Rijkswaterstaat
Ministerie van Infrastructuur en Waterstaat

Technische Leidraad Katern Piping bij dijken

26 november 2026

Inhoudsopgave

1. Inleiding . . . 6
Inleiding katern piping bij dijken . . . 6
2. Faalmechanisme piping . . . 6
Piping en interne erosie . . . 6
Faalpaden piping . . . 8
Initiërende gebeurtenis piping . . . 9
Fenomenologische beschrijving opdrijven en opbarsten . . . 11
Fenomenologische beschrijving heave . . . 12
Fenomenologische beschrijving terugschrijdende erosie . . . 14
Fenomenologische beschrijving vervolggebeurtenissen . . . 20
Samenvatting: wanneer kan terugschrijdende erosie optreden? . . . 21
3. Modelleren van piping bij dijken . . . 24
3.1 Modelleren van opdrijven en opbarsten . . . 24
Modelleren opdrijven en opbarsten . . . 24
3.2 Modelleren heave . . . 26
Modelleren heave . . . 26
3.3 Modelleren terugschrijdende erosie . . . 32
Rekenmodellen terugschrijdende erosie . . . 32
Rekenregel van Sellmeijer . . . 33
Achtergrond rekenmodel van Sellmeijer . . . 36
Eindige elementen model D-GeoFlow . . . 39
Omgang met pipegroei onder voorland D-GeoFlow . . . 40
Drukval in een wel (0,3D-regel) bij terugschrijdende erosie . . . 43
Effecten tijdsafhankelijke buitenwaterstand op terugschrijdende erosie . . . 44
4. Analyse geohydrologische situatie en belastingen . . . 46
4.1 Geohydrologie rond de dijk . . . 46
4.1.1 Inleiding geohydrologische analyses t.b.v. piping . . . 46
Introductie waterspanningen . . . 46
Grondwaterstroming algemeen . . . 50
4.1.2 Basisbegrippen . . . 53
Basisbegrippen waterspanningen . . . 53
Freatisch vlak en capillaire zone . . . 54
Freatische en elastische waterberging in grond . . . 59
Stijghoogte en potentiaal in het watervoerend pakket . . . 61
Grenspotentiaal en opdrijven . . . 62
Intreepunt . . . 62
Kantelpunt . . . 63
Lekfactor of leklengte . . . 66
Hydrodynamische periode . . . 69
Naijlen van waterspanningen . . . 69
Indringingslaag . . . 71
Responsfactor . . . 74
4.1.3 Berekenen van waterspanningen . . . 76
Berekenen waterspanningen . . . 76
Theorie achter het berekenen van waterspanningen . . . 80

4.1.4 Grenspotentiaal in watervoerend pakket 82
Schematiseren stijghoogteverloop in zandlaag na opdrukken 82
Berekenen van de grenspotentiaal 83
4.2 Schematiseren en modelleren van de geohydrologische situatie 88
4.2.1 Schematiseren geohydrologische situatie 88
Schematiseren van geohydrologische situatie 88
Geohydrologisch model 1D-analyse 89
Geohydrologisch model 2D-analyse 90
Geohydrologisch model 3D-analyse 91
Keuzehulp Geohydrologisch model 92
Achtergronden tijdsafhankelijke grondwaterstroming 93
Waterstandsverlooplijn 96
Invloed van het voorland 96
4.2.2 Omgaan met onzekerheden in een geohydrologisch model 96
Omgaan met onzekerheden in een geohydrologisch model 96
4.2.3 Analytische modellen 99
Modellen van het stijghoogteverloop in een zandlaag onder een ondoorlatende dijk 99
Model van stationaire stroming onder dijk met deklaag op watervoerende laag in voor- en achterland (Model 4A) 100
Model van stationaire stroming onder dijk gelegen op watervoerende laag (Model 4B) 104
Model van stationaire stroming onder dijk met binnendijks de grenspotentiaal (Model 4C) 108
Model voor stroming onder dijk, de respons op een sinusvormige hoogwatergolf (Model 4D) 109
Model voor stroming onder de dijk, de respons op sinusvormige hoogwatergolven (Model 4E en 4F) 113
Berekenen van de opdruklengte bij stationaire stroming (Model 3D) 116
Rekenvoorbeeld van de opdruklengte bij stationaire stroming 118
Berekenen van de opdruklengte bij niet-stationaire stroming 120
Rekenvoorbeeld van de opdruklengte bij niet-stationaire stroming 122
4.2.4 Numerieke modellen 123
Rekenprogramma's grondwaterstroming 123
4.3 Meten van waterspanningen en stijghoogte 125
Waterspanningen meten en/of monitoren 125
Geohydrologie bij de dijk monitoren 126
Bewaken ontwerpuitgangspunten waterspanningen 130
Instrumenten om waterspanningen te meten 133
Valkuilen bij interpreteren van waterspanningsmetingen 135
Voorbeeld van valkuilen bij interpreteren van waterspanningsmetingen 136
Analytische modellen voor de interpretatie van peilbuiswaarnemingen 137
Interpretatie gemeten stijghoogteverloop voor cyclische belasting (Model 3B) 138
Niet-stationaire benadering met behulp van de transiënte lekfactor (Model 3C) 142
Interpretatie van peilbuiswaarnemingen bij het onderstromen van hoog voorland 143
4.4 Gebruik van een geohydrologisch model in de analyse van piping 146

Toepassen van een geohydrologisch model in de analyse van piping 146
5. Karakteriseren eigenschappen van het watervoerend pakket 146
5.1 Ondergrond 146
Schematiseren van de ondergrond voor piping 146
5.2 Karakteriseren van de kwelweg 148
Kwelweglengte 148
Intredepunt piping 148
Uittredepunt piping 150
5.3 Karakteriseren eigenschappen van de deklaag 151
Deklaagdikte 151
Bovenzijde deklaag 152
Onderzijde deklaag 152
Doorlatendheid deklaag voor- en achterland 153
5.4 Karakteriseren eigenschappen van het watervoerend pakket 154
Dikte watervoerend pakket 154
Korrelgroottes watervoerend pakket 155
Doorlatendheid watervoerend pakket 157
Volumegewicht van zandkorrels onder water 158
Fijne fractie (slibfractie) 159
Gelaagd watervoerend pakket 159
Anisotropie 160
Relatie ondergrond en bepalingswijze van de doorlatendheid en korrelgrootte van zandpakketten 162
5.5 Parameters 169
Overzicht parameters 169
5.6 Getijdenafzettingen 170
Getijdenafzettingen 170
5.7 Meten en monitoren 174
6. Veiligheidsanalyse piping 174
6.1 Algemeen 174
Algemeen veiligheidsanalyse piping 174
Omgaan met kennisleemtes en nieuwe kennis bij piping 175
Semi-probabilistisch veiligheidsformat voor piping 176
Bepalen van karakteristieke waarden 177
Modelfactor voor piping 179
Materiaalfactor voor piping 179
Schematiseringsfactor voor piping 179
Lengte-effectfactor bij piping 180
6.2 Schadefactoren 182
Schadefactor opbarsten 182
Schadefactor heave 182
Schadefactor terugschrijdende erosie 183
6.3 Stabiliteitsfactoren 184
Stabiliteitsfactoren piping 184
Stabiliteitsfactor voor hydaulische grondbreuk (heave in zandlaag) 185
7. Oplossingen voor dijkverbeteringen 188
Analyse versterkingsopgave voor piping 188

Oplossingen voor dijkverbeteringen voor piping 189
Kwelwegverlenging 192
Filtertechnieken: voorkomen van zanduitspoeling 195
Drainagetechnieken: verlagen van grondwaterstand 199
Heaveschermen 203

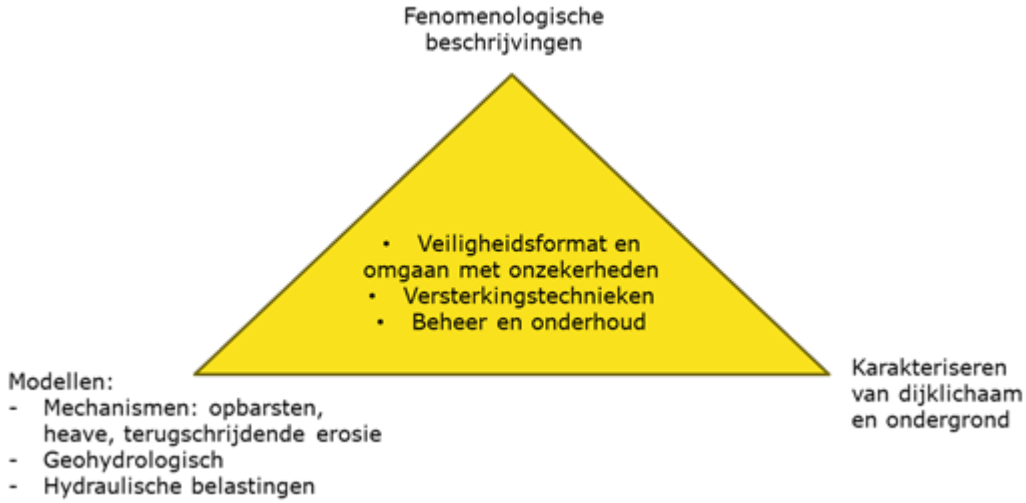
1. Inleiding

Inleiding katern piping bij dijken

Voor het analyseren van piping bij dijken is het van belang om alle relevante aspecten in samenhang te beschouwen. Deze aspecten zijn te herkennen in de opbouw van het katern piping:

- Fenomenologische beschrijving van de mechanismen: wat is het fysische gedrag van grond en water?
- De modellen waarin het werkelijke gedrag wordt geschematiseerd en die kunnen worden gebruikt voor het analyseren van het faalmechanisme :
  - Mechanismen: opbarsten, heave, terugschrijdende erosie;
  - Geohydrologische modellen;
  - Hydraulische belastingen.
- Het karakteriseren van dijklichaam en ondergrond voor de analyse van het faalmechanisme.

De samenhang is geïllustreerd in onderstaand figuur. In het veiligheidsformat, inclusief het omgaan met onzekerheden, komen de verschillende onderdelen samen. Ook bij het selecteren van versterkingstechnieken en bij beheer en onderhoud is het belangrijk om alle aspecten in samenhang te beschouwen.



Figuur 1 Samenhang in Technische Leidraden – katern piping bij dijken

In de handleiding Overstromingskansanalyse -Dijken/Dammen deel 2 piping is het proces van het bepalen van de overstromingskans ten gevolge van piping beschreven en zijn leidende principes gegeven voor dat proces. De technische leidraden geven een overzicht van de technisch-inhoudelijke kennis van de mechanismen, van het modelleren en schematiseren, een overzicht van mogelijkheden voor dijkversterkingen en van aandachtspunten bij beheer en onderhoud.

Versie 1.0: 2 juli 2025

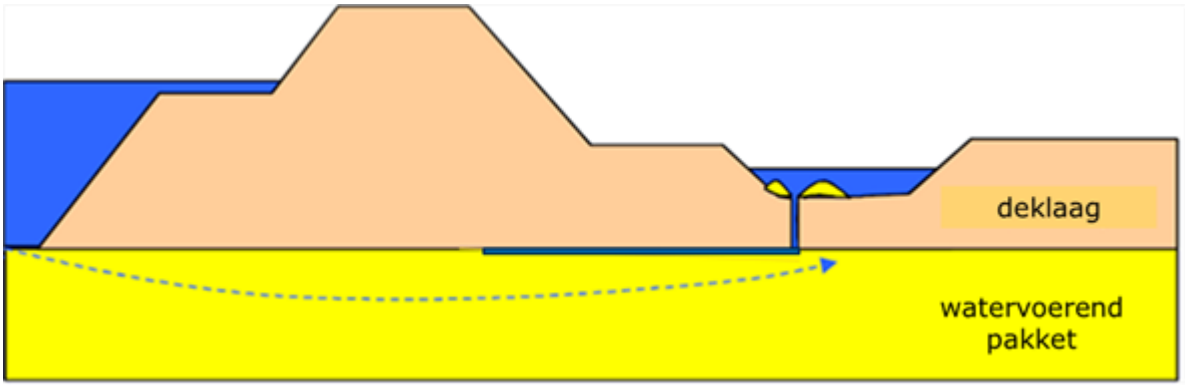
2. Faalmechanisme piping

Piping en interne erosie

Inleiding

Interne erosie is de verzamelterm voor mechanismen waarbij grondwaterstroming gronddeeltjes uit dijken, dammen of vanuit de ondergrond meevoert (uitspoelen). Het faalmechanisme “Piping” is een

vorm van interne erosie waarbij als gevolg van het uitspoelen van zandkorrels aan de polderzijde een klein kanaaltje ontstaat in een watervoerend pakket onder een deklaag, zie onderstaande figuur. Dit kanaaltje kan groeien in de richting van het buitenwater, en kan in combinatie met vervolgmechanismen leiden tot een overstroming.
Met de term “piping” bedoelen we in de Nederlandse context het gehele faalmechanisme (opbarsten, heave, terugschrijdende erosie en de vervolggebeurtenissen tot overstroming) en met de term “terugschrijdende erosie” het mechanisme waarbij een kanaaltje in de richting van het buitenwater groeit. Internationaal wordt piping aangeduid met de term “backward erosion piping”.



Figuur 1 Ontstaan van een terugschrijdend erosiekanaal

In het verleden zijn in Nederland diverse dijkdoorbraken door piping veroorzaakt. In de literatuur wordt het mechanisme vanaf het begin van de 20e eeuw genoemd. Voor die tijd was het mechanisme nog onbekend. In het buitenland zijn veel gevallen bekend van doorbraken die zijn veroorzaakt door piping [Foster, et al., 2000] en [Özer, et al., 2019].

Zandmeevoerende wellen, zijn en worden wel regelmatig waargenomen bij Nederlandse dijken wellendatabase [Van Beek, et al., 2019] / [STOWA, 2024]. Opgemerkt wordt, dat niet alle (zandmeevoerende) wellen duiden op piping.

Onder interne erosie in dijken en dammen vallen naast piping andere erosieprocessen. In de classificatie van ICOLD zijn dit [ICOLD bulletin 164, 2017]:

- Concentrated leak erosion: een toename van de diameter van bestaande scheuren in cohesief materiaal ten gevolge van geconcentreerde stroming door deze scheuren.
- Global backward erosion: het ontstaan van holtes in de kern van de dijk zonder dat er sprake is van een afdekkende cohesieve laag, bijvoorbeeld in licht cohesief dijksmateriaal in combinatie met een sterke grondwaterstroming door het buitentalud en de dijkkern.
- Contact erosion: uitspoelen van fijn materiaal op het grensvlak met een laag van grover materiaal. Contact-erosie kan optreden wanneer een zeer grove laag (zoals grind) in contact is met een fijne laag (zoals zand of silt). Door de sterke stroming door de grove laag kan het fijne materiaal meegenomen worden en afgevoerd door het grove materiaal.
- Suffusion: uitspoelen van een fijnere fractie uit een grover korrelskelet in een sterk gegradeerd materiaal. Bij suffosie wordt alleen de fijnere fractie tussen de grovere fractie weggespoeld waarbij de grovere fractie het korrelskelet in stand houdt. Suffosie kan alleen optreden in zand met een sterk niet-uniforme korrelverdeling, zodat het mogelijk is dat kleine korrels door het skelet van de grove korrels heen bewegen.

Van deze processen zijn in Nederland geen waarnemingen bekend en het is niet aangetoond dat ze een significante bijdrage aan de overstromingskans kunnen leveren. In de Nederlandse praktijk worden deze vormen van interne erosie daarom normaliter niet beschouwd. Sterk gegradeerd grind

(bijvoorbeeld in het Grensmaas-gebied) is mogelijk gevoelig voor suffosie, en afwisselende lagen van grind en fijn zand zijn mogelijk gevoelig voor contact-erosie.
Piping kan ook optreden bij waterkerende kunstwerken. Zie hiervoor Inleiding faalmechanisme piping bij kunstwerken.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Faalpaden piping

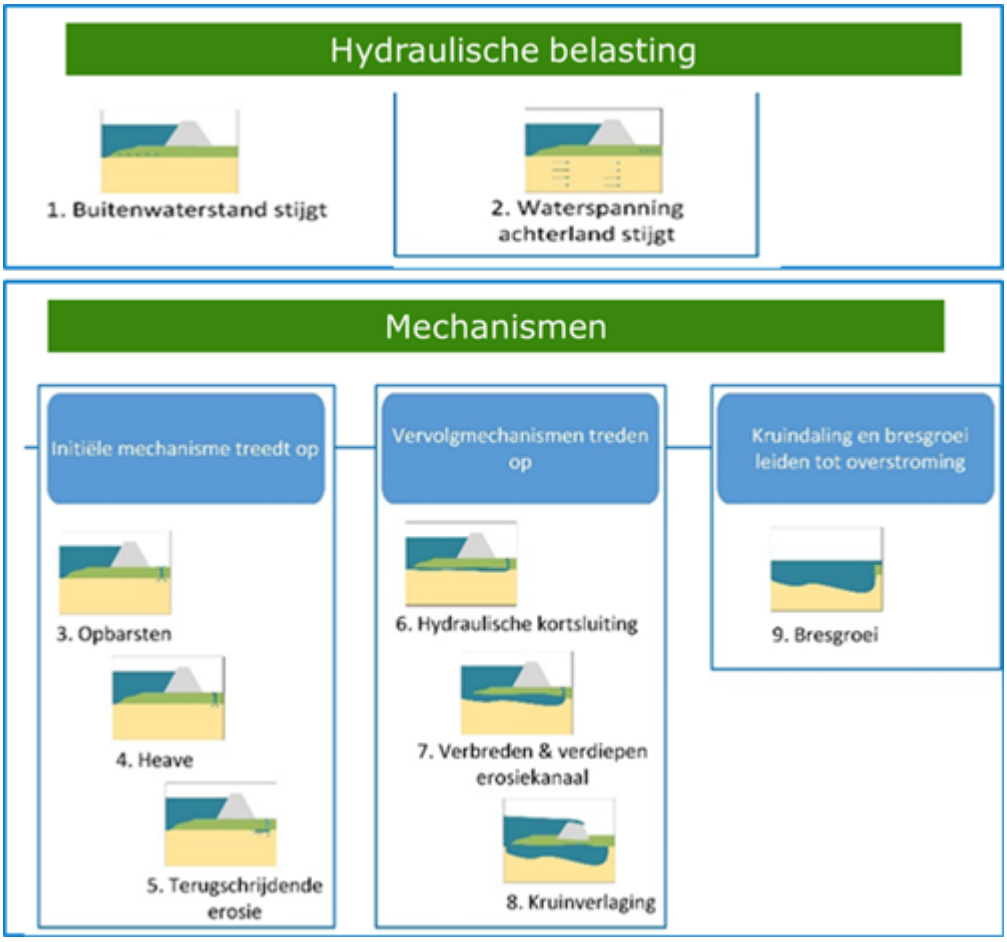
Een faalpad is een keten van opeenvolgende gebeurtenissen die leiden tot een overstroming. Een faalmechanisme betreft alle faalpaden, startend met hetzelfde initieel mechanisme die leiden tot overstroming. Figuur toont het standaard faalpad voor piping bij keringen met een deklaag in het achterland.

De ontwikkeling van het faalpad is afhankelijk van de lokale omstandigheden: de hydraulische belasting, de hydraulische weerstand op de bodem van het buitenwater, de aanwezigheid van een voorland, de dikte van de deklaag in voor- en achterland, de eigenschappen van de watervoerende zandlaag, de geometrie en eigenschappen van de kering, aanwezigheid van teensloten en hoge gronden achter de kering. Ook het al dan niet aanwezig zijn van (een gedeelte van) een eerder pipingkanaal is van belang.

Dit artikel geeft een beknopte beschrijving van het standaard faalpad. Elk mechanisme in het faalpad wordt beknopt beschreven. Daarbij wordt ingegaan op de eigenschappen die bepalend zijn voor het optreden van het mechanisme. Deze eigenschappen kunnen worden gebruikt bij het opstellen van het verhaal van de kering. De initiële mechanismen waar relatief veel kennis over is, zijn in meer detail uitgewerkt: opbarsten, heave, en terugschrijdende erosie.

Soms is een faalpad op onderdelen afwijkend, bijvoorbeeld als er geen deklaag aanwezig is, of als er sprake is van maatregelen om piping te stoppen. Soms is piping onderdeel in het faalpad van een ander faalmechanisme, bijvoorbeeld wanneer een uittredepunt ontstaat na een binnenwaartse macrostabiliteit. Piping is dan een vervolgmechanisme in het faalpad van binnenwaartse macrostabiliteit.

Het einde van een faalpad, "overstroming", kan alleen worden bereikt als de hydraulische belasting aanhoudt tijdens alle gebeurtenissen in het faalpad. Daarom moeten de hydraulische belastingen en de verschillende mechanismen in samenhang worden beschouwd.



Figuur 1: faalpad van piping

Versie 1.0: 2 juli 2025

Initiërende gebeurtenis piping

Buitenwaterstand stijgt

Het waterstandsverschil (verval) over de kering is de aandrijvende belasting van het faalmechanisme. Het verval betreft het niveauverschil tussen de buitenwaterstand en het niveau ter plaatse van het uittredepunt (= polderpeil of maaiveldniveau, afhankelijk van de locatie van het uittredepunt), Voor piping spelen zowel de hoogte van de waterstand als de duur van de waterstand een rol. De waterstand en waterstandsduur zijn afhankelijk van de locatie in het watersysteem van het buitenwater. Dit wordt beïnvloed door zaken als rivierafvoer, meerpeil, inzet stormvloedkeringen en stormopzet.

Toename van de waterstand leidt tot toename van waterspanningen in de watervoerende lagen. Wanneer het buitenwater in direct contact staat met het watervoerend pakket onder de kering, treedt deze stijging instantaan op. Dit is het geval in het bovenrivierengebied en langs de kust. In het benedenrivierengebied, bij de meren maar ook op de Wadden ligt op de bodem vaak een slecht doorlatende laag die zorgt voor een hydraulische weerstand. Door toename van de stroomsnelheid kan erosie van sliblagen optreden en de hydraulische weerstand van de bodem afnemen. De hydraulische weerstand van de bodem kan ook (tijdelijk) reduceren door baggerwerkzaamheden.

In het rivierengebied beïnvloedt de aanwezigheid van een voorland de stroming naar het watervoerend pakket. De mate waarin stroming naar het watervoerend pakket optreedt is afhankelijk van onder andere de aanwezigheid van een zomerkade, de deklaagdikte, de aanwezigheid van geulen

(al dan niet meestromend), kolken, zandwinputten en sloten in de uiterwaarden.
De deklaag in het voorland biedt weerstand tegen de stroming naar het watervoerend pakket. De weerstand van het voorland zal niet sterk beïnvloed worden door het onderlopen van het voorland, omdat stroomsnelheden ter plaatse van het voorland lager zijn dan op het buitenwater.

Op de bodem van kolken, zandwinputten, nevengeulen en sloten zal veelal een sliblaag gevormd zijn die weerstand biedt tegen inzijgend water. De mate waarin deze weerstand afneemt tijdens een hoogwater hangt af van de stroomsnelheid, aanwezigheid van begroeiing, de eigenschappen van de sliblaag en de stromingsrichting. Het is de verwachting dat de aanwezigheid van sloten of gaten (m.u.v. kolken en zandwinputten) in het voorland slechts een minimaal effect heeft op de toename van de waterspanningen onder de kering. Nevengeulen kunnen vanaf bepaalde waterstanden meestromend worden. Als er in het watervoerend pakket in eerste instantie hogere waterspanningen zijn dan de freatische waterstand in de nevengeul of sloten (voordat de geul meestroomt of het voorland onderstroomt) kan de verticale stroming omhoog gericht zijn en de sliblaag uitspoelen.

Lokale erosie bij constructies als kribben, gebouwen, kaden/dijken, wegen maar ook langs randen van plassen en geulen kan de hydraulische weerstand in het voorland lokaal verlagen. De mate van (verwachte) erosie kan worden ingeschat door het beoordelen van (de verandering van) het stroombeeld in het gebied.

Als een voorland smal of niet-aanwezig is en waterspanningen vooral stijgen door intrede vanuit het buitenwater hebben de eigenschappen van het watervoerend pakket een relatief belangrijker effect op de toename in de waterspanningen. Anisotropie in het watervoerend pakket remt dan de toename van de waterspanningen, en dit is ook het geval voor situaties met horizontale gelaagdheid (waardoor de bulk doorlatendheid van het watervoerend pakket ook als anisotroop beschouwd kan worden).

Waterspanning stijgt binnendijks

Toename van waterspanningen in het watervoerend pakket - voor en onder de dijk - leidt tot verhoging van de stijghoogte aan de binnenzijde van de dijk. De mate waarin de stijghoogte toeneemt hangt af van de eigenschappen van het watervoerend pakket, de eigenschappen van de deklaag aan de binnenzijde en de geohydrologische situatie binnendijks. Door de hogere stijghoogte in het watervoerend pakket ontstaat een verticale stroming door de deklaag welke leidt tot kwel. Aan de binnenzijde van de dijk ontstaan natte plekken

De (geohydrologische) eigenschappen van het watervoerend pakket hebben vaak een geologische verklaring. De aanwezigheid van stuwwallen, rivierduinen en oude stroomgeulen, zijn erg belangrijk voor de doorlatendheid van het watervoerende pakket. De mate waarin de waterspanningen binnendijks toenemen hangt af van de doorlatendheid van het watervoerende pakket. Een lage doorlatendheid en een dun pakket zorgen voor minder toename van de waterspanningen in het achterland dan een dik doorlatend pakket.

Een gefundeerd pakket (kortsluiting tussen de Holocene en Pleistocene pakket) kent een hogere stroming (door de grotere doorlatendheid van het Pleistocene pakket) welke de waterspanningen in het watervoerend pakket beïnvloedt. Wanneer het watervoerend pakket bestaat uit afwissende lagen die grover en fijner zijn, geeft dit een lagere netto doorlatendheid dan een homogeen pakket waardoor er minder toename van de binnendijkse waterspanning is. De anisotropie van de doorlatendheid van het watervoerend pakket beïnvloedt ook de ontwikkeling van de stijghoogte onder de deklaag binnendijks, doordat er bij een lagere verticale doorlatendheid minder water bij de rivier het pakket intreedt en in het achterland weer omhoog stroomt.

Bij een meer doorlatende dunnere deklaag is er meer kwel naar het achterland, waardoor waterspanningen minder oplopen. De leklengte van het achterland is een belangrijke parameter die

de toename van waterspanningen in het achterland beïnvloedt.
Het kan voorkomen dat het zandlichaam onder de dijk niet ver naar het achterland doorloopt, (maar wel onder de dijk uitkomt door de beperkte afmeting van bijvoorbeeld een geul bij rivierafzettingen) dit leidt tot een concentratie van stroming en hogere waterspanningen onder de deklaag.

De dynamiek van de grondwaterstand en de oppervlaktewaterstand hebben een belangrijke invloed op de toename van waterspanningen aan de polderzijde. Hoge gronden in het achterland kunnen bijdragen aan een sterkere toename van de waterspanning onder de deklaag wanneer deze zorgen voor een stroming van de hoge gronden richting de rivier. In het geval dat er binnendijks bemalen (peilbeheer) wordt remt dit de ontwikkeling van de waterspanningen onder de deklaag.

Het oppervlaktewaterbeheer beïnvloedt de waterspanningen ook. De aanwezigheid van een onverzadigde zone in het achterland remt de toename van de waterspanningen binnendijks, doordat er freatische berging in de onverzadigde zone is. De geschiedenis, (extreme) regenval of recente hoogwaters, beïnvloeden de bergingscapaciteit van het achterland en daarmee te toename van de waterspanningen. Daarnaast kunnen ook drainage maatregelen aanwezig zijn om de ontwikkeling van de waterspanningen onder de deklaag te remmen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Fenomenologische beschrijving opdrijven en opbarsten

Als de waterdruk in het watervoerend pakket voldoende hoog wordt, kan de slecht doorlatende en cohesieve deklaag opbarsten. De deklaag zal opdrijven als de waterdruk aan de bovenkant van het watervoerende pakket groter wordt dan het gewicht van de daarboven gelegen deklaag. De stijghoogte waarbij dit opdrijven optreedt, is de grenspotentiaal.

Over de lengte van de opdrijfzone zal een kleine horizontale spleet ontstaan waardoor de stijghoogte in deze zone gelijk wordt aan de grenspotentiaal. Vanwege de sterkte van de deklaag zal bij opdrijven niet meteen een scheur ontstaan.

Wanneer de sterkte (treksterkte, schuifsterkte) van de deklaag wordt overschreden, ontstaan scheuren, en spreken we van opbarsten. Dit hangt af van de eigenschappen van de afdekkende laag, zoals dikte, sterkte en elasticiteit. Hoe deze factoren precies van invloed zijn op het opbarsten, wordt onderzocht in het Praktijkonderzoek Opbarsten bij Dijken [Deltares, 2024].

Door de scheur ontstaat een verticaal kanaal tussen de zandlaag en het maaiveld of de bodem van een sloot of watergang: het opbarstkanaal. Dit zorgt voor een uittredepunt waardoor zand getransporteerd kan worden naar het maaiveld. De diameter van het opbarstkanaal kan sterk variëren afhankelijk van de stroomsnelheid en de erodeerbaarheid van het materiaal in de afdekkende laag. Door het uittredepunt zal de opgebouwde waterdruk in het watervoerende pakket afnemen. De balans tussen toestroom en afstroom van water speelt hierbij een rol, evenals eventueel aanwezige perforaties.

Het doorbraakproces is afhankelijk van de aanwezigheid en eigenschappen van de binnendijkse deklaag. Onderscheid wordt gemaakt tussen:

- Deklaag aanwezig die enkele meters dik is zonder gaten of sloten die door de gehele dikte van de deklaag snijden.. Afhankelijk van de eigenschappen kan de deklaag scheuren waardoor verticale stroming geconcentreerd optreedt. Deze is zichtbaar als een (schone) wel. Opbarsten kan op één of op meerdere locaties optreden. Het opbarsten zorgt voor een uittredepunt, dat nodig is voor het verdere piping proces.

Vanaf de vorming van een wel kan deze gesignaleerd worden bij inspectie en kunnen maatregelen worden getroffen als het risico op piping groot genoeg wordt geacht.

- Dunne doorlatende deklaag, mogelijk met scheuren. Als er een dunne deklaag is waarbij de sloot in het watervoerend pakket insnijdt, of wanneer er gaten (bijvoorbeeld krimpscheuren of slecht afgedichte boorgaten) in de deklaag zijn, is opbarsten niet nodig om een uittredepunt te creëren. Door structuurvorming en gaten zal een dunne deklaag vaak erg doorlatend zijn, waardoor er minder concentratie van stroming naar het uittredepunt is. De hogere stijghoogte in het watervoerende pakket leidt direct tot verticale uitstroom wat nodig is voor verticaal zandtransport, de volgende stap in het faalpad.

- Afwezige deklaag of deklaag doorsneden door een sloot. Verticale stroming en verticaal zandtransport is niet noodzakelijk. Het pipingproces gaat verder met horizontaal zandtransport.

Het is mogelijk dat wellen ontstaan op enige afstand van de kering, op lokale zwakke plekken waar het maaiveld lager is, of waar de deklaag dunner of lokaal afwezig (bijvoorbeeld in sloten). Als tussen de wel en de kering een deklaag aanwezig is kan de pipe hieronder terugschrijden. Als dit niet het geval is vormen deze wellen geen risico op een overstroming door piping, echter kunnen wel bij hogere waterstanden wellen dichter bij de kering ontstaan.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Fenomenologische beschrijving heave

Stroming concentreert zich naar het uittredepunt voor situaties met een deklaag. Door concentratie van stroming naar het uittredepunt, neemt de gradiënt in het zand toe, en worden zandkorrels gefluïdiseerd. Door hoge verticale stroomsnelheden in het verticale kanaal worden korrels opgetild. Het gefluïdiseerde zand vult het verticale kanaal. Wanneer de stroomsnelheid hoog genoeg is kunnen de korrels worden getransporteerd naar het uittredepunt.

Hoe dikker en ondoorlatender de deklaag in het achterland, hoe meer concentratie van stroming. Als er meerdere opbarstgaten zijn neemt de concentratie van stroming af. De aanwezigheid van sloten parallel aan de kering, zeker als die in het watervoerend pakket insnijden doet de concentratie van stroming afnemen. Een kopsloot daarentegen zorgt juist voor concentratie van stroming, als het uitstroompunt inderdaad in de kop van deze sloot is. Bij een doorlatend achterland neemt de concentratie van stroming eveneens af, zeker wanneer het watervoerend pakket daarnaast ook anisotroop is waardoor water minder makkelijk naar boven stroomt. De aanwezigheid van opbarstlocaties en wellen beïnvloedt de waterspanningen en zo de concentratie van stroming die nodig is voor fluïdisatie.

Als heave optreedt in een continuüm van zand, is de effectieve spanning tussen de korrels nul, en is sprake van fluïdisatie (drijfzand). Dit kan bijvoorbeeld optreden achter heaveschermen of in bouwputten. Het kan ook optreden aan de onderzijde van een opbarstkanaal direct na het opbarsten , zie figuur 1.

De sterke toestroom van water naar het opbarstkanaal zorgt voor hoge stroomsnelheden in het zandpakket nabij het uittredepunt. Het opbarstkanaal vult zich met het gefluïdiseerde zand-watermengsel. Direct onder het gat geldt in dat geval dat de gradiënt van de grondwaterstroming gelijk is aan de kritische gradiënt. Uit grondwaterstromingsberekeningen blijkt dat de horizontale gradiënt eerder een kritieke waarde voor horizontale instabiliteit bereikt dan dat de verticale stromingsgradiënt de kritische gradiënt voor drijfzandvorming bereikt. Daarom is het waarschijnlijker

dat de fluïdisatiezone zich horizontaal sneller uitbreidt dan verticaal.
Als de drukgradiënt over het opbarstkanaal voldoende hoog is, wordt het zand-watermengsel naar boven gestuwd en kan het zand zich afzetten op het maaiveld. Hierdoor ontstaat een holle ruimte in het zandpakket onder het opbarstkanaal; dit wordt ook wel een erosielens genoemd omdat deze min of meer cirkelvormig is. Als het zand niet verticaal getransporteerd wordt zal het doorbraakproces stoppen.

Wanneer de suspensie van korrels in het gat een evenwicht bereikt met de stroomsnelheid resulteert de suspensie in een drukval in de wel, waardoor de drukval over het watervoerende pakket afneemt. Bij hogere stroomsnelheden worden de korrels uit de wel weggespoeld. Als er niet meer zand geërodeerd wordt kan de wel ook alleen water meevoeren ('kokende' wel). De drukval in de wel is nagenoeg nul en draagt niet bij aan de drukval over het pakket.

Wanneer het zand erg grof is zijn korrels zwaarder en worden deze minder makkelijk getransporteerd, wat verdere erosie belemmert. Bij een situatie van een grof zand bovenop een fijn zand, zijn gradiënten in het grove zand mogelijk te laag om korrels te eroderen. Bij de omgekeerde situatie, een fijn zand boven een grof zand zullen gradiënten in het fijne zand juist hoog zijn en is verticaal transport makkelijker.

Er is geen gevalideerd model beschikbaar waarmee het ruimtelijk uitbreiden van de fluïdisatiezone in horizontale en verticale richting wordt beschreven. Dit is een complex proces omdat:

- met de groei van de fluïdisatiezone ook de doorlatendheidseigenschappen van de grond in de fluïdisatiezone drastisch veranderen. De doorlatendheid van drijfzand is namelijk vele malen groter dan die van zand in vaste pakking. Door dit effect zal de drainagecapaciteit rond de erosielens aanzienlijk toenemen wat de lokale gradiënt van de stroming zal verlagen en remmend zal werken op het verticaal uitbreiden van de fluïdisatiezone;

- de totaal spanning bij toenemende diepte onder de holte steeds minder wordt beïnvloed door de aanwezigheid van deze holte (erosielens) en steeds meer de spanning zal aannemen van de situatie zonder holte waarbij het deklaaggewicht vrijwel volledig doorwerkt.

Voor individuele korrels in het met water gevulde opbarstkanaal geldt dat ze verticaal getransporteerd kunnen worden als de sleepkracht door de stroming groter is dan het gewicht.

De concentratie van het zand-watermengsel in het opbarstkanaal is afhankelijk van de stroomsnelheid (dat afhankelijk is van de dichtheid van het zand-watermengsel en de afmetingen en vorm van het opbarstkanaal) en de valsnelheid van de korrel (wet van Stokes), zie [Robbins et al 2020].

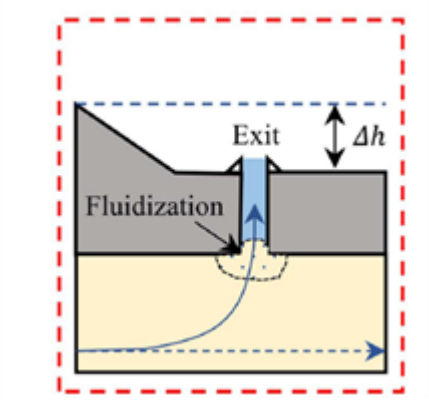
Dit zand-watermengsel veroorzaakt een drukverschil over het opbarstkanaal, de grootte hiervan is zeer locatie-specifiek en hangt af van:

- Debiet wanneer de stroomsnelheid klein is blijft er veel sediment in de zandmeevoerende wel en is er veel weerstand. In de tijd neemt de stroming naar de pipe toe, doordat de pipe groeit, hierdoor spoelt het sediment uit de wel en neemt de weerstand af.

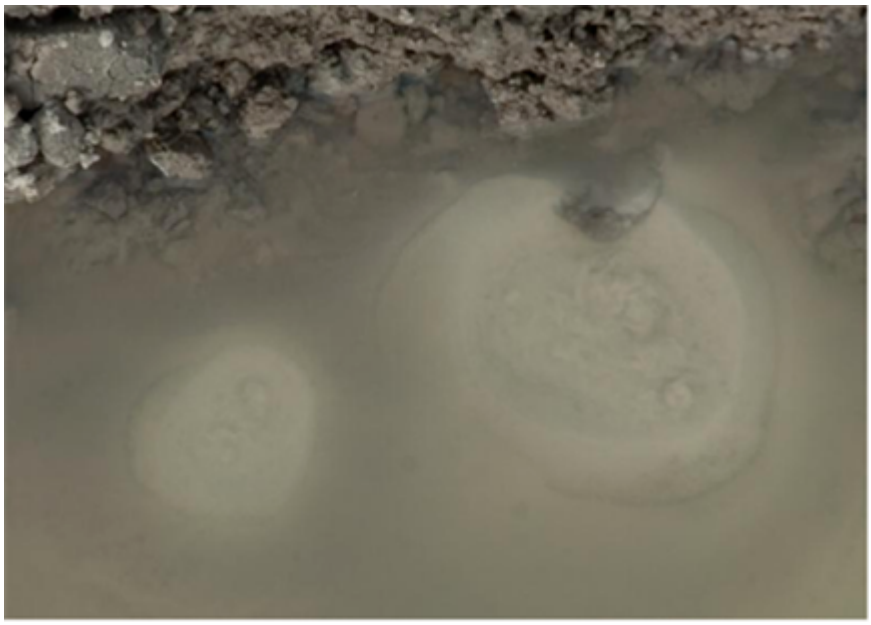
- Vorm/afmeting opbarstkanaal: bij een groot opbarstkanaal neemt de stroomsnelheid in de het opbarstkanaal af. Door de verlaagde stroomsnelheid drijft zand in suspensie in het opbarstkanaal, dit leidt tot extra weerstand. De vorm van het opbarstkanaal is afhankelijk van de manier waarop deze gevormd is (opbarsten/erosie/antropogeen) en de aanwezigheid van sloten.

- Korrelgrootte: Bij grotere korrelgroottes neemt de weerstand in het opbarstkanaal toe

Uit proeven blijkt dat de weerstand in het opbarstkanaal varieert tussen 0,1D (0,1 keer de dikte van de deklaag) en 0,6D, in de Nederlandse praktijk wordt normaliter 0,3D toegepast (zie Modelleren heave).



Figuur 1 Ovalle-Villamil, W., & Sasanakul, I. (2021). Centrifuge modeling study of backward erosion piping with variable exit size. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 147(11), 04021114.



Figuur 2 Water-zandmengsel bij IJkdijk-proeven [Van Beek, et al., 2010]

Versie 1.0: 2 juli 2025

Fenomenologische beschrijving terugschrijdende erosie

Inleiding

Terugschrijdende erosie is het proces waarbij een pipe horizontaal onder de deklaag stroomopwaarts groeit. In situaties zonder deklaag kan een kanaal alleen ontstaan en doorgroeien wanneer een geconcentreerde uitstroom bij de binnenteen van de kering ontstaat.

Terugschrijdende erosie of horizontaal zandtransport treedt op doordat de horizontale hydraulische gradiënt hoog genoeg is om korrels te eroderen. Bij het uittredepunt is een zandmeevoerende wel zichtbaar. Wanneer de hydraulische gradiënt vanuit het buitenwater hoog genoeg, is groeien kanaaltjes richting het buitenwater. Boven een kanaaltje is een grondlaag nodig die een “dak” vormt boven het kanaaltje, anders stort deze weer in, wat de ontwikkeling van het kanaaltje vertraagt. Aan

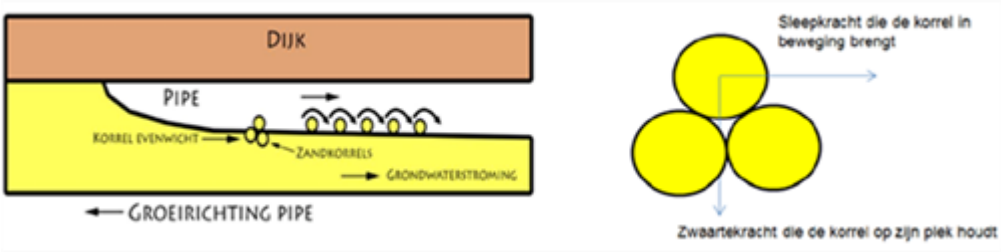
deze voorwaarde wordt voldaan met een cohesieve deklaag, maar er zijn ook andere grondsoorten waaronder een kanaal kan groeien (zie Samenvatting: wanneer kan terugschrijdende erosie optreden?).
Bij een situatie van een grof zand bovenop een fijn zand, zijn gradiënten in het grove zand mogelijk te laag om korrels te eroderen. Grotere korrels in een grover pakket zijn zwaarder om te transporteren en hebben daarmee een hogere erosieweerstand. Een breder gesorteerd zand heeft ook een hogere weerstand tegen erosie [Schmertmann, 2000]. De aanwezigheid van fines belemmert de pipegroei eveneens, [Hijma en Oost, 2019]. Dicht gepakt zand (met een hoge relatieve dichtheid (RD)) is ook moeilijker om te eroderen.

Niet alle zandmeevoerende wellen duiden op piping. Wanneer een zandmeevoerende wel ver weg van de kering ontstaat is de gradiënt richting het buitenwater mogelijk niet voldoende voor de ontwikkeling van het kanaaltje richting het buitenwater. De zandmeevoerende wel wordt gevoed door de erosielens die onder de deklaag ontstaat. Als er een wel ontstaat op enige afstand van de binnenteen van de kering in een situatie zonder of met een relatief dunne deklaag, is het onwaarschijnlijk dat deze terug groeit naar de kering.

Fysische beschrijving

Terugschrijdende erosie betreft een samenspel van grondwaterstroming, stroming door het kanaaltje, en korreltransport of korrelevenwicht. Terugschrijdende erosie kan alleen optreden als aan de volgende voorwaarden wordt voldaan:

1. de aanvoer van grondwater naar het kanaaltje moet sterk genoeg zijn voor het loskomen van korrels. Dit wordt ook wel primaire erosie genoemd. Bij primaire erosie worden korrels losgemaakt uit het zandpakket als de lokale gradiënt net bovenstrooms van de kop van het kanaaltje zo groot is dat fluïdisatie optreedt;
2. de korrels moeten kunnen worden afgevoerd door de pipe (rollen). Dit wordt ook wel secundaire erosie genoemd. Secundaire erosie is het proces van verbreding en verdieping van het bestaande kanaaltje. Secundaire erosie treedt op als de stroming in de pipe zo groot is dat de korrels op de bodem van de pipe niet meer in evenwicht zijn. De stroming in de pipe oefent een (meestal horizontale) sleepkracht uit op de korrel. Anderzijds wordt de korrel door het eigen gewicht op zijn plaats gehouden. Grondwaterstroming vanuit het zandpakket naar het kanaaltje oefent een horizontale en verticale kracht uit op de korrel. Secundaire erosie bepaalt dus de doorsnede van het erosiekanaal en daarmee de drukval in het kanaal bij een gegeven debiet. Zo heeft het weer invloed op primaire erosieproces: hoe lager de drukval in het kanaal des te hoger de lokale gradiënt net bovenstrooms van de kop van het kanaal.
3. boven de pipe moet een afdekkende laag (dakje) aanwezig zijn die ervoor zorgt dat de pipe open blijft staan als gevolg van cohesie en boogwerking.



Figuur 1: korrelevenwicht dan wel transport van zandkorrels in het erosiekanaal

Het debiet dat naar het kanaaltje stroomt is, samen met de korreleigenschappen en afmetingen van de kanaaltje, een bepalende factor voor het korrelevenwicht. Hoe hoger de doorlatendheid van het

watervoerend pakket, hoe hoger het debiet bij een gegeven waterstandsverschil over de dijk. Het debiet naar de pipe wordt ook bepaald door de opbouw van het watervoerend pakket (dikte, meerlaagsheid, anisotropie), de afstand tussen intrede- en uittredepunt (kwelweglengte), en hoe gemakkelijk water het pakket instroomt bij het buitenwater of afstroomt naar het achterland (de geohydrologische randvoorwaarden). Als bijvoorbeeld onder de zandlaag een zeer doorlatende grindlaag aanwezig is, zal hierdoor veel water worden aangevoerd. Maar als deze grindlaag aan de polderzijde in verbinding staat met een poldersloot, stroomt het juist gemakkelijker naar het achterland dan door de zandlaag naar de pipe.

Meanderen en heterogeniteit

Een kanaaltje groeit niet altijd recht van de polder naar het buitenwater. Door heterogeniteit van het zandpakket en het grensvlak met de deklaag, kan het kanaaltje een slingerend pad afleggen [Kanning, 2012]. Deze heterogeniteit is aanwezig op meerdere lengteschalen, variërend van centimeters tot hele zandbanen.

Langs het pad van het kanaal zal de korreldiameter bovendien variëren. De ondergrond heeft een natuurlijke variabiliteit, waardoor het kanaaltje meandert en door zwakkere en sterkere zones moet ontwikkelen.

Effect op overstromingskans wordt bepaald door:

- Grootschalige heterogeniteiten
  - Zandbanen: als grootschalige heterogeniteiten, zoals zandbanen, aanwezig zijn dan is het van belang deze goed in kaart te brengen. Het zou kunnen dat het piping-kanaaltje helemaal door de zandbaan loopt of dat deze loodrecht erop groeit, dit beïnvloedt de korrelgroottes die het kanaaltje tegen komt. Ook binnen de zandbaan zal de pipe meanderen door kleinschalige heterogeniteiten.
- Kleinschalige heterogeniteiten
  - Correlatielengte: als de correlatielengte klein is fluctueert de ondergrond zeer sterk. Hierdoor biedt de ondergrond meer weerstand tegen piping.
  - Variatiecoëfficiënt: hoe groter de onderlinge verschillen, des te groter het effect zal zijn op de overstromingskans.

In de praktijk is meestal weinig informatie over heterogeniteit. Zelfs in vrijwel homogene laboratoriumproeven is te zien dat kanaaltjes meanderen en vertakken. Dit heeft naar verwachting een gunstige invloed op het kritiek verval, maar hier is geen kwantitatief onderzoek over beschikbaar.

3-dimensionale grondwaterstroming

Grondwaterstroming, zowel grootschalig in een gebied als op kleine schaal rond een kanaal, is in werkelijkheid een 3-dimensionaal fysisch proces. De 3-dimensionale stroming heeft zowel invloed op de stijghoogtes in het watervoerend pakket, bijvoorbeeld bij stuwwallen of bochten in rivieren, als op kleine schaal rond de ontwikkeling van een pipe.

De opbarstpotentiaal wordt bepaald door grondwaterstroming rondom de opbarstzone. Deze wordt bepaald door de grondeigenschappen en randvoorwaarden, belangrijke randvoorwaarden zijn de rivier en zijn meanders en de waterstand in het achterland.

Effect op overstromingskans wordt bepaald door:

- Geohydrologische effecten: als er steile geohydrologische formaties of zandbanen in het gebied aanwezig zijn, of er is een heuvelachtig landschap in het achterland met een hoge

grondwaterstand, dan zullen deze een invloed uit oefenen op de 3D-geohydrologische stroming.
- Verloop achterland: de druk onder de deklaag wordt sterk beïnvloed door de leklengte, de weerstand in het voor-en achterland en de transmissiviteit van het watervoerend pakket.
- Meanderen van rivieren: bij een grote bocht (grote straal) is het effect van 3D stroming klein. Wanneer de verwachtte opbarstzone nauw omsloten wordt door een scherpe bocht in de rivier is dit effect groter.

Voor terugschrijdende erosie houdt 3D concentratie van stroming in dat water ook van de zijkanten naar de pipe stroomt. Deze extra belasting op de pipe wordt niet meegenomen in 2D analyses, die impliciet uitgaan van een oneindig brede pipe.

Effect op overstromingskans wordt bepaald door

- Aanwezigheid van meerdere pipes het effect is groter bij individuele wellen en enkele pipes dan wanneer meerdere pipes vormen en pipes vertakken/meanderen.
- Afstroming naar het achterland of sloot deklagen op het achterland met een zeer grote doorlatendheid t.o.v. het watervoerend pakket (=kleine leklengte), en insnijdende langssloten is er naar verwachting minder sterke concentratie van stroming naar de pipe omdat water ook naar het achterland stroomt. Dit verkleint het 3D effect, maar zal het niet helemaal voorkomen.

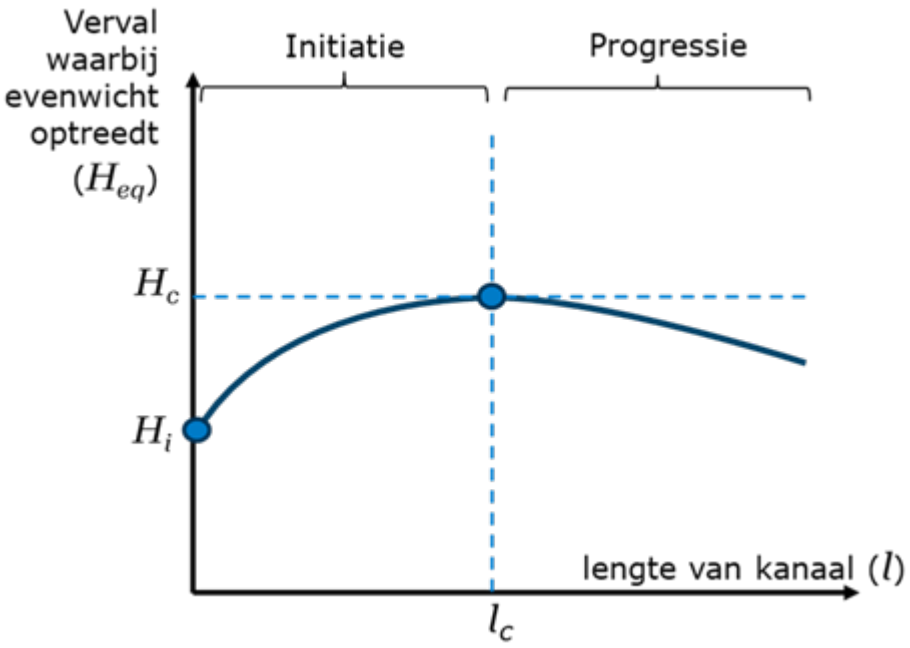
Kritiek verval en pipelengte

In de literatuur wordt ook wel onderscheid gemaakt tussen een initiatiefase en een fase van progressieve erosie.

In de initiatiefase ontstaat naarmate het kanaaltje langer wordt een evenwicht. Het erosiekanaal wordt langer en de gemiddelde gradiënt over het resterende zandpakket neemt toe. Er ontstaat een evenwicht omdat:

1. Net na initiatie zijn de gradiënten bij het uittredepunt relatief hoog door de sterk geconcentreerde stroming naar dit punt. Als één of meerdere kanaaltjes zich ontwikkelen, werken deze als een drain, en verspreidt de grondwaterstroming zich over de lengte van de pipe. Dit leidt tot een lagere gradiënt bij de kop van de pipe.
2. De zandmeevoerende wel zichzelf opkist. De rand van de zandkrater wordt hoger door het geërodeerde zand, waardoor ook het waterpeil in de krater omhoog gaat. Hierdoor neemt het verval tussen buitenwater en uittredepunt af, en het terugschrijdende erosieproces kan evenwicht bereiken.
3. Tenslotte kan pipegroei stoppen doordat er in de baan van de pipe delen met een lokaal hogere weerstand aanwezig zijn door heterogeniteit van het zandpakket.

Dit gedrag kan worden geïllustreerd met een evenwichtscurve: de relatie tussen lengte van het kanaal en het verval waarbij evenwicht optreedt. Het kritieke verval is gedefinieerd als het verval waarboven de kanaal groei niet stopt bij gelijkblijvende waterstand, oftewel het maximum van de evenwichtscurve. De kritieke lengte van het kanaal is de bijbehorende kanaallengte. Als het erosiekanaal de zogenaamde kritieke lengte voorbij is, zal de groei van het erosiekanaal niet meer stoppen bij een gelijkblijvende waterstand. Uit berekeningen volgt dat de kritieke kanaallengte voor dikke uniforme zandpakketten in de orde van de helft van de kwelweglengte; bij relatief dunne zandpakketten of veel afstroming naar het achterland wordt deze lengte korter.



Figuur 2: relatie tussen verval en lengte van kanaal

Deze theorie laat ook zien waarom niet elke zandmeevoerende wel betekent dat het kritiek verval is bereikt of overschreden. Als een wel op een lokale zwakke plek in de deklaag ontstaat, kan er al bij een relatief lage waterstand zand meegenomen worden, omdat alle stroming naar dit uittredepunt gaat en geconcentreerd uittreedt en zandkorrels meevoert. Dit hoeft niet te betekenen dat het kritieke verval al bereikt is.

In de progressieve fase groeit de pipe na initiatie, onder gelijkblijvend verval, door tot deze het buitenwater bereikt. Bij het optreden van progressieve erosie spelen 3-dimensionale effecten een belangrijke rol. In geval van een 2D uitstroom speelt ook een rol dat de initieel gespreide grondwaterstroming zich lokaal zal concentreren naar de kop van de pipe, wat tot een hogere belasting op de korrels leidt.

Het rekenmodel van Sellmeijer beschouwt het evenwicht van korrels in de pipe. Het model gaat niet in op het loskomen van korrels of eigenschappen van afdekkende laag. Het model houdt geen rekening met 3D effecten.

Het vierkrachtenmodel uit Sellmeijer [Sellmeijer, 1988] gaat uit van het evenwicht tussen deze componenten. Later zijn de twee krachten door grondwaterstroming verwaarloosd bij de overstap op een tweekrachtenmodel [Sellmeijer, 2006]. Recent onderzoek laat zien dat opwaartse stroming mogelijk wel invloed heeft op het korrelevenwicht [Xiao, et al., 2023]. Een andere manier om het korrelevenwicht te beschrijven is via het Shields-diagram.

De diepte en breedte van een pipe in evenwicht zijn in kleine schaal labproeven respectievelijk in de orde van millimeters en centimeters. Bij de kop van de pipe is de breedte ongeveer 30 keer de korreldiameter en de diepte enkele korreldiameters. In benedenstroomse richting nemen de afmetingen toe door het toenemende debiet. Bij grote kwelweglengtes (lange pipelengtes) kunnen de afmetingen dan ook veel groter worden.

Tijdsafhankelijkheid

Wanneer een hoogwatergolf optreedt duurt het even totdat de drukken in de ondergrond zich aanpassen. Hierdoor kan het zijn dat de druk onder de deklaag lager is dan wordt aangenomen bij een

stationaire berekening. In de huidige praktijk wordt uitgegaan van stationaire omstandigheden. Er is in de afgelopen jaren onderzoek gedaan naar de effecten van tijdsafhankelijkheid op de ontwikkeling van terugschrijdende erosie.
Effect op overstromingskans wordt bepaald door:

- Duur van de hoogwatergolf: Als een hoogwater lang duurt, is aan te nemen dat tijdsafhankelijkheid geen grote rol speelt. Bij kortdurende hoogwaters, zoals aan de kust voorkomen zal dit wel een grotere rol spelen.
- Specifieke berging is de grondwaterstromingsparameter die bepalend is voor hoe snel een druktoename zich verspreidt in de bodem. Bij een grote waarde is de verplaatsing langzaam en het effect groot. Bij een onverzadigde ondergrond is de specifieke berging groter, vaak zal de bodem tijdens een hoogwater echter (grotendeels) verzadigd zijn. Hierdoor is het verwachte effect klein.
- Doorlatendheid (k): Bij een hoge doorlatendheid verspreidt de druk zich sneller

Het proces van terugschrijdende erosie zelf is ook een tijdsafhankelijk proces, wanneer het kritiek verval bereikt wordt, is het kanaaltje niet altijd al tot de kritieke lengte gegroeid. Bij een kortdurend hoogwater (piek boven kritiek verval) is het mogelijk dat het kanaaltje niet doorgroeit tijdens de hoogwatergolf.

Effect op overstromingskans wordt bepaald door:

- Duur hoogwater: bij een kort hoogwater zal de overstromingskans kleiner zijn.
- Snelheid van het groeien van het kanaaltje: Bij een grote pipe-groeisnelheid is het effect van tijdsafhankelijkheid klein. De pipe-groeisnelheid is afhankelijk van de overschrijding van het kritiek verval en karakteristieken van het watervoerend pakket en de dijk.
- Voorgaande hoogwaters en herstel: Als voorheen zandmeevoerende wellen geobserveerd zijn en al een kanaaltje gevormd is heeft dit een negatief effect. Het kanaaltje kan weer deels dicht raken (herstel), echter is het heel onzeker of dit gedeeltelijk herstel optreedt.

In artikel Effecten tijdsafhankelijke buitenwaterstand op terugschrijdende erosie is hierover informatie opgenomen.

Sortering en invloed van fijne fractie in het watervoerend pakket

In het pad van de pipe leidt een slechte sortering van het zand (grote $C_u = d_{60}/d_{10}$) ervoor dat de korrels beter met elkaar in verbinding staan en hierdoor minder makkelijk eroderen. Een slechte sortering komt vaker voor bij grotere korrels.

Effect op overstromingskans wordt bepaald door

- Maatgevende korrelgrootte: de erosie in piping wordt o.a. bepaald door de maatgevende grootte van een korrel. Een grote korrel erodeert minder makkelijk dan een kleine.
- Sortering: met een brede sortering erodeert een korrel minder makkelijk doordat deze goed ingeklemd is door omliggende korrels. Als het watervoerend pakket ‘gap graded’ is, dan kunnen andere processen dan terugschrijdende erosie een rol spelen. Het effect hiervan op de overstromingskans is niet bekend.

De aanwezigheid van kleine korreldeeltjes (de zogenaamde fijne fractie, kleiner dan 63 micrometer) leidt tot een grotere weerstand tegen terugschrijdende erosie.

Effect op overstromingskans wordt bepaald door

- Slib percentage: De hoeveelheid aanwezig fijne fractie materiaal. In de onderzoeken die zijn uitgevoerd wordt dit vaak uitgedrukt als percentage slib of percentage fijne fractie.
- Afzettingsgeschiedenis: In Nederland is de aanwezigheid van een fijne (cohesieve) fractie in het zand sterk afhankelijk van de locatie. Getijden afzettingen in het westen en noorden van Nederland worden gekarakteriseerd door een grote fijne fractie. Hierin wordt ook nog een onderscheidt gemaakt tussen getijdenplaat en getijdengeul afzettingen.

Zie verder het artikel fijne fractie.

Gelaagd watervoerend pakket en anisotropie

De gevoeligheid tegen terugschrijdende erosie wordt bepaald door grondwaterstroming en de stroomsnelheid ervan rondom het erosiekanaal. Het watervoerend pakket kan bestaan uit diverse lagen met verschillende doorlatendheden. In het artikel gelaagd watervoerend pakket wordt beschreven hoe hiermee kan worden omgegaan. Ook kan het voorkomen dat binnen een grondlaag sprake is van een verschillende doorlatendheid in de verticale richting versus de horizontale richting (anisotropie). In het artikel anisotropie is beschreven hoe dit meegenomen kan worden in een pipinganalyse.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Fenomenologische beschrijving vervolggebeurtenissen

Hydraulische kortsluiting

Het kanaaltje kan bij gelijkblijvend verval een evenwichtssituatie bereiken, dan groeit het kanaaltje alleen door wanneer de buitenwaterstand toeneemt. Bij de overschrijding van een zeker verval bereikt het kanaaltje een lengte waarbij deze bij gelijkblijvende waterstand door zal groeien, mits geen vreemde elementen de groei verstoren. Als het erosiekanaal het buitenwater bereikt, is er een directe verbinding tussen buitenwater en polderzijde (hydraulische kortsluiting).

Het langer worden van een kanaaltje of meerdere kanaaltjes kan leiden tot een evenwichtssituatie waardoor het kanaaltje stopt met groeien doordat de belasting nu wordt verdeeld over een langer kanaaltje. Concentratie van stroming naar het kanaaltje wordt beïnvloed door de onder heave en terugschrijdende erosie toegelichte factoren.

De aanwezigheid van drains, kwelschermen of damwanden kan het doorgroeien van het kanaaltje voorkomen. Het kanaaltje kan ook niet doorgroeien wanneer het piping-gevoelige zandlichaam niet doorloopt tot het intredepunt. Instorten van de deklaag kan het kanaaltje ook (tijdelijk) blokkeren waardoor deze een nieuw pad moet zoeken wat het proces vertraagt.

Wanneer het zand in de baan van het kanaaltje een afwisseling van fijnere en grovere lagen bevat, hindert dit het doorgroeien, zowel doordat de totale stroming naar het kanaaltje door fijnere lagen wordt gehinderd, als doordat horizontale gradiënten in grovere lagen lager zijn en korrels dus minder makkelijk losgemaakt worden. Ook kan het langer duren, doordat een kanaaltje een zwakker pad zoekt. Wanneer de diepte van de deklaag helt heeft dit invloed op het korreltransport, wat de kanaalgroei kan hinderen of vergemakkelijken. Heterogeniteit kan zowel invloed hebben op het benodigde verval om het kanaaltje langer te laten worden als op de snelheid waarmee het kanaaltje langer wordt.

Bij een breed voorland is het de vraag waar het kanaaltje kortsluiting zal maken met het buitenwater. Bij een dik voorland zonder gaten of sloten zal het kanaaltje nog onder het hele voorland uit moeten groeien. Bij een dun voorland, eventueel met sloten, kan het kanaaltje al eerder op een gat sluiten en daardoor kortsluiting maken. Dat een kanaal hier uitkomt is toeval omdat het initiële kanaaltje niet

afhankelijk is van deze locatie.

Verdiepen en verbreden erosiekanaal

Wanneer het kanaaltje kortsluiting maakt met het buitenwater neemt de erosiecapaciteit van het water sterk toe en wordt het kanaaltje verbreed en verdiept (ruimen). Voorwaarde hiervoor is wel dat de waterstand in het buitenwater hoog blijft. De instroom van water erodeert zand bovenstrooms dat het kanaaltje benedenstrooms tijdelijk verstopt totdat het proces weer doorgaat. Zo vergroot het kanaaltje van bovenstrooms naar benedenstrooms. Het proces breidt zich in landwaartse richting uit naar het uittredepunt, zie uittredepunt piping.

Het ruimproces kan worden beïnvloed door het instorten van de kering boven het kanaaltje. Dit kan optreden bij grotere kanalen, bijvoorbeeld in grovere watervoerende pakketten. Dat vertraagt of stopt het proces totdat het kanaaltje een andere weg heeft gevonden. Dit wordt mede beïnvloed door de dikte en cohesie van de deklaag en door de opbouw van de dijk zelf.

Kruinverlaging

Bij voldoende verruiming van het erosiekanaal zal de dijk, of delen daarvan verzakken, wat kan leiden tot kruinverlaging en verlies van waterkerend vermogen.

De mate van kruinverlaging hangt af van de grootte van de holte onder de dijk. Als de piping-gevoelige laag slechts dun is, kan de holte onder de dijk kleiner zijn waardoor minder kruinverlaging optreedt. De sterkte en vervormingseigenschappen van de dijk en eventueel aanwezige deklaag beïnvloeden ook de mate van kruinverlaging.

In de situatie van een relatief dunne tussenzandlaag of een dunne laag piping gevoelig zand bovenop een grindlaag is, is een eventuele kruinverlaging mogelijk onvoldoende om tot bezwijken te leiden. Dit moet altijd locatie-specifiek worden beoordeeld.

Bresgroei

Als de kruinverlaging zodanig is dat water over de kruin heen stroomt leidt dit tot bresgroei. De mate van kruinverlaging die nodig is voor overstroming hangt af van de hoogte van de dijk, in relatie tot de buitenwaterstand

De vervormingen in de dijk die tot bresgroei leiden zijn ook afhankelijk van de opbouw van de dijk, van het materiaal waaruit de dijk bestaat en van de geometrie van de dijk. Bij dijken met een zandkern en kleibekleding zal een kleine vervorming al snel leiden tot erosie van de kern en bresgroei, terwijl een kleidijk meer vervorming kan verdragen. De dikte en cohesie van de deklaag beïnvloeden de deformatie van de dijk.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Samenvatting: wanneer kan terugschrijdende erosie optreden?

Het mechanisme kan alleen optreden in situaties waar een erosiegevoelige en watervoerende laag (voorwaarde 1 en 2) onder de dijk wordt afgedekt door een dunne laag cohesief materiaal (voorwaarde 3). Bovendien moet de zandlaag in contact staan met het buitenwater en moet een uittredepunt aanwezig zijn, en moet de grondwaterstroming lang genoeg optreden.

Specifieke situaties waarbij terugschrijdende erosie niet kan optreden zijn:

- Ontbreken van een cohesieve laag ter plaatse van de dijk: zanddijk direct op een zandondergrond.

- Ondergrond die niet gevoelig is voor terugschrijdende erosie.

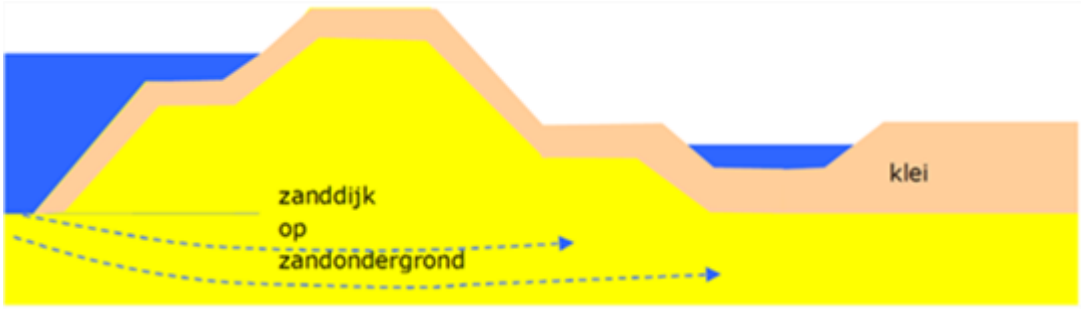
- Ondergrond die niet voldoende watervoerend is.

Ontbreken van een cohesieve, afdekkende grondlaag

Terugschrijdende erosie kan niet optreden bij een zanddijk op zandondergrond, omdat hier een cohesieve deklaag ontbreekt. Er kan wel uitspoeling van zand optreden, maar een beginnende pipe zal steeds instorten. Er is geen “dakje” aanwezig (voorwaarde 3).

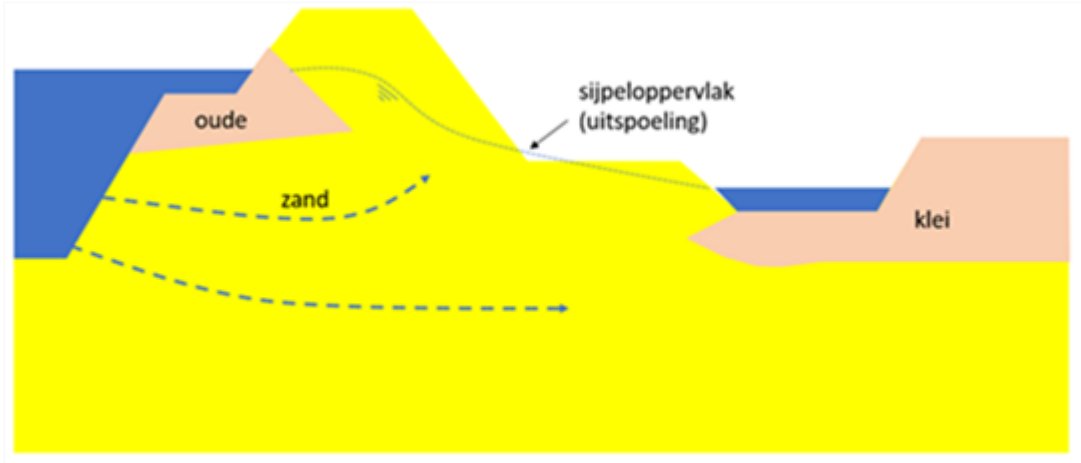
In Figuur 1 is een voorbeeld gegeven. Bij hoogwater stijgt de grondwaterstand. Daardoor kan een deel van de kleilaag worden opgedrukt en opbarsten. Door de ontstane opening in de kleilaag kan zandtransport optreden. Er kan een erosiekanaal ontstaan in horizontale richting, dit zal echter instorten zodra het de dijkkern bereikt, omdat het zand geen cohesie heeft. Het erosiekanaal kan mogelijk naar boven groeien langs de kleilaag van het binnentalud, maar deze zal na enige lengte stoppen met groeien omdat daar onvoldoende grondwaterstroming is om het zand verder te eroderen.

Figuur 1: Voorbeeld van een ondergrond die ongevoelig is voor piping



In Figuur 2 is een ander voorbeeld gegeven. Hier zal kwelwater uittreden aan het binnentalud van de dijk. Op die locatie vormt zich een sijpeloppervlak. Ter plaatse van dit sijpeloppervlak kan erosie van zanddeeltjes optreden. Dit mechanisme valt onder uitspoelen van materiaal uit het binnentalud (zie Afschuiven en/of afdrukken van de bekleding en uitspoelen) en moet als zodanig worden geanalyseerd.

Figuur 2: Voorbeeld van een dijk die gevoelig is voor piping



Bij het vaststellen of sprake is van een zand-op-zand-situatie gelden meerdere aandachtspunten:

- Bij de aanleg van een zanddijk kan een sliblaag zijn achtergebleven op de grens van de watervoerende zandlaag en de nieuwe dijkkern. Dit zal vooral het geval zijn bij zand dat hydraulisch is aangebracht. Dit kan een voldoende cohesieve laag vormen waaronder een pipe kan ontwikkelen.

- In geval van twijfel over de opbouw van de dijk, kunnen scenario's worden beschouwd waarbij de dijk wel of niet piping-gevoelig is.

- Soms is het niet mogelijk om een grondlaag te classificeren als cohesieve laag, of niet-cohesieve laag. Er zijn ook grondlagen die hier tussenin vallen, zogenaamde beperkt cohesieve lagen. In deze gevallen kan worden gerekend met een kans dat de bovenliggende laag een dak kan vormen en een kans dat deze lagen niet een dak vormen. In internationale literatuur zijn handvatten opgenomen voor deze grondlagen en bijbehorende kansen dat deze lagen wel of niet een dak vormen [USACE, 2019].

Ondergrond die niet gevoelig is voor terugschrijdende erosie: onvoldoende snelheid grondwaterstroming

Terugschrijdende erosie kan alleen optreden in grondsoorten die, bij stroomsnelheden die gebruikelijk zijn voor grondwaterstroming, gevoelig zijn voor erosie zoals zand en grind. Cohesieve grondlagen of grondlagen waar geen noemenswaardig debiet kan optreden zijn niet gevoelig voor terugschrijdende erosie.

In de volgende grondlagen kan terugschrijdende erosie daarom niet optreden:

- Kleilagen, zoals: zwak siltige klei tot sterk zandige klei (minimaal 8% lutum).

- Veenlagen, zoals: mineraalarm veen, kleiig veen, tot sterk zandig veen (minimaal 15% organische stof).

- Leemlagen, zoals: kleileem tot sterk zandig leem (minimaal 50% silt).

- Gesteente.

- Bepaalde getijdenafzettingen met bijbehorende SOS-code, zie voor meer achtergronden Getijdenafzettingen.

- Getijdenrestgeulopvulling, H_Mr_kz.
- Afzettingen van kleine getijdenplaat- en kweldergeulen, H_Mkw_z&k.
- Kleiige getijdenplaat- en kwelderafzettingen, H_Mp_k.
- Organisch materiaalrijke getijdenplaat- en kwelderafzettingen, H_Mp_ko.

- Tussenzandlagen (ingesloten tussen twee ondoorlatende lagen) dunner dan 0,5 meter.

De waarde van 0,5 m volgt enerzijds uit het beperkte debiet door dit soort dunne lagen, en anderzijds uit de variatie in laagdikte waarvoor in Riskeer een standaardwaarde van 0,5 meter wordt aangehouden en de kans op een doorgaande laag van voldoende dikte erg klein wordt.

Ondergrond die niet gevoelig is voor terugschrijdende erosie: onvoldoende grondwaterstroming

Voor terugschrijdende erosie moeten de stroomsnelheid en het debiet van de grondwaterstroming in het watervoerende pakket en daarmee in de pipe groot genoeg zijn. Bij stroming in enigszins cohesieve of slecht doorlatende grondlagen zal hiervan geen sprake zijn. Ook bij sommige slecht doorlatende getijdeafzettingen of dunne tussenzandlagen, zoals bovenstaand beschreven, zal de stroming niet groot genoeg zijn om erosie op te starten of in stand te houden.

De intredeweerstand in het voorland of op de bodem van het buitenwater vermindert ook de stroming in het watervoerend pakket. Deze weerstand kan bijvoorbeeld op basis van peilbuismetingen worden onderzocht, waarbij wel aandacht moet worden geschonken aan de vraag of de intredeweerstand ook tijdens een hoogwatersituatie in stand blijft, zie verder Intredepunt

piping.
Versie 1.0: 2 juli 2025

3. Modelleren van piping bij dijken

3.1 Modelleren van opdrijven en opbarsten

Modelleren opdrijven en opbarsten

Er is sprake van opbarsten als een cohesieve deklaag opdrijft en scheurt ten gevolge van een hoge waterdruk in de watervoerende zandlaag. In dit proces zijn verschillende mechanismen te onderscheiden: opdrijven en opbarsten. Een uitgebreidere beschrijving van de mechanismen is gegeven in het artikel Fenomenologische beschrijving opbarsten.

Opdrijven

Het mechanisme opdrijven kan worden geanalyseerd met een verticale evenwichtsbeschouwing van de deklaag. Op het grensvlak van de deklaag en de zandlaag werken in neerwaartse richting het gewicht van de deklaag. In opwaartse richting werkt de waterdruk vanuit het watervoerend pakket.

De deklaag drijft op wanneer de opwaartse druk groter of gelijk is aan de neerwaartse druk.

$\Delta\Phi > \Delta\Phi_{c,u}$

$$\Delta\phi = \phi_{exit} - h_{exit}$$

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

Waarin:

Δ: Geschematiseerd stijghoogteverschil over de deklaag (bij uittredepunt) [m].

$\Delta_{c,u}$: Kritiek stijghoogteverschil over de deklaag (bij uittredepunt) [m].

$_{exit}$: Stijghoogte in watervoerende laag bij uittredepunt [m t.o.v. NAP].

h_{exit}: Hoogte van het uittredepunt. Dit is de maaiveldhoogte of de waterstand bij een waterpartij [m t.o.v. NAP].

$D_{deklaag}$: Dikte van het afdekkende pakket bij het uittredepunt [m].

γ_{sat}: Verzadigd volumegewicht van de cohesieve deklaag [kN/m^3].

γ_{water}: Volumegewicht van het water [kN/m^3].

Het uittredepunt is de locatie waarbij opdrijven optreedt die het dichtst bij de binnenteen van de kering ligt. Om deze locatie te bepalen is het nodig opdrijven over een groter gebied achter de kering te analyseren. Het is van belang om de evenwichtsbeschouwing op meerdere locaties (in de dwarsdoorsnede) uit te voeren, het is op voorhand niet altijd evident wat de waar het uittredepunt ligt, dit kan het maaiveld dicht bij de kering zijn maar ook een sloot op grotere afstand van de kering.

Als er meerdere watervoerende lagen zijn kan opdrijven vanuit alle watervoerende lagen optreden. Bij opdrijven vanuit een dieper watervoerende zandlaag is de bovenste watervoerende zandlaag onderdeel van de deklaag.

De geschematiseerde stijghoogte kan met verschillende modellen en methodes worden bepaald, zie

hiervoor het artikel Schematiseren van geohydrologische situatie.

Modelspecifieke schematisaties opdrijven

Bepaling deklaagdikte bij meerdere grondlagen

Bepaling van de dikte van de deklaag is gegeven in het artikel Deklaagdikte. Als het afdekkende pakket uit meerdere grondlagen bestaat wordt het kritieke stijghoogteverschil vervangen door de sommatie over de verschillende grondlagen van het product van laagdikte en volumegewicht. Bij opdrijven ter plaatse van een watergang geldt dat de taluds naast de watergang een positieve invloed hebben. Dit wordt meegenomen door het aanpassen van de deklaagdikte naar een effectieve deklaagdikte. Handvatten hiervoor zijn gegeven in het artikel Berekenen van de grenspotentiaal. Voor de bepaling van het volumegewicht van water wordt verwezen naar het artikel Volumegewicht water.

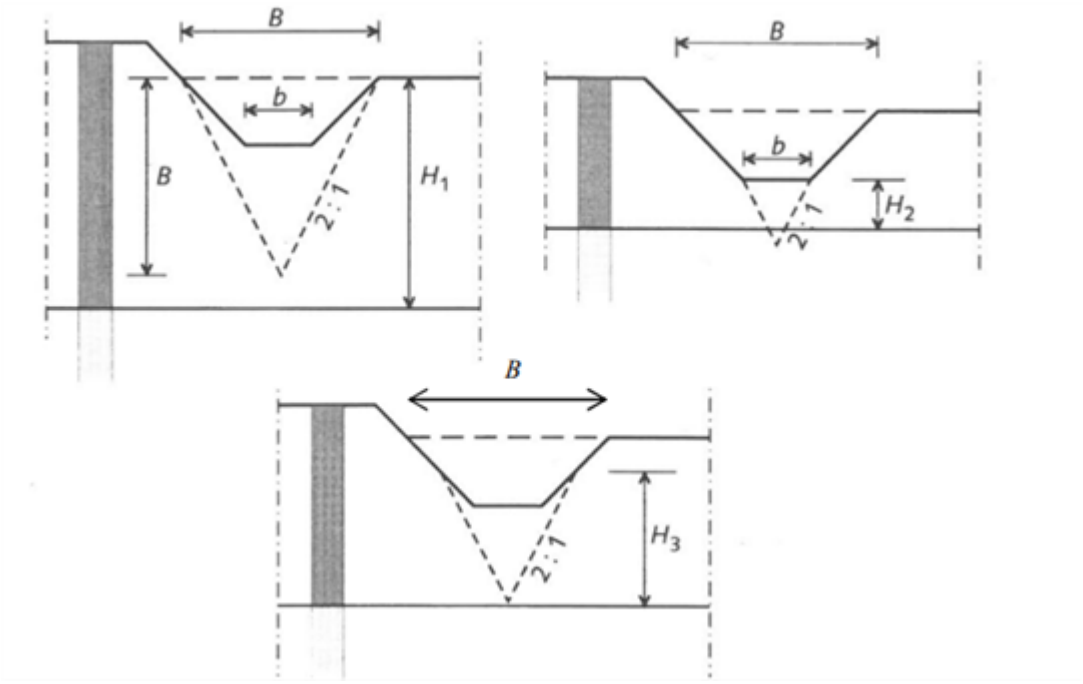
Bepaling effectieve laagdikte voor opdrijven bij sloot

De effectieve laagdikte d_{eff} voor opbarsten bij een sloot wordt als volgt bepaald:

1. In het geval dat de breedte van de sloot op maaiveldniveau B [m] kleiner is dan de totale deklaagdikte buiten de sloot H_1 [m], en als de geometrie van de sloot binnen de driehoek valt die met de breedte van de sloot op maaiveldniveau de spanningsspreiding van 2:1 (verhouding verticaal : horizontaal) weergeeft, is de effectieve laagdikte d_{eff} gelijk aan de totale laagdikte: $B < H_1 \rightarrow d_{eff} = H_1$.
2. Als de breedte van de slootbodem b [m] groter is dan de deklaagdikte in het midden van de sloot H2 [m], dan dient de deklaagdikte in het midden van de sloot als effectieve laagdikte deff te worden gebruikt: $b > H_2 \rightarrow d_{eff} = H_2$.
3. In alle andere gevallen wordt de effectieve deklaagdikte d_{eff} bepaald door het snijpunt van de sloottaludhelling en een 2:1 helling beginnend aan de onderkant van de deklaag in het midden van de sloot: $d_{eff} = H_3$.

Voor geometrische definities van B, b, H_1, H_2 en H_3 zie figuur 1. Hier is ook te zien dat in het geval dat de deklaagdikte aan beide kanten van de sloot verschillend is of dat de sloot asymmetrisch is, een representatieve situatie dient te worden beschouwd.

Als ter plaatse van de sloot de grenspotentiaal wordt bereikt dan mag ervan worden uitgegaan dat op dat punt de potentiaal zodanig wordt gereduceerd dat opdrijven van het achterliggende gebied niet meer kan optreden.



Figuur 1: Bepaling effectieve laagdikte voor opdrijven bij sloot

Opbarsten

Voor het mechanisme opbarsten zijn geen rekenmodellen beschikbaar. In de praktijk wordt opdrijven gelijk gesteld aan opbarsten. Er wordt dan geen rekening gehouden met de aanwezige treksterkte in de ondergrond, of andere eigenschappen die scheurvorming tegengaan. Deze treksterkte zorgt er in de praktijk voor dat opdrijven niet direct leidt tot scheurvorming waardoor zandtransport kan optreden. In het praktijkonderzoek Praktijkonderzoek Opbarsten Dijken [De Innovatieversneller, 2024] wordt onderzoek gedaan naar het mechanisme.

Versie 1.0: 2 juli 2025

3.2 Modelleren heave

Modelleren heave

Heave is een situatie waarbij verticale korrelspanningen in een zandlaag wegvallen onder invloed van een verticale grondwaterstroming. Dit wordt ook fluïdisatie of de vorming van drijfzand genoemd. Een fenemenologische beschrijving is gegeven in het artikel Fenomenologische beschrijving heave. Zandtransport kan alleen optreden als de verticale uitstroomgradiënt bij het uittredepunt een kritieke waarde voor heave overschrijdt.

$$i_{optr} > i_c \quad (1)$$

Waarin:

i_{optr} Optredend verhang [-].

i_c Kritieke verhang [-].

Bij het berekenen van de optredende en kritieke hydraulische gradiënt worden twee situaties onderscheiden:

1. Heave door een deklaag. De deklaag vertoont scheuren (bijvoorbeeld door opbarsten), uitstroom wordt deels gehinderd door de beperkte afmeting van de scheuren en de massa van

water met zand in suspensie.

2. Heave in een zandlaag, bijvoorbeeld achter een heavescherm.

Heave door een deklaag

Het optredend verhang ioptr in geval van een deklaag is te bepalen middels:

$$i_{optr} = \frac{\phi_0 - \phi_p}{D_{deklaag}} \quad (2)$$

Formule 2

Waarin:

i_{optr} Optredend verhang [-].

$_o$ Stijghoogte ter plaatse van de onderkant van het verticale kanaal waar het uittrede verhang maximaal is vóórdat opbarsten heeft plaatsgevonden [m t.o.v. NAP].

$_p$ Polderpeil, stijghoogte binnendijkse waterstand (maaiveld) [m t.o.v. NAP].

$D_{deklaag}$ Dikte van het afdekkende pakket bij het uittredepunt [m].

De optredende stijghoogte aan de binnenzijde van de waterkering is afhankelijk van het totale verval over de kering en het grondwaterstromingspatroon in de zandlaag en derhalve afhankelijk van de geohydrologische configuratie van die laag en de dikte van de deklaag ter plaatse van het uittredepunt. De optredende stijghoogte kan met verschillende rekenmethodes worden berekend, zie hiervoor het artikel Schematiseren van geohydrologische situatie.

De kritieke hydraulische gradiënt is onzeker en hangt af van vorm en afmetingen van het opbarstkanaal [Koelewijn, 2009; Förster, 2012; Robbins et al., 2020]. Deze eigenschappen van het opbarstkanaal kunnen in de praktijk niet worden gemeten.

In Nederland wordt daarom – als geen nadere informatie bekend is - gewerkt met een waarde van i_c= 0,3 voor de kritieke hydraulische gradiënt voor heave door een scheur in een deklaag.

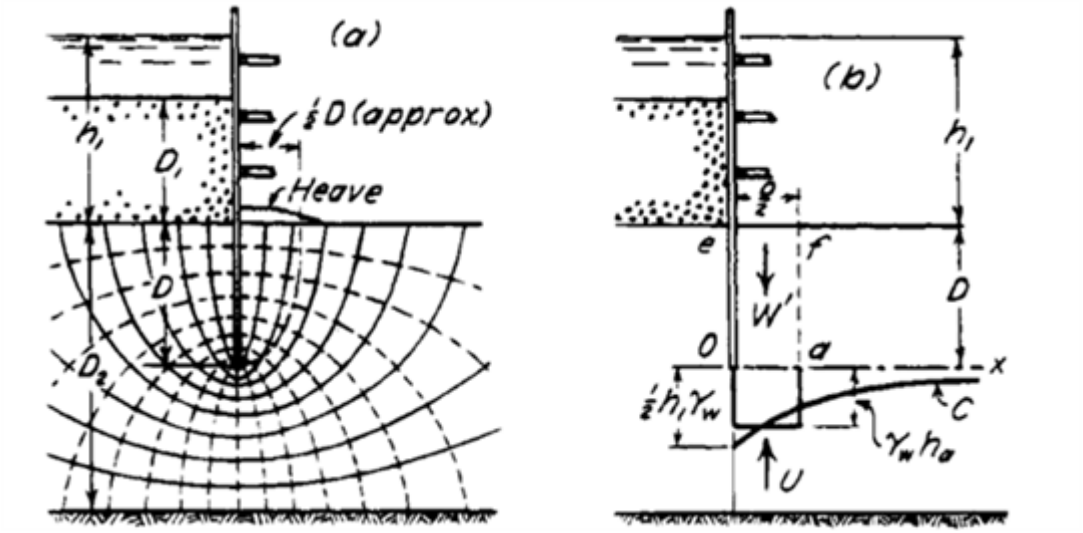
Heave in zandpakket

In een zandpakket kan heave ontstaan achter een verticale constructie. De verticale constructie werkt als een heave-scherm. Het scherm zorgt er voor dat de kwelstroom van richting verandert: bij het scherm gaat de stroming ofwel onder het scherm door ofwel zijwaarts langs het scherm. Bij sterke opwaartse stroming achter het scherm kan drijfzand ontstaan wanneer de kwelstroom en waterdruk dermate sterk is dat dit de korrelspanning reduceert naar nul. Wanneer er door opwaartse stroming in een grotere zone achter een scherm drijfzand optreedt wordt deze grond instabiel. Wanneer drijfzand ontstaat over de volledige hoogte van het scherm kan een erosiekanaal het scherm passeren en zal de totale weerstand tegen piping enkel nog afhangen van de weerstand tegen piping van het bovenstroomse deel van het scherm. In het artikel Heaveschermen wordt verder ingegaan op het heaveschermen als maatregel tegen piping.

De werking van het heavescherm is het tegengaan van een toestand van hydraulische grondbreuk (hydraulic heave) over de hoogte van het scherm aan de benedenstroomse zijde. Er zijn verschillende modellen voorhanden waarmee kan worden getoetst op het mechanisme hydraulische grondbreuk.

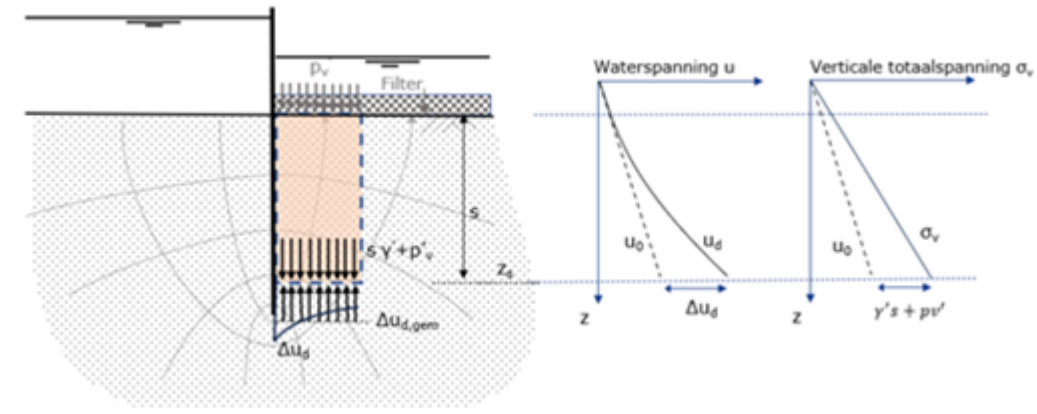
Verticaal evenwicht Terzaghi

De methode van Terzaghi [Terzaghi, 1922] is afgeleid uit vroeg experimenteel onderzoek naar hydraulische grondbreuk bij een vrije uitstroom. Deze methode gaat uit van verticaal krachtenevenwicht rond een prismavormige moot grond. Deze methode wordt daarom al lange tijd overal ter wereld toegepast. De methode is ook in verschillende ontwerprichtlijnen opgenomen.



Figuur 1: Model hydraulische grondbreuk volgens Terzaghi [Terzaghi, 1922]

Terzaghi beschouwde het verticaal krachtenevenwicht rond een prismavormige1moot grond aan de benedenstroomse zijde van de wand. Het is ook mogelijk om de formulering te beschrijven in spanningen zoals in de Eurocode 7 is gedaan. In onderstaande figuur is een voorbeeld gegeven van een evenwichtsbeschouwing in de vorm van spanningen.



Figuur 2: Model hydraulische grondbreuk voor situatie met filter uitgedrukt in spanningen

Er is sprake van een hydraulische grondbreuk wanneer de korrelspanning binnen een watervoerende laag op enige diepte gelijk wordt aan nul. In dat geval kan het bovenliggende zandpakket in zijn geheel instabiel worden en is er sprake van een grondbreuk. Dit mechanisme vertoont veel gelijkenis met opdrijven van een cohesieve deklaag. Echter bij opdrijven is de korrelspanning direct onder de deklaag nul, maar in de deklaag zelf is de effectieve spanning vrijwel altijd groter dan nul. Voor hydraulische grondbreuk en opdrijven geldt dat de verticale totaalspanning (σ_v) gelijk is aan de waterdruk (u_d) op een bepaald niveau. Bij hydraulische grondbreuk ligt dit niveau in de watervoerende laag (in bovenstaande figuur het niveau z_s) en voor opdrijven net onder de cohesieve deklaag, in formulevorm:

$$u_d = \sigma_v$$

In deze evenwichtsvergelijking staat aan de linkerkant de belasting en aan de rechter kant de sterkte. Het is aan te bevelen om de hydrostatische waterdruk noch aan de sterkte –noch aan de belastingkant– mee te nemen. De hydrostatische waterdruk draagt namelijk in gelijke mate bij aan zowel de sterktekant als aan de belastingkant. In dat geval wordt de formule:

$$u_d - u_0 = \sigma_v - u_0$$

Deze evenwichtsvergelijking wordt gebruikt voor de deelmechanismen opbarsten en hydraulische grondbreuk en kan voor hydraulische grondbreuk (zonder deklaag) bij de beschouwing van een denkbeeldig prisma, zoals weergegeven in bovenstaande figuur, verder worden uitgewerkt in:

$$\Delta U_{d,gem} = s \cdot \gamma' + pv'$$

Deze formule kan bij uniforme verticale grondwaterstroming, zoals in een cilinderproef zonder bovenbelasting (p'v=0 kPa), worden omgeschreven tot een eenvoudige relatie tussen het effectieve volumegewicht van het materiaal dat doorstroomd wordt (zoals zand) en het volumegewicht van water:

$$\Delta\varphi \cdot \gamma w = s \cdot \gamma'$$
en
$$i = \Delta\varphi / s$$

Formule 6 en 7

Wanneer de hydraulische gradiënt i dermate hoog is dat er sprake is van hydraulische grondbreuk dan wordt deze gradiënt de kritieke hydraulische gradiënt genoemd en geldt:

$$ic = \gamma' / \gamma_w$$

Formule 8

Let op: deze relatie geldt alleen voor een situatie van uniforme stroming zonder effectieve bovenbelasting p'v. In vele publicaties is deze kritieke hydraulische gradiënt (in Engelstalige literatuur: critical hydraulic gradient) beschreven.

In bovenstaande formules zijn:
σ_v: Verticale totaalspanning onderzijde van beschouwde prisma [kPa]
u_d: Waterdruk ter plaatse van grondvlak van prisma bij aanwezigheid van stroming [kPa]
$u_{d,gem}$: Gemiddelde waterdruk over oppervlakte van grondvlak van prisma bij aanwezigheid van stroming [kPa]
u_o: Waterdruk ter plaatse van grondvlak van prisma bij afwezigheid van stroming en freatische waterstand achter scherm (hydrostatisch waterdrukverloop) [kPa]
$\Delta u_{d,gem}$: Verschil tussen gemiddelde waterdruk bij grondwaterstroming en hydrostatische druk ter plaatse van het grondvlak van het prisma (Δud,gem = ud,gem - uo) [kPa]
γ': Effectief volumegewicht van grond in de beschouwde prisma [kN/m3]
γ_w: Volumegewicht van water [kN/m3]
$\Delta\varphi$: Verschil tussen stijghoogte aan boven- en grondvlak van beschouwde prisma [m]
Gradiënt van grondwaterstroming [-]
i_c: Kritieke hydraulische gradiënt [-]
s: Inbeddingsdiepte van scherm in watervoerende zandlaag [m]
$p_{v'}$: Effectief gewicht van filter bovenop zandlaag [kPa]

Kritieke hydraulische gradiënt

De grondwaterstromingsgradiënt waarbij zand overgaat van een vast korrelskelet naar drijfzand wordt in de internationale literatuur de 'critical hydraulic gradient' genoemd. Deze kritieke gradiënt kan met cilinderproeven eenvoudig worden gemeten en de relatie en basis kengetallen van grond kan in verschillende vormen worden gepresenteerd:

$$ic=\gamma'/\gamma w$$

of

$$ic = (1 - n)(Gs - 1)$$

of

$$ic = (Gs - 1) / (1 + e)$$

of

$$ic=(1 - n)(\gamma k - \gamma w) / \gamma w$$

Formule 9, 10, 11, 12

In deze formules zijn:
i_c: Kritieke hydraulische gradiënt [-]
γ': Ondergedompelde volumegewicht grond [kN/m3]
γ_s: Totaal volumegewicht grond [kN/m3]
γ_w: Volumegewicht water [kN/m3]
γ_k: Volumegewicht gewicht korrel [kN/m3]
G_s: Specifiek gewicht korrel [-]
n: Porositeit [-]
e: Poriëngetal (void ratio) [-]

Gemiddelde gradiënten methode

Door Baumgart en Davidenkoff [Davidenkof, 1970] is voorgesteld om de evenwichtsbeschouwing rond een prisma te beschouwen met een boven- en ondervlak die aanzienlijk smallere afmetingen heeft dan in de beschouwing van Terzaghi.

Voor de situatie van vrije uitstroom achter een wand is volgens deze benadering sprake van hydraulische grondbreuk wanneer de gemiddelde gradiënt achter het scherm gelijk is aan de kritieke hydraulische gradiënt:

$$igem = \Delta\varphi / s = ic$$

Formule 13

Waarin:

i_{gem}: Gemiddelde verticale gradiënt achter het scherm over een hoogte s [-]

$\Delta\varphi$: Stijghoogteverschil over diepte s [m]

s: Diepte waar bij gradiënt over diepte z achter het scherm het grootst is [m]. Bij vrije uitstroom is dit vrijwel gelijk aan de inbeddingsdiepte s van het scherm.

De resultaten van een toets op hydraulische grondbreuk volgens de Terzaghi methode en volgens Baumgart-Davidenkoff zullen bij een vrije uitstroom niet veel verschillen. In de Nederlandse praktijk wordt uitgegaan van een criterium dat is gericht op de gemiddelde gradiënt achter de wand en in feite is dat gelijk aan de methode Baumgart-Davidenkoff.

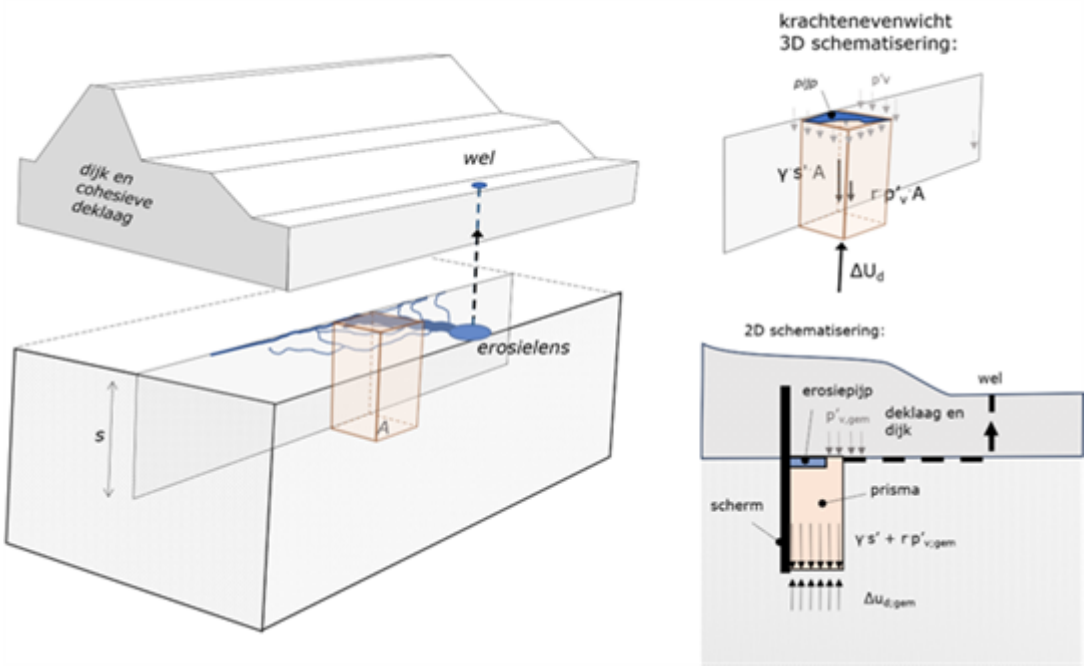
Verticale evenwichtsmethode bij situatie met geconcentreerde uitstroom

Voor geconcentreerde uitstroom, zoals uitstroom naar een pijpstelsel en een wel onder een deklaag, kan ook het principe van verticaal evenwicht rond een prisma worden beschouwd. Het gewicht van de deklaag werkt daarbij vergelijkbaar aan het gewicht van het filter. Het verschil met een filter is dat:

- het filter niet zorgt voor een geconcentreerde uitstroom;
- het filter de effectieve bovenbelasting gelijkmatig verdeelt over het bovenvlak van de prisma.

In geval van een deklaag met een pijpstelsel kan de drukverdeling in breedte en diepte afwijken van de situatie met een filter. Bij een breed of dicht vertakt pijpstelsel is het effect van het gewicht van de deklaag op de totaalspanning (σ_v) direct onder de pijp minder groot dan bij een filter omdat er direct onder de holte geen druk van de deklaag wordt gevoeld. Echter met de diepte zal het effect van het gewicht van de deklaag op totaalspanning (σ_v) toenemen.

Onderstaande figuur illustreert hoe de methode van het verticaal evenwicht kan worden toegepast op de situatie van een zandlaag die door een deklaag en dijk wordt afgedekt. De methode is in de basis gelijk aan de methode van Terzaghi. Het bovenvlak van het te beschouwen prisma ligt op het niveau onderkant deklaag. Hier is een pijpstelsel aanwezig. Op het contactvlak tussen deklaag en zandlaag drukt het effectieve gewicht van de deklaag. De evenwichtsbeschouwing kan zowel in krachten als in spanningen worden uitgedrukt.



Figuur 3: Krachtenevenwicht denkbeeldig prisma in 3D, situatie met pijpstelsel onder een deklaag en

vertaling naar 2D schematisering
Voor bovenstaande situatie kan een evenwichtsvergelijking worden opgesteld voor een situatie van hydraulische grondbreuk op een diepte s onder de deklaag. De vergelijking is analoog aan vergelijking $\Delta u_{d,gem} = s \cdot \gamma' + pv'$, zoals hierboven genoemd, echter worden de drukken die werken op het grondvlak en het bovenvlak van de te beschouwen prisma gemiddeld over de oppervlakte A van het grondvlak dan wel het bovenvlak. De vergelijking $\Delta u_{d,gem} = s \cdot \gamma' + pv'$ ziet er dan als volgt uit:

$$\Delta u_{d,gem} = s \cdot \gamma' + r \cdot pv',gem$$

Formule 14

In bovenstaande formules zijn:

$\Delta u_{d,gem}$ Verschil tussen waterdruk bij grondwaterstroming en hydrostatische druk gemiddeld over het grondvlak van het beschouwde prisma (op niveau z_s) [kPa]

γ' Effectief volumegewicht van grond in de beschouwd prisma [kN/m3]

s Inbeddingsdiepte van scherm in watervoerende zandlaag [m]

pv',gem Gemiddelde effectieve spanning van de deklaag en van de dijk ter hoogte van het bovenvlak van het beschouwde prisma (op het niveau onderkant deklaag) [kPa]

r reductiefactor waarmee wordt aangegeven welk deel van de effectieve bovenbelasting p'v,gem doorwerkt op het grondvlak van beschouwde prisma [-]. Bij r=1 werkt het volledige effectief gewicht van de deklaag door op het grondvlak van het prisma en bij r=0 is er geen effect van bovenbelasting merkbaar.

In de Publicatie Heaveschermen is een rekenvoorbeeld opgenomen waarin is aangegeven hoe de bovenbelasting pv',gem kan worden bepaald in geval van een heavescherm dat zich onder de binnenberm van de dijk bevindt.

In de Publicatie Heaveschermen is het verticaal evenwicht in 2D beschouwd voor verschillende pijpbreedtes. Hieruit is afgeleid dat de weerstand tegen hydraulische grondbreuk afneemt naarmate de breedte van de pijp toeneemt. Vertaald naar de 3D situatie betekent dit dat de weerstand tegen hydraulische kortsluiting achter het scherm het kleinst is daar waar het meeste erosie heeft plaatsgevonden. Bovenstaande figuur geeft deze locatie weer voor het beschouwde pijpstelsel.

Versie 1.0: 2 juli 2025

3.3 Modelleren terugschrijdende erosie

Rekenmodellen terugschrijdende erosie

Voor terugschrijdende erosie moet het kritieke verval (*Hc*) worden bepaald. Voor de berekening van het kritiek verval zijn sinds het begin van de 20e eeuw meerdere modellen ontwikkeld. Enkele daarvan zijn Bligh (1910), Lane (1935), USACE (1956), Sellmeijer (1988), Schmertmann (2000), Sellmeijer (2011) en Shields-Darcy (Hoffmans & Van Rijn, 2017 en Pol, 2020). In het verleden werd de eenvoudige rekenregel van Bligh als pipingcontrole toegepast. Op het moment van schrijven is de rekenregel van Sellmeijer (2011) de vigerende methode binnen de 'eerste analyse overstromingskans' en D-GeoFlow een veelgebruikte methode om aan te scherpen binnen de 'nadere analyse overstromingskans' BOI Handleiding Piping. Deze modellen zijn beschreven in de artikelen Rekenregel van Sellmeijer en Eindige elementen model D-GeoFlow.

Beide methodes modelleren niet de weerstand in het opbarstkanaal ten gevolge van het daar aanwezig zand-watermengsel. Daarom wordt bij toepassing van deze modellen het verval hiervoor gecorrigeerd met de zogenaamde 0,3d-regel (artikel Drukval in een wel (0,3D-regel)). In D-Geoflow moet deze correctie op een andere wijze worden uitgevoerd dan in Riskeer of handmatige berekeningen, zie hiervoor [Van Beek, 2019]. N.B. De memo [Van Beek, 2019] wordt momenteel herzien. In voorkomende gevallen wordt geadviseerd contact op te nemen met de Helpdesk.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Rekenregel van Sellmeijer

Dit artikel beschrijft het model van Sellmeijer (2011) voor terugschrijdende erosie.

Rekenregel van Sellmeijer

De rekenregel van Sellmeijer (2011) om het kritiek verval (H_c) te bepalen is gebaseerd op een combinatie van het theoretisch model van Sellmeijer (1988), numerieke berekeningen met het model van Sellmeijer in MSEEP (Sellmeijer, 2006) om de invloed van de geometrie (D/L-verhouding) mee te nemen, en kalibratie van de invloed van korrelgrootte (d_{70}) op basis van experimenten. De rekenregel is afgeleid voor een standaard dijkconfiguratie met een homogene zandlaag onder een ondoorlatende deklaag.

$$F_p = \frac{\Delta H_c}{h - h_{exit} - r_c D_{deklaag}}$$

$$\frac{\Delta H_c}{L_{kwel}} = F_{resistance} F_{scale} F_{geometry}$$

$$F_{resistance} = \eta \frac{\gamma_{sub.particles}}{\gamma_{water}} tan\theta$$

$$F_{scale} = \frac{d_{70.m}}{\sqrt[3]{\kappa L_{kwel}}} \left(\frac{d_{70}}{d_{70.m}}\right)^{0,4} \quad , \quad \kappa = \frac{v_{water}}{g} k$$

$$F_{geometry} = 0,91 \left(\frac{D_{zandlaag}}{L_{kwel}}\right)^{\frac{0,28}{\left(\frac{D_{zandlaag}}{L_{kwel}}\right)^{2,8} - 1} + 0,04}$$

Formule 1

Waarin:

F_p Berekende stabiliteitsfactor voor het deelmechanisme terugschrijdende erosie [-].

ΔH_c Het kritieke verval over de waterkering [m].

h Niveau buitenwaterstand met een kans van voorkomen gelijk aan de norm [m t.o.v. NAP]

h_{exit} Hoogte van het uittredepunt. Dit is de maaiveldhoogte of het waterpeil bij een waterpartij [m t.o.v. NAP].

r_c Reductiefactor voor de weerstand bij het uittredepunt [-].

L_{kwel} Kwelweglengte [m].

$\gamma_{sub.particles}$ Onderwater volumegewicht van (zand)korrels (= 16,5) [kN/m^3].

η Coëfficiënt van White (sleepkrachtfactor) (= 0,25) [-].

d_{70} 70-percentielwaarde van de korrelverdeling van de pipinggevoelige laag [m].

κ Intrinsieke doorlatendheid van de zandlaag [m^2].

k Doorlatendheid(scoëfficient) [m/s].

ν_{water}Kinematische viscositeit van water (voor grondwater van 10° Celsius: 1,33·10^{-6}) [m^2/s].

g: Versnelling zwaartekracht (= 9,81) [m/s^2].

$D_{zandlaag}$ Dikte van de zandlaag [m].

$D_{deklaag}$ Dikte van de deklaag [m].

$d_{70.m}$ Referentie d70-waarde (= 2,08·10^{-4}) [m].

θ Rolweerstandshoek van zandkorrels van de aangepaste Sellmeijer-regel (= 37) [°].

Er kunnen drie factoren worden onderscheiden: een resistancefactor (weerstand), een scalefactor (schaal) en een geometryfactor (geometrie).

$F_{resistance}$ De eerste factor beschrijft het grensevenwicht van zandkorrels op de bodem van het

erosiekanaal.

F_{scale} De tweede term reflecteert de verhouding tussen de processchaal van het mechanisme dat

voor korreltransport zorgt en de processchaal van de grondwaterstroming die dit transportmechanisme aandrijft. Voor schaalproeven is dit een belangrijke verhouding.

$F_{geometry}$ De laatste term beschrijft de invloed van de vorm van de geometrie van de ondergrond op de grondwaterstroming. Deze is afhankelijk van de verhouding tussen dikte en lengte van de aanwezige zandlagen.

De intrinsieke doorlatendheid °[m^2] kan worden afgeleid uit schattingen van karakteristieke waarde van de specifieke doorlatendheid [m/s] van de pipinggevoelige zandlaag. Meer informatie over de doorlatendheid van de zandlaag is opgenomen in het artikel Doorlatendheid watervoerend pakket.

De relatie is:

$$\kappa = \frac{\nu}{g} k = 1{,}35\ 10^{-7} k$$

Waarin ν de kinematische viscositeit is (= 1,33*10^{-6} m^2/s voor grondwater van 10° Celsius) en g de versnelling van de zwaartekracht (9,81 m/s^2).

Uit eerdere pipinganalyses is gebleken dat de doorlatendheid van het zandpakket van belangrijke invloed is op het mechanisme van terugschrijdende erosie. Omdat de doorlatendheid vaak onbekend is, wordt voor de berekening gebruik gemaakt van equivalente SOS-waarden (Stochastische Ondergrond Schematisatie).

Modelspecifieke schematisaties

Weerstand opbarstkanaal

De rekenregel van Sellmeijer houdt geen rekening met de weerstand in het opbarstkanaal ten gevolg van het daar aanwezig zand-watermengsel. Daarom wordt bij toepassing van dit model het verval hiervoor gecorrigeerd met de zogenaamde 0,3d-regel (artikel Drukval in een wel (0,3D-regel)), dit is in bovenstaande formule voor de stabiliteitsfactor verwerkt middels de factor r_c. In D-Geoflow moet deze correctie op een andere wijze worden uitgevoerd dan in Riskeer of handmatige berekeningen, zie hiervoor [Van Beek, 2019]. N.B. De memo [Van Beek, 2019] wordt momenteel herzien. In voorkomende gevallen wordt geadviseerd contact op te nemen met de Helpdesk.

Meerlagenstysteem

De rekenregel van Sellmeijer is afgeleid voor een analytische oplossing van een standaardgeometrie met een geïdealiseerde bodemsamenstelling, dat wil zeggen een homogene horizontale watervoerende zandlaag met één uniforme (en isotrope) doorlatendheid en met een constante dikte die zich uitstrekt tot voorbij het uittredepunt, afgedekt door een compleet ondoorlatende waterkering.

In de praktijk zijn watervoerende zandpakketten vaak niet uniform van samenstelling, en kunnen laagsgewijs bestaan uit zanden met verschillende fijnheden en doorlatendheden. Het watervoerende pakket kan bijvoorbeeld bestaan uit een laag fijn holoceen dekzand op de doorgaans grovere pleistocene zandlaag. Dit betekent dat de doorlatendheid zich niet goed door één doorlatendheidscoëfficiënt laat karakteriseren, wat het toepassen van de rekenregel van Sellmeijer bemoeilijkt. De analytische methode hoe om te gaan met een gelaagd watervoerend pakket is opgenomen in het artikel .

Die methode op basis van een gewogen gemiddelde kan een zeer conservatief resultaat geven in geval van grote doorlatendheidsverschillen tussen de lagen. Voor aanscherping kan gebruik worden gemaakt van het softwarepakket D-GeoFlow.

Voorlanden

De rekenregel van Sellmeijer gaat uit van een volledig ondoorlatende deklaag aan de polderzijde en weerstandloze instroming in het zandpakket aan de rivierzijde. Gedeeltelijk doorlatende voorlanden hebben een gunstig effect op het kritiek verval in vergelijking met de situatie zonder voorland. In de rekenregel van Sellmeijer kan het voorland worden meegenomen door het intredepunt te verplaatsen van de buitenteen van de dijk naar een zogenaamd fictief intredepunt. Daardoor neemt de totale kwelweglengte in de regel van Sellmeijer toe. De bepaling van de fictieve voorlandlengte is beschreven in artikel Intredepunt piping.

Zandeigenschappen

De eigenschappen uniformiteit, hoekigheid, doorlatendheid en korrelgrote kunnen en hoeven in proeven voor Nederlandse omstandigheden niet onafhankelijk te worden gevarieerd omdat de uniformiteit (zoals de meeste korrelgroottekarakteristieken) direct gekoppeld is aan de doorlatendheid. Mede op basis van de resultaten van deze analyse is een aangepaste rekenregel voor piping afgeleid [Sellmeijer, 2011].

Aandachtspunten en geldigheidsgebied

De rekenregel van Sellmeijer is gekalibreerd op basis van meerdere proeven. Het geldigheidsgebied wordt bepaald door de bandbreedte van deze proeven. Deze bestaan uit de volgende zaken:

- Korreldiameter (d_{70}): tussen 150 en 500 µm [Förster, 2012].
- Relatieve dichtheid: groter dan 50% [Förster, 2012].
- Uniformiteit (d_{60}/d_{10}): tussen 1,5 en 2,5 [Förster, 2012].
- Fijne fractie: nihil, proeven zijn uitgevoerd op schoon gewassen zand.
- Opbouw watervoerende laag: homogeen en isotroop zand zonder constructies.
- Kwelweglengte: tussen 0,3 en 15 m [Deltares, 2009]. Dit bestaat uit small-scale proeven,
- medium-scale proeven, proeven in de deltagoot en full-scale proeven.
- Geohydrologische situatie: weerstandsloze inzijging aan buitenwaterzijde, ondoorlatend
- dijklichaam en voorland, verwaarloosbare invloed van het achterland.
- Volumegewicht water: conform zoet water (9,81 kN/m^3).
- Verval: tussen 0,0 en 2,3 m [Deltares, 2009].

Handvatten voor de omgang met situaties buiten het geldigheidsgebied van de rekenregel van Sellmeijer zijn opgenomen in hoofdstuk 5 van de handleiding Overstromingskansanalyse dijken/dammen- deel 2 Piping.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Achtergrond rekenmodel van Sellmeijer

Door Sellmeijer [Sellmeijer, 1988] is in het kader van TAW-onderzoek een mathematisch rekenmodel voor terugschrijdende erosie ontwikkeld. Het model is gebaseerd op een combinatie van stroming door een watervoerende zandlaag (met homogene doorlatendheid en een constante dikte die zich uitstrekt tot ver voorbij het uittreepunt), stroming door het erosiekanaal en het krachtenevenwicht op de korrel. Uitgangspunt voor het mathematische model is de configuratie van dijk en ondergrond. Door de zandlaag vindt onder invloed van het verval grondwaterstroming plaats. Aangenomen wordt dat zich een erosiekanaal ontwikkeld heeft met de lengte 'l'.

Sellmeijer modelleert deze pipe als spleet onder de constructie. In de pipe vindt laminaire stroming richting het opbarstkanaal plaats. Op de zandkorrels op de rand tussen pipe en zandlaag worden krachten uitgeoefend door de uittredende grondwaterstroming en door de stroming van het water in de pipe. Het oorspronkelijke wiskundige model [Sellmeijer, 1988] bestaat uit een koppeling van:

- De potentiaalvergelijking voor de beschrijving van grondwaterstroming in de zandlaag. Randvoorwaarden zijn:
  - Potentiaal $\Phi = H$ aan de bovenkant van de zandlaag aan de bovenstroomse zijde van de constructie.
  - Ondoorlatende rand aan onderkant constructie.
  - Potentiaal $\Phi = h_p$ aan de bovenkant van de zandlaag aan benedenstroomse zijde van de constructie.
  - Potentiaal in de spleet: potentiaal in het zand is gelijk aan de potentiaal van het water in de spleet.
- Een vergelijking voor laminaire stroming van het water door de spleet.
- Een evenwichtsvergelijking van de op een korrel op de bodem van het erosiekanaal werkende krachten. Hierbij is verondersteld dat bij beweging de korrel rolt en dat dus de rolweerstand bepalend is.

Dit grensevenwicht werd in 1989 door Sellmeijer beschreven door het zogenaamde vier-krachtenmodel. De kracht op een korrel op de bodem van het erosiekanaal in richting van het kanaal

bestaat volgens dit model uit twee horizontale krachten (sleepkracht en horizontale stromingsdruk) en twee verticale krachten (verticale stromingsdruk en eigengewicht korrel). De veronderstelling van een vier-krachtenevenwicht is alleen juist als de korrel goed ingebed is tussen de andere korrels. Voor een grote, in het erosiekanaal uitstekende korrel, waaromheen de andere korrels afgevoerd zijn, is dit niet meer het geval.
Het vier-krachtenmodel is daarom veranderd tot een twee-krachtenmodel. In het twee-krachtenmodel worden bij de definitie van het grensevenwicht de horizontale en de verticale stromingsdruk niet meer meegenomen.

Met behulp van deze vergelijkingen wordt berekend wat het maximale verval over de constructie/dijk is, waarbij de zandkorrels nog juist in evenwicht zijn. Dit verval is afhankelijk van de verhouding l/L tussen de lengte l van het erosiekanaal en de lengte L van de constructie/dijk, de doorlatendheid van het watervoerende zandpakket, de sleepkrachtcoëfficiënt (coëfficiënt van White) en de diameter en de rolweerstand van de zandkorrels in het pipinggevoelige bovengedeelte van het watervoerende pakket.

Berekend wordt het verval waarbij net evenwicht wordt gevonden, en de zandkorrels op de rand tussen pipe en zandlaag niet in beweging komen. Hierbij wordt een stationaire toestand beschouwd. Het verval $"H_{eq}$, waarbij de korrels net in evenwicht zijn, is afhankelijk van de lengte van de pipe en is als functie van l/L uitgezet in Figuur 2.

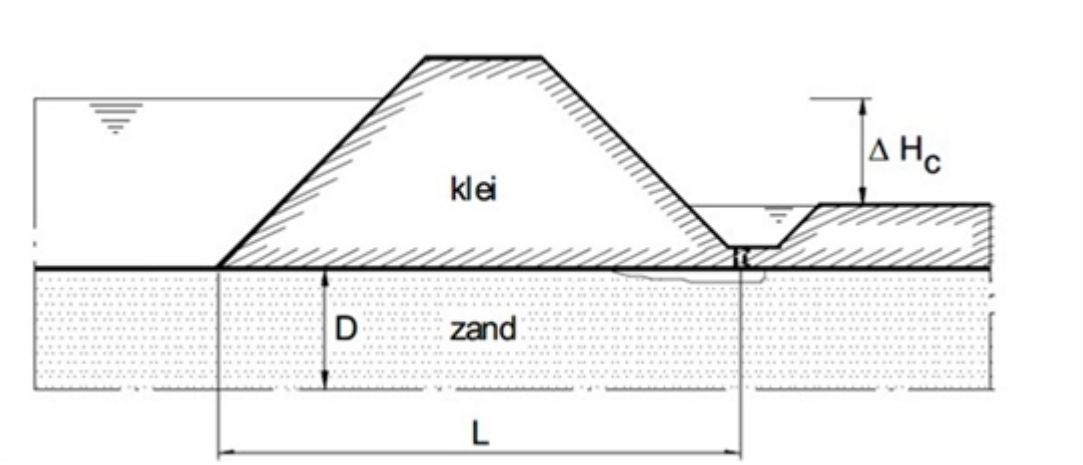
Het blijkt dat er, zoals in de configuratie die in Figuur 1 is geschetst, een maximum verval is. Dit maximale verval wordt het kritieke verval $"H_c$ genoemd. Volgens de theorie van Sellmeijer zou het verval bij een verhouding l/L = 0,5, waarbij net evenwicht gevonden wordt, het grootst zijn.

De interpretatie van deze uitkomst is als volgt. Bij een verval over de constructie dat kleiner is dan het kritieke verval zal door erosie een kanaaltje (met vertakkingen) ontstaan, die net zolang doorgroeit tot de met dit verval corresponderende kanaallengte is bereikt.

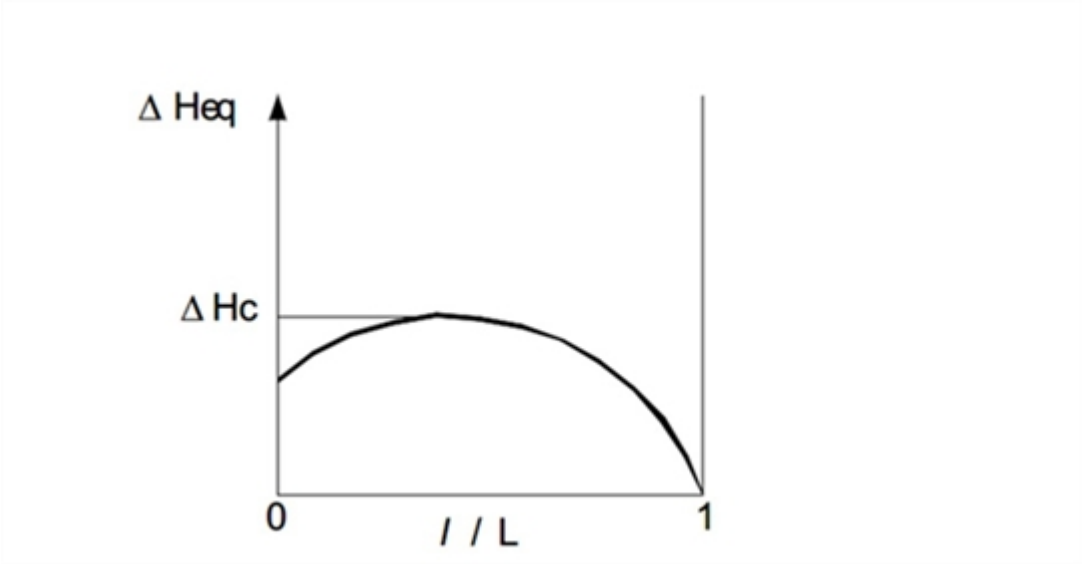
De stromingsgradiënten zijn dan zodanig afgezwakt dat de zandkorrels op de rand van het kanaal weerstand kunnen bieden aan de aanstroomkrachten. Wordt het verval opgevoerd, dan zal het kanaal weer gaan groeien, tot een nieuw evenwicht wordt bereikt. Het erosieproces stopt, zolang het verval niet groter is dan het kritieke verval. Wordt het verval wel groter dan zal het kanaal door blijven groeien, omdat het verval waarbij evenwicht mogelijk is, kleiner is dan het aanwezige verval. Het kanaal groeit dan uit tot een open kanaaltje tussen boven- en benedenstroomse kant van de constructie; piping is daarmee een feit.

Het verloop van het evenwichtsverval over de dijkbasis zoals geschetst in Figuur 3 is alleen voor een standaard dijkconfiguratie van toepassing. Bij andere configuraties, zoals bijvoorbeeld een dijk zonder deklaag binnendijks kan het evenwicht al veel eerder bereikt zijn. Dit verloop lijkt sterk afhankelijk te zijn van de stromingssituatie aan het uittredepunt.

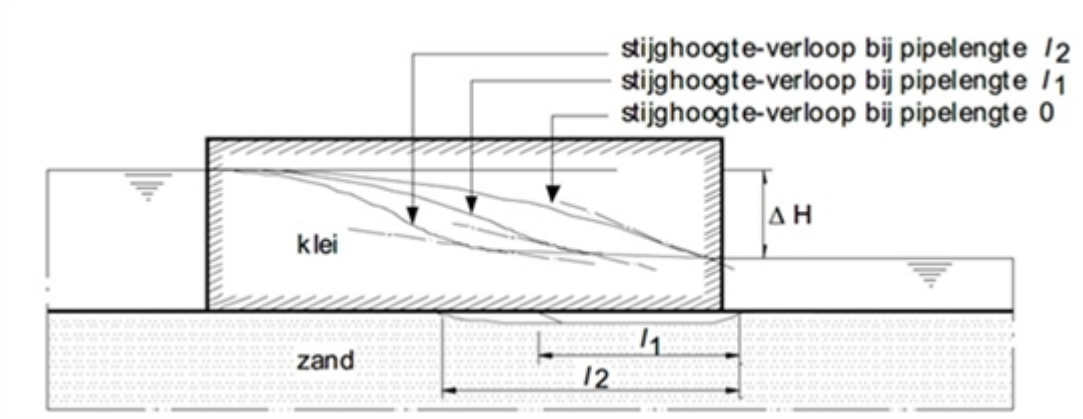
Met dit rekenmodel is door Sellmeijer een groot aantal numerieke berekeningen van het kritieke verval uitgevoerd voor verschillende combinaties van de parameters die een rol spelen. Vervolgens is door nauwkeurige curve-fitting op deze berekeningsresultaten een benaderende analytische formule afgeleid.



Figuur 1: Basisconfiguratie rekenmodel van Sellmeijer [Sellmeijer, 1988]



Figuur 2: Evenwichtsverval volgens de theorie



Figuur 3: Afzwakken stromingsgradiënten bij ontstaan van het erosiekanaal

In het kader van het project SBW Piping is fundamenteel onderzoek verricht naar het mechanisme piping [Knoeff, et al., 2009], [Koelewijn, 2009] en [De Vries, 2009]. Het uitgevoerde onderzoek omvatte proeven op kleine (0,35 m), medium (1,35 m) en grote schaal (15 m). Het doel van het onderzoek was een hervalidatie van de theorie van Sellmeijer zoals beschreven in het voormalige Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen [Förster, et al., 2012]. Het model en de voor de toetsing

te gebruiken rekenregel zijn opnieuw gekalibreerd met de nieuwe experimentele data.
De eigenschappen uniformiteit, hoekigheid, doorlatendheid en korrelgrote kunnen en hoeven in proeven voor Nederlandse omstandigheden niet onafhankelijk te worden gevarieerd omdat de uniformiteit (zoals de meeste korrelgroottekarakteristieken) direct gekoppeld is aan de doorlatendheid. Mede op basis van de resultaten van deze analyse is een aangepaste rekenregel voor piping afgeleid [Sellmeijer, 2011].

Versie 1.0: 2 juli 2025

Eindige elementen model D-GeoFlow

D-GeoFlow is een Eindige Elementen Model (EEM) waarin het rekenmodel van Sellmeijer is gekoppeld aan een grondwaterstromingsmodel waarmee een scherpe analyse kan worden uitgevoerd. Met D-GeoFlow kan rekening worden gehouden met:

- Een laagopbouw met meerdere grondlagen in het watervoerend pakket (meerlaagsheid),
- een verschil tussen verticale en horizontale doorlatendheid in de watervoerende zandlagen (anisotropie),
- een variërende weerstand van de deklaag op bodem, voor- en achterland.

D-GeoFlow is de naam voor de grafische user interface die de rekenkernel DgFlow ontsluit. DgFlow is een eindige elementen rekenmodel. De pipingmodule van DgFlow is gebaseerd op het model van Sellmeijer en berekent bij een opgegeven waterstandsverloop de pipe ontwikkeling. Het raster (mesh) van het eindige elementenmodel is gekoppeld aan een pipe bestaande uit lijnelementen. De grondwaterstroming wordt berekend met het model van Darcy en in de pipe wordt de stroming berekend met het model van Poiseuille. De stroming in de pipe elementen wordt gebruikte om het evenwicht van korrels op de bodem van de pipe te berekenen. Vanaf het uittredepunt wordt bepaald of in een pipe element korrels getransporteerd kunnen worden. Zo wordt de pipelengte bij een bepaald verval bepaald. Wanneer het verval en pipelengte wordt bereikt waarbij de pipe niet meer in evenwicht kan komen, is het kritiek verval overschreden. Doordat een eindige elementen model gebruikt wordt om de grondwaterstroming te berekenen is het mogelijk om een 2D geometrie met meerdere lagen, anisotropie en gedeeltelijk doorlatend voor- en achterland te schematiseren.

Het uitvoeren van veiligheidsanalyses voor piping met D-GeoFlow is op hoofdlijnen vergelijkbaar met de rekenregel van Sellmeijer. In beide analyses moet zo goed mogelijk de situatie worden geschematiseerd met de beschikbare gegevens. Voor D-GeoFlow zijn daarbij aanvullende parameters benodigd die de locatiespecifieke (geohydrologische) eigenschappen beschrijven. Daarvoor zijn mogelijk aanvullende (gegevens)bronnen en/of metingen nodig.

Met D-GeoFlow kan het kritiek verval worden berekend. De Schadefactor voor terugschrijdende erosie die is afgeleid voor de rekenregel van Sellmeijer kan worden gebruikt voor een eerste veiligheidsanalyse met D-GeoFlow. Met D-GeoFlow kan ook een pipelengte worden uitgerekend. De pipelengte die wordt berekend is theoretisch en niet gevalideerd aan experimenten. Met resultaten moet voorzichtig worden omgegaan

Het gebruik van D-GeoFlow is zinvol:

- als terugschrijdende erosie een relevant mechanisme is dat tot een doorbraak kan leiden;
- als er met de rekenregel van Sellmeijer niet kan worden onderbouwd dat de overstromingskans door piping voldoende klein is; en
- als er locatiespecifieke (geohydrologische) eigenschappen zijn die met de rekenregel van Sellmeijer niet of niet voldoende zijn mee te nemen.

In onderstaande tabel is het relatieve belang van de verschillende aspecten voor de analyse van de overstromingskans gegeven.

Aspect	Mogelijk belang			
	Bovenrivieren	Benedenrivieren	Getijden	Grindmaas
Anisotropie	+	+	++	+
Meerlaagsheid	+	+	++	+
Geohydrologisch effect voorland	++	++	++	+
Geohydrologisch effect achterland*	0	0	0	0

* voor de huidige 2D werkwijze terugschrijdende erosie heeft het achterland geen belang, in een 3D stromingssituatie speelt dit wel degelijk een rol.

Tabel 1: Indicatie belang voor overstromingskans door terugschrijdende erosie (0 onbelangrijk, + gemiddeld belang, ++ groot belang)

Daarbij wordt opgemerkt:

- Een goede mesh-generatie (generatie van het rekenraster) is de basis voor een betrouwbare analyse met D-GeoFlow. Met name de verfijning van de mesh in de directe omgeving van de pipe is van belang. Ook wanneer sprake is van relatief dunne lagen, orde dikte 3 m of minder, is het van belang te letten op een voldoende fijne mesh in die lagen. Voor meer detail, zie bijlage C.
- Door extra informatie in te winnen kan een nauwkeuriger schematisatie (en analyse) worden gemaakt. Daarbij kan worden gedacht aan bepaling van doorlatendheid, of anisotropiefactor, of een verbeterde geohydrologische schematisatie op basis van aanvullende boringen en sondering waarbij doorlatendheden en intreeweerstanden, kunnen worden gekalibreerd met peilbuizen.
- Wanneer voorland aanwezig is moet worden gecontroleerd of de pipe onder het voorland doorgroeit zie artikel Omgang met pipegroei onder voorland.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Omgang met pipegroei onder voorland D-GeoFlow

Inleiding

De berekende kritieke pipelengte (L_c) in D-GeoFlow is van belang voor het meenemen van de intredeweerstand van het voorland voor pipinganalyses. Wanneer de rekenregel van Sellmeijer wordt gebruikt kan voorland maar beperkt meegenomen worden. De pipe mag daarbij niet onder het voorland komen, omdat toestroom van bovenaf naar de pipe niet wordt meegenomen in dat model. Daarnaast kan het alsnog onwenselijk zijn dat de pipe onder het voorland komt omdat dan het risico op kortsluiting bestaat, bijvoorbeeld door de aanwezigheid van scheuren. Idealiter wordt de kans op kortsluiting expliciet in rekening gebracht op basis van de mate van ontwikkeling van de pipe en de eigenschappen van de deklaag. Hier zijn op dit moment echter nog geen tools voor beschikbaar. Omdat het wegen van de kans op kortsluiting nog vragen oproept, wordt in de beoordeling veelal aangehouden dat de pipe niet onder het voorland mag ontwikkelen. In een situatie met een ondoorlatende deklaag, zoals in de regel wordt aangenomen, zal de kritieke pipe-lengte niet groter zijn dan de helft van de kwelweglengte. Dit heeft geleid tot de regel dat de totale kwelweglengte niet groter mag zijn dan 2x de dijkbasis.

In D-GeoFlow kan het voorland realistischer meegenomen worden dan in de regel. In D-GeoFlow wordt namelijk een kritieke pipelengte berekend, en daarnaast wordt de toestroom vanuit de deklaag wel meegenomen in de grondwaterstromingsberekening. Twee aspecten die wel spelen zijn:

1. Er is nog onbekendheid over de situatie waarbij de pipe gevoed wordt vanuit de deklaag. Hoe goed voorspelt het model de werkelijkheid in deze situatie, gegeven een correcte invoer? Naar verwachting leidt de instroom van bovenaf niet tot een wijziging van het erosieproces, en is de modelonzekerheid niet groter dan zonder instroom door het voorland. Als er geen risico is op kortsluiting is er geen bezwaar wanneer de pipe onder het voorland uitgroeit (bij een dikke deklaag zal de instroming ook verwaarloosbaar zijn).
2. Modelonzekerheid met betrekking tot de lengte van de pipe. De voorspelling van pipelengte is nooit gevalideerd, en een tussenantwoord bij de berekening van het kritieke verval. De berekende pipelengte bij het kritieke verval is sterk beïnvloed door de leklengte van het achterland en 3D effecten. Daarom is de onzekerheid hiervoor groter naarmate de situatie meer 3D is. De berekende kritieke pipelengte is van belang als er kans op kortsluiting in het voorland bestaat.

De voorliggende tekst schetst een concept raamwerk voor de omgang met de kritieke pipelengte in een analyse met D-GeoFlow wanneer kortsluiting in het voorland kan optreden. Dit betreft een discussiestuk dat op basis van verdere ervaringen doorontwikkeld kan worden. Doel hiervan is om aan de gebruiker aan te geven hoe deze de resultaten van D-GeoFlow kan duiden en om inzicht te bieden wanneer het zin heeft hier nader onderzoek naar te doen.

Stappenplan

In onderstaande redenering wordt uitgegaan van een voorland met dunne deklaag met zwakke plekken, waardoor het in eerste instantie wenselijk is dat de pipe onder de dijkbasis blijft. Een vergelijkbare denklijn geldt wanneer er op bepaalde afstand van de dijk bijvoorbeeld een sloot is waar kortsluiting op kan treden, echter dan kan de breedte van de dijkbasis (DB) vervangen worden door de afstand tussen het uittredepunt en de sloot (als tussen de buitenteen en de sloot geen risico op kortsluiting bestaat).

1. Berekening in D-GeoFlow uitvoeren om kritiek verval (H_c) en de basis pipelengte bij het kritieke verval ($L_{c;basis}$) te bepalen.

Opgemerkt wordt dat L_c sterk wordt beïnvloed door:

1. de meshgrootte langs de pipe.
2. afstroming naar het achterland.

Deze effecten zijn voor L_c meer van belang dan voor H_c. Een goede schematisatie en mesh verfijning draagt bij aan het verkleinen van de onzekerheden rondom de berekende L_c.

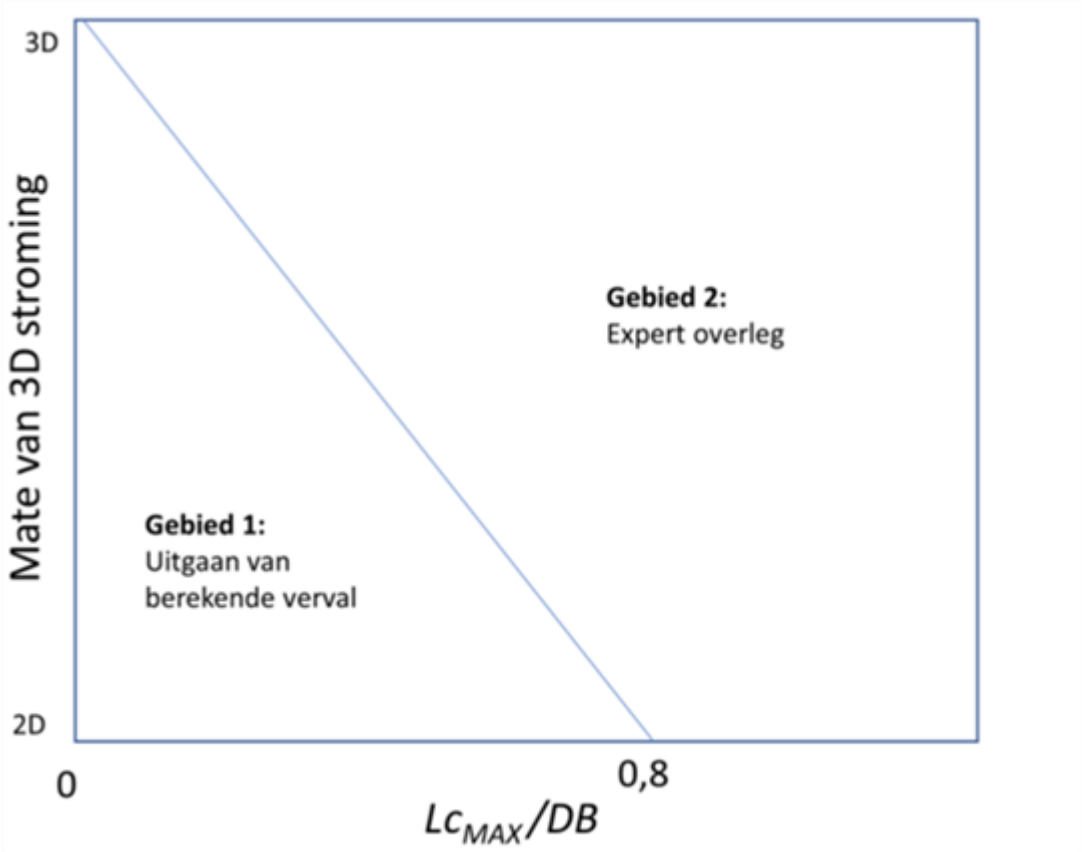
2. Gevoeligheidsanalyse voor het effect van laagopbouw, doorlatendheid, en anisotropie op L_c en bepaling van de maximale L_c, $L_{c;max}$ en bijbehorende $H_{c;max}$. Hierbij valt te denken aan variaties van ondergrondscenario's voor bodemopbouw, berekeningen met verwachtingswaarden, 95%- boven en -ondergrenswaarden van de doorlatendheden en anisotropie factoren.

De boven en ondergrenswaarden zijn van belang omdat het effect van de parameters op L_c anders kan zijn dan op H_c. Met andere woorden wat conservatief voor H_c is kan juist leiden tot een lagere L_c en vice versa, dat geldt ook voor ondergrondscenario's. De gevoeligheidsanalyse dient voldoende inzicht te bieden in de bandbreedte van de pipelengten die verwacht kan worden, en op basis hiervan kan de maatgevende combinatie parameters voor Lc bepaald worden, die leidt tot de maximale pipelengte $L_{c;max}$. (n.b. het kritieke verval bij die lengte H_c L_{max} kan hoger zijn dan het H_c in Stap 1). Gezien de onzekerheden m.b.t. de pipelengte en de invloed van parameters op de pipelengte, is dit

een eerste benadering. Benadrukt wordt dat het valideren van de pipe-lengte en het ontwikkelen van een veiligheidsfilosofie tot een meer gewogen uitkomst kan leiden, waarin combinaties van kritiek verval en pipe-lengte expliciet meegenomen kunnen worden.

3. De verhouding van $L_{c;max}$ ten opzichte van de breedte van de dijkbasis (DB) is van belang voor de omgang met de resultaten. Daarnaast is de mate van 3D stroming in het achterland van belang. Deze beïnvloedt de onzekerheid van de berekende L_{cmax}. De uitgevoerde berekening gaat immers uit van een 2D stromingspatroon. De mate van 3D stroming hangt af van zowel leklengte van het achterland als de breedte (loodrecht op het dwarsprofiel) van de piping gevoelige zandbaan. Een 2D-situatie is bijvoorbeeld waar geen deklaag in het achterland aanwezig is of waar een sloot aanwezig is die door de deklaag snijdt. Een 3D- situatie zou een oneindig brede pipinggevoelige zandbaan en een relatief ondoorlatende deklaag zijn

Onderstaande grafiek geeft aan hoe afhankelijk van deze eigenschappen omgegaan kan worden met het in D-GeoFlow berekende kritieke verval.



Figuur 1: Hoe omgegaan kan worden met het in D-GeoFlow berekende kritieke verval

De berekende pipelengte is onzeker, zelfs bij een 2D situatie is de vraag in hoeverre het model betrouwbaar is. Daarom is in bovenstaande figuur een eerste inschatting gemaakt dat de $L_{c;max}$ maximaal 0,8 maal de DB kan zijn. Die factor 0,8 is daarbij een eerste inschatting van een modelfactor, die echter nader onderbouwd dient te worden en mogelijk aangepast kan worden.

Er zijn twee gebieden:

Gebied 1. Als het onwaarschijnlijk is dat de pipe bij de parametercombinatie voor $L_{c;max}$, onder de dijkbasis uit zal groeien, lijkt het verantwoord om de berekende H_c van stap 1 te gebruiken voor het bepalen van de faalkans. Dezelfde overwegingen gelden voor de omgang met het kritieke verval.

Opgemerkt wordt:

- dat de $L_{c;basis}$ dan korter kan zijn dan $L_{c;max}$. Echter vooralsnog wordt gezien de onzekerheid omtrent pipelengte uitgegaan van $L_{c;max}$. Zo kan verval HcLmax bij de schematisatie van Lcmax ook hoger zijn dan H_c. De gesuggereerde aparte omgang met H_c en $L_{c;max}$ dient ter ondervanging van kennisonzekerheden, dit kan mogelijk aangescherpt worden. In het kader van 'van grof naar fijn werken' wordt deze aanscherping vooral aanbevolen als de resultaten in gebied 2 liggen.
- dat het beschouwen van de resultaten van een D-GeoFlow berekening door een expert in verband met de prototype status van D-GeoFlow altijd aangeraden wordt.

Gebied 2. Als het mogelijk is dat de pipe onder het voorland uitkomt, dient het risico op kortsluiting nader te worden onderzocht. Wanneer de berekende $L_{c;max}$ in gebied 2 komt zijn er 2 opties, waarvan het logisch lijkt die in deze volgorde uit te voeren:

1. Bepaling gereduceerd verval waarbij L_c in gebied 1 valt.
2. Expertoverleg over omgang met de resultaten en het risico van kortsluiting

Voor optie 1 is hier een voorstel voor een werkwijze gedaan voor een 2D-situatie.

1a. In de resultaten van D-GeoFlow (pipelengte vs. verval grafiek) nagaan wat het verval HDB is waarbij $L_{c;max} \leq 0{,}8DB$.

Opgemerkt wordt dat dit wordt gedaan voor de parameter combinatie die leidt tot $L_{c;max}$ in Stap 2.

1b. De verhouding van dit verval tot het kritieke verval in die parametercombinatie is een reductiefactor RHc.

= /

1c. RHc kan toegepast worden op het kritieke verval Hc uit stap 1 om een gereduceerd kritiek verval te bepalen waarbij het aannemelijk is dat de pipe onder de dijkbasis blijft, en om na te gaan of hiermee de faalkans al voldoende klein is.

= ×

De gesuggereerde aparte omgang met H_c (bepaald in Stap 1) en $L_{c;max}$ (bepaald in Stap 2) dient ter ondervanging van kennisonzekerheden, dit kan mogelijk aangescherpt worden.

In optie 2: een expertoverleg kan voor een specifieke situatie nader beschouwd worden:

- Wat de mate van onzekerheid rondom de berekende pipelengte is, en in hoeverre er aanscherping mogelijk is in dit opzicht. Door voor verschillende projecten/locaties specifieke aanscherpingen uit te werken kan op termijn ook een generieke aanscherping afgeleid worden.
- In hoeverre de kans op kortsluiting reëel is en of het aannemelijk is dat dit direct bij de buitenteen van de dijk zal gebeuren. Op basis van geologische en geohydrologische inzichten kan een inschatting gemaakt worden van de kans dat zwakke plekken in het voorland ook daadwerkelijk in de baan van de pipe liggen en zorgen voor kortsluiting. Door deze kans expliciet mee te nemen, in plaat van er van uitgaan dat de pipe direct bij de buitenteen kortsluiting maakt, kan de faalkans aangescherpt worden.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Drukval in een wel (0,3D-regel) bij terugschrijdende erosie

In situaties met een afdekkende laag (bijvoorbeeld klei en/of veen) op een pipinggevoelige zand- of grondlaag, waarbij na opbarsten van de afdekkende laag een kwelweg ontstaat met een verticale component ter grootte van de dikte van de afdekkende laag, wordt voor de bepaling van de waterkerende hoogte bij toepassing van de regel van Sellmeijer het verval over de waterkering gereduceerd met een factor. Dit is mogelijk vanwege de extra weerstand die veroorzaakt wordt door de gefluïdiseerde zandkorrels in het opbarstkanaal. Deze reductie staat ook wel bekend als de 0,3D-regel.

Er wordt verondersteld dat een drukval aanwezig moet zijn om korrels naar het oppervlak te brengen (heave) en deze drukval wordt in mindering gebracht op het aanwezige verval bij terugschrijdende erosie in de vorm van de 0,3D-regel (waar D de dikte van de deklaag is). Het onderzoek naar korreltransport [Van Beek, 2020] wijst uit dat de benodigde drukval voor korreltransport theoretisch gezien kan variëren tussen vrijwel 0 en 1, afhankelijk van korreldiameter, de afmetingen van het opbarstkanaal en het debiet in het opbarstkanaal.

Aangezien de waarde van de drukval onzeker is wordt aanbevolen om na te gaan wat het effect van 0,1D en 0,6D op het kritieke verval zou zijn en hoe dit de opgave beïnvloedt. Wanneer de impact op het kritiek verval zodanig is dat hierdoor het handelingsperspectief voor beoordeling (andere beoordelingscategorie) of versterken (leidt tot andere maatregel of opgave verdwijnt) verandert, wordt aanbevolen expertadvies in te winnen. Het kan in dat geval verstandig zijn om een nadere analyse uit te voeren. Zie voor meer achtergrondinformatie [Van Beek, et al., 2020].

In D-Geoflow moet deze correctie op een andere wijze worden uitgevoerd dan in Riskeer of handmatige berekeningen, zie hiervoor [Van Beek, 2019]. N.B. De memo [Van Beek, 2019] wordt momenteel herzien. In voorkomende gevallen wordt geadviseerd contact op te nemen met de Helpdesk.

Kennisleemtes en voorziene kennisontwikkeling

Het beter bepalen van de druk in het opbarstkanaal kan onderzocht worden door gebruik van numerieke modellen voor de grondwaterstroming in combinatie met een hindered settling model voor het opbarstgat, en metingen in het veld.

Het lijkt niet praktisch om voor praktijktoepassingen per locatie te bepalen wat de drukval is, doordat parameters die dit beïnvloeden onzeker zijn (zoals bijvoorbeeld de doorsnede van het opbarstkanaal). Op basis van gevoeligheidsstudies waarin voor verschillende scenario's wordt nagegaan wat de weerstand is kan mogelijk een (gebiedsspecifieke) bandbreedte van de weerstand, of methode om die te bepalen worden opgesteld.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Effecten tijdsafhankelijke buitenwaterstand op terugschrijdende erosie

De aanwezigheid van kortdurende belasting (tijdsafhankelijkheid) heeft positieve invloed op de veiligheid tegen terugschrijdende erosie. Deze positieve invloed verloopt via twee verschillende processen. Ten eerste: het grondwatersysteem reageert vertraagd op een kortdurende belasting waardoor een ander stijghoogteverloop ontstaat dan bij een langdurige (stationaire) belasting. Ten tweede vraagt de groei van een erosie kanaal een zekere tijd waardoor overschrijding van het kritieke verval niet direct leidt tot falen.

Tijdsafhankelijke grondwaterstroming

Het analyseren van de tijdsafhankelijkheid van grondwaterstroming kan in sommige situaties leiden tot lagere stijghoogtes in het watervoerend pakket dan wanneer wordt uitgegaan van een stationaire

(niet-tijdsafhankelijke) grondwaterstroming. Als deze vorm van tijdsafhankelijkheid meegenomen wordt in berekeningen met terugschrijdende erosie, dan is dat inpasbaar maar met aanpassingen. Hierbij wordt terugschrijdende erosie niet berekend tussen het intredepunt en het uittredepunt, maar vanaf de buitenteen tot aan het uittredepunt. Daarbij wordt de buitenwaterstand bij het intredepunt vervangen door de tijdsafhankelijke stijghoogte ter plaatse van de buitenteen. Modellering van de stijghoogte gegeven tijdsafhankelijkheid is gegeven in de artikelen Grondwaterstroming algemeen en Model voor stroming onder een dijk.
De rekenmethode gebruikt diverse aannames. Aandacht gaat uit naar de validatie van deze aannames. Dit kan door middel van monitoring met peilbuizen, daarbij is het van belang dat er tenminste een piek en een dal in de buitenwaterstand moet optreden in de monitoringsperiode. De opzet van peilbuisonderzoek is beschreven in de artikelen Geohydrologie bij de dijk monitoren, Instrumenten om waterspanningen te meten en Berekenen waterspanningen.

Het artikel Achtergronden tijdsafhankelijke grondwaterstroming geeft achtergrondinformatie over het tijdsafhankelijke fysisch gedrag van grondwaterstroming.

Groeisnelheid erosiekanaal

Piping is een geleidelijk erosieproces. De hoogwaterduur heeft veel invloed op piping. Rivierhoogwater wordt gekenmerkt door langdurige hoge waterstanden (weken). Stormopzet bij meren en aan de kust is meestal juist van korte duur (één tot enkele dagen). In kustgebieden, benedenrivieren en meren wordt de ontwikkeling van piping daarom beperkt door de korte hoogwaterduur. Bij de bovenrivieren is er meer tijd beschikbaar voor pipeontwikkeling. Dit geeft extra tijd voor noodmaatregelen zoals bijvoorbeeld opkisten van wellen.

Belangrijke factoren die bepalen of een pipe zich tijdens een hoogwater ontwikkelt tot een bres zijn:

- De lengte van het erosiekanaal is al aanwezig voor een hoogwater. Hierdoor worden het faalproces en de standduur verkort, en is het toepassen van tijdsafhankelijke pipegroei minder kansrijk. Een belangrijke vraag en aandachtspunt hierbij is de cumulatie van groei tijdens alle hoogwaters die optreden tijdens de levensduur.
- Op welk moment tijdens de hoogwatergolf de groei van de pipe begint. Dit hangt samen met de timing van scheurvorming (opbarsten) en zandtransport (heave).
- De pipegroeisnelheid, die toeneemt met korrelgrootte en waterstand.
- De hoogwaterduur (korte stormopzet versus lange rivierafvoer), die bepaalt hoeveel tijd beschikbaar is voor erosie.
- De effectiviteit van noodmaatregelen, uitgedrukt in kans op detectie en de benodigde tijd voor het uitvoeren van de maatregel (opkisten, peilopzet etc.).

Gebaseerd op dit principe bevat Hoofdstuk 3 van de Handleiding Overstromingskansanalyse Dijken/dammen – deel 2 Piping een beslisregel waarmee piping onder voorwaarden wordt uitgesloten bij dijken langs de kust.

Een kwantitatieve rekenmethode waarin alle bovengenoemde factoren meegenomen kunnen worden is gegeven in [Pol et al, 2024]. Deze referentie bevat onder andere een formule voor de pipegroeisnelheid als functie van korrelgrootte, optredend verval, kritiek verval en pipelengte.

Bij toepassing voor beoordelen en ontwerpen dient aandacht gegeven te worden aan de onderstaande zaken:

- Tijdsafhankelijk verloop van hoogwaterstanden.
- Een eerste handvat is de waterstandsverlopentool (zie waterstandsverlooplijn). Deze geeft specifiek voor de geotechnische faalpaden het verloop van een representatieve hoogwatergolf.

Deze is echter alleen representatief voor waterstanden rond de normfrequentie.

- Bepalen groeisnelheid van het erosiekanaal. Hiervoor zijn meerdere opties:

- Uitgaan van de formule voor de groeisnelheid uit [Pol et al, 2024].

- Rekenen met een constante groeisnelheid (bovengrenswaarde 2 mm/s).

Omgang met relevante onzekerheden.

- Dit omvat onzekerheden in hydraulische belasting en groeisnelheid. Een probabilistische analyse is hiervoor het meest geschikt. Er is nog geen semi-probabilistische werkwijze beschikbaar voor deze analyse.

- Waarnemingen uit het verleden.

Dit betreft met name de aan-/afwezigheid van zandmeevoerende wellen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

4. Analyse geohydrologische situatie en belastingen

4.1 Geohydrologie rond de dijk

4.1.1 Inleiding geohydrologische analyses t.b.v. piping

Introductie waterspanningen

In de Technische Leidraden wordt ingegaan op de waterspanningen ten gevolge van grondwaterstroming, aangebrachte belasting (ophogingen) en consolidatie. Belastingen door sneeuw en ijs worden niet beschouwd, omdat deze voor Nederland vandaag de dag niet maatgevend zijn.

De waterspanningen worden zelf ook weer opgevat als belasting, omdat zij als belastingrandvoorwaarde relevant zijn voor stabiliteitsberekeningen.

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:

• Afschuiven langs een diep glijvlak.

• Afschuiven langs een ondiep glijvlak en/of uitspoelen.

• Piping.

• Zettingsvloeiing.

Het fenomeen Opdrukken achterland (relevant voor macrostabiliteit) kent twee verschijningsvormen, te weten opdrijven en opbarsten en zijn in deze opsomming niet als faalmechanisme opgenomen. Het zijn echter wel een belangrijke mechanismen die onder invloed van de waterspanningen op kunnen treden. Maar zij worden binnen de Technische Leidraden als (inleidend) onderdeel van de faalmechanismen macrostabiliteit en piping behandeld.

De behandeling van waterspanningen in de Technische Leidraden beperkt zich vooralsnog tot waterkerende grondconstructies. Waterspanningen bij kunstwerken of andere constructies worden (nog) niet behandeld. Evenmin worden behandeld de waterspanningen bij harde taludbekledingen en de toplaagstabiliteit van waterkerende grondconstructies. Kwelschermen worden wel genoemd, maar de berekening van waterspanningen rond kwelschermen wordt niet in detail behandeld.

Voor het merendeel van de in de praktijk voorkomende situaties geven de Technische Leidraden handvatten voor een veilige schematisering van de waterspanningen. Voor de resterende situaties wordt aanbevolen gespecialiseerde hulp in te roepen. De Technische Leidraden zijn 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 afdoende oplossingen, of ontbreekt voldoende kennis om tot een eenduidige oplossing te komen (witte vlekken). Rekenmodellen zijn vaak wel beschikbaar maar parameters zijn vaak erg onzeker of nauwelijks/niet te bepalen. Zaken die in specifieke gevallen tot grote onzekerheden kunnen leiden zijn:

- De bepaling van de freatische lijn, specifiek voor kleidijken dan wel dijken met een inhomogene doorlatendheid.
- De invloed van infiltratie bij golfoverslag. Zie ook Invloed van golfoverslag op het freatisch vlak.
- De invloed van (extreme) neerslag. Zie ook Invloed van neerslag op het freatisch vlak.
- De wijze van schematiseren die aansluit bij de overstromingskansbenadering: voldoende veilig, maar ook weer niet te veilig.

De Technische Leidraden beogen een bundeling te geven van de bestaande kennis en praktijk, deze is echter voor wat betreft waterspanningen vaak nog gebaseerd op een “veilige schematisatie” die hoort bij de overbelastingsbenadering.

Relatie waterspanningen en geotechnische faalmechanismen

In onderstaande tabel is weergegeven welke elementen van de waterkering en de ondergrond direct samenhangen met de verschillende faalmechanismen. Als aanvulling op de tabel is in de tabel 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 de veiligheidsbeoordeling van dijken is het daarom van groot belang dat rekening wordt gehouden met het effect van waterspanningen op de verschillende faalmechanismen.

Tabel 1 Invloed elementen op faalmechanismen.

Element	Faalmechanisme					
	Erosie kruin en binnentalud (Zetting)	Afschuiven buitentalud	Afschuiven binnentalud	Zettingsvloeiing	Afschuiven langs ondiepe glijvlakken en/of uitspoelen	Piping

Kruin	X	X	X		X	
Dijkkern	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
Ondergrond dijklichaam	X	XW	XW	X	X	XW
Voorland	X	X	W	X		XW
Achterland			XW		X	XW
Afsluiting watervoerende tussenzandlaag		X	W		X	XW
Scherm in 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

Voor een betrouwbare schematisering van de waterspanningen 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 grondwaterstroming en consolidatie.

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 spanningsevenwicht) de standzekerheid van een dijk en vormen de oorzaak van geleidelijke vervormingen (zwel / consolidatie in slecht doorlatende grond) of snelle vervormingen (zettingsvloeiing bij grondstructuurwijziging). De grondwaterstroming zelf is verantwoordelijk voor kwel en erosie.

De referentie waterspanningsverdeling

De waterspanningen ten gevolge van een belasting moeten worden opgeteld bij de referentie, de 'nul-waarde'. In het algemeen kan hiervoor worden uitgegaan van de situatie bij de gemiddelde waterstand buitendijks, het polderpeil binnendijks en een gemiddelde neerslag. De twee niveaus zijn ongelijk en induceren een grondwaterstroming met eigen waterspanningsverdeling. Dit is feitelijk de referentie voor de additionele effecten van een belasting: een (extreme) neerslag, een (extreem) hoogwater, een verkeersbelasting of een verhoging van het eigengewicht in geval van een dijkversterking.

De referentie is niet volledig stationair, maar fluctueert met de seizoenen: 's zomers lager dan 's winters. Het is gebruikelijk om seizoensgemiddelden 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. Dit is de reden dat dan ook in het algemeen metingen specifiek voor dijken worden uitgevoerd. Voor het interpreteren van veldmetingen (stijghoogten) wordt erop gewezen dat deze altijd alle effecten bevatten, te weten: seizoenvariaties 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.

Twee- of driedimensionale schematisatie

In normale gevallen zal een quasi-tweedimensionale aanpak van de 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. Zie de paragraaf Grondwaterstroming in het Hollandprofiel in het artikel Grondwaterstroming algemeen.

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.
- Stromingen in geval van geulen in het voorland of zandbanen in de ondergrond.
- Stromingen in geval van bemalingen die de waterspanningen onder het dijklichaam beïnvloeden.

Voor voorbeelden van driedimensionale stroming zie [Barends, 1978; Van Esch, 2017].

Versie 1.0: 2 juli 2025

Grondwaterstroming algemeen

De grondwaterspanningen in en onder de dijk zijn van groot belang voor de sterkte van de grond en dus voor de faalkans van verschillende mechanismen. De grondwaterspanningen worden voor een belangrijk deel bepaald door de grondwaterstroming in en onder de waterkering. In dit artikel worden enkele belangrijke aspecten van de grondwaterstromingsberekening behandeld. De aanpak om te komen tot een schematisatie van de waterspanningen als randvoorwaarden voor verschillende mechanismen wordt behandeld in het artikel Schematiseren van de waterspanningen.

Inleiding

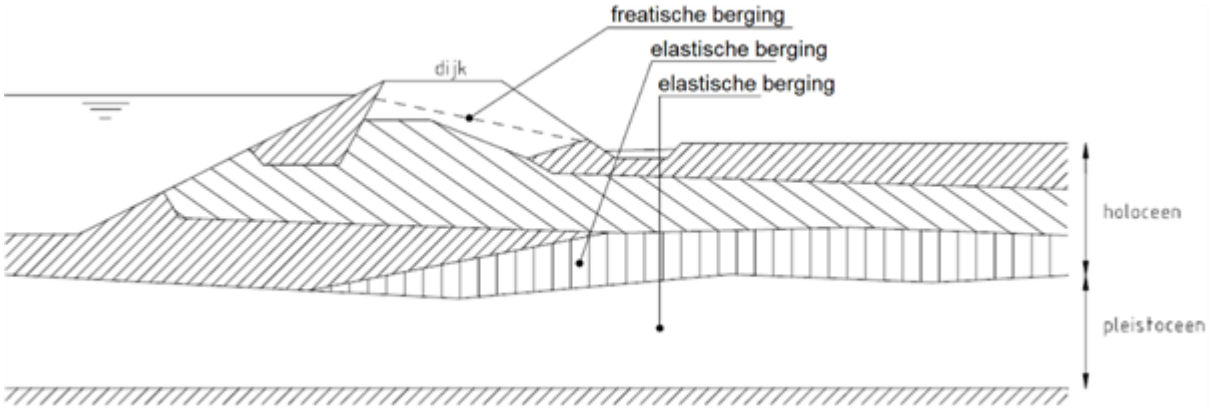
Dit artikel begint met een veel in Nederland voorkomende situatie: het zogenaamde Hollandprofiel en hoe in een dergelijke situatie de grondwaterstroming kan worden benaderd en gekarakteriseerd. Zo nodig moet daarbij rekening worden gehouden met opdrukken van de deklaag achter de dijk.

In veel gevallen zal een quasi-tweedimensionaal grondwaterstromingsmodel voldoende nauwkeurige resultaten voor de waterspanningen opleveren. Dit geldt in ieder geval voor de Grondwaterstroming in het Hollandprofiel in geval van een kleidijk. Bij een quasi-tweedimensionaal model wordt de grondwaterstroming in de zandlaag horizontaal verondersteld en in de deklaag verticaal. Het verwaarlozen van de verticale stromingscomponent in de watervoerende zandlaag, de horizontale stromingscomponent in de toplaag en de horizontale vervorming leidt alleen in bijzondere gevallen tot merkbare fouten [Barends, 1989]. De freatische berging, die alleen in doorlatende zanddijken van significante invloed is, vereist meestal een volledig tweedimensionale aanpak.

De verschillende rekenmodellen waarmee de respons van het grondwater op belastingen kunnen worden berekend worden beschreven in het artikel Berekenen waterspanningen.

Grondwaterstroming in het Hollandprofiel

In Nederland rust een dijk gewoonlijk op een semi-doorlatende toplaag (Holoceen) die een watervoerend en onsamendrukbaar zandpakket (Pleistoceen) afdekt. Het Holoceen en Pleistoceen vormen samen het Hollandprofiel (zie Figuur 1).



Figuur 1 Hollandprofiel en bergingsmechanismen.

Vanwege de gebruikelijke eigenschappen in het Hollandprofiel kan de grondwaterstroming veelal globaal als volgt worden ingedeeld (zie figuur 2):

1. Een tweedimensionale langzame stroming in een verticaal vlak door het dijklichaam (klei en/of zand met afdekking).
2. Een langzame verticale ééndimensionale stroming (infiltratie buitendijks en kwel binnendijks) door de afdekkende lagen (Holoceen).
3. Een ééndimensionale horizontale stroming van grondwater in de zandondergrond (Pleistoceen).

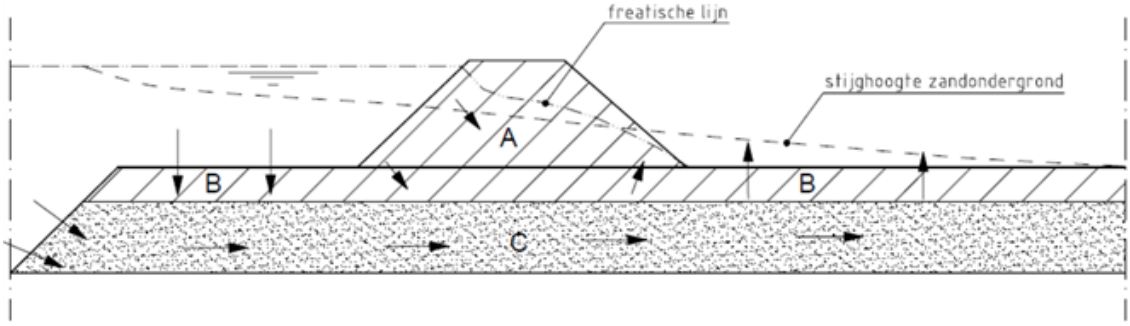
Door het van nature vaak aanwezige verschil in stijghoogte in de onder het slappe-lagenpakket liggende zandlaag en polderpeil zal, voor de Nederlandse situatie het verloop van de waterspanning in het holoceen zelden hydrostatisch zijn (Hydrostatisch wil zeggen dat de stijghoogten van het grondwater op verschillende diepten gelijk zijn).

De belasting door een hoge buitenwaterstand veroorzaakt:

- Buitendijks: direct oplopen van de stijghoogte in de slappe lagen door drukvoortplanting.
- Buitendijks: direct oplopen van de stijghoogte in het watervoerend pakket als gevolg van de drukvoortplanting via de slappe lagen of via direct contact met het buitenwater.
- In het watervoerend pakket onder de dijk en het achterland: tamelijk snel oplopen van de stijghoogte door drukvoortplanting en stroming door de watervoerende laag.
- In de kering zelf en in de daaronder gelegen samendrukbare lagen: geleidelijk oplopen van de stijghoogte. Dit is het gevolg van de grondwaterstroming die de berging (freatisch en elastisch) vult, oftewel de freatische lijn en daarmee de waterspanningen laat stijgen).
- Buitendijks onderin de samendrukbare laag grenzend aan de watervoerende laag een trage aanpassing van de daar heersende stijghoogte naar de stijghoogte in de watervoerende laag: consolidatie door stroming vanuit de samendrukbare laag naar de watervoerende laag.
- Binnendijks onderin de samendrukbare laag grenzend aan de watervoerende laag een trage aanpassing van de daar heersende stijghoogte naar de stijghoogte in de watervoerende laag: zwel door stroming vanuit de watervoerende laag naar de samendrukbare laag.

Het gedeelte van de samendrukbare laag waarin de stijghoogte in meer of mindere mate door toe- of afstroming vanuit de watervoerende laag wordt aangepast, wordt de indringingslaag genoemd.

Bovenbelastingen (verkeersbelasting of dijkversterking) veroorzaken een toename van de grondspanningen in en onder de kering. In de slappe lagen leidt dat direct tot een even grote toename van de waterspanningen. De effectieve spanning verandert daardoor in het algemeen niet veel, tenzij kruip optreedt. Soms zijn ook diepere watervoerende lagen van invloed op het stromingsbeeld.



Figuur 2 Grondwaterstroming in dijkprofiel en ondergrond.

Freatische en elastische berging

In de dijk kan water worden opgeslagen boven de grondwaterspiegel, de zogenaamde freatische berging. De hoeveelheid water die kan worden opgeslagen is lineair afhankelijk van (de verandering van) het porievolume. De berging onder de grondwaterspiegel, de zogenaamde elastische berging, verandert als de grond deformeert. Als de grond wordt samengeperst neemt de berging af, we noemen dit proces consolidatie; als de grond uitzet onder invloed van een toename van de waterspanning, dan neemt de berging toe, we noemen dit zwel. In slappe grondlagen kan de elastische berging aanzienlijk zijn door zwel of consolidatie, in zandlagen is het effect van elastische waterberging veelal beperkt.

In het artikel Waterberging in grond, freatisch en elastisch wordt hier verder op ingegaan.

Stationaire stroming

Afhankelijk van het bergend vermogen, de doorlatendheid en de tijdsduur van de belasting is de grondwaterstroming overwegend stationair of niet-stationair. Hoe de consolidatietijd of hydrodynamische periode zich verhoudt ten opzichte van de duur van de belasting is bepalend.

Indien de belastingduur lang is (hoogwater ten gevolge van afvoergolf op rivier) in vergelijking met de hydrodynamische periode, kan de grondwaterstroming in het slappe lagen pakket (het Holoceen) als quasi-stationair beschouwd worden. De indringlengte is dan gelijk aan de totale deklaagdikte. Het verloop van de waterspanningen in de verschillende lagen van de deklaag is dan telkens lineair over de hoogte van de betreffende laag. Als de doorlatendheid van de deklaag niet varieert, is er een lineair verloop van de waterspanningen over de dikte van de deklaag.

Niet-Stationaire stroming

In het watervoerend zandpakket is de consolidatietijd maximaal een uur. In het slappe lagenpakket kan dit weken tot maanden zijn. Bij een hoogwaterbelastingduur tot enkele dagen kan 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, 1988]. Bij de toepassing van geohydrologische rekenmodellen wordt dus vaak geen rekening gehouden met de berging in de omringende slappe lagen. Maar hiermee dient terdege 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.

Karakterisering waterspanningen in het Hollandprofiel

In de adviespraktijk worden de waterspanningen in rekenmodellen ter berekening van bijvoorbeeld het mechanisme afschuiven langs een glijvlak, vaak gekarakteriseerd door twee of drie piëzometrisch niveau lijnen, vaak verkort aangeduid als pn-lijnen (Engels: pl-lines). De stationaire grondwaterstroming in het Hollandprofiel wordt gekarakteriseerd met twee pn-lijnen: enerzijds de piëzometrisch niveau lijn voor het freatisch water in het dijklichaam en achterland, en anderzijds de piëzometrisch niveau lijn voor het eerste watervoerend pakket. Voor de niet-stationaire beschrijving van de waterspanningen komt daar nog een derde piëzometrisch niveau lijn bij die de stijghoogte aan de onderzijde van het samendrukbaar pakket juist boven de indringingslaag beschrijft.

Een aantal analytische oplossingen voor het bepalen van de stijghoogte in het watervoerend pakket voor zowel situaties met stationaire als met niet-stationaire stroming zijn gegeven in het hoofdstuk Analytische modellen voor grondwaterstroming in het artikel Berekenen waterspanningen.

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. Hiermee kan worden verklaard dat in het algemeen kan worden uitgegaan van horizontale stroming in het watervoerende zandpakket en verticale stroming in het afdekkende pakket.

Als een afdekkend pakket bestaat uit grondlagen met verschillende doorlatendheden, dan zal bij een stationaire verticale stroming door dit pakket de waterspanning per laag lineair verlopen met de diepte. De verschillende doorlatendheden maken echter dat per laag de gradiënt telkens anders is. Dit betekent dat de waterspanning in een afdekkend pakket grondlagen met verschillende doorlatendheden niet lineair over de diepte verloopt.

Opdrukken en grenspotentiaal van het afsluitend pakket

Opdrukken is een vorm van hydraulische grondbreuk waarbij een cohesieve afdekkende laag wordt opgelicht ten gevolge van wateroverspanning in de onderliggende watervoerende laag. Opdrukken van de deklaag achter de waterkering treedt op bij het bereiken van de zogenaamde grenspotentiaal. In het artikel Berekenen van de grenspotentiaal wordt het begrip toegelicht en aangegeven hoe de grenspotentiaal kan worden berekend. Het artikel Rekenen aan afschuiven bij opdrukken achterland geeft de beschrijving van opdrijven en opbarsten.

Versie 1.0: 2 juli 2025

4.1.2 Basisbegrippen

Basisbegrippen waterspanningen

Dit artikel verwijst naar een aantal artikelen waarin verschillende basisbegrippen die bij het bepalen van de waterspanningen van belang zijn.

Tot de basisbegrippen die van belang zijn voor de waterspanningen in de dijk en de slecht

doorlatende deklaag behoren het freatisch vlak, de capillaire zone en de daarmee samenhangende elastische (water)berging (Freatisch vlak en capillaire zone en Waterberging in grond, freatisch en elastisch).
Voor het karakteriseren van het verloop van de waterspanningen in de watervoerende laag onder de slecht doorlatende deklaag, waarop veel waterkeringen zijn aangelegd, zijn de volgende basisbegrippen relevant:

- Stijghoogte en potentiaal in het watervoerend pakket
- Grenspotentiaal en opdrijven
- Intreepunt
- Lekfactor of leklengte
- Kantelpunt
- Hydrodynamische periode
- Naijlen van waterspanningen
- Indringingslaag
- Responsfactor

Versie 1.0: 2 juli 2025

Freatisch vlak en capillaire zone

Het freatisch vlak is de vrije grondwaterspiegel, zijnde de (hypothetische) positie waar de waterdruk gelijk is aan de atmosferische druk. De freatische lijn is de weergave van het freatisch vlak in een specifieke (dwars)doorsnede, ook wel aangeduid als grondwaterstand.

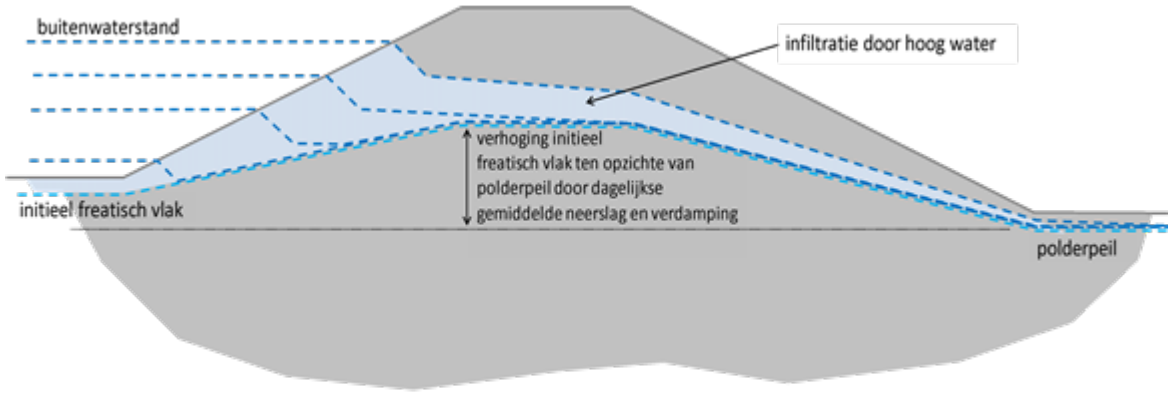
Met betrekking tot het freatische vlak zijn er twee fenomenen die apart de aandacht verdienen:

- De capillaire zone.
- Opbolling van het freatisch vlak door infiltratie.

Bepaling freatisch vlak

Het algemene principe voor het bepalen van een freatisch vlak onder extreme belasting, is dat eerst het niveau van de dagelijkse gemiddelde grondwaterstand wordt bepaald. Superpositie van de invloed van de belasting bovenop dat niveau levert het niveau van het freatisch vlak onder extreme omstandigheden. Die extreme omstandigheden kunnen bijvoorbeeld een extreem hoge buitenwaterstand zijn, maar ook golfoverslag of (extreme) neerslag, dan wel combinaties van deze belastingen.

Het kan voorkomen dat een relatief kleine verhoging van de buitenwaterstand geen significante invloed heeft op het niveau van het freatisch vlak voor zover van belang voor binnenwaartse afschuiving, zie Figuur 1. Het tegenovergestelde is echter ook mogelijk.



Figuur 1 Schematiseren van een freatisch vlak. Schematisch is aangegeven welke verhoging van het freatisch vlak ontstaat, in een dijk opgebouwd uit klei, bij verschillende hoge buitenwaterstanden uitgaande van een initiële verhoging van het freatisch vlak door de dagelijkse gemiddelde neerslag (en verdamping).

Het niveau van de initiële (stationaire) grondwaterstand kan het beste worden bepaald op basis van waterspanningsmetingen onder gemiddelde omstandigheden. Wanneer deze (nog) niet beschikbaar zijn, kan voor de veiligheidsbeoordeling gegeven een extreme buitenwaterstand een veelal wat conservatieve schatting worden gemaakt van het niveau van het freatisch vlak zoals beschreven in Eerste schatting van het freatisch vlak.

Levert deze conservatieve schatting een te lage stabiliteitsfactor of te hoge faalkans op, dan is een optimalisatie mogelijk door waterspanningsmetingen uit te voeren en/of een grondwaterstromingsberekening. Voor dat laatste kan een eenvoudige analytische formule ook toereikend zijn [Dupuit, 1863], [Hooghoudt, 1940].

Figuur 2 van het artikel Eerste schatting van het freatisch vlak toont hoe het niet-stationaire karakter van het hoogwater op de ligging van het freatisch vlak in rekening gebracht kan worden. De tijdsduur van het hoogwater volgt uit een waterstandsverlooplijn. In de Waternet Creator kan de ligging van het freatisch vlak worden aangepast door de horizontale indringlengte te berekenen volgens het artikel Eerste schatting van het freatisch vlak.

Freatisch vlak in relatief ondoorlatend dijklichaam

Het is gebruikelijk de freatische lijn in een relatief ondoorlatend dijklichaam (opgebouwd uit bijvoorbeeld klei) te baseren op metingen. Hierbij wordt zoveel mogelijk rekening gehouden met de belastingen die de dijk onder extreem hoog water condities zal ondergaan. Deze metingen zal praktisch gezien vrijwel nooit onder extreem hoogwateromstandigheden plaatsvinden. Berekeningen leveren in het algemeen geen betrouwbare hoogte van de freatische lijn in de kruin van een ondoorlatend dijklichaam op. 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 extreme buitenwaterstand, al kunnen, theoretisch gezien, neerslag, overslag en doorgaande vervormingen tot hogere waterspanningen en een hogere freatische lijn leiden. De meeste dijken zijn niet homogeen opgebouwd en bestaan niet volledig uit ondoorlatend materiaal, zodat onder invloed van hevige neerslag of door overslag er op onverwachte plaatsen water kan binnendringen. Water kan zich dan ophopen in bijvoorbeeld de zandige ondergrond onder een (voormalige) 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 onzekerheid over de schematisering en een grotere kans dat een schematisering minder veilig is dan in het geval van een homogene dijk.

Freatisch vlak in doorlatend dijklichaam

Om water te kunnen keren moet een doorlatend dijklichaam (zand) worden voorzien van een ondoorlatende laag. Om de stijghoogte in het dijklichaam zo laag mogelijk te houden, is een afdichtende laag op het buitentalud het meest effectief. Er worden twee situaties onderscheiden: 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 door de ondoorlatende kleilaag op het buitentalud van de dijk veel groter is dan de weerstand van het dijklichaam zelf. De freatische lijn vertoont dan een sprong over de kleilaag op het buitentalud. In geval van een doorlatende ondergrond wordt aangenomen dat het freatisch vlak geen sprong vertoont over het buitentalud.

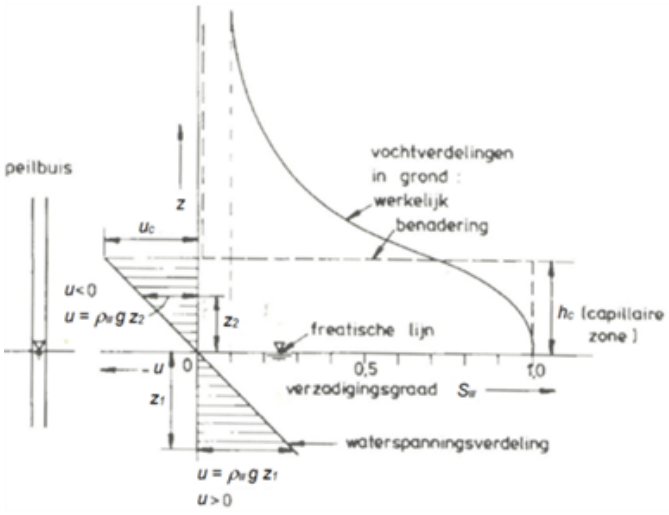
In beide gevallen wordt rekening gehouden met een zekere uittreeweerstand en een bijbehorende sprong in de freatische lijn ter plaatse van het uittreepunt. Ook bij een doorlatende dijk kunnen zich omstandigheden voordoen als gevolg waarvan de freatische lijn plaatselijk hoger komt te liggen.

Wanneer de dijk niet homogeen doorlatend is, zal ook het verloop van de freatische lijn niet hydrostatisch 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 binnenteen in doorlatende dijken altijd een kwetsbaar punt: een drainageconstructie kan verstopt raken. Inspectie naar het functioneren van de drainage is derhalve van belang, en onderhoud is geboden als de drainage niet goed functioneert.

De capillaire zone

Het stroombeeld in de dijk wordt aan de bovenzijde in feite niet echt begrensd door de freatische lijn. Zoals eerder aangegeven is de freatische lijn 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 freatisch 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 freatisch 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:

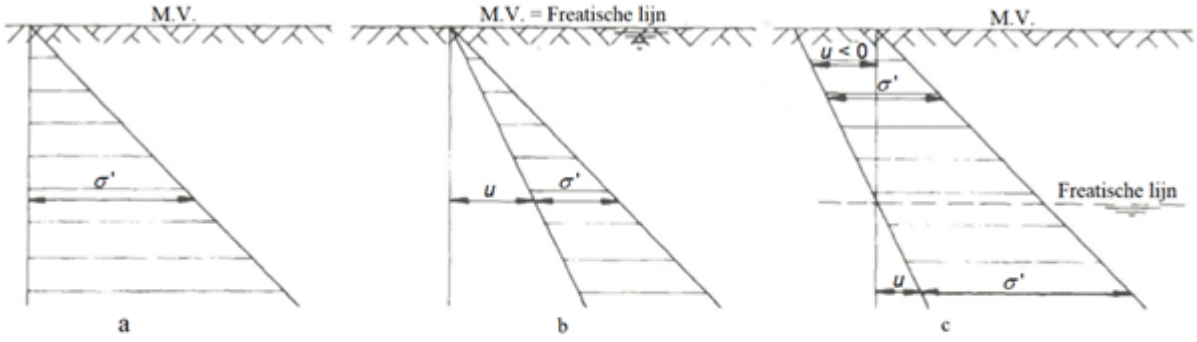
u	Waterspanning [N/m²].
u_c	Capillaire waterspanning [N/m²].
h_c	Hoogte capillaire zone [m].
ρ_w	Soortelijke massa water [kg/m³].
g	Versnelling zwaartekracht [m/s²].
z	Hoogte ten opzichte van de freatische lijn [m].

Figuur 2 Verzadigingsgraad in de 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). 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 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 3 voor zich. De grootste draagkracht van het maaiveld is aanwezig in het geval van capillaire opstijging.



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 3 Korrelspanningen en waterspanningen direct onder het maaiveld.

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 infiltratiewater 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 boven de waterlijn is het natte zand bijzonder stevig, net in het water slap.

Bij de beoordeling van de dijkstabiliteit wordt gewoonlijk het sterkte-effect als gevolg van onderdruk in de capillaire zone 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 hoogwateromstandigheden 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 artikel.

Opbolling freatisch vlak door infiltratie

In Nederland treedt in bepaalde seizoenen gemiddeld meer neerslag dan verdamping op. De neerslag draagt voor een deel (ca. 20%) door infiltratie bij tot het grondwater. De grondwaterspiegel in de dijk stijgt en dit leidt tot zijdelingse afstroming naar de rand (sloten, dijktaluds). Daardoor ontstaat er een opgebold freatisch vlak. De hiermee samenhangende verhoging van de waterspanningen in de kern van de dijk 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 het freatisch vlak 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. Naarmate een dijk meer is verzadigd, is hij kwetsbaarder, zowel voor het mechanisme afschuiven langs een glijvlak als voor erosie.

Opgemerkt wordt dat in extreem droge periodes, waarbij (langdurig) gemiddeld meer verdamping optreedt dan neerslag, de opbolling aanzienlijk kan verminderen en zelfs negatief kan zijn. Aangezien dit in het algemeen een gunstig effect heeft op het mechanisme afschuiven langs een glijvlak wordt hier geen rekening mee gehouden.

Verder kan ook, afhankelijk van het toegestane overslagdebiet onder extreme omstandigheden, water via de kruin en het binnentalud infiltreren in de dijk en zorgen voor opbolling (stijging) van het freatische vlak in de dijk. Zie hiervoor ook het artikel Schematiseren van het freatisch vlak bij golfoverslag.

Aandachtspunten

Hoogte freatisch vlak in de dijk

Boven het freatisch vlak onder extreme omstandigheden wordt aangenomen dat het ondoorlatende dijksmateriaal zich gedraineerd gedraagt (sterkte). Op dit moment is nog onduidelijk hoe het ondoorlatende dijksmateriaal zich gedraagt onder het freatisch vlak onder extreme omstandigheden maar boven het freatisch vlak onder dagelijkse omstandigheden (gedraineerd of ongedraineerd). Een hoog freatisch vlak onder extreme omstandigheden is conservatief bij de aanname van gedraineerd materiaalgedrag voor het dijksmateriaal. Een laag freatisch vlak kan conservatief zijn bij de aanname van ongedraineerd materiaalgedrag voor het dijksmateriaal in de hierboven beschreven zone tussen beide freatische vlakken. Dit komt doordat de ongedraineerde schuifsterkte in dijksmateriaal veelal hoger is dan de gedraineerde schuifsterkte. Gezien deze kennisleemte wordt geadviseerd gevoeligheidsberekeningen uit te voeren en zo nodig uit te gaan van een conservatief scenario.

Tijdsafhankelijkheid

Het is essentieel om in situaties met kortdurende belastingen rekening te houden met de belastingduur bij het bepalen van de waterspanningen. Dit geldt tevens voor de buitenwaartse stabiliteit, waar mogelijk na een relatief lange periode van hoogwater de situatie met een snelle val

van de waterstand vaak kritisch zal zijn.
In de huidige adviespraktijk wordt de ligging van het freatisch vlak bij extreme buitenwaterstanden vaak verkregen uit extrapolatie van metingen van het waterspanningsverloop. Dat verloop vertoont schommelingen ten gevolge van het getij of van het passeren van een hoogwatergolf.

De waterspanningsopbouw onder gemiddelde omstandigheden verloopt niet-lineair met de diepte. Dit is het gevolg van:

- Vertraging in de aanpassing van de waterdruk in de dijkkern op veranderende randvoorwaarden.
- Elastische berging tijdens infiltratie (met name luchtinsluiting en verzadigingsgraad).

Door het tijdsafhankelijke gedrag van de waterspanningsverdeling zal een extrapolatie van de meetgegevens onder gemiddelde omstandigheden hoogstwaarschijnlijk leiden tot fouten in de voorspelde waterspanningen tijdens extreme buitenwaterstanden. In de kleiige gedeelten in de kruin zal de waterspanning over het algemeen worden overschat, met als gevolg een te lage, conservatieve schatting van het mechanisme afschuiven langs een glijvlak binnenwaarts.

Overschatten is echter niet altijd het geval. Uit waterspanningensmetingen in een kleidijk tussen Lexmond en Vianen is gebleken dat tijdens kortdurend hoog water de freatische lijn, anders dan verwacht, toch opliep. Verklaringen hiervoor zijn scheurvorming in de deklaag, een hoge lokale verzadigingsgraad en inhomogeniteiten in het dijklichaam.

Door de relatieve korte duur van hoog water bij zeedijken, kan de overschatting van waterspanningen (en daarmee onderschatting van de sterkte) daarom 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 is.

Infiltratie

De infiltratiecapaciteit is afhankelijk van de doorlatendheid van de deklaag en het al dan niet aanwezig zijn van de zandige lagen in het talud. Een meting met vochtgehaltemeters kan een beter inzicht geven in het vol- en leeglopen van zandige gedeelten. 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.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Freatische en elastische waterberging in grond

De (water)berging in grond is een fenomeen waarmee rekening moet worden gehouden bij grondwaterstromingsberekeningen. Daarbij wordt onderscheid gemaakt tussen freatische berging en elastische berging.

Freatische berging treedt op als bij een stijgende, vrije grondwaterspiegel de holle ruimten in het korrelskelet van de grond met water gevuld raken. De kenmerkende parameter voor freatische berging is de porositeit van de grond (n). Maar omdat nooit alle poriën geheel met water worden gevuld en omdat de poriën boven het freatisch vlak al deels gevuld zijn met water, gebruikt men in dit verband een zogenaamde effectieve porositeit. Deze effectieve porositeit is heel erg situatieafhankelijk. Een richtwaarde voor de effectieve porositeit bedraagt 70% van de porositeit n.

Elastische berging doet zich voor wanneer de effectieve grondspanning verandert. Dit is het geval als de grondwaterspanning toeneemt bij gelijkblijvende grondspanning (totaalspanning). Hierdoor neemt de korrelspanning van de grond af, en het korrelskelet dat onder invloed van de korrelspanning was ingedrukt, zal dan bij benadering elastisch uitzetten. Daarbij neemt het porievolume toe, er ontstaat ruimte die door water kan worden gevuld.

De samendrukking van poriewater ten gevolge van de drukverhoging is in de praktijk vrijwel nihil. Maar als er een fractie lucht (of methaan) in het grondwater aanwezig is, dan kan die ook comprimeren, 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. Onder het kopje Elastische berging berekenen is aangegeven hoe de bergingscoëfficiënt (welke direct is gerelateerd aan de consolidatiecoëfficiënt) kan worden berekend.

Veranderingen in de freatische berging en elastische berging treden op bij niet-stationaire grondwaterstroming. Daarbij is de freatische bergingscapaciteit orden groter dan van elastische bergingscapaciteit. De elastische berging speelt zich echter 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 bij het passeren van een hoogwatergolf de waterspanningen daardoor aanzienlijk lager blijven dan bij een stationaire stroming.

In een zandpakket is de elastische berging meestal te verwaarlozen. Dit geldt zeker als er sprake is van freatisch water in een zandpakket, dan is de freatische berging dominant. Bij spanningswater in zand heeft de elastische berging een merkbaar, maar meestal gering effect ten aanzien van de demping en vertraging van een zich voortplantende drukgolf in het zandpakket.

Elastische berging berekenen

De kenmerkende parameter voor de elastische berging is de specifieke elastische bergingscoëfficiënt S_s [m^{-1}]. Voluit kan de eenheid van deze parameter ook worden omschreven als m^3 water per m^3 grond per m stijghoogte-toename. De specifieke elastische bergingscoëfficiënt volgt uit:

$$S_s = \rho_w g(m_v + n\beta_w) \quad \text{of} \quad S_s = \frac{k}{c_v} \qquad (1)$$

Waarin:

S_s Specifieke elastische bergingscoëfficiënt [m^{-1}].

ρ_w Soortelijke massa van het water [kg/m^3].

g Zwaartekrachtversnelling [m/s^2].

m_v Samendrukkingscoëfficiënt van de grond, het korrelskelet [m²/N].

n Porositeit grond [-].

β_w Samendrukkingscoëfficiënt van het grondwater [m²/N].

k Doorlatendheidscoëfficiënt [m/s].

c_v Consolidatiecoëfficiënt [m²/s].

Globaal geldt voor zand $m_v = 10^{-8}$ à 10^{-7} m²/N, voor klei $m_v = 10^{-7}$ à 10^{-6} m²/N, voor veen $m_v = 9.10^{-7}$ à 3.10^{-6} m²/N en voor water $\beta_w = 10^{-9}$ m²/N. Overigens is als symbool voor de samendrukkingscoëfficiënt ook α vrij veel gehanteerd. Specifiek voor klei- en veenlagen kan de effectieve compressibiliteit van water veel groter zijn door luchtinsluitingen.

Bij grondwaterstroming in afgesloten, watervoerende zandpakketten wordt vaak gebruik gemaakt van de elastische bergingscoëfficiënt S_z [-] voor het gehele zandpakket met een laagdikte D:

Formule: de elastische bergingscoëfficiënt S met subscript z is het soortelijk gewicht van water maal de zwaartekrachtversnelling maal dikte van zandlaag maal (haakje openen) samendrukkingscoëfficiënt van de grond vermeerderd met de porositeit maal de samendrukkingscoëfficiënt van water (haakje sluiten) of de Elastisch bergingscoëfficiënt is de doorlatendheidscoëfficiënt maal de dikte van de zandlaag gedeeld door de consolidatiecoëfficiënt.

$$S_z = \rho_w g D(m_v + n\beta_w) \quad \text{of} \qquad S_z = \frac{kD}{c_v} \qquad (2)$$

Waarin:

S_z Elastische bergingscoëfficiënt van het zandpakket [-].

ρ_w Soortelijke massa van het water [kg/m³].

g Zwaartekrachtversnelling [m/s²].

D Dikte van de zandlaag [m].

m_v Samendrukkingscoëfficiënt van de grond [m²/N].

n Porositeit [-].

β_w Samendrukkingscoëfficiënt van het grondwater [m²/N].

k Doorlatendheidscoëfficiënt [m/s].

c_v Consolidatiecoëfficiënt [m²/s].

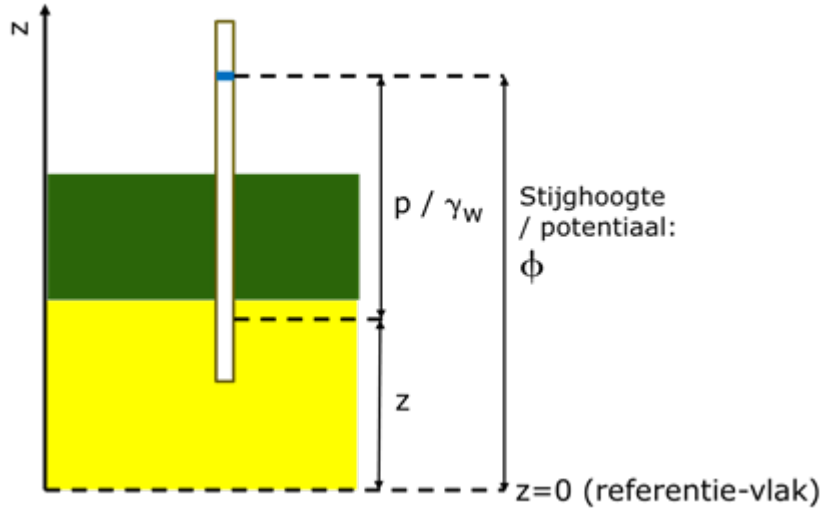
De bergingscoëfficiënten van in Nederland voorkomende zandpakketten variëren van 10^{-4} tot 3.10^{-3} [-], anders gezegd een elastische berging van $S_z = 10^{-4}$ à 3.10^{-3} m³ per m² van het zandpakket per meter stijghoogte-toename.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Stijghoogte en potentiaal in het watervoerend pakket

De stijghoogte of potentiaal, aangeduid met Φ, is de grootheid die de waterspanning in een watervoerend pakket (onder een slecht doorlatende laag) in een bepaalde verticaal vastlegt. De stijghoogte wordt bepaald als de som van de plaatshoogte (z) en de drukhoogte (waterspanning p gedeeld door volumiek gewicht water γ_w), ten opzichte van een vast referentievlak (normaliter NAP).

De stijghoogte kan worden voorgesteld als de hoogte tot waar de waterstand in een (fictieve) peilbuis zou kunnen stijgen, zoals weergegeven in onderstaand figuur.



Figuur 1: Stijghoogte

Versie 1.0: 2 juli 2025

Grenspotentiaal en opdrijven

Als de waterdruk in het watervoerend pakket voldoende hoog wordt, kan de slecht doorlatende en cohesieve deklaag opbarsten. De deklaag zal opdrijven als de waterdruk aan de bovenkant van het watervoerende pakket groter wordt dan het gewicht van de daarop rustende deklaag. In de praktijk is opdrijven soms, maar lang niet altijd, waarneembaar door zwakke golfbewegingen van het maaiveld bij betreden. De stijghoogte waarbij dit opdrijven optreedt is de grenspotentiaal (ϕ_g [m]). Over de lengte van de opdrijfzone zal een kleine horizontale spleet ontstaan waardoor de stijghoogte in deze zone gelijk wordt aan de grenspotentiaal. Vanwege de sterkte van de deklaag zal bij opdrijven niet meteen een scheur ontstaan.

Wanneer de sterkte (treksterkte, schuifsterkte) van de deklaag wordt overschreden ontstaan scheuren, en spreken we van opbarsten. Zie verder fenomenologische beschrijving opdrijven en opbarsten.

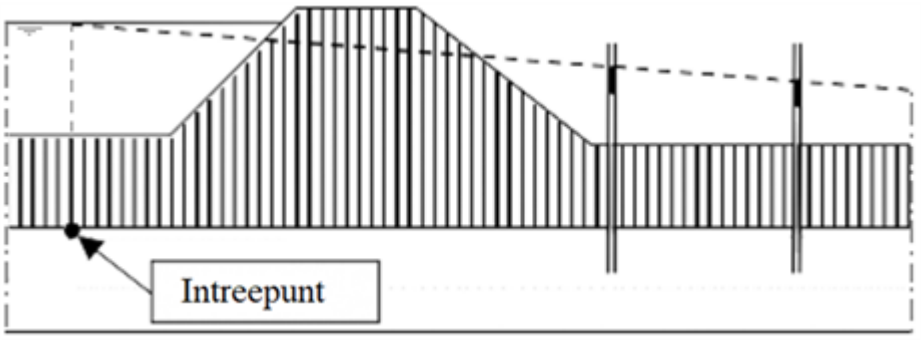
In het artikel Berekenen van de grenspotentiaal en Schematiseren stijghoogteverloop in zandlaag na opdrukken wordt ingegaan op het berekenen van de grenspotentiaal en de manier waarop het stijghoogteverloop kan worden geschematiseerd.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Intreepunt

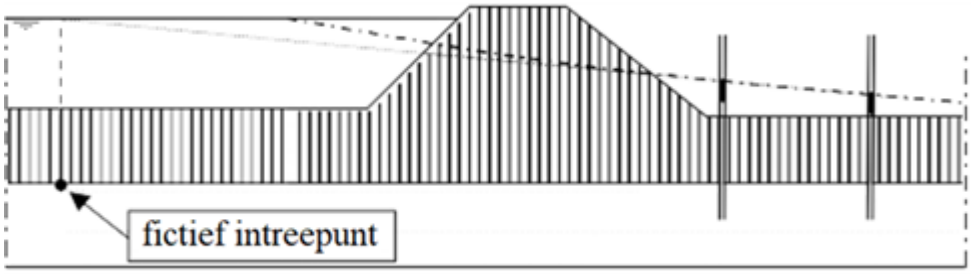
Het intreepunt is de positie waarop de hoogwaterrandvoorwaarde effectief aanwezig is in de watervoerende zandlaag onder een waterkering. De plaats, waar die in het watervoerend zandpakket moet worden aangenomen, hangt samen met de intreeweerstand (slibbodem in de rivier), die gewoonlijk slecht bekend is.

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, zie Figuur 1. Het verdient overigens aanbeveling om minimaal drie peilbuizen te plaatsen in verband met meetonnauwkeurigheden en meetfouten.



Figuur 1 Bepaling van het intreepunt uit peilbuiswaarnemingen als kwel verwaarloosbaar is.

Als de afdekkende laag binnendijks wel een significante kwelstroming doorlaat, dan is het stijghoogteverloop binnendijks 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 2). 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 2 Bepaling van het fictieve intreepunt uit peilbuiswaarnemingen bij kwel.

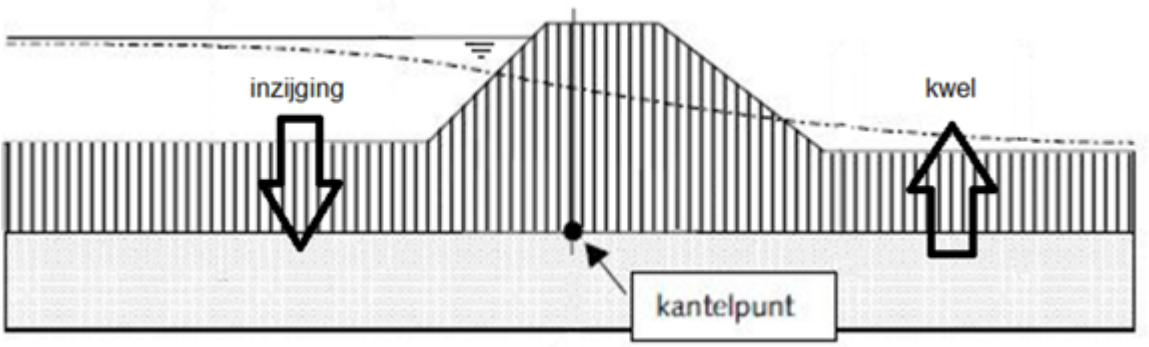
De hierboven geschetste bepaling van het fictieve intreepunt is alleen toepasbaar voor stationaire stroming. Bij niet-stationaire stroming is het fictieve intreepunt niet stabiel, zie Tijdsafhankelijke lekfactor voor niet-stationaire stroming.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Kantelpunt

Kantelpunt bij stationaire stroming

Het kantelpunt karakteriseert, samen met de lekfactor(en), het verloop van de stijghoogte in de watervoerende laag onder voorland, dijk en achterland. Als er na het onderlopen van het voorland waterinzijging naar de watervoerende zandlaag optreedt en in het achterland kwel, dan vertoont het stijghoogteverloop 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 stijghoogteverloop nadert asymptotisch naar de buitenwaterstand.



Figuur 1 Stijghoogteverloop in de watervoerende laag bij infiltratie door een lang voorland en kwel in het achterland.

Het stijghoogteverloop in de watervoerende laag kan worden geconstrueerd uitgaande van het kantelpunt als de lekfactoren van het voorland en het achterland zijn vastgesteld. Voor het bepalen van de lekfactoren, zie het artikel Lekfactor of leklengte.

Het stijghoogteverloop in de watervoerende laag binnendijks (ϕ) vertoont als gevolg van de kwel door de deklaag een afname volgens een e-macht, zie figuur 2. In formulevorm:

Vergelijking 1 beschrijft het stijghoogteverloop in het achterland, als functie van de afstand tot het kantelpunt, de stijghoogte in het kantelpunt en de lekfactor voor het achterland.

$$\phi = \phi_0 + (\phi_{kp} - \phi_0) \exp\left(-\frac{x}{\lambda'}\right) \qquad (1)$$

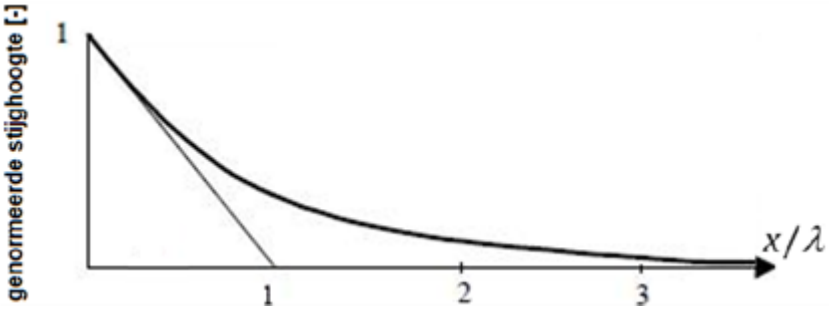
Waarin:

ϕ_{kp} Stijghoogte in het kantelpunt [m+NAP].

ϕ_o Stijghoogte in de nul-situatie, ver in het achterland [m+NAP].

x Horizontale coördinaat uitgaande van de locatie van het kantelpunt [m].

λ' Lekfactor achterland [m].



Figuur 2 Binnendijks verloop van de stationaire stijghoogte (genormeerd met de stijghoogte in het kantelpunt) in een zandlaag in het Hollandprofiel als functie van de genormeerde horizontale afstand.

Op analoge manier nadert buitendijks het stijghoogteverloop in de watervoerende laag de buitenwaterstand.

Uit het exponentiële verloop volgt dat op 3 maal de leklengte van het kantelpunt, er nog 5% van het stijghoogteverschil over is (immers exp(-3) = 0,05).

De positie van het kantelpunt wordt veelal aangenomen midden onder de (bij voorkeur dichte) dijkkern, maar kan ook worden afgeleid uit peilbuiswaarnemingen binnen- en buitendijks. De

volgende formule geeft de stijghoogte in het kantelpunt ϕ_{kp} bij een verval over de kering gelijk aan H_k:

$$\phi_{kp} = \phi_0 + \frac{H_k}{1+\frac{\lambda''}{\lambda'}} = \phi_0 + H_k \frac{\lambda'}{\lambda'+\lambda''} \qquad (2)$$

Waarin:

ϕ_{kp} Stijghoogte in het kantelpunt [m+NAP].

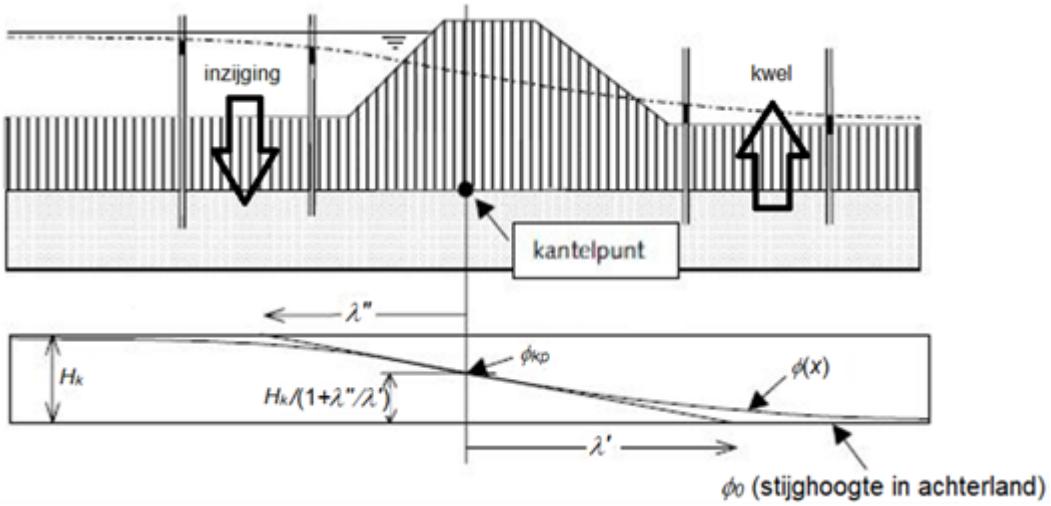
ϕ_o Stijghoogte in de nul-situatie, ver in het achterland [m+NAP].

H_k Verval over de kering [m].

λ' Lekfactor achterland [m].

λ'' Lekfactor voorland [m].

Het door de formules beschreven stijghoogteverloop in de watervoerende laag is weergegeven in Figuur 3. Merk op dat de raaklijn in het kantelpunt het niveau van de stijghoogte buitendijks snijdt op een afstand van het kantelpunt gelijk aan de leklengte buitendijks, en de raaklijn snijdt het niveau van de stijghoogte ver binnendijks op een afstand gelijk aan de leklengte binnendijks.



Figuur 3 Kantelpunt en stijghoogteverloop in de watervoerende laag (stationaire stroming)

Kantelpunt bij niet-stationaire stroming

Bij niet-stationaire grondwaterstroming, cyclisch door getijden of als gevolg van een plotseling hoogwater, gelden andere (lagere) tijdsafhankelijke 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_v en c'_v) nagenoeg gelijk. In dat geval is de verhouding van de leklengte voorland en leklengte achterland gelijk bij stationaire en niet-stationaire stroming. Zo niet, dan geldt:

Formule 3 geeft aan dat de verhouding in de tijdsafhankelijke lekfactor voor het voor- en achterland evenredig is met de verhouding in de consolidatiecoëfficiënt enerzijds en de zwelcoëfficiënt anderzijds, tot de macht een kwart.

$$\frac{\lambda''_t}{\lambda'_t} :: \left(\frac{c_v}{c'_v}\right)^{0,25} \qquad (3)$$

Waarin:

λ'_t Tijdsafhankelijke lekfactor achterland [m].

λ''_t Tijdsafhankelijke lekfactor voorland [m].

c_v Consolidatiecoëfficiënt bij samendrukking [m^2/s].

c'_v Zwelcoëfficiënt (consolidatiecoëfficiënt bij ontlasten) [m^2/s].

De vierde-machtswortel betekent een zwakke invloed. Daardoor verschuift het kantelpunt enigszins in de tijd. Meestal is de positie van het kantelpunt nagenoeg gelijk in stationaire en niet-stationaire situaties.

De stijghoogte onder het binnentalud van de dijk is meestal van belang voor het mechanisme afschuiven langs een glijvlak aldaar. De stijghoogte in de zandlaag op afstand *x* van het kantelpunt onder het binnentalud is gelijk aan:

Formule 4 beschrijft de stijghoogte in de zandlaag op afstand x van het kantelpunt onder het binnentalud ten opzichte van de stijghoogte in de nul-situatie: een negatieve e-macht met als macht x/λt'.

$$\phi(x) = \phi_0 + \frac{H_k . e^{-x/\lambda'_t}}{1+\lambda''_t/\lambda'_t} \qquad (4)$$

Waarin:

$\phi(x)$ Stijghoogte in het punt x [m+NAP].

ϕ_o Stijghoogte in de nul-situatie, ver in het achterland [m+NAP].

H_k Verval over de kering [m].

x Horizontale coördinaat ten opzichte van het kantelpunt [m].

λ'_t Tijdsafhankelijke lekfactor achterland [m].

λ''_t Tijdsafhankelijke lekfactor voorland [m].

Als *x* veel kleiner is dan de lekfactor, dan volgt hieruit dat de stijghoogte in het punt *x* nagenoeg gelijk is aan die van het kantelpunt. Dit betekent, dat iedere tijdsafhankelijke stijghoogte in de zandlaag onder het binnentalud gelijk is aan de stationaire stijghoogte van het kantelpunt. Dit maakt de analyse gemakkelijk.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Lekfactor of leklengte

De lekfactor (λ, [m]) is de lengtemaat van belang voor het beschrijven van de stijghoogteverloop in de watervoerende (zand)laag onder een dijk, waarbij ook het voor- en achterland zijn afgedekt met een minder doorlatende deklaag. De lekfactor wordt ook wel leklengte of spreidingslengte genoemd.

Lekfactor voor stationaire stroming

De dimensie van de lekfactor λ, is meter. Hij vormt een maat voor het invloedgebied van een plaatselijk afwijkende waterspanning. Zie het artikel Kantelpunt.

De waarde voor de lekfactor is voor het Hollandprofiel (zie Grondwaterstroming in het Hollandprofiel) te berekenen met de volgende formule:

Vergelijking 1 beschrijft de lekfactor voor stationaire stroming als de vierkantswortel uit het product van de transmissiviteit (T = kD) van de watervoerende laag en de hydraulische weerstand (ch = d/kv) van de minder doorlatende deklaag in het achterland.

$$\lambda = \sqrt{T.c_h} = \sqrt{kD.d/k_v} \qquad (1)$$

Waarin:

λ Lekfactor, leklengte of spreidingslengte voor stationaire stroming [m].

T Transmissiviteit van de watervoerende laag [m^2/s].

c_h Hydraulische weerstand van de deklaag [1/s].

k Doorlatendheid van de watervoerende laag [m/s].

D Dikte van de watervoerende laag [m].

k_v Verticale doorlatendheid van de deklaag [m/s].

d Dikte van de deklaag [m].

De lekfactor λ voor stationaire stroming combineert dus de eigenschappen van de zandlaag en de deklaag, zie formule 1. Als er sprake is van een verschillende situatie binnen- en buitendijks, bijvoorbeeld omdat de deklaag buitendijks veel dunner is, dan geeft dat dus een andere waarde voor de binnendijkse lekfactor (λ') dan voor de buitendijkse lekfactor (λ'').

Bepalen van stationaire lekfactor uit peilbuismetingen

In principe kan *λ* worden berekend uit doorlatendheden en laagdikten uit boringen en laboratoriumproeven, zie formule 1. Vanwege heterogeniteit, met name in 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 is de volgende formule van toepassing.

Vergelijking 2 beschrijft de lekfactor voor stationaire stroming als functie van afstand tussen peilbuis i en j in een raai, de gemiddelde potentiaal in peilbuis en de sommatie over alle mogelijke afstanden tussen peilbuizen.

$$\lambda = \sum x_{ij}^2 \,/\, \sum \left\{ x_{ij} \ln \left(\frac{\phi_{i,gem}}{\phi_{j,gem}} \right) \right\} \qquad (2)$$

Waarin:

λ Lekfactor voor stationaire stroming [m].

x_{ij} Afstand tussen peilbuis i en j in een raai [m].

$\phi_{i,gem}$ Gemiddelde potentiaal in peilbuis i [m].

Σ Sommatie over alle mogelijke afstanden tussen peilbuizen [-].

In Nederland varieert de waarde van de lekfactor van honderd meter tot een kilometer.

Tijdsafhankelijke lekfactor voor niet-stationaire stroming

De tijdsafhankelijke stroming die tijdens een hoogwaterperiode als gevolg van de bergingsprocessen

in de deklaag ontstaat, kan op praktische wijze worden meegenomen in de vereenvoudigde schematisering: verticale stroming in de deklaag door consolidatie en kwel, en horizontale stroming in de zandlaag. Dit leidt tot de tijdsafhankelijke lekfactor [Barends, 1982]. Hierbij zijn de uitdrukkingen voor de tijdsafhankelijke stroming onder de dijk identiek aan die voor de stationaire stroming, zij het dat de in de formules voorkomende lekfactoren op generieke wijze van de tijd afhankelijk zijn. Omdat de niet-stationaire belasting veelal cyclisch is, of als een deel van een cyclus wordt geschematiseerd, wordt de tijdsafhankelijke lekfactor voor de niet-stationaire stroming ook wel aangeduid als cyclische of transiënte lekfactor (λ_t [m]).

Het blijkt dat de tijdsafhankelijke lekfactor proportioneel afhangt van de vierde machtswortel van de tijd (of de reciproque van de frequentie):

$\lambda_t :: t^{1/4}$ (3)

Waarin:

λ_t Tijdsafhankelijke lekfactor [m].

t Tijd gemeten sinds de start van het hoogwater [dag].

Door [Bauduin, 1988] is een specifiek probleem is uitgewerkt voor een dijk met een voorland . Het blijkt dat de respons onder de dijk kan voorlopen op die van het hoogwater (negatieve naijling of voorijlen). Dat impliceert dat waterspanningen snel hoog kunnen oplopen.

Wijze van bepalen van de tijdsafhankelijke lekfactor uit consolidatiecoëfficiënt

Verder geldt voor de instationaire leklengte van het achterland:

Formule 4: vergelijking voor de instationaire leklengte achterland als functie van de doorlatendheid en dikte watervoerende zandlaag, consolidatiecoëfficiënt en doorlatendheid klei (deklaag) achterland.

$$\lambda'_{\omega} = \sqrt{(kD/k_v')\sqrt{c'_v/\omega}} \qquad (4)$$

Waarin:

k Doorlatendheid zand [m/s].

D Dikte watervoerende zandlaag [m].

k_v' Doorlatendheid klei (deklaag) achterland [m/s].

c'_v Consolidatiecoëfficiënt klei achterland [m^2/s].

ω Hoekfrequentie van de hoogwatergolf [rad/s].

De factor instationaire leklengte, λ'_{ω}, is in principe een maat voor de penetratie van de cyclische respons in het watervoerend pakket. (Op een afstand van 3 λ'_{ω} is de potentiaalvariatie nauwelijks meer merkbaar, orde 5%).

Wijze van bepalen van de tijdsafhankelijke lekfactor uit waterspanningsmetingen

Om waarden voor de tijdsafhankelijke lekfactor te bepalen uit metingen van de stijghoogte in de aquifer (peilbuis- of waterspanningsmetingen), fit men de registraties van de stijghoogten met een model. Hiervoor zijn verschillende modellen voor handen, zie ook Schematiseren waterspanningen stap 3.

De meest simpele methode maakt gebruik van analytische vergelijkingen die de relatie tussen twee of

meer registraties van de stijghoogte gedurende een belastingcyclus beschrijven, zie hiervoor de Analytische modellen voor de interpretatie van peilbuiswaarnemingen. Voor sommige situaties zijn die analytische vergelijkingen tamelijk complex. Voor de fit van de gemeten stijghoogten kan een eindige elementenmodel worden gebruikt dat de grondwaterstroming in elke willekeurige situatie beschrijft. Het artikel Rekenprogramma's grondwaterstroming geeft een overzicht van de belangrijkste software gericht op grondwaterstromingsberekeningen.
De keuze tussen deze drie opties wordt bepaald door het gebruiksgemak enerzijds en de complexiteit van de te beschrijven situatie anderzijds. De relatie tussen twee registraties van de stijghoogte levert een eerste schatting op voor de tijdsafhankelijke lekfactor. De numerieke uitwerking van de analytische vergelijkingen voor verschillende standaard schematisaties is nauwkeuriger. Maar gebruik maken van analytische modelleringen is duidelijk sneller en vereist minder details dan een berekening met een eindige elementenmodel. Als de werkelijkheid zich echter niet eenvoudig laat schematiseren tot één van de standaard schematisaties waarvoor de analytische oplossingen beschikbaar zijn, dan ligt de keuze voor een eindige elementenmodel voor de hand. Als de werkelijkheid zich ook niet in 2 dimensies (zoals hierboven aangegeven) laat schematiseren kunnen 3-dimensionale numerieke modellen worden gebruikt. Door [Van Esch, 2017] wordt een stappenplan gegeven om te komen tot een veilige inschatting van waterspanningen bij dijken, waarbij de laatste stap 3-dimensionale numerieke modellen betreft.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Hydrodynamische periode

De hydrodynamische periode T_c (zo genoemd door Terzaghi) is in feite de consolidatieperiode of consolidatietijd. Voor één-dimensionale consolidatie in verticale richting is die periode afhankelijk van de laagdikte d en de consolidatiecoëfficiënt c_v volgens onderstaande vergelijking, bij afstroming naar slechts één zijde (òf de bovenzijde, òf de onderzijde van de grondlaag):

$$T_c = 2d^2/c_v \qquad (1)$$

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.

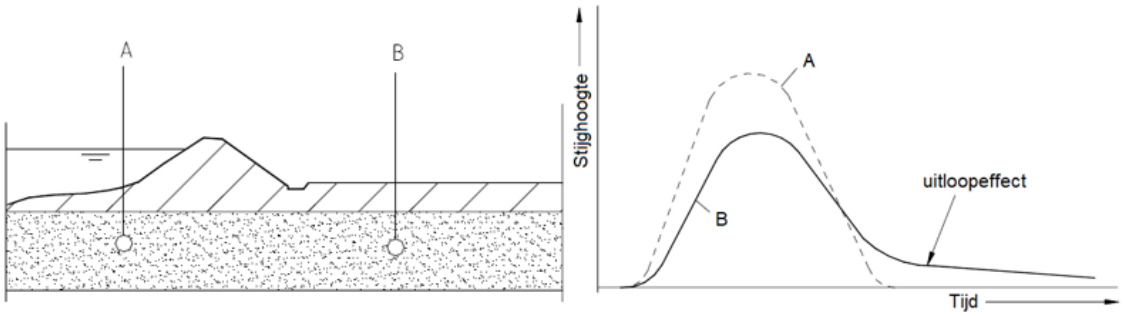
Let op, bij afstroming via zowel de boven- als de onderzijde moet de factor 2 worden vervangen door 0,5 als nog steeds wordt gerekend met de gehele laagdikte d. Bij tweezijdige afstroming hoeft het water dat uit de grond wordt geperst namelijk maximaal de halve laagdikte af te leggen om de rand te bereiken waar het de grondlaag verlaat.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Naijlen van waterspanningen

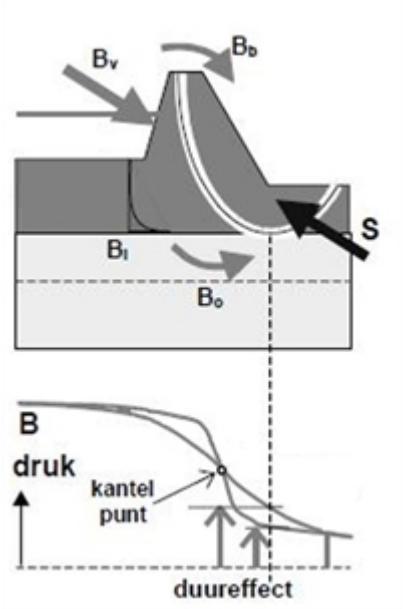
Tijdens een hoogwater volgt de waterspanning in de watervoerende laag binnendijks met een zekere vertraging het verloop van de vallende buitenwaterstand. Na een hoogwater blijkt de waterspanning

nog lang hoog te blijven, het zogenaamde naijling- of uitloopeffect [Barends, 1986]. Voor dit fenomeen is een fysische verklaring te geven. De bergingscapaciteit van het systeem veroorzaakt het naijlen. De berging wordt bij belasten, door een hoge buitenwaterstand, gevuld. Bij het wegvallen van de belasting stroomt de berging weer leeg, daarbij aangedreven door de geborgen waterhoeveelheid zelf, die met de tijd afneemt. Dit wegvloeien van het geborgen water verloopt derhalve steeds langzamer. In Figuur 1 is dit proces weergegeven.



Figuur 1 Naijlen waterspanningen of uitloopeffect.

Als er snel een nieuwe hoogwatergolf volgt, is een deel van de bergingscapaciteit nog gevuld, waardoor de waterspanningen in de watervoerende laag achter de dijk hoger kunnen oplopen. In Figuur 2 is dat weergegeven.



Figuur 2 De sterkte van een dijk bij verschillende hoogwater-duren.

Op het dijklichaam werkt de belasting door hoogwater buitendijks (B) en is er sprake van sterkte (S). Tijdens een hoogwater neemt de sterkte af door het verzadigd raken van de dijk. Dit gebeurt op verschillende manieren: bovenbelasting door overslag (B_b), interne consolidatie (B_i), onderstroom en opdrijven (B_o). In het onderste deel van Figuur 2 is de stijghoogte in het zandpakket van twee opeenvolgende hoogwaterbelastingen geschetst, waarbij het stijghoogteverloop bij het tweede hoogwater geleidelijker is. Ter plaatse van een mogelijke opdrijfzone (onderkant van de afschuifzone) leidt dit tot hogere waterspanningen. Zelfs als het tweede hoogwater lager is dan het eerste hoogwater, kan, doordat een deel van de berging al is gevuld tijdens het eerste hoogwater, het tweede hoogwater hierdoor tot bezwijken van de dijk leiden.

Voor een beschrijving van het begrip voorijlen wordt verwezen naar [De Lange en Maas, 1986].

Indringingslaag

De indringingslaag is het deel van de slecht doorlatende deklaag waarin de waterspanning verandert onder invloed van de waterspanning in de eronder liggende watervoerende zandlaag. De indringingslaag wordt ook wel aangeduid als grenslaag.

De indringingslengte L_i [m] is de verticaal gemeten afstand tussen het scheidingsvlak van watervoerende zandlaag en deklaag enerzijds en anderzijds het niveau waarop het hoogwater geen significante invloed meer heeft op de waterspanning: de dikte van de indringingslaag.

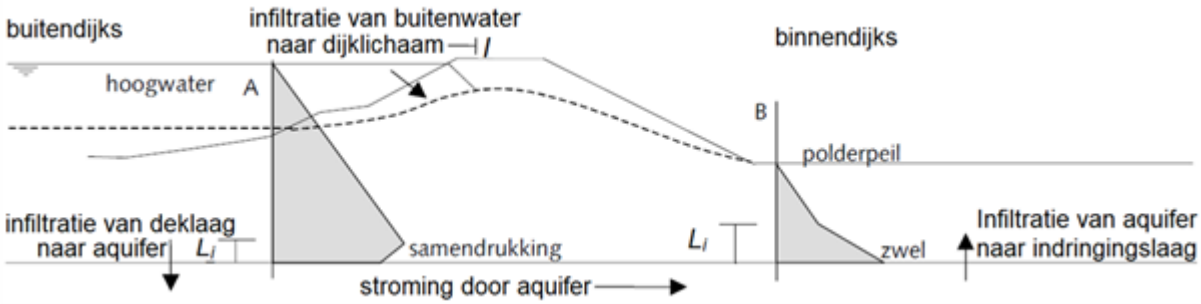
Inleiding

De mate van indringing van een hogere stijghoogte vanuit een watervoerende zandlaag in de onderzijde van een relatief slecht doorlatende afdekkende klei- of veenlaag achter de dijk is van belang voor het mechanisme afschuiven langs een glijvlak binnenwaarts van een waterkering. Door hogere waterspanningen nemen de korrelspanningen af, er treedt zwel op. En dus nemen ook de maximaal opneembare schuifkrachten in de indringingslaag af. De kans op instabiliteit neemt daarmee toe.

Bij hoogwater is er ook in de buitendijkse zone sprake van een indringingslaag. Ook daar betreft het de laag boven het grensvlak watervoerende zandlaag - deklaag. In de indringingslaag buitendijks treedt er in het algemeen echter samendrukking op in plaats van zwel, omdat buitendijks de waterspanningen in de watervoerende zandlaag lager zijn dan initieel in de deklaag onder invloed van de hoge buitenwaterstand.

Een enigszins vergelijkbaar fenomeen treedt op bij infiltratie in het dijklichaam onder invloed van hoog buitenwater: de horizontale indringing I in het dijklichaam vanaf het buitentalud geeft aan tot hoever de invloed op de freatische lijn in de dijk reikt. Het artikel Eerste schatting van het freatisch vlak gaat onder Geval 1A en 1B dieper in op deze horizontale indringing.

In Figuur 1 zijn schematisch de verschillende indringingslengten aangegeven.



Figuur 1 Indringing waterspanningen en relevante processen.

Voor de stabiliteitsberekeningen wordt in de indringingslaag een lineair verloop van de waterspanning aangenomen. En boven de indringingslaag hebben de waterspanningen in de onderliggende aquifer geen invloed. 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 toe met de wortel van de tijd:

$L_i :: \sqrt{t}$

Als de belastingduur zo lang is dat L_i groter wordt dan de dikte van het samendrukbare pakket, dan is

er feitelijk sprake van een stationaire grondwaterstroming. Aangezien dit bijvoorbeeld voor benedenrivierdijken zeker niet het geval is, wordt de indringingslengte in de stabiliteitsanalyse gebruikt om de tijdafhankelijke grondwaterstroming quasi-stationair te modelleren. Daarbij dient rekening te worden gehouden met het lokale proces: buitendijks samendrukking (A) en binnendijks zwel (B).
De grootte van de indringingslengte hangt af van de geohydrologische parameters en het verloop van de waterstand.

Wijze van bepalen van de indringingslengte

Er zijn verschillende manieren om waarden voor de indringingslengte te verkrijgen:

1. Gebruik maken van defaultwaarden.
2. Uitvoeren van waterspanningsmetingen in de slecht doorlatende deklaag.
3. Berekenen.

Ad 1) Gebruikmaken van defaultwaarden.

Voor verschillende SOS-eenheden kunnen de getallen gegeven in onderstaande tabel als richtwaarden voor de indringingslengte worden gebruikt.

Tabel 1 Indicatie van de indringingslengte bij verschillende ondergrondschematisaties en tijdsduur van het hoogwater (bewerking van [Schoofs, 2006]).

Laagopbouw Holocene pakket, codes van de SOS-eenheden tussen haakjes	Indringingslengte [m] bij 5 dagen hoogwater	Indringingslengte [m] bij 20 dagen hoogwater
Basisveen (H_vbv_v) met Hollandveen (H_vhv_v) en/of Echteld (H_Rk_..)	1,0	2,0
Echteld organische klei (H_Rk_ko) en/of klei- en veenlagen (H_Rk_k&v) en/of kleiig veen (H_Rk_vk)	1,0	2,0
Hollandveen (H_vhv_v)	1,0	> 6,0
Echteld siltige klei (H_Rk_k) en/of klei met zandlagen (H_Ro_k&z)	>6,0	> 6,0

Merk op dat de indringingslengte afhankelijk is van de tijdsduur van de hoogwaterbelasting. De waterstandsverlooplijnen bepalen de tijdsduur van het hoogwater.

Let op, wanneer de indringingslengte meer is dan de helft van de dikte van de slecht doorlatende deklaag leidt het uitgaan van die indringingslengte tot een onveilige schematisatie van de waterspanningen. In dat geval wordt lineair geïnterpoleerd tussen het freatisch vlak en de stijghoogte in de watervoerende zandlaag.

Ad 2) Uitvoeren van waterspanningsmetingen (op verschillende diepten) in de slecht doorlatende deklaag. Door een analyse van de meetgegevens kan worden vastgesteld in welke mate een verandering van de waterspanning plaats vindt ter plaatse van de waterspanningsmeters gedurende een hoge buitenwaterstand. Deze metingen dienen dus plaats te vinden op momenten van normale en van (sterk) verhoogde buitenwaterstanden.

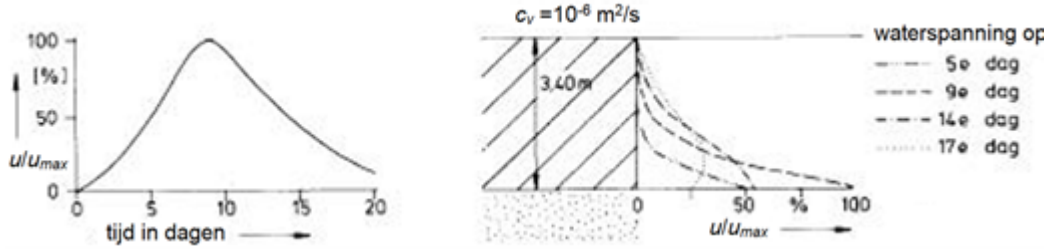
Ad 3) Berekenen. De volgende paragraaf behandelt wijze van berekenen van de dikte van de indringingslaag.

Berekening indringingslengte

Door de indringingslengte en de tijdsafhankelijke lekfactoren (zie de paragraaf 'Tijdsafhankelijke lekfactor voor niet-stationaire stroming' in het artikel Lekfactor of leklengte) te berekenen op een tijdstip dat overeenkomt met de extreme belastingduur, is het mogelijk om de tijdsafhankelijke processen (consolidatie, freatische berging) te verrekenen met een semi-stationaire grondwaterstromingsberekening.

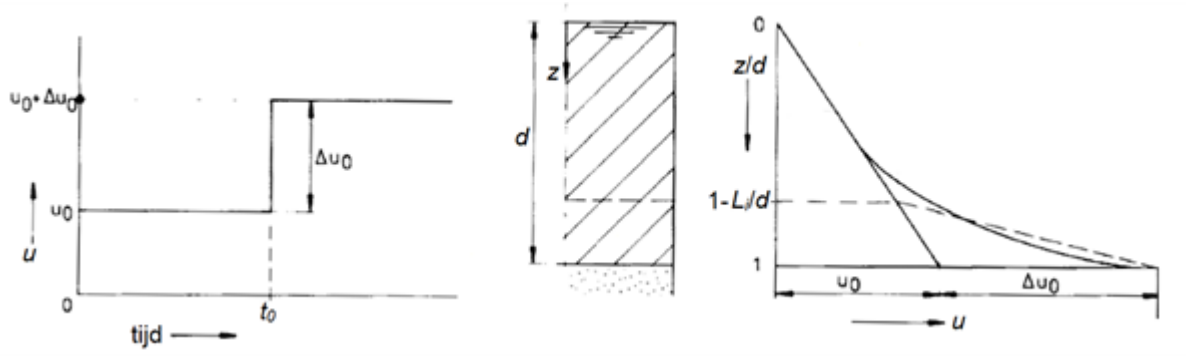
De aanpassing van de waterspanningen *u* in een slecht doorlatende deklaag aan een wijziging van de randvoorwaarden, zoals de waterspanning in een onderliggende, watervoerende zandlaag, kan geruime tijd duren. De ééndimensionale consolidatie beschrijft het aanpassingsproces.

Een voorbeeld van de aanpassing van waterspanningen in een kleilaag, bij een gegeven drukgolf in de zandondergrond, is gegeven in Figuur 2. De grafiek links in de figuur geeft het verloop van de drukgolf in de zandondergrond (watervoerende zandlaag) 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 hoger in de kleilaag sprake is van een steeds grotere demping en vertraging.



Figuur 2 Voorbeeld van aanpassing van de waterspanningen in een kleilaag (rechts), bij een gegeven drukgolf in de watervoerende zandlaag onder die kleilaag (links).

In de literatuur [Barends, 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 3): de indringingslaag of kunstmatige leklaag.



Figuur 3 Aanpassing van de waterspanning ten gevolge van een plotselinge wijziging van de waterspanning in de onderliggende zandlaag.

Het waterspanningsverloop in de deklaag op een zeker tijdstip wordt benaderd door een bi-lineaire schematisatie: de deklaag bestaat in die schematisatie uit twee lagen met verschillende doorlatendheden. De dikte van de onderste laag, waarin de waterspanning onder invloed staat van de waterspanning in de ondergelegen zandlaag, is de indringingslengte L_i. Deze volgt uit:

Formule voor het berekenen van de indringingslengte [m] uit onderstaande parameters.

$$L_i = 4\sqrt{c_v(t - t_0)} \qquad (1)$$

Waarin:

c_v Consolidatiecoëfficiënt [m²/s].

t Tijd [s].

t_0 Begintijdstip, waarop de plotselinge wijziging van de waterspanning onder de laag is opgetreden [s].

Let op, in deze formule is de waarde voor de consolidatiecoëfficiënt afhankelijk van de zone waarvoor de indringingslaag wordt bekeken. Bij een belasting door hoogwater is dat voor buitendijks de consolidatiecoëfficiënt bij samendrukking, voor binnendijks gaat het om de consolidatiecoëfficiënt bij zwel, zie Figuur 1. Voor het berekenen van de dikte van de indringingslaag is overigens niet de normale consolidatiecoëfficiënt voor niet-voorbelaste grond van toepassing, maar die voor herbelasting.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Responsfactor

Wat is het

De responsfactor (r_{exit}) is de toename van de stijghoogte gegeven een toename van de buitenwaterstand [-]. De responsfactor wordt berekend met de onderstaande vergelijking:

$$r_{exit} = \frac{\Delta\phi}{\Delta H}$$

Waarin:
r_{exit} Responsfactor [-].
Δφ Toename stijghoogte [m].
ΔH Toename buitenwaterstand [m].

In de regel wordt de responsfactor ter plaatse van het uittredepunt gebruikt. Deze parameter wordt toegepast in vereenvoudigde stijghoogtemodellering voor de deelmechanismes opbarsten en heave.

Bij een responsfactor r_{exit} van 0 (volledig gedempt) is de stijghoogtepotentiaal gelijk aan het referentieniveau. Bij een responsfactor van 1 (ongedempt) is de respons gelijk aan de stijging van de buitenwaterstand.

Hoe te bepalen

De responsfactor kan worden bepaald door:

- Defaultwaarden.
- Grondwaterstromingsanalyses (analytisch of numeriek, stationair of tijdsafhankelijk).
- Monitoring (bijvoorbeeld peilbuizen).

In semi-probabilistische analyses wordt gewerkt met een hoog-karakteristieke waarde.

Defaultwaarden

Als (zeer) veilige defaultwaarde kan $r_{exit} = 1$ als responsfactor aangehouden worden. Deze veilige waarde kan passend zijn in een werkwijze van grof-naar-fijn.

Grondwaterstromingsanalyes

De responsfactor kan direct afgeleid worden uit berekende stijghoogten. Deze betreffen het uittredepunt, dit is beschreven in het artikel Uittredepunt piping. Zie hiervoor tevens de artikelen Grondwaterstroming algemeen en Stijghoogten bepalen in het watervoerend pakket.

Monitoring

Als er goede peilbuismetingen beschikbaar zijn, is hieruit direct de respons af te leiden ter plaatse van de peilbuis. Dit moet dan nog vertaald worden naar het uittredepunt. Hiervoor zijn verschillende methodes, zie bijvoorbeeld [Lambert, 2015] en [Van der Meer, 2004], en programma's beschikbaar. Zie verder de artikelen Geohydrologie bij de dijk monitoren en Waterspanningen meten en/of monitoren.

Aandachtspunten

De volgende aandachtspunten gelden:

- Als de kans op opbarsten en heave zeer groot is, ook bij een optimistische inschatting van de responsfactor, dan heeft een diepgaande analyse van deze parameter weinig waarde en hoeft dus niet te worden uitgevoerd.
- De responsfactor is geldig voor een punt. Bij het verschuiven van het uittredepunt (of intredepunt) verandert ook de responsfactor.
- Het gebruik van de responsfactor gaat uit van enkele sterke vereenvoudigingen van de grondwatermodellering. In de eerste plaats is het uitgangspunt dat bij een buitenwaterstand die gelijk is aan het uittredeniveau, dat de stijghoogte exact gelijk is aan het uittredeniveau. Indien sprake is van een laaggelegen achterland is deze aanname niet altijd juist. Daarnaast is het uitgangspunt dat de relatie tussen de buitenwaterstand en de stijghoogte lineair is. Wanneer sprake is van tijdsafhankelijke aspecten die de stijghoogte beïnvloeden, is deze aanname niet altijd juist. In analyses kan dit ondervangen worden door een robuuste waarde aan te houden voor de responsfactor.

Voorbeeld

Voor een locatie in het bovenrivierengebied zijn peilbuismetingen beschikbaar. Onder dagelijkse omstandigheden is:

- Buitenwaterstand gelijk aan +5,0 m NAP.

- Gemeten binnendijkse stijghoogte +4,0 m NAP.

Gedurende een gemeten hoogwater was de:

- Buitenwaterstand gelijk aan +9,0 m NAP.
- Gemeten binnendijkse stijghoogte +7,0 m NAP.

De responsfactor voor deze situatie volgt uit:

$\Delta\Phi$ = 7,0 - 4,0 = 3,0 m.

ΔH = 9,0 - 5,0 = 4,0 m.

$$r_{exit} = \frac{\Delta\phi}{\Delta H} = \frac{3}{4} = 0{,}75\ [-]$$

Versie 1.0: 2 juli 2025

4.1.3 Berekenen van waterspanningen

Berekenen waterspanningen

Dit artikel behandelt verschillende rekenmodellen die kunnen worden gebruikt voor het berekenen van de waterspanningen die als input kunnen fungeren voor stabiliteitsanalyses. Dit artikel is daarmee een nadere uitwerking van stap 3 uit het artikel Schematiseren van de waterspanningen.

Inleiding

Een verschil in waterspanningen tussen een tweetal punten zorgt ervoor dat grondwater gaat stromen van het ene punt met een hoge (grond)waterspanning, veelal een punt buitendijks, naar het punt met de laagste (grond)waterspanning, veelal een punt binnendijks. De doorlatendheden van de verschillende grondlagen, waardoor het water stroomt van het ene naar het andere punt zijn bepalend voor het verloop van de waterspanningen in het grondlichaam.

De fysica die de grondwaterstroming beschrijft, maakt gebruik van twee wetten: de wet van Darcy en de wet van behoud van massa. Dit resulteert in een differentiaalvergelijking om de grondwaterstroming te beschrijven. Voor de achtergronden van deze differentiaalvergelijking, wordt verwezen naar het artikel Theorie achter het berekenen van waterspanningen.

Voor het oplossen van de differentiaalvergelijking die de grondwaterstroming beschrijft, 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 elektrisch model en de grafische benadering worden niet behandeld binnen de Technische Leidraden. Deze mogelijkheden waren in het tijdperk van voor de computer populair.

Berekeningen kunnen worden uitgevoerd met de volgende modellen die in dit artikel worden behandeld: extrapolatiemodellen, met analytische modellen (voor interpretatie van peilbuiswaarnemingen en Analytische modellen voor grondwaterstroming) en met numerieke modellen.

Er zijn vele rekenmodellen 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 modellen zijn in computerprogramma's beschikbaar worden in het artikel Rekenprogramma's grondwaterstroming opgesomd.

Waterspanningsmetingen uitvoeren om te komen tot gegevens waarmee uitspraken kunnen worden gedaan over de waterspanningen onder een belasting door extreem hoogwater is zeer nuttig. Bij de interpretatie van de metingen moet men echter wel rekening houden met de valkuilen die zijn beschreven in het artikel Valkuilen bij het interpreteren van waterspanningsmetingen.

Extrapolatiemodellen voor bepaling waterspanningen in het watervoerende zandpakket

De kracht van berekeningen op basis van extrapolatie van metingen is dat de eigenschappen van het systeem (de parameters) worden bepaald uit werkelijk voorgekomen omstandigheden (meetresultaten). Een nadeel is dat de omstandigheden tijdens het meten en die tijdens het optreden van een extreem hoogwater vrijwel nooit dezelfde zijn. Vaak is er een groot verschil tussen de hoogwatergolf waarbij gemeten kan worden en de extreme hoogwatergolf waarvoor de veiligheid van de waterkering moet worden bepaald. Er dient dus te worden geëxtrapoleerd waardoor onzekerheden worden vergroot. 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 getijperioden of hoogwaterperioden nodig. De relatie tussen de waterstanden tijdens de metingen en de bijbehorende waterspanningen wordt vervolgens geëxtrapoleerd naar extreem hoge waterstanden, bijvoorbeeld de waterstand bij de norm (WBN). Extrapolatie is eenvoudig zolang de invloed van afwijkingen tussen de meetsituatie en de extreem hoog water-situatie mag worden verwaarloosd. Zie voor verschillende invloeden en factoren waarmee rekening moet worden gehouden het al eerder genoemde artikel Valkuilen bij het interpreteren van waterspanningsmetingen.

Hierna wordt achtereenvolgens ingegaan op de twee manieren van extrapoleren:

- Extrapolatie uit topstanden.
- Extrapolatie uit momentane meetwaarden.

Voor de extrapolatie kan gebruik worden gemaakt van het extrapolatiemodel (Model 3A). Dat model gaat uit van extrapolatie van peilbuiswaarnemingen zonder afwijkingen tussen meetsituatie en extreem hoog water 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 extreem hoog water omstandigheden te extrapoleren.

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 een extremere buitenwaterstand. Let op, er wordt geen rekening gehouden met mogelijke verschillen in de duur van het hoogwater en van de componenten van de hoogwatergolf waarbij de metingen zijn

uitgevoerd. In die gevallen waarin het niet-stationaire karakter van de grondwaterstroming overheerst is deze werkwijze, de extrapolatie uit topstanden, maar beperkt toepasbaar.
In veel gevallen blijkt er toch een min of meer lineair verband te bestaan tussen peilbuistopstand en riviertopstand. Lineaire extrapolatie vanuit de waarnemingen lijkt dan wel verantwoord voor het bepalen van de stijghoogte bij extreem hoogwater omstandigheden. Toch is enige voorzichtigheid hierbij wel geboden. Het artikel Valkuilen bij interpreteren van waterspanningsmetingen benoemd een aantal zaken waar op moet worden gelet.

Extrapolatie uit momentane meetwaarden

Bij extrapolatie van momentane waterstanden naar extreme waterstanden, worden peilbuismetingen gedurende een hoogwatergolf van enige duur geïnterpreteerd. Voor de bovenrivieren gaat het hierbij om een periode van minimaal meerdere dagen. Door peilbuiswaarnemingen als functie van de rivierwaterstandsvariatie uit te zetten, ontstaat een verband waarin effecten veroorzaakt door demping, vertraging en naijling zijn te herkennen.

Demping en vertraging zijn verschijnselen die vooral bij de interpretatie van 13-uursmetingen in het benedenrivierengebied een rol spelen. Onder de kop Tijdsafhankelijke lekfactor voor niet-stationaire stroming in het artikel Lekfactor of leklengte is uiteengezet hoe uit een meting de karakteristieke parameters, de cyclische lekfactoren, te bepalen. Naijlen 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 naijlen een ondergeschikte rol, maar bij hoogwatergolven in het bovenrivierengebied maakt dit de interpretatie van peilbuiswaarnemingen lastig.

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, het onderstromen van voorland 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.

Analytische modellen voor de interpretatie van peilbuiswaarnemingen in het watervoerende pakket

De kracht van analytische rekenmodellen is dat de berekening transparant is, waardoor makkelijk inzicht wordt verkregen in de grondwaterbeweging. Een gevoeligheidsanalyse is daarmee 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.

Onder de kop Analytische modellen voor grondwaterstroming zijn enkele praktisch hanteerbare analytische modellen voor zowel stationaire als voor niet-stationaire grondwaterstroming genoemd.

De modellen voor niet-stationaire grondwaterstroming zijn geschikt voor cyclische waterstandsvariaties, 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. Als dergelijke waarnemingen niet beschikbaar zijn, dan moeten de benodigde parameterwaarden, zoals doorlatendheid, stijfheid en laagdikte, met ander grondonderzoek worden vastgesteld. IJking via peilbuismetingen zal de nauwkeurigheid aanmerkelijk kunnen verhogen.
De nauwkeurigheid van de uitkomsten van de analytische modellen is soms beperkt. De effecten van heterogeniteit worden zoals eerder aangegeven weliswaar verdisconteerd in de metingen maar men dient zich af te vragen of bij extreem hoge waterstand (waarbij geen metingen beschikbaar zijn) geen effecten optreden die door beperkingen in de modellering niet worden meegenomen (bijvoorbeeld de eventuele invloed van neerslag of het optreden van de grenspotentiaal).

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 extreme situaties moet hiermee rekening te worden gehouden.

In de paragraaf Tijdsafhankelijke lekfactor voor niet-stationaire stroming van het artikel Lekfactor of leklengte is de interpretatie van peilbuiswaarnemingen op basis van analytische modellen voor meerdere situaties uitgewerkt. Verwijzingen naar de verschillende onderscheiden modellen staan in het artikel Analytische modellen voor de interpretatie van peilbuiswaarnemingen.

Analytische modellen voor grondwaterstroming in het watervoerende pakket

Het artikel Modellen van het stijghoogteverloop in een zandlaag onder een ondoorlatende dijk geeft een opsomming van analytische modellen die de stijghoogte in het watervoerend pakket beschrijven. Er zijn modellen voor een situaties met stationaire stroming en voor een situaties met niet-stationaire stroming.

Numerieke modellen

Numerieke rekenmodellen worden steeds vaker gebruikt; ze worden steeds gebruikersvriendelijker door de menu-gestuurde 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. Gezien bovengenoemde verdient het aanbeveling om numerieke modellen net als analytische modellen te ijken/kalibreren aan de hand van waterspanningsmetingen. Dit kan de onzekerheden aanmerkelijk verkleinen. Het artikel Rekenprogramma's grondwaterstroming geeft een overzicht van rekenmodellen, waarbij ook de numerieke modellen zijn opgenomen.

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

Gangbare numerieke rekenmethoden zijn:

- Eindige differentiemethode, expliciet of impliciet.
- Eindige elementenmethode.

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 en de onverzadigde zone. De invloed van neerslag of golfoverslag 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 deklaag die gebruikt kunnen 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. Denk daarbij aan situaties met een tamelijk hooggelegen voorland, dan wel situaties met uiterwaarden. Peilbuiswaarnemingen onder normale omstandigheden geven dan geen beeld van de extreem hoogwater 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 het artikel Interpretatie van peilbuiswaarnemingen bij het onderstromen van hoog voorland.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Theorie achter het berekenen van waterspanningen

Aan alle berekeningsmodellen voor grondwaterstroming liggen twee principes ten grondslag, de wet van Darcy en de wet van behoud van massa.

De wet van Darcy

Voor een homogene, onsamendrukbare vloeistof en isotrope doorlatendheid luidt de wet van Darcy:

Formule 1, de Wet van Darcy in drie dimensties.

$$q_x = -k\frac{\partial \phi}{\partial x}$$
$$q_y = -k\frac{\partial \phi}{\partial y} \qquad (1)$$
$$q_z = -k\frac{\partial \phi}{\partial z}$$

Waarin:

q Specifiek debiet [m/s].

k Doorlatendheidscoëfficiënt [m/s].

x Horizontale coördinaat [m].

y Horizontale coördinaat [m].

z Verticale coördinaat, plaatshoogte [m].

ϕ Stijghoogte = $z + u/\rho w$ *Soortelijke massa van water [kg/m3] g* [m].

u Waterspanning [N/m$_2$].

ρ_w Soortelijke massa van water [kg/m^3].

g Versnelling van de zwaartekracht [m/s^2].

De wet van behoud van massa

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

Formule 2, de Wet van behoud van massa in drie dimensies.

$$\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} = 0 \qquad (2)$$

Waarin:

q Specifiek debiet [m/s].

x Horizontale coördinaat [m].

y Horizontale coördinaat [m].

z Verticale coördinaat, plaatshoogte [m].

Bij niet-stationaire stroming luidt deze continuïteitsvergelijking als volgt:

a. Voor freatische berging in een doorlatend dijklichaam op een on doorlatende ondergrond:

Formule 3, de Wet van behoud van massa voor freatische berging.

$$n_{ef}\frac{\partial \phi}{\partial t} + \frac{\partial(\phi.q_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\phi.q_y)}{\partial y} = N_{inf} \qquad (3)$$

Waarin:

n_{ef} Effectieve freatische porositeit [-].

ϕ Stijghoogte ten opzichte van de basis van het doorstroomde pakket [m].

q Specifiek debiet [m/s].

N_{inf} Netto infiltratie door neerslag of golfoverslag [m/s].

b. Voor elastische berging:

Formule 4, de Wet van behoud van massa voor elastische berging.

$$(m_v + n\beta)\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} \qquad (4)$$

Waarin:

m_v Samendrukbaarheid van de grond [m^2/N].

n Porositeit grond [-].

β_w Samendrukbaarheid van het grondwater [m^2/N].

u Waterspanning = (ϕ - z) *ρw Soortelijke massa van water [kg/m3] g* [N/m^2].

t Tijd [s].

q Specifiek debiet [m/s].

x Horizontale coördinaat [m].

y Horizontale coördinaat [m].

z Verticale coördinaat, plaatshoogte [m].

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

Combineren

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.

Enkele veel gebruikte rekenprogramma's waarin gebruik is gemaakt van bovenstaande basisprincipes, zijn opgesomd in het artikel Rekenprogramma's grondwaterstroming.

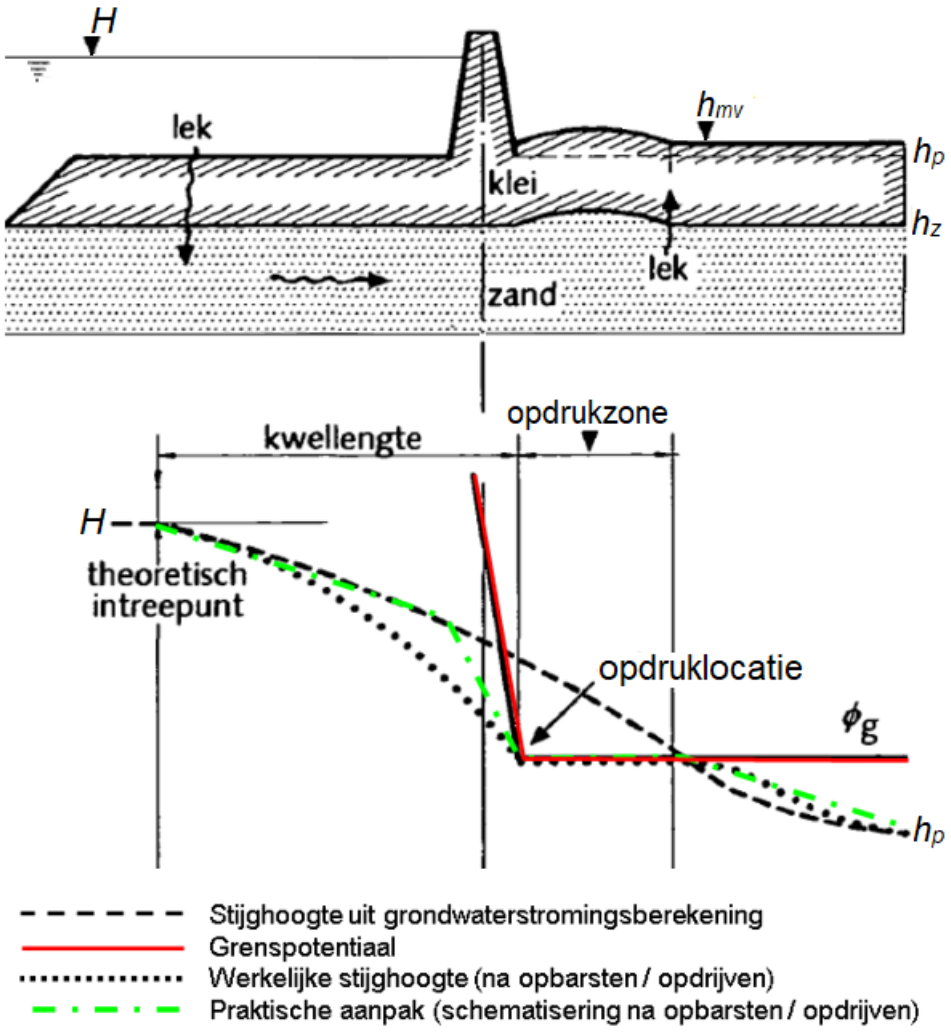
Versie 1.0: 2 juli 2025

4.1.4 Grenspotentiaal in watervoerend pakket

Schematiseren stijghoogteverloop in zandlaag na opdrukken

Zodra de waterspanning zodanig groot wordt dat deze de deklaag kan opdrukken, ontstaat er een zogenaamde opdrukzone. In die opdrukzone is op het grensvlak van het watervoerend pakket en de deklaag de waterspanning gelijk aan de grenspotentiaal.

Het verloop van de stijghoogte in de zandlaag is dan niet eenvoudig te bepalen. Grondwaterstromingsmodellen waarbij de grenspotentiaal als vaste waarde wordt gemodelleerd kunnen hiervoor worden gebruikt. In het algemeen kan het stijghoogteverloop in de stabiliteitsanalyse praktisch gezien veilig worden geschematiseerd zoals in de figuur met de groene lijn is aangegeven. In die schematisatie wordt de stijghoogte buitenwaarts van de opdruklocatie als een rechte geschematiseerd vanaf opdrukpunt tot het snijpunt van de buitenwaterstand met het theoretische intredepunt. Voor een conservatief scenario dient een intredepunt te worden aangenomen ter plaatse van de buitenteen van de dijk.



Figuur Dijk met voorland en ondergrond. Stijghoogte in zandlaag, grenspotentiaal, opdrukzone en geschematiseerd waterspanningsverloop.

ϕ_g De grensstijghoogte of grenspotentiaal [m t.o.v. NAP].

h_p Het niveau van de grondwaterstand of de vrije waterspiegel binnendijks [m t.o.v. NAP].

h_{mv} Het niveau van het maaiveld binnendijks [m t.o.v. NAP].

h_z Het niveau van het scheidingsvlak tussen watervoerende zandlaag en deklaag [m t.o.v. NAP].

De stijghoogte binnenwaarts van de opdrukzone kan als een rechte lijn worden geschematiseerd, die loopt vanaf het einde van de opdrukzone onder een helling van 1:50 naar de stijghoogte h_p die onder normale omstandigheden (bijvoorbeeld tijdens Gemiddeld HoogWater (GHW)) in de zandlaag aanwezig is.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Berekenen van de grenspotentiaal

De grenspotentiaal (ϕ_g [m]) is de stijghoogte aan de bovenkant van de watervoerende laag waarbij er evenwicht is met het gewicht van het afdekkende pakket. In dit artikel wordt de grenspotentiaal toegelicht en aangegeven hoe deze kan worden berekend. Ook worden formules gegeven voor het berekenen van de opdrukveiligheid en de invloed die sloten en watergangen hierop kunnen hebben.

Inleiding

In die gevallen waar ter plaatse van het achterland een relatief slecht doorlatend pakket aanwezig is op een watervoerende zandige laag moet worden nagegaan of er een potentieel gevaar bestaat voor opdrukken (opdrijven of opbarsten) van dit slecht doorlatende pakket.

Opdrukken van de deklaag, ook wel aangeduid als hydraulische grondbreuk, resulteert in opdrijven of opbarsten. Dit kan vooral bij rivierdijken onder extreme omstandigheden (ontwerp of beoordeling) - maar soms ook bij lagere waterstanden - op veel plaatsen optreden, vooral in het benedenrivierengebied. Opdrukken kan leiden tot een aanzienlijke reductie van de stijghoogten in het watervoerend zandpakket binnendijks, onder de deklaag. Ook de waterspanning onder de dijk kan hierdoor worden gereduceerd. Aan de andere kant leidt opdrukken ook tot een afname van de schuifweerstand in de deklaag. Bij opdrijven zal dit alleen een afname zijn over de hoogte van de indringingslaag. Bij opbarsten is het gebruikelijk om rekening te houden met een reductie van de sterkte in de gehele deklaag in de opdrukzone. Het heeft daarom een groot effect op de dijkstabiliteit.

In de stabiliteitsberekening is de potentiaal bij opdrukken een extra (interne) randvoorwaarde. Een goede weergave van het stromingsbeeld in de modellering is daarvoor nodig. De grenspotentiaal ϕ_g is bij opdrijven en opbarsten een cruciale parameter. Dit artikel gaat in op deze parameter en de wijze van berekenen van de grenspotentiaal en de opdrukveiligheid.

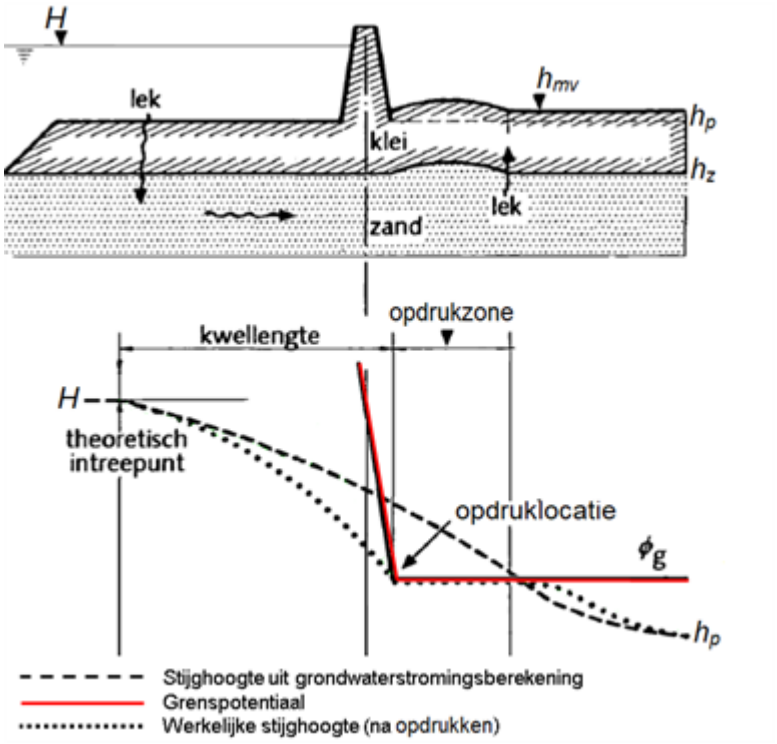
De grenspotentiaal berekenen

De grenspotentiaal volgt uit het gewicht van de deklaag die mogelijk door waterdrukken in de onderliggende watervoerende laag wordt opgedrukt.

In figuur 1 is een situatie met opdrukken en het uitgangspunt voor de evenwichtsbeschouwing bij opdrukken geschetst. Getekend zijn de watervoerende zandlaag die in verbinding staat met het buitenwater (rivier, meer of zee) met daarboven de deklaag, een slecht doorlatende laag of lagenpakket van klei en/of veen.

De waterspanning bovenin de zandlaag kan nooit groter worden dan de verticale gronddruk onderin de afdekkende laag. De potentiaal (stijghoogte) in de zandlaag waarbij net evenwicht aanwezig is, is de grenspotentiaal of grensstijghoogte. Deze grenspotentiaal is een randvoorwaarde voor de grondwaterstroming in de zandlaag. Indien de buitenwaterstand verder stijgt, zal het gebied waar de grenspotentiaal heerst zich verder uitbreiden in binnenwaartse richting. Dit gebied, de opdrukzone, is van belang voor de controle van het mechanisme afschuiven in binnenwaartse richting. Het artikel Schematiseren stijghoogteverloop in zandlaag na opdrukken beschrijft hoe de stijghoogte bovenin de watervoerende laag op een pragmatische wijze te schematiseren.

Voor het mechanisme opdrukken is het gebruikelijk om de grenspotentiaal te beschrijven met een stijghoogte. Het gebruikelijke referentievlak voor de stijghoogte is NAP. Daarmee is de eenheid van de grenspotentiaal: meters waterkolom +NAP.



Figuur 1 Dijk met voorland en ondergrond. Stijghoogte in zandlaag, grenspotentiaal en opdrukzone

De grenspotentiaal volgt uit het gewicht dat op de bovenkant van de zandlaag rust. Als er sprake is van een freatische lijn in de afdekkende laag ($h_p < h_{mv}$), zie figuur 1, dan luidt de vergelijking voor de grenspotentiaal:

$$\phi_g = h_p + (h_{mv} - h_p)(\gamma_{dr} / \gamma_w) + (h_p - h_z)((\gamma_{nat} - \gamma_w) / \gamma_w) \quad (1)$$

Voor de situatie waarbij de waterstand boven het maaiveld ligt ($h_p > h_{mv}$) volgt de grenspotentiaal uit:

$$\phi_g = h_p + (h_{mv} - h_z)((\gamma_{nat} - \gamma_w) / \gamma_w) \quad (2)$$

Waarin:

ϕ_g Grensstijghoogte of grenspotentiaal [m t.o.v. NAP].

h_p Niveau van de grondwaterstand of de vrije waterspiegel binnendijks [m t.o.v. NAP].

h_{mv} Niveau van het maaiveld binnendijks [m t.o.v. NAP].

h_z Niveau van het scheidingsvlak tussen watervoerende zandlaag en deklaag [m t.o.v. NAP].

γ_{dr} Onverzadigde volumegewicht van de afdekkende grondlaag voor zover gelegen boven de grondwaterstand [kN/m^3].

γ_{nat} Verzadigde volumegewicht van de afdekkende grondlaag voor zover gelegen onder de grondwaterstand [kN/m^3].

γ_wVolumegewicht van het water [kN/m^3].

Indien de deklaag uit meerdere grondlagen bestaat, wordt de tweede term in het rechterlid van deze formule vervangen door de sommatie over de verschillende grondlagen van het product van laagdikte en volumegewicht.

Veiligheid tegen opdrukken

Indien de potentiaal op het grensvlak van watervoerende zandlaag en deklaag kleiner is dan de grenspotentiaal, dan is de veiligheid tegen opdrukken (N_{opdr}):

$$N_{opdr} = \sigma_g/\sigma_w \quad (3)$$

Waarin:

N_{opdr} Veiligheid tegen opdrukken [-].

σ_g Gronddruk aan de onderzijde van de deklaag [kN/m²].

σ_w (Opwaartse) waterdruk onder de deklaag [kN/m²].

Als er sprake is van een freatische lijn in de afdekkende laag ($h_p < h_{mv}$) resulteert dit in:

$$N_{opdr} = ((h_{mv} - h_p) \gamma_{dr} + (h_p - h_z) \gamma_{nat})/((\phi_z - h_z) \gamma_w) \quad (4)$$

Indien de waterstand boven het maaiveld ligt ($h_p > h_{mv}$) resulteert dit in:

$$N_{opdr} = ((h_p - h_{mv}) \gamma_w + (h_{mv} - h_z) \gamma_{nat})/((\phi_z - h_z) \gamma_w) \quad (5)$$

Waarin:

N_{opdr} Veiligheid tegen opdrukken [-].

h_{mv} Niveau van het maaiveld binnendijks [m t.o.v. NAP].

h_z Niveau van de bovenzijde van de watervoerende zandlaag [m t.o.v. NAP].

h_p Freatische stijghoogte in de deklaag of de waterstand boven maaiveld [m t.o.v. NAP].

γ_w Volumegewicht van het water [kN/m³].

γ_{dr} Volumegewicht van de deklaag boven de grondwaterstand [kN/m³].

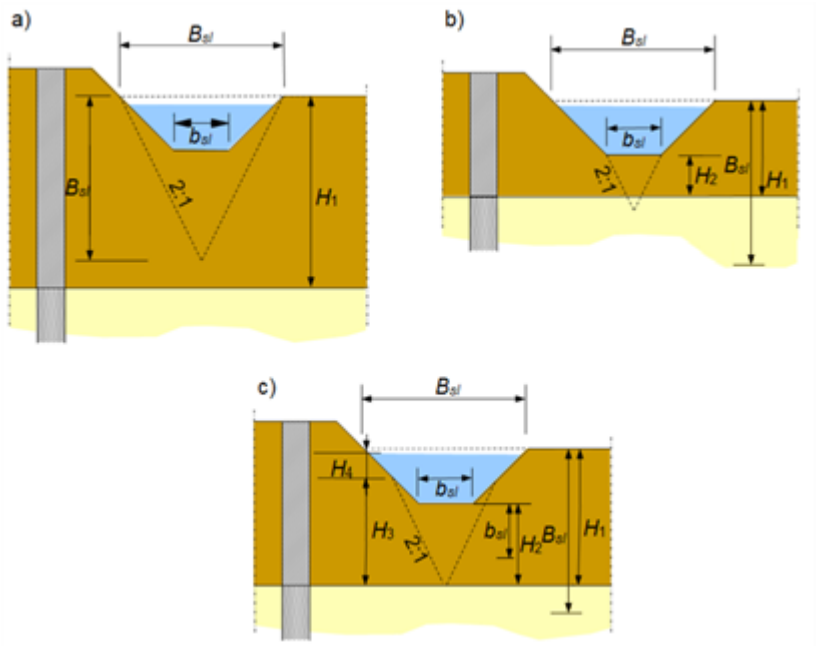
γ_{nat} Volumegewicht van de deklaag onder de grondwaterstand [kN/m³].

ϕ_z Stijghoogte aan de bovenzijde van de zandlaag [m t.o.v. NAP].

Bij het analyseren van het mechanisme afschuiven worden voor alle genoemde parameters de verwachtingswaarden toegepast. In een semi-probabilistische analyse betreft dit de 50%-waarden van het freatisch vlak en de stijghoogten met het WBN (waterstand bij de norm) als uitgangspunt. Merk op dat bij het analyseren van piping de veiligheid tegen opdrukken op een andere manier wordt berekend dan bij de analyse van het mechanisme afschuiven.

Invloed van sloten en watergangen

Indien in de stabiliteitszone plaatselijk een duidelijk minder dik afdekkend pakket aanwezig is, bijvoorbeeld ter plaatse van een watergang (dijk- en bermsloten), kan de veiligheid tegen opdrukken hier ter plaatse lager zijn. In figuur 2 is aangegeven hoe ter bepaling van de opdrukveiligheid kan worden gerekend met de gewichtsvermindering van de deklaag onder de sloot uitgaande van een spreiding van 2:1.



Figuur 2 Bepaling effectieve laagdikte voor opbarsten bij een sloot

Waarin:

B_{sl} Breedte van de sloot op maaiveldniveau [m].

b_{sl} Breedte van de slootbodem [m].

H_1 Dikte van de deklaag [m].

H_2 Dikte van de deklaag onder de slootbodem [m].

H_3 Dikte van de deklaag ter plaatse van de sloot op basis van spreidingshoek 2:1 vanaf onderzijde deklaag [m].

H_4 Minimale waterhoogte in de sloot vanaf de bovenzijde van H_3 [m].

1. Bij een dikte van de deklaag (H_1) groter dan de slootbreedte op maaiveldniveau (B_{sl}) wordt geen reductie toegepast: de gronddruk aan de onderzijde van de deklaag (σ_g) waarop mag worden gerekend, is gelijk aan het volumegewicht over de hoogte H_1 vermenigvuldigd met de dikte (H_1).
2. Bij een dikte van de deklaag onder de sloot (H_2) kleiner dan de slootbodembreedte (b_{sl}) en als de dikte van de deklaag (H_1) kleiner is dan de slootbreedte op maaiveldniveau (B_{sl}), is de gronddruk aan de onderzijde van de deklaag (σ_g) waarop mag worden gerekend, gelijk aan het volumegewicht over de hoogte H_2 vermenigvuldigd met de hoogte (H_2), vermeerderd met de het volumegewicht van water (γ_w) vermenigvuldigd met de minimale waterdiepte in de sloot.
3. Bij een dikte van de deklaag onder de sloot (H_2) groter dan de slootbodembreedte (b_{sl}) en als de dikte van de deklaag (H_1) kleiner is dan de slootbreedte op maaiveldniveau (B_{sl}), dan is de gronddruk aan de onderzijde van de deklaag (σ_g) waarop mag worden gerekend, gelijk aan het volumegewicht over de hoogte H_3, vermenigvuldigd met de hoogte H_3, vermeerderd met het volumegewicht van water (γ_w) vermenigvuldigd met de minimale waterhoogte H_4 boven H_3 in de sloot.

4.2 Schematiseren en modelleren van de geohydrologische situatie

4.2.1 Schematiseren geohydrologische situatie

Schematiseren van geohydrologische situatie

Voor het schematiseren van de geohydrologische situatie kan worden uitgegaan van de aanpak die door het HWBP is ontwikkeld in het kader van de zogenaamde Geohydrologische Aanpak voor Piping [Brinkhuis, et al., 2020]. De tekst in dit artikel is grotendeels ontleend aan het GAP.

Stap 1: Opstellen conceptueel model

Allereerst dient de huidige situatie zo goed mogelijk begrepen te worden door alle relevante informatie over de ondergrond samen te brengen in een conceptueel model. Het conceptueel model vertelt het verhaal van de kering gericht op het faalmechanisme piping. Het conceptueel model beschrijft het geohydrologische gedrag en bestaat uit enkele schematische dwarsdoorsneden van de situatie en ondergrond waarin de mogelijke geometrie van de afzettingen, typische eigenschappen, verwachte afwisselingen en de intuïtief geschatte grondwaterstroming en kwelwegen worden geschetst.

Geologisch systeemgedrag

Allereerst is van belang om het geologisch systeemgedrag van het gebied te begrijpen. Denk hierbij aan de geologische ontstaansgeschiedenis waaruit de te verwachten opbouw van de ondergrond afgeleid kan worden, bijvoorbeeld de aanwezigheid van getijdeafzetting met klei-inschakelingen of zandige rivierbeddingafzettingen ingekapseld in een dikke deklaag. Verder is het belangrijk om in te schatten of belangrijke (klei)lagen in de ondergrond continu zijn, of ook lokaal afwezig kunnen zijn, en wat voor variatie in dikte van de deklaag kan worden verwacht op basis van afzettingsmilieu en menselijke activiteiten in het gebied.

Een veldbezoek na een korte bureaustudie is in deze fase belangrijk om te voorkomen dat aspecten over het hoofd worden gezien die van invloed zijn op piping en de opbouw van een grondwatermodel.

Opbouw ondergrond

Pas als het geologisch systeemgedrag goed is begrepen wordt de opbouw van de ondergrond bepaald. Deze is van belang om vast te kunnen stellen of de grondopbouw pipinggevoelig is en, als dit het geval is, dient als input voor geohydrologische analyses en pipingberekeningen. Denk hierbij aan de aan- of afwezigheid van een deklaag binnendijks en de dikte hiervan, de opbouw van het dijklichaam (zand-op-zand of niet), de grofheid van het zand, de dikte en opbouw van het watervoerend pakket, de aan- of afwezigheid van slecht doorlatende lagen in het voorland. Een eerste indruk van de verwachtte grondopbouw kan worden verkregen op basis van het SOS (Stochastische Ondergrond Schematisatie).

Let op: soms kunnen door het ontbreken van informatie meerdere mogelijkheden bestaan van de opbouw van de ondergrond. Hier moet rekening mee worden gehouden bij de keuze van de modelstudie, bijvoorbeeld in de vorm van scenario's.

De aanwezigheid van pipingremmende maatregelen

In een dijktraject kunnen diverse constructies aanwezig zijn die een functie hebben om weerstand te bieden tegen het faalmechanisme piping. Denk hierbij aan ontlastconstructies, heaveschermen en pipingbermen. In de toekomst zijn naar verwachting ook innovatieve technieken aanwezig zoals VZG's (verticaal zanddicht geotextiel), GZB's (grofzandbarrière) etc.

Werking grondwatersysteem (geohydrologie)

Om het faalmechanisme piping te doorgronden is kennis over de werking van het grondwatersysteem essentieel. Hiervoor is het van belang om gebruik te maken van de kennis en gegevens die al aanwezig zijn, zoals een regionaal grondwatermodel en bij voorkeur peilbuismetingen (waarbij metingen gedaan zijn tijdens een hoogwatergolf waar het voorland onder water heeft gestaan). Ook hier geldt dat een veldbezoek essentieel is om aannames te valideren, denk aan slootdiepten, gaten in het voorland etc.

Historische gegevens en ervaringen van de beheerder

Historische gegevens en ervaringen van beheerders, zoals de locaties van zandmeevoerende wellen en de hoeveelheid kwel tijdens hoogwater, zijn waardevol om te gebruiken in een pipinganalyse. Deze informatie kan gebruikt worden om een plausibiliteitscontrole uit te voeren, relatieve pipingrisico's te vergelijken en om bijvoorbeeld bewezen sterkte toe te passen.

Resultaten van eerdere beoordelingsrondes

Resultaten van eerdere beoordelingsrondes kunnen gebruikt worden als basis voor een pipinganalyse.

Stap 2: Keuze methode

Na het opstellen van het conceptueel model wordt bepaald welke geohydrologische methode het meest doelmatig is om de waterspanningen ten behoeve van de pipinganalyse vast te stellen. De waterspanningen kunnen worden bepaald met geohydrologische modellen in:

- 1D (analytisch)
- 2D
- 3D

In de Keuzehulp Geohydrologisch model staat beschreven welke methode wanneer geschikt is en worden handvatten geboden voor de afweging.

Stap 3: Analyses

Wanneer de methode om de waterspanningen te bepalen is vastgesteld, worden de analyses uitgevoerd.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Geohydrologisch model 1D-analyse

Als een 1D-schematisatie van de ondergrond van toepassing is kunnen de waterspanningen, inclusief de fictieve voorlandlengte voor de bepaling van terugschrijdende erosie, analytisch vastgesteld worden. Een andere mogelijkheid voor het vaststellen van de waterspanningen is extrapolatie van stijghoogtemetingen.

Waterspanningen analytisch

Toelichting

Met deze methode worden de waterspanningen onder de deklaag binnendijks voorafgaand aan opbarsten en het fictieve intredepunt voor stationaire grondwaterstroming door middel van analytische formules, zie Modellen van het stijghoogteverloop.

Toepassingsgebied

Een homogene isotrope zandondergrond (1 laag) onder een ondoorlatende dijk met slecht doorlatende deklagen in het voorland en achterland zonder radiale intree of uittrede van water. De grondwaterstromingsrichting in het zandpakket is horizontaal en in de deklaag is verticaal.

Benodigde data

Bodemopbouw en doorlatendheden van lagen.

In Modellen van het stijghoogteverloop in een zandlaag onder een ondoorlatende dijk en de onderliggende artikelen zijn een aantal bekende modellen beschreven. Voor een eerste, ruwe schatting kan gebruik worden gemaakt van de aanpak die is beschreven in Eerste schatting van de stijghoogte in het watervoerend pakket (Model 3A).

Waterspanningen 1D-extrapolatie van metingen

Toelichting

Analytische methoden voor extrapolatie van waterspanning op basis van peilbuizen c.q. responsfactor naar hoogwateromstandigheden.

Toepassingsgebied

Gebieden waar een relevante reeks responsmetingen beschikbaar is.

Benodigde data

Bodemopbouw en doorlatendheden van lagen en peilbuismetingen van een hoogwater waarbij het voorland onder water heeft gestaan.

In Analytische modellen voor de interpretatie van peilbuismeldingen wordt verder ingegaan op de analytische modellen die beschikbaar zijn voor de extrapolatie van metingen.

Wanneer 1D?

Een 1D-schematisatie geniet de voorkeur als de opbouw van de ondergrond eenvoudig is. Er wordt ingeschat dat het toevoegen van meer detail niet noodzakelijk is voor de bepaling van de stijghoogte. Is dit wel het geval, maar waterspanningen zijn nodig voor andere mechanismen en terugschrijdende erosie is niet het dominante deelmechanisme, dan geniet tevens de 1D-schematisatie de voorkeur. Een denkbare situatie kan het bovenrivierengebied zijn waar een heel duidelijk onderscheid gemaakt kan worden tussen een dikke deklaag en een onderliggend relatief homogeen zandpakket.

Een belangrijke randvoorwaarde voor de toepassing van een 1D-schematisatie is dat de ruimtelijke component eenvoudig is. Bij een complexere ruimtelijke component met bijvoorbeeld een meanderende rivier, kronkelende dijk, wielen of zandwinningen in het voor- of achterland kan een 3D-schematisatie waardevol zijn, ook al is de ondergrondopbouw 1D.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Geohydrologisch model 2D-analyse

Als een 2D-schematisatie van de ondergrond van toepassing is kunnen waterspanningen en het fictieve intredepunt (op basis van spreidingslengte/leklengte van het voorland) bepaald worden met een 2D-grondwaterstromingsmodel.

Waterspanningen 2D-numeriek

Toelichting

Gebruik van numeriek grondwaterstromingsmodel voor bepaling van waterspanningen in doorsnede en/of voor kalibratie van parameters (en afleiding leklengte/spreidingslengte) aan de hand van stijghoogtemetingen.

Toepassingsgebied

2D-situaties. Vrijheid om ondergrond te schematiseren, bijvoorbeeld meerlaagsheid, anisotropie,

voorland, intredeweerstand in rivier, aanwezigheid van sloten (langssloot), tijdsafhankelijkheid, berging, onverzadigde stroming, kan meegenomen worden.

Benodigde data

Bodemopbouw en doorlatendheden (en bergingscoëfficiënten en parameters onverzadigde stroming bij tijdsafhankelijke stroming). Ook stijghoogtemetingen kunnen gebruikt worden om doorlatendheden te kalibreren. Voor kalibratie is tijdsafhankelijkheid direct relevant.

Wanneer 2D?

Een 2D-schematisatie is passend als het toevoegen van meer detail in verticale richting (zoals meerlaagsheid, anisotropie of tijdsafhankelijke10 stroming) noodzakelijk is voor de bepaling van de stijghoogte gelet op het doel van de analyse (stabiel eindresultaat en handelingsperspectief). 2D is in verschillende situaties toepasbaar, bijvoorbeeld in een getijdegebied waarin de tijdsafhankelijke component een belangrijke rol speelt, een Limburgse situatie met grind onder de watervoerende zandlaag óf een locatie waar er een goed doorlatende deklaag aanwezig is.

Een 2D-meerlaagse schematisatie kan, net zoals een 1D-schematisatie, worden gebruikt om de invloed van onzekerheden in de ondergrondopbouw op piping te testen. Bijvoorbeeld de aanwezigheid van een kleilaag op diepte, variaties in de dikte van de deklaag, of variaties in de ondergrondopbouw kunnen snel worden doorgerekend. Op basis van de uitkomsten kan worden doorgegaan met een conservatieve aanpak of kan gekozen worden voor aanvullend grondonderzoek om een potentieel gevoelige situatie aan te tonen of uit te sluiten. Het toepassingsgebied van 2D is echter beperkter dan voor 3D. Daarnaast kan het 2D-model alleen met nabij de dijk gelegen meetpunten gekalibreerd worden, omdat meetpunten op grotere afstand niet goed bruikbaar zijn doordat 3D effecten meespelen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Geohydrologisch model 3D-analyse

Als een 3D-schematisatie van toepassing is kan een 3D-grondwaterstromingsmodel gehanteerd worden voor de bepaling van waterspanningen en het bepalen van het fictieve intredepunt op basis van spreidingslengte/leklengte van het voorland.

Waterspanningen 3D-numeriek

Toelichting

Gebruik van 3D-numeriek grondwaterstromingsmodel voor bepaling van waterspanningen en/of voor kalibratie van parameters (en de afleiding van leklengte/spreidingslengte) aan de hand van metingen.

Toepassingsgebied

3D-situaties. Brede mogelijkheden om ondergrond te schematiseren, Bijvoorbeeld alle punten genoemd bij het toepassingsgebied van 2D- en aanvullend nog 3D-ondergrondgeometrie.

Benodigde data

Bodemopbouw in 3D en doorlatendheden. Ook stijghoogtemetingen kunnen gebruikt worden om doorlatendheden te kalibreren.

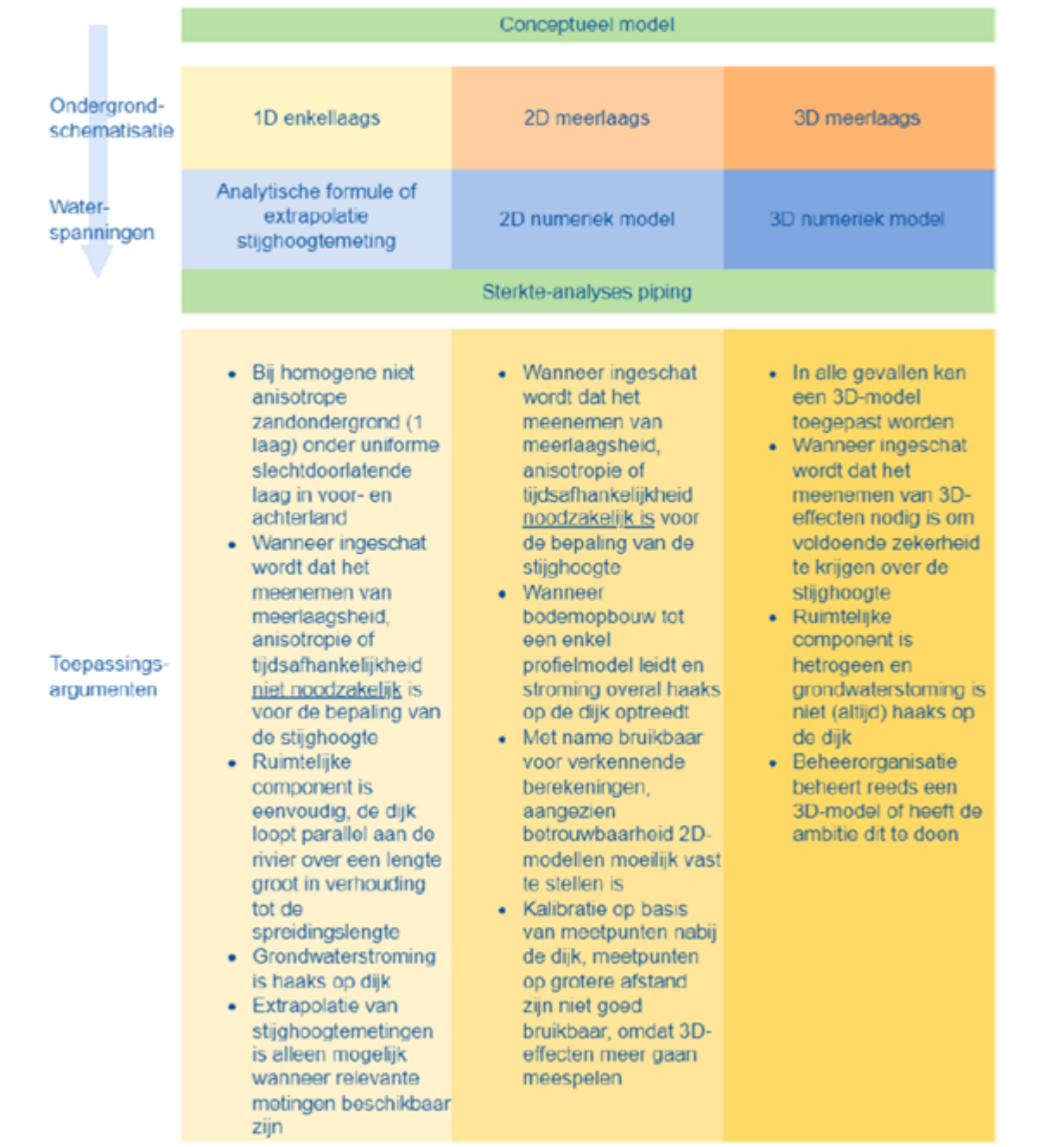
Wanneer 3D?

Een 3D-schematisatie kan in alle gevallen worden toegepast, maar ook hier geldt dat dit moet passen bij het doel van de analyse. 3D is met name passend als de situatie ruimtelijk heterogeen is en grondwaterstroming niet (altijd) haaks op de dijk staat vanwege het meanderen van de rivier, variatie van voorlandbreedtes, verschillende afstanden van de dijk tot de rivier-as, sloten, grindgaten en/of

heterogeniteiten in de deklaag die niet parallel aan de dijk lopen. Een 3D-schematisatie kan bijvoorbeeld van toepassing zijn voor het benedenrivierengebied waar de belangrijke zandbanen opgesloten kunnen zitten in de deklaag of mogelijk lokaal kortsluiting maken en/of de rivierbodem uit klei bestaat. Ook wanneer regionale stromingscomponenten invloed hebben op de stijghoogte (hoge achterlanden zoals de Veluwe) is een 3D-aanpak passend. Een extra argument om voor een 3D-schematisatie te kiezen is als de beheerorganisatie de ambitie heeft een 3D-model in beheer te nemen en met monitoring uit te breiden, of al een beschikbaar 3D-model in beheer heeft dat toepasbaar kan worden gemaakt voor het bepalen van waterspanningen gerelateerd aan piping. Een voordeel is dat de invloed van toekomstige ingrepen rondom de dijk op de waterspanningen dan direct doorgerekend kunnen worden.
Versie 1.0: 2 juli 2025

Keuzehulp Geohydrologisch model

Om te bepalen welke geohydrologische methode (1D, 2D of 3D) van toepassing is, kan gebruik gemaakt worden van het schema weergegeven in Figuur 2-2. Het schema geeft weer hoe, op basis van het conceptuele model, tot een 1D-, 2D- of 3D-ondergrondschematisatie gekomen wordt.



Figuur 1: Schema keuze methode vaststellen waterspanningen [Brinkhuis, et al., 2025]

Versie 1.0: 2 juli 2025

Achtergronden tijdsafhankelijke grondwaterstroming

Zoals beschreven in Effecten tijdsafhankelijke buitenwaterstand op terugschrijdende erosie hebben de duur en het verloop in de tijd van de hydraulische belastingen invloed op de wijze waarop verschillende processen zich rondom de waterkering ontwikkelen (“tijdsafhankelijkheid”). De belasting (buitenwaterstand) is hoog voor een beperkte tijdsduur. De stijghoogte reageert hierop vertraagd en . Daarnaast heeft ook terugschrijdende erosie tijd nodig om te leiden tot falen van een waterkering; hier zit de tijdsafhankelijkheid niet in de vertraagde grondwaterstroming maar in het erosieproces. Dit artikel gaat in op een aantal achtergronden met betrekking tot tijdsfafhankelijke grondwaterstroming.

De buitenwaterstand varieert daarnaast als gevolg van golven. Er bestaan verschillende typen golven die een verschillende tijdsduur hebben. De volgende golven kunnen worden onderscheiden:

- Windgolven.
  Tijdsduur is enkele seconden.
- Opslingeringen en seiches (halingen).
  Tijdsduur is minuten of tientallen minuten.
- Getijdegolven.
  Tijdsduur is meerdere uren.
- Storm gedomineerd hoogwater.
  Tijdsduur is een à twee dagen.
- Hoogwater door afvoergolven.
  Tijdsduur is meerdere dagen tot meerdere weken.

Bij het faalmechanisme piping heeft de tijdsafhankelijke component van de verandering van de grondwaterstand altijd invloed. Deze reageert niet op zeer korte belastingen. Daardoor worden bij piping de invloeden van windgolven, opslingeringen en seiches genegeerd.

De andere tijdsafhankelijke belastingen hebben mogelijk wel invloed op het faalmechanisme piping. De relevantie van tijdsafhankelijkheid dient in beschouwing te worden genomen. Daarbij is de eerste stap de bepaling van de tijdsafhankelijke eigenschappen van de belasting. Lees hiervoor verder in het artikel Buitenwaterstand.

De grondwaterstand (stijghoogte in watervoerend pakket) reageert vertraagd en gedempt op de verandering van de buitenwaterstand. Gedurende de periode dat de grondwaterstand zich nog aanpast aan de veranderde buitenwaterstand wordt gesproken van een niet-stationaire situatie. Als de nieuwe buitenwaterstand dusdanig lang aanhoudt dat de grondwaterstand een nieuw evenwicht bereikt wordt gesproken van een stationaire situatie.

Kenmerkend voor de stationaire situatie zijn:

- Volledig ontwikkelde verticale stroming naar de zandlaag toe door de afdekkende laag in het voorland.
- Volledig ontwikkelde verticale stroming vanuit de zandlaag naar het maaiveld (of de sloot) door de afdekkende laag in het achterland.
- Volledig ontwikkelde horizontale stroming in de zandlaag.

In een niet-stationaire toestand spelen naast genoemde stromingsverschijnselen meerdere tijdsafhankelijke aspecten een rol. Deze zijn geïnventariseerd door Bauduin en Barends [Bauduin, 1988]. Dit zijn:

- Negatieve consolidatie (zwel) van de afdekkende laag in het achterland.
- Consolidatie (compactie) van de afdekkende grondlaag in het voorland.
- Elastische berging in een zandlaag.
- Berging in het freatische grondwater door opvullen van de poriën in de bodem.

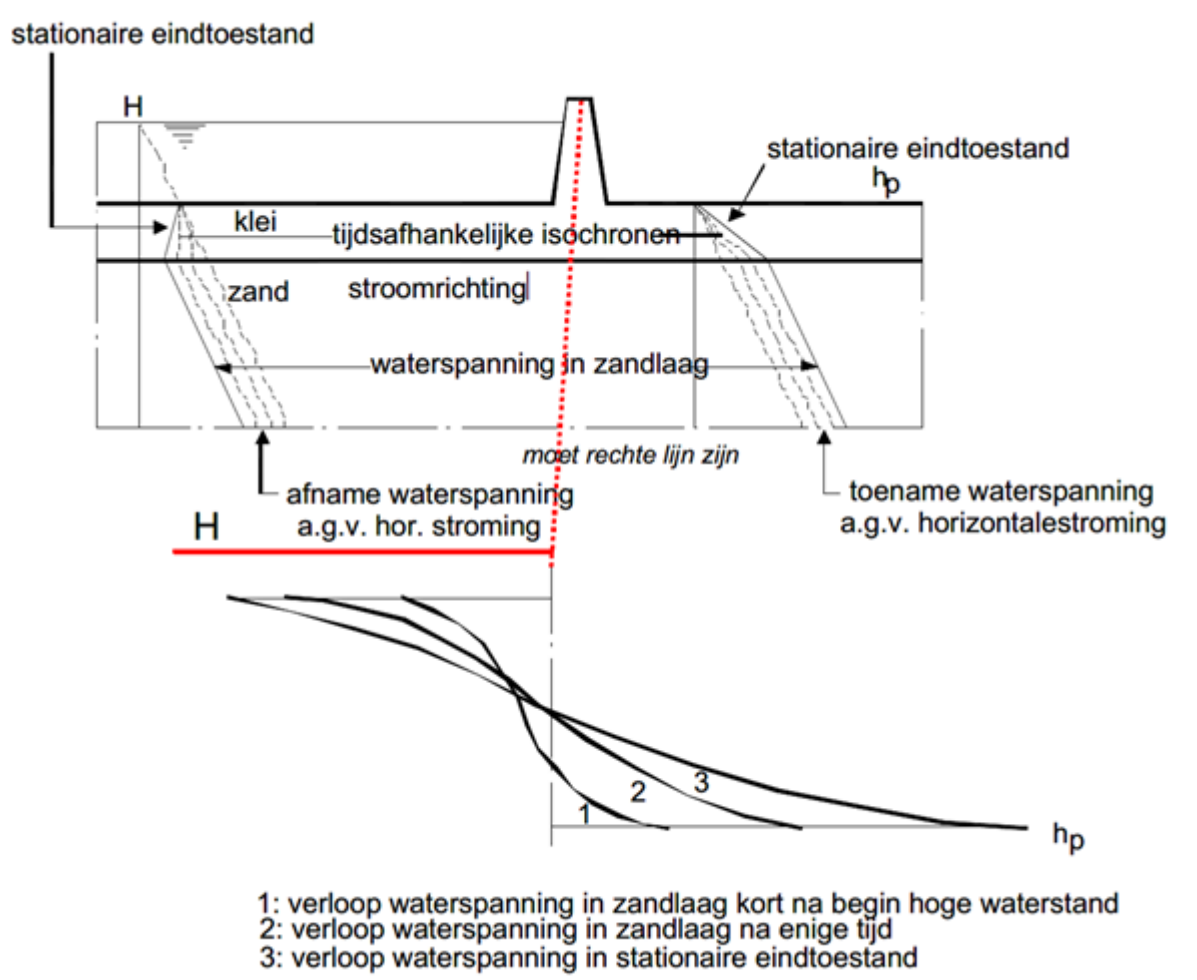
Aanvullend is ook de onderstaande factor van invloed:

- Berging in het oppervlaktewater, door verandering van waterpeilen.

Door Bauduin en Barends wordt gesteld dat de eerste twee factoren bepalend zijn voor het meenemen van de invloed van getij. De rekenwijze hiervan is overgenomen in het artikel Model voor

stroming onder dijk, de respons op een sinusvormige hoogwatergolf (Model 4D). Er is tevens gesteld dat “De toplaag in het voorland veroorzaakt een extra weerstand: een aanzienlijke demping, maar vreemd genoeg nauwelijks vertraging.” Het meenemen van tijdsafhankelijke invloed van het voorland, anders dan demping, is daarmee (mogelijk) buiten het geldigheidsgebied.
De derde invloed (elastische berging) is van belang bij zeer kortdurende variaties, zoals bij pompproeven. De vierde is van belang wanneer de freatische grondwaterstand een grote invloed heeft en veel kan veranderen (bijvoorbeeld afschuiven van de bekleding bij dijken met een zandlichaam). De vijfde is van belang wanneer er aanwijzingen zijn dat het oppervlaktewater qua peil meebeweegt met het buitenwater.

Ter illustratie zijn in onderstaande figuur de waterspanningen langs een verticaal in het voorland en langs een verticaal in het achterland voor de niet stationaire toestand schematisch weergegeven. Het stijgende water geeft direct een toename van de waterspanning in de zandlaag. Omdat er ook direct een stroming ontstaat in de zandlaag van de rivierzijde naar het achterland, zal de stijging van de waterspanning in de zandlaag lager zijn dan de stijging van de buitenwaterstand. Hierdoor neemt de effectieve spanning in de afdeklaag toe. Dit leidt tot consolidatie van de afdeklaag, waardoor er water stroomt uit de afdeklaag naar de zandlaag. We kunnen dit opvatten als een schijnbaar grotere doorlatendheid van de kleilaag. Dit vertaalt zich in een tijdsafhankelijke spreidingslengte $\lambda_{1,t}$ die kleiner is dan de spreidingslengte λ_1 in de stationaire situatie.



Figuur Tijdsafhankelijke waterspanningen onder een deklaag als gevolg van een variabele buitenwaterstand.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Waterstandsverlooplijn

Wat is het

Een waterstandsverloop geeft voor een locatie de tijdsafhankelijke waterstand aan tijdens het passeren van een storm of een hoogwatergolf behorende bij een de waterstand bij de norm. Dit verloop is nodig voor het berekenen van een niet-stationaire stijghoogteopbouw voor opbarsten en heave. Bij het beoordelen van waterkeringen op geotechnische faalmechanismen is het essentieel te bepalen welk deel van de waterstand bij de norm veroorzaakt wordt door langdurig aanhoudende hoge waterstanden. Falen door piping treedt op door langdurig aanhoudende hoge waterstanden.

Hoe te bepalen

Een eerste handvat in het bepalen van het waterstandsverloop wordt gegeven door de waterstandverlopentool. De waterstandsverlooplijnen worden per watersysteem bepaald en weergegeven in de tool Waterstandsverloop (versie 2.0). Hiervoor is een gebruikershandleiding beschikbaar [Ansink, 2014]. Met deze tool kunnen eenvoudig waterstandsverlopen op een bepaalde locatie in Nederland worden opgevraagd en geëxporteerd.

Aandachtspunten

Het niet-stationaire karakter van het hoogwater kan in rekening worden gebracht bij het bepalen van de hoogte van de stijghoogten bij hoogwater. Het niet-stationaire karakter van het hoogwater leidt bij een kortdurend hoogwater tot een lagere stijghoogte dan bij aanname van een stationaire toestand. In bijlage 4 van het Technisch rapport Waterspanningen bij dijken [Van der Meer, 2004] is beschreven dat men de stationaire leklengte kan corrigeren met de consolidatiecoëfficiënt van de slecht doorlatende deklaag en de tijdsduur van de hoogwaterbelasting. Dat levert een kleinere niet stationaire leklengte op die men kan gebruiken om de tijdsafhankelijke stijghoogte te berekenen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Invloed van het voorland

In de beoordelingsmethodiek kan rekening worden gehouden met de (gunstige) invloed van een aanwezig voorland op zowel de waterspanningen ter plaatse van de kering als de aanwezige kwelweglengte. De effectieve voorlandlengte wordt berekend op basis van de leklengte van het voorland en de lengte van het aanwezige voorland. Binnen het programma Kennis voor Keringen is een stappenplan ontwikkeld [Deltares, 2023] voor het meenemen van de invloed van het voorland.

Voor het meenemen van het voorland in D-GeoFlow wordt verwezen naar Omgang met pipegroei onder voorland D-GeoFlow.

Wanneer gebruik wordt gemaakt van analytische modellen voor het analyseren van peilbuismetingen onder het voorland kan gebruik worden gemaakt van artikel Interpretatie van peilbuiswaarnemingen bij het onderstromen van hoog voorland.

Versie 1.0: 2 juli 2025

4.2.2 Omgaan met onzekerheden in een geohydrologisch model

Omgaan met onzekerheden in een geohydrologisch model

Onzekerheden in een geohydrologisch model kunnen ontstaan door:

1. Parameteronzekerheid: onzekerheden ten aanzien van invoerparameters van het model.
2. Schematiseringsonzekerheid: onzekerheid over de schematisatie (bijvoorbeeld ondergrondopbouw) die recht doet aan de realiteit.

3. Modelonzekerheid: onzekerheid doordat een model een versimpeling van de werkelijkheid is en dus zelfs zonder parameter- of schematiseringonzekerheid geen perfecte voorspellingen zal geven.

In de Geohydrologische Aanpak Piping van het HWBP is een uitgebreide beschouwing opgenomen van verschillende methodes en modellen om met onzekerheden om te gaan. In dit artikel zijn een aantal van de hoofdzaken kort overgenomen. Voor een uitgebreidere toelichting en meer achtergrond wordt verwezen naar *Achtergronddocument Geohydrologische Aanpak Piping*.

Kwantificeren van onzekerheden

In lijn met de Geohydrologische Aanpak Piping wordt onderscheid gemaakt tussen de volgende methodes om onzekerheden te kwantificeren:

- Methode A: Klassieke' statistische analyse van de verschillen tussen modelresultaten en waargenomen stijghoogtes.
- Methode B: Bayesiaanse statistische analyse waarin prior-verdelingen van modelparameters worden bijgesteld op basis van metingen en veldwaarnemingen.
- Methode C: Probabilistische analyse waarin parameter-, schematisering- en modelonzekerheden afzonderlijk worden beschouwd en gekwantificeerd.
- Methode D: Kwantificering van onzekerheid rond de uitkomsten van een 'deterministisch' grondwaterstromingsmodel op basis van engineering judgement.

Parameteronzekerheid

In grondwaterstromingsmodellen zijn er veel parameters die in meer of mindere mate onzeker zijn. Om de complexiteit en de rekentijd van het stochastisch grondwaterstromingsmodel te beperken, kan het nodig zijn om het aantal parameters dat als stochastische variabele wordt behandeld, te beperken. De selectie van stochastische variabelen kan worden gedaan met engineering judgement, eventueel aangevuld met gevoeligheidsanalyses. Door de waarden van de onzekere parameters binnen hun bandbreedtes te variëren en het effect op de berekende stijghoogtes te bepalen, kunnen de parameters worden geïdentificeerd die het meest bepalend zijn voor de stijghoogteonzekerheid. De overige parameters worden dan als deterministische variabelen behandeld. Een deel van de parameteronzekerheid wordt dan dus niet als zodanig meegenomen. Dit kan pragmatisch worden opgevangen door de modelonzekerheid (een overkoepelende onzekerheidsterm) enigszins te vergroten. Als evident veilige waarden worden aangehouden, dan is een vergroting van de modelonzekerheid niet nodig en is het van belang dat men zich realiseert dat het stochastisch model een veilige afwijking bezit.

In algemene zin is een stochastische variabele te beschrijven aan de hand van:

1. een *kansverdeling* die voor een willekeurige locatie aangeeft wat de kans is dat de (werkelijke maar ons onbekende) waarde van de parameter kleiner (of groter) is dan een bepaalde waarde;
2. *auto-correlaties in het tijdsdomein* die aangeven hoe de (werkelijke maar ons onbekende) waarde van de parameter in de tijd varieert;
3. *ruimtelijke (auto)correlaties* die aangeven hoe de (werkelijke maar ons onbekende) waarde van de parameter ruimtelijk varieert.

Schematiseringsonzekerheid

De onzekerheid in de bodemopbouw is in theorie mee te nemen door scenario's te onderscheiden en aan de scenario's kansen van voorkomen toe te kennen. Een voorbeeld van een

schematiseringsonzekerheid is het wel of niet aanwezig zijn van een sliblaag op de bodem van een geul tijdens hoogwatercondities. Een complicerende factor bij een 3D model is echter dat er soms zeer veel mogelijkheden zijn. Ter illustratie: als het onzeker is waar een zandbaan zich bevindt, dan volstaat het niet te rekenen met een scenario zonder zandbaan (zoals in een 2D model zou kunnen). In theorie zou dan elke mogelijke positie van de zandbaan beschouwd moeten worden.
Om de complexiteit te beperken wordt aanbevolen om te werken met een conservatieve basisschematisatie (voor bijvoorbeeld ontwerpdoeleinden) en/of een optimistische basisschematisatie (om te bepalen of versterking onontkoombaar is). Als de schematiseringsonzekerheid groot is en van belang voor het beeld van de veiligheid, dan ligt het meer voor de hand om deze – voor zover mogelijk – weg te nemen door te meten, dan veel energie te steken in een complexe stochastische modellering.

Naast parameteronzekerheid en schematiseringonzekerheid is er modelonzekerheid. Deze komt voort uit het feit dat een model op benaderingen berust. De voornaamste zijn in dit geval:

- onzekere parameters die in het model worden behandeld als deterministische variabelen;
- versimpeling in de modellering van ruimtelijke variabiliteit van de stochastische variabelen;
- versimpeling in de omgang met schematiseringonzekerheid.

Modelonzekerheid

Onzekere parameters kunnen bijvoorbeeld een effect hebben op de modelonzekerheid omdat er wordt geëxtrapoleerd van 'normale' omstandigheden naar maatgevende omstandigheden. Extrapolatie heeft als gevolg dat er extrapolatieonzekerheden ontstaan. In de kalibratie zal in de regel gebruik worden gemaakt van lagere waterstanden dan de Waterstand Bij Norm (WBN). In het algemeen geldt dat hoe groter het verschil tussen omstandigheden (rivierwaterstand, polderpeilen, etc.) bij de meting en bij WBN, hoe groter de extrapolatieonzekerheid. Dit is verder voor een groot deel afhankelijk van te verwachten niet-lineair gedrag zoals erosie van weerstand biedende lagen, onderlopende voorlanden, het mee gaan stromen van nevengeulen etc. De weerstand van het rivierbed is een voorbeeld van een parameter die onderdeel kan zijn van de kalibratie (zie paragraaf 3.4.2) en kan afwijken onder maatgevende omstandigheden. Er kan namelijk erosie van weerstand biedende lagen plaatsvinden. Als dit soort parameters als deterministische variabelen zijn behandeld kan dit doorwerken in de modelonzekerheid. De omgang met extrapolatieonzekerheid kan van groot belang zijn.

Daarnaast zijn er onzekerheden ten aanzien van de Darcy-stromingsvergelijkingen en er ontstaat onzekerheid door (de kans op) numerieke fouten en de ruimtelijke resolutie. De ervaring leert dat deze onzekerheden bij een voldoende kleine celgrootte zeer gering zijn (ordegrootte millimeters).

De modelonzekerheid kan verschillende vormen aannemen. Dit betreft onder andere het verdelingstype en de afhankelijkheid tussen de modelonzekerheid en de berekende stijghoogte (die in het vlak varieert). Het beschrijven van de modelonzekerheid is vooral een kwestie van engineering judgement. Daarbij is het raadzaam om de voornaamste bronnen van modelonzekerheid op een rij te zetten en vervolgens per bron aan te geven:

- hoe de onzekerheden van invloed zijn op de stijghoogte;
- welk verdelingstype passend is, rekening houdend met onder andere fysische boven- en ondergrenzen en of de verdeling symmetrisch of asymmetrisch is (bijvoorbeeld normaal of eerder lognormaal);
- wat passende verdelingsparameters (bijvoorbeeld gemiddelden, spreidingen) zijn;
- of de betreffende bron van onzekerheid onafhankelijk of afhankelijk van de andere bronnen van onzekerheid is.

Eerste schatting van onzekerheden bij analytische modellen

Voor de analytische modellen die zijn opgenomen in het Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken zijn door [Rozing, 2015] aanbevelingen opgesteld voor de te hanteren onzekerheden in waterspanningen. Deze kunnen worden gebruikt als eerste schatting van de onzekerheden. Zie voor meer informatie het artikel Onzekerheid waterspanningsschematisering.

Voorbeeld kwantificeren van onzekerheden

In *HWBP Projectgebonden Innovatie 'Naar een geohydrologische aanpak voor piping' - Kwantificering onzekerheden stijghoogte* is een voorbeeld uitgewerkt van de mogelijkheden om onzekerheden in een pipinganalyse te kwantificeren.

Versie 1.0: 2 juli 2025

4.2.3 Analytische modellen

Modellen van het stijghoogteverloop in een zandlaag onder een ondoorlatende dijk

Dit artikel verwijst naar een aantal sterk geschematiseerde situaties waarvoor analytische oplossingen voor het berekenen van de waterspanningen in de watervoerende laag onder de dijk bij hoogwater beschikbaar zijn. Het gaat om situaties met een stationaire of een niet-stationaire grondwaterstroming. De verschillende sterk geschematiseerde situaties worden aangeduid als “modellen”.

Met dit soort modellen kan relatief snel inzicht worden verkregen in het effect van aanpassingen aan de schematisatie of randvoorwaarden. Voor de definitieve stabiliteitsanalyses worden in de praktijk veelal numerieke modellen gebruikt. Numerieke modellen zijn echter tamelijk arbeidsintensief en vragen veel invoergegevens. Daarom kan een voorverkenning met de in dit artikel genoemde modellen zinvol zijn.

De volgende modellen zijn beschreven in aparte artikelen:

Voor stationaire stroming:

- Model van stationaire stroming onder dijk met deklaag op watervoerende laag in voor- en achterland (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..
- Model van stationaire stroming onder dijk gelegen op waterdoorlatende laag (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.
- Model van stationaire stroming onder dijk met binnendijks de grenspotentiaal (Model 4C). Stroming in een zandondergrond onder een ondoorlatende dijk en berm, waarbij binnendijks de grenspotentiaal optreedt.

Naast deze drie analytische modellen is er een analytische oplossing beschikbaar voor het Berekenen van de opdruklengte bij stationaire stroming.

Voor niet-stationaire stroming:

- Model voor stroming onder dijk, de respons op een sinusvormige hoogwatergolf (Model 4D). Stromingsrespons op een sinusvormige getijdegolf, onderverdeeld naar de situatie zonder en de situatie met voorland.

- Model voor stroming onder dijk, gebaseerd op meetgegevens bij andere hoogwatergolfperiode (Model 4E).
- Model voor stroming onder dijk, superpositie van sinusvormige hoogwatergolven (Model 4F).

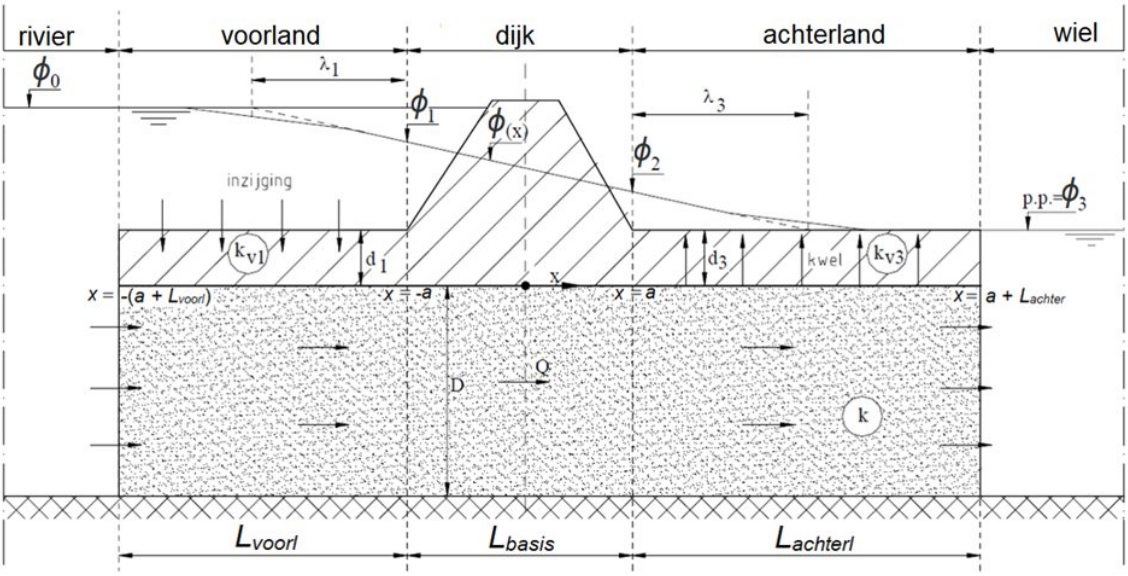
Daarnaast is er is een analytische oplossing beschreven voor het Berekenen van de opdruklengte bij niet-stationaire stroming (Model 3D).

Versie 1.0: 2 juli 2025

Model van stationaire stroming onder dijk met deklaag op watervoerende laag in voor- en achterland (Model 4A)

Inleiding

Het in dit artikel behandelde stromingsmodel betreft een ondoorlatende dijk op een zandondergrond met daarop slecht doorlatende, afdekkende lagen in het voor- en achterland. Dat houdt in dat er zowel in het voor- als in het achterland geen sprake is van radiale intree dan wel radiale uittree van water is. Dat rechtvaardigt de aanname dat de stroming in het zandpakket overwegend horizontaal is, zie figuur 1. Voor die situatie is een eenvoudige analytische oplossing beschikbaar voor het debiet en het stijghoogteverloop in het zand onder de afdekkende laag. Het model wordt ook wel kortweg aangeduid als **Model 4A**. Zie voor het overzicht van de overige "modellen" het artikel Modellen van het stijghoogteverloop in een zandlaag onder een ondoorlatende dijk.



Figuur 1 Schematisering van grondwaterstroming ter plaatse van een kleidijk

Uitwerking model 4A

De stromingsweerstand van het zandpakket onder de dijk wordt gegeven door $W_{basis} = L_{basis} / (k.D)$. Het zandpakket met de afdekkende laag in het voorland en in het achterland hebben de volgende weerstanden:

Formule 1 voor het berekenen van de weerstandsterm van het voor- en achterland.

$$W_{voorl} = \frac{\lambda_1}{kD} tanh\left(\frac{L_{voorl}}{\lambda_1}\right) \text{ en } W_{achterl} = \frac{\lambda_3}{kD} tanh\left(\frac{L_{achterl}}{\lambda_3}\right) \qquad (1)$$

Let op, voor een verklaring van de symbolen in dit artikel, zie achterin dit artikel: Verklaring symbolen.

De totale weerstand van het zandpakket met afdekkende laag volgt uit de sommatie van de drie

weerstandstermen:
$\Sigma W = W_{voorl} + W_{basis} + W_{achterl}$ (2)

De stijghoogte van het grondwater in het zand ter plaatse van de binnenteen van de dijk volgt dan uit:

Formule 3 voor het berekenen van de stijghoogte van het grondwater in het zand ter plaatse van de binnenteen van de dijk

$$\phi_2 = \phi_3 + (\phi_0 - \phi_3)\frac{W_{achterl}}{\sum W} = \phi_3 + (\phi_0 - \phi)\frac{\lambda_3 \tanh\frac{L_{achterl}}{\lambda_3}}{\lambda_1 \tanh\frac{L_{voorl}}{\lambda_1} + L_{basis} + \lambda_3 \tanh\frac{L_{achterl}}{\lambda_3}} \quad (3)$$

Voor de stijghoogte aan de buitenteen geldt:

Formule 4 voor het berekenen van de stijghoogte van het grondwater in het zand ter plaatse van de buitenteen van de dijk.

$$\phi_1 = \phi_3 + (\phi_0 - \phi_3)\frac{W_{basis}+W_{achterl}}{\sum W} = \phi_3 + (\phi_0 - \phi_3)\frac{L_2 + \lambda_3 \tanh\frac{L_{achterl}}{\lambda_3}}{\lambda_1 \tanh\frac{L_{voorl}}{\lambda_1} + L_{basis} + \lambda_3 \tanh\frac{L_{achterl}}{\lambda_3}} \quad (4)$$

Het debiet Q onder de dijk volgt uit:

Formule 5 voor het berekenen van het debiet onderlangs de dijk.

$$Q = \frac{(\phi_0 - \phi_3)}{\sum W} = kD\frac{\phi_0 - \phi_3}{\lambda_1 \tanh\frac{L_{voorl}}{\lambda_1} + L_{basis} + \lambda_3 \tanh\frac{L_{achterl}}{\lambda_3}} \quad (5)$$

Het stijghoogteverloop onder de afdekkende laag volgt uit:

Formule 6 voor de berekening van de stijghoogte in het voorland, onder de dijk en in het achterland.

- in het voorland: $\phi(x) = \phi_0 - (\phi_0 - \phi_1)\frac{\sinh\frac{a + L_{voorl} + x}{\lambda_1}}{\sinh\frac{L_{voorl}}{\lambda_1}}$

- onder de dijk: $\phi(x) = \frac{(\phi_1 + \phi_2)}{2} - \frac{(\phi_1 - \phi_2)}{2}\frac{x}{a}$ (6)

- in het achterland: $\phi(x) = \phi_3 + (\phi_2 - \phi_3)\frac{\sinh\frac{a + L_{achterl} - x}{\lambda_3}}{\sinh\frac{L_{achterl}}{\lambda_3}}$

In deze formules zijn de volgende vereenvoudigingen mogelijk.

Benadering voor relatief kleine leklengten

Voor grote waarden van L_{voorl} / λ_1 en $L_{achterl} / \lambda_3$ (d.w.z. > 1,8 à 2), dus bij een uitgestrekt voorland of achterland, geldt bij benadering:

Formule 7 met benaderingen, voor relatief kleine leklengten, voor de weerstandstermen van voor- en achterland.

$$W_{voorl} \approx \frac{\lambda_1}{kD} \text{ en } W_{achterl} \approx \frac{\lambda_3}{kD} \quad (7)$$

Voor de stijghoogte aan de binnen- en buitenteen van de dijk geldt dan:

Formule 8 met benaderingen, voor relatief kleine leklengten, voor de stijghoogte aan de binnen- en buitenteen van de dijk

$$\phi_2 = \phi_3 + (\phi_0 - \phi_3)\frac{\lambda_3}{\lambda_1+L_{basis}+\lambda_3} \quad \text{en} \quad \phi_1 = \phi_3 + (\phi_0 - \phi_3)\frac{L_{basis}+\lambda_3}{\lambda_1+L_{basis}+\lambda_3} \qquad (8)$$

Het stijghoogteverloop onder de afdekkende laag volgt in dat geval uit:

Formule 9 met benaderingen, voor relatief kleine leklengten, voor het stijghoogteverloop onder de afdekkende laag in het voorland, onder de dijk en in het achterland.

$$\begin{aligned} &\text{- in het voorland:} && \phi(x) = \phi_0 - (\phi_0 - \phi_1)e^{(a+x)/\lambda_1} \\ &\text{- onder de dijk:} && \phi(x) = \frac{(\phi_1+\phi_2)}{2} - \frac{(\phi_1-\phi_2)}{2}\frac{x}{a} \\ &\text{- in het achterland:} && \phi(x) = \phi_3 + (\phi_2 - \phi_3)e^{(a-x)/\lambda_3} \end{aligned} \qquad (9)$$

Het debiet Q onder de dijk volgt uit:

Formule 10 met een benadering, voor relatief kleine leklengten, van het debiet onderlangs de dijk.

$$Q = kD\frac{\phi_0-\phi_3}{\lambda_1+L_{basis}+\lambda_3} \qquad (10)$$

Dit debiet is gelijk aan het totale debiet dat inzijgt 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.

Benadering voor relatief kleine leklengten

Voor kleine waarden van L_{voorl} / λ_1 en $L_{achterl} / \lambda_3$ (d.w.z. <0,5), dus bij een voorland en achterland van beperkte breedte, geldt bij benadering:

Formule 11 met benaderingen, voor relatief grote leklengten, voor de weerstandstermen van voor- en achterland.

$$W_{voorl} \approx \frac{L_{voorl}}{kD} \text{ en } W_{achterl} \approx \frac{L_{achterl}}{kD} \qquad (11)$$

In een dergelijk geval volgt de stijghoogte aan de binnen- en buitenteen van de dijk uit:

Formule 12 met benaderingen, voor relatief grote leklengten, voor de stijghoogte aan de binnen- en buitenteen van de dijk.

$$\phi_2 = \phi_3 + (\phi_0 - \phi_3)\frac{L_{achterl}}{L_{voorl}+L_{basis}+L_{achterl}} \quad \text{en} \quad \phi_1 = \phi_3 + (\phi_0 - \phi_3)\frac{L_{basis}+L_{achterl}}{L_{voorl}+L_{basis}+L_{achterl}} \qquad (12)$$

De stijghoogte onder de afdekkende laag verloopt nu lineair volgens:

Formule 13 met benaderingen, voor relatief grote leklengten, voor het stijghoogteverloop onder de afdekkende laag in het voorland, onder de dijk en in het achterland.

$$\begin{aligned} &\text{- in het voorland:} && \phi(x) = \phi_0 - (\phi_0 - \phi_1)\frac{a+L_{voorl}+x}{L_{voorl}} \\ &\text{- onder de dijk:} && \phi(x) = \frac{(\phi_1+\phi_2)}{2} - \frac{(\phi_1-\phi_2)}{2}\frac{x}{a} \\ &\text{- in het achterland:} && \phi(x) = \phi_3 + (\phi_2 - \phi_3)\frac{a+L_{achterl}-x}{L_{achterl}} \end{aligned} \qquad (13)$$

Het debiet Q onder de dijk volgt uit:

Formule 14 met een benadering, voor relatief grote leklengten, van het debiet onderlangs de dijk.

$$Q = kD\frac{\phi_0 - \phi_3}{L_{voorl} + L_{basis} + L_{achterl}} \qquad (14)$$

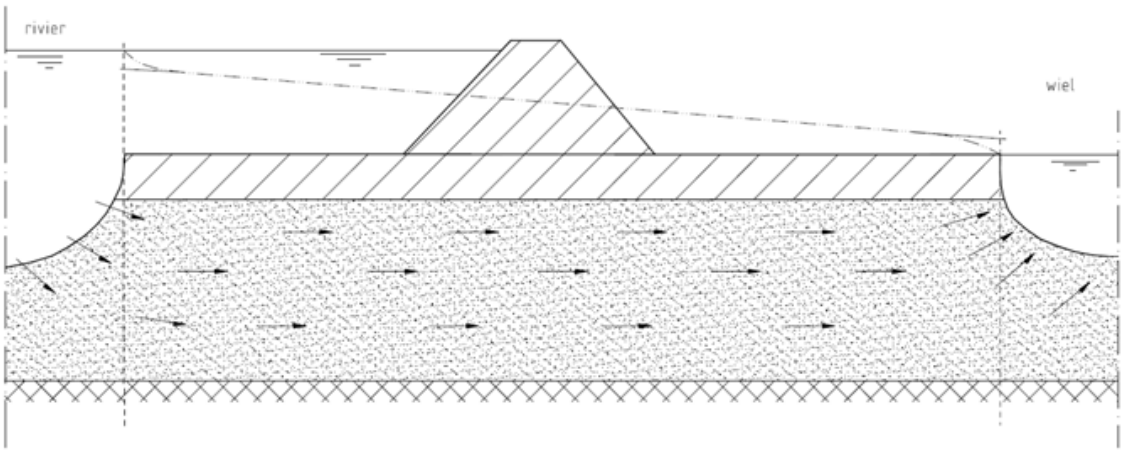
Het debiet blijkt hier onafhankelijk te zijn van de weerstand van de afdekkende laag. Onder deze omstandigheden mag de afdekkende laag kennelijk als volledig ondoorlatend worden beschouwd ten opzichte van het doorlaatvermogen van de zandondergrond.

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.

Modellen met afwijkende randvoorwaarden

In werkelijkheid snijdt de rivier, en ook binnendijks een wiel, meestal slechts tot een beperkte diepte in het zandpakket in, en niet zoals in het model 4A tot op de ondoorlatende basis.

Het water treedt dan volgens radiaal gekromde stroomlijnen in en uit, zie figuur 2.



Figuur 2 In- en uitstroming van volgens radiaal gekromde stroomlijnen

Het zand onder de bodem van de rivier of het wiel levert een extra stromingsweerstand, de zogenoemde radiale intree- of uittreeweerstand. In veel gevallen is deze weerstand niet verwaarloosbaar. Het in dit artikel behandelde model (4A) houdt geen rekening met deze radiale weerstand. De aanname is immers: horizontale stroming in het zandpakket.

Model 4B brengt de radiale weerstand wel in rekening.

Tot slot wordt er op gewezen dat beide modellen geen rekening houden met het eventueel optreden van een grenspotentiaal binnendijks. Als bij de bovengeschetste benadering blijkt dat binnendijks de stijghoogte groter wordt dan de grenspotentiaal, is voor die situatie Model 4C beschikbaar.

De artikelen over Model 4D en Model 4E en F beschrijven situaties waarin sprake is van niet-stationaire stroming.

Verklaring symbolen

c_i Hydraulische weerstand van de afdekkende laag in voorland (i=1) en achterland (i=3) [s].

D Dikte van de watervoerende laag [m].

k Doorlatendheid van het zand in de watervoerende laag [m/s].

k_{vi} Doorlatendheid (verticale stroming) van de deklaag in het voorland (i=1) en het achterland (i=3)

[m/s].
$L_{achterl}$ Lengte van de afdekkende laag in het achterland [m].

L_{basis} Lengte van de basis van de dijk [m].

L_{voorl} Lengte van de afdekkende laag in het voorland [m].

Q Debiet onder de dijk door [$m^3/s/m^1$].

W Weerstandsterm, het subscript verwijst naar voorland, dijkbasis of achterland [s/m].

λ_i Lekfactor, spreidingslengte of leklengte van het voorland (i=1) of het achterland (i=3) [m].

ϕ_i Stijghoogte in de watervoerende laag, voor i=0: buitenwaterstand; voor i=1: onder de buitenteen van de dijk; voor i=2: onder de binnenteen van de dijk; voor i=3: binnendijkse waterstand in de polder [m].

Versie 1.0: 2 juli 2025

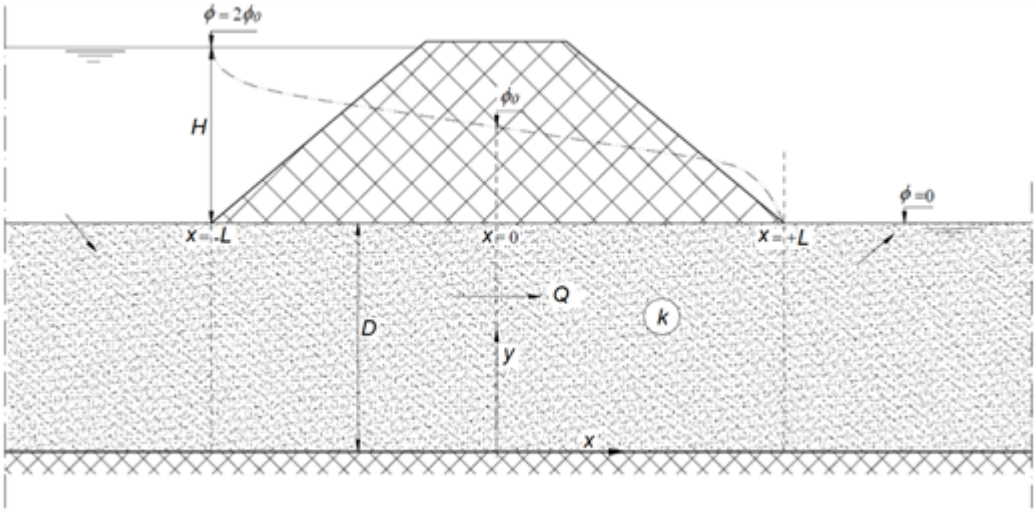
Model van stationaire stroming onder dijk gelegen op watervoerende laag (Model 4B)

Inleiding

Het in dit artikel behandelde stromingsmodel betreft een ondoorlatende dijk op een zandondergrond (**Model 4B**). Door het ontbreken van een deklaag in het voor- en achterland is er sprake van radiale intree en uittree van water. Zie voor het overzicht van de overige “modellen” het artikel Modellen van het stijghoogteverloop in een zandlaag onder een ondoorlatende dijk.

Uitwerking

Een schets van model 4B is gegeven in figuur 1. De ligging van de stroom- en de potentiaallijnen in de zandondergrond is analytisch te bepalen met behulp van de methode van conforme afbeelding.



Figuur 1 Grondwaterstroming onder ondoorlatende dijk met radiale intree en uittree van water

Volgens deze oplossing volgt het debiet Q onder de dijk uit:

Formule 1 waaruit het debiet onderlangs de dijk kan worden bepaald.

$$\cosh\left(\frac{\pi k H}{4Q}\right) = \exp\left(\frac{\pi L}{2D}\right) \qquad (1)$$

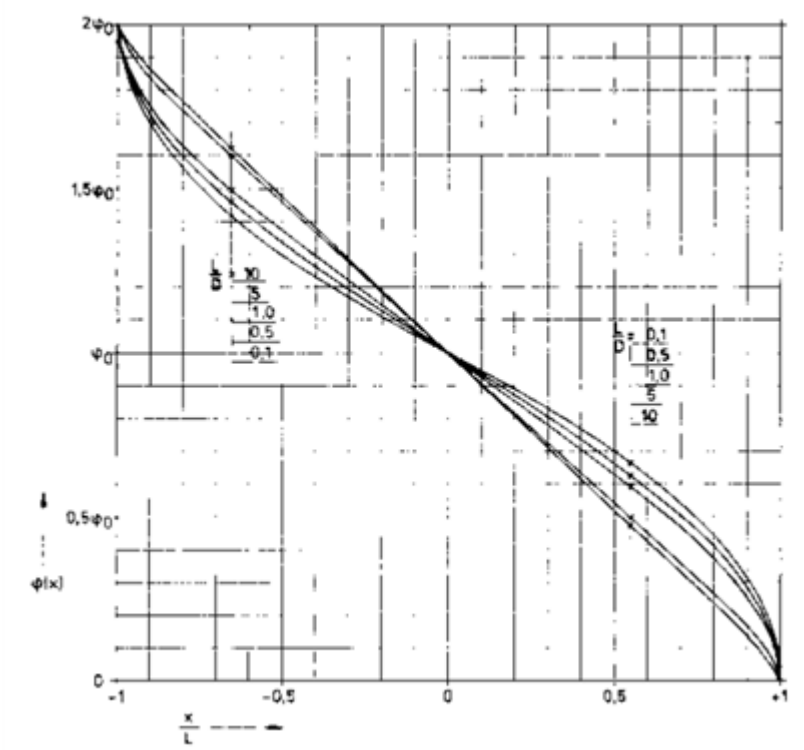
Het stijghoogteverloop $\phi(x)$ langs de stroomlijn aan de zool van de dijk ($y = D$) volgt voor $0 \leq x < L$, met de bovenstaande betrekking voor Q uit:

Formule 2 waaruit het stijghoogteverloop onderlangs de dijk kan worden bepaald.

$$\cosh\left(\frac{\pi k \phi(x)}{2Q}\right) = \exp\left(\frac{\pi(L-x)}{2D}\right) \qquad (2)$$

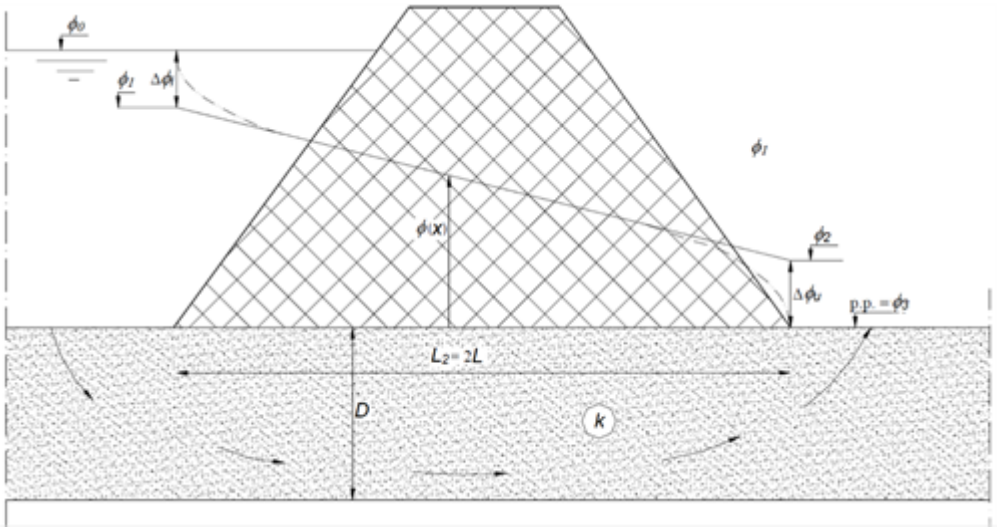
Het stijghoogteverloop $\phi(x)$ voor - $L < x \leq 0$ volgt op grond van symmetrieoverwegingen uit het stijghoogteverloop voor $0 \leq x < L$.

Het stijghoogteverloop aan de zool van de dijk is voor een aantal waarden van L/D grafisch weergegeven in figuur 2.



Figuur 2 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 3).



Figuur 3 Schematisering van een lineair stijghooogteverloop onder de dijk

Analytisch kan dit lineaire verloop als volgt worden afgeleid:

De eerder gegeven uitdrukking voor het debiet Q kan voor de waarden va

Formule 3: conditie waarvoor benadering wordt uitgewerkt.

$$\frac{\pi kH}{4Q} > 1{,}5 \text{ à } 2 \quad \text{(d.w.z. voor L/}D\text{ > 0,5 à 0,8)} \qquad (3)$$

goed benaderd worden door:

Formule 3 met benaderende beschrijving waaruit het debiet onderlangs de dijk kan worden bepaald.

$$\tfrac{1}{2}\exp\left(\frac{\pi kH}{4Q}\right) = \exp\left(\frac{\pi L}{2D}\right) \qquad (3)$$

Hieruit volgt:

Formule 4 met benaderende beschrijving van het debiet onderlangs de dijk. En de uitdrukking voor de weerstandsterm W.

$$Q = \frac{kD}{2L+0{,}88D}H \text{ of } Q = \frac{H}{W} \quad \text{met } W = \frac{2L+0{,}88D}{kD} \qquad (4)$$

W_t schematiseert de totale weerstand van het zandpakket tegen doorstroming (zie ook Model 4A), en bestaat daarmee uit de som van drie weerstanden:

Formule 5 geeft de drie termen waar de weerstand uit bestaat. Wi voor de radiale instroming, Wbasis voor de horizontale stroming onder de dijkbasis en Wu voor de radiale uitstroming.

- voor de radiale instroming: $W_i = \frac{0{,}44D}{kD}$
- voor de horizontale stroming onder de dijk: $W_{basis} = \frac{2L}{kD}$ (5)
- voor de radiale uitstroming: $W_u = \frac{0{,}44D}{kD}$

Op eenzelfde wijze als bij model 4A geldt nu:

Formule 6 geeft de representatieve stijghoogte in de watervoerende laag onder de buitenteen en onder de binnenteen.

$$\phi_2 = \phi_3 + (\phi_0 - \phi_3)\frac{W_u}{W_i+W_{basis}+W_u}$$

(6)

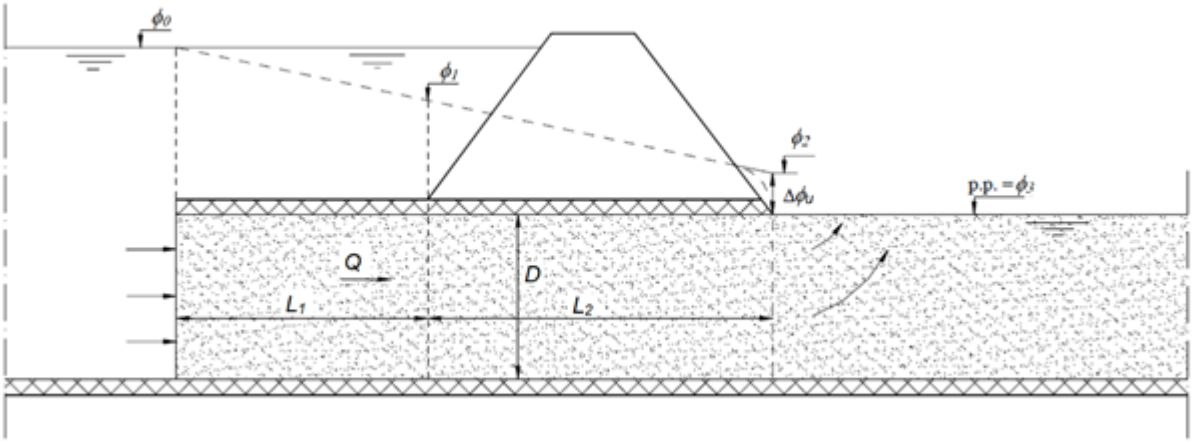
$$\phi_1 = \phi_3 + (\phi_0 - \phi_3)\frac{W_u+W_{basis}}{W_i+W_{basis}+W_u}$$

Variant op model met deklaag in voor- of achterland

Als in het voorland of het achterland afdekkende, ondoorlatende lagen aanwezig zijn, wordt het stijghoogteverloop op soortgelijke wijze verkregen.

De totale weerstand tegen stroming in het zandpakket volgt uit de som van de weerstanden W_t =

$\Sigma L_i/(k.D)$ (met i = 1, 2,...) 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 4.



Figuur 4 Lineair verloop van de stijghoogte in de zandlaag

De totale weerstand:

Formule 7 voor het berekenen van de totale weerstand.

$$W_t = W_1 + W_2 + W_u = \frac{L_1+L_2+0{,}44D}{kD} \qquad (7)$$

Het debiet Q onder de dijk volgt uit:

Formule 8 voor het berekenen van het debiet onder de dijk: het stijghoogteverschil tussen de buitenwaterstand en de stijghoogte in het verre achterland, gedeeld door de totale weerstand.

$$Q = \frac{\phi_0-\phi_3}{W_t} \qquad (8)$$

De stijghoogte aan de binnenteen en de buitenteen volgt uit:

img-8e8e1ba4-ca70-4d8f-9d09-2b678858164f

$$\phi_2 = \phi_3 + (\phi_0 - \phi_3)\frac{0{,}44D}{L_1+L_2+0{,}44D}$$

$$\phi_1 = \phi_3 + (\phi_0 - \phi_3)\frac{L_2+0{,}44D}{L_1+L_2+0{,}44D} \qquad (9)$$

Verklaring symbolen

D Dikte van de watervoerende laag [m].

H Niveauverschil wat de dijk keert [m].

k Doorlatendheid van het zand in de watervoerende laag [m/s].

k_{vi} Doorlatendheid (verticale stroming) van de deklaag in het voorland (i=1) en het achterland (i=3) [m/s].

L Halve lengte van de dijkbasis [m].

L_i Lengte van het element dat weerstand levert, zie Figuur 3. Voor i=1: het voorland; voor i=2: de

dijkbasis [m].
Q Debiet onder de dijk door [$m^3/s/m^1$].

W Weerstandsterm, het subscript i staat voor de radiale instroming; basis voor de stroming onder de dijkbasis; u voor de radiale uitstroming en t voor de som van alle weerstanden [s/m].

λ_i Lekfactor, spreidingslengte of leklengte van het voorland (*i*=1) en het achterland (*i*=3) [m].

ϕ_i Representatieve stijghoogte in de watervoerende laag, zie Figuur 4, voor *i*=0: ver buitendijks oftewel de buitenwaterstand; voor *i*=1: onder de buitenteen van de dijk; voor *i*=2: onder de binnenteen van de dijk; voor *i*=3: ver binnendijks, oftewel het polderpeil [m].

Versie 1.0: 2 juli 2025

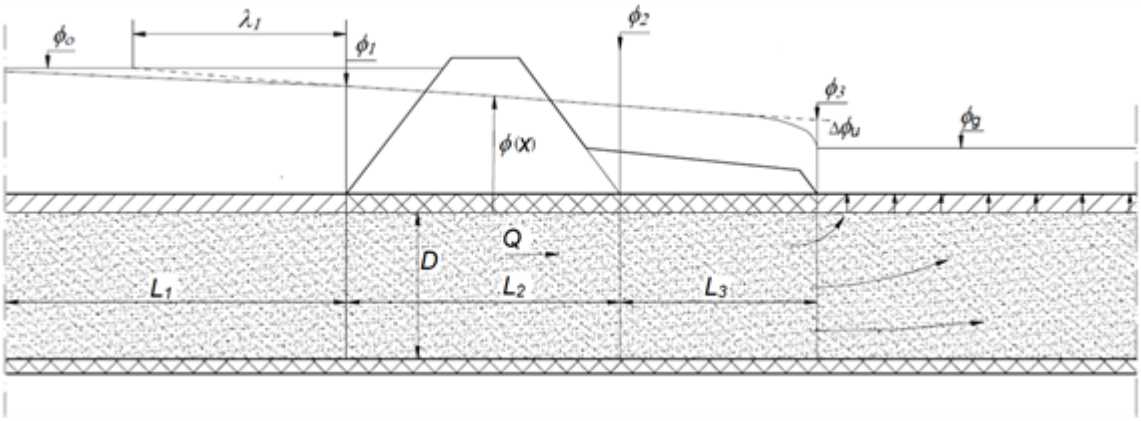
Model van stationaire stroming onder dijk met binnendijks de grenspotentiaal (Model 4C)

Model 4C betreft de stationaire stroming onder een ondoorlatende dijk, met eventuele berm op een watervoerende zandlaag met daarop een deklaag, waarbij binnendijks de grenspotentiaal optreedt.

Dit bijzondere geval kan op eenzelfde wijze benaderd worden als de in Model 4A en Model 4B behandelde gevallen. De binnendijkse randpotentiaal of randstijghoogte is nu echter niet het polderpeil of de hoogte van het maaiveld, maar de grenspotentiaal.

Deze potentiaal volgt uit het gewicht van de binnendijkse afdekkende laag, zie Berekenen van de grenspotentiaal. De op deze wijze verkregen stijghoogte is een bovengrens van de stijghoogte die in werkelijkheid op kan treden.

In de figuur is een situatie gegeven waarbij een grenspotentiaal optreedt en in het voorland een slecht doorlatende deklaag aanwezig is.



Figuur Optreden van de grenspotentiaal bij een situatie met een slecht doorlatende laag in het voorland

Let op een verklaring van de symbolen gebruikt in dit artikel is aan het einde van dit artikel opgenomen.

Aan het einde van de berm kan, om rekening te houden met de sterke opwaartse kwel, een radiale uittreeweerstand in rekening worden gebracht.

De totale weerstand van het zandpakket is dan:

Formule 1 beschrijft de totale weerstand als som van vier bijdragen

$$W_t = W_1 + W_2 + W_3 + W_u = \frac{\lambda_1}{kD}\tanh\left(\frac{L_1}{\lambda_1}\right) + \frac{L_2+L_3+0{,}44D}{kD} \qquad (1)$$

Het totale stijghoogteverval is (ϕ_0 - ϕ_g). De geschematiseerde stijghoogte aan het einde van de berm volgt dan uit:

Formule 2 beschrijft de stijghoogte aan de binnenteen van de dijk.

$$\phi_3 = \phi_g + \Delta\phi_u = \phi_g + \left(\phi_0 - \phi_g\right)\frac{0{,}44D}{\lambda_1\tanh\left(\frac{L_1}{\lambda_1}\right)+\frac{L_2+L_3+0{,}44D}{kD}} \qquad (2)$$

De volgende vergelijking geeft de stijghoogte aan de binnenteen:

Formule 3 beschrijft de stijghoogte aan de binnenteen van de dijk.

$$\phi_2 = \phi_g + \left(\phi_0 - \phi_g\right)\frac{L_3+0{,}44D}{\lambda_1\tanh\left(\frac{L_1}{\lambda_1}\right)+\frac{L_2+L_3+0{,}44D}{kD}} \qquad (3)$$

Het aldus bepaalde stijghoogteverloop onder dijk en berm is een veilige benadering. 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 intreeweerstand, wat voor de stijghoogte onder de dijk en de berm ook een veilige aanname is.

Verklaring symbolen

D Dikte van de watervoerende laag [m].

k Doorlatendheid van het zand in de watervoerende laag [m/s].

L_i Lengte van het element dat weerstand levert, zie Figuur. Voor i=1: het voorland; voor i=2: de dijkbasis; voor i=3: de bermbreedte [m].

Q Debiet onder de dijk door [$m^3/s/m^1$].

W Weerstandsterm, het subscript *i* staat voor *i*=1: betreffende het voorland; voor *i*=2: betreffende de dijkbasis; voor *i*=3: betreffende de bermbreedte; *i*=u: betreffende de uitstroming; *i*=t: het totaal van allen[s/m].

λ_1 Lekfactor, spreidingslengte of leklengte van het voorland [m].

ϕ_g Grensstijghoogte [m].

ϕ_i Representatieve stijghoogte in de watervoerende laag, zie Figuur, voor *i*=0: buitendijks oftewel de buitenwaterstand; voor *i*=1: onder de buitenteen van de dijk; voor *i*=2: onder de binnenteen van de dijk; voor *i*=3: onder de teen van de binnenberm [m].

Versie 1.0: 2 juli 2025

Model voor stroming onder dijk, de respons op een sinusvormige hoogwatergolf (Model 4D)

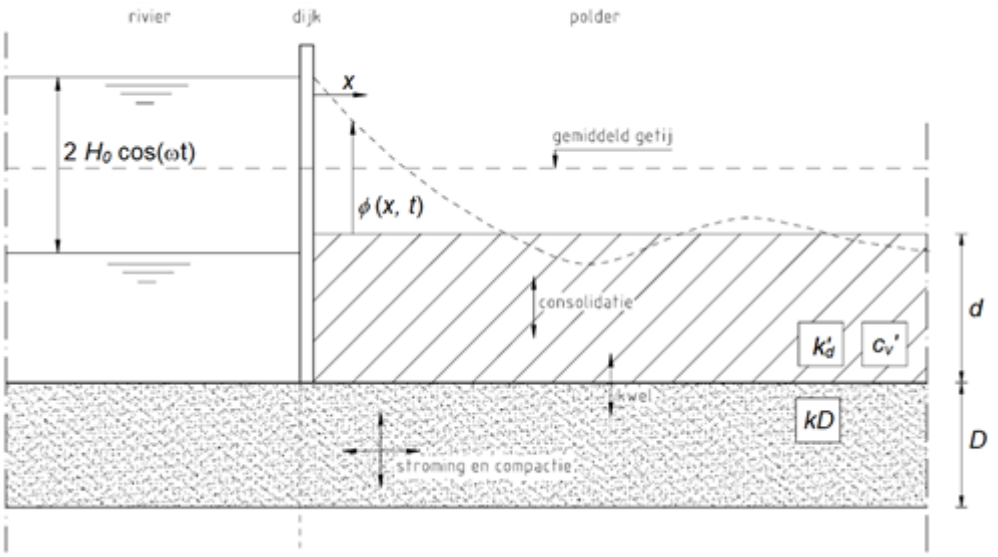
Inleiding

Dit artikel behandelt de berekening van de potentiaal in de watervoerende zandlaag en deklaag ten gevolge van een sinusvormige hoogwatergolf op de rivier (**Model 4D**). Voor de andere modellen zie

Modellen van het stijghoogteverloop in een zandlaag onder een ondoorlatende dijk. De waarde van de potentiaal in de aquifer is uiteraard afhankelijk van het al dan niet aanwezig zijn van een relatief ondoorlatende deklaag in het voorland.

Situatie zonder ondoorlatende deklaag in het voorland

De potentiaal in een tweelagensysteem, bestaande uit een zandpakket afgedekt door een consoliderende klei/veenlaag, wordt benaderd voor het profiel van figuur 1. De buitenwaterstand en de respons worden gegeven ten opzichte van de gemiddelde waterstand, respectievelijk grondwaterpotentiaal.



Figuur 1 Potentiaal in een tweelagensysteem

In figuur 1 geldt als randvoorwaarde op de rivier:

$\phi(o, t) = H_0 \cos(\omega.t)$ (1)

(Vergelijking voor de potentiaal in de rivier als functie van de golfhoogte en de hoekfrequentie van de hoogwatergolf.)

Waarin:

ϕ(o, t) Potentiaal rivier op x = o en tijd t [m].

H_0 Amplitude van de (getij- of afvoer)golf [m].

ω Hoekfrequentie van de (getij- of afvoer)golf = $2\pi/T_{HW}$ [rad/s].

T_{HW} Periode van de hoogwatergolf (getij- of afvoergolf) [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 volgende formule beschrijft de potentiaal in het zand, zie o.a. [Bauduin, 1988]:

vergelijking voor de potentiaal in de zandlaag als functie van de leklengte, de golfhoogte en de hoekfrequentie van hoogwatergolf

$$\phi(x,t) = H_0 \exp\left(-\frac{0.924x}{\lambda_\omega'}\right) cos\left[\omega t - \frac{0.383x}{\lambda_\omega'}\right] \qquad (2)$$

Waarin:

ϕ(x, t) Potentiaal in zand op locatie x en tijd t [m].

x Afstand tot de rivier [m].

t Tijd [s].

H_0 Amplitude (getij- of afvoer)golf [m].

λ'_ω Instationaire leklengte achterland [m].

ω Hoekfrequentie van de golf = $2\pi/T_{HW}$ [rad/s].

T_{HW} Periode van de hoogwatergolf (getij- of afvoergolf) [s].

De exponentterm levert de amplitudevermindering op locatie *x*. De faseverschuiving in tijd wordt bepaald door de tweede term in de cosinus.

Voor de instationaire leklengte van het achterland wordt verwezen naar formule 4 in Lekfactor of leklengte.

De verandering van de potentiaal in de deklaag hierbij kan worden bepaald met de formule:

Formule 3 met vergelijking voor de potentiaal in de klei als functie van de afstand tot de rivier, tijd, maat voor de indringlengte, instationaire leklengte achterland en de consolidatiecoëfficiënt kleipakket achterland.

$$\phi(x,z,t) = H_0 \exp\left(-\frac{0.924x}{\lambda'_\omega} - \frac{z}{\delta}\right) cos\left[\omega t - \frac{0.383x}{\lambda'_\omega} - \frac{z}{\delta}\right] \qquad (3)$$

Waarin:

ϕ(x, y, t) Potentiaal op diepte z in de deklaag, gerekend vanaf het zand, op locatie x en tijd t [m].

x Afstand tot de rivier [m].

z Afstand in de kleilaag gemeten vanaf de onderliggende zandlaag [m].

t Tijd [s].

δ Maat voor de indringlengte van de cyclische respons in de deklaag = $\sqrt{(2c'_v/\omega)}$ [m].

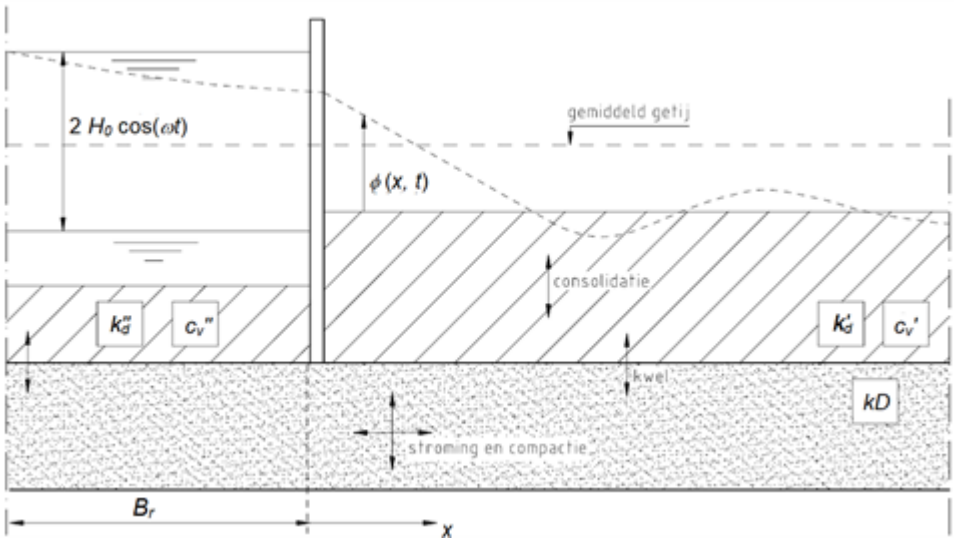
λ'_ω Instationaire leklengte achterland [s].

c'_v Consolidatiecoëfficiënt kleipakket achterland [m^2/s].

Op een diepte 3*d* zijn de potentiaalveranderingen nauwelijks merkbaar (orde 5%).

Situatie met (relatief) ondoorlatend voorland

Een veel voorkomend profiel is een dijk met een voorland, zie de schematisatie in figuur 2.



Figuur 2 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:

Formule 4 met vergelijking voor de potentiaal in het zand ten gevolge van de waterstandsvariatie, als functie van de hieronder genoemde parameters.

$$\phi(x, t) = H_0 \exp[-0{,}924\, x / \lambda'_\omega - \Delta] \cos[\omega t - 0{,}383/\lambda'_\omega - \eta] \text{ voor } x > 0 \quad (4)$$

Waarin:

ϕ(x, t) Potentiaal in zand op locatie x en tijd t [m].

H_0 Amplitude (getij-)golf [m].

ω Hoekfrequentie van (getij-)golf = $2\pi/T_{HW}$ [rad/s].

λ_ω Instationaire leklengte [m]

$$= \lambda / \sqrt[4]{T_h \omega}$$

λ Stationaire leklengte [m]

$$= \sqrt{kD.d/k_d}$$

T_h Hydrodynamische periode bij eenzijdige afstroming = d^2/c_v [s].

D Dikte van de watervoerende zandlaag (Pleistoceen) [m].

d Dikte van de deklaag (Holoceen) [m].

c_v Consolidatiecoëfficiënt deklaag [m^2/s].

Δ

$$= \ln\left(\sqrt{1 + m_r^2 + 2m_r \cos(\theta_r)}\right) [-].$$

η

$$= m_r \sin(\theta_r) / (1 + m_r \cos(\theta_r)) \text{ [-]}$$

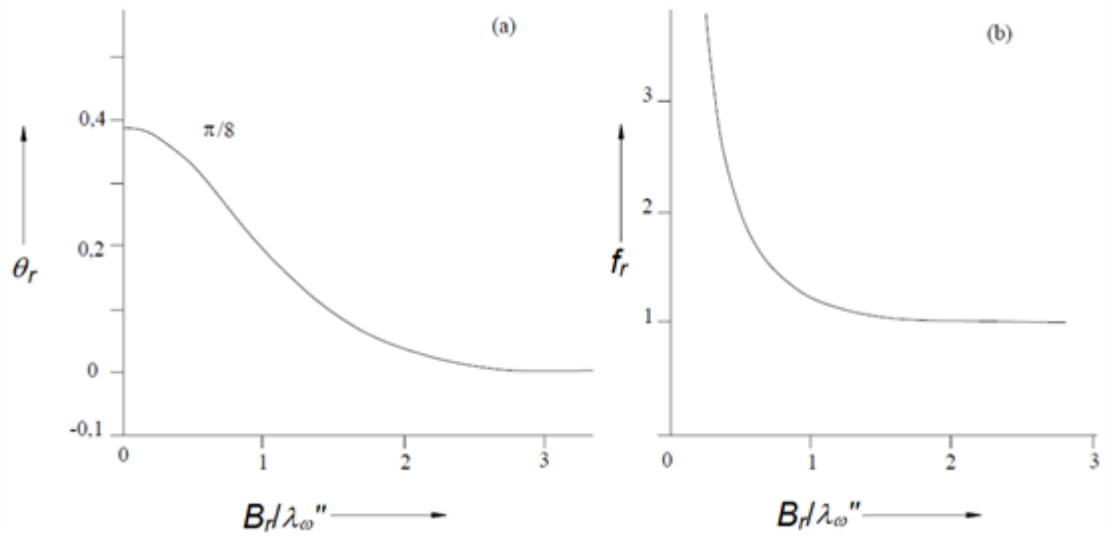
$m_r = (\lambda''_\omega / \lambda'_\omega) \cdot f_r$[-].

f_r Functie van B_r/λ''_ω, zie figuur 3b [-].

B_r Halve breedte rivierbed [m].

θ_r Functie van B_r/λ''_ω, zie figuur 3a [-].

De parameters leklengte, laagdikte deklaag en watervoerende laag, consolidatiecoëfficiënt en hydrodynamische periode hebben voor het voor- en achterland niet per se dezelfde waarde. Als er onderscheid is gemaakt, dan hebben de parameters met één accent betrekking op het achterland; met twee accenten op het voorland.



Figuur 3 Grafische weergave van θ_r en f_r als functie van (B_r/λ_ω")

Versie 1.0: 2 juli 2025

Model voor stroming onder de dijk, de respons op sinusvormige hoogwatergolven (Model 4E en 4F)

Parameterwaarden afgeleid uit een meting van een getijcyclus mogen niet zomaar voor een stormvloed bestaande uit een stormopzet met meerdere getijgolven of een hoogwatergolf van meerdere dagen worden toegepast. Daarvoor dienen de parameterwaarden ofwel te worden bepaald uit metingen die overeenkomen met de stormvloed-omstandigheden, of te worden gerelateerd aan de meting van een getijcyclus, zoals beschreven in dit artikel.

Model voor stroming onder dijk, gebaseerd op meetgegevens bij andere hoogwatergolfperiode (Model 4E)

Deze paragraaf beschrijft hoe parameterwaarden afgeleid uit een meting van een getijcyclus te gebruiken voor een analyse voor een hoogwatergolf met een andere golflengte.

Voor een gegeven situatie zijn de stationaire leklengten λ', λ'' en de hydrodynamische periode T_h niet tijdsafhankelijk, zodat ook de volgende daaruit afgeleide hulpgrootheden constanten zijn:

Formule 1 beschrijft de hulpgrootheden Omega-accent en Omega dubbel-accent die betrekking hebben op het achter- en het voorland.

$$\Omega' = \lambda'_{\omega} . \sqrt[4]{\omega} \quad [\text{m.rad}^{1/4}\text{s}^{-1/4}]$$

en (1)

$$\Omega'' = \lambda''_{\omega} . \sqrt[4]{\omega} \quad [\text{m.rad}^{1/4}\text{s}^{-1/4}]$$

Zie verderop de Verklaring symbolen

In veel gevallen is θ_r (zie Model 4D, figuur 3 en/of Model 3B, figuur 2) ongeveer nul (brede rivier, dun kleidek op het voorland). Voor die situatie is $\Omega''/\Omega' << 1$. De formule voor de amplitude van de stijghoogte in het achterland is dan te benaderen met de volgende functie van ω, Ω' en Ω'':

Formule 2 waarmee de amplitude van de stijghoogte in het achterland kan worden benaderd als functie van de belastingsfrequentie, wanneer de verhouding tussen omega" en omega' ongeveer nul is.

$$\phi(x,\omega) = H_0 . exp\left(-x\sqrt[4]{\omega}/\Omega'\right)/(1 + \Omega''/\Omega') \qquad (2$$

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:

Formule 3 waarmee de amplitude van de stijghoogte in een punt x in het achterland kan worden berekend uit een meting in punt xm bij een hoekfrequentie omega_m.

$$\phi(x,\omega) = H_0 . A(\phi/H_{0m})^B \qquad (3)$$

Waarin:

M0148Form3A

$$A = (1 + \Omega''/\Omega')^{B-1}$$

$$B = (x/x_m)\sqrt[4]{\omega/\omega_m}$$

Voor andere gevallen ($\theta_r \neq 0$) 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 gegaan in [Bauduin, 1988].

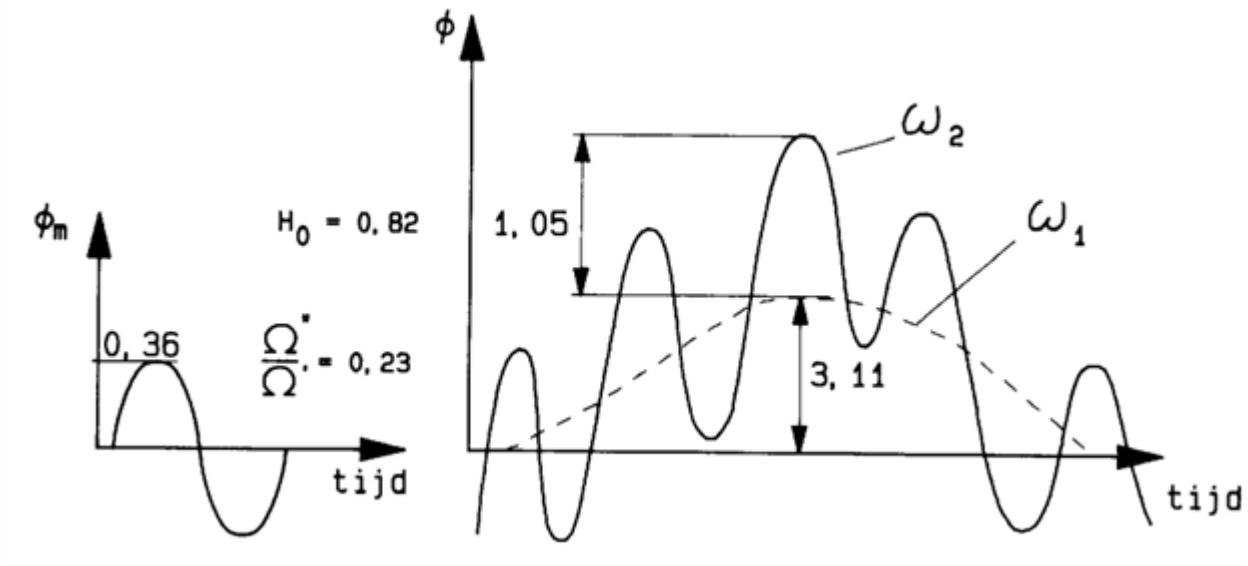
Model voor stroming onder dijk, superpositie van sinusvormige hoogwatergolven (Model 4F)

Deze paragraaf beschrijft hoe superpositie van een getijcyclus en een tot sinus geschematiseerde stormopzet of rivierafvoergolf het mogelijk maken om de stroming onder de dijk gegeven een complex buitenwaterstandsverloop te beschrijven.

Superpositie van 2 of meer sinusvormige golven is goed mogelijk, onder de voorwaarden dat de toplaag relatief dik (meer dan 1 tot 2 meter) is en de grenspotentiaal niet wordt bereikt.

Veelal is een willekeurige hoogwaterbelasting in een beperkt aantal golven te verdelen, bijvoorbeeld getij (met een periode van ruim 12 uur), stormvloed (met een periode van 1 of 2 dagen) en rivierafvoergolf (enkele dagen tot weken).

Hiervoor is een in situ meting met minstens twee peilbuizen in het achterland voldoende.



Figuur Hoogwaterbelasting met getij

Als voorbeeld wordt een hoogwaterbelasting met getij, zie figuur, geanalyseerd met de informatie uit een 13-uurs peilbuismeting.

Vergelijking 4 voor de maximale stijghoogte op locatie x als functie van een hoogwaterbelasting met getij weergegeven door metingen.

$$\phi(x) = \phi(x,\omega_1) + \phi(x,\omega_2) = A_1\left(\phi_m/H_{0m}\right)^{B_1} + A_2\left(\phi_m/H_{0m}\right)^{B_2} \qquad (4)$$

Voor een positie $x = x_m$, ω_m = 0,000145 (getijde), $\omega_1 = \omega_m$ en $\omega_1 = 0{,}3\omega_m$ (stormvloed) volgt:

Formule 5: numerieke uitwerking voor de factoren B-sub 1 en B-sub 2

$$B_1 = \sqrt[4]{\omega_1/\omega_m} = 1 \text{ en}$$

$$B_2 = \sqrt[4]{\omega_2/\omega_m} = \sqrt[4]{0{,}3} = 0{,}74 \qquad (5)$$

met $\Omega''/\Omega' = 0{,}23$ volgt voor A:

Formule 6: numerieke uitwerking voor de factoren A-sub 1 en A-sub 2.

$$A_1 = (1 + 0{,}23)^0 = 1 \text{ en}$$

$$A_2 = (1 + 0{,}23)^{0{,}74-1} = 0{,}948 \qquad (6)$$

met $\phi_m/H_0 = 0{,}44$ volgt voor de maximale waterspanning op positie $x = x_m$:

Vergelijking 7: numerieke uitwerking voor de maximale stijghoogte op locatie x.

$$\phi(x) = 1.(0{,}44)^1.1{,}05 + 0{,}948.(0{,}44)^{0{,}74}.3{,}11 = 2{,}07 \quad \text{m} \qquad (7)$$

Verklaring symbolen

H_0 Amplitude van de getijgolf [m].

T_h Hydrodynamische periode bij eenzijdige afstroming = d^2/c_v[m].

x Horizontale coördinaat ten opzichte van de dijk-as [m].

x_m Horizontale coördinaat van het meetpunt [m].

ω Hoekfrequentie van de belastingsgolf [rad.s]

ω Hoekfrequentie van de belastingsgolf waarbij is gemeten [rad.s]

Ω' Constante hulpgrootheid, achterland [$m.rad^{1/4}.s^{1/4}$].

Ω" Constante hulpgrootheid, voorland [$m.rad^{1/4}.s^{1/4}$].

λ Lekfactor stationaire stroming [m].

λ_ω Cyclische lekfactor [m].

ϕ_m Stijghoogte in het meetpunt [m t.o.v. NAP]

ω Hoekfrequentie van de belastingsgolf [rad.s]

ω_m Gemeten hoekfrequentie van de belastingsgolf [rad.s]

NB. Als een parameter is voorzien van een ' dan heeft deze betrekking op het achterland, als een parameter is voorzien van " dan heeft deze betrekking op het voorland.

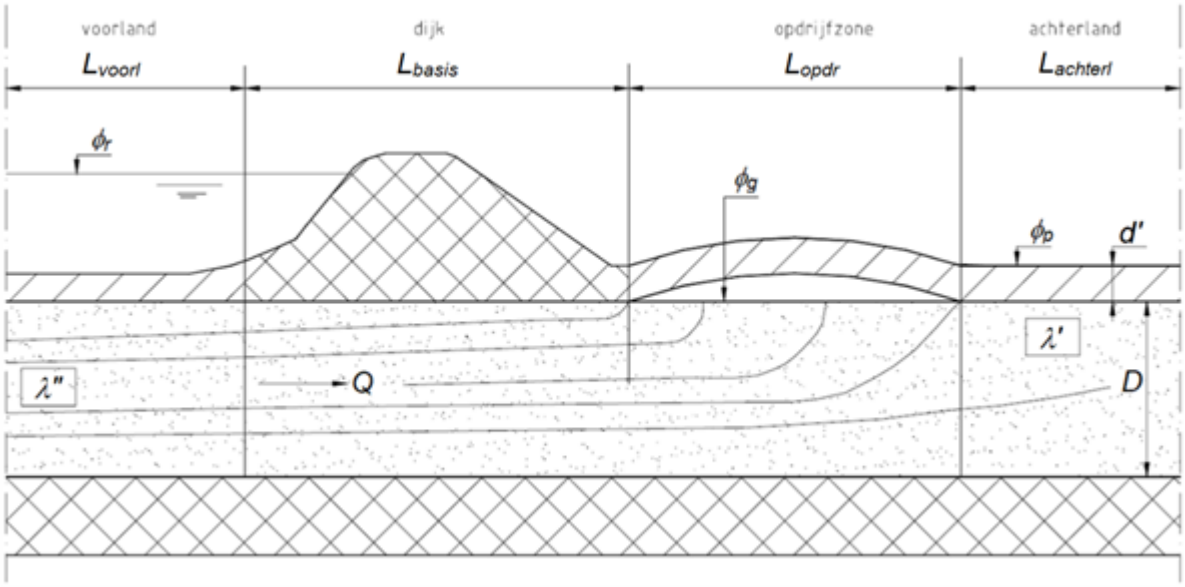
Versie 1.0: 2 juli 2025

Berekenen van de opdruklengte bij stationaire stroming (Model 3D)

Opdrukken (opdrijven en opbarsten) is een vorm van hydraulische grondbreuk waarbij een cohesieve afdekkende laag wordt opgelicht ten gevolge van wateroverspanning in de onderliggende watervoerende laag. Opdrukken van de deklaag achter de waterkering treedt op bij het bereiken van de zogenaamde grenspotentiaal. Het artikel Opdrukken achterland geeft een fenomenologische beschrijving van opdrijven en opbarsten. Hieronder wordt behandeld hoe de lengte van de opdrukzone te berekenen. De lengte van die zone hangt samen met de geohydrologische situatie en de belasting. Aangezien er alleen water in de opgedrukte zone voorkomt onder een grenspotentiaal en er in die zone geen schuifweerstand is, is opdrukken van groot belang voor de beoordeling van de stabiliteit. Indien sprake is van opbarsten (bij een geringe dikte van de deklaag) kan zelfs sprake zijn van geen of verminderde schuifsterkte in de gehele deklaag ter plaatse van de opbarstzone.

Hierbij wordt opgemerkt dat in dit artikel en in Rekenvoorbeeld van de opdruklengte bij stationaire stroming de lekfactor van het achterland wordt genoteerd als λ' en de lekfactor van het voorland als λ''. Voor de bepaling van de lekfactor, zie het artikel Lekfactor of leklengte.

In de literatuur [Barends, 1988] is een formule afgeleid voor de opdruklengte 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 1. Deze situatie wordt wel aangeduid als **model 3D**.



Figuur 1 Schematisering van de opdrukzone bij een tweelagensysteem

Er zijn drie gebieden te onderscheiden: voorland, dijk met opdrukzone en achterland. Voorland en achterland zijn oneindig uitgestrekt aangenomen. Stroming in de zandlaag is horizontaal. Stroming onder de dijk en nabij de opdrukzone is tweedimensionaal. Uitgaande van een (semi-)stationaire situatie kan de opdruklengte L_{opdr} worden bepaald met behulp van de volgende iteratieve formule:

$$L_{opdr}^{m+1} = \frac{2D}{\pi}\operatorname{arccosh}\left[1/sin\left\{\frac{D\left(\phi_g-\phi_p\right)}{\lambda'\left(\phi_r-\phi_g\right)}\right\}\left\{\frac{\pi\lambda''}{2D}+\operatorname{arcsinh}\left[\frac{\sinh\left\{\left(L_{basis}+L_{opdr}^{m}\right)\pi/2D\right\}}{\cosh\left\{L_{opdr}^{m}.\pi/2D\right\}}\right]\right\}\right] \qquad (1)$$

Waarin:

D Dikte eerste watervoerend pakket [m].

d' Dikte deklaag binnendijks [m].

d'' Dikte deklaag buitendijks [m].

L_{basis} Breedte van de basis van de dijk [m].

L_{opdr} Lengte van de opdrukzone [m].

m Volgnummer van de iteratiestap [-].

λ' Lekfactor van het achterland [m].

λ'' Lekfactor van het voorland [m].

ϕ_g Grenspotentiaal [m+NAP].

ϕ_p Stijghoogte binnendijkse waterstand (maaiveld) [m+NAP].

ϕ_r Stijghoogte buitendijkse waterstand [m+NAP].

Meestal zijn slechts enkele iteraties nodig om een nauwkeurige waarde voor L_{opdr} te vinden. In de meeste gevallen is de opdruklengte kleiner dan de dijkbasis L_{basis}, dus: $L_{opdr} < L_{basis}$. Ook zal de opdruklengte meestal kleiner zijn dan de dikte van het zandpakket, dus: $L_{opdr} < D$. Beide veronderstellingen vereenvoudigen de bovenstaande formule aanzienlijk. Er geldt dan:

$$L_{opdr} = \frac{2D}{\pi} \ln \left[\text{cotan} \left\{ \frac{(\phi_g - \phi_p)}{(\phi_r - \phi_g)} \frac{\pi (L_{basis} + \lambda'')}{4\lambda'} \right\} \right] \qquad (2)$$

Voor een verklaring van de symbolen: zie de lijst onder formule (1).

De veronderstelling $L_{opdr} < L_{basis}$ en $L_{opdr} < D$ is vervolgens eenvoudig te controleren.

Voor formule (1) en (2) geldt: als er geen voorland is geldt $\lambda'' = 0$. Het is ook mogelijk in dat geval rekening te houden met radiale stroming. Dit kan worden gerealiseerd door te stellen: $\lambda'' = 0{,}44\ D$.

De buitenwaterstand, de potentiaal ϕ_r waarbij nog net geen opdrukken optreedt ($L_{opdr} \rightarrow 0$) is de zogeheten kritieke potentiaal ϕ_k:

$$\phi_k = \frac{L_{basis} + \lambda'' + \lambda'}{\lambda'} \phi_g - \frac{L_{basis} + \lambda''}{\lambda'} \phi_p \qquad (3)$$

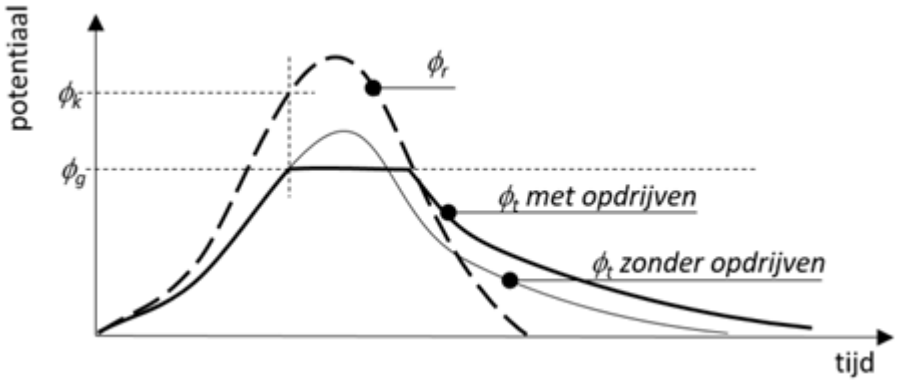
Voor een verklaring van de symbolen: zie de lijst onder formule (1).

Als de potentiaal van de rivierstand ϕ_r onder de kritieke potentiaal ϕ_k blijft, treedt er geen opdrukken op. Komt de potentiaal van de rivier boven de kritieke potentiaal ϕ_k, dan treedt er wel opdrukken op.

Bovenstaande formules zijn gebaseerd op de schematisering gegeven in de figuur. Deze vereenvoudiging van de werkelijkheid leidt ertoe dat de berekeningen hogere, oftewel conservatieve waarden opleveren, in de orde van 25% à 200% te groot. Het verschil wordt groter bij toename van de verhouding D/L_{basis}. Voor verdere informatie, zie [Barends, 1988].

Hierbij wordt opgemerkt dat hoewel opdrukken zelf, zoals hierboven wordt aangegeven, erg belangrijk is, de opdruklengte veelal minder van belang is. Als er sprake is van opdrukken volgt het (passieve deel van het) glijvlak de weg van de minste weerstand en zal dus in de opdrukzone omhoog komen. Vooral bij opbarsten (bij relatief geringe dikte van de deklaag) is deze opdruklengte (opbarstlengte) minder van belang omdat de schuifsterkte in de deklaag in de opbarstzone aanzienlijk wordt gereduceerd en bij het bereiken van de grenspotentiaal zelfs geheel afwezig wordt verondersteld.

In figuur 2 is schematisch het potentiaalverloop in de zandlaag bij opdrukken weergegeven.



Figuur 2 Schematische weergave van het potentiaalverloop (als functie van de tijd) van de buitenwaterstand ϕ_t en het potentiaalverloop in de zandlaag onder de teen van de dijk ϕ_t in geval van wel/geen opdrukken.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Rekenvoorbeeld van de opdruklengte bij stationaire stroming

Dit artikel geeft een rekenvoorbeeld voor de opdruklengte in een stationaire situatie. De formules waarmee de lekfactoren kunnen worden berekend zijn te vinden in Lekfactor of leklengte. De vereenvoudigde formule en de iteratieve formule voor het berekenen van de opdruklengte zijn formule (1) en (2) uit Berekenen van de opdruklengte bij stationaire stroming.

Hierbij wordt opgemerkt dat in dit artikel en in Berekenen van de opdruklengte bij stationaire stroming de lekfactor van het achterland wordt genoteerd als λ' en de lekfactor van het voorland als λ''.

Zolang de potentiaal van de buitenwaterstand ϕ_r onder de kritieke potentiaal ϕ_k blijft treedt er geen opdrukken op. Komt de potentiaal van de buitenwaterstand boven de kritieke potentiaal ϕ_k, dan treedt er wel opdrukken op.

Voor dit rekenvoorbeeld zijn de volgende waarden van toepassing:

Breedte dijkbasis L_{basis} = 100 m.

Dikte watervoerend pakket D = 10 m.

Dikte afdeklaag buitendijks d'' = 1 m.

Dikte afdeklaag binnendijks d' = 2 m.

Doorlatendheid van zand k = 1.10^{-4}m/s.

Doorlatendheid (verticaal) van klei buitendijks k_v" = 4.10^{-7}m/s.

Doorlatendheid (verticaal) van klei binnendijks k_v' = 1.10^{-7}m/s.

Polderpeil ϕ_p = NAP+0,0 m.

Grenspotentiaal ϕ_g = NAP+3,0 m.

Buitenwaterstand varieert van ϕ_r = NAP+4,0 tot NAP+14,0 m.

De lekfactor is voor het achterland berekend op: λ' = 141 m en voor het voorland: λ'' = 50 m.

De kritieke potentiaal voor opdrukken volgt uit formule (3) uit Berekenen van de opdruklengte bij stationaire stroming: ϕ_k = 6,19 m. De uitwerking voor de opdruklengte L_{opdr} is gegeven in onderstaande tabel.

Tabel Resultaten voor verschillende buitenwaterstanden van de berekening van de opdruklengte met de vereenvoudigde formule en met de iteratieve formule (zie Berekenen van de opdruklengte bij stationaire stroming)

Buitenwaterstand ϕ_r [m+NAP]	Opdruklengte L_{opdr} eenvoudig [m] (formule 1)	Opdruklengte L_{opdr} iteratief [m] (formule 2)
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

Versie 1.0: 2 juli 2025

Berekenen van de opdruklengte bij niet-stationaire stroming

De afmeting van de opdrukzone verandert afhankelijk van de grote en duur 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 opdrukken gaat plaatsvinden is het stromingsbeeld echter wel lineair en kan gebruik gemaakt worden van lineaire transformatie-technieken, waarin de consolidatie in de deklaag in rekening kan worden gebracht. Dit is zinvol, aangezien de tijdsduur van de hoogwaterbelasting, waarbij opdrukken kan gaan plaatsvinden, gewoonlijk beperkt is. Een stationaire toestand doet zich, afhankelijk van de hydrodynamische periode van de deklaag, meestal veel later voor dan de duur van het hoogwater.

In de eindsituatie, als de stroming stationair is, is de opdruklengte eenvoudig te bepalen, zie Berekenen van de opdruklengte bij stationaire stroming. Door Barends [Barends, 1988] is uiteengezet, dat voor de tijdsafhankelijke groei van de opdruklengte gedurende een instantaan en 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 = o beschouwd. De hoogte na de sprong, de rivierwaterstand bij hoogwater, wordt aangeduid met ϕ_r. Let op, omdat het probleem bij opdrukken niet-lineair wordt, is het niet toegestaan een superpositie van meerdere sprongbelastingen die tezamen een hoogwatergolf benaderen, toe te passen.
- Voor de grenspotentiaal wordt de potentiaal gekozen die, gesuperponeerd op de initiële situatie, leidt tot opdrukken.
- Het moment van opdrukken 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:

Vergelijking voor de kritieke potentiaal als functie van tijdsafhankelijke lekfactoren.

$$\phi_k = \frac{L_2+\lambda_t''+\lambda_t'}{\lambda_t'}\phi_g - \frac{L_2+\lambda_t''}{\lambda_t'}\phi_p \qquad (1)$$

Waarin:

L_{basis} Lengte van de basis van de dijk [m].

λ'_t Tijdsafhankelijke lekfactor binnendijks [m].

λ''_t Tijdsafhankelijke lekfactor buitendijks [m].

ϕ_g Grenspotentiaal [m+NAP].

ϕ_k Kritieke potentiaal [m+NAP].

ϕ_p Stijghoogte binnendijkse waterstand (maaiveld) [m+NAP].

De tijdsafhankelijke lekfactoren voor het achter- en het voorland worden gegeven door:

Vergelijking voor de tijdsafhankelijke lekfactor binnendijks als functie van de consolidatiecoëfficiënt en de dikte van de deklaag binnendijks.

$$\lambda'_t = \lambda' / \sqrt{\frac{1}{\sqrt{2T'}}\coth\left(\frac{1}{\sqrt{2T'}}\right)} \qquad (2)$$

Vergelijking voor de tijdsafhankelijke lekfactor buitendijks als functie van de consolidatiecoëfficiënt en de dikte van de deklaag buitendijks.

$$\lambda''_t = \lambda'' / \sqrt{\frac{1}{\sqrt{2T''}}\coth\left(\frac{1}{\sqrt{2T''}}\right)} \qquad (3)$$

Waarin:

$T' = t/T'_c$

T'_c Hydrodynamische periode binnendijks ($= d'^2/c'_v$) [s].

$T'' = t/T''_c$

T''_c Hydrodynamische periode buitendijks ($= d''^2/c_v$) [s].

c'_v Zwelcoëfficiënt van de deklaag binnendijks [m²/s].

d' Dikte van de deklaag binnendijks [m].

c_v Consolidatiecoëfficiënt van de deklaag buitendijks [m²/s].

d'' Dikte van de deklaag buitendijks [m].

t Tijd na de plotselinge waterstandsverhoging [s].

Voor de berekening van de leklengte binnendijks moet de zwelcoëfficiënt, de consolidatiecoëfficiënt bij ontlasten, worden ingevoerd. 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 opdrukzone zich te ontwikkelen.

- Het verloop van de opdruklengte als functie van de tijd, L_{opdr}, kan worden weergegeven door gebruik te maken van de eenvoudige formule met de tijdsafhankelijke lekfactoren:

Vergelijking voor de opdrijflengte als functie van de tijdsafhankelijke lekfactoren.

$$L_{opdr} = \frac{2D}{\pi} ln \left[\text{cotan} \left\{ \frac{\left(\phi_g - \phi_p\right)}{\left(\phi_r - \phi_g\right)} \frac{\pi(L_2 + \lambda_t'')}{4\lambda_t'} \right\} \right] \qquad (4)$$

Waarin:

L_{opdr} Opdruklengte [m].

D Dikte van het watervoerend pakket [m].

ϕ_g Grenspotentiaal [m+NAP].

ϕ_r Potentiaal rivier [m+NAP].

ϕ_p Polderpeil, stijghoogte binnendijkse waterstand (maaiveld) [m+NAP].

L_{basis} Lengte van de basis van de dijk [m].

λ'_t Tijdsafhankelijke lekfactor binnendijks [m].

λ''_t Tijdsafhankelijke lekfactor buitendijks [m].

Versie 1.0: 2 juli 2025

Rekenvoorbeeld van de opdruklengte bij niet-stationaire stroming

Dit artikel behandelt een voorbeeld voor de berekening van de lengte van de opdrukzone voor een niet-stationaire situatie. De daarbij gebruikte fysica en formules staan beschreven in het artikel Berekenen van de opdruklengte bij niet-stationaire stroming.

Voor de volgende situatie is de groei van de opdrukzone numeriek uitgewerkt:

Lengte dijkbasis L_{basis} = 100 m.

Dikte watervoerend pakket D = 10 m.

Dikte afdeklaag buitendijks d'' = 1 m.

Dikte afdeklaag binnendijks d' = 2 m.

Doorlatendheid zand $k_z = 1.10^{-4}$m/s.

Doorlatendheid klei buitendijks $k_v'' = 4.10^{-7}$m/s.

Doorlatendheid klei binnendijks $k_v' = 1.10^{-7}$m/s.

Stationaire lekfactor binnendijks λ' = 141 m.

Stationaire lekfactor buitendijks λ'' = 50 m.

Consolidatiecoëfficiënt van de deklaag buitendijks $c_v = 1.10^{-5}$ m²/s -> T''_c = 1,16 dag.

Consolidatiecoëfficiënt van de deklaag binnendijks $c'_v = 5.10^{-5}$ m²/s -> T'_c = 0,23 dag.

Polderpeil ϕ_p = 0,0 m.

Grenspotentiaal ϕ_g = 3,0 m.

Rivierpotentiaalsprong ϕ_r = 8,0 m (initiële situatie: ϕ_r = 0 m).

De numerieke uitwerking van dit rekenvoorbeeld is gegeven in onderstaande tabel.

Tabel Opdruklengte berekend voor verschillende belastingduren

Tijd [dagen]	0,01	0,10	1,00	10,00
Kritieke potentiaal ϕ_k [m]	10,46	7,75	6,45	6,22
Lekfactor buitendijks λ''_t [m]	27,08	42,89	49,07	49,90
Lekfactor binnendijks λ'_t [m]	51,12	90,17	129,50	139,70
Opdruklengte L_{opdr} [m]	0,00	0,49	3,22	3,76

Na ongeveer 2 uur en een kwartier zal de opdrukzone 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.

Versie 1.0: 2 juli 2025

4.2.4 Numerieke modellen

Rekenprogramma's grondwaterstroming

In dit artikel worden een aantal computerprogramma's waarmee grondwaterstromingsberekeningen kunnen worden uitgevoerd opgesomd in alfabetische volgorde. Het gaat daarbij zowel om software waarmee analytische oplossingen numeriek kunnen worden geëvalueerd, als om software waarmee het grondwaterstromingsprobleem numeriek wordt benaderd. Puntsgewijs zijn per softwarepakket de belangrijkste eigenschappen gegeven.

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.

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.

PLAXIS/PlAXFLOW

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 en 3- dimensionale stationaire- en tijdsafhankelijke stroming in volledig en gedeeltelijk verzadigde grond.

D-GEO FLOW

Ontwikkeld door: Deltares

D-GeoFlow bevat de volgende mogelijkheden:

- Berekening van 2D-grondwaterstroming.
- De (aangepaste) Sellmeijerregel voor het voorspellen van het optreden van piping.
- Mogelijkheid van het opzetten van complexe, meerlaagse ondergrond schematisaties.
- Grafische en numerieke presentatie van resultaten van grondwaterberekeningen en ontwikkeling van de pipe.

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.

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.

WATEX

Ontwikkeld door: Deltares (GeoDelft).

Mogelijkheden/eigenschappen:

- Modelleren van quasi 2-dimensionale stationaire- en tijdsafhankelijke stroming in een watervoerende zandlaag in volledig verzadigde grond.
- Berekening van fluctuaties van stijghoogten in een watervoerende zandlaag door zee en rivierpeil (cyclisch of willekeurig).
- Aannames verticale stroming en berging (consolidatie) in kleilagen, horizontale stroming en berging in zandlagen.
- Stationair en niet-stationair (blokgolven, sinusoïde, willekeurig).
- Analytisch model.
- Quasi-2D in verticaal vlak.

WATEX wordt niet meer onderhouden, maar kan nog op verzoek beschikbaar worden gesteld. Eén van de voordelen van het model is dat ook het consolidatieprincipe wordt meegenomen, terwijl dit niet in alle andere stromingsmodellen is gemodelleerd.

Versie 1.0: 2 juli 2025

4.3 Meten van waterspanningen en stijghoogte

Waterspanningen meten en/of monitoren

De waterspanningen in de dijk en ondergrond vormen voor de analyse van het mechanisme afschuiven langs een glijvlak van dijken een belangrijke inputparameter. Daarom is het meten en/of monitoren van waterspanningen bij verschillende belastingsituaties essentieel om de rekenmodellen te voeden waarmee de waterspanningen in extreme belastingsituaties kunnen worden bepaald.

Daarnaast leveren waterspanningsmetingen informatie over de opbouw dan wel de doorlatendheidseigenschappen van de ondergrond.

Het meten en/of monitoren van de geohydrologische situatie bij waterkeringen kan met verschillende methoden, die verschillende typen informatie opleveren:

- De momentane waterspanningsverdeling in de ondergrond meten met behulp van een Sondering met waterspanningsmeter. Uit dergelijke metingen volgt:
  - Een classificatie van de grondsoorten die in de verticaal aanwezig zijn.
  - Een Indicatie van de doorlatendheid uit waterspanningssonderingen.
- Met meetinstrumenten de (lange duur) respons van het grondwater op een hydraulische belasting vaststellen:

  - Een passieve meting registreert de respons op een natuurlijke hydraulische belasting, bijvoorbeeld een hoge buitenwaterstand. Als de meting de waterspanningen betreft, gaat het artikel Berekenen waterspanningen in op de modellen voor de interpretatie van dergelijke metingen.
  - Deze (lange duur) metingen betreffen het verloop van de waterspanningen als functie van de tijd in één of meerdere meetpunten. Interpretatie van de meetresultaten levert inzicht in het geohydrologische systeem bij de dijk en in de doorlatendheidseigenschappen van de grond. Zowel lokaal of van een grondlaag als geheel. Responsmetingen betreffen van oudsher de stijghoogten of waterdrukken met behulp van waterspanningsmeters en peilbuizen. Bij recentere monitoringstechnieken ten behoeve van grondwaterstroming worden vaak temperatuurmetingen gebruikt met glasvezelkabels. Bij de interpretatie van dergelijke metingen worden de temperatuurverlopen gelinkt aan de grondwaterstromingen en gemeten waterspanningen.Een actieve meting registreert de respons op een kunstmatig aangebrachte belasting, bijvoorbeeld een waterdruk verlaging of verhoging (wateronttrekking of -infiltratie) via een bron: pomp-put-infiltratieproeven.
- Met meetinstrumenten (waterspanningsmeters) het verloop van de waterspanningen in de diepte bepalen.
- Door visuele inspectie waarnemen en/of monitoren van verschijnselen die samenhangen met de grondwaterstroming. Zie het artikel Geohydrologie bij de dijk monitoren.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Geohydrologie bij de dijk monitoren

Monitoren is het gedurende een zekere periode volgen van kenmerken door middel van meetinstrumenten dan wel visuele waarnemingen ten einde inzicht te krijgen in het gedrag dan wel parameters die kenmerkend zijn voor de constructie. Voor wat betreft de geohydrologie van de dijk wordt onderscheid gemaakt in het meten van specifieke parameters en het (visueel) waarnemen van verschijnselen.

Eerst wordt ingegaan op het Monitoren waterspanningen gericht op beheer. Daarna somt dit artikel, onder de kop Verschijnselen veroorzaakt door grondwaterbeweging mogelijk relevante verschijnselen op, die aanwijzingen bevatten voor (ongewenste) grondwaterstroming. Hoe deze verschijnselen te verklaren, wordt behandeld onder de kop Mogelijke oorzaken van verschijnselen veroorzaakt door grondwaterbeweging.

Het artikel Instrumenten om het verloop van waterspanningen te meten gaat in op een aantal meetinstrumenten waarmee in een punt het verloop van de waterspanning als functie van de tijd kan worden bepaald: het meten van de respons op een al dan niet natuurlijke belasting.

Monitoren waterspanningen gericht op beheer

Voor het monitoren en inspecteren van de dijk en de omgeving van de dijk, kan onderscheid worden gemaakt in een drietal fasen:

- Verkenning ter voorbereiding van dijkverbetering.
- Uitvoeringsfase.
- Beheerfase.

Dit artikel gaat vooral in op de beheerfase. Het artikel Uitvoeringsbegeleiding dijkverbetering gaat ook in op het monitoren van de waterspanningen tijdens de uitvoering van een dijkverbetering.

Gedurende de beheerfase is het doel van het monitoren het bewaken van de veiligheid van de kering. Monitoring is daarbij gericht op het controleren, het bewaken van de ontwerpuitgangspunten. De gedachte daarachter is dat als de ontwerpuitgangspunten gedurende de levensduur van de waterkering niet wijzigen, de kering in principe blijft voldoen aan de overstromingskansnorm. Zie ook het artikel Bewaken ontwerpuitgangspunten waterspanningen.

Het gaat bij monitoring om het verloop van de waterspanningen, de stijghoogten in de grondlagen, maar ook om de ligging van de freatische lijn in het dijklichaam. Ook buiten de hoogwaterperioden is het zinvol om na te gaan of de stijghoogten en de freatische lijn gelijk zijn aan wat in het ontwerp is aangenomen. Tijdens hoogwater wordt nagegaan of het verloop van de stijghoogten en de freatische lijn overeenkomen met de berekeningen. De metingen kunnen aanleiding zijn om de berekeningen aan te scherpen. Dit is zinvol als er ontwikkelingen hebben plaatsgevonden die het ontwerp negatief kunnen hebben beïnvloed zoals aanpassingen in het rivierbed en kan zeer nuttig zijn voor de periodieke veiligheidsbeoordeling. Buiten hoogwaterperioden kan met vrij grote tijdsintervallen gemeten worden. Tijdens een hoogwatergolf is het zinvol om frequenter te meten. Meet daarbij ook de waterstanden zowel binnen- als buitendijks.
Daarnaast is het van belang om de invloed van neerslag en verdamping op het verloop van de waterspanningen en de freatische lijn te meten.

De meetfrequentie is sterk afhankelijk van de duur en vorm van de hoogwatergolf. In gebieden waar het hoogwater storm-gerelateerd is, is een hogere meetfrequentie nodig dan voor een hoogwatergolf op de rivieren. Als bovendien het getij een rol speelt, is een nog hogere meetfrequentie wenselijk. Het verdient de voorkeur om het meetprogramma in overleg met een geotechnisch of geohydrologisch adviseur op te stellen.

Stijghoogten in zandlagen meet men met peilbuizen. Dit is relatief goedkoop in vergelijking met waterspanningsmeters en de peilbuizen kunnen veelal gedurende enkele jaren betrouwbare metingen leveren.
Waterspanningen in samendrukbare lagen meet men met waterspanningsmeters. Deze blijven veelal niet gedurende een lange periode betrouwbaar. Dit is vooral afhankelijk van de ondergrond waar de filters in staan. Bij veenondergrond kan (o.a. door gasvorming) de betrouwbaarheid na enkele maanden worden aangetast. Zie ook het artikel Instrumenten om het verloop van waterspanningen te meten.
Stijghoogten (peilbuizen) en waterspanningen (waterspanningsmeters) worden gemeten voorafgaand aan een gedetailleerde periodieke beoordeling, voorafgaand aan de planvorming voor de versterking en tijdens de uitvoering van de dijkverbetering. Daarnaast is het in het algemeen zeer nuttig om tijdens een (extreem) hoogwater te meten. De kans dat tijdens een hoogwater de ontwerpomstandigheden worden bereikt zijn klein maar het meten bij zo hoog mogelijke belastingen zorgt er voor dat de mate van extrapolatie van de waterspanningen zo gering mogelijk is waardoor de betrouwbaarheid wordt verhoogd. Dit neemt echter niet weg dat metingen onder dagelijkse

omstandigheden ook nuttig zijn.
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.

Verschijnselen veroorzaakt door grondwaterbeweging

Diverse verschijnselen kunnen een aanwijzing zijn voor de waterbeweging in de grond. Van belang is om na te gaan of het verschijnsel te verwachten is bij bepaalde belastingen (bijvoorbeeld hoogwater) en of dit toelaatbaar is volgens beoordeling of ontwerp. 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 de Wiki Noodmaatregelen Waterkeringen is een 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 (verweking).
- 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.
- Mate van 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 binnenteen 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 uitputtend, maar is bedoeld om een idee te geven van mogelijke verschijnselen.

Mogelijke oorzaken van verschijnselen veroorzaakt door grondwaterbeweging

Als een of meer van de hiervoor opgesomde fenomenen optreedt, moet worden nagegaan wat daarvan de oorzaak is en of dat van invloed is op de overstromingskans. De onderstaande sub-paragrafen behandelen een aantal van de mogelijke oorzaken.

Afwijkende grondopbouw

De werkelijke grondopbouw van de dijkkern of van de deklaag in voor- en/of achterland kan anders zijn dan op basis van het uitgevoerde grondonderzoek is aangenomen. Inhomogeniteiten in het dijklichaam door vroeger uitgevoerde dijkverzwaringen of lokaal aanwezig geulen in de ondergrond

kunnen bij het uitgevoerd grondonderzoek zijn gemist.

Structuurvorming van de deklaag of kleibekleding of onvoldoende verdichting van (te natte) klei tijdens de uitvoering

Door structuurvorming in de klei kan de doorlatendheid orden van grootte toenemen waardoor infiltratie bij overslag aanzienlijk meer kan zijn. Hetzelfde kan optreden bij onvoldoende verdichting van klei of verdichting van te natte klei waardoor tijdens drogere perioden scheurvorming optreedt die irreversibel is.

Grondwater onttrekking nabij waterkering

Bijvoorbeeld het (tijdelijk) installeren van een bemaling, of het juist wegvallen van een (min of meer permanente) grondwateronttrekking, kan een aanzienlijke invloed hebben op de waterspanningen in de ondergrond en daarmee op de overstromingskans.

Verandering intreeweerstand rivierbed en voorland

Het verwijderen of wegspoelen van waterremmende sliblagen op de rivierbodem kan een aanzienlijke invloed hebben op de ontwikkelingen van waterspanningen onder en achter een waterkering, en daarmee ook op de overstromingskans. Dit kan bijvoorbeeld ontstaan door het uitvoeren van baggerwerkzaamheden, maar ook door het wegspoelen van een waterremmende sliblaag bij het trekken van een stuw bij hoogwater.
Ditzelfde geldt overigens ook voor het verwijderen van waterremmende lagen in het voorland.

Graverijen

Graverijen in de dijk door o.a. muskusratten, muizen, mollen, bevers, vossen en dassen kan de doorlatendheid van het talud en waterstroming door de dijk door holen, wezenlijk beïnvloeden wat een negatieve invloed kan hebben op de veiligheid van de dijk. De respons van de freatische lijn op hoogwater en extreme neerslag kan bij toename van de doorlatendheid van het talud in ongunstige zin veranderen.

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 of verlaagde freatische lijn door bomen.
- Verminderde afstroming door bebouwing in de dijk.

Perforatie van het afdekkende pakket grondlagen 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 vervolgmechanismen in gang zetten die wel schadelijk zijn. Bestaande objecten worden vaak met een beoordelingsprofiel beoordeeld. Hierbij wordt bezwijken van het object niet beoordeeld en bij bezwijken kunnen in principe vervolgmechanismen optreden. Tijdig ingrijpen kan dan nodig zijn 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 periodieke veiligheidsbeoordeling wordt aangeraden om hier aandacht aan te besteden. Bij plaatsing van nieuwe

objecten is uiteraard een eis 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 de daaraan verbonden mechanismen 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.

Het goed functioneren van een drainagevoorziening in de waterkering kan essentieel zijn voor het begrenzen van de waterspanningen en daarmee voor de veiligheid van de kering. In die gevallen moet de drainage regelmatig geïnspecteerd en onderhouden worden, liefst op basis van een onderzoeksplan, zie ook de verwijzing in Monitoring en life-cycle management.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Bewaken ontwerpuitgangspunten waterspanningen

Inleiding

Omdat waterspanningen veelal cruciaal zijn voor de stabiliteit van de waterkering en dus voor de overstromingskans, is het van belang om in de beheerfase wijzigingen in de ontwerpuitgangspunten die de waterspanningen bepalen, te signaleren.

Voor het beheer van de kering is het dus noodzakelijk dat de cruciale ontwerpuitgangspunten duidelijk zijn en gehandhaafd kunnen worden, in ieder geval als een verandering een negatieve invloed op de dijkveiligheid heeft. Voor de beheerder is het van belang om al tijdens het opstellen van het ontwerp inzicht te krijgen in de ontwerpuitgangspunten en de gevolgen die daaruit voortvloeien voor het beheer. Zo nodig kunnen de uitgangspunten dan nog aangepast worden als handhaving van bepaalde uitgangspunten niet mogelijk of wenselijk (b)lijkt.

Vanzelfsprekend moeten de 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, zie ook artikel Kwaliteitscontrole bij uitvoering dijkverbetering.

Bewaken van de uitgangspunten

Regelmatige inspectie en handhavingsmaatregelen zoals deze in de keur zijn vastgelegd, moeten voorkomen dat uitgangspunten nadelig worden beïnvloed. Als nadelige invloed niet te vermijden is, moet het ontwerp worden herberekend en zo nodig aangepast.

Een groot aantal aspecten, fenomenen en/of schadebeelden, kan tijdens regelmatige inspectie worden gevolgd, zie het artikel Geohydrologie bij de dijk monitoren. Zij kunnen aanwijzingen bevatten dat ontwerpuitgangspunten niet correct waren of op een af ander wijze negatief zijn beïnvloed.

Ook via waterspanningsmetingen tijdens relatief extreme situaties (zoals hoogwater of hevige neerslag) kan worden geverifieerd of sommige uitgangspunten, dan wel de daarmee berekende waterspanningen, correct zijn. Bij negatieve afwijking van de gemeten en berekende waterspanningen

dient te worden beoordeeld of aanpassing van het ontwerp moet worden overwogen.
Tevens zullen (beleids)beslissingen gevolgd moeten worden. Hierbij kan gedacht worden aan peilbesluiten, de periodieke vaststelling van de hydraulische belastingen en besluiten met betrekking tot wateronttrekking.

Ontwerpuitgangspunten van invloed op de waterspanningen

Een aantal ontwerpuitgangspunten kunnen gedurende de levensduur van de waterkering wijzigen of waarnemingen van fenomenen of waterspanningen kunnen erop wijzen dat ontwerpuitgangspunten niet juist waren. Daarbij moet in ieder geval worden gedacht aan de volgende ontwerpuitgangspunten:

• Binnendijkse waterstand.

• Buitenwaterstand en golven.

• Opbouw van de dijk.

• Intreeweerstand of intreelijn.

• Wateronttrekking.

• Geometrie.

• Stijghoogte binnendijks in watervoerend pakket.

Binnendijkse waterstand

Onder dagelijkse omstandigheden is de aangehouden waterstand binnendijks gelijk aan 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.

Voor de belasting van de waterkering met extreme buitenwaterstanden zal de binnendijkse grondwaterstand nabij de dijk veelal gelijk aan maaiveld worden genomen. Voor de stabiliteit is dat in de meeste gevallen de ongunstigste grondwaterstand. Voor piping geldt dit ook. Indien echter waterpartijen binnen de stabiliteit- of pipinggevoelige zone liggen, kan dit voor een lagere grondwaterstand zorgen.

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 Verschijnselen veroorzaakt door grondwaterbeweging in het artikel Geohydrologie bij de dijk monitoren) kan dan een eventuele afwijking van die waterstand meegewogen worden.

Buitenwaterstand en golven

De bij het ontwerp aangehouden buitenwaterstanden en golven, de hydraulische belastingen, zijn afhankelijk van de norm, en de verwachte hoogwaterstijging (scenario) in de planperiode. Als deze in rekening te brengen hydraulische belastingen gedurende de levensduur van de waterkering wijzigen, is dit uiteraard reden om opnieuw de overstromingskans van de waterkering vast te stellen.

Opbouw van de dijk

De opbouw van de dijk bepaalt de hoeveelheid kwel door de dijk. Bij de veiligheidsbeoordeling is de opbouw een belangrijk aspect in verband met de mechanismen afschuiven, afdrukken of uitspoelen. Als er tijdens het beheer kwelwater op het binnentalud of bij de binnenteen wordt waargenomen, dan is het van belang om na te gaan of met de aangenomen dijkopbouw deze kwel verklaard kan worden. Zo niet, dan moet de aangenomen dijkopbouw worden herzien en de ernst van de situatie worden

ingeschat. Mogelijk is hiervoor nader grondonderzoek nodig.

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 mogelijk tot een ongunstiger situatie voor het mechanisme afschuiven 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 uitgangspunten 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 en dus moet blijven.
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 minimaal benodigde equivalente kleilaag (omvang, dikte en doorlatendheid) 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.

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 ter bepaling van de bodemdiepte en sliblaagdikte, 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.

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 positieve invloed hiervan in het ontwerp buiten beschouwing te laten. Als een grootschalige wateronttrekking wordt stopgezet, is extra oplettendheid gewenst met betrekking tot Verschijnselen veroorzaakt door grondwaterbeweging (zie het artikel Geohydrologie bij de dijk monitoren).

Geometrie

Ook de geometrie die in het ontwerp is aangehouden, is 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 of opdrijven gaat optreden, of dat het juist niet optreedt. Het laatste kan het geval zijn als een binnendijkse laagte of waterpartij op enige afstand van de teen wordt opgevuld, waardoor er daar geen opbarsten oftewel piping meer optreedt. De consequentie is echter wel dat stijghoogten in het watervoerende pakket toenemen, met een mogelijk nadelige invloed op het mechanisme afschuiven binnenwaarts van de dijk.

Door autonome bodemdaling van de dijk en het achterland kan een ongunstiger uitgangspunt met

een mogelijk nadelige invloed op het mechanisme afschuiven binnenwaarts van de dijk optreden. Dit speelt met name bij relatief dikke grondlaag pakketten o.a. bestaande uit veen en humeuze kleilagen.

Stijghoogte binnendijks in watervoerend pakket

Ook de binnendijkse randvoorwaarde voor de grondwaterstroming door het watervoerende pakket is een ontwerpuitgangspunt. 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.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Instrumenten om waterspanningen te meten

Inleiding

Het meten van het verloop van de waterspanningen als functie van de tijd met peilbuizen en/of waterspanningsmeters kan een belangrijke bron van informatie vormen bij het verkrijgen van inzicht in het geohydrologisch systeem bij dijken. Behalve voor rechtstreekse extrapolatie naar ontwerpomstandigheden worden deze waarnemingen vooral gebruikt om rekenmodellen te ijken aan werkelijk gemeten omstandigheden waarmee de betrouwbaarheid van deze modellen wordt verhoogd. Hierbij dient altijd rekening gehouden te worden met de invloed van toevallige variaties. Verder kan monitoren tijdens de uitvoering en/of de levensduur waardevolle informatie opleveren ter verificatie van de beoordeling- of ontwerpuitgangspunten, zie artikel Geohydrologie bij de dijk monitoren.

Peilbuizen lenen zich goed voor stijghoogtemetingen in de zandondergrond. Voor het meten van waterspanningen in klei zijn ze echter niet geschikt. Omdat het debiet door klei gering is, beïnvloedt de berging in de buis het lokale stromingsbeeld namelijk ingrijpend. Voor metingen in klei, veen en leem zijn speciale waterspanningsmeters beschikbaar, zie de paragraaf Waterspanningsmeter.

Naast het passief registreren van het tijdsverloop van de waterspanningsrespons op dagelijkse en extreme omstandigheden, kan het geohydrologisch systeem worden onderzocht met Waterspanningssonderingen en door het uitvoeren van Pomp-, put- en infiltratieproeven.

Waterspanningsmeting

De grondwaterdrukken in diverse grondlagen 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

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 of in geval van mogelijke hoge stijghoogte in een watervoerende zandlaag binnendijks, hoog boven maaiveld, dienen de buizen te worden opgelengd tot boven de maximale waterstand, om 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 ϕ, van het grondwater rond het filter.

Indien de grondwaterdruk verandert, zal ook de hoogte van de waterspiegel in de peilbuis 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 daarom onbruikbaar.

Is de zogenaamde aanpassingstijd van een peilbuis te lang, dan dient gebruik gemaakt te worden van een waterspanningsmeter. Waterspanningsmeters registreren in klei al na zeer geringe tijd (orde seconden) de juiste grondwaterdruk.

De peilbuizen zijn, naar de wijze van plaatsen, te onderscheiden in twee groepen:

- Peilbuizen, die in de grond worden weggedrukt.
- Peilbuizen, die in een boorgat worden afgesteld.

Vroeger werden peilbuizen nog handmatig uitgelezen door middel van een peilklokje of elektrisch peilklokje met meetlicht. Tegenwoordig is automatische registratie, soms op afstand, door middel van vlotterschrijver, niveauvolger of elektrische opnemer de standaard. 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 gemeten. De opnemer die de luchtdruk registreert, dient zich op een plaats te bevinden die altijd droog blijft. Bij het inhangen van de waterdrukmeter in de peilbuis, moet nauwkeurig het niveau van deze drukmeter bepaald worden.

Waterspanningsmeter

Voor het meten van waterspanningen worden tegenwoordig altijd elektrische waterspanningsmeters ingezet. In het verleden is ook gebruik gemaakt van de manometer waterspanningsmeter. Dit was de zogenaamde Bourdon waterspanningsmeter wat feitelijk een in de grond weggedrukte 3/4” peilbuis met filter was, die aan de bovenkant afgesloten werd en waarop een manometer werd aangesloten.

De diverse typen elektrische meters die worden toegepast, berusten op verschillende principes. Het meetlichaam (de opnemer) bevindt zich direct achter het filter. Het kenmerk van de elektrische waterspanningsmeter is in het algemeen dat de waterberging in de opnemer gering is, zodat de aanpassingstijd kort is. De aanpassingstijd is de tijd die het meetinstrument nodig heeft om zich aan te passen aan een wijziging van de lokale waterdruk.

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.

Ten gevolge van zettingen en mantelwrijving kan de buis mee zakken, 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 batterij-gevoed afleeskastje. De totale nauwkeurigheid is afhankelijk van het type in de orde van circa 2 kPa.

Het toepassingsgebied van de elektrische meters strekt zich uit tot het bepalen van de afvoer-, getij- of neerslaginvloeden op de waterspanning in dijken.

Een specifieke versie is die met een zogenaamde piëzoresistieve 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 mm^3. 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.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Valkuilen bij interpreteren van 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 numerieke rekenmodellen te ijken aan werkelijk gemeten omstandigheden (zie voor beide mogelijkheden het artikel Berekenen waterspanningen). Er dient ook rekening te worden gehouden met de invloed van toevallige variaties/omstandigheden op de gemeten waarden, daarom is het verstandig niet het minimaal aantal meetpunten dan wel de kortst mogelijke meetperiode te hanteren. Redundantie in de metingen is gewenst.

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

- De invloed van het bereiken van de grenspotentiaal bij opdrukken van de toplaag. Hierdoor wordt de metingen gemaximeerd. Bij metingen is dit niet altijd zichtbaar. Het bepalen van de grenspotentiaal ter plaatse van de meting is dan zinvol.
- In bijzondere gevallen kan ook de overgang van freatische stroming in de watervoerende laag naar artesische stroming de interpretatie bemoeilijken. Niet onderkennen van dit fenomeen kan leiden tot een onderschatting van de stijghoogte bij extrapolatie.
- De invloed van het onder water lopen van het voorland. (Door het onder water lopen zal een grotere respons worden gemeten. Omdat dit grote invloed kan hebben op de metingen en op de berekeningen (extrapolaties) dient hier rekening mee te worden gehouden.
- De invloed van berging.
- De invloed van het wel of niet stationaire karakter van de buitenwaterstand (zie het artikel Grondwaterstroming algemeen) en het corresponderende stromingsveld.

Een aantal van die invloeden is geïllustreerd in het artikel Voorbeeld van valkuilen bij interpreteren van waterspanningsmetingen.

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

- Bij het extrapoleren dient rekening te worden gehouden met mogelijke veranderingen in modelparameters in de toekomst (zoals erosie vooroever, ontgravingen in voorland, baggerwerkzaamheden e.d. buiten de eventuele beheerszone, beëindigen

grondwateronttrekking achter de dijk etc.). Zie ook het artikel Bewaken ontwerpuitgangspunten waterspanningen.

- De invloed van bodemvorming (biologische factoren, etc.) op de doorlatendheid van het maaiveld.
- De invloed van neerslag in de meeting. Stijging van het freatisch vlak bij hoogwater kan ook het gevolg zijn van neerslag en niet noodzakelijkerwijs worden veroorzaakt door het hoogwater zelf. Gezien bovengenoemde wordt aanbevolen ook neerslagmetingen ter plaatse uit te voeren of en meetdata van omringende neerslagstations te beschouwen.
- Onvoldoende rekenschap geven van de onnauwkeurigheid van de gekozen waterspanningsmeters, de plaatsingsmethode en de plaatsingsdiepte. In de praktijk kunnen hier eenvoudig fouten mee gemaakt worden.

Het artikel Berekenen waterspanningen behandelt onder de kop Extrapolatiemodellen verschillende methoden om peilbuiswaarnemingen te extrapoleren naar extreme omstandigheden.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Voorbeeld van valkuilen bij interpreteren van waterspanningsmetingen

In onderstaand theoretisch voorbeeld is sprake van diverse valkuilen zoals benoemd in het artikel Valkuilen bij interpreteren van waterspanningsmetingen.

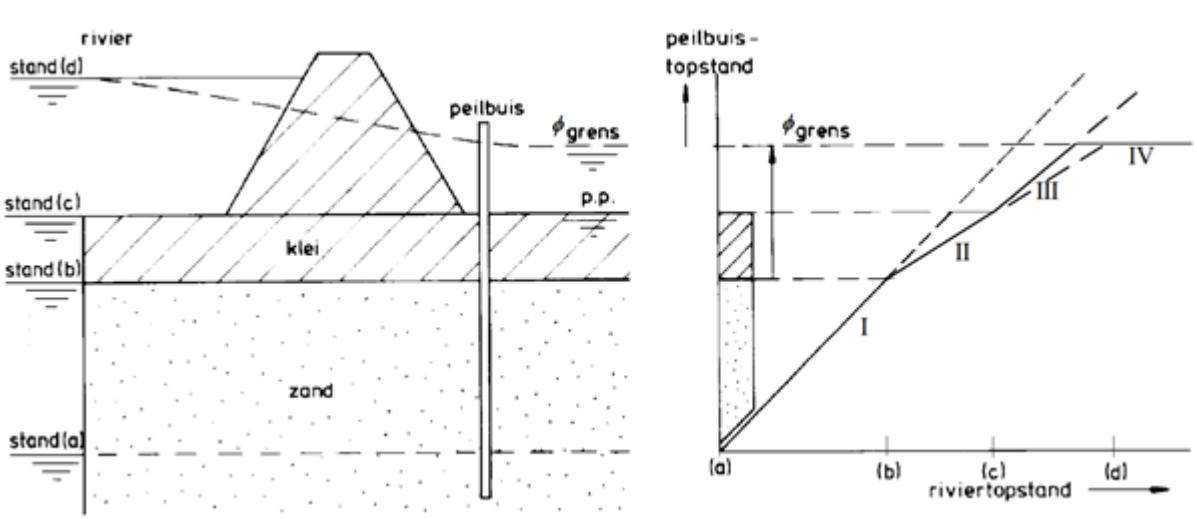
In het voorbeeld in onderstaande figuur leidt lineaire extrapolatie van metingen om verschillende redenen tot foutieve uitkomsten leiden.

Het lineaire verband tussen de metingen vertoont een neerwaartse knik als het stromingsbeeld in de zandlaag van freatisch bij een lagere buitenwaterstand dan (b) overgaat naar artesisch (spannings)water bij een hogere buitenwaterstand, tussen (b) en (c). 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 extrapolatie een te hoge stijghoogte gevonden.

Een opwaartse knik kan echter ook voorkomen. Een situatie dus waarbij boven een bepaalde waterstand (in zone III) de stijghoogte steiler i.p.v. flauwer verloopt. Dit kan ontstaan als relatief hoog voorland (al dan niet met een zomerkade) aanwezig is dat tijdens de metingen nog niet onderstroomt. Wanneer de waarnemingen voor de extrapolatie gedaan zijn bij lagere hoogwaters, lager dan de hoogte van het voorland, kan met lineaire extrapolatie een te lage stijghoogte worden gevonden.

Een andere mogelijkheid waarbij overschatting van de stijghoogte optreedt, is indien er bij extrapolatie een overschrijding van de grenspotentiaal optreedt.

In principe zou een relatie kunnen gelden zoals in de figuur geschematiseerd is weergegeven. Zone I betreft freatisch respons, zone II betreft de artesische respons, in zone III gaat extra aanvoer via het ondergelopen voorland werken en in zone IV is de grenspotentiaal bepalend.



Figuur Schematische weergave waterkering (links), met bijbehorende grafiek van de peilbuismeting als functie van de rivierwaterstand (rechts)

Versie 1.0: 2 juli 2025

Analytische modellen voor de interpretatie van peilbuiswaarnemingen

Voor de interpretatie van peilbuiswaarnemingen en de extrapolatie naar extreme omstandigheden zijn diverse analytische modellen ontwikkeld.

Voor situaties waarbij de belasting als stationair kan worden geschematiseerd, wordt verwezen naar de artikelen die enkele basisbegrippen beschrijven: Intreepunt; Kantelpunt en Lekfactor of leklengte.

Voor situaties met niet-stationaire belastingen zijn er de volgende analytische modellen ontwikkeld:

• **Model 3B** voor de 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. Zie Interpretatie gemeten stijghoogteverloop voor cyclische belasting.

• **Model 3C** voor de interpretatie van peilbuiswaarnemingen in het beneden- en 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 voor model 3B zijn gebruikt. Door successieve aanpassingen van de tijdsafhankelijke lekfactoren kan het gemeten peilbuisverloop in overeenstemming worden gebracht met het berekende verloop. Aldus kan rekening worden gehouden met de duur van hoogwater. Hiermee kan in sommige situaties een belangrijke winst worden bereikt. Zie Niet-stationaire benadering met behulp van de transiënte lekfactor.

• **Model 3D** voor de interpretatie van peilbuiswaarnemingen indien rekening moet worden gehouden met de invloed van hydraulische grondbreuk (opdrukken). Dit model is niet meer opgenomen in de Technische Leidraden. Het fenomeen opdrukken en de berekening van de opdruklengte is behandeld in de volgende artikelen: Afschuiven langs een diep glijvlak bij opdrukken achterland; Valkuilen bij interpreteren van waterspanningsmetingen; Berekenen van de opdruklengte bij stationaire stroming; Berekenen van de opdruklengte bij niet-stationaire stroming.

• **Model 3E** voor de interpretatie van peilbuiswaarnemingen indien rekening moet worden gehouden met de invloed van het onder water lopen van het voorland. Zie Interpretatie van peilbuiswaarnemingen bij het onderstromen van hoog voorland.

NB model 3A is geen analytisch model, maar betreft de Eerste schatting van de stijghoogte in het watervoerend pakket.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Interpretatie gemeten stijghoogteverloop voor cyclische belasting (Model 3B)

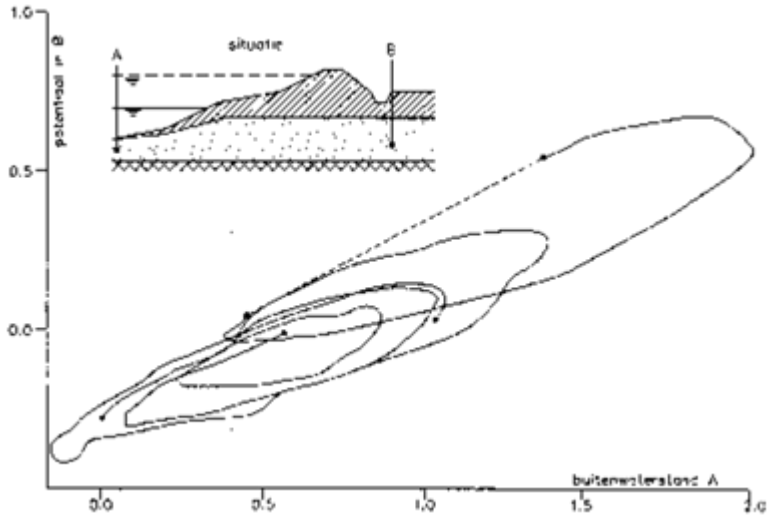
Analyse waterspanningsmetingen in benedenrivierengebied

Dit artikel beschrijft hoe de lekfactor kan worden bepaald uit peilbuiswaarnemingen met het zogenaamde **model 3B**. Zie voor het overzicht van de analytische modellen en hun toepassingsgebied: Analytische modellen voor de interpretatie van peilbuiswaarnemingen.

Voor een hoogwaterbelasting op de bovenrivieren, zie de volgende paragraaf: Analyse waterspanningsmetingen hoogwatergolf bovenrivierengebied

Voor de beschrijving van een niet-stationaire situatie bij getijde rivieren is de methode van de zogeheten cyclische lekfactor λ_ω ontwikkelt. 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, in vergelijking met uitgaan van een stationaire stroming, lagere waterspanningen in het achterland op en daarmee is een uitgekiender stabiliteitsanalyse mogelijk.

De bepaling van de cyclische lekfactor uit dagelijkse omstandigheden werd in het verleden gebaseerd op peilbuiswaarnemingen gedurende een half etmaal plus een uur, de zogenaamde 13-uurs meting. Tegenwoordig gebruikt men meetinstrumenten waarbij in het algemeen elke 10 minuten gedurende meerdere weken of maanden achtereen wordt gemeten. Een voorbeeld met meerdere 13-uurs metingen is gegeven in figuur 1. Daarin is een peilbuismeting uitgezet tegen de getijdevariatie van de buitenwaterstand. De relatie tussen de twee cyclische stijghoogteregistraties lijkt sterk op een ellips.



Figuur 1 Getijde respons in een peilbuis gedurende een aantal etmalen

De tijdsafhankelijke relatie tussen de twee cyclische stijghoogteregistraties wordt dan ook geschematiseerd met een ellips beschreven door de volgende formule:

Formule 1, vergelijking die beschrijft het cyclisch stijghoogteverloop in de watervoerende laag achter de dijk als functie van het cyclisch stijghoogteverloop in de watervoerende laag buitendijks.

$$\phi_B = \bar{\phi}_A e^{-x/\lambda_\omega} cos(\omega t - \psi) \qquad (1)$$

Waarin:

$$\bar{\phi}_A$$

Amplitude van het cyclische stijghoogteverloop in punt A [-].

ϕ_B Cyclisch stijghoogteverloop in punt B [-].

x Horizontale afstand tussen punt A en B [m].

λ_ω Cyclische lekfactor [m].

ω Hoekfrequentie [rad/s].

ψ Faseverschuiving, het faseverschil tussen het maximum in punt B en in punt A [rad].

De term exp[-x/λ_ω] wordt wel aangeduid als de amplitude demping. Er is in theorie een eenduidig verband tussen een ellips (zie figuur 2) en formule 4, namelijk:

Formule 2 met de twee vergelijkingen die de relatie tussen de cyclische lekfactor en de faseverschuiving geven als functie van de hieronder staande parameters die de ellips karakteriseren.

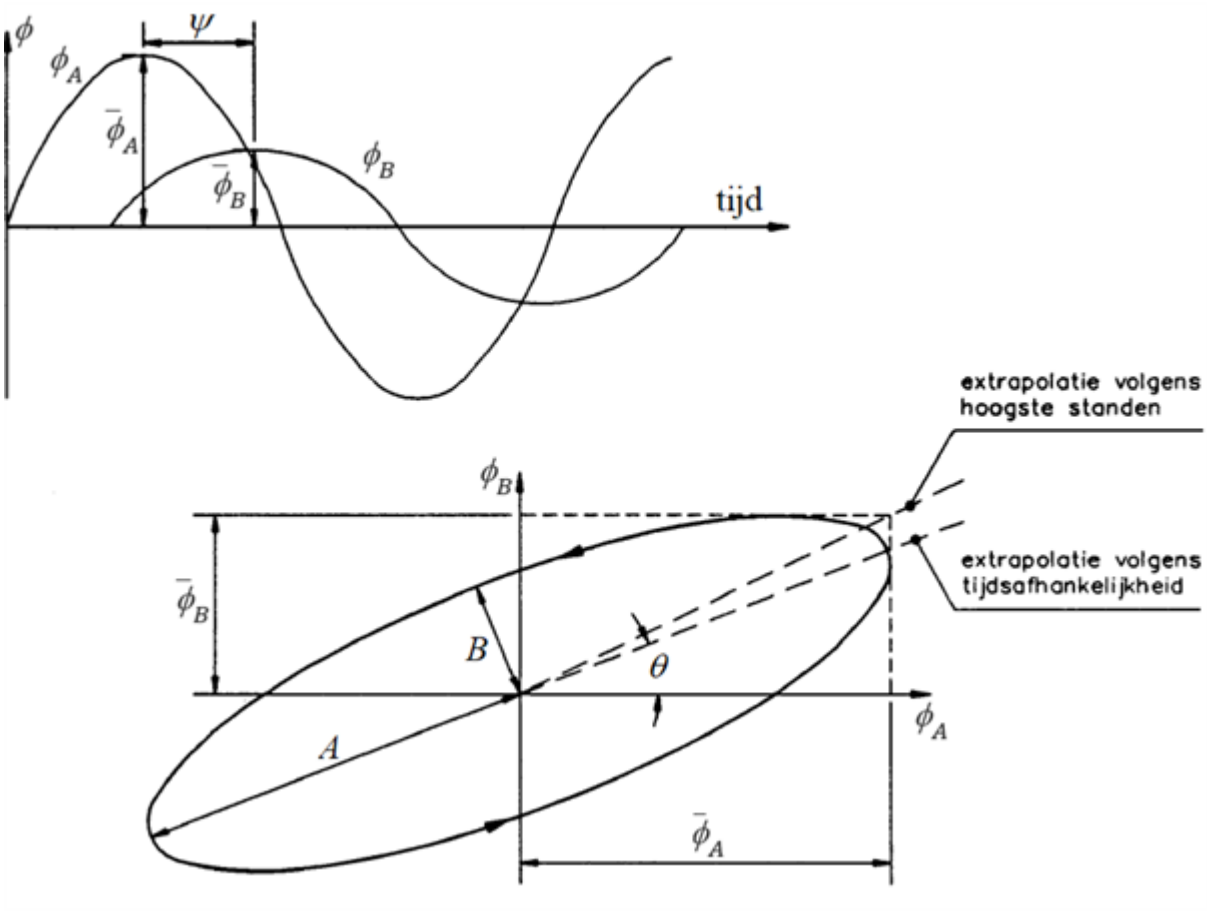
$$\lambda_\omega = x/\ln\sqrt{\left(\frac{1+m^2\tan^2\theta}{m^2+\tan^2(\theta)}\right)}$$

$$\psi = \arctan\left[\frac{2}{\left(\frac{1}{m}-m\right)\sin(2\theta)}\right] \qquad (2)$$

Waarin:

m Slankheid van de ellips (= B/A) [-].

De betekenis van de overige symbolen A, B en θ volgt uit figuur 2.



Figuur 2 Theoretische parametrisering van de cyclische peilbuiswaarnemingen

Door ellipsen te fitten door de gemeten signalen (figuur 1) kunnen een slankheid m en een stand θ worden bepaald. Met deze slankheid m en een stand θ zijn met vergelijking (2) schattingen voor de cyclische lekfactor λ_ω en de faseverschuiving ψ te berekenen. De werkelijke vorm wijkt meestal iets af van een ellips als gevolg van niet-lineaire effecten in de metingen (zie figuur 1).

Als de ellips erg smal is, geldt m « 1. In dat geval gaan bovenstaande relaties (6) over in:

Formule 3 voor de tijdsafhankelijke leklengte en de fasehoek voor het limietgeval m nadert naar 0.Formule 3 voor de tijdsafhankelijke leklengte en de fasehoek voor het limietgeval m nadert naar 0.

$$\lambda_\omega = x/\ln\left(\frac{1}{\tan(\theta)}\right) \qquad ;\psi = 0° \qquad (3)$$

Aangezien tan(θ) voor het limietgeval gelijk is aan ϕ_B/ϕ_A , komt deze formule overeen met de uitdrukkingen voor de λ voor stationaire stroming (zie Lekfactor of leklengte vergelijking 2).

Gebleken is dat er steeds verder van de rivier meer amplitudedemping en vertraging (faseverschuiving) optreedt.

In principe is de methode waarbij de metingen van een enkele belastingcyclus wordt geanalyseerd, 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 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, grenspotentiaal) 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 realistische uitkomt geeft.
Als een stormopzet of een hoogwatergolf een cyclisch gedrag vertoont, bijvoorbeeld een halve sinus, is de methode van de cyclische lekfactor ook bruikbaar door de belasting als een voortgaande sinus te beschouwen. Dezelfde formules zijn dan bij benadering bruikbaar in het “reële” deel van de belasting.

Als er sprake is van verschillende cyclische componenten (ieder met een specifieke frequentie) kan gebruik worden gemaakt van superpositie, maar een schaalregel in de tijd is dan vereist. De te beschouwen situatie kan vervolgens worden vastgesteld door, uitgaande van de ontwerpwaterstand en de duur ervan, met de berekende λ_ω-waarde uit formule (2) de corresponderende stijghoogte te berekenen.

Voor het Hollandprofiel geldt voor de absolute waarde bij een specifieke frequentie (de faseverschuiving is niet aangegeven):

Formule 4 beschrijft het verloop van het tijdsafhankelijk stijghoogteverloop als functie van de startwaarde, de amplitude van de fluctuaties van de buitenwaterstand, de cyclische lekfactor en de hoekfrequentie.

$$\phi(x,t) = \phi(x,0) + H_0 exp(x/\lambda_\omega) cos(\omega t) \qquad (4)$$

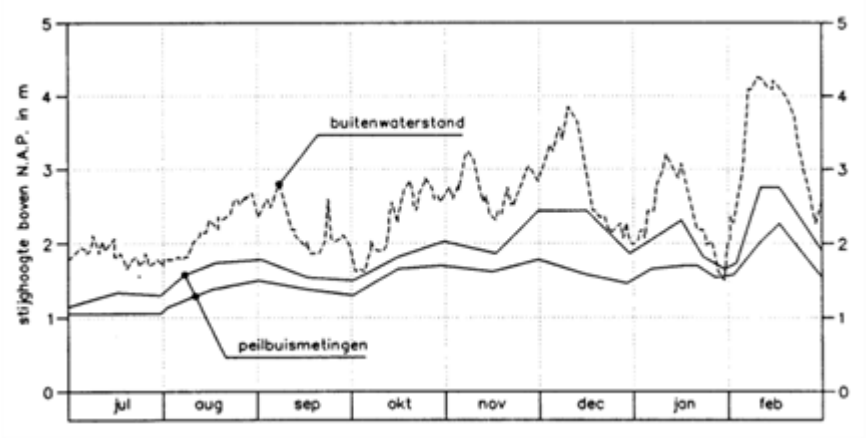
Waarin:

$\phi(x,0)$ Gemiddelde (semi-)stationaire potentiaal in de ontwerpsituatie (startwaarde) [m].

H_0 Amplitude van de fluctuaties van de ontwerpbuitenwaterstand [m].

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 uitzonderlijke hoogwaterstanden in de winter te verwachten. Dus peilbuiswaarnemingen kunnen het best 's winters worden uitgevoerd (zie figuur 3).



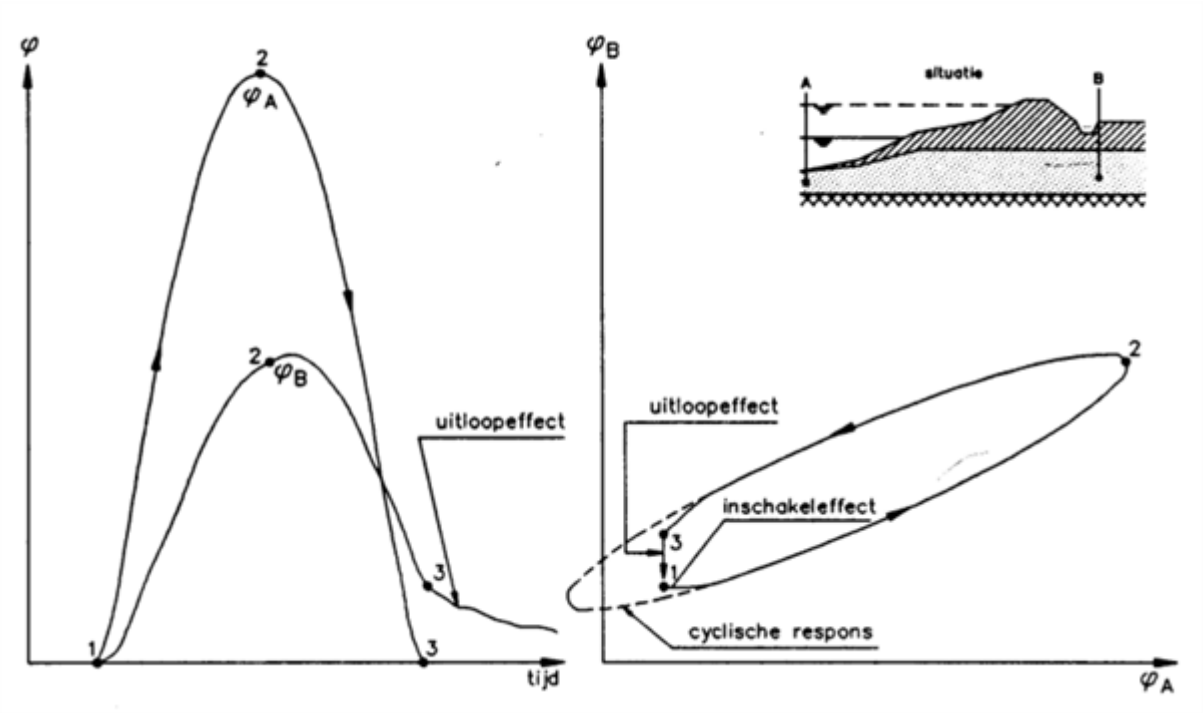
Figuur 3 Effect van de seizoenen op de gemiddelde stijghoogte

Voor zeedijken wordt in Basisprincipes van de kustwaterbouw II, Getijden en getijstromen [Verhagen, 1988] de achtergrond van getijdebewegingen beschreven. Aan de hand van getijdetafels [RWS Getij] kan een tijdstip worden gekozen, waarop het getij maximaal is.

Analyse waterspanningsmetingen in bovenrivierengebied

De cyclische analyse (model 3B) als beschreven in de vorige paragraaf is onder bepaalde voorwaarden

ook toepasbaar in het bovenrivierengebied, omdat een hoogwatergolf kan lijken op een halve sinusboog [Barends, 1986].
Als een peilbuismeting wordt uitgevoerd gedurende een hoogwatergolf, bijvoorbeeld in het bovenrivierengebied waar het geologisch profiel overeenkomst vertoont met het Hollandprofiel (een zandpakket afgedekt door een semi-doorlatende deklaag), 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 4).



Figuur 4 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) loopt de stijghoogte binnendijks slechts traag terug, het zogeheten uitloopeffect of Naijlen van waterspanningen. Bij continue cyclische waterstandsfluctuaties zoals de getijcycli in het benedenrivierengebied, is dit effect niet zichtbaar.

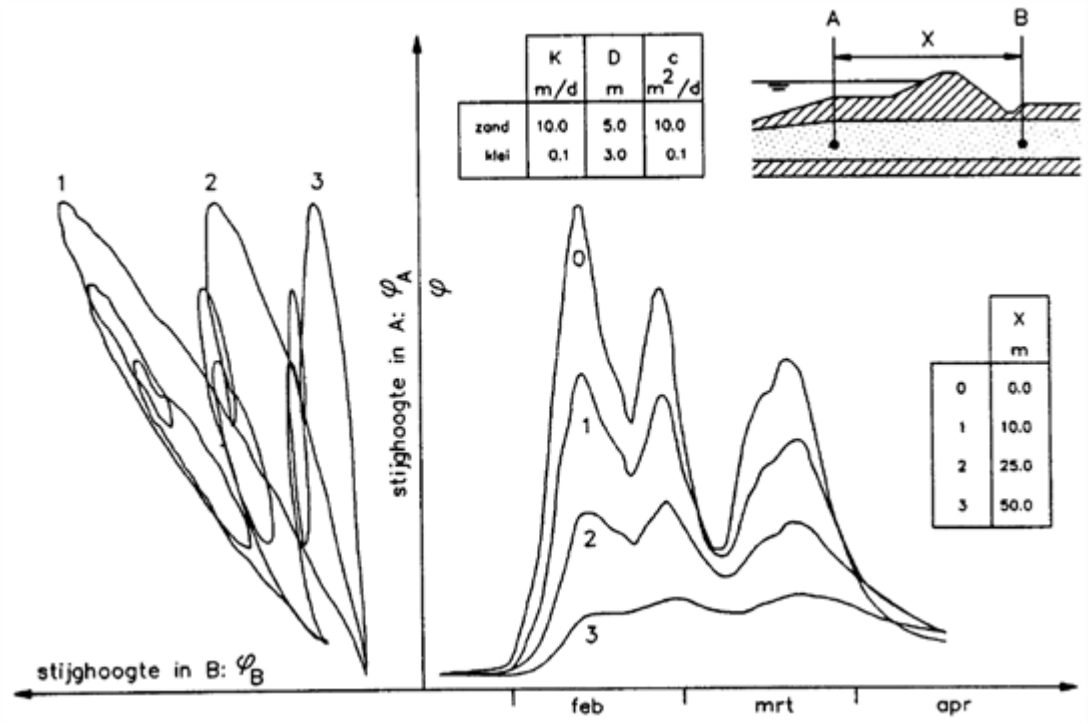
Versie 1.0: 2 juli 2025

Niet-stationaire benadering met behulp van de transiënte lekfactor (Model 3C)

Het is mogelijk om via peilbuiswaarnemingen bij een complexe tijdsafhankelijke belasting direct de kritische modelparameters vast te stellen, waarbij de invloed van de aanwezige heterogeniteit automatisch is verdisconteerd. De methode berust op kalibratie van peilbuiswaarnemingen gedurende de hele hoogwaterperiode en enige tijd erna (**Model 3C**, zie voor een overzicht van de modellen en hun toepassingsgebied het artikel Analytische modellen voor de interpretatie van peilbuiswaarnemingen). Het model 3C is gebaseerd op de theorie van de tijdsafhankelijke lekfactor [Barends, 1982]. Door kalibratie 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 deklaag ($c' = d'/k'$) en de “consolidatiecoëfficiënt bij zwel” van de deklaag (c_v'). In sommige gevallen kan ook de berging van het zandpakket worden meegenomen ($S_z = kD/c_v$, c_v =

consolidatiecoëfficiënt van het zandpakket), maar in de meeste gevallen is deze parameter niet essentieel..
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 watervoerende zandlagen met semi-doorlatende deklaag 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, opdrukken) kunnen niet worden meegenomen.

Door ijking 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. In onderstaande figuur 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.



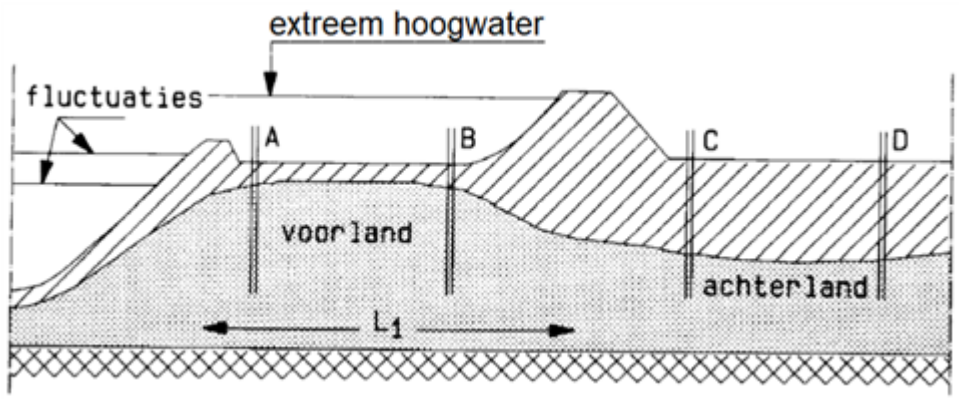
Figuur Stijghoogte-respons; hoogwatergolf 1947-1948

Versie 1.0: 2 juli 2025

Interpretatie van peilbuiswaarnemingen bij het onderstromen van 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.

In figuur 1 is een geschematiseerde situatie gegeven van een dijk met hoog voorland die ook wel wordt aangeduid als **model 3E**, zie ook het artikel Analytische modellen voor de interpretatie van peilbuiswaarnemingen.



Figuur 1 Rivierdijk met hoog voorland

Bij de metingen moet rekening worden gehouden met het onderlopen van het voorland tijdens hoogwater. 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.

De te analyseren situatie bestaat uit 3 secties:

- Rivierbed (met sliblaag) met lekfactor λ'''.
- Voorland (met deklaag) met lekfactor λ''.
- Achterland (met deklaag) met lekfactor λ'.

Voor dit drie-sectie systeem bestaat een analytische oplossing. Maar de uitdrukkingen zijn gecompliceerd en niet geschikt voor een handmatige evaluatie. Evaluatie met reken-intensievere numerieke modellen is uiteraard ook mogelijk. Dit artikel gaat echter uit van de analytische aanpak waarin de lekfactoren de cruciale parameters zijn.

Een vereenvoudigde aanpak is in sommige situaties mogelijk met behulp van cyclische lekfactoren, daarbij gebruikmakend van de in het artikel Tijdsafhankelijke lekfactor voor niet-stationaire stroming gepresenteerde formules. Het systeem wordt daarbij opgedeeld in twee subsystemen:

- Rivierbed en eventueel voorland van de zomerkade, met lekfactor λ'''_ω.
- Voorland van de winterdijk en achterland, met lekfactor λ''_ω.

In het voorland en achterland zijn in totaal 4 peilbuizen geplaatst, zoals in de figuur 1 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. Deze evaluatie levert λ'''_ω en λ''_ω.

Hierbij wordt verondersteld dat het achterland identieke eigenschappen bezit als het voorland tussen zomer- en winterdijk. 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 L_1 groter is dan de gevonden cyclische lekfactor:

$L_1 > \lambda''_\omega$

Waarin:

L_1 Lengte voorland, tussen zomer- en winterdijk [m].

λ''_ω Cyclische lekfactor voor het voorland [m].

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 de situatie bij extreem hoogwater. Vanwege het onder water komen van de droge deklaag in het voorland wordt een extra weerstand (luchtinsluitingen) gemobiliseerd. In de hier gesuggereerde aanpak is die niet meegenomen.

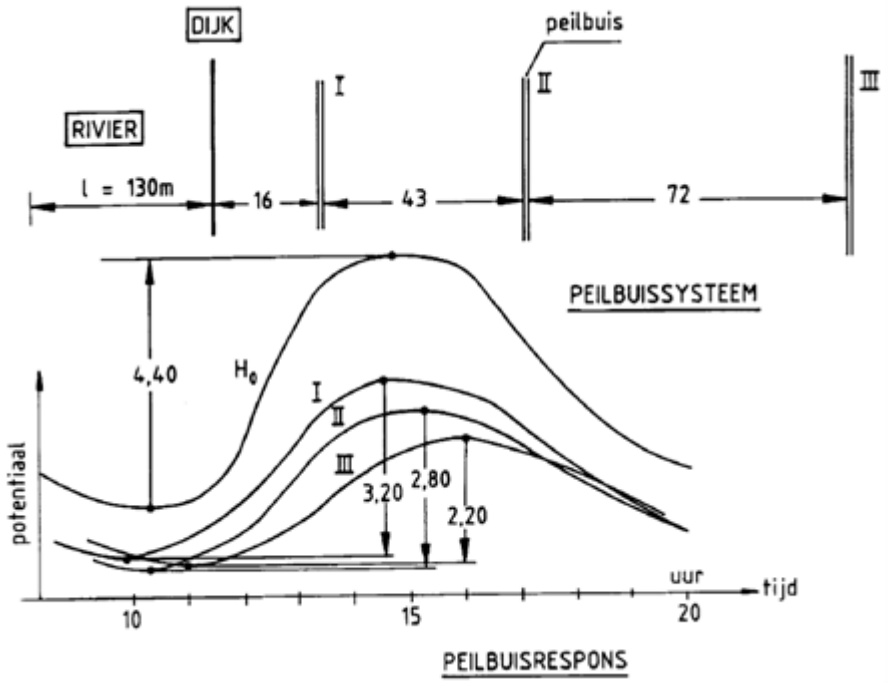
Een complicatie vormt het feit dat het consolidatiegedrag in het gebied tussen zomer- en winterdijk bij extreem hoogwater wordt bepaald door samendrukking terwijl dat gebied, zolang de rivier in zijn zomerbed blijft, fungeert als achterland waar er sprake is van zwel. Compressie en zwel hebben te maken met respectievelijk belasten en ontlasten. De consolidatiecoëfficiënt van samendrukbare grond bij belasten is significant groter dan bij ontlasten. Derhalve is de λ''_ω voor extreem hoogwater een andere dan bij de zomerpeilfluctuaties, omdat de consolidatiecoëfficiënt c_v voorkomt onder een 4e machtswortel:

Wiskundige uitdrukking die aangeeft dat de tijdsafhankelijke leklengte omgekeerd evenredig is met de vierde-machtswortel uit de consolidatiecoëfficiënt.

$$\lambda_\omega :: \frac{1}{\sqrt[4]{c_v}}$$

Echter de consolidatiecoëfficiënt 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, 1988] is een specifieke situatie uitgewerkt aan de hand van peilbuismetingen (zie figuur 2) 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. Voor een toelichting op de begrippen voor- en naijlen zie [de Lange, 1986]). Het resultaat van de analyse in deze case/studie is een voorlandlekfactor van 90 m en een achterlandlekfactor van 300 m. Met deze informatie kan vervolgens een willekeurige (extreem) hoogwatersituatie worden geanalyseerd.



Figuur 2 Gemeten hoogwater in een dijkraai met voorland [Bauduin, 1988]

Versie 1.0: 2 juli 2025

4.4 Gebruik van een geohydrologisch model in de analyse van piping

Toepassen van een geohydrologisch model in de analyse van piping

In de Geohydrologische Aanpak Piping [Brinkhuis, et al., 2025] is beschreven hoe een geohydrologisch model gekoppeld kan worden aan de modellen voor de sterkte (weerstand tegen piping).

Koppelen van stijghoogte aan de mechanismen

- De berekende stijghoogte is een directe input-parameter in het model voor opdrijven en opbarsten (zie Modelleren opdrijven en opbarsten).
- Voor het analyseren van heave (zie Modelleren heave) wordt normaliter uitgegaan van de stijghoogte vóór opbarsten.
- De weerstand tegen terugschrijdende erosie wordt doorgaans bepaald aan de hand van de rekenregel van Sellmeijer (Rekenregel van Sellmeijer). In de rekenregel van Sellmeijer is de grondwaterstroming (2D in een homogeen isotroop zandpakket) direct verwerkt in het model en hiervoor is dus geen koppeling met een (ander) grondwatermodel nodig. Om de weerstand van een doorlatend voorland mee te nemen in de rekenregel van Sellmeijer kan de koppeling worden gemaakt met een grondwatermodel. De koppeling met een grondwatermodel kan worden gelegd door de afstand tussen buitenteen en intredepunt (L in de formule van Sellmeijer) zodanig te kiezen dat deze overeenkomt met de fictieve voorlandlengte die uit het grondwatermodel kan worden afgeleid. In die fictieve voorlandlengte is de hydraulische weerstand (doorlatendheid) van het voorland verwerkt.

3-dimensionale (vlakdekkende) pipinganalyses

Het gebruik van een 3D grondwatermodel geeft de mogelijkheid om vlakdekkende pipinganalyses uit te voeren in plaats van analyses op dwarsdoorsnedeniveau. Dit geeft de mogelijkheid om dijkvakken homogener te bepalen en oplossingsrichtingen lokaler/gerichter vast te stellen. Pipinganalyses op basis van 3D grondwatermodellen kunnen worden toegepast voor beoordelingen, ontwerp, beheer en vergunningsverlening. Hierdoor kan tot een scherp oordeel of juist een robuust ontwerp gekomen worden. Adequaat beheer kan bijvoorbeeld worden uitgevoerd door op basis van deze analyses de meest risicovolle locaties te bepalen. Tijdens een calamiteit (hoogwater) kunnen deze locaties gericht gemonitord worden. Ten slotte kunnen de 3D grondwatermodellen gebruikt worden als ondersteuning bij pipinganalyses in kader van vergunningverlening. Met het model kan bepaald worden of aan vergunningseisen wordt voldaan. Het ontworpen 3D model kan bijvoorbeeld als een instrument gebruikt worden om de effecten op hoogwaterveiligheid van het afgraven van klei uit het voorland te bepalen. Een vergunningverlener kan vervolgens op basis van een gekwantificeerd effect bepalen of aan de vergunningsvereisten wordt voldaan.

Versie 1.0: 2 juli 2025

5. Karakteriseren eigenschappen van het watervoerend pakket

5.1 Ondergrond

Schematiseren van de ondergrond voor piping

Onder schematiseren wordt verstaan het proces van het versimpelen van de (complexe) werkelijkheid naar een vereenvoudigde weergave en vervolgens tot specifieke modelinvoer. In dit proces is aandacht voor de verschillende mechanismen binnen het faalpad piping. Deze zijn beschreven in het artikel Globale beschrijving van het faalpad piping. Schematiseren van de ondergrond is een

onderdeel van schematiseren in het algeheel. De stappen van het schematiseren van een dijktraject en de onderverdeling naar dijkvakken worden gegeven in de *Handleiding Piping*.
Het eerste uitgangspunt voor het schematiseren van de ondergrond is de globale Stochastische Ondergrond Schematisatie (SOS) zoals ontwikkeld in het WBI. Deze is beschreven in het artikel Introductie stochastische ondergrondschematisatie (SOS). Deze is voor alle primaire waterkeringen in Nederland opgesteld. In een stochastische ondergrondschematisatie worden de verschillende mogelijkheden (scenario's) beschreven voor de opbouw van de ondergrond die zich op een locatie kunnen voordoen. De ondergrondscenario's in het SOS zijn opgesteld voor de natuurlijke ondergrond, uitgaande van een onbelaste situatie. Van belang is te bedenken dat de laagopbouw onder de dijk weliswaar hetzelfde verondersteld mag worden als in de omgeving, maar zal afwijken in laagdiktes en materiaaleigenschappen.

Op basis van de reeds beschikbare lokale informatie en/of gegevens uit aanvullend lokaal grondonderzoek worden deze generieke SOS-scenario's verder gedetailleerd in diepteligging en uitgestrektheid van de lagen. Sommige scenario's kunnen op basis van de lokale grondgegevens worden uitgesloten, andere kunnen worden verfijnd met sub-scenario's. De werkwijze om het generieke SOS te verfijnen voor de lokale omstandigheden is uitgewerkt in het artikel Schematiseren van de ondergrond.

Voor pipinganalyses is een schematisering nodig van de:

1. Opbouw van de dijk en ondergrond.
2. Waterspanning in de grondlagen onder de waterkering.

Achtergrondinformatie over de opbouw van het dijklichaam is gegeven in artikel Definitie opbouw grondlichaam en ondergrond. Achtergrondinformatie over de opbouw van de ondergrond is gegeven in artikel Geologische beschrijving ondergrond. De eigenschappen van de ondergrond zijn gegeven in het artikel Bepalingswijze van de doorlatendheid k en de d70 waarde van zandpakketten.

Doorgaans zijn waterspanningen in en onder de dijk het gevolg van zaken die zich in de omgeving van de dijk afspelen. Bijvoorbeeld respons op rivierwaterstanden, respons op grondwaterpeilbeheer en respons op neerslag. Voor het schematiseren van waterspanningen voor een pipinganalyse is het daarom nodig de (geohydrologische) systeemwerking en de erbij behorende geohydrologische parameters van de dijk, de ondergrond en de omgeving te kennen. Het artikel Schematiseren van geohydrologische situatie gaat hier nader op in.

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



Figuur 1 Schematisering van de opbouw van een dijk en de ondergrond voor de controle op piping.

De schematisering(en), (scenario's) vormt (vormen) de invoer voor het rekenmodel of de

rekenmodellen waarmee de pipinganalyses worden uitgevoerd. De schematisering is nodig voor verschillende typen analyses met uiteenlopende mate van verfijning. In eerste instantie betreft dit een controle of de bodem gevoelig is voor piping. Meer informatie is te vinden in het artikel Fenomenologische beschrijving terugschrijdende erosie.
Versie 1.0: 2 juli 2025

5.2 Karakteriseren van de kwelweg

Kwelweglengte

Wat is het

De kwelweglengte (L_{kwel}) is de afstand tussen het intredepunt (zie artikel Intredepunt piping) en het uittredepunt (zie artikel Uittredepunt piping) [m]. In een semi-probabilistische analyse wordt een laag-karakteristieke waarde gehanteerd (zie artikel Parameterbepaling).

Versie 1.0: 2 juli 2025

Intredepunt piping

Wat is het

Het begrip intredepunt heeft verschillende betekenissen voor het faalmechanisme piping. Deze hebben te maken met het doel van het intredepunt.

Doel 1: stijghoogteverloop

Dit betreft het fictieve intredepunt ter bepaling van stijghoogteverloop. Dit wordt gebruikt voor de deelmechanismes opbarsten en heave. Het intredepunt is een rekenkundige geometrische locatie (de positie waarop de hoogwaterrandvoorwaarde effectief aanwezig. Conservatisme in deze context is dat in het geval van onzekerheid, zoals een sliblaag op de bodem van een watergang, het intredepunt zo wordt gekozen, dat het stijghoogte verloop passend is.

Doel 2: kwelweglengte

Voor het deelmechanisme terugschrijdende erosie is de kwelweglengte een belangrijke parameter. De kwelweglengte is de afstand tussen het intredepunt en het uittredepunt. Conservatisme in deze context is dat in het geval van onzekerheid, zoals een sliblaag op de bodem van een watergang, dat de kortste kwelweglengte passend is. De kwelweglengte is van invloed op het (rekenkundige) verloop van het erosiekanaal. De keuze van het intredepunt met als doel kwelweglengte moet dan ook zo gekozen worden dat de potentiële groei van het erosiekanaal nog verantwoord is qua locatie.

Hoe te bepalen

Het intredepunt is afhankelijk van het doel en de situatie.

Doel: stijghoogteverloop

Handvatten voor de bepaling zijn gegeven in het artikel Intreepunt macrostabiliteit. Het gebruik van het stijghoogteverloop op zich wordt niet gebruikt in de deelfaalmechanismes opbarsten en heave. Daar wordt gebruik gemaakt van de parameter responsfactor (zie het artikel Responsfactor). Deze is afhankelijk van het stijghoogte verloop.

Doel: Kwelweglengte, situatie: geen slecht doorlatend voorland

In het geval dat een dijk direct grenst aan het buitenwater, dan is het intredepunt gelijkgesteld aan de buitenteen van de kering daar waar het buitenwater contact maakt met het zandpakket.

In het geval dat een dijk wel een voorland heeft, maar dit voorland alleen bestaat uit goed doorlatende lagen (zoals zand en grind), dan is het intredepunt gelijkgesteld aan de buitenteen van de

kering daar waar het buitenwater (bij hoogwater) contact maakt met het zandpakket.
Doel: kwelweglengte, situatie: voorland met slecht doorlatende lagen

Een deel van het voorland kan in een analytische Sellmeijer-analyse meegerekend worden bij de bepaling van de kwelweglengte. Het mee te rekenen deel kan maximaal de fictieve voorlandlengte zijn. Deze lengte kan worden berekend op basis van:

$$L_{fictief,voorland} = \lambda_{voorland} \cdot \tanh\left(\frac{L_{voorland}}{\lambda_{voorland}}\right) \qquad (1)$$

Waarin:

$\lambda_{voorland}$ Spreidingslengte voorland [m].

$L_{fictief,voorland}$ Fictieve voorlandlengte [m].

$L_{voorland}$ Lengte van het voorland [m].

Voor de bepaling van de spreidingslengte of lekfactor wordt verwezen naar het artikel Leklengte (spreidingslengte).

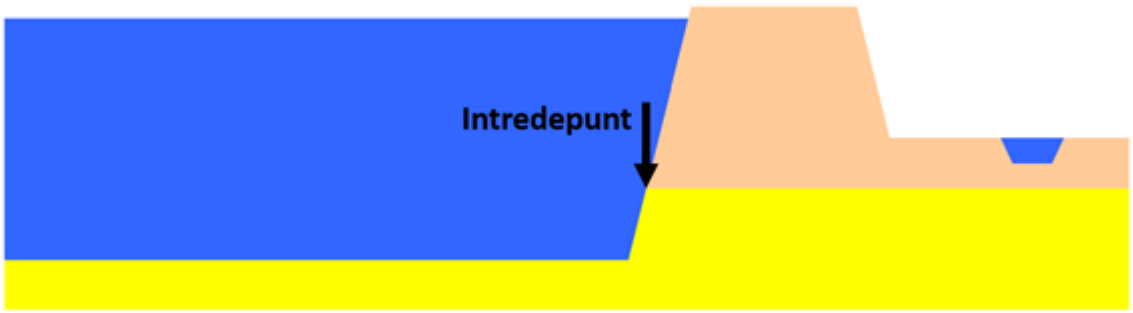
Aandachtspunten

In het Onderzoek rapport Voorland [Deltares, 2023] is een stappenplan opgenomen waarmee bepaald kan worden in welke situaties de invloed van het voorland meegenomen kan worden. Zie verder ook Invloed van het voorland.

Voorbeeld

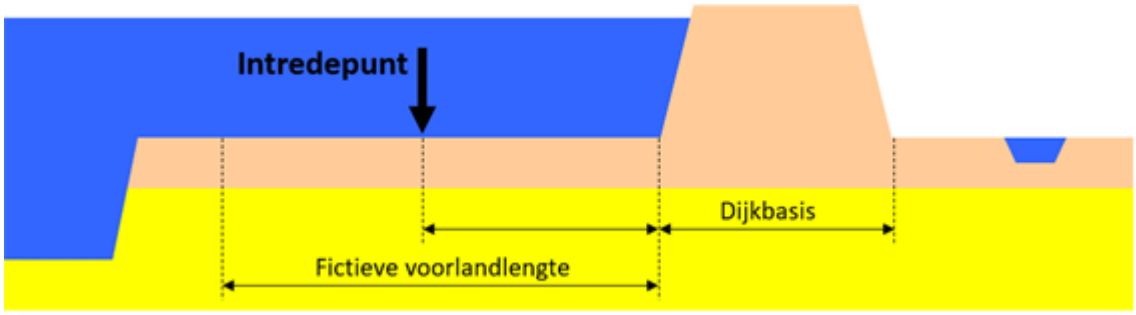
Enkele voorbeelden van keuzes voor het intredepunt in een pipinganalyse zijn:

- Dijk zonder voorland (schaardijk)
  Bij een schaardijk ligt het intredepunt in de buitenteen van de dijk.

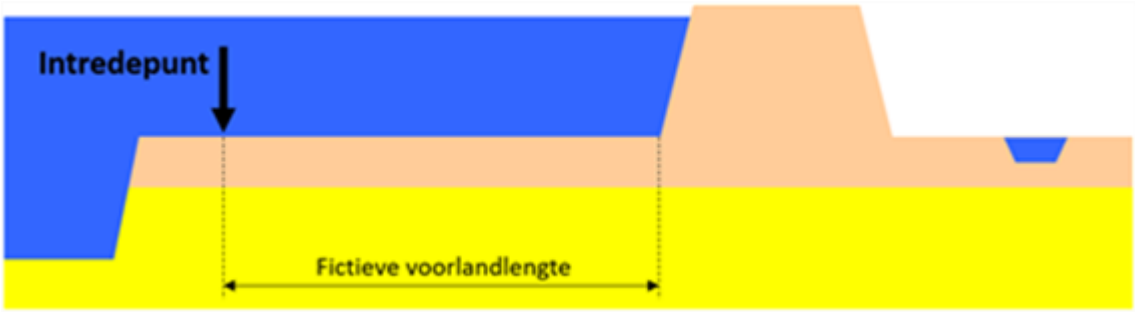


Figuur 1 Dijk zonder voorland met intredepunt in buitenteen.

- Dijk met voorland: analytische Sellmeijer-analyse
  Bij een dijk met voorland is de maximaal mee te nemen voorlandlengte in een analytische Sellmeijer-analyse gelijk aan de fictieve voorlandlengte. Grote voorlandlengtes meenemen in een pipinganalyse kan risico's met zich meebrengen bij de groei van een erosiekanaal onder de dijk. Als eerste veilige aanname kan de voorlandlengte begrensd worden op één keer de dijkbasis. Aan de hand van aanvullende analyses (zie Handleiding Piping) kan dit criterium opgerekt worden tot maximaal de fictieve voorlandlengte.



Figuur 2 Dijk met voorland met maximaal dijkbasis als intredepunt.



Figuur 3 Dijk met voorland met maximaal fictieve voorlandlengte als intredepunt.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Uittredepunt piping

Wat is het

Het uittredepunt bij piping betreft de locatie waar uitstroom van de door erosie getransporteerde zandkorrels uit het watervoerend pakket naar het maaiveld plaatsvindt. Hiervoor dient in het geval van een deklaag een perforatie in de deklaag aanwezig te zijn, bijv. als gevolg van opbarsten van deze deklaag. Het uittredepunt is daarmee de locatie waar terugschrijdende erosie start (voor een volledige beschrijving van het faalpad zie het artikel Fenomenologische beschrijving terugschrijdende erosie).

Hoe te bepalen

Een pipinganalyse wordt uitgevoerd op een door de gebruiker gedefinieerd uittredepunt in het achterland. Het is niet altijd meteen duidelijk waar het maatgevende uittredepunt zich bevindt omdat het afhangt van de locatie waar opbarsten plaatsvindt. Bij twijfel dienen voor meerdere uittredepunten de analyses uitgevoerd te worden.

Het maatgevende uittredepunt ligt vaak op natuurlijke wijze vast, bijvoorbeeld wanneer de sloot achter een dijk tot in de betreffende zandlaag reikt of wanneer de zandlaag tot aan het maaiveld reikt. In het geval een afdekkende laag aanwezig is die opbarstgevoelig is wordt als uittredepunt de opbarstlocatie gekozen.

Aandachtspunten

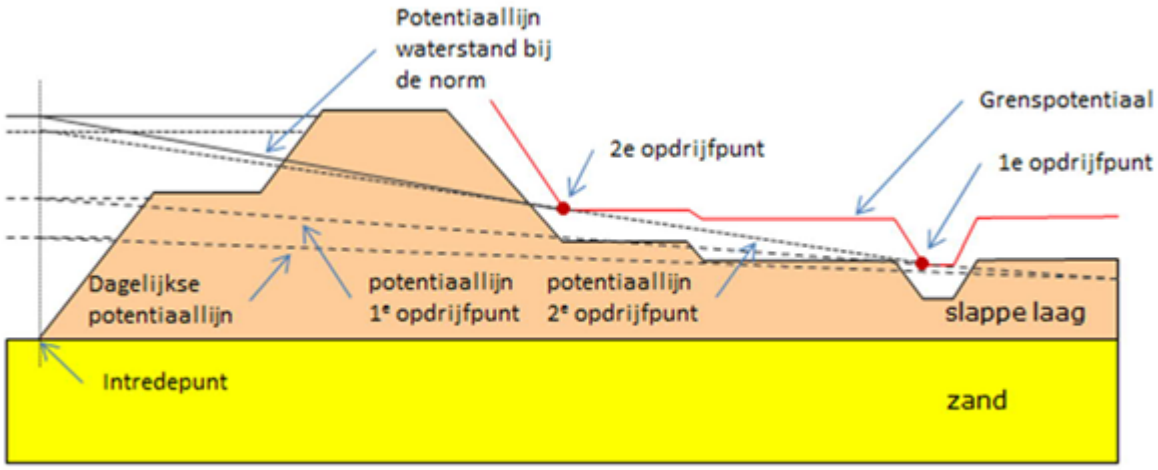
De volgende aandachtspunten gelden:

- Kopsloten kunnen een maatgevend uittredepunt vormen, maar zijn niet altijd direct in dwarsprofielen te zien als deze dwarsprofielen om een bepaalde afstand genomen zijn (bijvoorbeeld om de 100 m).
- Perforatie van de kleilaag: er kan mogelijk een wel ontstaan in een voldoende dikke deklaag als de deklaag geperforeerd is door boor- of sondeergaten, of oorzaken. Dit is in de praktijk niet of lastig te controleren. Tijdens hoogwater zullen dergelijke gaten mogelijk aan het licht komen.

- Indien binnendijks funderingspalen zijn toegepast, waar de grond niet goed omheen sluit, dan wordt er van uit gegaan dat langs de paal welvorming kan optreden. Dit is bijvoorbeeld het geval bij palen met een verzwaarde paalvoet. Dit dient in ieder geval te worden gecontroleerd.
- Ontgravingen binnendijks zijn door verkenning in het veld waar te nemen. Bij een lokale ontgraving zal zo nodig voor die specifieke locatie een controle op de kwelweglengte moeten plaatsvinden.
- Door gericht terreinonderzoek in het achterland kunnen dikte en gewicht van het afdekkende pakket en de locatie van het uittredepunt worden vastgesteld. De intensiteit van het grondonderzoek is sterk locatie-gebonden en afhankelijk van de verwachte heterogeniteit.
- Indien niet-waterkerende objecten (NWO's) aanwezig zijn aan de binnenzijde van de waterkering, moet gecontroleerd worden of deze van invloed zijn op het uittredepunt. Zo nodig moet het uittredepunt hierop aangepast worden. Dit houdt dus in dat de aanwezigheid van NWO's bij het toetsspoor piping reeds voor de start van het schematiseren bekend moet zijn.

Voorbeeld

Bij flauw aflopende bermen en/of maaiveld is het vaak onduidelijk waar opbarsten op zal treden. Het is dan aan te bevelen op meerdere locaties na te gaan of opbarsten, heave en piping kunnen optreden. In onderstaande figuur is te zien dat als eerste opbarsten optreedt ter plaatse van de sloot. Op dit moment is de waterstand bij de norm nog niet bereikt. De grenspotentiaal ter plaatse van dit eerste opbarstpunt is dan tevens het punt waar de stijghoogte niet verder op kan lopen. He eerste opbarstpunt zorgt voor een daling van de potentiaallijn zodat het tweede punt minder snel zal opbarsten. Als het tweede punt maatgevend is voor het optreden van piping, kan het lonen om deze daling te kwantificeren. Om dit te kwantificeren zijn aanvullende berekeningen met een grondwaterstromingsmodel nodig.



Figuur 1 Voorbeeld opbarstpunten.

Versie 1.0: 2 juli 2025

5.3 Karakteriseren eigenschappen van de deklaag

Deklaagdikte

Wat is het

De deklaagdikte ($D_{deklaag}$) is de dikte van de deklaag [m]. Dat het is het verschil tussen de bovenzijde (zie artikel Bovenzijde deklaag) en onderzijde (zie artikel Onderzijde deklaag) van de deklaag. In semi-

probabilistische analyses wordt gewerkt met een laag-karakteristieke waarde van de deklaagdikte (zie artikel Parameterbepaling).
Versie 1.0: 2 juli 2025

Bovenzijde deklaag

Wat is het

De bovenzijde deklaag is het niveau van het maaiveld of de slootbodem ter plaatse van het uittredepunt [m t.o.v. NAP].

Hoe te bepalen

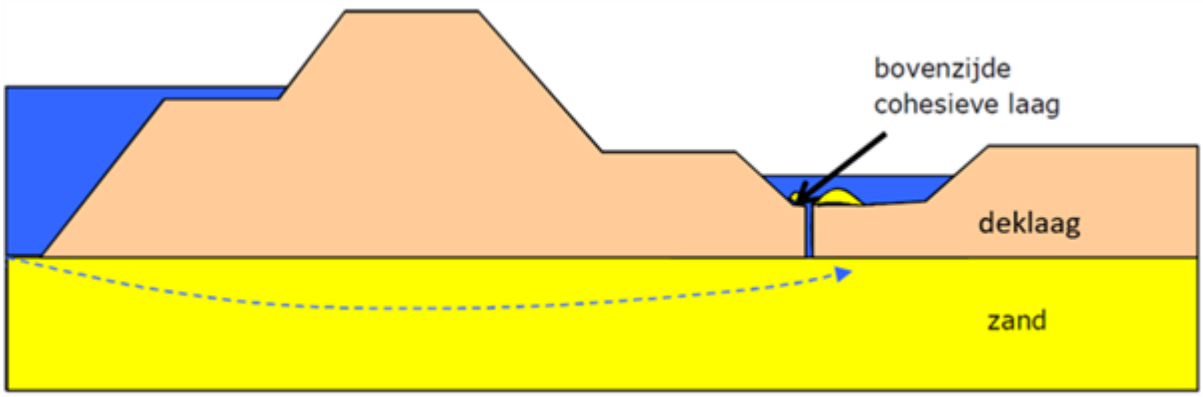
Wanneer het uittredepunt bekend is kan de bovenzijde van de deklaag op basis van het grondonderzoek en/of hoogtemetingen (zoals het AHN) worden bepaald. Informatie hierover is opgenomen in het katern Grondlichaam en ondergrond, artikel Definitie hoogtegeometrie.

Als het uittredepunt een sloot is kan voor opbarsten rekening worden gehouden met de zogenaamde effectieve dikte ten behoeve van het deelmechanisme opbarsten (zie het artikel Grenspotentiaal). Voor terugschrijdende erosie (0,3D-regel) en heave dient de daadwerkelijke dikte gehanteerd te worden.

Vaak is de bovenzijde van de deklaag hetzelfde als de bovenzijde van de cohesieve laag, zoals een kleilaag. In deze gebieden wordt het begrip bovenzijde deklaag dan ook verwisseld met het begrip bovenzijde cohesieve laag. In het geval dat een deklaag bestaat uit zand en klei, dan kan de bovenzijde van de deklaag ook een niet-cohesieve laag betreffen.

Voorbeeld

Een voorbeeld van de bovenzijde van de cohesieve laag is weergegeven in onderstaande figuur.



Figuur 1 Bovenzijde cohesieve laag, in dit geval de bodem van de kwelsloot. Wanneer het uittredepunt in de binnenteen van de kering ligt, is het de bovenzijde van het maaiveld (bovenzijde slappe lagen).

Versie 1.0: 2 juli 2025

Onderzijde deklaag

Wat is het

De onderzijde deklaag is het niveau van de onderzijde van de deklaag ter plaatse van het uittredepunt [m t.o.v. NAP].

Hoe te bepalen

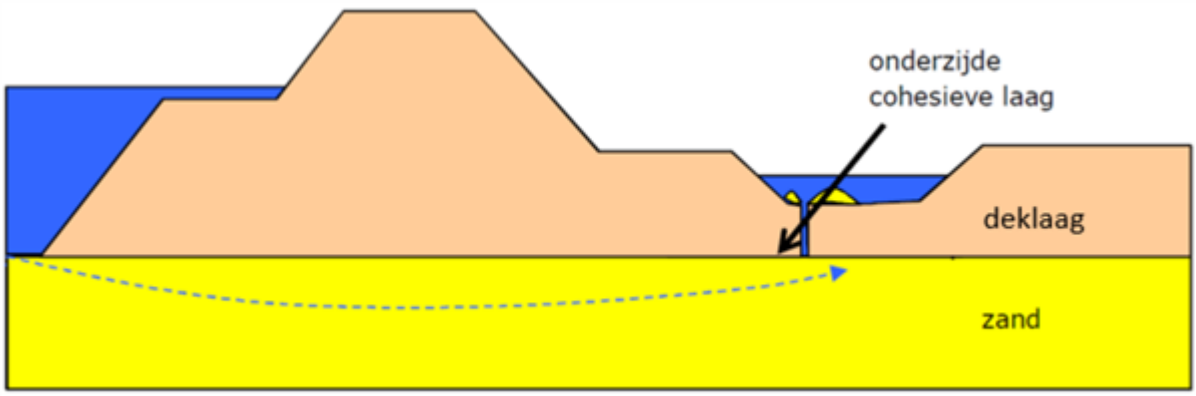
Wanneer het uittredepunt bekend is kan de onderzijde van de deklaag op basis van het grondonderzoek worden bepaald. De onderzijde van de deklaag bevindt zich op het scheidingsvlak

tussen de pipinggevoelige laag en de niet-pipinggevoelige deklaag.
Vaak is de onderzijde van de deklaag hetzelfde als de onderzijde van de cohesieve laag, zoals een kleilaag. In gebieden waar niet-pipinggevoelige zandlagen voorkomen, bijvoorbeeld enkele getijde afzettingen, kan de onderzijde van de deklaag ook een niet-cohesieve laag betreffen.

Als in de deklaag zandige kleilagen of kleiige zandlagen voorkomen dan is het van belang of het materiaal zich als cohesieve grond of als zand gedraagt. Op basis van het grondonderzoek moet met zekerheid kunnen worden aangegeven of er sprake is van zandige kleilagen zijn of kleiige zandlagen. Een waterspanningsindex gemeten met een piëzoconus kan hierbij van nut zijn (zie het artikel Indicatie doorlatendheid uit waterspanningssonderingen). Bij twijfel moeten er boringen worden gemaakt waarbij het materiaal in het laboratorium wordt beschreven.

Voorbeeld

Een voorbeeld van een onderzijde van de cohesieve laag is weergegeven in onderstaande figuur.



Figuur 1 Onderzijde cohesieve laag.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Doorlatendheid deklaag voor- en achterland

Wat is het

De doorlatendheid (en dikte) van de deklaag in het voor- en achterland heeft een sterke invloed op de opbouw van waterspanningen in de watervoerende pipinggevoelige zandlagen in het achterland, en is daarmee van belang voor opbarsten, heave en terugschrijdende erosie.

De deklaag in het voor- en achterland bestaat veelal uit een cohesief materiaal. Bij een waterstand/stijghoogteverschil over een deklaag stroomt water door de laag heen. Hoeveel water door de laag heen stroomt wordt bepaald door:

- De dikte van de laag.
- De specifieke doorlatendheid van het materiaal.

De specifieke doorlatendheid is een functie van onder andere:

- De materiaaleigenschappen: hoeveelheid zand of organische stof.
- Het niveau van de dagelijkse grondwaterstand.

Hoe te bepalen

Het bepalen van de doorlatendheid van de deklaag in het voor- en achterland kan door:

- Het hanteren van *kentallen* voor de doorlatendheid van specifieke grondsoorten in combinatie

met de dikte van de deklaag op basis van grondonderzoek.
- Het direct (in het veld) meten van de doorlatendheid. Dit is lastig aangezien kleine schaalproeven niet altijd de juiste informatie geven over de bulkdoorlatendheid van de deklaag.

Aandachtspunten

- De doorlatendheid van het voorland is relevant voor het bepalen van de fictieve voorlandlengte. Zie hiervoor het artikel Intredepunt piping.
- De leklengte van het achterland is een maat voor de afstand waarover de stijghoogte richting het achterland afneemt als gevolg van kwel door de deklaag. Bij een korte leklengte is sprake van een snelle afname van de stijghoogte. De dikte (D_{wp}) en doorlatendheid (k_{wp}) van het watervoerend pakket en de dikte ($D_{deklaag}$) en doorlatendheid ($k_{deklaag}$) van de deklaag bepalen de leklengte. Een hogere $k_{deklaag}$ kleinere $D_{deklaag}$ leiden tot een kortere leklengte. Wanneer in het achterland sloten die insnijden in het WVP, of drainage aanwezig zijn leidt dit tot een sterkere afname van de stijghoogte dan met de leklengte alleen berekend zou worden.
- De aanwezigheid van watergangen in het achterland, voorbij het uittredepunt, leidt tot een lagere stijghoogte. Dit aspect is met name van belang bij diepe kanalen die een groot deel van de deklaag doorsnijden.

Versie 1.0: 2 juli 2025

5.4 Karakteriseren eigenschappen van het watervoerend pakket

Dikte watervoerend pakket

Wat is het

De onderzijde aquifer is het niveau van de onderzijde van het watervoerende pakket [m t.o.v. NAP].

Hoe te bepalen

De onderzijde van de aquifer kan worden bepaald op basis van diverse bronnen. Hieronder volgt een niet-limitatieve opsomming:

- Lokaal grondonderzoek.
- WBI-SOS.
- Zandbanen en -dieptekaarten van Universiteit Utrecht.
- Ondergrondmodellen als Regis en GeoTop.

Aandachtspunten

De volgende aandachtspunten worden gegeven:

- In een semi- probabilistische pipinganalyse wordt gerekend met een hoog-karakteristieke waarde van de dikte van het watervoerend pakket (zie artikel Parameterbepaling).
- De rekenregel van Sellmeijer is geschikt voor een enkellaags watervoerend pakket (homogene dikte en doorlatendheid). Voor een watervoerend pakket dat bestaat uit meerdere lagen met wisselende doorlatendheden gelden specifieke aandachtspunten voor de parameterbepaling, zie het artikel Gelaagd watervoerend pakket.
- Als een zandlaag van voldoende dikte in de deklaag aanwezig is, dan kan deze aangemerkt worden als een tussenzandlaag. Hiervoor kan een separate analyse worden uitgevoerd naar hoe maatgevend piping in deze laag is voor de analyse.
- Ondiepere zandlagen (de aanwezigheid of het niveau van de onderzijde) kunnen worden vastgesteld met sonderingen (gebruikelijk tot circa 30 m afhankelijk van de tegendruk) en

boringen (diepte vrijwel ongelimiteerd, maar diepe boringen zullen kostbaar zijn).
- De dikte van het watervoerend pakket in het SOS is gemaximaliseerd tot 40 m beneden maaiveld. In sommige gevallen kan het nodig zijn grotere diktes mee te nemen in de analyse. Aan de hand van de Sellmeijer-rekenregel kan onderzocht worden tot welke dikte het zandpakket relevant is (het pipingresultaat beïnvloedt).

Voorbeeld

Een voorbeeld van verschillende definities van de onderzijde van het watervoerend pakket zijn weergegeven in onderstaande figuur.



Figuur 1 Voorbeeld dikte zandpakket (tussenzandlaag en pleistoceen).

Versie 1.0: 2 juli 2025

Korrelgroottes watervoerend pakket

Wat is het

De korrelgrootte van zandlagen wordt gebruikt in de formules voor het optreden van de mechanismen, maar kan ook worden gebruikt om de doorlatendheid van een watervoerend pakket te schatten. De term korrelverdeling omschrijft hoe de verdeling is van korrelgroottes van de zandfractie (van fijn tot grof). Om de korrelverdeling te beschrijven wordt gebruik gemaakt van zogenaamde zeefmaten, die een bepaalde massa (gewicht) van een zandmonster doorlaten. Zo is bijvoorbeeld d_{10} de zeefmaat die maar 10% van de massa van een zandmonster laat passeren (dit is dus een maat voor de hoeveelheid zeer kleine korrels in het monster) en d_{90} de zeefmaat waar 90% van de massa doorheen past (de massa die hierop achterblijft geeft dus aan hoeveel zeer grote korrels er in het monster zijn).

In de formule van Sellmeijer (zie Rekenregel van Sellmeijer) wordt de korrelverdeling gekarakteriseerd door de d70 oftwel de e is de zeefmaat die 70% (massa) van de zandkorrels van de zandfractie laat passeren [m]. Voor de analyse van piping is de d70 van de laag direct onder de deklaag van belang. De d70 wordt bepaald op de zandfractie (met of zonder grindfractie, zie toelichting hieronder), zonder de fijne fractie (<63 µm).

Hoe te bepalen

De d_{70} kan worden bepaald op basis van:

- Defaultwaarden
- Lokaal onderzoek

In semi-probabilistische analyses wordt gewerkt met een laag-karakteristieke waarde (zie het artikel Parameterbepaling).

Defaultwaarden

In het SOS zijn voor alle zandlagen in de database defaultwaarden voor de d_{70} opgenomen. Deze defaultwaarden betreffen gemiddelde waarden. Een beschrijving van het SOS is gegeven in het artikel Gebruik van WBI-SOS voor de grondopbouw.

De d_{70} varieert binnen een gebied. Defaultwaarde voor de variatie is een variatiecoëfficiënt *VC* van 12% [Diermanse, 2016]. De spreiding van de ondergrond kan sterk variëren met grote uitschieters naar boven.

De spreiding van 12% is gebaseerd op de bandbreedte tussen de 2,5% en 16% ondergrens van de d_{50} in rivierafzettingen. Bij getijde afzettingen en windafzettingen is de bandbreedte waarschijnlijk geringer [Kruse, et al., 2016].

Lokaal onderzoek (korrelverdeling)

Door middel van lokaal onderzoek kan de d_{70} nader bepaald worden. Dit lokaal onderzoek bestaat uit het doen van boringen en verzamelen van grondmonsters (steken van bussen). Deze grondmonsters worden in het laboratorium onderzocht. De onderzoeksmethode is het uitvoeren van een korrelverdeling/zeefanalyse. Een nadere beschrijving van deze onderzoeksmethodes is gegeven in het artikel Laboratoriumonderzoek voor grondeigenschappen.

Voor een lokale bepaling van de d_{70} is het van belang om over voldoende metingen in het gebied te beschikken, bij slechts een handvol zeefkrommen ligt het niet voor de hand om een lokale waarde te bepalen. Gezien de natuurlijke variatie in de zandpakketten dient ook de spreiding van de metingen het relevante gebied (de baan van de pipe) met voldoende dichtheid te dekken. Met name bij rivierzanden is een grote variatie te verwachten in de korrelgrootte en is de d_{70} per korrelgrootteverdeling onderhevig aan grote variatie.

Aandachtspunten

De volgende aandachtspunten worden gegeven:

- Bij het bepalen van de d_{70} van een zandlaag op basis van lokale zeefkrommen dient een homogene proevenset te worden opgesteld. Men dient bedacht te zijn op de mogelijke aanwezigheid van verschillende soorten zandlagen met een verschillende geologische afzetting.
- Bij het verzamelen van grondmonsters is het van belang dat de monsters representatief zijn. Laboratoriumproeven zoals korrelverdelingen zijn minder gevoelig voor verstoringen in de monstername. Daardoor kunnen voor korrelverdelingen zowel geroerde als ongeroerde monsters gebruikt worden. Een nadere beschrijving van het verzamelen van grondmonsters is gegeven in het artikel Geotechnische boringen en boormonstername voor de grondopbouw.
- De d_{70} kan sterk beïnvloed worden door de aanwezigheid van grind, met name bij kleinere monstervolumes waar een of twee grindkorrels al een groot gewichtspercentage van het totale monster uitmaken. Het wordt daarom aangeraden de representatieve d_{70} alleen zelf te bepalen met geologische kennis van het gebied, indien voldoende data beschikbaar is. De monsters moeten allen uit een vergelijkbare geologische afzetting komen en representatief zijn voor de lokale korrelgroottevariatie onder de deklaag. De keuzes die hierin worden gemaakt moeten goed worden onderbouwd.
- Het bepalen van de d_{70} kan worden uitgevoerd met of zonder grindfractie. Zonder grindfractie is conservatief. Met grindfractie kan acceptabel zijn met als aandachtspunt dat de gelijkmatigheidscoëfficiënt (d_{60}/d_{10}) van de zand- en grindfractie (63 µm – 2 mm) niet groter mag zijn dan 1,8.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Doorlatendheid watervoerend pakket

Wat is het

De specifieke doorlatendheid van een grondlaag is het debiet per seconde per 1 m^2 doorstroomd oppervlak bij een verhang van 1:1, gegeven in m/s (meters per seconde) of in m/d (meters per dag).

Hoe te bepalen

De specifieke doorlatendheid (in meters per seconde of meters per dag) van het watervoerend pakket heeft een grote ruimtelijke variatie voor verschillende lengteschalen in zand- en grindlagen in de ondergrond van Nederland. De doorlatendheid waarin deze effecten zijn verdisconteerd wordt de equivalente doorlatendheid genoemd en deze equivalente doorlatendheid wordt gehanteerd bij het rekenen aan terugschrijdende erosie (zie Rekenmodellen terugschrijdende erosie).

De in de formule van Sellmeijer nog toe te passen doorlatendheid is een bulkdoorlatendheid voor het hele watervoerende pakket tussen intrede- en uittredepunt. De doorlatendheid van het watervoerend pakket kan worden bepaald aan de hand van:

- Defaultwaarden.
- Lokaal onderzoek.
- Correlaties met korrelverdelingen.

In semi-probabilistische analyses wordt gewerkt met een hoog-karakteristieke waarde.

Defaultwaarden

In het SOS zijn voor alle zandlagen in de database defaultwaarden voor de doorlatendheid opgenomen. Deze defaultwaarden betreffen gemiddelde waarden. Een beschrijving van het SOS is gegeven in het katern Grondlichaam en Ondergrond, artikel Gebruik van WBI-SOS voor de grondopbouw. De doorlatendheid varieert binnen een gebied. Defaultwaarde voor de variatie is een variatiecoëfficiënt van 50%.

Lokaal onderzoek

De doorlatendheid kan bepaald worden aan de hand van lokaal onderzoek. Er bestaan meerdere typen onderzoek waarmee dit bepaald kan worden.

1. In de eerste plaats kan dit met grootschalige pompproeven. Daarbij wordt de doorlatendheid van een geheel grondmassief beproefd (zie het artikel Pomp-, put- en infiltratieproeven).
2. Daarnaast kan dit met technieken zoals de HPT- of AMPT-sondering. Daarbij wordt de doorlatendheid in directe nabijheid van de sondering bepaald.
3. Tenslotte kan de doorlatendheid bepaald worden van grondmonsters in het laboratorium.

Opgemerkt wordt dat voor een pipinganalyse de bulk-doorlatendheid van belang is. Puntmetingen (bijvoorbeeld grondmonsters of HPT-sonderingen) kunnen van meting tot meting (behoorlijk) verschillen. In veel gevallen zal daarom een groot onderzoek nodig zijn om tot een betere inschatting dan de defaultwaarden te komen.

Correlaties met korrelverdelingen

De doorlatendheid van zand heeft een sterke correlatie met de korrelgrootte. Grove zanden hebben structureel een hogere doorlatendheid dan fijne zanden. Ook hebben zandlagen met weinig fijne fractie een hogere doorlatendheid dan zandlagen met veel fijne fractie. Parameters zoals korrelgrootte en fijne fractie worden gemeten in een korrelverdeling. Er zijn in de loop der jaren dan

ook meerdere correlaties opgesteld tussen korrelverdelingen en de doorlatendheid.
Bij al deze correlaties geldt dat de korrelverdelingen representatief dienen te zijn. Indien alleen grondmonsters zijn verzameld van de bovenste deel vaan een watervoerende laag, is dit niet per se representatief voor het onderste deel.

Correlaties zijn te vinden in meerdere literatuurbronnen. Voorbeelden zijn: [CUR, 2003], [Bot, 2016] of [Den Rooijen, 1992].

Aandachtspunten

De volgende aandachtspunten worden gegeven:

- Expliciete aandacht moet besteed worden aan de interpretatie van lokaal onderzoek. Zo liggen dijken vaak in de buurt van oppervlaktewater. Dit heeft invloed op de interpretatie van pompproeven en dient expliciet meegenomen te worden. Doorlatendheden van grondmonsters worden sterk beïnvloed door de grondsoort die beproefd is. Wanneer de bodemopbouw in de verticaal of dwarsrichting varieert, dan hoeft een meetwaarde niet per se representatief te zijn. Tenslotte varieert de bodem iedere centimeter. Daardoor worden in proeven die een groter grondvolume beproeven een geringere variatiecoëfficiënt gevonden.
- In de praktijk zal de verticale doorlatendheid doorgaans een stuk lager zijn dan de horizontale doorlatendheid. Dit verschil wordt anisotropie genoemd. Het is nog niet mogelijk rekenwaarden van anisotropie-factoren af te leiden voor SOS eenheden. Hoe om te gaan met variaties in SOS eenheden en/of rekenwaarden in pipinganalyses hangt af van hoe variaties in anisotropie het pipingmechanisme beïnvloeden. Mogelijk kan met nieuwe technieken de anisotropiefactor bepaald worden. Ook dit is nog onderwerp van lopend onderzoek. Geadviseerd wordt hier de actuele ontwikkelingen nauwgezet te volgen. Voor verdere informatie wordt verwezen naar het artikel Anisotropie.
- Er is specifiek onderzoek uitgevoerd naar de sterkte van getijdenzand. Voor een beschouwing over getijdenafzettingen in relatie tot piping en in welke SOS eenheden deze afzettingen voorkomen wordt verwezen naar het artikel Getijdenafzettingen in het SOS en naar Getijdenafzettingen.
- Wanneer de doorlatendheid wordt afgeleid op basis van een relatie tussen korreldiameter en doorlatendheid dient men er van bewust te zijn dat de doorlatendheid van het watervoerend pakket gedomineerd kan worden door grovere diepere lagen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Volumegewicht van zandkorrels onder water

Wat is het

Het volumegewicht van een zandkorrel onder water. Het gaat hier om het volumegewicht van de ondergedompelde korrel zelf dat door het pipingproces door het kanaal wordt getransporteerd.

Hoe te bepalen

Het volumegewicht van zandkorrels onder water is gedefinieerd als:

$\gamma_p' = \gamma_p - \gamma_w$

Waarin:

γ_p' Onderwater volumegewicht van (zand)korrels [kN/m-.-.^{3}].

γ_p Volumegewicht van (zand)korrels [kN/m^3].

γ_w Volumegewicht van het water [kN/m-^{3}].

Voor γ_p geldt defaultwaarde = 2650 · 9,81 = 26,0 kN/m^3. Voor de waarde van γ_w zie het artikel Volumegewicht water.

Aandachtspunten

De parameter gaat niet om het volumegewicht van de zandlaag die immers ook poriënruimte bevat.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Fijne fractie (slibfractie)

Wat is het

Het begrip 'fijne fractie' is een verzamelterm voor alle deeltjes kleiner dan zand. Zanddeeltjes zijn de deeltjes groter dan 63 µm. Daarmee omvat de term fijne fractie alle deeltjes kleiner dan 63 µm. Hierbinnen is onderscheid te maken tussen klei- of lutumdeeltjes (kleiner dan 2 µm). Daarnaast zijn er slibdeeltjes (kleiner dan 16 µm). Tenslotte zijn er silt- of leemdeeltjes (tussen 2 en 63 µm).

Onderzoek [Hijma, 2018] en [Hijma, 2019] heeft aangetoond dat de aanwezigheid van een fijne fractie (<63 µm) leidt tot een grotere weerstand tegen terugschrijdende erosie en daarmee een hoger kritiek verval. De sterktetoename is vooral gecorreleerd aan de aanwezigheid van de slibfractie (<16 µm).

Hoe te bepalen

De slibfractie van het watervoerend pakket kan worden bepaald aan de hand van:

- Defaultwaarden.
- Lokaal onderzoek.

In semi-probabilistische analyses wordt gewerkt met een laag-karakteristieke waarde (zie het artikel Parameterbepaling).

Defaultwaarden

De defaultwaarde voor de slibfractie is 0%.

Lokaal onderzoek

Door middel van lokaal onderzoek kan de slibfractie nader bepaald worden. Dit onderzoek bestaat uit het doen van boringen en verzamelen van grondmonsters (steken van bussen). Deze grondmonsters worden in het laboratorium onderzocht. Een onderzoeksmethode is het afleiden van een korrelverdeling met sedigraaf ten behoeve van de bepaling van de fijne fractie.

Aandachtspunten

Er kunnen meerdere oorzaken zijn voor de hogere sterkte van getijdenzand waaronder: (1) de aanwezigheid van dunne kleilaagjes (doolhofstructuur, de pipe zal om blokkades heen moet groeien), (2) cohesie, zowel fysisch als biologisch en/of (3) de aanwezigheid van fijne fractie.

Voor de toepassing van de extra sterkte als gevolg van de aanwezigheid van een fijne fractie zijn handvatten gegeven in de Handleiding Piping (paragraaf 6.3.4).

Versie 1.0: 2 juli 2025

Gelaagd watervoerend pakket

De doorlatendheid van het zand-grindpakket wordt in de rekenregel van Sellmeijer voor piping met een enkele waarde vastgesteld. (Zie ook het artikel Doorlatendheid zandlaag, aquifer.) Zandpakketten

in de ondergrond bestaan echter meest uit meerdere verschillende lagen in een complexe patronen (zie het artikel Relatie ondergrond en bepaling van grondparameters van zandpakketten). Voor toepassing voor piping moet die variatie gereduceerd worden tot een enkele laag.
Vanwege systematische grote verschillen in (verticale) doorlatendheid tussen grotere eenheden, zand- en grindlagen die vaak worden aangetroffen in het relevante dieptebereik, wordt hier beschreven hoe deze variatie voor twee lagen tot een effectieve doorlatendheid voor een enkele laag kan worden gereduceerd voor piping beschreven met de formulering van Sellmeijer. Een belangrijke overweging voor de beschrijving is dat de invloed van beide lagen op stijghoogte bij de bovenkant van de bovenste laag tot uitdrukking moet komen.

Er is een methodiek in ontwikkeling om tenminste voor een twee-lagen opbouw van het zand-grindpakket een effectieve doorlatendheid vast te stellen op basis van de dikte, diepteligging en doorlatendheidswaarden van beide pakketten. Voorshands dient met de volgende veilige aannamen rekening gehouden te worden bij het vaststellen van een effectieve doorlatendheid voor opeengelegen zand- grindlagen, te weten:

- Voor een twee-lagen opbouw waarvan de bovenste laag het minst doorlatend is kan het gewogen rekenkundig gemiddelde aangehouden worden als:

$$k_{eff} = \frac{d_1 k_1 + d_2 k_2}{d_1 + d_2} \qquad (1)$$

Waarin:

d_1 Dikte bovenste grondlaag in een twee-lagen opbouw [m].

d_2 Dikte onderste grondlaag in een twee-lagen opbouw [m].

k_1 Doorlatendheid bovenste grondlaag in een twee-lagen opbouw [m/s].

k_2 Doorlatendheid onderste grondlaag in een twee-lagen opbouw [m/s].

k_{eff} Equivalente doorlatendheid van een twee-laags watervoerend pakket waarvan de bovenste laag het minst doorlatend is [m/s].

- Voor een twee-lagen opbouw waarin de bovenste laag de hoogste doorlatendheid heeft, dient de doorlatendheid van de bovenste laag te worden aangehouden tenzij de bovenste laag minder dan 1 m dik is, dan wel minder dan 10% van de dikte van het gehele doorlatende pakket heeft.

Bovenstaande aanpak is een versimpeling om te kunnen rekenen met de rekenregel van Sellmeijer. In een locatiespecifieke analyse kan met behulp van D-Geo Flow de daadwerkelijke meerlaagsheid met de specifieke parameters per laag worden meegenomen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Anisotropie

Wat is het

Anisotropie is het verschil tussen horizontale en verticale doorlatendheid van grond. Deze kan worden uitgedrukt als een ratio: de zogenaamde anisotropiefactor, gedefinieerd als de horizontale doorlatendheid gedeeld door de verticale doorlatendheid. Pipinggevoelige zandlagen zijn mariene,

fluviatiele en eolische afzettingen uit het pleistoceen en holoceen. Deze zijn in een tijdspanne van eeuwen tot millennia laagje per laagje afgezet. Als gevolg van deze 'horizontale' afzettingsgeschiedenis is de verticale doorlatendheid veelal lager dan de horizontale doorlatendheid. De doorlatendheid van deze lagen is dus anisotroop; de mate van anisotropie is naar verwachting wel per afzetting verschillend. Het meenemen van anisotropie heeft een positief effect op de berekende sterkte van de dijk, omdat er door de kleinere verticale doorlatendheid minder water naar het erosiekanaal stroomt dan op basis van een homogeen pakket verwacht wordt. Analyses hebben uitgewezen dat het meenemen van anisotropie ook een ander verloop van het erosiekanaal geeft, deze wordt bij het kritieke verval langer.

Hoe te bepalen

- Standaardwaarden van de te verwachten anisotropie kunnen bepaald worden op basis van literatuur (zie bijvoorbeeld [Van Beek, et al., 2020] en het voorbeeld in dit artikel). Deze aanpak is geschikt om een indicatie van het te verwachten effect te bepalen in een gevoeligheidsanalyse. Deze aanpak is niet geschikt voor een definitieve veiligheidsbeoordeling of ontwerp.
- Pompproeven geven informatie over de bulkanisotropie van het gehele zandpakket en kunnen dus gebruikt worden voor een bepaling van de anisotropiefactor van het watervoerende zandpakket.
- HPT-AMPT metingen geven de anisotropiefactor voor enkele kubieke meters grond.

Op basis van kleine monsters, zoals afkomstig uit boorkernen, kan de anisotropiefactor niet op een betrouwbare manier worden bepaald.

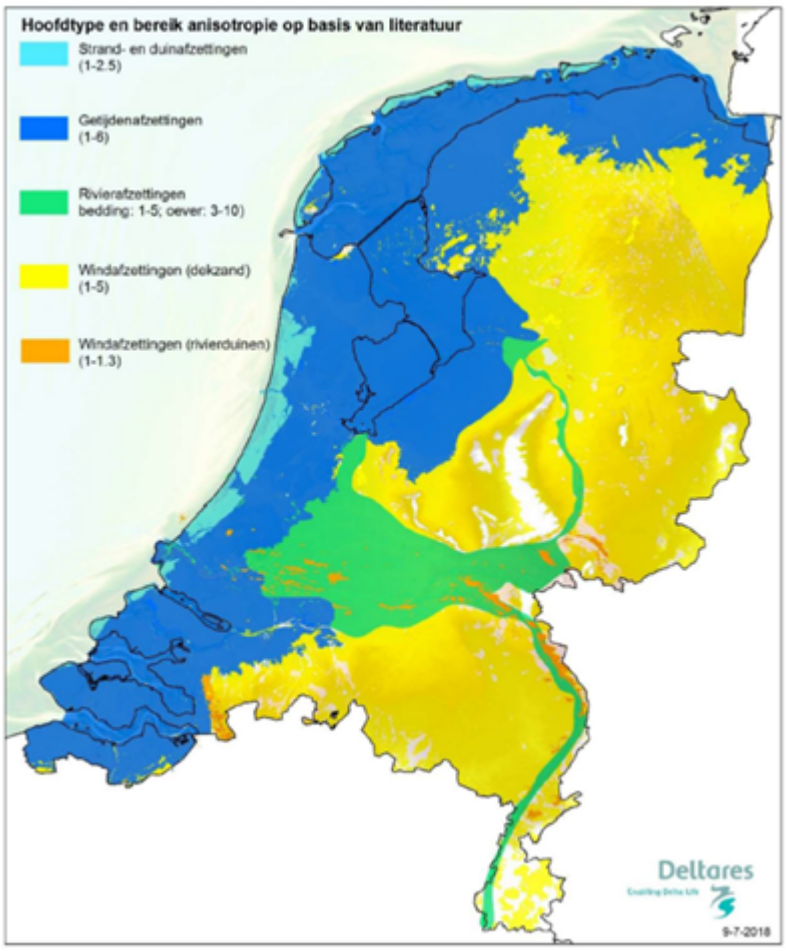
Aandachtspunten

Enkele aandachtspunten zijn:

- Bij meerdere HPT-AMPT metingen binnen hetzelfde zandpakket geeft het gemiddelde van deze metingen doorgaans een hogere anisotropiefactor dan volgend uit een pompproef, met name doordat hoge outliers het gemiddelde sterk beïnvloeden. Het schaaleffect tussen HPT-AMPT en pompproef kan worden ondervangen door het gemiddelde van de HPT-AMPT metingen te bepalen zonder de hoge outliers.
- De invloed van anisotropie op het doorgroeien van een pipe is verkend door middel van numerieke berekeningen in D-Geo Flow aan de hand van een representatieve basisgeometrie, waarvoor variaties van anisotropie, kwelweglengte, aquifer dikte, doorlatendheid en korreldiameter zijn toegepast. Deze analyses laten zien dat anisotropiefactoren groter dan 1 (ongeveer 2 en groter) al een significant effect hebben op de weerstand tegen piping. Het kritieke verval kan oplopen met een toename tot enkele tientallen procenten. Door de afname van de verticale stroming neemt het debiet naar de pipe af en daarmee de weerstand toe.

Voorbeeld

Een voorbeeld van het verwachte bereik in anisotropie van de bovenste zandlaag is weergegeven in onderstaande figuur.



Figuur 1 Verwachte bereik anisotropie per hoofdtype bovenste zandlaag [Kanning, et al., 2018].

Versie 1.0: 2 juli 2025

Relatie ondergrond en bepalingswijze van de doorlatendheid en korrelgrootte van zandpakketten

Inleiding

Binnen het faalmechanisme piping speelt het mechanisme terugschrijdende erosie een voorname rol. Deze kan bepaald worden aan de hand van de rekenregel van Sellmeijer. De rekenregel maakt gebruik van diverse parameters, waaronder de doorlatendheid (k-waarde) en de korrelgrootte (d_{70}) van de ondergrond. De eigenschappen van de ondergrond zijn hierbij vereenvoudigd tot twee parameters. De ondergrond is vaak sterk heterogeen en omvat variatie in de diepte, in de lengterichting van een erosiekanaal en variatie op de schaal van een dijktraject. Dit artikel geeft een beschrijving van:

- Ondergrond en heterogeniteit.
- Piping en schaalprocessen.
- Schematiseren en identificeren van equivalente parameterwaarden.

Ondergrond en heterogeniteit

Algemeen

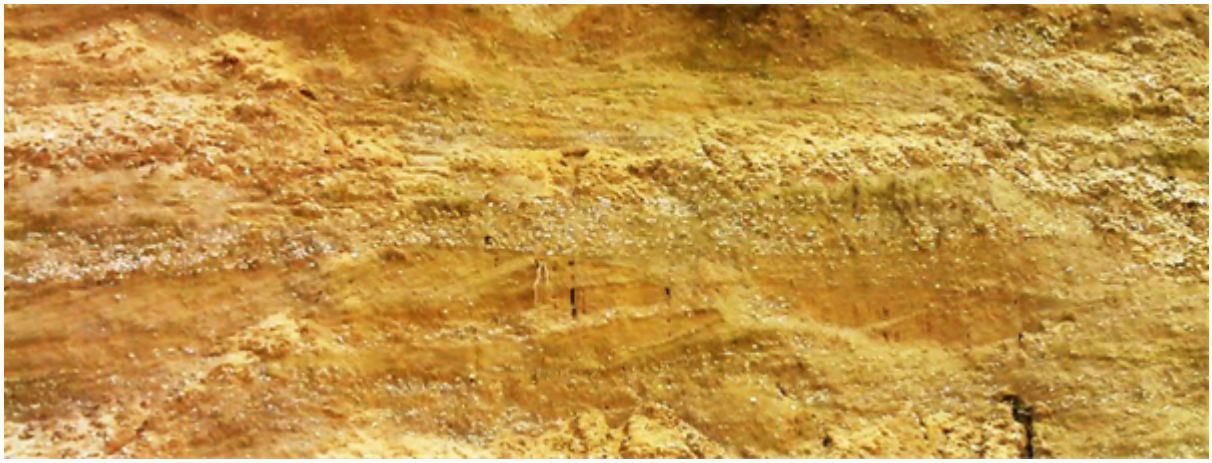
De wijze van afzetten van zand en grind in natuurlijke omstandigheden veroorzaakt een quasi ritmische structuur in zand en grindlichamen. Deze structuur betreft sub-horizontale en, meest, hellende dunne laagjes die in zogenaamde sets zijn georganiseerd. De dunne laagjes hebben diktes van enige millimeters tot soms meer dan 0,3 m. De vorm van de laagjes is soms planair, maar meestal

komvormig. De sets zijn meest sub-horizontaal georganiseerd en hebben diktes van 0,1 tot 1,0 m. In zand- en grindafzettingen zijn de sets vaak onregelmatige lagen met afmetingen van enige meters tot tientallen meters. De sets zijn weer georganiseerd in grotere eenheden. De naamgeving van de grotere eenheden is afhankelijk van de toepassing. Voor het gemak zijn deze hier als lagen aangeduid. Ook deze lagen zijn in grotere verbanden georganiseerd in natuurlijke zand en grindafzettingen. Deze verbanden zijn hier pakketten genoemd.
Voor een uitvoerige samenvatting van de heterogeniteit in zand en grindafzettingen wordt verwezen naar de literatuuropgave, onder andere [Martinius en Van den Berg, 2012].

De dunne lagen, de sets, de lagen en de pakketten zijn onderscheiden door verschillen in samenstelling, vooral verschillen in korrelgrootteverdeling. De wijze van opbouw van de verschillen in korrelgrootte veroorzaakt variatie in doorlatendheid. Voorbeelden van een heterogene grondopbouw zijn weergegeven in Figuur 1 en Figuur 2.



Figuur 1 Voorbeeld van heterogeniteit van zandafzettingen op decimeter tot meters schaal: getijdenafzettingen in de Oosterschelde (zakmes voor schaal), beneden rivierafzettingen (de foto beslaat een hoogte van ongeveer 3 m).



Figuur 2 Voorbeeld van heterogeniteit van zandafzettingen op decimeter tot meters schaal: rivierafzettingen (de foto beslaat een hoogte van ongeveer 3 m).

De heterogeniteit in zandpakketten is niet willekeurig, maar is in algemene trekken systematisch georganiseerd in een vorm die naar gelang de aard van het watervoerend pakket in principe kan

karakteriseren.

Heterogeniteit en doorlatendheid

De doorlatendheid van de ondergrond is variabel. Door de heterogeniteit varieert deze over korte afstand. In afzettingen waar kleilaagjes onderdeel van de structuur uitmaken zijn de verschillen in doorlatendheid vaak groot tussen laagjes en tussen sets (met een verhouding tussen horizontale en verticale doorlatendheid van 10 of meer). Voor afwisselingen van grovere en fijne zanden zijn de verschillen minder extreem maar zijn tussen en binnen sets een factor 2 of, vaak, meer. Met name op de overgangen tussen sets en lagen treedt vaak extra weerstand op.

De verschillen in doorlatendheid over afstanden van decimeters tot meters bedragen vaak meer dan een factor 2 en soms meer dan een factor 10. [Possemiers, et al., 2012] geeft voorbeelden voor de variaties over centimeters tot meters afstanden in een zandpakket in België dat sterk lijkt op bepaalde in Nederland voorkomende zandpakketten. [Martinius en Van den Berg, 2012] neemt waar dat voor duinzand (met een zeer beperkte spreiding in korrelgrootte) relevante verschillen in de verticale en horizontale doorlatendheid op mm - cm afmetingen behalve met korrelgroottevariaties ook met pakkingverschillen samenhangen.

Heterogeniteit en korrelgrootte

De korrelgrootte van de ondergrond varieert. Door de heterogeniteit varieert deze over korte afstand. De mate waarin dit varieert is afhankelijk van het type afzettingen.

Windafzettingen in Nederland hebben geometriekenmerken met een beperkt lokaal reliëf. Een belangrijke deel van de windafzettingen betreft een laag met beperkte dikte, 1 tot 2 m. Deze windafzettingen beslaan grotere gebieden met eenzelfde korrelgrootteverdeling met een zeer beperkte spreiding [Kruse, et al., 2016].

Kustzanden hebben een veelal vlakke boven- en onderkant over grotere afstanden en zijn meest quasi plaatvormig. De korrelgrootteverdeling van voorkomens van kustzand is eenvormig en heeft een zeer beperkte spreiding [Kruse, et al., 2016].

Getijdenzandafzettingen: In zandlichamen van getijdenafzettingen hebben soms veel en soms weinig kleilaagjes. De getijdenafzettingen met weinig kleilaagjes, met name die bij de monding van de grote rivieren, hebben afzettingspatronen overeenkomstig met Figuur 1. De korrelgrootteverdeling van de zandfractie van getijdenzanden vertoont relatief beperkte variatie voor de relevante subeenheden. Uitzondering daarop is het meer of minder voorkomen van kleine kleilaagjes [Kruse, et al., 2016].

Rivierafzettingen hebben in tegenstelling tot bovenstaande afzettingen een (zeer) grote ruimtelijke variatie. Dit is weergegeven in Figuur 2.

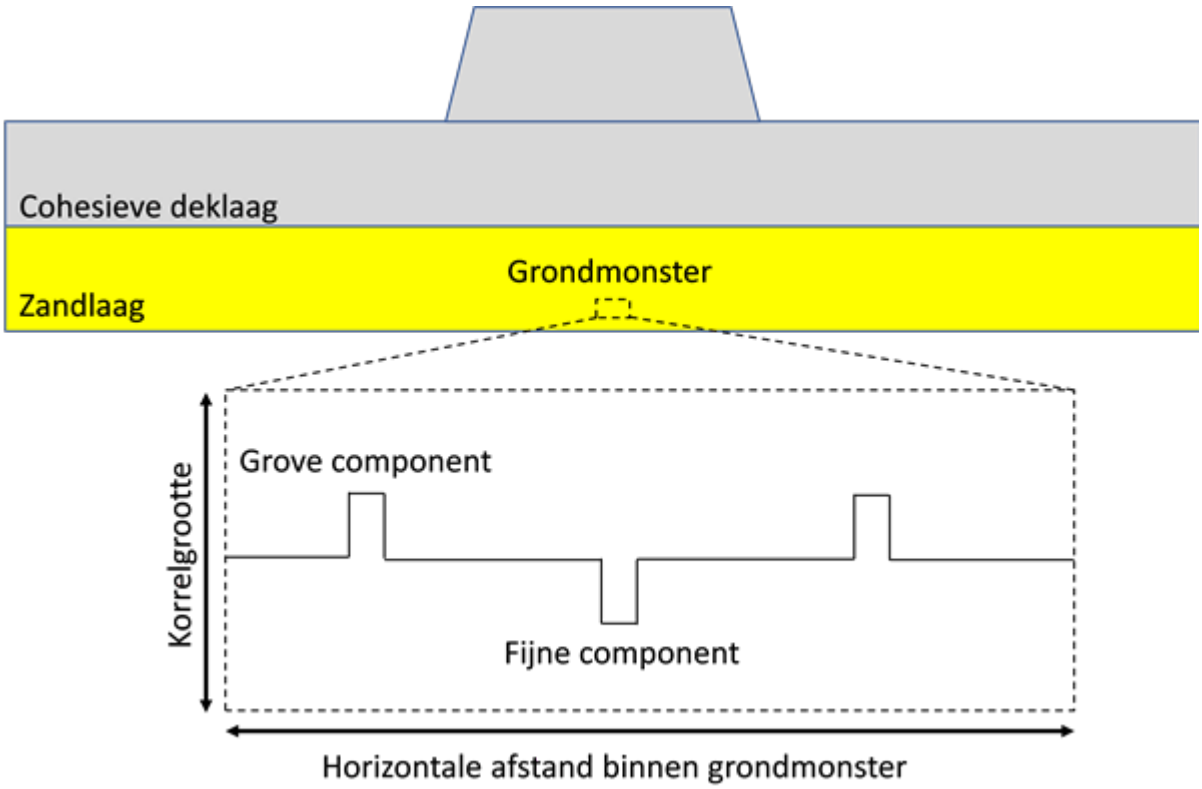
Piping en schaalprocessen

De vorming van een erosiekanaal onder een waterkering vergt dat deze zich ontwikkelt en zich in stand houdt over een lengte van ten minste de lengte van de kwelweg tussen intree- en uittredepunt. Deze afstand bedraagt gewoonlijk meer dan 50 m en kan zelfs meer dan 100 m bedragen. Het erosiekanaal moet zich daarom door een grote variatie in korrelgrootte en lokale verschillen in doorlatendheid ontwikkelen.

De grondwaterstroming rondom een erosiekanaal vraagt aandacht op een schaal direct rondom het erosiekanaal (enkele decimeters) en op grotere schaal van de kwelweglengte (tientallen meters). Lokale gradiënten in de omgeving langs het erosiekanaal zorgen ervoor dat zandkorrels in beweging blijven. Daarmee zijn deze van belang en daarmee de lokale variatie in doorlatendheid. Deze lokale gradiënten hangen af van drukopbouw over grotere afstanden, zoals van buitenwater naar het uittredepunt. Voor de gradiënten over grotere afstanden speelt de doorlatendheid van een

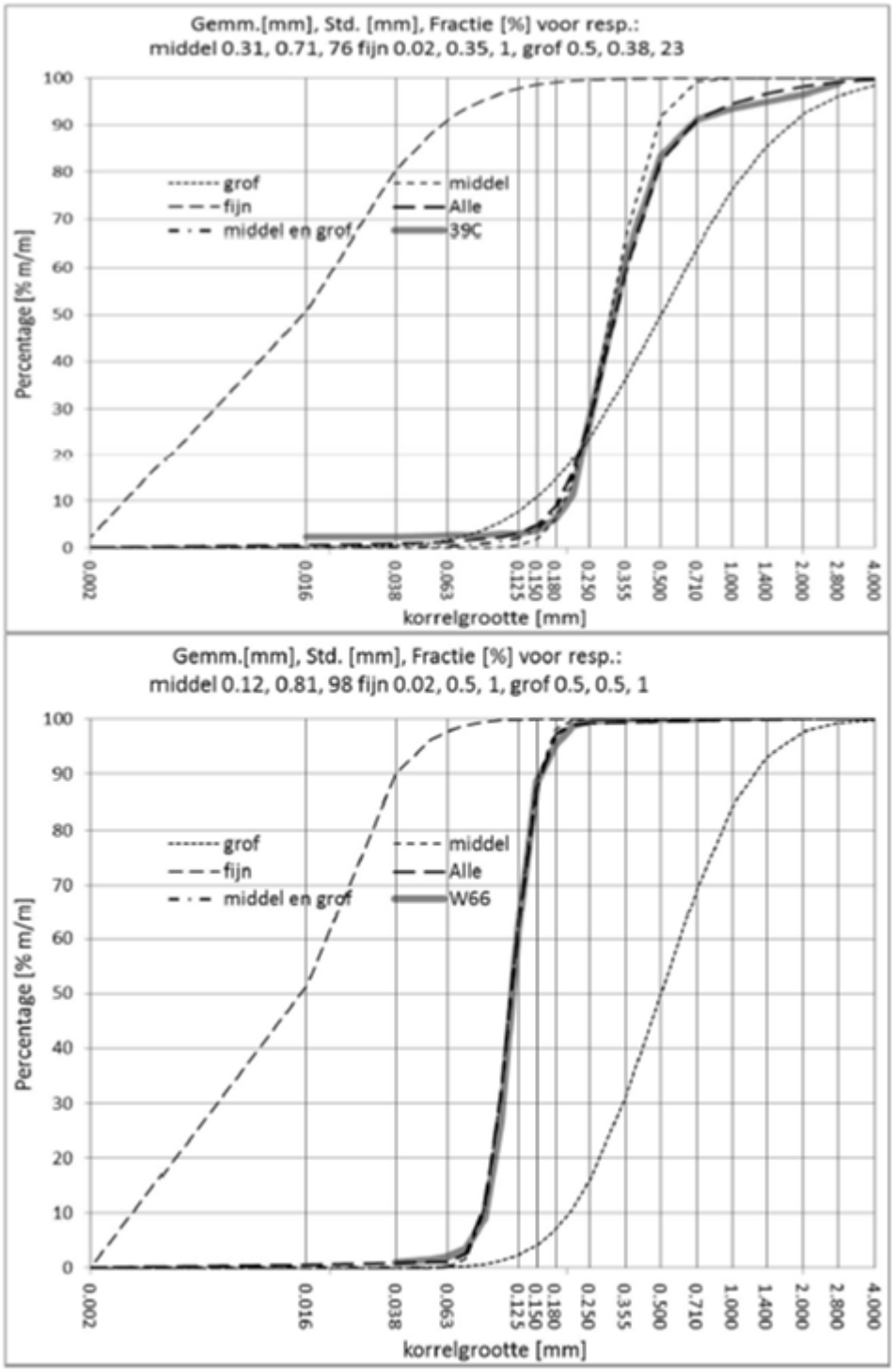
watervoerend pakket over de gehele dikte ervan een rol.
De korrelgrootte van de grond is van belang voor de groei van een erosiekanaal. De korrelverdeling in een zandmonster kan onderverdeeld worden in drie fracties. Deze fracties komen in natuurlijk afgezet zand overwegend gescheiden voor met tussenafstanden variërend van mm tot cm. Het verloop van deze fracties binnen een grondmonster is weergegeven in Figuur 3. De drie samenstellende fracties zijn:

- Fijne component, ook wel suspensiepopulatie.
- Midden component, ook wel saltatie (springend) populatie.
- Grove component, ook wel rollende populatie.



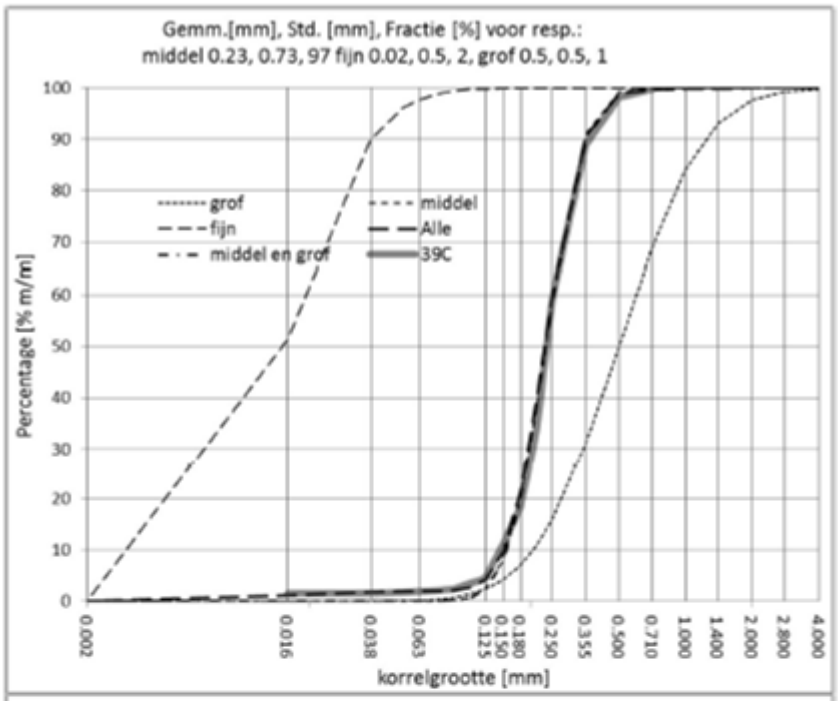
Figuur 3 Schematisch verloop van de drie componenten van de korrelgroottes binnen een grondmonster.

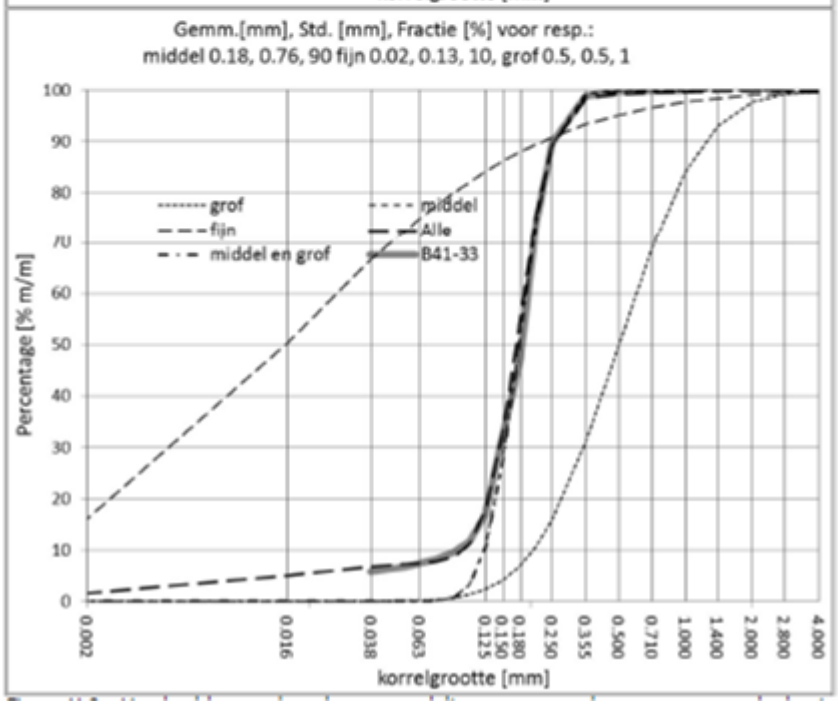
In Figuur 3 is een schematisch verloop gegeven van de drie componenten binnen een grondmonster. In Figuur 4 zijn meerdere zeefkrommes gegeven. Deze omvatten steeds de zeefkromme van het gehele zandmonster en een zeefkromme van een individuele fractie.



Figuur 4 Voorbeelden van korrelgrootteverdelingen van grondmonsters en van de daarin aanwezige fijne, middel en grove fracties. Het laatste monster betreft een getijdenzandafzetting (B41-33, Waddenzeegebied).

Korrelverdeling Figuur 2 van 2.





Het zand dat de middenfractie van de korrelgrootteverdeling vertegenwoordigt in de sets in zandpakketten domineert in de grotere lateraal meer continue eenheden in sets. Bij de overgangen tussen sets komen regelmatig grove of juist fijne lagen voor met relatief zeer beperkte dikte en meestal zeer beperkte laterale continuïteit over grotere afstanden (minder dan enkele meters).

De middenfractie is de meest voorkomende in de bodem. Daarom is het reëel om aan te nemen dat deze fractie de voornaamste is bij het groeien van een eventueel erosiekanaal over grotere afstanden. Daarom wordt in de rekenregel van Sellmeijer gewerkt met een korrelgrootte die aansluit bij de grootte van middenfractie en minder aansluit bij de grove fractie. Derhalve is gewerkt met de d_{70} van een grondmonster als representatieve waarde.

Schematiseren en identificeren van equivalente waarden

Algemeen

De ruimtelijke variatie van eigenschappen die met korrelgrootte en pakking samenhangen is groot voor natuurlijke zand- en grindafzettingen. Het zou een net van waarnemingen (sonderingen, boringen en dergelijke) op onderlinge afstanden van enige meters vergen om de volledige 3-dimensionale structuur van de ondergrond vast te leggen. Een dergelijke inspanning is buitensporig. Bij het analyseren van de ondergrond worden daarom (sterke) vereenvoudigingen gemaakt.

Handvaten bepaling doorlatendheid

De doorlatendheid en de variaties van de doorlatendheid leiden tot gradiënten in de grondwaterstroming rondom een erosiekanaal. Dit betreft een lokale gradiënt direct rondom een erosiekanaal en een meer globale gradiënt.

De ruimtelijke afmetingen waarover de doorlatendheid voor de lokale gradiënt varieert, zijn te variabel om met reguliere technieken vast te leggen voor waterkeringen. Er moet gebruik worden gemaakt van meer algemene informatie met een lokale variatie. Situaties waarin dit speelt zijn bijvoorbeeld getijdenafzettingen en de invloed van de aanwezige kleilaagjes. Beschrijving van deze interactie is gegeven in het artikel Getijdenafzettingen.

De ruimtelijke afmetingen waarover de doorlatendheid voor globale gradiënt varieert, worden bepaald door de bulkdoorlatendheid van het gehele watervoerende pakket. Dit kan door gebruik te maken van een gewogen gemiddelde van de doorlatendheid van alle watervoerende lagen. Handvaten voor het bepalen van de doorlatendheid zijn gegeven in het artikel Doorlatendheid zandlaag (aquifer). Handvaten voor het bepalen van de doorlatendheid bij een gelaagd pakket zijn gegeven in het artikel Gelaagd watervoerend pakket.

In het geval dat de gebruiker beschikking heeft over lokale bepalingen van de kD-waarden kan de gebruiker deze gebruiken. Opgemerkt wordt daarbij dat de kD-waarde over afstanden van 100 m aanmerkelijk kan variëren in veel gebieden in Nederland (met name West en Noord Nederland, bovenrivierengebied).

Handvaten bepaling korrelgrootte (d70)

Handvaten voor het bepalen van de korrelgrootte (d_{70}) zijn gegeven in het artikel d_{70} en het artikel Parameterbepaling. Daarbij gelden onderstaande principes op de achtergrond.

De korrelgrootte van de ondergrond varieert in de lengterichting van een erosiekanaal. Dit komt door de geologische opbouw en de afzettingen van de sets. Een erosiekanaal vormt zich aan de bovenzijde van een zandpakket. De korrelgroottes aan de bovenzijde van zandpakketten moet daarom beschouwd worden.

In de lengterichting komen fijne, midden en grove delen voor. Voor het vaststellen van de d_{70} van zandpakketten is het daarom nodig tenminste de middenfractie van sets in zandpakketten goed te karakteriseren. Voor de d_{70} van monsters van zandpakketten in Nederland is de d_{70} van de korrelgroottefractie groter dan 63 µm (zand- en grindgehalte) een goede benadering. Dit is dus de zandfractie van het middendeel.

Voor het vormen van erosiekanalen over grote lengte door een zandpakket onder een waterkering is het nodig dat er een serie sets, met afmetingen van enige tot 10-tallen meters horizontaal, wordt beschouwd [Kruse, et al., 2016]. De meest voorkomende d_{70} kan voor korrelgrootteverdelingen benaderd worden door de gemiddelde waarde van alle metingen in het dwarsprofiel te nemen of door het nemen van een grondmonster dat meerdere variaties omvat. Aangezien de verwachtte variaties van de sets enkele millimeters en centimeters betreffen, zijn reguliere grondmonsters (gestoken met een diameter van meerdere centimeters) een passende werkwijze.

Addendum 2022

Bovenstaande informatie speelt met het gedachtegoed dat de heterogeniteit in de bodemopbouw een logische vaste structuur heeft. Dit geeft als conclusie dat grove delen soms extra sterkte geven. Dat komt doordat een erosiekanaal niet om de grove delen heen kan. In andere onderzoeken is aangehouden dat de bodemopbouw mogelijk een willekeurige structuur heeft. Dit geeft als conclusie dat grove delen niet extra sterkte geven, omdat een erosiekanaal er eenvoudig omheen kan groeien. Voorbeelden van deze onderzoeken zijn [Kanning, 2012] en [Kanning, et al., 2019]. De gedachtegang dat heterogeniteit extra sterkte geeft, is daarmee sterk afhankelijk van hoe tegen heterogeniteit wordt aangekeken.

Handvaten vanuit WBI-SOS

Ten behoeve van het WBI 2017 is een schematisering van de ondergrond van de primaire waterkeringen van Nederland opgesteld in de SOS (stochastische ondergrond schematisering) door [Hijma en Lam, 2015]. De schematisering geeft de ondergrond voor segmenten van de waterkeringen in termen van scenario's van de grondopbouw die kunnen voorkomen, met een kans van aantreffen van die scenario's. De scenario's van de grondopbouw in de SOS-schematisering zijn stapelingen van SOS-eenheden. Deze eenheden zijn gedefinieerd op basis van de relevantie van de eenheid voor de toepassingen (geotechniek) en zijn elementen in het systeem in de ondergrond dat samenhangt met de vorming van de ondergrond. Voor een volledige beschrijving wordt verwezen naar het artikel Introductie stochastische ondergrondschematisatie (SOS).

De WBI-SOS-eenheden hebben default parameters toegekend gekregen. Deze karakterisering van diverse ondergrond parameters is in het kader van het project [Rapportage, 2012] uitgevoerd. Het betreft voor de doorlatendheid een gemiddelde waarde en standaarddeviatie voor ondergrond eenheden/watervoerende lagen.

In het project [Rapportage, 2012] is op basis van een groot aantal zandmonsters van vooral de bovenkant van de in Nederland voorkomende zandpakketten de d_{70} vastgesteld. De eenheden waar de d_{70} voor vastgesteld is, zijn met beperkte uitzonderingen dezelfde als die zijn gebruikt voor de zand- en grindpakketten in het SOS. Een verdere detaillering van de d_{70} ten opzichte van de d_{70} van de VNK2-gegevensset is gebaseerd op de trend van de korrelgrootte van de betreffende SOS-eenheden binnen de variatie in de VNK2-gegevens.

Versie 1.0: 2 juli 2025

5.5 Parameters

Overzicht parameters

Een overzicht van parameters die relevant zijn in de gebruikelijke modellen om de mechanismen opbarsten, heave en terugschrijdende erosie te analyseren zijn weergegeven in onderstaande tabel.

Tabel Overzicht parameterwaarden per deelmechanisme piping.

Parameter	Symbool	Deelmechanisme Opbarsten	Deelmechanisme Heave	Deelmechanisme Terugschrijdende erosie
Volumegewicht	$\gamma_{sat,cover}$	x		

deklaag				
Responsfactor	r_{exit}	x		
Deklaagdikte	$D_{deklaag}$	x	x	x
Kwelweglengte	L_{kwel}			x
Dikte watervoerend pakket	D_{wp}			x
Stijghoogte	h_{exit}	x		x
Modelfactoren	γ_b, γ_d	x	x	x
Kritieke heave-gradiënt	$i_{c,h}$		x	
Korrelgrootte	d_{70}			x
Doorlatendheid	k			x

Versie 1.0: 2 juli 2025

5.6 Getijdenafzettingen

Getijdenafzettingen

Algemeen

Getijdenafzettingen worden gekarakteriseerd door het veelvuldig voorkomen van kleilaagjes die van invloed zijn op de pipinggevoeligheid. In dit artikel wordt ingegaan op de aard van het zand in getijdenafzettingen en op de invloed van de ruimtelijke verdeling van klei in zulke afzettingen op de kans op piping.

Er wordt op basis van een aantal argumenten een aanzet gegeven voor het vaststellen van getijdenafzettingen waarin het optreden van piping niet waarschijnlijk is. Op basis van deze indeling worden de WTI-SOS getijdeneenheden benoemd die niet pipinggevoelig zijn.

Hieronder zijn eerst de karakteristieken van getijdenafzettingen beschreven, gevolgd door een discussie van het mogelijk optreden van piping in getijdenafzettingen en afgeleide WTI-SOS-eenheden.

De afgelopen jaren is er in de Hedwigepolder uitgebreid onderzoek gedaan naar piping in getijdenzand. Voor de meest recente inzichten wordt verwezen naar [HWBP, 2023].

Het classificeren van getijdenafzettingen kan complex zijn. Bij twijfel wordt geadviseerd om contact te leggen met Adviesteam Dijkontwerp of andere experts.

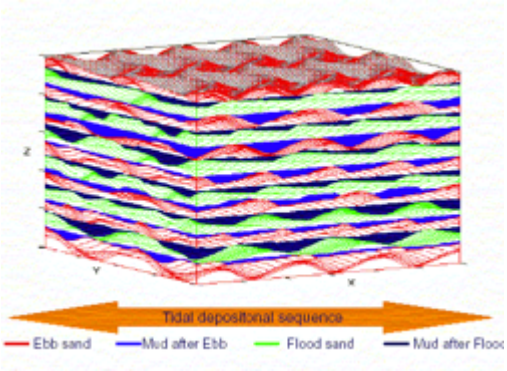
Karakteristieken van getijdenafzettingen met kleilaagjes in Nederland

Getijdenafzettingen worden gevormd in gebieden waar de sedimentatie wordt gedomineerd door getijdenwerking en waar de invloed van golfwerking op de samenstelling van de afzetting beperkt is. Getijdengebieden worden gekenmerkt door een regelmatige afwisseling (meestal 2x per dag) van perioden van meer en minder stroming en aanvoer van sediment. Dit leidt in intergetijdengebieden tot periodiek droogvallen en een regelmatig afwisseling van de intensiteit van golfwerking.

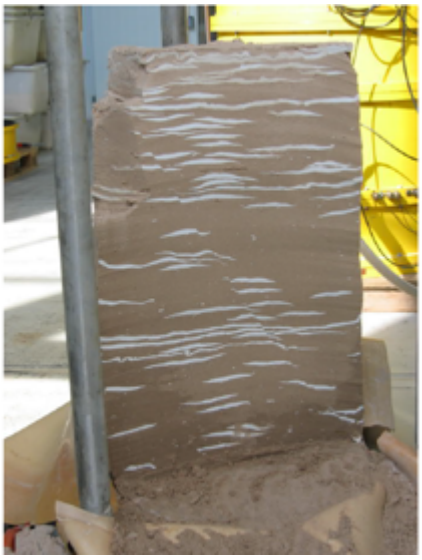
Rondom de getijdenkenteringen neemt de stroomsnelheid sterk af en kunnen de fijnere deeltjes uit de waterkolom afgezet worden. In sommigen gevallen zijn de zeer fijne deeltjes homogeen verdeeld door de getijdenafzettingen als gevolg van een relatief hoog gehalte aan fijne deeltjes in het water. In de meeste gevallen komen de zeer fijne deeltjes geconcentreerd voor op en direct rond de grensvlakken die het gevolg zijn van de regelmatige onderbreking van transport en afzetten van zanddeeltjes. Dit kan leiden tot goed herkenbare kleilagen en -laagjes, maar ook tot slechts een hoger gehalte aan zeer fijne deeltjes direct rond het vlak.

In zandige getijdenafzettingen zijn de kleilaagjes vaak dun (0,3 - 2 cm) en smal (0,1 – 0,2 m) en komen ze voor in sub-horizontale pakketten van ten minste enige meters lengte. Ze kunnen ook als golvend gevormde laagjes aanwezig zijn over een groter oppervlak. Vanwege de vorm van de stroken in dwarsdoorsnede worden deze kleilaagjes vaak ‘flasers’ genoemd en de afzetting met de golfvormige kleilaagjes. Figuur 1 geeft voorbeelden van flasers in fijn zand en een weergave ten behoeve van numerieke simulaties gesimuleerde flasers respectievelijk van random georiënteerde flasers in een kunstmatig opgebouwd monster.

In getijdenafzettingen komen vaak bundels en andere concentraties van de stroken klei voor. Het aanwezige zand is in de meeste getijdenafzettingen fijn tot zeer fijn, zeker in de eerste meter onder het maaiveld, en soms matig grof op wat grotere diepte.



Figuur 1 Voor numerieke simulaties gesimuleerde flaserbedding in een zandige klei getijdenafzetting en indicatie over de vorming ervan.



Figuur 2 Kunstmatig opgebouwd monsters met diameter 0.4 m. De flasers in het fijne zand zijn willekeurig georiënteerd en beslaan ongeveer 15 % van het oppervlak van de dwarse doorsnede. Het lutumgehalte van het gehele monster is 8 %, wat de grens is tussen zand en klei in de NEN 5104. De afzetting wordt vaak aangeduid als zand met kleilaagjes, of -brokjes of -insluitingen.

Piping in getijdenafzettingen

Beschrijving van de fysica

Terugschrijdende erosie is mogelijk in een zandlaag mits bij het erosiefront de waterdrukgradiënten voldoende zijn voor transport van de zandkorrels. De stijghoogteverschillen over de dijk moeten daarvoor voldoende hoog zijn. Maar ook moeten de stijghoogte verschillen in de directe omgeving van het erosiekanaal voldoende groot zijn. Erosiekanalen groeien tegen de richting van de lokale waterdrukgradiënt in.

Kleistrookjes en -laagjes in getijdenafzettingen kunnen de groei van erosiekanalen van genoemde afmetingen hinderen. Daarbij kunnen de volgende effecten optreden:

1. De verticale en horizontale doorlatendheid van de afzettingen wordt door de kleistroken beperkt. Lagere doorlatendheden leiden tot een hoger kritiek verval.
2. De groei van erosiekanalen wordt door barrièrewerking van kleilaagjes gehinderd en kan worden voorkomen.
3. Mogelijk wordt de groei van erosiekanalen beïnvloed door de invloed van de kleilaagjes op de lokale waterdrukgradiënten.

In afzettingen, zoals die in Figuur 1B, is in de lengterichting van de kwelweg om de circa 0,1 à 0,4 m een kleistrook aanwezig. Deze kleistroken hinderen de vorming van een erosiekanaal. Het is daarom onwaarschijnlijk dat zich in zulke getijdenafzettingen een volledig erosiekanaal kan ontwikkelen.

Waarnemingen in het laboratorium

In getijdenafzettingen zijn meerdere kleilaagjes aanwezig. In het laboratorium is de invloed van kleilaagjes en obstakels getest. Daarbij is aangetoond dat een obstakel van geringe afmetingen de groei van erosiekanalen sterk hindert. Een obstakel, richeltje, onder de ondoorlatende bovenlaag met een dikte van 10 mm was in laboratoriumexperimenten voldoende om de groei van een erosiekanaal te verhinderen [SBW, 2008]. Met een kleilaagje van 0,125 m dik (en breed) ontstond er ook bij een verhang van bijna 1:1 in een laboratoriumopstelling geen doorgaand erosiekanaal. In eenzelfde laboratoriumopstelling zonder kleilaagje werd bij een verhang van minder dan 1:2 wel een

erosiekanaal gevormd [SBW, 2007].

Waarnemingen in het veld

In het verleden zijn diverse dijkdoorbraken opgetreden. Daarvan kan een deel worden toegeschreven aan het faalmechanisme piping. De eerste signalen van het falen op het mechanisme piping betreft opbarsten, wellen en zandmeevoerende wellen.

Er zijn, voor zover is na te gaan, geen dijkdoorbraken door piping opgetreden in getijdenafzettingen. Dit geldt voor zowel Nederland als daar buiten. Wel is er een dijkdoorbraak opgetreden bij Strijenham (Tholen) in 1926. Deze dijk ligt in het getijdengebied. Het falen van deze dijk wordt toegeschreven aan het faalmechanisme piping. Maar algemeen wordt aangenomen dat het erosiekanaal zich ontwikkelde in een met zand opgevulde rivierbedding en niet in een getijdenafzetting.

In getijdengebieden zijn wel diverse wellen waargenomen. In een experiment in Noord-Holland zijn effecten van een voor piping bij een getijdenafzetting getest. Daarbij was sprake van significante polderpeilverlaging en van het doorgraven van een afsluitende laag in het boezemwater. Er zijn geen tekenen van welvorming waargenomen [Kwakman, et al., 2013].

Vorming van kleine wellen door zulke afzettingen is wel waargenomen bij graafwerkzaamheden. In Figuur 3 is een voorbeeld van een wel weergegeven in een getijdenafzetting. Dergelijke waarnemingen zijn ook gemeld op Tholen. Daar zijn wellen ontstaan bij graafwerkzaamheden die zijn uitgevoerd tot grote diepte (meer dan 3 meter beneden maaiveld). De waargenomen wellen tonen aan dat opbarsten kan optreden rondom getijdenafzettingen. Er zijn echter geen aanwijzingen dat terugschrijdende erosie optrad.



Figuur 3 Een wel (diameter van de conus 0,5 m) in een omgeving van getijdenafzettingen, ongeveer 8 m –NAP en 4 m beneden maaiveld en 1 m boven een getijdengeulafzetting.

WTI-SOS-eenheden waarin het ontstaan van piping vermoedelijk sterk wordt gehinderd

WTI-SOS-eenheden zijn zo gedefinieerd dat het voorkomen van afzettingen met concentratie van kleilagen als in Figuur 1 vastgesteld worden. Dit kan ook bevestigd worden door middel van lokaal onderzoek, zoals met boringen en sonderingen. Er wordt aangenomen dat het erg onwaarschijnlijk is dat zich een doorgaand erosiekanaal met een lengte van meer dan enige tientallen meters kan vormen door de bovenkant van een pakket afzettingen met dergelijke concentraties aan kleilagen.

Onderstaande WTI-SOS-eenheden [Hijma en Lam, 2015] bevatten hoge concentraties aan kleilagen. In [Heerema en Förster, 2016] is gesteld dat het optreden van piping in deze eenheden dermate onwaarschijnlijk is dat daarom het risico op piping kan worden uitgesloten:

- Getijdenrestgeulopvulling, H_Mr_kz.
- Afzettingen van kleine getijdenplaat- en kweldergeulen, H_Mkw_z&k.
- Kleiige getijdenplaat- en kwelderafzettingen, H_Mp_k.
- Organisch materiaalrijke getijdenplaat- en kwelderafzettingen, H_Mp_ko.

Deze eenheden kunnen in een ondergrondschematisering als niet-watervoerende laag worden gemodelleerd. Wanneer de betreffende eenheid aan het oppervlak of direct onder klei en veenlagen ligt, maakt de laag deel uit van de deklaag.

In de overige WTI-SOS-eenheden die getijdenafzettingen beschrijven kan dus wel piping optreden:

- Matig fijn tot zeer grof getijdengeulzand, H_Mg_zm.
- Uiterst fijn tot matig fijn getijdengeulzand, H_Mg_zf.
- Uiterst fijn tot matig fijn getijdengeulzand met dunne klei- en silt laagjes, H_Mg_zk.
- Zandige getijdenplaatafzettingen, H_Mp_zf.
- Matig fijn tot zeer grof estuarien getijdengeulzand, H_Eg_zm.
- Uiterst fijn tot matig fijn estuarien getijdengeulzand, H_Eg_z&k.

Conclusies

Bovenstaande argumenten rechtvaardigen de aanname dat in bepaalde getijdenafzettingen het optreden van terugschrijdende erosie (conform het Sellmeijermodel) ten minste sterk wordt gehinderd als gevolg van in die afzettingen aanwezige kleilaagjes. De genoemde WTI-SOS-eenheden zijn genoemd waarvoor dat van toepassing is. Er is momenteel onvoldoende experimenteel onderzoek uitgevoerd en er zijn geen evidente terreinwaarnemingen waarmee uitgesloten kan worden dat falen door piping door de genoemde getijdenafzettingen zal optreden.

Een betere onderbouwing voor het al dan niet uitsluiten van zulk falen door middel van experimenteel en ander empirisch onderzoek wordt niet op korte termijn verwacht, maar op termijn wordt zulk onderzoek wel noodzakelijk geacht. Niettemin wordt voorshands de kans dat zulk falen kan optreden erg klein geacht op basis van wel beschikbare experimenten en terreinwaarnemingen (de hierboven genoemde proeven op kleine schaal, de waarneming bij de veldproef, de praktijkproef bij een boezemkade in Noord-Holland en het ontbreken van meldingen van verschijnselen die wijzen op piping in gebieden met zulke afzettingen).

Versie 1.0: 2 juli 2025

5.7 Meten en monitoren

6. Veiligheidsanalyse piping

6.1 Algemeen

Algemeen veiligheidsanalyse piping

In de Wet zijn per dijktraject normen gesteld aan de overstromingskans of faalkans van een dijktraject. De bijdrage van het faalmechanisme piping aan de overstromingskans van het dijktraject hangt af van de locatiespecifieke omstandigheden. Dit is nader uitgewerkt in Betrouwbaarheidseisen. Voor een uitleg van basisbegrippen met betrekking tot faalkansanalyses van dijken, zie Basisbegrippen betrouwbaarheidsanalyses. Een veiligheidsanalyse piping heeft als doel om de overstromingskans door piping te onderbouwen. Dit betreft in principe de faalkans van het gehele faalpad vanaf het initiele mechanisme tot overstromen zoals beschreven in het . artikel Faalpaden piping. Bij het combineren van faalkansen voor piping op doorsnedeniveau tot een faalkans op vak en trajectniveau moet rekening worden gehouden met lengte-effecten en afhankelijkheid tussen faalmechanismen Lengte-effect en faalmechanismen per traject.

Er zijn verschillende onzekerheden die de overstromingskans door piping beïnvloeden. Dit betreft bijvoorbeeld onzekerheden in parameters, modelonzekerheden en onzekerheden in de schematisering van de ondergrond en waterspanningen. Deze onzekerheden moeten worden meegenomen om tot een voldoende betrouwbare onderbouwing van een overstromingskans te komen.

Onzekerheden kunnen op verschillende manieren worden bepaald:

- Defaults: betreft afspraken over onzekerheden die niet veranderen, bijvoorbeeld modelonzekerheid
- Startwaarden: betreft waarden gebaseerd op literatuuronderzoek die voor een eerste analyse kunnen worden gebruikt en wanneer deze bepalend zijn voor de overstromingskans nader kunnen worden bepaald
- Bepalen door metingen: wanneer voldoende data beschikbaar is kunnen onzekerheden rekenkundig worden bepaald

Er bestaan meerdere methoden om de overstromingskans te onderbouwen, zie het artikel Methoden voor het beoordelen van de betrouwbaarheid. Het betreft probabilistische, semi-probabilistisch berekeningen en deterministische beschouwingen.

- In probabilistische analyses worden onzekerheden meegenomen via scenario's of beschreven met een kansverdeling. Het betreft onzekerheden rondom parameters, schematisaties en modelonnauwkeurigheden. Dergelijke analyses worden bijvoorbeeld binnen het softwarepakket Riskeer of met de probabilistic toolkit uitgevoerd.
- In een semi-probabilistische analyse (Semi-probabilistisch veiligheidsformat voor piping) worden onzekerheden meegenomen met een combinatie van rekenen met karakteristieke waarden (bijvoorbeeld 5% ondergrenswaarden voor de korrelgrootte) en met partiële veiligheidsfactoren. Voor het evenwichtsmodel (opbarsten), gradiëntenmethode (heave) en de rekenregel van Sellmeijer (terugschrijdende erosie) is een veiligheidsformat voor een semi probabilistische analyse afgeleid.
- In een deterministische analyse wordt de overstromingskans niet uitgerekend maar kwalitatief onderbouwd.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Omgaan met kennisleemtes en nieuwe kennis bij piping

De modellen zoals beschreven in de Technische Leidraden geven handvatten voor het rekenkundig bepalen van de overstromingskans. Het evenwichtsmodel (opbarsten), de gradiëntenmethode (heave) en de rekenregel van Sellmeijer (terugschrijdende erosie) worden in Nederland als basis gebruikt voor bepaling van de overstromingskans door piping. Er zijn echter ook aspecten waarvan

bekend is dat deze invloed hebben op de overstromingskans van piping maar niet in de standaard modellen en rekenregels zijn meegenomen.
Het Beslissingsondersteunend Raamwerk Piping (BRP) is bedoeld als een middel om de beoordeling en het ontwerp van dijken kwalitatief te ondersteunen bij het omgaan met aspecten die niet in de modellen worden meegenomen. Hierbij worden kennisleemtes inzichtelijk gemaakt door deze voor een specifieke dijk te plaatsen in een kwadrant die het kennisniveau en het (kwalitatieve) effect op de overstromingskans weergeven. Om dit te ondersteunen zijn 14 factsheets opgesteld van aspecten die piping beïnvloeden, zoals tijdsafhankelijkheid, voorlanden en heterogeniteit in de baan van de pipe.

Voor beschrijving van het BRP en de factsheets wordt verwezen naar [Van der Linde, et al., 2024]. Door voortdurende kennisontwikkeling zijn ook de factsheets aan verandering onderhevig.

Voor het omgaan met onzekerheden in de geohydrologische modellering wordt verwezen naar Omgaan met onzekerheden in een geohydrologisch model.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Semi-probabilistisch veiligheidsformat voor piping

In een semi-probabilistische analyse worden onzekerheden meegenomen met een combinatie van rekenen met karakteristieke waarden (bijvoorbeeld 5%-ondergrenswaarden van de korrelgrootte, Bepalen van karakteristieke waarden) en toepassing van partiële veiligheidsfactoren. Een partiële veiligheidsfactor is de factor waarmee vermenigvuldigd wordt (bijvoorbeeld een representatieve waarde van een belastingparameter), of waardoor wordt gedeeld (bijvoorbeeld een representatieve waarde van een sterkteparameter) om een rekenwaarde te verkrijgen. Mits de factor groter is dan 1 resulteert dit in een strengere betrouwbaarheidseis.

Binnen het huidige veiligheidsformat worden voor piping in principe de volgende partiële veiligheidsfactoren toegepast: Modelfactor, Materiaalfactor, Schematiseringsfactor en de schadefactoren (Schadefactor opbarsten, Schadefactor heave en Schadefactor terugschrijdende erosie). De eerste drie factoren zijn onafhankelijk van de vereiste betrouwbaarheid. De eerste twee factoren zijn bij het faalmechanisme piping gelijk aan 1,0, modelonzekerheden en parameteronzekerheden zijn verwerkt in de schadefactor en de keuze van karakteristieke waarden.. De schadefactor is gekoppeld aan de faalkanseis die volgt uit de geaccepteerde overstromingskans. De schematiseringsfactor is afhankelijk van de mogelijke ondergrondscenario's.

Het totaal van deze partiële veiligheidsfactoren is de totale veiligheidsmarge tussen de karakteristieke waarde van de sterkte en de karakteristieke waarde van de belasting.

De semi-probabilistische analyse kan worden uitgevoerd voor opbarsten, heave en terugschrijdende erosie.

Uitwerking

Voor het mechanisme piping worden de partiële veiligheidsfactoren als volgt toegepast:

$$\gamma_n = \frac{1}{\gamma_d \cdot \gamma_b} F$$

Formule 1

Waarin:

γ_b Partiële veiligheidsfactor die verband houdt met het schematiseren van de ondergrond (ook wel schematiseringsfactor genoemd) [-].

γ_d Partiële veiligheidsfactor die verband houdt met het gebruikte model (ook wel modelfactor genoemd) [-].

γ_n Partiële veiligheidsfactor, die verband houdt met schade, die in rekening brengt in welke mate de vereiste betrouwbaarheid afwijkt van het basisbetrouwbaarheidsniveau (ook wel schadefactor genoemd) [-].

F Veiligheidsfactor, de verhouding tussen sterkte en belasting (ook wel stabiliteitsfactor genoemd). Hierin is gerekend met rekenwaarden, daarbij is de materiaalfactor meegenomen [-].

Wanneer scenario's worden toegepast is de faalkans gelijk aan de som van de berekende faalkansen gewogen met de scenariokansen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Bepalen van karakteristieke waarden

Wat is het

Bij semi-probabilistische analyses wordt gebruik gemaakt van karakteristieke waarden. Dit zijn meestal 5% boven- of ondergrenzen van een parameter. Afhankelijk van het veiligheidsformat kunnen het ook nominale (verwachtingswaarden), defaultwaarden- of karakteristieke waarden van het gemiddelde zijn. De bepaling varieert afhankelijk van de soort statistiek die wordt toegepast. Onderscheid moet gemaakt worden naar de volgende situaties:

- Waarnemingsreeks is een lokaal of regionaal gegevensbestand.
- Waarde betreft een individuele punt-waarde of een laaggemiddelde-waarde.
- Waarnemingen worden opgevat als normaal-verdeeld of als log-normaal-verdeeld.

Hoe te bepalen

De karakteristieke waarden kunnen bepaald worden door middel van onderstaande rekenwijze:

Waarin:

$$p_{kar} = p_{gem} \pm t_{N-1}^{0,95}\, s_p \sqrt{\Gamma^2 + \frac{1}{N}}$$

p_{kar} Karakteristieke waarde van de parameter.

p_{gem} Rekenkundig gemiddelde van de waarnemingen.

σ_{--p} Standaardafwijking van de waarnemingen.

N Aantal waarnemingen [-].

Γ^{-2} Variantiereductiefactor [-].

$t^{0,95}_{N-1}$ Student t-factor [-].

Met de student t-factor wordt verdisconteerd dat zowel het rekenkundige gemiddelde als de standaardafwijking slechts schatters zijn van de verwachtingswaarde en de standaardafwijking van de parameter. In onderstaande tabel zijn enkele t-waarden gegeven. De waarde van Γ^2 is afhankelijk van de soort statistiek (punt, laaggemiddelde of regionaalgemiddelde). Deze waarde varieert van $\Gamma^2 = 1$ naar 0,0 tot 0,25 in het laatste geval [Leidraad, 1989].

N-1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$t_{N-1}^{0,95}$	6,314	2,920	2,353	2,132	2,015	1,943	1,895	1,860	1,833	1,812

N-1	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
$t_{N-1}^{0,95}$	1,796	1,782	1,771	1,761	1,753	1,746	1,740	1,734	1,729	1,725

N-1	21	22	23	24	25	26	27	28	29	∞
$t_{N-1}^{0,95}$	1,721	1,717	1,714	1,711	1,708	1,706	1,703	1,701	1,699	1,645

Tabel t-waarden voor student t-factor.

Parameterbepaling deklaagdikte

De deklaagdikte betreft lokale lage waarden. De toe te passen vorm van statistiek is daarmee puntstatistiek. Hierop is geen sprake van uitmiddeling. Derhalve geldt voor de bepaling van de deklaagdikte $\Gamma^2 = 1{,}0$.

Parameterbepaling dikte watervoerend pakket

De dikte van het watervoerend pakket betreft lokale hoge waarden. De toe te passen vorm van statistiek is daarmee puntstatistiek. Hierop is geen sprake van uitmiddeling. Derhalve geldt voor de bepaling van de dikte van het watervoerend pakket $\Gamma^2 = 1{,}0$.

Parameterbepaling polderpeil

Het polderpeil betreft lokale lage waarden. De toe te passen vorm van statistiek is daarmee puntstatistiek. Hierop is geen sprake van uitmiddeling. Derhalve geldt voor de bepaling van het polderpeil $\Gamma^2 = 1{,}0$.

Parameterbepaling kwelweglengte

De kwelweglengte betreft lokale lage waarden. De toe te passen vorm van statistiek is daarmee puntstatistiek. Hierop is geen sprake van uitmiddeling. Derhalve geldt voor de bepaling van de kwelweglengte $\Gamma^2 = 1{,}0$.

Parameterbepaling verzadigd volumegewicht deklaag

Het volumegewicht van de deklaag betreft lokale lage waarden. De toe te passen vorm van statistiek is daarmee puntstatistiek. Hierop is geen sprake van uitmiddeling. Derhalve geldt voor de bepaling van het verzadigd volumegewicht van de deklaag $\Gamma^2 = 1{,}0$.

Parameterbepaling korrelgrootte

De d_{70} betreft lokale lage waarden. De toe te passen vorm van statistiek is daarmee puntstatistiek. Variatie van de d_{70} vindt plaats over zeer korte lengteschaal. Een erosiekanaal zoekt hierbij de weg van de minste weerstand. Daardoor is hierop geen sprake van uitmiddeling. Derhalve geldt voor de bepaling van de $d_{70}\Gamma^2 = 1{,}0$.

Parameterbepaling doorlatendheid watervoerend pakket

De doorlatendheid betreft een hoog karakteristieke waarde van de gemiddelde pakketdoorlatendheid. Variatie van de doorlatendheid vindt plaats over zeer korte lengteschaal. Deze lengteschaal is soms kleiner dan de afmeting van een proef. De afmeting van een proef verschilt sterk tussen een laboratoriumproef (circa 0,001 m^3) en een pompproef (>100.000 m^3). Daarmee is de afmeting van de proef bepalend.

Metingen van de doorlatendheid middels een pompproef omvatten het gehele dwarsprofiel van een dijk. Daardoor is hierop geen sprake meer van uitmiddeling binnen een dwarsprofiel. Derhalve geldt

voor de bepaling van de doorlatendheid middels pompproeven $\Gamma^2 = 1{,}0$.
Metingen van de doorlatendheid middels een kleinschalige proef (laboratoriumproef/HPT) omvat een fractie van het dwarsprofiel van een dijk. Daardoor is hierop wel sprake van uitmiddeling binnen een dwarsprofiel. Derhalve geldt voor de bepaling van de doorlatendheid middels kleinschalige proeven $\Gamma^2 = 0{,}25$.

Parameterbepaling slibfractie

De slibfractie betreft lokale lage waarden. De toe te passen vorm van statistiek is daarmee puntstatistiek. Variatie van de slibfractie is nog onbekend, maar vermoedelijk over zeer korte lengteschaal. Een erosiekanaal zoekt hierbij de weg van de minste weerstand. Daardoor is hierop geen sprake van uitmiddeling. Derhalve geldt voor de bepaling van de slibfractie $\Gamma^2 = 1{,}0$.

Parameterbepaling responsfactor

De responsfactor betreft lokale hoge waarden. De toe te passen vorm van statistiek is daarmee puntstatistiek. Hierop is geen sprake van uitmiddeling. Derhalve geldt voor de bepaling van de responsfactor $\Gamma^2 = 1{,}0$.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Modelfactor voor piping

Een model is een benadering van de werkelijkheid, daardoor is er sprake van een modelfout of modelonzekerheid. Naarmate een model de werkelijkheid beter benadert, wordt deze modelonzekerheid kleiner, waardoor de modelonzekerheid verschilt per model.

Over het algemeen worden modelfouten gedefinieerd als het verschil tussen de werkelijkheid (bijvoorbeeld uitkomst van een 'perfect' experiment) en de voorspelling of schatting door een model (bij perfect bekende modelinvoer).

In een semi-probabilistische analyses wordt een partiële veiligheidsfactor gebruikt (modelfactor γ_d) om deze onzekerheid in rekening te brengen. In probabilistische berekeningen wordt de modelonzekerheid met een kansverdeling gemodelleerd.

Modelonzekerheden per deelmechanisme voor piping zijn beschreven in [Teixeira, 2016]. In probabilistische analyses kunnen deze als kansverdeling worden gemodelleerd. In semi-probabilistische analyses is de modelfactor $\gamma_d = 1{,}0$ voor alle deelmechanismes van piping. De onzekerheden zijn ondervangen binnen de kalibratie van de schadefactor γ_n, zie de artikelen Schadefactor opbarsten, Schadefactor heave, Schadefactor terugschrijdende erosie.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Materiaalfactor voor piping

De materiaalfactor (γm) is een partiële veiligheidsfactor om onzekerheden in de materiaalparameters te verdisconteren. De karakteristieke waarden (Bepalen van karakteristieke waarden) van de materiaalparameters worden gedeeld door de materiaalfactor in geval van laag-karakteristieke waarden, of vermenigvuldigd met de materiaalfactor in geval van hoog-karakteristieke waarden.

Binnen het faalmechanisme piping zijn de materiaalfactoren voor alle deelmechanismes, ongeacht de beproevingsmethode, gelijk aan $\gamma m = 1{,}0$. De onzekerheid ten aanzien van materiaalparameters (en model) wordt afgedekt met de schadefactor.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Schematiseringsfactor voor piping

De schematiseringsfactor is bedoeld om onzekerheid van de schematisering te ondervangen.

De schematiseringsfactor wordt alleen bij het ontwerpen van waterkeringen toegepast. Bij het beoordelen van waterkeringen wordt de schematiseringsonzekerheid in rekening gebracht met scenario's. Het modelleren van dergelijke onzekerheden met scenario's is behandeld in meerdere artikelen: Modellering van onzekerheden, Schematiseren van de ondergrond, Introductie stochastische ondergrondschematisatie (SOS) en Onzekerheid in schematisering ondergrond in rekening brengen.

Afleiding van de schematiseringsfactor voor piping is analoog aan de afleiding van de schematiseringsfactor voor macrostabiliteit. Deze laatste is beschreven in het artikel Schematiseringsfactor voor macrostabiliteit.

De methodiek voor het bepalen van de schematiseringsfactor is geïmplementeerd in een Excel-applicatie: "rekenblok". In het artikel Rekenblok schematiseringfactor voor macrostabiliteit is een voorbeeld opgenomen voor de bepaling van de schematiseringsfactor voor macrostabiliteit. Het bepalen van de schematiseringsfactor voor opbarsten, heave en terugschrijdende erosie is analoog aan deze werkwijze.

Als hulpmiddel bij het bepalen van de schematiseringfactor is een Excel-rekenblad ontwikkeld dat onder de naam *Rekenblokje schematiseringsfactoren Piping 2017* ter beschikking wordt gesteld via het Informatiepunt Leefomgeving.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Lengte-effectfactor bij piping

Algemene overwegingen bij het lengte-effect staan in de Handleiding Overstromingskansanalyse-dijken/dammen - deel 2 Piping. Voor piping is het lengte-effect relatief groot ten opzichte van andere mechanismes omdat de ruimte spreiding van sterkteparameters groot is en er relatief veel dijken pipinggevoelig zijn [Expertise Netwerk Waterveiligheid, 2010]. De omgang met het lengte-effect is doorgaans anders voor beoordelen dan voor ontwerpen, in beide gevallen speelt dat er een lengte-effect ontstaat door lengte-effecten binnen een vak en door combinatie van vakken.

Beoordelen (assembleren)

Met beoordelen is doorgaans een doorsnedeberekening het startpunt, deze wordt eerst opgeschaald naar een faalkans per vak, waarna de vakken gecombineerd worden (samen assembleren genoemd). Het opschalen van de doorsnede naar vak hangt af van de lengte van het vak, parameter b_l (zie onder) en het deel van het vak dat bijdraagt aan het lengte-effect. Hoe de doorsnede wordt opgeschaald tot een vakkans hangt af van verschillende punten (zie ook [handleiding overstromingskansanalyse - Algemeen], [Klerk, et al., 2023], [Adviesteam Dijkontwerp, 2024]:

- Is de gemiddelde of zwakste doorsnede gebruikt: als een gemiddelde is gebruikt draagt het hele vak bij, als een zwakste doorsnede is gebruikt draagt maar een deel van het vak bij aan het lengte-effect.
- Gebruikte hoeveelheid data: met één doorsnede op basis van beperkt data wordt geldt bovenstaand. Als echter veel data beschikbaar is (zie bijv. [Klerk, et al., 2023]), dan blijft er maar een beperkt lengte-effect over.

Voor het combineren van vakken is voor piping de aanname van onafhankelijkheid vaak een goede eerste inschatting [handleiding algemeen, AD rode draad].

Ontwerpen op basis van lengte-effectfactor

Ontwerpen wordt vaak gedaan door een doorsnede-eis voor piping af te leiden op basis van faalkansbegroting en lenge-effect factor [handleiding Overstromingskansanalyse - Algemeen], zodanig dat als alle doorsnedes aan de doorsnede-eisen voldoen, ook wordt voldaan aan de faalkanseis op trajectniveau.

De lengte-effectfactor (N_{dsn}) is een onderdeel voor het bepalen van de piping doorsnede-eis. De achtergrond is beschreven in het artikel Lengte-effect en faalmechanismen per traject.

De lengte-effectfactor wordt berekend met de onderstaande vergelijking:

$$N_{dsn} = 1 + \frac{a_l \cdot L_{traject}}{b_l}$$

Waarin:

N_{dsn} Lengte-effectfactor [-].
$L_{traject}$ Lengte van het dijktraject [m].
a_l Mechanismegevoelige fractie [-].
b_l Lengtemaat intensiteit lengte-effect [m].

Defaultwaarden voor het lengte-effect zijn weergegeven in onderstaand tabel. Daarbij wordt onderscheid gemaakt tussen relatief pipinggevoelige trajecten in het bovenrivierengebied en elders. Als relatief pipinggevoelige dijktrajecten worden aangemerkt de dijktrajecten 36-1 (inclusief 36a_1) t/m 44-1, 45-1 en 47-1 t/m 95-1.

Tabel Defaultwaarden lengte-effect.

Parameter pipinggevoeligheid	Pipinggevoelige factor van het dijktraject: a_l [-]	Referentie-lengte voor het lengte-effect: b_l [m]
Relatief hoog	0,9	300
Relatief laag	0,4	300

Deze defaultwaarden zijn in principe conservatief. In een toets op maat kunnen deze parameters worden aangepast als daar aanleiding voor bestaat.

Voorbeeld

Voor een dijktraject geldt dat:

- Traject is relatief pipinggevoelig (dus a_l = 0,9).
- Lengte van het traject is 7,5 km.

Het lengte-effect volgt dan uit:

$$N_{dsn} = 1 + \frac{a_l \cdot L_{traject}}{b_l} = 1 + \frac{0{,}9 \cdot 7500}{300}$$

= 23,5 [-].

Versie 1.0: 2 juli 2025

6.2 Schadefactoren

Schadefactor opbarsten

Met een semi-probabilistische analyse van opbarsten wordt een stabiliteitsfactor berekend (Semi-probabilistisch veiligheidsformat voor piping). Om de faalkans of betrouwbaarheidsindex gegeven die stabiliteitsfactor te bepalen wordt gebruik gemaakt van de formules in Formule 1. De minimaal vereiste schadefactor volgt met Formule 2 vanuit de vereiste faalkans per doorsnede en vanuit de vereiste betrouwbaarheidsindex.

$$\beta_{up;i} = \frac{ln\left(\frac{F_{up;i}}{0,48}\right) + 0,27.\beta_{norm}}{0,46} \text{ en } P_{f;up;i} = \Phi\left(-\beta_{up;i}\right)$$

Formule 1

De minimaal vereiste schadefactor wordt gegeven de vereiste:

$$\gamma_{n;up} = 0,48.\, e^{\left(0,46.\beta_{eis,dsn} - 0,27.\beta_{norm}\right)} \text{ en } \beta_{eis,dsn} = -\phi^{-1}\left(P_{eis,dsn}\right)$$

Formule 2

Waarin:

βup;i Betrouwbaarheidsindex voor opbarsten voor scenario *i* [-].

Fup;i Berekende stabiliteitsfactor voor opbarsten voor scenario *i* [-].

*P*f;up;*i* Faalkans op opbarsten, voor de doorsnede voor scenario *i* [1/jaar].

γn;*up* Schadefactor voor het faalmechanisme opbarsten [-].

βeis;dsn Geëiste betrouwbaarheidsindex voor een doorsnede [-].

*P*eis;dsn Faalkanseis per doorsnede voor macrostabiliteit [1/jaar]. - Deze parameter wordt met name toegepast bij ontwerpen.

βnorm Betrouwbaarheidsindex behorend bij de maximaal toelaatbare overstromingskans (Pnorm). Te bepalen als βnorm = $-\Phi^{-1}$(Pnorm) [-].

De diverse constanten in de formule zijn bepaald in de kalibratiestudie piping [Texeira, et al., 2016]

Versie 1.0: 2 juli 2025

Schadefactor heave

Met een heave analyse volgens de semi-probabilistische werkwijze wordt een stabiliteitsfactor berekend. Om een berekende stabiliteitsfactor om te rekenen naar een faalkans of een faalkanseis naar een schadefactor worden de volgende relaties toegepast. De faalkans wordt als volgt berekend op basis van de stabiliteitsfactor:

$$\beta_{he;i} = \frac{ln\left(\frac{F_{he;i}}{0,37}\right)+0,30.\beta_{norm}}{0,48} \text{ en } P_{f;he;i} = \Phi\left(-\beta_{he;i}\right)$$

Formule 1

De schadefactor wordt als volgt berekend uit de faalkanseis:

$$\gamma_{n;he} = 0,37.\, e^{\left(0,48.\beta_{eis,dsn} - 0,30.\beta_{norm}\right)} \text{ en } \beta_{eis,dsn} = -\phi^{-1}\left(P_{eis,dsn}\right)$$

Formule 2

Waarin:

βhe;i Betrouwbaarheidsindex voor heave voor scenario i [-].

Fhe;i Berekende stabiliteitsfactor voor heave voorscenario i [-].

Pf;he;i Faalkans op heave, voor de doorsnedevoor scenario i [1/jaar].

γn;he Schadefactor voor het faalmechanisme heave [-].

βeis;dsn Geëiste betrouwbaarheidsindex voor een doorsnede [-].

Deze parameter wordt met name toegepast bij ontwerpen.

Peis;dsn Faalkanseis per doorsnede voor piping [1/jaar].
Deze parameter wordt met name toegepast bij ontwerpen.

βnorm Betrouwbaarheidsindex behorend bij de maximaal toelaatbare overstromingskans (Pnorm). Te bepalen als βnorm = $-\Phi^{-1}$(Pnorm) [-].

De diverse constanten in de formule zijn bepaald in de kalibratiestudie piping [Texeira, et al., 2016]

Versie 1.0: 2 juli 2025

Schadefactor terugschrijdende erosie

Met een terugschrijdende erosie analyse volgens de semi-probabilistische werkwijze wordt een stabiliteitsfactor berekend. Om een berekende stabiliteitsfactor om te rekenen naar een faalkans of een faalkanseis naar een schadefactor worden de volgende relaties toegepast. De faalkans wordt als volgt berekend op basis van de stabiliteitsfactor:

$$\beta_{p;i} = \frac{ln\left(\frac{F_{p;i}}{1,04}\right)+0,43.\beta_{norm}}{0,37} \text{ en } P_{f;p;i} = \Phi\left(-\beta_{p;i}\right)$$

Formule 1: Betrouwbaarheidsindex als functie van de stabiliteitsfactor; relatie tussen de faalkans en de betrouwbaarheidsindex

De schadefactor wordt als volgt berekend uit de faalkanseis:

$$\gamma_{n;p} = 1{,}04.\, e^{(0{,}37.\beta_{eis,dsn} - 0{,}43.\beta_{norm})} \text{ en } \beta_{eis,dsn} = -\phi^{-1}\left(P_{eis,dsn}\right)$$

Formule 2: Voor het berekenen van vereiste stabiliteitsfactor uit de faalkanseis

Waarin:

βp;i Betrouwbaarheidsindex voor terugschrijdende erosie voor scenario i [-].

Fp;i Berekende stabiliteitsfactor voor terugschrijdende erosie voor scenario i [-].

Pf;p;i Faalkans op terugschrijdende erosie, voor de doorsnedevoorscenario i [1/jaar].

γn;p Schadefactor voor het faalmechanisme terugschrijdende erosie [-].

βeis;dsn Geëiste betrouwbaarheidsindex voor een doorsnede [-].

Deze parameter wordt met name toegepast bij ontwerpen.

Peis;dsn Faalkanseis per doorsnede voor piping [1/jaar].

βnorm Betrouwbaarheidsindex behorend bij de maximaal toelaatbare overstromingskans (Pnorm). Te bepalen als βnorm= -Φ^{-1}(Pnorm) [-].

De formules voor de schadefactor zijn geijkt in een kalibratiestudie [Teixiera, et al., 2016]. Voor situaties die buiten het bereik vallen waarin deze formules zijn geijkt, bijvoorbeeld bij een lage decimeringshoogte of korte trajectlengte, kan het nodig zijn om een alternatieve methode toe te passen om de faalkans te verifiëren, bijvoorbeeld een volledig probabilistische analyse.

Versie 1.0: 2 juli 2025

6.3 Stabiliteitsfactoren

Stabiliteitsfactoren piping

Stabiliteitsfactor opbarsten

De stabiliteitsfactor met betrekking tot opbarsten (*Fu*) is het quotiënt van het kritisch stijghoogteverschil over de deklaag en het optredend stijghoogteverschil.

$$F_u = \frac{\Delta\phi_{c,u}}{\Delta\phi} \quad (1)$$

Formule 1: Formule voor berekenen stabiliteitsfactor voor opbarsten.

Waarin:

F_u Berekende stabiliteitsfactor voor het deelmechanisme opbarsten [-].

$\Delta_{c,u}$ Kritisch stijghoogteverschil over de deklaag (bij uittredepunt) [m].

Δ Optredend stijghoogteverschil over de deklaag (bij uittredepunt) [m].

De rekenwijze voor dit deelmechanisme is gegeven in het artikel Modelleren opdrijven en opbarsten.

Stabiliteitsfactor heave (bij deklaag)

De stabiliteitsfactor met betrekking tot heave (*Fh*) is het quotiënt van de kritische gradiënt en de

optredende gradiënt in het opbarstkanaal (door de deklaag):

$$F_h = \frac{i_{c,h}}{i_h} \quad (2)$$

Formule 2: Formule voor berekenen stabiliteitssfactor voor heave.

Waarin:

F_h Berekende stabiliteitssfactor voor het deelmechanisme heave [-].

$i_{c,h}$ Kritieke heave gradiënt [-].

i_h Berekende heave gradiënt [-].

Bij het (semi-probabilistisch) beoordelen van heave door een deklaag geldt $i_{c,h} = 0{,}3$.

De rekenwijze voor dit deelmechanisme is gegeven in het artikel Modelleren heave.

Stabiliteitsfactor terugschrijdende erosie

De stabiliteitsfactor met betrekking tot terugschrijdende erosie (Fp) is het quotiënt van het kritieke verval en het optredende verval over de waterkering:

$$F_p = \frac{\Delta H_c}{(h - h_{exit} - r_c D_{deklaag})} \quad (3)$$

Formule 3: Formule voor berekenen stabiliteitsfactor voor terugschrijdende erosie.

Waarin:

ΔH_c Het kritieke verval over de waterkering [m].

F_p Berekende stabiliteitsfactor voor het deelmechanisme terugschrijdende erosie [-].

h Niveau buitenwaterstand met een kans van voorkomen gelijk aan de norm [m t.o.v. NAP].

h_{exit} Hoogte van het uittredepunt. Dit is de maaiveldhoogte of de waterstand bij een waterpartij [m t.o.v. NAP].

r_c Reductiefactor voor de weerstand bij het uittredepunt = 0,3 [-].

$D_{deklaag}$ Dikte van het afdekkende pakket bij het uittredepunt [m].

De rekenwijze voor dit deelmechanisme is gegeven in het artikel Rekenregel van Sellmeijer.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Stabiliteitsfactor voor hydaulische grondbreuk (heave in zandlaag)

Voor de beschouwing van verticaal evenwicht voor het deelmechanisme hydraulische grondbreuk is nog geen set aan partiële factoren afgeleid zoals voor opbarsten van een cohesieve deklaag. De reden hiervan is dat het momenteel onduidelijk is welk aandeel de model- en schematiserings-onzekerheden hebben in de totale onzekerheid. Een probabilistische analyse om hierin inzicht te krijgen, is nog niet uitgevoerd vanwege het ontbreken van fundamenteel onderzoek naar dit mechanisme, met name voor de situatie van hydraulische grondbreuk bij situaties met een deklaag. Differentiëren in partiële factoren is daarom voor het mechanisme hydraulische grondbreuk vooralsnog een stap te ver.
Daarom wordt voorlopig teruggevallen op een overall stabiliteitsfactor:

$$F \geq 2{,}0$$

Formule 1

Hierbij wordt uitgegaan van een realistische inschatting van de ruimtelijke variabiliteit van de porositeit (variatiecoëfficiënt van 0,1).

Een vergelijkbare eis voor de stabiliteit is te vinden in meerdere ontwerprichtlijnen. Ook wordt een vergelijkbare stabiliteitsfactor impliciet meegenomen wanneer wordt getoetst op een maximaal toelaatbare verticale gradiënt van 0,5. In een probabilistische gevoeligheidsanalyse [Calle & Sellmeijer, 1998] is deze factor voor een situatie met vrije uitstroom geverifieerd. Een citaat uit deze studie is hieronder uitgelicht.

Citaat uit studie "Probabilistische gevoeligheidsanalyse heave" door Calle & Sellmeijer uit 1998:

Uit de probabilistische gevoeligheidsanalyse heave:

Bij beschouwing [...] blijkt dat in bijna alle case situaties de stabiliteitsfactoren in het genoemde fitgebied tussen 1,2 en 1,6 liggen. Uitzondering is de situatie met grote variatiecoëfficiënt voor de porositeit. Dit uniforme beeld is opvallend, maar ook verklaarbaar. Immers, geometrische en anderszins variërende configuraties van zandlaag en schermen, lek en zettingsspleet, etc. worden vertaald naar een uniforme maat, namelijk de weerstand, terwijl verder in alle configuraties gerekend is met nagenoeg dezelfde stochastische karakterisering van parameteronzekerheden.

Een belangrijke conclusie is dat met de gekozen (realistische) karakterisering van parameteronzekerheden in het gebied met voor de ontwerp- en toetspraktijk relevante β-waarden[1] corresponderende stabiliteitssfactor maximaal zo rond 1,6 ligt. Deze factor kunnen we vergelijken met de stabiliteitsfactor op het kritieke verhang die in de huidige praktijk gebruikelijk is (1,7 à 2,4, [...]). Bij de vergelijking moeten we overigens in gedachte houden dat bij grote onzekerheid van de porositeit [Red.: Met grote onzekerheid werd gerefereerd aan een variatiecoëfficiënt van 0,3] de gevonden stabiliteitsfactor in de buurt van 2,0 à 2,4 ligt.

Belangrijk is dus met welke mate van nauwkeurigheid de in situ porositeit geschat kan worden. De veiligheid die verborgen zit in het huidige praktijkcriterium zou een groot onzekerheidsgebied moeten afdekken, immers de porositeit speelt in dat criterium geen expliciete rol meer (maar is natuurlijk nog wel van eminent belang voor de fysica van het mechanisme). Zou nu blijken dat de in situ porositeit veel nauwkeuriger geschat kan worden dan door de grote variatiecoëfficiënt van 0,3 wordt gereflecteerd, dan zit daar dus ruimte voor aanscherping van de ontwerp/toetsregel, in ruil voor nauwkeurige bepaling van de in situ porositeit.

Criterium Gemiddelde Gradiënten Methode

Ten tijde van de studie [Calle & Sellmeijer, 1998] werd de veiligheid bepaald op basis van gradiënten voor een situatie met vrije uitstroom.

$$F_{GGM} = \frac{i_c}{i_{gem}}$$

Formule 2

Waarin:

F_{GGM} Overall stabiliteitsfactor bij toepassing van de gemiddelde gradiënten methode [-]

i_c Kritieke hydraulische gradiënt [-]

i_{gem} Gemiddelde verticale gradiënt achter het scherm over een hoogte s [-]

Zoals deze formule laat zien houdt de Gemiddelde Gradiënten Methode (GGM) uitsluitend rekening met het lokale negatieve effect van geconcentreerde stroming naar een pijpstelsel en brengt deze methode niet het gunstig werkende effect van het gewicht van de deklaag in rekening. Deze methode kan daarom voor situaties met een significant effectief gewicht van deklaag en/of dijk gezien worden als een conservatieve methode.

Criterium Verticaal Evenwicht Methode

De stabiliteitsfactor bij gebruik van de Verticaal Evenwicht Methode (VEM) kan worden afgeleid uit termen voor belasting en sterkte termen uit de genoemde vergelijking Formule 3.

$$\Delta u_{d,gem} = s \cdot \gamma' + r \cdot p'_{v,gem}$$

Formule 3

Uitgaande van een evenwichtsbeschouwing op basis van gemiddelde spanningen op het grondvlak van een denkbeeldig prisma (bovenstaande figuur) volgt dan:

$$F_{VEM} = \frac{s \cdot \gamma' + r \cdot p'_{v,gem}}{\Delta u_{d,gem}}$$

Formule 4

In bovenstaande formules zijn:

F_{VEM} Overall stabiliteitsfactor voor verticaal evenwicht rond denkbeeldig prisma [-]

$\Delta u_{d,gem}$ Verschil tussen waterdruk bij grondwaterstroming en hydrostatische druk gemiddeld over het grondvlak van het beschouwde prisma (op niveau z_s) [kPa]

γ' Effectief gewicht van grond in de beschouwd prisma [kN/m^3]

s Inbeddingsdiepte van scherm in watervoerende zandlaag [m]

$p'_{v,gem}$ Effectieve spanning van de deklaag en van de dijk gemiddeld over het bovenvlak van het beschouwde prisma (op het niveau onderkant deklaag) [kPa]. In bijlage D is aangegeven hoe $p'_{v,gem}$ kan worden bepaald.

r reductiefactor waarmee wordt aangegeven welk deel van de effectieve bovenbelasting $p'_{v,gem}$ doorwerkt op het grondvlak van beschouwde prisma [-].

De methode VEM heeft als voordeel boven de methode GGM dat zowel de belasting toename op $\Delta u_{d,gem}$ als gevolg van geconcentreerde stroming naar een pijpstelsel als de weerstandstoename door het gunstig werkende effect van het gewicht van de deklaag en dijk ($p'_{v,gem}$) in rekening wordt gebracht. Daarom wordt geadviseerd om de methode VEM toe te passen in geval van heaveschermen onder een deklaag en dijk in situaties waar $p'_{v,gem}$ een significante bijdrage levert aan de stabiliteitsfactor.

In het KIA Onderzoek Heaveschermen dat vanaf 2025 wordt uitgevoerd, zal bovenstaande methode voor het bepalen van de stabiliteitsfactor ten aanzien van hydraulische grondbreuk worden geëvalueerd voor evenwichtssituaties. Wanneer daartoe aanleiding is zal deze publicatie naar aanleiding van de resultaten van het onderzoek worden aangepast. Tot die tijd kan bovenstaande gedachtengoed worden toegepast voor het bepalen van de veiligheid ten aanzien van hydraulische grondbreuk bij een situatie met een scherm onder een deklaag.

7. Oplossingen voor dijkverbeteringen

Analyse versterkingsopgave voor piping

In vervolg op de veiligheidsanalyse moet de versterkingsopgave worden vastgesteld. De versterkingsopgave vormt het vertrekpunt voor de inventarisatie en selectie van mogelijke oplossingen of maatregelen voor dijkverbeteringen, zoals beschreven in navolgende artikelen Oplossingen voor dijkverbeteringen voor piping.

De versterkingsopgave plaatst de veiligheidsopgave in de context van ruimte en tijd. De versterkingsopgave beschrijft de scope (probleemdefinitie en afbakening) van een project. De versterkingsopgave maakt, behalve de ruimtelijke begrenzing, ook duidelijk wat het karakter van het project is: wanneer moet ik maatregelen treffen (ontwikkeling opgave in de tijd)? Vallen te nemen maatregelen tegen piping samen met maatregelen voor andere mechanismen? Zijn er ruimtelijke ontwikkelingen die het karakter van maatregelen beïnvloeden?

Dit artikel licht een aantal belangrijke aspecten uit die bepalend zijn voor de versterkingsopgave door piping: de ontwikkeling van de opgave in de tijd, samenhang met de veiligheidsopgave voor andere faalmechanismen en ruimtelijke ontwikkelingen.

Ontwikkeling veiligheidsopgave in de tijd

Onzekere ontwikkelingen in de tijd kunnen de veiligheidsopgave beïnvloeden qua omvang en aard. Zo kan een veiligheidsopgave voor piping groter worden (afstand tot de norm en / of aantal meters te versterken waterkering) door de toename van het verval door stijgende waterstanden, bodemdaling of een combinatie daarvan. Daarnaast kan het karakter van de opgave veranderen: waar bijvoorbeeld de veiligheidsopgave door nieuwe inzichten een beperkte afstand tot de norm heeft en wellicht nog op te lossen was met een kleinschalige maatregel of zelfs beheermaatregel, kunnen de ontwikkelingen in de tijd leiden tot de noodzaak voor een grootschaliger maatregel.

Het is dus van belang een goed beeld te hebben van de toekomstige opgave. Gebruikelijk kijken we bij groene dijken 50 jaar en bij constructies 100 jaar vooruit. Daarnaast kan het zinvol zijn ook naar andere (kortere) zichtperiodes te kijken of ‘omslagpunten’ in de tijd te bepalen als vertrekpunt voor een latere analyse of kortcyclisch versterken zinvol is (via bijvoorbeeld de LCC-methode).

Het is van belang breed te kijken naar ontwikkelingen die van invloed op de opgave kunnen zijn. Denk aan verandering van de hydraulische belastingen door morfologische ontwikkelingen of klimaatverandering en verandering van de sterkte van de waterkering door bijvoorbeeld bodemdaling en verouderingsprocessen.

Zoals gezegd zijn de toekomstige ontwikkelingen onzeker. Daarom is het zinvol voor onzekere ontwikkelingen scenario’s met bandbreedtes op te stellen. Over de omgang met onzekerheden in gevoeligheidsanalyses is in Omgaan met kennisleemtes en nieuwe kennis bij piping het een en ander gezegd.

Koppeling met andere faalmechanismen

Het al dan niet samenvallen van een veiligheidsopgave voor piping met opgaven voor andere mechanismen is medebepalend voor de aard van de versterkingsopgave en de selectie van maatregelen. Zo ligt het voor de hand om in geval van het samenvallen van een veiligheidsopgave voor piping en macrostabiliteit binnenwaarts, te kiezen voor één maatregel voor beide mechanismen. Dat kan een beperkende factor zijn bij de inventarisatie en selectie van mogelijke maatregelen voor

piping, zoals beschreven in Oplossingen voor dijkverbeteringen voor piping.
Het is hoe dan ook belangrijk dat voor het veiligheidsontwerp onderdelen van de waterkering in samenhang worden ontworpen en niet volledig onafhankelijk van elkaar. Dit lijkt voor de hand liggend, maar in de ontwerppraktijk is het toch soms noodzakelijk om de ontwerpopdracht op te splitsen per functioneel onderdeel of per faalmechanisme vanwege de toegenomen complexiteit van analyses en de omvang van het werk door de toegenomen grootte van dijkversterkingsprojecten.

Denk bijvoorbeeld aan het ontwerp van langsconstructies ter verbetering van de stabiliteit of het ontwerp van pipingmaatregelen. Het is goed denkbaar dat deze functionele onderdelen door verschillende teams worden uitgewerkt. Het is dan belangrijk om deze werkzaamheden goed op elkaar af te stemmen en het functioneren van de waterkering als geheel te beschouwen. Denk bijvoorbeeld aan een stabiliteitsscherm dat tevens dienst doet als pipingmaatregel. Het is ook mogelijk dat het ene functionele onderdeel een ongewenst effect uitoefent op het ander functionele onderdeel. Denk daarbij bijvoorbeeld aan een pipingmaatregel waarbij erosiekanaal-ontwikkeling onder een deel van de waterkering plaats vindt. Wanneer deze erosiepijpontwikkeling effect kan hebben op de macrostabiliteit zou daardoor bij het ontwerp op macrostabiliteit ook rekening mee gehouden moeten worden.

Ruimtelijke ontwikkelingen

Ook ruimtelijke factoren kunnen van (grote) invloed zijn op de aard en timing van versterkingsmaatregelen. Het ruimtelijke karakter en de gebruiksfuncties van een gebied zijn in sterke mate bepalend voor de ruimte die beschikbaar is voor een dijkversterkingen. Daarnaast kan het doelmatig zijn om het treffen van een maatregel te versnellen of juist te vertragen om aan te sluiten bij een ruimtelijke ontwikkeling.

Een voorbeeld hiervan zijn KRW-maatregelen (Kaderrichtlijn Water) in uiterwaarden van rivieren. Die maatregelen kunnen bestaan uit bijvoorbeeld nevengeulen of verlagingen van het maaiveld om overstromingsvlaktes te vergroten. Deze maatregelen kunnen de grondwaterhuishouding veranderen en daarmee de opgave beïnvloeden en uiteindelijk de keuze voor een pipingmaatregel mede bepalen.

Ook kunnen dergelijke maatregelen synergie met een dijkverbeteringsproject opleveren. Er kan bijvoorbeeld bruikbare gebiedseigen grond vrijkomen die benut kan worden in de waterkering, of aan- en afvoer van materialen kan gecombineerd worden om overlast voor de omgeving te voorkomen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Oplossingen voor dijkverbeteringen voor piping

Aard van dit artikel en relatie met andere documenten

Dit artikel en de volgende artikelen gaan typologisch en kwalitatief in op verschillende oplossingen en geeft aandachtspunten bij de selectie en het ontwerp ervan. De onderliggende specifieke technieken per type oplossing worden als voorbeelden benoemd, maar niet uitputtend en zijn niet individueel uitgewerkt. Er zijn verschillende Ontwerp-, Beoordelings- en OnderhoudsRichtlijnen (OBOR's) beschikbaar die detailinformatie over individuele technieken bevatten. Zie bijvoorbeeld de OBOR's van De Innovatieversneller (DIV). Het verdient aanbeveling altijd de beschikbare OBOR's te raadplegen bij het ontwerpen van maatregelen.

In dit artikel onderscheiden we de volgende maatregelentypen:

- Kwelwegverlenging (binnen-, buitendijks of verticaal)
- Filtertechnieken
- Drainagetechnieken

- Heaveschermen

Per maatregeltype is informatie opgenomen over:

- Algemene werking techniek.
- Relatie met andere faalmechanismes.
- Aandachtspunten voor ontwerp en uitvoering
- Aandachtspunten voor beheer.

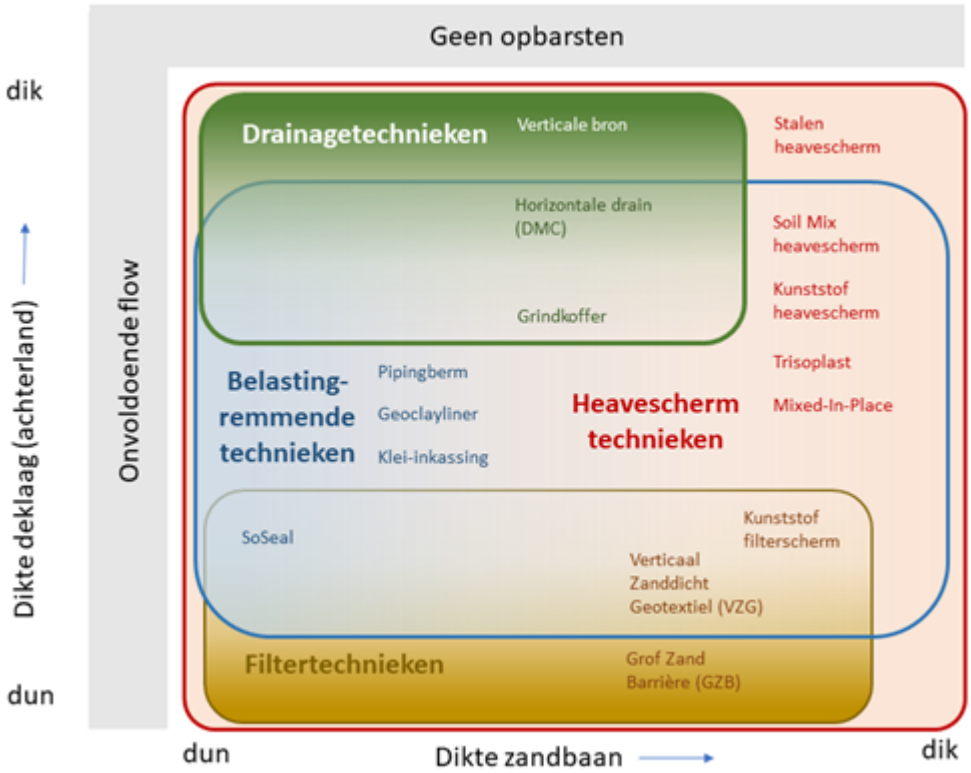
Inventarisatie, selectie en afweging mogelijke maatregelen

Na het in beeld brengen van de veiligheids- en versterkingsopgave kunnen mogelijke maatregelen geïnventariseerd, geselecteerd en afgewogen worden. De publicatie Aanpak en Afweegkader van De Innovatieversneller beidt daarvoor handvatten.

Voor de selectie van geschikte maatregelen kan, op basis van de locatiespecifieke kenmerken een shortlist worden opgesteld met behulp van het model zoals weergegeven in Figuur 1. Daarin zijn de nu beschikbare pipingmaatregelen ingedeeld aan de hand van:

1. Het toepassingsbereik van de verschillende maatregeltypen aan de hand van de dikte van de deklaag en dikte van de zandbaan, en
2. De relatieve doelmatigheid van de verschillende maatregeltypen.

Met de relatieve doelmatigheid wordt hier ‘tegen relatief lagere kosten' bedoeld. Heaveschermen zijn per strekkende meter vaak duur ten opzichte van de maatregeltypen. Wel is het zo dat de verschillen binnen de maatregeltypen ook aanzienlijk kunnen zijn. Zo is een stalen heavescherm veel duurder dan kunststof heavescherm. Figuur 1 geeft dat als volgt weer: De ‘bovenop’ zichtbare maatregelen (de belastingremmende of kwelwegverlengende maatregelen) zijn vanuit kosteneffectiviteit meestal meer doelmatig, heavetechnieken zijn relatief het minst doelmatig.



Figuur 1: Overzicht pipingmaatregelen gegroepeerd naar gebiedseigenschappen. De meer doelmatiger maatregelen staan ‘op de voorgrond’ in de figuur, de minder doelmatige maatregelen verder ‘op de achtergrond’

Algemene aandachtspunten voor het ontwerp

Het ontwerp van maatregelen ter voorkoming van opbarsten, heave en piping verloopt volgens dezelfde methoden en rekenregels als die in de artikelen Opdrijven en barsten, Heave en Rekenregel van Sellmeijer zijn beschreven.

Maatregelen bij nieuwe of bestaande constructies zullen in het algemeen volgens de methode van Sellmeijer of volgens het heavecriterium worden ontworpen. Bij verticale constructies is eveneens de rekenregel van Lane toepasbaar. Met name bij dijken in het getijdengebied kan het noodzakelijk zijn om rekening te houden met tijdafhankelijkheid.

Bij het ontwerpen van maatregelen moeten allereerst de randvoorwaarden aan belasting- en sterktekant worden vastgesteld. Aan de belastingkant is dat een ontwerpmaat voor waterstandsverschillen over de waterkering, die tot opbarsten, heave (verticaal zandtransport) en terugschrijdende erosie kunnen leiden.

Normaliter spelen de hoogwaterstand (rivier-, zee- of meerstand) en de binnenwaterstand (of maaiveldpeil) een rol. Verwachte ontwikkelingen daarin gedurende de beoogde planperiode dienen daarbij te worden geschat (verwachte toenames van rivier-, zee- of meerstanden, maaivelddaling en aanpassingen van peilbeheer). De Handleiding Veiligheidsontwerp geeft handvatten voor de omgang met onzekerheden.

Aan de sterktekant kunnen randvoorwaarden ten aanzien van de ruimte voor maatregelen (en verwachte ontwikkelingen hierin) beperkingen voor het ontwerp vormen. Veiligheidsfactoren ten aanzien van het ontwerp van een pipingmaatregel zijn opgenomen in het artikel Semi-probabilistisch veiligheidsformat voor piping. Alleen wanneer het belang (zoals kosteneffectiviteit of omgevingsaspecten) dit noodzakelijk maakt, kan overwogen worden veiligheidsfactoren verder te optimaliseren, waarbij nagegaan dient te worden of de hierin genoemde piping-gevoelige lengtes houdbaar zijn gedurende de beoogde planperiode voor de maatregel. Ook moet worden nagegaan of te verwachten latere benodigde aanpassingen niet door de ontwerpkeuze worden beperkt.

Het ontwerpproces om te komen tot een waterveiligheidsontwerp van een pipingmaatregel bestaat in hoofdlijn uit twee delen:

1. het opstellen van het ontwerp;
2. een veiligheidsanalyse waarbij de betrouwbaarheid van het systeem wordt getoetst door het risico van mogelijke defecten aan het systeem te onderzoeken (FMECA-aanpak).

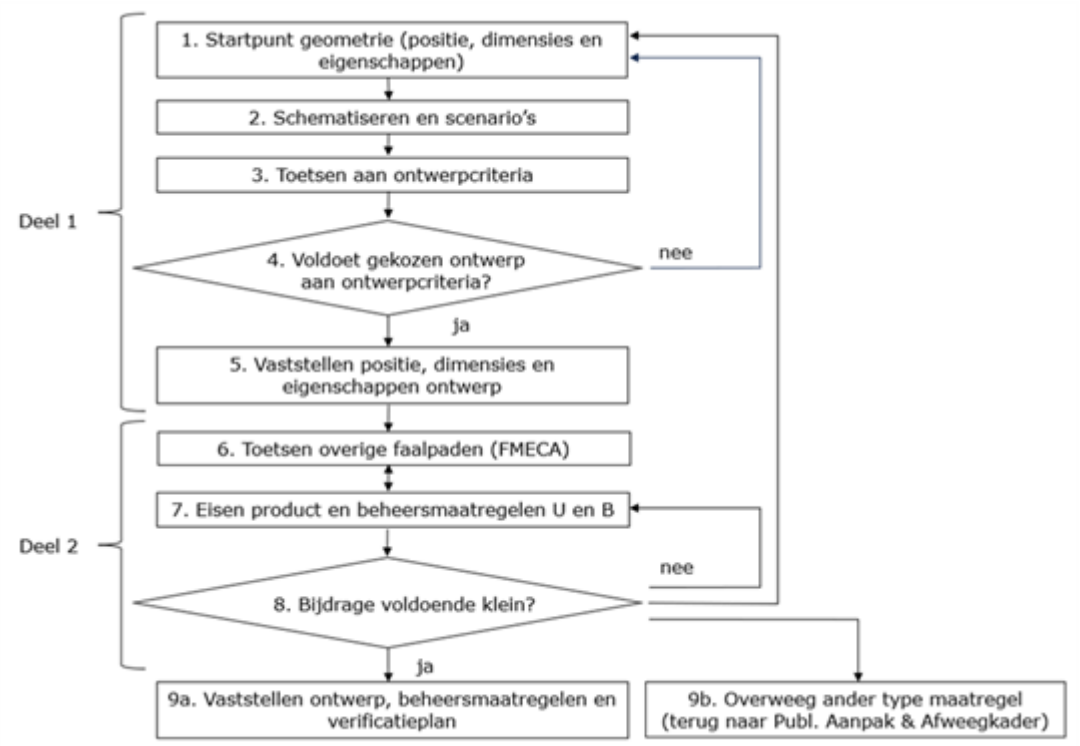
Zoals onderstaande figuur aangeeft zijn er iteratieslagen mogelijk tussen het opstellen van het ontwerp en de betrouwbaarheidsanalyse van het systeem.

Voor het eerste deel, het opstellen van een ontwerp van een heavescherm, worden de belangrijkste faalpaden beschouwd. Om te komen tot een ontwerp dat voldoet aan de gestelde ontwerpcriteria kunnen de volgende stappen worden doorlopen:

1. Bepalen van een startpunt ten aanzien van positie, dimensies en eigenschappen vann de maatregel;
2. Schematiseren van ondergrond en bepalen van scenario’s;
3. Analyse ontwerpcriteria per scenario;
4. Evaluatie van resultaten en eventuele bijstelling van positie, dimensies of eigenschappen van

het scherm;

5. Vaststellen van het ontwerp, oftewel de positie, dimensies en eigenschappen van het scherm.



Figuur 2: Voorbeeld ontwerpproces heaveschermen volgens aanpak van het veiligheidsraamwerk [Kanning en Rikkert, 2023]

Het tweede deel (stap 6 t/m 8) bestaat voornamelijk uit het toetsen (en eventueel aanpassen) van het ontwerp aan de overige faalpaden die kunnen optreden, en die nog niet zijn meegenomen in deel 1. Denk aan tweede-orde effecten, uitvoeringsfouten of bedreigingen gedurende de gebruiksfase. Voor deel 2 kan de FMECA-aanpak worden gevolgd (beschreven het Veiligheidsraamwerk innovatieve pipingmaatregelen), waarmee alle bedreigingen voor het systeem worden beschouwd. Daarbij is het ook belangrijk om stil te staan bij overige ontwerpaspecten anders dan waterveiligheid.

Voor iedere bedreiging moet de faalkansbijdrage worden beschouwd. Als het effect van een bedreiging dusdanig groot is dat niet aan de vereiste faalkans kan worden voldaan, dan zijn er verschillende mogelijkheden om tot een voldoende waterveilig ontwerp te komen:

- Aanpassing van het ontwerp (terug naar stap 1);
- Beheersmaatregel toepassen tijdens de uitvoering of beheerfase (terug naar stap 7);
- Keuze voor ander type maatregel

Aan het eind van een succesvol ontwerpproces (stap 9) wordt het totaalontwerp vastgesteld samen met de te treffen beheersmaatregelen en wordt een verificatieplan opgesteld.

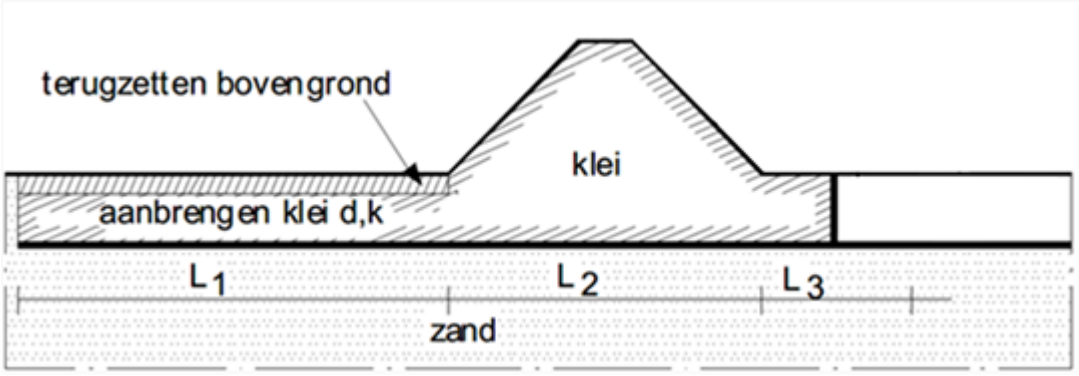
Versie 1.0: 2 juli 2025

Kwelwegverlenging

Bij het verlengen van de kwelweg wordt onderscheid gemaakt tussen een horizontale verlenging en een verticale verlenging. Voor het ontwerpen van een verticale kwelweg-verlenging wordt verwezen naar de HWBP Publicatie Heaveschermen.

Verlenging van de horizontale kwelweg buitendijks

Verlengen van de horizontale kwelweglengte buitendijks houdt in dat het intredepunt verder van de dijk wordt afgelegd. Dit is weergegeven in de onderstaande figuur. Meer over het intredepunt en de bepalingswijze is opgenomen in het artikel Intredepunt piping. Dit kan bijvoorbeeld worden gerealiseerd door een kleilaag aan te brengen in het voorland, maar andere maatregelen, zoals een bentonietmat, zijn ook mogelijk.



Figuur 1: Voorlandverbetering met klei of bentonietmat

Hoe te bepalen

Aan de kleilaag worden de volgende eisen gesteld:

- Voldoende waterdicht.
- Beschermd tegen aantasting.

Voor de berekening van de vereiste dikte van de kleilaag, in combinatie met de breedte van de voorlandverbetering, wordt in principe de spreidingslengte berekend. Bepalingswijze van de spreidingslengte is gegeven in het artikel Lekfactor of leklengte.

De slecht waterdoorlatende deklaag in het voorland mag als volledig afsluitend als deze verzadigd is en minimaal 1 m dik, waarbij (afhankelijk van het landgebruik) deze kleilaag dient te worden beschermd met een toplaag boven op deze kleilaag van 0,3 à 0,5 m dik. Overigens werken dit type oplossingen ook wanneer ze minder goed doorlatend zijn omdat, zoals genoemd, de doorlatendheid invloed heeft op de leklengte.

Relatie met andere faalmechanismes

Het verlengen van de horizontale kwelweg door middel van het significant verhogen van de intredeweerstand in een deel van het voorland heeft invloed op het verloop van en de uiteindelijke stijghoogte. Daarmee heeft deze maatregel direct invloed op mechanismes die gerelateerd zijn aan de stijghoogte onder de waterkering, waarvan macrostabiliteit van het binnentalud de belangrijkste is.

Aandachtspunten en geldigheidsgebied

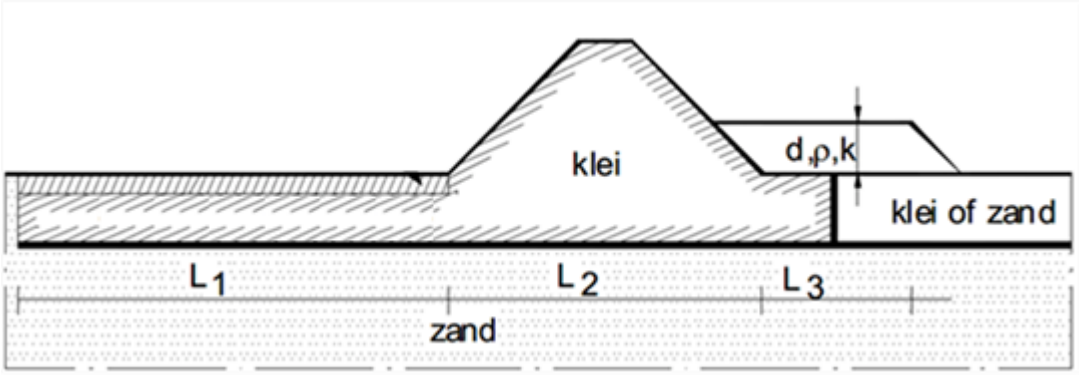
wortelgroei et cetera verdient het aanbeveling om op de kleilaag nog een laag grond aan te brengen. De samenstelling en dikte van deze laag is afhankelijk van het toekomstig gebruik van het terrein. Voorkomen moet worden dat de kleilaag wordt aangetast of dat er scheuren ontstaan door uitdroging. Bij gebruik van het voorland als grasland kan een minimale dikte van de afdekkende laag van 0,3 m bijvoorbeeld voldoende zijn. In andere gevallen zal een laagdikte van 0,5 m of meer nodig zijn.

Ook onder waterpartijen buitendijks, zoals strangen, kan een kleilaag worden aangebracht. Voor een goede verdichting van de klei zal de waterpartij drooggezet moeten worden. Speciale aandacht dient

uit te gaan naar bescherming tegen erosie, omdat controle van de kleilaag moeilijk is.
Details over dit type maatregel staan beschreven in de beschikbare OBOR's.

Verlenging van de horizontale kwelweg binnendijks

Verlengen van de horizontale kwelweglengte binnendijks houdt in dat het uittredepunt wordt verplaatst. Dit kan bijvoorbeeld worden gerealiseerd door een pipingberm aan te brengen. Dit is weergegeven in de onderstaande figuur. Meer over het uittredepunt en de bepalingswijze is opgenomen in het artikel Uittredepunt piping.



Figuur 2: Voorlandverbetering

Hoe te bepalen

De kwelwegverlenging binnendijks door middel van een pipingberm kan ingrijpen op twee onderdelen van het mechanisme piping, namelijk:

- Verhinderen opbarsten binnen kritieke kwelweglengte.
- Verhinderen uitspoelen ter plaatse van het uittredepunt.

Verhinderen opbarsten binnen kritieke kwelweglengte

Door te voorkomen dat de binnendijkse kleilaag opbarst binnen de kwelweglengte die hoort bij het kritieke verval, wordt voorkomen dat piping optreedt. Het uittredepunt wordt hiermee verplaatst richting het achterland. De rekenwijze hiervan is beschreven in het artikel Opbarsten.

De benodigde breedte van de berm wordt bepaald aan de hand van de kritieke kwelweglengte door middel van het deelfaalmechanisme terugschrijdende erosie. De rekenwijze hiervan is beschreven in het artikel Terugschrijdende erosie.

Verhinderen uitspoelen ter plaatse van het uittredepunt

In situaties zonder een afdekkende klei/veenlaag binnendijks, treedt geen opbarsten op. Hier is wel risico op piping, dit wordt dan bepaald door verticale grondwaterstroming (heave). Een veilig ontwerp kan gerealiseerd worden door het volgende:

- Dimensioneren op heave.

De rekenregels voor heave zijn beschreven in het artikel Heave.

- Dimensioneren op opbarsten.

Hiervoor dient een verticale grondwater stroming uitgesloten te worden. Dit kan bereikt worden door het toepassen van slechtdoorlatende materialen (bijvoorbeeld klei). De rekenregels voor

opbarsten zijn beschreven in het artikel Opbarsten.

- Uitsluiten uitspoelen van zand.

Het voorkomen van de uitspoeling van zand, zonder het tegengaan van bovenstaande zaken kan door middel van een filtertechniek. Handvatten zijn gegeven in Filtertechnieken, voorkomen van zanduitspoeling.

Relatie met andere faalmechanismes

Een binnendijkse berm verhoogt de stabiliteit van het binnentalud en kan daarom een dubbele functie hebben. Een doelstelling voor stabiliteit van het binnentalud kan daarom leiden aanvullende eisen voor de dimensionering van de berm.

Een berm zorgt er daarnaast voor dat het uittredend grondwater een hoger uittredepunt heeft. Daardoor neemt bij zanddijken de kans op microstabiliteit af.

Aandachtspunten en geldigheidsgebied

Wanneer in het achterland geen, of slechts een dunne kleilaag aanwezig is, dient de pipingberm te bestaan uit een gesloten en slecht doorlatende laag (bijvoorbeeld klei). Daardoor wordt verticaal zandtransport dóór de pipingberm uitgesloten.

Een pipingberm die bedoeld is om het uittredepunt te verplaatsen dient te allen tijde voldoende 'waterdicht' te zijn. Door perforatie door bebouwing of beplanting kan een kwelweg ontstaan, waardoor piping kan optreden zonder dat er sprake is van opbarsten van de kleilaag. Als er een risico is op perforatie van de pipingberm kan worden overwogen de hoogte dusdanig te dimensioneren dat ter plaatse van de perforatie geen risico op heave of terugschrijdende erosie geldt.

Afhankelijk van het toekomstige gebruik van de pipingberm kan nog een overhoogte worden aangebracht.

Details over dit type maatregel staan beschreven in de beschikbare OBOR's.

Versie 1.0: 2 juli 2025

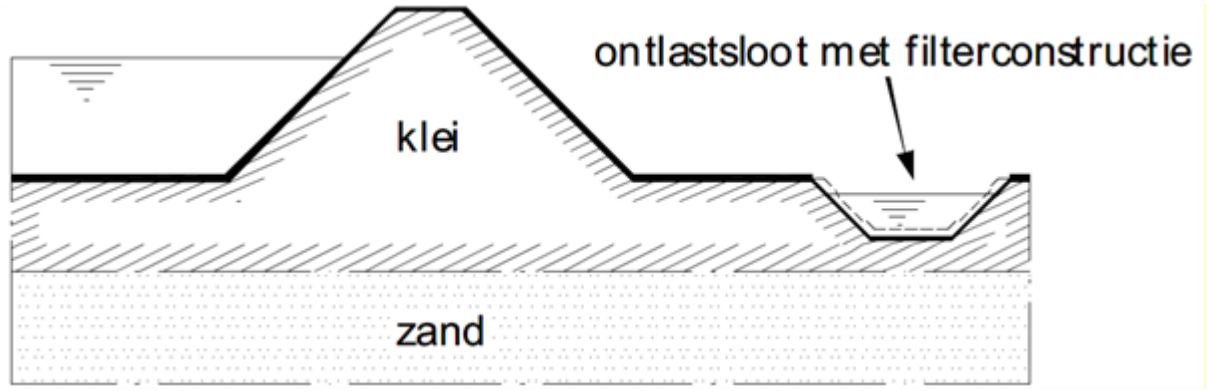
Filtertechnieken: voorkomen van zanduitspoeling

Wat is het

Piping kan worden voorkomen door te verhinderen dat zand uitspoelt. Dit kan worden bereikt door een filter aan te brengen bij het uittredepunt. Dit is weergegeven in de onderstaande figuur. Het filter kan bestaan uit een granulair filter, opgebouwd volgens de filterregels. Het kan ook bestaan uit een filterdoek (geotextiel) met een afdeklaag.

Filters hebben meestal ten doel:

- Het voorkomen van erosie (filterfunctie).
- Het mogelijk maken van de afvoer van overtollig water (drainagefunctie).



Figuur 1: Ontlastsloot met filter.

Hoe te bepalen

Voor een goede werking van deze methode zijn twee aspecten van groot belang:

- Het filter dient zanddicht te zijn.
- Het filter moet meer waterdoorlatend zijn dan de omliggende grond.

Beide aspecten zijn belangrijk bij de preventie van piping. De bedoeling is dat materiaaltransport wordt voorkomen, terwijl overmatige wateroverdrukken worden beperkt. Een erosiewerend filter moet dus tevens een drainerende functie hebben.

Het filter moet worden aangebracht ter plaatse van het uittredepunt, daarom is het van belang zeker te weten waar het grondwater uit zal treden. Door de filterconstructie wordt migratie van zanddeeltjes vanuit de zandlaag voorkomen. Hierbij is in acht te nemen dat deze filterconstructie niet verstopt mag raken omdat deze anders kan opbarsten en piping alsnog kan optreden.

Er zijn twee soorten filters:

- Geometrisch dichte filters.
- Geometrisch open filters.

Bij het eerste type is transport van materiaal onmogelijk, omdat de poriegrootte tussen in het filter zodanig klein is dat geen materiaaltransport kan optreden ongeacht de hydraulische belasting. Dit type filter berust dus op geometrische principes. Een nadeel van dit type is dat watertransport meer wordt gehinderd, daardoor zal de waterspanning verder op kunnen lopen, wat invloed kan hebben op andere faalmechanismes.

Bij open filters is de poriegrootte wel voldoende voor zandtransport, maar de verwachtte hydraulische belasting is te laag om transport van deeltjes op te wekken. Het voordeel van dit type filter is dat watertransport gemakkelijker is, waardoor waterspanningen minder ver oplopen.

Aan de verhoudingen van de openingen in het filter moeten eisen worden gesteld. Deze mogen niet te groot zijn want anders kan er materiaaltransport optreden. Een voldoende zanddichtheid wordt verkregen door toepassing van de filterregels. De aansluitingen van het filter op de omgeving dienen voldoende aandacht te krijgen. Handvatten voor ontwerp zijn opgenomen in Ontwerp- en beoordelingsrichtlijn Drainagetechnieken [Bart, 2022]. Formules voor het ontwerp van granulaire filters zijn beschreven door Verheij en Hoffmans in [Verheij, 2011]. In CUR-rapport 161 ‘Filters in de waterbouw’ [CUR, 1993] wordt een uitgebreid overzicht gegeven van ontwerpregels voor geometrisch dichte filters inclusief voorbeelden. CUR-rapport 233 ’Interface stability of granulair filters’ [CUR, 2010] presenteert een formule voor granulair open filters. Ter voorkoming van het uitspoelen van

zanddeeltjes kan ook gedacht worden aan het toepassen van geotextiel, zie hiervoor CUR-publicaties C174 [CUR, 2009] en C217 [CUR, 2006]. Geotextiel filters bieden in principe dezelfde mogelijkheden als granulaire filters en hebben het voordeel van een geringere constructiedikte.

Eisen aan dichte erosiewerende filters

Voor dichte erosiewerende filters zijn volgende eisen belangrijk:

- Interne stabiliteit, dat wil zeggen het filtermateriaal zelf mag niet gaan bewegen.
- Externe stabiliteit, dat wil zeggen voorkomen moet worden dat gronddeeltjes door het filtermateriaal heen worden getransporteerd.
- Waterdoorlatendheid; het filter moet waterdoorlatend zijn om te voorkomen dat door de opbouw van waterspanningen op een andere plaats opbarsten optreedt.

Details zijn te vinden in de genoemde literatuur.

Verticale filteroplossingen

Mogelijke verticale technieken zijn :

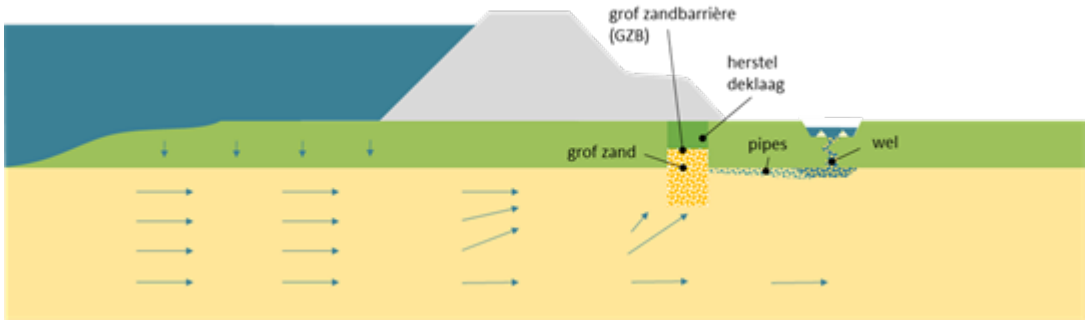
- Het toepassen van grover grondmateriaal in de baan van het erosiekanaal;
- Het toepassen van een verticaal geotextiel in de baan van het erosiekanaal;
- Het toepassen van een filterscherm in de baan van het erosiekanaal.

In de volgende alineas worden de verschillende technieken in detail toegelicht met een schematische weergave. Hierin is uitgegaan van een referentiesituatie met sloot in het achterland, waarbij de deklaag in de sloot significant dunner is dan in de rest van het achterland zodat opbarsten altijd bij de sloot plaatsvindt.

Werking van het ingraven van grover materiaal

Het toepassen van grover grondmateriaal in de baan van het erosiekanaal wordt ook wel een grofzandbarrière (GZB) genoemd. De werking van een GZB is schematisch weergegeven in onderstaande figuur. Bij deze filtertechniek wordt op enige afstand van de binnenteen een deel van de deklaag en de onderliggende zandlaag vervangen door grover materiaal.

Nadat een beginnend erosiekanaal is gevormd onder de deklaag worden zandkorrels op het grensvlak van de pipinggevoelige zandlaag en de deklaag meegevoerd door de grondwaterstroming richting de wel in het achterland. Zodra het erosiekanaal tot aan de grofzandbarrière is gegroeid komt het erosiekanaal als het ware een muur van grof materiaal tegen, waardoor het pipingproces op verschillende manieren wordt bemoeilijkt. De eerste manier is dat het barrièremateriaal uit grotere korrels bestaat waardoor er dus meer weerstand tegen erosie aanwezig in het filter dan in het origineel aanwezige zand (ook wel achtergrondzand genoemd). De tweede reden is dat de stromingsbelasting op korrels in de grofzandbarrière relatief klein is, omdat de barrière een hoge doorlatendheid heeft in vergelijking met het achtergrondzand. Hierdoor kan het achtergrondzand het filter niet passeren. Het grootste deel van het verval tussen de buitenwaterstand en het polderpeil in het achterland wordt opgenomen door het relatief fijne achtergrondzand bovenstrooms van de grofzandbarrière. Voor de grofzandbarrière geldt dat hoe groter het verschil in doorlatendheid is tussen het barrièrezand en het achtergrondzand, hoe effectiever de barrière is.

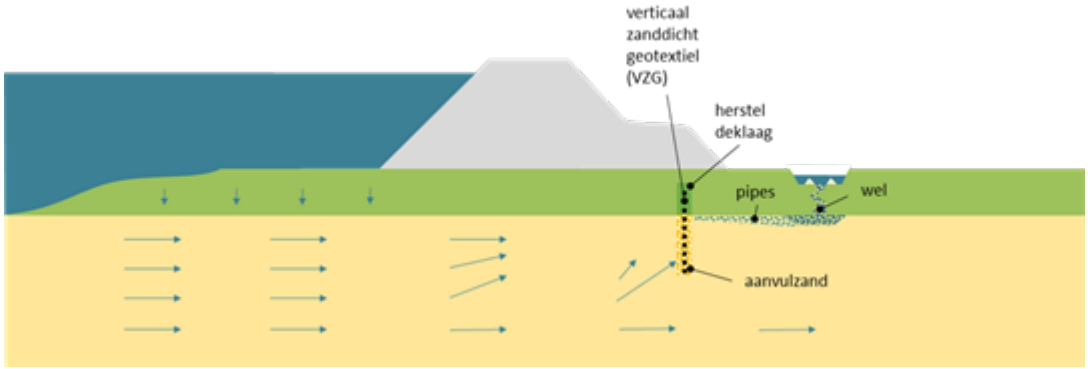


Figuur 2: Schematische weergave van de werking van een grofzandbarrière.

Werking van een verticaal zanddicht geotextiel

Een verticaal zanddicht geotextiel (VZG) wordt bij de toepassing als filtertechniek verticaal ingebracht nabij de teen van de dijk. Dit is schematisch weergegeven in onderstaande figuur.

Na het opbarsten van de deklaag in het achterland, ontstaat een erosiekanaal onder de deklaag richting de rivier. Naarmate de buitenwaterstand toeneemt, zal het erosiekanaal verder groeien richting de buitenzijde van de dijk. Door de toepassing van een VZG in de baan van het erosiekanaal, wordt zandtransport, en daarmee de groei van het erosiekanaal tegengehouden. De grootte van de perforaties in het geotextiel zijn zo groot dat het kwelwater hier makkelijk doorheen stroomt, maar ook klein genoeg dat het achtergrondzand niet kan passeren. Hierdoor wordt kortsluiting van het erosiekanaal tussen de binnenzijde en buitenzijde van de dijk voorkomen. Daarnaast is de waterdoorlatendheid van een VZG groot, waardoor de geohydrologie (stijghoogte) niet wordt beïnvloed.

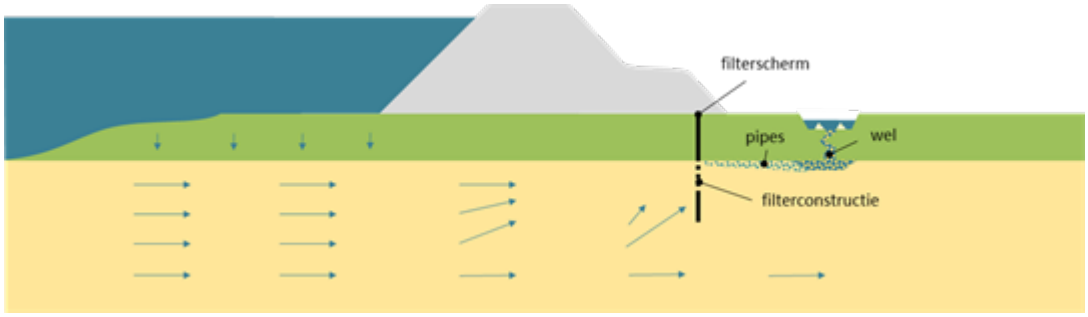


Figuur 3: Schematische weergave van de werking van een verticaal zanddicht geotextiel.

Werking van een filterscherm

Een andere toepassing van een filtertechniek is een filterscherm. Dit is in feite een heavescherm met holle kokers waarin een filterconstructie is opgenomen. Door middel van ‘gaten’ in de kokers van het scherm kan water de filterconstructie passeren, maar zandkorrels niet. De toepassing van een filterscherm is schematisch weergegeven in onderstaande figuur.

Het filterscherm is gebaseerd op het filterwerkingsprincipe van een granulair geometrisch gesloten filter. Het bestaat uit brede kunststof damwandplanken die voorzien zijn van holle kokers in de vorm van een honingraat. De wanden van de kokers zijn over een beperkte lengte voorzien van verticale sleuven (hierna perforaties genoemd), waardoor het scherm waterdoorlatend is. De holle kokers worden gevuld met filterzand waarvan de samenstelling is afgesteld op het achtergrondzand. Het aangebrachte filterzand zorgt voor een filterwerking, waarbij het grondwater het scherm kan passeren maar zandtransport wordt verhinderd.



Figuur 4: Schematische weergave van de werking van een filterscherm.

Zie voor de toepassing van de genoemde verticale oplossingen Halbmeijer et al, 2025.

Relatie met andere faalmechanismes

Een filterconstructie ter plaatse van het uittredepunt zorgt ervoor dat de waterspanning onder de dijk verlaagd wordt. Dit heeft een positief effect op de stabiliteit van het binnentalud.

Aandachtspunten en geldigheidsgebied

Aandacht dient uit te gaan dat de onderzijde van het filter ook in contact staat met de watervoerende laag en dat er geen slechtdoorlatende (klei-)lagen resteren onder de onderzijde van het filter.

Er dient zekerheid te zijn dat tussen de dijk en het filter geen nieuw uittredepunt ontstaat. Daarvoor moet voldoende zekerheid zijn over de bodemopbouw op dit deel en de stijghoogtes die hier kunnen optreden. Risico's bestaan dan ook uit (sterk) variërende deklagen, wisselende afstanden tussen de filtertechniek en het uittredepunt en het (onzekere) effect van een filterconstructie op de stijghoogte.

Als een sloot wordt aangelegd met als doel piping te controleren, dan zal deze sloot als ontlastsloot functioneren. De potentiaal in de zandlaag daalt hierdoor. Er moet rekening worden gehouden met een toename van de kwelstroom. Bij het ontwerp zal moeten worden nagegaan of het kwelwater kan worden geborgen of dat het moet worden afgevoerd.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Drainagetechnieken: verlagen van grondwaterstand

Wat is het

Drainagetechnieken zijn erop gericht om de aanwezige grondwaterstand onder of rondom de dijk te verlagen en daarmee het risico op opbarsten, heave en/of de vorming van erosiekanaaltjes te verkleinen.

Drainagetechnieken zijn in te delen in twee categorieën, namelijk:

- Actieve drainage: een actief systeem bevat een pomp die het grondwater onttrekt.
- Passieve drainage: wanneer er in de zandlaag een hogere waterdruk heerst dan in het drainagesysteem (zonder pomp), dan zorgt het drukverschil ervoor dat water onder vrij verval uit de zandlaag stroomt richting het drainagesysteem.

In Nederland zijn reeds diverse drainagetechnieken toegepast. Ervaringen daarvan zijn beschreven in de POV-publicatie [Drainagetechnieken, 2011]. Internationaal zijn ook systemen beschreven, dit betreft onder andere [Design, 1992], of [Filters, 2011]. In de Ontwerp- en beoordelingsrichtlijn Drainagetechnieken [Bart, 2022] zijn praktijkvoorbeelden en handelingsperspectieven opgenomen.
De drainagetechnieken zijn op hoofdlijnen ingedeeld in drie categorieën:

- Verticale bronnen.

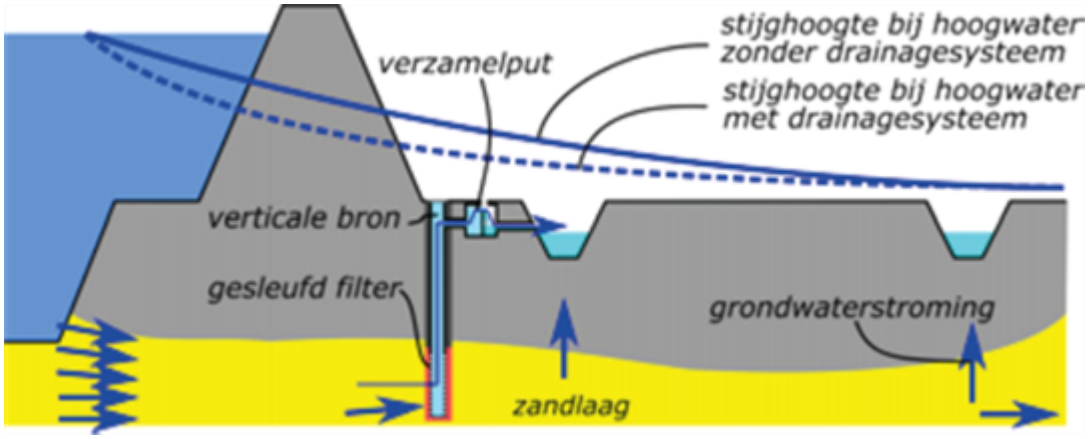
- Horizontale drains.
- Grindkoffers.

Verticale bronnen

De verticale bron wordt geplaatst in verticale boorgaten met een tussenruimte. Via sleuven in het filter (perforaties in de stijgbuis) staat de bron in verbinding met de zandlaag. Tijdens hoogwater kan water uit de zandlaag richting de verticale drainagebuizen stromen. Daarmee wordt de waterspanning in de zandlaag lokaal verlaagd door middel van het principe van een puntbron. Het uitstromende water wordt opgevangen in een verzamelput en wordt vervolgens afgevoerd naar bijvoorbeeld een teensloot.

Onttrekking van grondwater uit een verticale bron is een veelgebruikte methode om de waterdruk in een zandlaag te verlagen. Dit kan met zowel een passief systeem als een actief systeem. In onderstaande figuur is een schematische doorsnede van een verticale bron weergegeven. Kenmerken van het systeem zijn:

- Het systeem is verticaal, de drain onttrekt water over de gehele filterlengte die zich in de zandlaag bevindt.
- De afvoer van het onttrokken water moet vaak worden afgevoerd door een separaat horizontaal afvoersysteem, zoals een sloot of een buis.
- De hydraulische straal van een puntbron is kleiner dan bij horizontale drainage.
- De stijghoogteverdeling rondom de verticale drain is variabel, afhankelijk van de afstand tot de drain.
- De aanwezige deklaag blijft intact behoudens de lokale perforatie.



Figuur 1: Schematisatie verticale drain met horizontale verbinding naar oppervlaktewater.

Horizontale drains

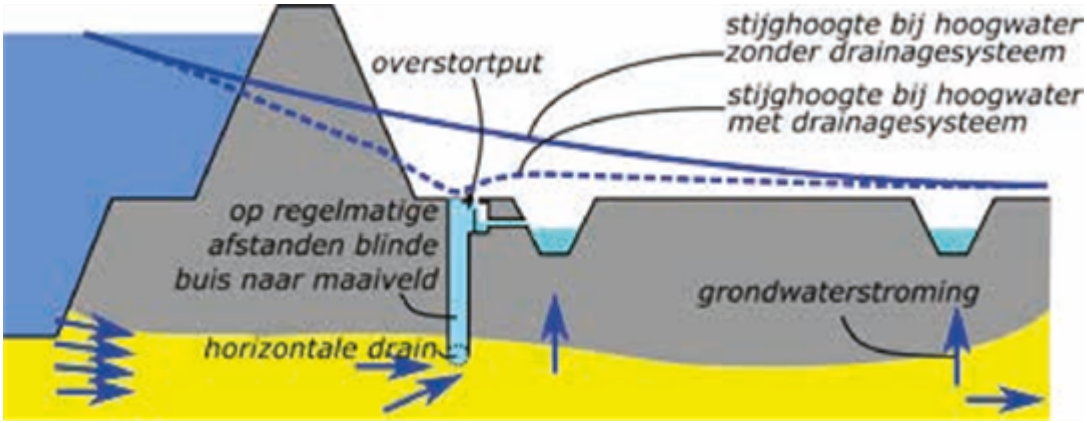
Horizontale drains is een vorm van drainage die parallel aan de dijk en vaak over (bijna) de gehele lengte aanwezig is. Een veel voorkomende horizontale drainage van het freatisch grondwater is een teensloot. Hierdoor verbetert de betreedbaarheid van het binnenbeloop en het direct aansluitende maaiveld.

Een horizontale drain kan ook worden gebruikt in een afgesloten watervoerende laag volgens een vergelijkbare methode als de verticale bron; een geperforeerde horizontale buis onttrekt dan het toestromende grondwater. In onderstaande figuur is een schematische doorsnede van een horizontale drain weergegeven. Kenmerken van het systeem zijn:

- Het systeem ligt horizontaal en onttrekt alleen aan de bovenzijde van het watervoerende

pakket.

- De afvoer van het onttrokken water loopt in eerste instantie via dezelfde geperforeerde buis, terwijl bij een verticale bron de afvoer door een afzonderlijke verzamelleiding plaatsvindt.
- De hydraulische straal van een horizontale drain kan groter zijn dan van de verticale bronnen samen in een bronsysteem.
- Bij ondiepe ligging is het benodigde debiet om een verlaging van de stijghoogte te realiseren kleiner dan bij een onttrekking met verticale putten.
- De stijghoogteverdeling nabij de drain is gelijkmatig.
- De aanwezige deklaag moet na aanbrengen van de drainage hersteld worden om kortsluiting te voorkomen.



Figuur 2: Schematisatie doorsnede horizontale drain met verticale afwatering richting oppervlaktewater.

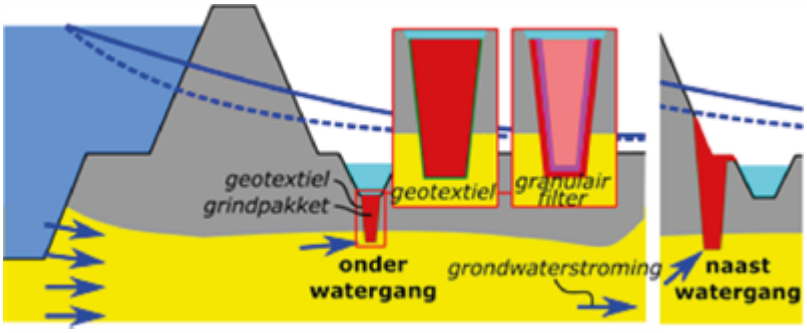
Grindkoffer

De grindkoffer is voor zover bekend het oudste ondergrondse drainagesysteem dat bij waterkeringen is toegepast. Een grindkoffer vormt een verbinding tussen de zandlaag en het oppervlaktewater. De constructie wordt ingebed in de watervoerende zandlaag en watert direct af naar het oppervlaktewater. Dit betekent dat water door het filter kan stromen, maar zanddeeltjes niet. Zie ook het artikel Filtertechnieken, voorkomen van zanduitspoeling.

Onderstaande figuur toont een schematische doorsnede van een grindkoffer. De opbouw van een grindkoffer voorkomt dat zand door het uittredende kwelwater mee spoelt: optioneel wordt een geotextiel toegepast in combinatie met grind (linkerdeel van de afbeelding), of een granulair filter (rechterdeel van de afbeelding). Het filter is in beide gevallen gronddicht, daardoor kan geen uitspoeling van zand plaatsvinden en treedt ook geen piping op.

Het principe is vooral geschikt voor een dunne deklaag (enkele meters), omdat dan de aanleg relatief eenvoudig kan worden uitgevoerd. Een grindkoffer kan ook eventueel worden aangebracht onder een bestaande watergang. Het peilbeheer in de watergang bepaalt dan mede de verlaging van de stijghoogte. Het specifieke waterbezwaar van een grindkoffer kan niet eenvoudig worden waargenomen. Het dient te gebeuren door een meetoverlaat of een meetstuw aan te brengen in een watergang.

Een alternatief is om de grindkoffer los van het systeem van het oppervlaktewater aan te leggen, door een stuw te plaatsen in een gescheiden peilvak. Het peilbeheer kan dan afzonderlijk worden geregeld en de afvoer van de grindkoffer kan dan specifiek worden waargenomen. Als onder vrij verval geloosd wordt, moet in het ontwerp wel rekening worden gehouden met het peilbeheer in het bestaande oppervlaktewater.



Figuur 3: Schematisatie doorsnede grindkoffer onder en naast watergang.

Hoe te bepalen

Het ontwerp van een drainage is afhankelijk van het mechanisme waar men op in wil grijpen:

- Inzet specifiek op het faalmechanisme opbarsten wordt bereikt door de stijghoogte (ruim) onder de opbarstpotentiaal van de afdekkende laag te verlagen.
- Inzet specifiek op het faalmechanisme heave wordt bereikt door het verschil tussen de stijghoogte en het niveau van het uittredepunt te reduceren zodat dit geringer is dan het kritische heave gradiënt.
- Inzet specifiek op het faalmechanisme terugschrijdende erosie wordt bereikt door het verhang in het grondwater richting het uittredepunt zo ver te reduceren dat dit kleiner is dan het kritische verhang.

Om een drainage te ontwerpen is de Ontwerp- en beoordelingsrichtlijn (OBR) Drainagetechnieken opgesteld [Bart, 2022]. De OBR Drainagetechnieken is bedoeld voor dijkbeheerders, ingenieursbureaus en aannemers die drainagetechnieken willen toepassen om de veiligheid van dijklichamen te verhogen.

De OBR gaat in op zowel drainagetechnieken in het watervoerende pakket als op freatische drainage. Dit document is een richtlijn voor het toepassen van drainagetechnieken als versterkingsmaatregel. In het document worden daartoe de stappen om te komen tot een doeltreffend ontwerp van het systeem en de realisatie van de versterkingsmaatregel behandeld. Deze richtlijn geeft tevens handvatten voor het beoordelen en ontwerpen van drainagetechnieken in waterkeringen passend binnen de landelijk geldende beoordelings- en ontwerpkaders. De OBR Drainagetechnieken richt zich op drainagetechnieken met als doel het verbeteren van de faalmechanismen piping, afschuiven en uitspoelen van een waterkering.

Relatie met andere faalmechanismes

Drainage van het (freatisch) grondwater heeft direct invloed op de mechanismen afschuiven en uitspoelen.

- Afschuiven langs diepe glijvlakken:
  - Door het freatisch niveau van het grondwater te verlagen, wordt de effectieve spanning in de dijk verhoogd, waardoor afschuiving wordt voorkomen.
  - Door de stijghoogte te verlagen, wordt de effectieve spanning verhoogd op het grensvlak tussen de watervoerende laag en de cohesieve laag, waardoor de schuifsterkte toeneemt en de weerstand wordt verhoogd tegen afschuiving. Deze manier is extra effectief wanneer er risico is op opbarsten of opdrijven van de deklaag. Indien nodig wordt de stijghoogte verlaagd tot onder de opbarstpotentiaal.

- Afschuiven langs ondiepe glijvlakken of uitspoelen van kernmateriaal:
  - Door het freatische niveau te verlagen, wordt de kweldruk van het water op het binnentalud verlaagd. Daardoor wordt afschuiven van kleilagen op het talud voorkomen. Daarnaast wordt uittredend grondwater voorkomen, waardoor het uitspoelen van zanddelen uit te sluiten is. Er zijn hiervoor reeds handvatten gegeven in het 'Technisch rapport waterspanningen bij dijken' [Van der Meer, 2004], bijlage 1.

Aandachtspunten en geldigheidsgebied

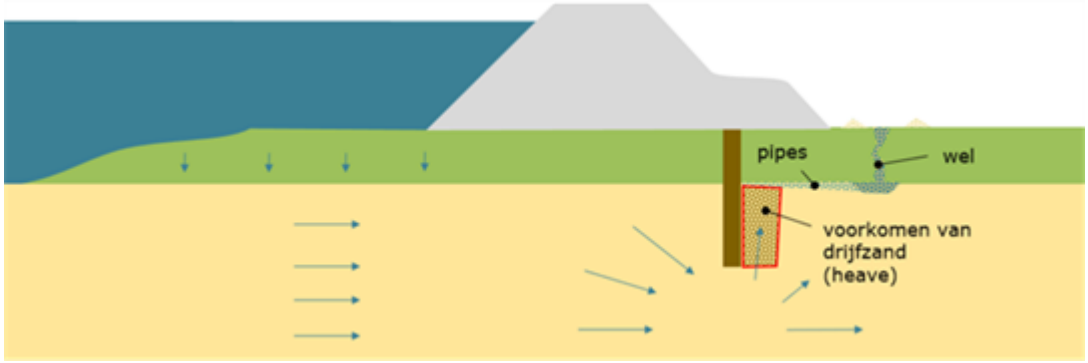
- Een drainagesysteem vergt periodiek onderhoud, dit om de werking van het systeem te waarborgen. Onderhoud kan bestaan uit:
  - Visuele inspectie op de werking van het systeem tijdens dagelijkse en maatgevende omstandigheden.
  - Periodiek testen van het systeem; dit kan bestaan uit inzetten tijdens een relatief laag hoogwater of actief door middel van bijvoorbeeld doorspuiten of aanzetten van de pompen.
  - Periodiek doorspuiten om verstopping te verwijderen of te voorkomen.

- De grond- en/of oppervlaktewaterkwaliteit kan wijzigen.
  Door de verlaging kunnen verontreinigingen zich anders gaan verplaatsen. Daarnaast wordt geloosd, in de regel op oppervlaktewater. Deze lozing dient te voldoen aan de vigerende regelgeving qua lozingsnormen.
- Neveneffecten grondwater verlagingen.
  In de regel worden drainagetechnieken voor dijkveiligheid zo ontworpen dat de inzet tijdens hoogwater maximaal is. Echter kunnen, afhankelijk van het ontwerp, ook invloeden ontstaan op de dagelijkse grondwaterstand. Indien dit het geval is, kan dit leiden tot neveneffecten. Daarbij valt te denken aan risico op zettingen of gewasschade.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Heaveschermen

Een heavescherm voorkomt dat het proces van terugschrijdende erosie zich doorzet onder de dijk door, zoals dat mogelijk is bij een groene dijk zonder heavescherm. Het scherm zorgt er namelijk voor dat de kwelstroom ter plaatse van het scherm van richting verandert: bij het scherm gaat de stroming ofwel onder het scherm door ofwel zijwaarts langs het scherm. Bij sterke opwaartse stroming achter het scherm kan drijfzand ontstaan wanneer de kwelstroom en waterdruk dermate sterk is dat dit de korrelspanning reduceert naar nul. Wanneer er door opwaartse stroming in een grotere zone achter een scherm drijfzand optreedt wordt deze grond instabiel. Wanneer drijfzand ontstaat over de volledige hoogte van het scherm kan een erosiepijp het scherm passeren en zal de totale weerstand tegen piping enkel nog afhangen van de weerstand tegen piping van het bovenstroomse deel van het scherm tussen het scherm en het buitenwater.



Figuur 1: Werkend principe van een heavescherm.

Zoals de naam al aangeeft berust de werking van het heavescherm op het tegengaan van een toestand van hydraulic heave over de hoogte van het scherm aan de benedenstroomse zijde. In deze toepassing zal het heavescherm echter niet voorkomen dat andere initiële processen kunnen plaatsvinden, zoals het optreden van zandmeevoerende wellen; het begin van pijpgroei tussen de wel en het scherm; of lokale fluïdisatie direct onder de deklaag. Het scherm functioneert als anti-pipingmaatregel zolang deze initiële processen zich niet doorzetten tot erosiepijpen die het scherm passeren.

Zie voor het ontwerp, relatie met andere faalmechanismen en het aandachtspunten [Wiggers et al, 2025].

Versie 1.0: 2 juli 2025

Literatuurverwijzingen

Bligh, W.G. *Dams barrages and weirs on porous foundations.* Engineering News 64 (26), pp. 708-710, 1910.

Deltares [2024]. *Beslissingsondersteund Raamwerk Piping*

Foster, M., Fell, R., and Spannagle, M. [2000]. *The statistics of embankment dam failures and accidents*. Canadian Geotechnical Journal, 37(5), 1000–1024.

HWBP [2019]. *POV PipingPortaal: een publicatie van de POV Piping*.

Lane, E.W. *Security from under-seepage-masonry dams on earth foundations*. Transactions of the American Society of Civil Engineers 100 (1), pp. 1235-1272, 1935.

Özer, I.E., van Damme, M., en Jonkman, S.N. *Towards an International Levee Performance Database (ILPD) and its use for macro-scale analysis of levee breaches and failures.* Water, 12(1), 119, december 2019.

Rice, J., van Beek, V., and Bezuijen, A. [2021]. *History and Future of Backward Erosion Research*. In: Proceedings of the 10th International Conference on Scour and Erosion (ICSE-10), pp. 1–24.

Schmertmann, J. [2000]. *'No-filter factor of safety against piping through sand'*. In: F. Silva and E. Kavazanjian, eds., Judgment and Innovation, pp. 65–105. ASCE, Reston, VA, USA.

Sellmeijer, J. [1988]. *On the mechanism of piping under impervious structures*. Ph.d. thesis, Delft University of Technology.

Sellmeijer, H., de la Cruz, J.L., van Beek, V.M., and Knoeff, H. [2011]. *Fine-tuning of the backward erosion piping model through small-scale, medium-scale and IJkdijk experiments*. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 15(8):1139–1154.

s.n. ICOLD Bulletin 164. *Internal erosion of existing dams, levees and dikes, and their foundations.* ICOLD-CIGB, Technical report, 2017.

STOWA 2024. *Wellen-portaal.* (Zandmeevoerende) Wellen- en kwelinformatie van STOWA, RWS, HDSR, WRIJ, WDOD, WSRL en WSVV 1977-2024.

Van Beek, V.M. [2015]. *Backward erosion piping: Initiation and progression*. Ph.d. thesis, Delft University of Technology.

Van Beek, V.M., Wiersma, A. en Robbins, B.A. *Databases for Backward Erosion Piping Laboratory Experiments and Field Observations. In: European Working Group on Internal Erosion.* Springer, Internal Erosion in Earthdams, Dikes and Levees, pp. 336-346, 2019.

_____

HWBP-De Innovatieversneller, Praktijkonderzoek Opbarsten bij Dijken (POD), 2024.

_____

Terzaghi, K. [1922]. *Der grundbruch an stauwerken und seine verhutung*. *Wasserkraft*, 17:445–449.

Robbins e.a. [2020] Bryant A. Robbins, Isaac J. Stephens, Vera M. Van Beek, Andre R. Koelewijn, and Adam Bezuijen. *Field measurements of sand boil hydraulics.* Géotechnique 2020 70:2, 153-160

Van Beek, V.M., De Bruijn, H.T.J., Knoeff, J.G., Bezuijen, A., and Förster, U. [2010]. *Levee failure dueto piping: A full-scale experiment*. In: *5th International Conference on Scour and Erosion (ICSE-5)*, pp. 283–292. ASCE, San Francisco, USA.

_____

Sellmeyer, J. B. (1988). *On the mechanism of piping under impervious structures* (Doctoral dissertation, Technische Universiteit Delft).

Sellmeijer, J. B. (2006): *Numerical computation of seepage erosion below dams (piping)*. In: Verheij, H.J.; Hoffmans, Gijs J. (Hg.): Proceedings 3rd International Conference on Scour and Erosion (ICSE-3). November 1-3, 2006, Amsterdam, The Netherlands. Gouda (NL): CURNET. S. 596-601.

Schmertmann, J. [2000]. *'No-filter factor of safety against piping through sand'*. In: F. Silva and E. Kavazanjian, eds., *Judgment and Innovation*, pp. 65–105. ASCE, Reston, VA, USA.

Xiao, Y., Pan, H., & Luo, G. (2023). *Modelling of flow in backward erosion pipes*. Geomechanics for Energy and the Environment, 35, 100476.

Kanning, W. [2012]. *The weakest link* Ph.d. thesis, Delft Technical University.

Deltares (2024). *Beslissingsondersteunend raamwerk piping*. 11209268-021-GEO-0001, 2 juli 2024.

_____

[USACE, 2019] *Best Practices in Dam and Levee Safety Risk Analysis : D-6 Internal Erosion Risks for Embankments and Foundations*. U.S. Army Corps of Engineers, juli 2019.

_____

HWBP-De Innovatieversneller, Praktijkonderzoek Opbarsten bij Dijken (POD), 2024.

_____

Calle, E.O.F. en J.B. Sellmeijer. *Probabilistische gevoeligheidsanalyse heave Fase 5* ; Eindrapportage. GeoDelft, rapport 370250/54, 1998.

Davidenkoff, R. *Unterläufigkeit von Stauwerken*, Düsseldorf: Werner-Verlag, 1970.

Eurocode 7. NEN 9997-1 *Geotechnisch ontwerp van constructies* - Deel 1: Algemene regels, 2024.

Förster, U., van den Ham G., Calle E.O.F. en Kruse G.A.M.. *Onderzoeksrapport zandmeevoerende wellen*. Deltares, rapport 1202123-003-GEO-0002, maart 2012.

Robbins Bryant A., Stephens Isaac J., Van Beek Vera M. , Koelewijn Andre R., and Bezuijen Adam. *Field measurements of sand boil hydraulics*. Géotechnique 2020 70:2, 153-160, 2020.

Koelewijn, A.R. *SBW Hervalidatie piping E. Evaluatie 0,3d rekenregel*. Deltares, rapport 1001453-002-GEo-0001, april 2009.

Terzaghi, K. *Der grundbruch an stauwerken und seine verhutung*. *Wasserkraft*, 17:445–449, 1922.

Wiggers, A., Van der Doef, L., Servais, R., Halbmeijer, L., Nollen, R. *Publicatie Heaveschermen*. HWBP-De Innovatieversneller, versie 1.0, april 2025.

_____

Bligh, W. *Dams, barrages and weirs on porous foundations*. Engineering News, 64(26):708– 710, 1910.

Hoffmans, G. and Van Rijn, L. *Hydraulic approach for predicting piping in dikes*. *Journal of Hydraulic Research*, 56(2):268–281, 2017.

Lane, E.W. *Security from under-seepage-masonry dams on earth foundations*. Transactions of the American Society of Civil Engineers, 100(1):1235–1272, 1935.

Pol, J. *Shields-Darcy pipingmodel. Verschilanalyse met Sellmeijer en D-GeoFlow*. 19 oktober 2020.

Schmertmann, J. [2000]. '*No-filter factor of safety against piping through sand*'. In: F. Silva and E. Kavazanjian, eds., *Judgment and Innovation*, pp. 65–105. ASCE, Reston, VA, USA.

Sellmeijer, J.B., J.L. de la Cruz, V. van Beek en H. Knoeff. *Fine-tuning of the backward erosion piping model through small-scale, medium-scale and IJkdijk experiments*. European Journal of Environmental and Civil Engineering 15(8), 1139-1154, 2011.

USACE [1956]. *Investigation of underseapage and its control*, Lower Mississippi River Levees.

Van Beek, V. *Use of the 0.3D rule in D-Geo Flow*. Deltares rapport 11200575-028-GEO-0003, maart 2019.

De Vries, G. *SBW Hervalidatie Piping : HP5.4a Inrichting en aanleg full-scale experiment*. Deltares, rapport 1200960-000-GEO-0021, september 2009.

Förster, U., G. van den Ham, E. Calle en G. Kruse. *Onderzoeksrapport zandmeevoerende wellen*. Deltares, rapport 1202123-003-GEO-0002, maart 2012.

Koelewijn, A.R. *SBW Hervalidatie piping E. Evaluatie 0,3d rekenregel*. Deltares, rapport 1001453-002- GEo-0001, april 2009.

Knoeff, J.G., J. Lopez de la Cruz, J.B. Sellmeijer, S. Luijendijk en V.M. van Beek. *SBW Piping - Hervalidatie piping : HP1 Ontwikkeling nieuwe rekenregel, HP1.2 Uitbreiding en aanpassing van de pipingregel*. Deltares, rapport 1200187-015-GEO-0004, oktober 2009.

Sellmeijer, J.B. *On the mechanism of piping under impervious structures*. Technische Universiteit Delft, doctoral thesis, 1988.

Schematiseringshandleiding piping ; Versie 4.0 definitief ; WBI 2017. Rijkswaterstaat (RWS WVL), mei 2021.

Sellmeijer, J.B., J.L. de la Cruz, V. van Beek en H. Knoeff. *Fine-tuning of the backward erosion piping model through small-scale, medium-scale and IJkdijk experiments*. European Journal of Environmental and Civil Engineering 15(8), 1139-1154, 2011.

Van Beek, V., R. Hoogendoorn, E. Rosenbrand, M.P. Hijma. Kennis voor Keringen : Syntheserapport pipingonderzoek 2018-2019. Deltares, rapport 11203719-019-GEO-0003, maart 2020.

Van Beek, V. *Use of the 0.3D rule in D-Geo Flow* Deltares rapport 11200575-028-GEO-0003, maart 2019.

De Vries, G. *SBW Hervalidatie Piping : HP5.4a Inrichting en aanleg full-scale experiment*. Deltares, rapport 1200960-000-GEO-0021, september 2009.

Förster, U., G. van den Ham, E. Calle en G. Kruse. *Onderzoeksrapport zandmeevoerende wellen*. Deltares, rapport 1202123-003-GEO-0002, maart 2012.

Koelewijn, A.R. *SBW Hervalidatie piping E. Evaluatie 0,3d rekenregel*. Deltares, rapport 1001453-002- GEo-0001, april 2009.

Knoeff, J.G., J. Lopez de la Cruz, J.B. Sellmeijer, S. Luijendijk en V.M. van Beek. *SBW Piping - Hervalidatie piping : HP1 Ontwikkeling nieuwe rekenregel, HP1.2 Uitbreiding en aanpassing van de pipingregel*. Deltares, rapport 1200187-015-GEO-0004, oktober 2009.

Sellmeijer, J.B. *On the mechanism of piping under impervious structures*. Technische Universiteit Delft, doctoral thesis, 1988.

Sellmeijer, J.B., J.L. de la Cruz, V. van Beek en H. Knoeff. *Fine-tuning of the backward erosion piping model*

through small-scale, medium-scale and IJkdijk experiments. European Journal of Environmental and Civil Engineering 15(8), 1139-1154, 2011.
Van Beek, V., R. Hoogendoorn, E. Rosenbrand, M.P. Hijma. Kennis voor Keringen : Syntheserapport pipingonderzoek 2018-2019. Deltares, rapport 11203719-019-GEO-0003, maart 2020.

Van Beek, V., R. Hoogendoorn, E. Rosenbrand, M.P. Hijma. *Kennis voor Keringen : Syntheserapport pipingonderzoek 2018-2019*. Deltares, rapport 11203719-019-GEO-0003, maart 2020.

Van Beek, V. *Use of the 0.3D rule in D-Geo Flow* Deltares rapport 11200575-028-GEO-0003, maart 2019.

Pol, J., Kanning, W., Jonkman, S. N., Kok, M. *Time-dependent reliability analysis of flood defenses under cumulative internal erosion*. Structure and Infrastructure Engineering, 1–17, oktober 2024.

Handleiding overstromingskansanalyse dijken/dammen : Deel 2 Piping ; Groene versie ; BOI2023. Rijkswaterstaat, juli 2023.

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

Van Esch, J.M. *Niet stationaire grondwaterstroming en EEM schematisering van 3D grondwaterspanningen : Definitief rapport versie 2 ; POV Macrostabiliteit onderdelen 2.3 & 2.7*. Deltares, rapport 1230161-0011, september 2017.

Van Esch, J.M. *Handreiking waterspanningen bij dijken ; Conceptrapport ; POV Macrostabiliteit onderdelen 2.3 & 2.7*. Deltares, rapport 1230161-0012, september 2017.

Barends, F.B.J. en J. Weijers. *Transient effects in geohydraulic systems ; Symposium Modelling Soil Water Structure Interaction*, Delft. Rotterdam, Balkema, 1989

Bauduin, C.M.H.L.G. en F.B.J. Barends. *Getijde-respons in grondwater onder Nederlandse dijken*. H2O (21) nr. 1, 2-5, 1988.

Dupuit, J. *Etudes théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux dans les canaux découverts et à travers les terrains perméables ; deuxième édition*. Paris, Dunod, 1863.

Hooghoudt, S.B. *Bijdragen tot de kennis van eenige natuurkundige grootheden van den grond : Algemeene beschouwing van het probleem van de detailontwatering en de infiltratie door middel van parallel loopende drains, greppels, slooten en kanalen*. 's-Gravenhage, Algemeene Landsdrukkerij, 1940.

Barends, F.B.J. *Transient flow in leaky aquifer systems* ; in International Conference on Modern Approach to Groundwater Resources Management, Capri 1982. Milaan, Istituto di idraulica e costruzioni idrauliche politecnico di Milano, 1982.

Bauduin, C.M.H.L.G. en F.B.J. Barends. *Getijde-respons in grondwater onder Nederlandse dijken*. H2O (21) nr. 1, 2-5, 1988.

Van Esch, J.M. *Handreiking waterspanningen bij dijken ; Conceptrapport ; POV Macrostabiliteit onderdelen 2.3 & 2.7*. Deltares, rapport 1230161-0012, september 2017.

Van Esch, J.M. *Niet stationaire grondwaterstroming en EEM schematisering van 3D grondwaterspanningen : Definitief rapport versie 2 ; POV Macrostabiliteit onderdelen 2.3 & 2.7*. Deltares, rapport 1230161-0011, september 2017.

_____

Weijers, J.P. *De zettingsgevoeligheid van de ondergrond van de provincie Gelderland bij een standaard ingreep van 1 meter grondwaterstandsverlaging*. Rijks Geologische Dienst, rapport BP 10698, maart 1990.

_____

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

De Lange, W.J. en C. Maas. *Over het voorlopen van het grondwatergetij op de getijbeweging in de Hollandsche IJssel nabij Gouderak*. H_2O, 19 (2), 24-29, 1986.

_____

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

Schoofs, S. en T.A. van Duinen. *Indringing van waterspanning in samendrukbare gelaagde grondpakketten : Uitwerking voor de Lekdijken in de Alblasserwaard*. Geotechniek 10 (1) januari, 40-49, 2006.

Van der Meer, M.T., J. Niemeijer, W.J. Post en J. Heemstra. *Technisch rapport waterspanningen bij dijken*. Rijkswaterstaat (RWS DWW) en Technische Adviescommissie voor de waterkeringen (TAW), rapport DWW-2004-057, september 2004.

_____

Lambert, J.W.M. *Vergelijking methoden bepaling tijdsafhankelijkheid stijghoogte*. Deltares, notitie 1220088-003-VEB-0007-v2, 2015.

Van der Meer, M.T., J. Niemeijer, W.J. Post en J. Heemstra. *Technisch rapport waterspanningen bij dijken*. Rijkswaterstaat (RWS DWW) en Technische Adviescommissie voor de waterkeringen (TAW), rapport DWW-2004-057, september 2004.

_____

Brinkhuis, M., Hoogewoud, J. Niele, H., van Rinsum, G., Kok, H. *HWBP Projectgebonden Innovatie 'Naar een geohydrologische aanpak voor piping' - Syntheserapport*. Waterschap Aa en Maas, referentie 109227/20-018.446, december 2020.

Brinkhuis, M., van Rinsum, Trul, H., de Leau, J. *Achtergronddocument Geohydrologische Aanpak Piping*. HWBP De Innovatieversneller, januari 2025.

_____

Brinkhuis, M., van Rinsum, Trul, H., de Leau, J. *Achtergronddocument Geohydrologische Aanpak Piping*. HWBP De Innovatieversneller, januari 2025.

Leidraad voor het ontwerpen van Rivierdijken – Deel 1 Appendix B.

_____

Brinkhuis, M., van Rinsum, Trul, H., de Leau, J. *Achtergronddocument Geohydrologische Aanpak Piping*. HWBP De Innovatieversneller, januari 2025.

_____

Bauduin, C.M.H.L.G. en F.B.J. Barends. *Getijde-respons in grondwater onder Nederlandse dijken*. H2O (21) nr.

1, 2-5, 1988.
Förster, U., G. van den Ham, E.O.F. Calle en G.A.M. Kruse. *Onderzoeksrapport zandmeevoerende wellen*. Deltares, rapport 1202123-003-GEO-0002, maart 2012.

Ansink, J., R. Kamp en C.M.P. Geerse. *Gebruikershandleiding Waterstandsverloop ; Versie 2.0*. HKV lijn in water, rapport PR2803.10, mei 2014.

Van der Meer, M.T., J. Niemeijer, W.J. Post en J. Heemstra. *Technisch rapport waterspanningen bij dijken*. Rijkswaterstaat (RWS DWW) en Technische Adviescommissie voor de waterkeringen (TAW), rapport DWW-2004-057, september 2004.

Deltares; *Onderzoek rapport Voorlanden* - KvK2022 , mei 2023

Brinkhuis, M., van Rinsum, Trul, H., de Leau, J. *Achtergronddocument Geohydrologische Aanpak Piping*. HWBP De Innovatieversneller, januari 2025.

Rozing, A.P.C. *Onzekerheden Waterspanningen in WTI 2017*. Deltares, Memo 1220083-004-GEO-0003, december 2015.

Niele, H., Kok, H., Hoogewoud, J. *HWBP Projectgebonden Innovatie 'Naar een geohydrologische aanpak voor piping' - Kwantificering onzekerheden stijghoogte*. Waterschap Aa en Maas, referentie 113164/20-017.084, november 2020.

Literatuurlijst

Bauduin, CHR.M.L.G. en F.B.J. Barends. *Getijde respons in grondwater onder Nederlandse dijken*. H2O deel 21(1/88), p. 2-5, 1988.

Literatuurlijst

Bauduin, CHR, M.L.G. en F.B.J. Barends. *Getijde respons in grondwater onder Nederlandse dijken* H2O deel 21(1/88), p. 2-5, 1988.

Literatuurlijst

Barends, F.B.J. . Opdrijven van `t achterland bij hoogwater GeoDelft, rapport CO-290831/2, maart 1988.

Literatuur

Barends, F.B.J. *Opdrijven van `t achterland bij hoogwater*. GeoDelft, rapport CO-290831/2, maart 1988.

Literatuur

MicroFEM https://www.microfem.com/.

MODFLOW
https://www.usgs.gov/mission-areas/water-resources/science/modflow-and-related-programs.

MSeep https://www.deltares.nl/nl/software/mseep/.

PLAXIS https://www.bentley.com/en/products/brands/plaxis.

SEEP/W https://www.geoslope.com/products/seep-w.

SEEP2D https://en.wikipedia.org/wiki/SEEP2D.

Literatuur

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

Literatuur

CROW (2022). Handboek construeren met grond. CROW-CUR rapport 162:2022, .

L.G.M. Mededelingen: Terreinonderzoekingen. juni en september 1977.

Moser, G.M. en W.S. Zomer. *Inspectie van waterkeringen, overzicht van meettechnieken, 2006*. In opdracht van STOWA / RWS, STOWA-Rapport 2006-10, DWW-rapport 2006 60. ISBN 90.5773.319.6. STOWA, Utrecht, 2006.

Bakkenist, S.W. en W.S. Zomer. *Inspectie van waterkeringen, overzicht van meettechnieken, 2010* STOWA-Rapport 2010-31. ISBN 978.90.5773.486.1. STOWA, Utrecht, 2010.

Literatuur

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

RWS Getij.
https://www.rijkswaterstaat.nl/water/waterdata-en-waterberichtgeving/waterdata/getij/index.aspx.

Verhagen, H.J. en P. Roelse *Basisprincipes van de kustwaterbouw II, Getijden en getijstromen*. OTAR (1988) 11, Syllabus Kustwaterbouwkunde.

Literatuur

Barends, F.B.J. *Transient flow in leaky aquifer systems.* Int. Conf. Om Modern Appr. Groundwater Recources Management, Capri 1982.

Literatuur

Bauduin, C.M.H.L.G en F.B.J. Barends. *Getijde-respons in grondwater onder Nederlandse dijken*. . Tijdschrift H2O (21) 1988 nr. 1. 1988.

Lange, W.J. de en C. Maas. *Over het voorlopen van het grondwatergetij op de getijbeweging in de Hollandsche IJssel nabij Gouderak* Tijdschrift H20, nr. 2, pag 24-28. 1986.

Brinkhuis, M., van Rinsum, Trul, H., de Leau, J. *Achtergronddocument Geohydrologische Aanpak Piping*. HWBP De Innovatieversneller, januari 2025.

Deltares; *Onderzoek rapport Voorlanden* - KvK2022 , mei 2023

_____

Diermanse, F.L.M. *WBI - Onzekerheden : Overzicht van belasting- en sterkteonzekerheden in het wettelijk beoordelingsinstrumentarium*. Deltares, rapport 1220080-001-ZWS-0004, augstus 2016.

Kruse, G.A.M., M.P. Hijma en A.P. Wiersma. *Sub-bijlage 5C : Benadering van de spreiding van de d70 van zandpakketten voor piping evaluatie*. Deltares, memo, januari 2016.

_____

CUR, Bepaling geotechnische parameters, rapport 2003-7, oktober 2003.

Bot, B. *Grondwaterzakboekje*. Rotterdam 2016.

Den Rooijen, H. *Literatuuronderzoek doorlatendheid-korrelkarakteristieken*. Grondmechanica Delft, rapport CO-326020/9, 1992.

_____

Hijma, M.P. *Waarom zijn er weinig zandmeevoerende wellen in West-Nederland? : Een quickscan naar mogelijke oorzaken*. Deltares, rapport 11202560-015-GEO-0006, december 2018.

Hijma, M.P. en A.P. Oost. *Getijdenafzettingen en piping: een quickscan : Karakteristatie, inventarisatie en demonstratie*. Deltares, rapport 11202560-012-GEO-0001, februari 2019.

_____

Van Beek, V., R. Hoogendoorn, E. Rosenbrand, M.P. Hijma. *Kennis voor Keringen : Syntheserapport pipingonderzoek 2018-2019*. Deltares, rapport 11203719-019-GEO-0003, maart 2020.

Kanning, W., B. Berbee, W. Horst, A. van der Meer en N. Stoop. *KPP Piping - Anisotropie : Verkenning meenemen anisotropie in piping analyses*. 2018.

_____

Hijma, M.P. en K.S. Lam. *Globale stochastische ondergrondschematisatie (WTI-SOS) voor de primaire waterkeringen*. Deltares rapport 1209432-000-GEO-0006. Delft, september 2015.

Kanning, W. *The Weakest Link : Spatial Variability in the Piping Failure Mechanism of Dikes*. Technische Universiteit Delft, doctoral thesis, 2012.

Kanning, W., A.C. Martins Teixeira, V.M. van Beek en B.A. Robbins. *KvK Piping 2017: Exploration heterogeneity : Variation of sand properties at micro and meso-scale*. Deltares, rapport 11203719-017-GEO-0005, 2019.

Knoeff, J.G., J. Lopez de la Cruz, J.B. Sellmeijer, S. Luijendijk en V.M. van Beek. *SBW Piping - Hervalidatie piping : HP1 Ontwikkeling nieuwe rekenregel, HP1.2 Uitbreiding en aanpassing van de pipingregel.* Deltares, rapport 1200187-015-GEO-0004, oktober 2009.

Kruse, G.A.M., M.P. Hijma en A.P. Wiersma. *Sub-bijlage 5C : Benadering van de spreiding van de d70 van zandpakketten voor piping evaluatie*. Deltares, memo, januari 2016.

Martinius, A.W. en J.H. van den Berg. *Atlas Of Sedimentary Structures In Estuarine and Tidally-Influenced River Deposits of the Rhine-Meuse-Scheldt System : Their Application to the Interpretation of Analogous Outcrop and Subsurface Depositional Systems*. EAGE Publications, september 2011.

Possemiers, M., M. Huysmans, L. Peeters, O. Batelaan en A. Dassargues. *Relationship between sedimentary features and permeability at different scales in the Brussels Sands*. Geologica Belgica 15(3), 156-164,

2012.
Rapportage bepaling ondergrondparameters piping VNK2. Deltares, rapport 1203622-000, 2012.

Schweckendiek, T. *On reducing piping uncertainties : A Bayesian decision approach*. Technische Universiteit Delft, doctoral thesis, 2014.

_____

Heerema. J.J. en U. Förster. *Scherper toetsen voor piping bij dijken WBI2017*. Rijkswaterstaat, april 2016.

Hijma, M.P. en K.S. Lam. *Globale stochastische ondergrondschematisatie (WTI-SOS) voor de primaire waterkeringen*. Deltares rapport 1209432-000-GEO-0006, september 2015.

HWBP: *Eindrapport Piping in Getijdenzand, Hedwigeproject | Onderzoek naar extra weerstand tegen piping*. 30 april 2023.

Kwakman, L., M. Doeke Dam en H. van Hemert. *Onderzoek naar hydraulische kortsluiting bij boezemkaden*. Land+Water (6), 26-27, juni 2013.

SBW Hervalidatie piping : Inventarisatie COW proeven. Deltares, rapport 427070-0036, 2007.

SBW Piping kunstwerken ; Factual reports laboratoriumexperimenten. Deltares, rapport 433383-022, 2008.

_____

Van der Linde, L., Kanning, W., van Beek, V. *Beslissingsondersteunend raamwerk piping*. Deltares, rapport 11209268-021-GEO-0001, juli 2024.

_____

Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken : Deel 2 - Benedenrivierengebied. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), januari 1989.

_____

Teixeira, A., K. Wojciechowska en W.L.A ter Horst. *Derivation of the semi-probabilistic safety assessment for piping ; WTI 2017 : Cluster C, piping failure mechanism*. Deltares, rapport 1220080-002-ZWS-0006, februari 2016.

_____

Adviesteam Dijkontwerp, *Rode draad nummer 10 Assembleren*, oktober 2024.

Expertise Netwerk Waterveiligheid, *Piping - Realiteit of rekenfout*, april 2010.

Klerk, W.J., Krogt, van der, M., Hauth, M., Kanning, W., Veen, van, N.-J.: *Realistic system reliability estimates in design of levee systems*. In: 14th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering, ICASP14. 2023.

_____

Teixeira, A., K. Wojciechowska en W.L.A ter Horst. *Derivation of the semi-probabilistic safety assessment for piping ; WTI 2017 : Cluster C, piping failure mechanism*. Deltares, rapport 1220080-002-ZWS-0006, februari 2016.

_____

Teixeira, A., K. Wojciechowska en W.L.A ter Horst. *Derivation of the semi-probabilistic safety assessment for piping ; WTI 2017 : Cluster C, piping failure mechanism*. Deltares, rapport 1220080-002-ZWS-0006, februari 2016.

_____

Teixeira, A., K. Wojciechowska en W.L.A ter Horst. *Derivation of the semi-probabilistic safety assessment for piping ; WTI 2017 : Cluster C, piping failure mechanism*. Deltares, rapport 1220080-002-ZWS-0006, februari 2016.

_____

Calle, E.O.F. en J.B. Sellmeijer. *Probabilistische gevoeligheidsanalyse heave Fase 5 ; Eindrapportage*. GeoDelft, rapport 370250/54, 1998.

Wiggers, A., Van der Doef, L., Servais, R., Halbmeijer, L., Nollen, R. *Publicatie Heaveschermen*. HWBP-De Innovatieversneller, versie 1.0, april 2025.

[1] Ten tijde van de studie [Calle & Sellmeijer, 1998] was dit een gebied met β waarden variërend van 4,3 tot 4,8 en bij de krommes voor MHW-overschrijdingskansen van 1/1250 tot 1/10000 per jaar.

_____

Van der Heijden, F., Smal, A. *Handreiking Trajectaanpak*, versie II. Unie van Waterschappen, december 2023.

Sinnema, P., Klein Wolterink, N., Van Dijk, M., Knoeff, H., Sluiter, DJ. *Aanpak en afweegkader pipingmaatregelen* HWBP-De Innovatieversneller, versie 1.0 september 2025.

_____

Sinnema, P., Klein Wolterink, N., Van Dijk, M., Knoeff, H., Sluiter, DJ. *Aanpak en afweegkader pipingmaatregelen* HWBP-De Innovatieversneller, versie 1.0, september 2025.

Kanning, W., Rikkert, S. *Veiligheidsraamwerk innovatieve pipingmaatregelen*, versie 1.1. HWBP, De Innovatieversneller, december 2023

Handleiding Veiligheidsontwerp

_____

Förster, U., G. van den Ham, E.O.F. Calle en G.A.M. Kruse. *Onderzoeksrapport zandmeevoerende wellen*. Deltares, rapport 1202123-003-GEO-0002, maart 2012.

Wiggers, A., Van der Doef, L., Servais, R., Halbmeijer, L., Nollen, R. *Publicatie Heaveschermen*. HWBP-De Innovatieversneller, versie 1.0, april 2025.

_____

Bart, P.J.N.J., B.H.W.J van Luit en B.T. van Meekeren. *Ontwerp- en beoordelingsrichtlijn Drainagetechnieken (groene versie) ; Definitief revisie 02*. Antea Group, februari 2022.

Filters for Embankment Dams : Best Practices for Design and Construction. Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2011.

Halbmeijer, L., Van Dijk, M. *Publicatie Filtertechnieken*, HWBP De Innovatieversneller Piping, mei 2025.

The Rock Manual : The use of rock in hydraulic engineering ; second edition. CIRIA, 2007.

Verheij, H.J. en G.J.C.M. Hoffmans. *Formules voor ontwerp granulaire filters verbeterd*. Land+Water (5), 16-18, mei 2011.

CUR 1993. *Filters in de waterbouw*. Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving (CUR), rapport 161. Gouda, 1993.

CUR 2000. *Breuksteen in de praktijk : Deel 2: dimensionering van constructies in Binnenwateren.* Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving (CUR), rapport 197, 2000.

CUR 2006. *Ontwerpen met geotextiele zandelementen*. Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving (CUR), rapport 217. Gouda, 2006.

CUR 2009. *Geokunststoffen in de waterbouw*. Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving (CUR), rapport 174. Gouda, 2009.

CUR 2010. *Interface Stability of Granular Filter Structures*. Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving (CUR), rapport 233. Gouda, 2010.

NEN-EN 13383-1. *Waterbouwsteen - Deel 1: specificatie.* NEN, juni 2002.

_____

Bart, P.J.N.J., B.H.W.J van Luit en B.T. van Meekeren. *Ontwerp- en beoordelingsrichtlijn Drainagetechnieken (groene versie) ; Definitief revisie 02*. Antea Group, februari 2022.

Filters for Embankment Dams : Best Practices for Design and Construction. Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2011.

US Army Corps of Engineers, Design, Construction, and Maintenance of Relief Wells. , rapport EM 1110-2-1914, mei 1992.

Van der Meer, M.T., J. Niemeijer, W.J. Post en J. Heemstra. *Technisch rapport waterspanningen bij dijken*. Rijkswaterstaat (RWS DWW) en Technische Adviescommissie voor de waterkeringen (TAW), rapport DWW-2004-057, september 2004.

Van Meurs, G.A.M., J. Niemeijer, J.J. van Meerten, O.S. Langhorst en H.D.C. Meuwese. *POV Drainagetechnieken : Een publicatie van de POV Macrostabiliteit en de POV-Piping*. Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP), mei 2018.

_____

Wiggers, A., Van der Doef, L., Servais, R., Halbmeijer, L., Nollen, R. *Publicatie Heaveschermen*. HWBP-De Innovatieversneller, versie 1.0, april 2025.

_____