliteitsfactoren) op basis van de mogelijk te kiezen schematiseringen aangegeven (de getallen in figuur b8.1 zijn fictief). De totale bandbreedte weerspiegelt het effect van de onzekerheden in de 'werkelijke' stabiliteitsfactor.

In figuur b8.1 wordt gesuggereerd dat de vier onderscheiden typen onzekerheden in ongeveer gelijke mate bijdragen aan de onzekerheid in het eindresultaat (bandbreedte vanuit iedere stap is gelijk). In werkelijkheid is dat niet het geval. De onzekerheid over sommige onderdelen van de schematisering zal sterker doorwerken in de onzekerheid over de stabiliteitsfactor dan de onzekerheden over andere onderdelen van de schematisering. Ook per situatie zijn genoemde onzekerheidsverhoudingen verschillend. Er bestaat derhalve geen algemeen toepasbaar beeld voor de bijdragen van afzonderlijke onzekerheden aan de totale onzekerheid, maar de ervaring leert dat met de huidige stand der kennis de onzekerheden in grondopbouw en waterspanningen sterker doorwerken in de berekende macrostabiliteitsfactor dan grondparameter- en modelkeuzen.

Daarnaast speelt ook het effect van waterspanningsmetingen en grondonderzoek een rol. Metingen verkleinen onzekerheden, en daarmee de bandbreedte van mogelijke uitkomsten.



Figuur b8.1 Bandbreedte van berekende stabiliteitsfactor (macrostabiliteit binnenwaarts) als gevolg van door onzekerheden ingegeven mogelijke keuzen bij de schematisering (de getallenrange is fictief). De dikke lijn representeert een betrekkelijk veilige wijze van schematiseren.

Figuur b8.1 is nog geen concreet recept voor het veilig (maar niet te conservatief) schematiseren. Stel, om de gedachten te bepalen, dat een stabiliteitsfactor van 1,50 een goede benadering is van de 'werkelijke' stabiliteitsfactor, en dat een schematisering die tot een stabiliteitsfactor van 1,10 leidt een veilige (maar niet te conservatieve) schematisering is. De dikke lijn in het diagram leidt tot die waarde. Aan de hellingen kunnen we zien dat bij deze lijn gekozen is voor een enigszins veilige schematisering van het ondergrondmodel, een 'best guess' modelkeuze voor de stabiliteitssom (rekenmodelkeuze, inclusief 'modelfactor') en 'absoluut' veilige keuzen voor waterspanningen en grondparameters

We concluderen derhalve dat het maken van 'voldoende veilige keuzes' voor een onderdeel van de totale schematisering (bijvoorbeeld waterspanningen) niet los gezien kan worden van keuzes die voor andere onderdelen van de totale schematisering worden gemaakt. Dit vraagt om een integrale analyse. Een aangewezen instrument daarvoor is een probabilistische benadering. De ontwikkeling van probabilistische benaderingen op dit gebied is nog volop gaande.

b8.3.2.2 Theoretische (probabilistische) benadering voor macrostabiliteit

Bij de probabilistische benadering van bijvoorbeeld de kans op een afschuiving van een dijk wordt gestuurd op een maximaal toelaatbare faalkans. Uitgaande van de vier typen onzekerheden in figuur b8.1 wordt de werkelijke kans

op instabiliteit P_{inst} in theorie bepaald door de kansverdelingen van mogelijke ondergrondmodellen, waterspanningen, grondparameters en berekeningsmodellen, en daarmee indirect door de verdelingsfunctie van de stabiliteitsfactor.

Hieruit volgt dat de 'ontwerpwaarde' van het waterspanningsverloop bepaald wordt door enerzijds de kansverdeling van onzekerheden met betrekking tot het waterspanningsverloop, en anderzijds de relatieve bijdrage van die verdeling aan de kansverdeling van de stabiliteitsfactor. Met het eerste is bedoeld de spreiding of onzekerheid over de optredende waterspanningen. Deze kan per situatie sterk verschillen. Grote onzekerheid kan, zoals al eerder aangegeven, worden beperkt door uitvoeren van metingen. Met het tweede wordt bedoeld de bijdrage van de onzekerheid over het optredende waterspanningsverloop ten opzichte van de bijdragen van de andere onzekerheidsbronnen. Indien deze bijdrage klein is speelt de onzekerheid ten aanzien van het waterspanningsverloop, zelfs als deze op zich relatief groot is, een ondergeschikte rol.

Het langs deze weg bepalen van de invloed van onzekerheden van het waterspanningsverloop is, vanwege complexiteit en bewerkelijkheid, ook op langere termijn ongeschikt voor de routinematige adviespraktijk. Wel zou langs deze weg gezocht kunnen worden naar een mogelijk vereenvoudigde probabilistische benadering (semi probabilistische benadering), met behulp van probabilistische gevoeligheidscoëfficiënten. Deze gevoeligheidscoëfficiënten, ook wel α -factoren genoemd, kwantificeren de relatieve bijdrage van de afzonderlijke onzekerheden aan de onzekerheidsmarge van de stabiliteitsfactor. Een hoge waarde van de α -factor staat daarbij voor een grote bijdrage aan onzekerheid van het eindresultaat, een lage waarde voor een kleine bijdrage. Als met een probabilistische benadering de α -factor van het waterspanningsverloop bepaald wordt, kan daarmee vervolgens de ontwerpwaarde van het waterspanningsverloop rechtstreeks worden benaderd als functie van de verwachtingswaarde en een maat voor de spreiding.

De bijdrage van de onzekerheid in het waterspanningsverloop aan de faalkans is te schrijven als

$$P(W > W_{ontw}) = \Phi(\alpha_w \beta)$$

Hierin is:

| | |
|------------------------|--|
| $P(W > W_{ontw})$ | = de kans dat het waterspanningsverloop ongunstiger is dan de ontwerpwaarde W_{ontw} |
| $\Phi()$ | = de standaard normale kansverdeling |
| α_w | = de α -factor van het waterspanningsverloop (positieve waarde tussen 0 en 1) |
| $\beta (= \mu/\sigma)$ | = de vereiste betrouwbaarheidsindex m.b.t. macrostabiliteit |

Aan de hand van de kans $P(W > W_{ontw})$ en de stochastische karakterisering van de waterspanningen kan de ontwerpwaarde van het waterspanningsverloop W_{ontw} berekend worden. De juiste waarde van de α -factor van het waterspanningsverloop zal van mechanisme tot mechanisme verschillen, maar daarnaast ook per mechanisme van situatie tot situatie verschillen. Pas nadat meer zicht is gekregen op de mogelijke waarden van de α -factor voor bepaalde mechanismen in bepaalde situaties, kunnen wellicht min of meer algemeen toepasbare α -factoren worden vastgesteld.

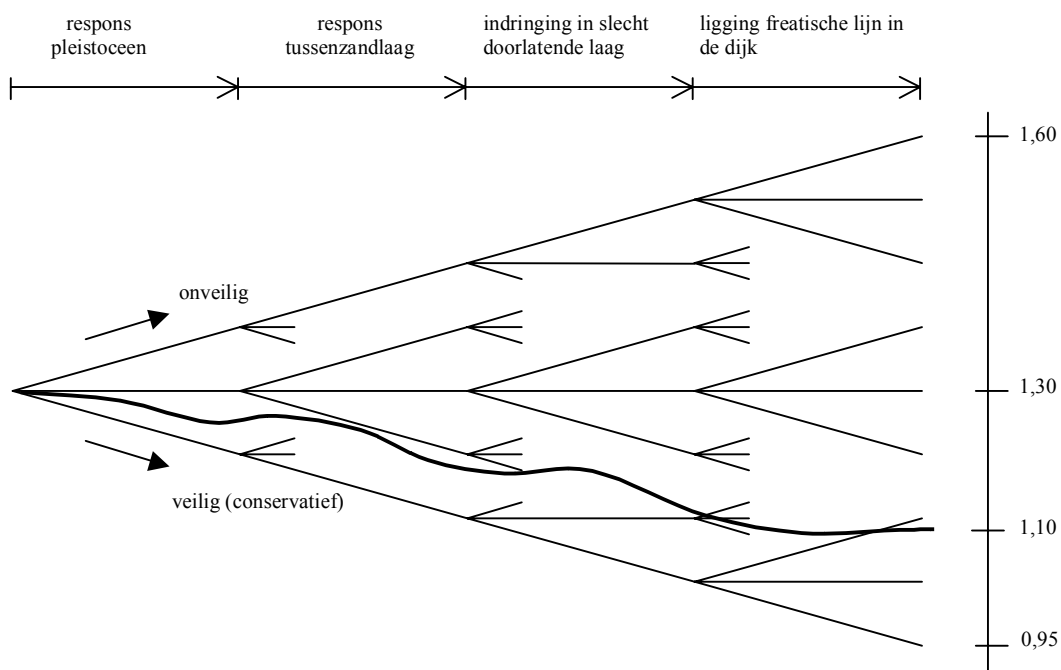
b8.3.2.3 Analyse van schematiseringsaanpakken in de praktijk

Een bruikbare manier voor het ontwikkelen van richtlijnen voor veilige schematisering van de verschillende componenten van het totale waterspanningspatroon is het analyseren van de huidige adviespraktijk (de objectieve keuzen). De onderwerpen die in een dergelijke evaluatie aan de orde komen zijn:

- Het detecteren en objectiveren van de stappen waarmee de adviseur gewoonlijk tot zijn schematisering van het waterspanningsverloop komt.
- De mogelijke interpretatieverschillen binnen dit proces en het effect daarvan op de veiligheid van de schematisering.
- Het effect van de stapeling van veiligheids (in de verschillende schematiseringsstappen) op de veiligheid van de uiteindelijke schematisering.
- Het gebruik en nut van metingen.

Feitelijk komt dit dus neer op het analyseren van de wijze waarop in de praktijk de tweede stap van het in figuur b8.1 weergegeven schematiseringsproces wordt doorlopen. Deze is onderverdeeld in meerdere substappen waarin een

meer of minder veilige benadering kan worden gevolgd. Ter indicatie is een dergelijke onderverdeling en de bandbreedte van het mogelijke effect op de resultaat van de stabiliteitsanalyse weergegeven in figuur b8.2, uitgaande van definitieve vaststelling van ondergrondmodel (stap 1), grondparameters (stap 3) en modelkeuze stabiliteitssom (stap 4) in figuur b8.1.



Figuur b8.2 (Fictieve) bandbreedte van de stabiliteitsfactor als gevolg van door onzekerheden ingegeven keuzen bij de schematisering van waterspanningen

b8.3.3 Schematisering bij Bewezen Sterkte aanpak

Het schematiseren van waterspanningen bij de bewezen sterkte aanpak voor bijvoorbeeld taludstabiliteitscontrole vergt speciale aandacht. Bij stabiliteitscontroles op basis van het bewezen sterkte principe hebben we te maken met schematisering van waterspanningen die moeten zijn opgetreden in de historische (overleefde) situatie en schematisering van waterspanningen in de 'toetssituatie'. Hiervoor geldt dat bij de analyse van onzekerheden onderscheid wordt gemaakt tussen onzekerheden die zich in gelijke mate manifesteren in de historische en de toetssituatie ('gecorrleerde onzekerheden') en onzekerheden die zich verschillend kunnen manifesteren ('ongecorrleerde onzekerheden'), aangezien omstandigheden kunnen zijn gewijzigd.

Globaal geldt dat bij ongecorrleerde onzekerheden voor de historische situatie uit moet worden gegaan van een voor de stabiliteit relatief gunstige realisatie, terwijl voor de toetssituatie uitgegaan moet worden van een relatief ongunstige realisatie.

Ten aanzien van de gecorrleerde onzekerheden geldt dat niet vooraf te zeggen valt of de aanname van een voor de stabiliteit gunstige of ongunstige realisatie (dus zowel voor de historische als de toetssituatie) maatgevend is voor de bewezen sterkte analyse. Dit houdt in, dat in de bewezen sterkte analyse proberenderwijze de maatgevende aanname voor gecorrleerde onzekerheden moet worden gezocht (werken met verschillende scenario's). Mogelijk kan het werken met verschillende scenario's voor de gecorrleerde onzekerheidscomponent in de waterspanningen worden ondervangen door de onzekerheidseffecten in de bewezen sterkte analyse te compenseren met een modelonzekerheidsfactor. In dat geval zou kunnen worden uitgegaan worden van een 'best guess' aanname voor gecorrleerde onzekerheden in de waterspanningen.

b8.3.4 Aanbeveling

In paragraaf b8.3.2 is een analyse met oplossingsrichting gegeven ten aanzien van het veilig modelleren van waterspanningen ten behoeve van stabiliteitscontrole bij dijken. Een theoretisch juiste benadering is om het veilig schatten van waterspanningen te bezien in de context van het gehele modelleringsproces voor stabiliteitscontrole. Dit proces kan worden opgeknipt in deelprocessen, waarvan het modelleren van waterspanningen er een is, naast modelleren van de ondergrondopbouw, grondeigenschappen en het mechanisme (keuze rekenmodel). Dit deelproces kan weer verder worden opgeknipt in, op hoofdlijnen, drie onderdelen, namelijk modellering van:

- waterspanningen in de watervoerende zandlaag;
- freatische stijghoogten in de dijk;
- waterspanningsverloop in het dijklichaam en onderliggende klei en veenlagen, tot de watervoerende zandlaag.

Voor elk van die drie onderdelen worden in de praktijk modelleringen gebruikt, waarvoor richtlijnen zijn aangegeven in bestaande TAW-leidraden en handreikingen (bijlage 9). Doorgaans is aan het omgaan met onzekerheden (en dus de vraag hoe te komen tot veilige modelleringen) in die leidraden en handreikingen geringe aandacht besteed. De gebruikelijke praktijk is het werken met 'best guesses', zowel voor modelkeuze als voor de parameters in die modellen.

Voor een eerste stap op weg naar handreikingen ten behoeve van de veilige schatting van waterspanningen wordt het volgende aanbevolen:

Breng de gebruikelijke werkwijzen voor het bepalen van waterspanningen in beeld. Tot nu toe zijn dat de 'best practices'.

Bij een nadere uitwerking worden de werkwijzen voor het schematiseren van de verschillende waterspanningsonderdelen nog eens goed onder de loep genomen, met het doel om de kritieke stappen of kritieke parameters erin te identificeren. Dat wil zeggen stappen of parameters waarvoor de waterspanningen het meest gevoelig zijn.

Vervolgens worden voor die kritieke stappen of parameters keuzen gedaan die moeten leiden tot 'veilige' schattingen van de waterspanningen (voor elk waterspanningsonderdeel). Dit kan bijvoorbeeld door voor kritieke parameters te werken met 'representatieve' waarden (karakteristieke waarden) en/of het introduceren van (deel)modelonzekerheidsfactoren.

b8.4 Witte vlekken

b8.4.1 Bepaling Freatische lijn

De manier waarop de freatische lijn wordt vastgelegd hangt af van verschillende factoren, zoals wel/geen waterspanningsmetingen, beoordeling van de binnen/buitenwaartse stabiliteit, zand/klei dijk en samendrukbare/zandige ondergrond. In bijlage 1 zijn aanwijzingen gegeven voor het maken van een eerste schatting van de waterspanningen bij extreme omstandigheden als er geen metingen beschikbaar zijn. In de huidige adviespraktijk wordt de waterdruk in de dijk bij maatgevend hoogwater vaak verkregen uit extrapolatie van metingen van het waterdrukverloop, ten gevolge van schommelingen in het getij of van het passeren van een hoogwatergolf.

De drukopbouw onder gemiddelde omstandigheden verloopt niet-lineair met de diepte. Dit is het gevolg van:

- vertraging in de aanpassing van de waterdruk in de dijk kern op veranderende randvoorwaarden;
- elastische berging tijdens infiltratie (met name luchtinsluiting en verzadigingsgraad).

Door het tijdsafhankelijke gedrag van de waterdrukverdeling zal een extrapolatie van de meetgegevens onder gemiddelde omstandigheden hoogstwaarschijnlijk leiden tot fouten in de voorspelde waterdruk tijdens MHW. In de kleiige gedeelten in de kruin zal de waterdruk over het algemeen worden overschat, met als gevolg een te lage, ongunstige schatting van de binnenwaartse macrostabiliteit.

Overschatten is echter niet altijd het geval. Bij waterspanningsmetingen van een kleidijk tussen Lexmond en Vianen is gebleken dat tijdens kortdurend hoog water de freatische lijn, anders dan verwacht, toch opliep. Dit kon worden verklaard met scheurvorming in de deklaag, een hoge lokale verzadigingsgraad en inhomogeniteiten (relatief ondoorlatende zones).

Door de relatieve korte duur van hoog water bij zeedijken, kan de overschatting van waterspanningen (en daarmee onderschatting van de sterkte) daarvoor groter zijn dan in geval van langdurige infiltratie, zoals in geval van hoogwater voor rivierdijken. Betere kennis van het (on-)verzadigde materiaalgedrag (doorlatendheid en vochtgehalte als functie van de druk) van dijkmateriaal is nodig om een uitspraak te kunnen doen of er ook een toename in de sterkte van rivierdijken mogelijk zal zijn.

De infiltratiecapaciteit is afhankelijk van het al of niet aanwezig zijn van de zandige lagen in het talud. Met behulp van vochtgehaltemeters kan een beter inzicht in het vol- en leeglopen van zandige gedeelten worden verkregen. In ondoorlatende zones is niet de infiltratiecapaciteit, maar een relatief hoge verzadigingsgraad de oorzaak van freatische veranderingen bij geringe infiltratie.

De belangrijkste onderwerpen voor vervolgonderzoek voor 'Infiltratie in het buitentalud' zijn:

- het bepalen van het onverzadigde materiaalgedrag (doorlatendheid en verzadigingsgraad als functie van de druk) van de toplaag, het zandcunet en het gebied net daaronder. Metingen zowel in-situ als op laboratoriumschaal zijn zinvol;
- de bepaling van het drukhoogteverloop onder gemiddelde omstandigheden, met name de invloed van het tijdsafhankelijk verloop van de neerslag en verdamping op het drukverloop in de dijk;
- de bepaling van freatisch gedrag in (oude) kleidijken.

b8.4.2 Extreme neerslag

In veel gevallen in de adviespraktijk zal het voldoende zijn om extreme neerslag in rekening te brengen conform paragraaf 2.4.5. De daarin voorgestelde verhoging van de freatische lijn bij extreme neerslag is waarschijnlijk voldoende realistisch. De toename van de waterspanning in de diepere lagen zoals daar is beschreven, is op grond van de in dit deelonderzoek uitgevoerde berekeningen aan de conservatieve kant.

In situaties in de adviespraktijk waar de te verwachten verhoging van de freatische lijn en waterspanning bij extreme neerslag beter onderzocht moet worden, of waar inzicht nodig is voor de initiële conditie in verband met het bestuderen van andere mechanismen, zal het moeilijk zijn om een precieze toename te voorspellen. Zowel extrapolatie van meetgegevens als het uitvoeren van berekeningen kan niet leiden tot een precieze voorspelling. Voor een specifieke situatie zal er vrijwel nooit gelegenheid zijn om door middel van terrein- en laboratoriumonderzoek voor alle variabelen de juiste waarde vast te stellen. Er is een veelheid aan factoren die een rol spelen. Elk van deze factoren heeft binnen bijvoorbeeld een dijkvak een spreiding. Door het uitvoeren van berekeningen kan inzicht worden verkregen in de processen die een rol spelen bij de verhoging van de freatische lijn en de waterspanning door extreme neerslag. Door in de berekeningen te variëren met verschillende variabelen ontstaat inzicht in de te verwachten freatische lijn en waterspanning onder extreme condities. Natuurlijk is een realistisch beeld van de in situ te verwachten waarde van de variabelen en de daarbij behorende bandbreedte wel noodzakelijk. Metingen met waterspanningsmeters kunnen helpen een beeld te krijgen van de gemiddelde freatische lijn en de waterspanning in een dijk. De resultaten van de berekeningen kunnen worden afgestemd op de resultaten van de metingen in de dijk. Verder is het aan te raden om bij de berekeningen uit te gaan van een tijdsafhankelijke neerslag.

De computerprogramma's Seep/w of PLAXIS zijn geschikt om een beeld te krijgen van het freatisch gedrag.

b8.5 Keuzes en aanbevelingen

In het waterspanningspatroon van dijken bij maatgevende waterstandscondities kunnen globaal de volgende belangrijke componenten worden onderscheiden:

- waterspanningen in onderliggende (watervoerende) zandlagen die in verbinding staan met het buitenwater (deze zijn van belang voor controles op opbarsten/piping en van de macrostabiliteit van het binnentalud);
- freatische waterspanningen (deze zijn van belang voor controles van de macrostabiliteit en de microstabiliteit);
- waterspanningen in cohesieve lagen boven het grensvlak met de onderliggende zandlaag.

Voor het modelleren van die waterspanningscomponenten zijn in de afgelopen decennia 'best practices' ontwikkeld, die zijn vastgelegd in diverse TAW-Leidraden, *Handreiking Constructief Ontwerpen* [HCO, 1994] en dagelijkse

adviespraktijk. Gekozen is om die 'best practices' als uitgangspunt te kiezen bij het opstellen van het TRW. Het gaat daarbij zowel om rekenmodel-aanpakken als om empirische regels.

Bij in de praktijk ontstane empirische modelleringsregels kan er vooralsnog van worden uitgegaan dat die (voldoende) conservatief zijn. Deze regels komen in het algemeen voort uit (meet)ervaringen.

Naast modellering op basis van rekenmodellen of empirische rekenregels zal men in de praktijk veelal ook beschikken over waterspanningsmetingen, echter in situaties die niet maatgevend zijn. Het hieruit afleiden van waterspanningen in maatgevende situaties gebeurt vaak op basis van eenvoudige extrapolatieberekeningen.

Voor zover rekenmodellen worden gebruikt bij het modelleren van waterspanningen (bijvoorbeeld geohydrologische rekenmodellen in de *Leidraad voor het ontwerpen van Rivierdijken* [LOR1 en LOR2, 1989]) wordt uitgegaan van een gegeven schematisering van de (onder)grondconfiguratie in, onder en naast de dijk. Onzekerheden in die schematisering leiden uiteraard tot onzekerheden over het werkelijk optredend waterspanningenpatroon. Het is daarom van belang om bij het modelleren van waterspanningen de invloed van reëel geachte mogelijke afwijkingen van de ondergrondconfiguratie in de modellering te betrekken

Op de vraag in welke mate onzekerheden van waterspanningscomponenten moeten worden meegenomen bij het vaststellen van 'ontwerp-waterspanningen' kan momenteel geen theoretisch onderbouwd antwoord worden gegeven. Naast de grootte van de onzekerheden speelt hierbij ook de vraag wat het effect daarvan is op de te controleren mechanismen en de vraag welke veiligheidsnormstelling voor de mechanismen moet worden aangelegd en welke andere onzekerheden bij de mechanismeveiligheid ook een rol spelen. Een adequaat antwoord kan worden verkregen met een integraal (probabilistisch) veiligheidsonderzoek. Een dergelijk onderzoek wordt aanbevolen.

Referenties bij bijlage 8

[HCO, 1994]

Handreiking Constructief Ontwerpen, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), 1994.

[LOR1, 1989]

Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 1 – bovenrivierengebied, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, 's-Gravenhage, september 1989.

[LOR2, 1989]

Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 2 – benedenrivierengebied, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, 's-Gravenhage, september 1989.

[LTV, 1999]

Leidraad Toetsen op Veiligheid, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW); 's-Gravenhage, september 1999.

[TRWG, 2001]

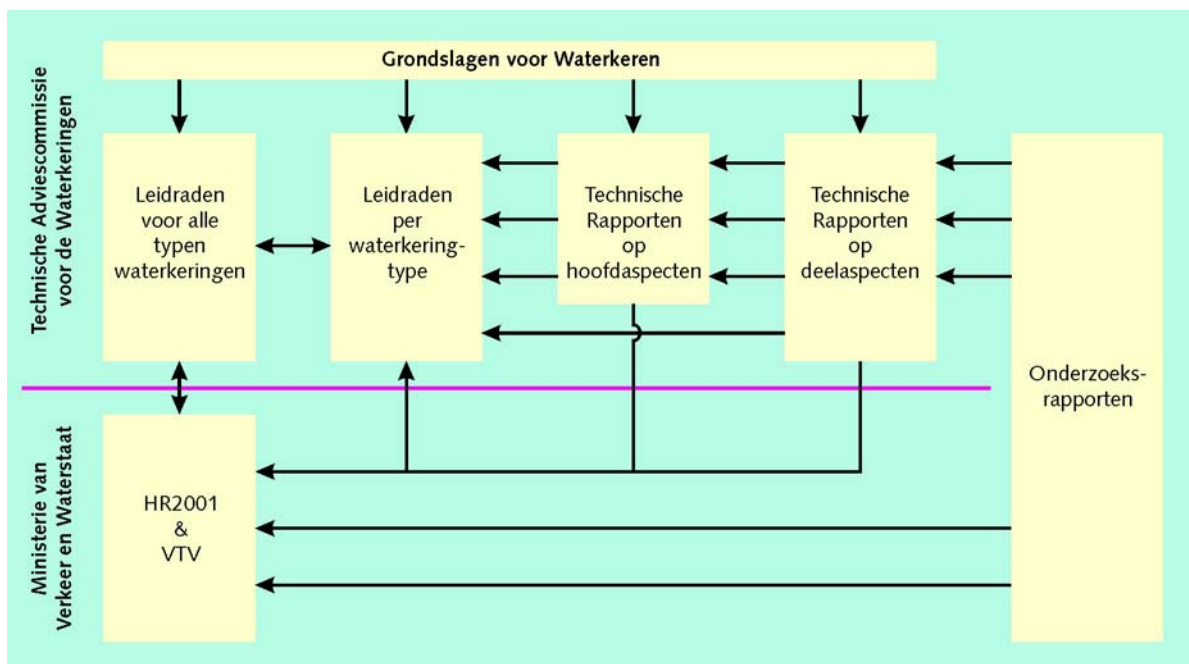
Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), Delft, juni 2001.

Bijlage 9 Overzicht TAW-leidraden en technische rapporten

Sinds 1971 geeft de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW) leidraden en technische rapporten uit ten behoeve van het toetsen, ontwerpen en beheren van waterkeringen. Sindsdien hebben de ontwikkelingen niet stil gestaan en zijn kennis en inzichten in de techniek van het keren van water, die gepubliceerd zijn in leidraden en technische rapporten, geheel of gedeeltelijk vervangen door nieuwere kennis en inzichten.

Daarnaast zijn ook door anderen dan de TAW richtlijnen uitgebracht voor toetsen, ontwerpen en beheren van waterkeringen. Te denken valt hierbij bijvoorbeeld aan de Hydraulische Randvoorwaarden voor het toetsen van primaire waterkeringen en het Voorschrift Toetsen op Veiligheid (ministerie van Verkeer en Waterstaat) of de NEN-normen voor pijpleidingen.

In onderstaande figuur is de samenhang weergegeven tussen de technische richtlijnen voor waterkeringen.



Hieronder is een overzicht gegeven van de relevante richtlijnen voor toetsen, ontwerpen en beheren van waterkeringen, onderverdeeld naar thans vigerende richtlijnen, te verschijnen richtlijnen en vervallen richtlijnen.

In een aantal gevallen zullen richtlijnen over een bepaald onderwerp in meerdere publicaties terug te vinden zijn. Zo zijn richtlijnen voor te gebruiken materiaalfactoren bij de bepaling van de stabiliteitfactor ten aanzien van de macrostabiliteit binnenwaarts terug te vinden in een aantal TAW-leidraden en -technische rapporten. De meest recente waarin dit onderwerp aan de orde komt is het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies. Voor dit onderwerp moet dan ook dit Technisch Rapport als vigerend worden beschouwd. In het algemeen geldt dat de meest recente richtlijn over een onderwerp vigerend is voor dat onderwerp.

Vigerende TAW-leidraden en -technische rapporten

| Grondslagen voor waterkeren | Technische Rapporten op hoofdaspecten per thema | Technische Rapporten op deelaspecten per thema |
|---|--|---|
| Grondslagen voor waterkeren 1998 | Zandige kust Leidraad voor de beoordeling van de veiligheid van duinen als waterkering 1984 Basisrapport zandige kust 1995 | Kunstwerken Leidraad voor constructie en beheer van vloeistofleidingen in en nabij waterkeringen 1971 Leidraad voor constructie en beheer van gasleidingen in en nabij waterkeringen 1973 |
| Leidraden voor alle typen waterkeringen | Dijken Basisrapport zee- en meerdijken 1999 Technisch rapport waterkerende grondconstructies 2001 | Leidraad voor ontwerp, beheer en onderhoud van constructies en vreemde objecten in, op en nabij waterkeringen 1976 |
| Leidraden per waterkeringstype | Boezemkaden Technisch rapport voor het toetsen van boezemkaden 1993 | Bekleding Leidraad voor toepassing van asfalt in de waterbouw (nu als bijlage bij het Technisch rapport asfalt voor waterkeren) 1984 Leidraad cementbetonnen dijkbekledingen (CUR 119, niet meer leverbaar) 1984 Technisch rapport klei voor dijken 1996 Technisch rapport erosiebestendigheid van grasland als dijkbekleding 1998 Grasmat als dijkbekleding 1999 Technisch rapport asfalt voor waterkeren 2002 Technisch rapport steenzettingen (vervangt Handboek voor dimensionering van gezette taludbekledingen) 2003 |
| Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken | | |
| Deel 1: bovenrivierengebied 1985 | | |
| Deel 2: benedenrivierengebied + appendices 1989 | | |
| Handreikingen commissie Boertien | Bekleding | |
| Handreiking visie-ontwikkeling 1994 | Leidraad keuzemethodiek dijk- en oeverbekledingen. Deel I en II 1988 | |
| Handreiking inventarisatie en waardering LNC-aspecten 1994 | | |
| Handreiking beleidsanalyse 1994 | | |
| Handreiking constructief ontwerpen + bijlagen 1994 | | |
| Handreiking ruimtelijk ontwerpen 1994 | | |
| Leidraad zee- en meerdijken 1999 | | |
| Leidraad zandige kust (vervangt versie 1995) 2002 | | |
| Leidraad kunstwerken (vervangt Leidraad waterkerende kunstwerken en bijzondere constructies) 2003 | | |
| | | Belasting Technisch rapport golfploop en golfoverslag bij dijken 2002 Grondmechanische aspecten - water in de grond Technisch rapport zandmeevoerende wellen 1999 Grondmechanische aspecten - grondgedrag Leidraad bij bodemonderzoek in en nabij waterkeringen 1988 Technisch rapport geotechnische classificatie van veen 1994 Onderzoeksrapport voor de bepaling van de actuele sterkte van rivierdijken 1996 |

Overige vigerende voorschriften en richtlijnen voor toetsen, ontwerpen en beheren van waterkeringen

| Grondslagen voor waterkeren | Op hoofdaspecten per thema | Op deelaspecten per thema |
|---|----------------------------|--|
| - | - | Kunstwerken Eisen voor buisleidingsystemen (NEN 3650) (vervangt versie 1992/1996) 2003 |
| Voor alle typen waterkeringen | | Aanvullende eisen voor leidingen in kruisingen met belangrijke waterstaatswerken (NEN 3651) (vervangt versie 1994/1999) 2003 |
| Hydraulische randvoorwaarden 2001 voor het toetsen van primaire waterkeringen (V&W) | | Aanvullende eisen voor niet-stalen leidingen in kruisingen met belangrijke waterstaatswerken (NEN 3652) 1998 |
| Voorschrift toetsen op veiligheid 2004 | | Ondergrondse pijpleidingen. Grondslagen voor de sterkteberekening (NPR 3659) 1996 |
| Per waterkeringstype | | - Wijzigingsblad (NPR 3659/A1) 2003 |
| - | | |

Uit te brengen TAW-leidraden en -technische rapporten ♦

| Grondslagen voor waterkeren | Technische Rapporten op hoofdaspecten per thema | Technische Rapporten op deelaspecten per thema |
|---|---|---|
| - | - | Kunstwerken Technisch rapport kistdammen en diepwanden 2004 in waterkeringen |
| Leidraden voor alle typen waterkeringen | | Bekleding Technisch rapport toetsen van asfaltbekledingen 2004 |
| - | | Grondmechanische aspecten - water in de grond Technisch rapport waterspanningen 2004 |
| Leidraden per waterkeringstype | | Grondmechanische aspecten - grondgedrag Technisch rapport actuele sterkte van dijken 2004 (vervangt Onderzoeksrapport voor de bepaling van de actuele sterkte van rivierdijken) |
| Leidraad rivieren 2005 | | |

♦ onder voorbehoud

Uit te brengen overige voorschriften en richtlijnen voor toetsen, ontwerpen en beheren van waterkeringen ♦

| Grondslagen voor waterkeren | Op hoofdaspecten per thema | Op deelaspecten per thema |
|-------------------------------|----------------------------|---------------------------|
| - | - | - |
| Voor alle typen waterkeringen | | |
| - | | |
| Per waterkeringstype | | |
| - | | |

♦ onder voorbehoud

Vervallen TAW-leidraden en -technische rapporten

| Grondslagen voor waterkeren | Technische Rapporten op hoofdaspecten per thema | Technische Rapporten op deelaspecten per thema |
|---|---|---|
| - | Kunstwerken | Bekleding |
| Leidraden voor alle typen waterkeringen | Basisrapport waterkerende kunstwerken en 1997 bijzondere constructies (vervangen door Leidraad kunstwerken) | Handboek voor dimensionering van gezette 1992 taludbekledingen (CUR 155) (vervangen door Technisch Rapport Steenzettingen) |
| Leidraad toetsen op veiligheid (groene versie) 1996 (vervangen door versie 1999) | | Grondmechanische aspecten - water in de grond |
| Leidraad toetsen op veiligheid 1999 (vervangen door Voorschrift toetsen op veiligheid) | | Technisch rapport voor controle op het 1994 mechanisme piping bij rivierdijken (vervangen door Technisch rapport zandmeevoerende wellen) |
| Leidraden per waterkeringstype | | Grondmechanische aspecten – grondgedrag |
| Leidraad zandige kust 1995 (vervangen door versie 2002) | | Leidraad cel- en triaxiaalproeven 1988 (celproef is afgeschaft, leidraad triaxiaalproeven is vervangen door NEN 5117) |
| Leidraad waterkerende kunstwerken en 1997 bijzondere constructies (vervangen door Leidraad kunstwerken) | | |

Vervallen overige voorschriften en richtlijnen voor toetsen, ontwerpen en beheren van waterkeringen

| Grondslagen voor waterkeren | Op hoofdaspecten per thema | Op deelaspecten per thema |
|--|----------------------------|---|
| - | - | Kunstwerken |
| Voor alle typen waterkeringen | | Pijpleidingcode (Provincie ZH) 1990 (vervangen door NEN 3650, NEN 3651, NEN 3652 en NPR 3659) |
| Hydraulische randvoorwaarden voor primaire 1996 waterkeringen (V&W) (vervangen door Hydraulische randvoorwaarden 2001 voor het toetsen van primaire waterkeringen) | | Eisen voor stalen transportleidingssystemen 1992 (NEN 3650) |
| Per waterkeringstype | | - Correctieblad (NEN 3650/C1) 1996 (vervangen door versie 2003) |
| - | | Aanvullende eisen voor stalen leidingen in 1994 kruisingen met belangrijke waterstaatswerken (NEN 3651) |
| | | - Wijzigingsblad (NEN 3651/A1) 1999 (vervangen door versie 2003) |

CUR Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving

Postbus 420, 2800 AK Gouda

NEN Nederlandse norm

Nederlands Normalisatie-instituut NNI, Postbus 5059, 2600 GB Delft

NPR Nederlandse Praktijkrichtlijn

Nederlands Normalisatie-instituut NNI, Postbus 5059, 2600 GB Delft

TAW Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen

Postbus 5044, 2600 GA Delft

V&W Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde

Postbus 5044, 2600 GA Delft