Rijkswaterstaat
Ministerie van Infrastructuur en Waterstaat

Technische Leidraad Katern Geotechnische instabiliteit

12 oktober 2026

Inhoudsopgave

1. Mechanismen geotechnische instabiliteit 7
1.1 Introductie 7
Globale beschrijving van afschuiven 7
Voorlandmechanismen 8
Faaltraject, processen en stadia 11
1.2 Instabiliteit in binnenwaartse richting 12
Beschrijving afschuiven langs diep glijvlak binnenwaarts 12
Vervolgmechanismen na binnenwaarts afschuiven langs diep glijvlak 16
Kritisch glijvlak en vervolgmechanismen bij afschuiven langs diep glijvlak 21
Controle van de binnenwaartse stabiliteit na een binnenwaartse afschuiving 22
Afschuiven en/of afdrukken van de bekleding en uitspoelen 23
Controle op uitspoelen na een binnenwaartse afschuiving 28
Controle van erosie kruin en binnentalud na een binnenwaartse afschuiving 29
Afschuiven langs een diep glijvlak bij opdrukken achterland 30
Binnenwaarts afschuiven en drainagetechnieken 34
1.3 Afschuiven buitenwaarts en afschuiven voorland 35
Beschrijving buitenwaartse afschuiving 35
Beschrijving afschuiving voorland 40
2. Veiligheidsanalyse mechanisme afschuiven langs een glijvlak 42
2.1 Technieken voor de veiligheidsanalyse 42
Basisbegrippen in betrouwbaarheidsanalyses 42
Lengte-effect en meerdere afhankelijke faalmechanismen per traject 43
Betrouwbaarheidseisen 46
Methoden voor het beoordelen van de betrouwbaarheid 48
2.2 Model- en veiligheidsfactoren 53
Partiële veiligheidsfactoren voor geotechnische stabiliteit 53
Materiaalfactor voor afschuiven langs diep glijvlak 54
Modelfactor voor afschuiven langs diep glijvlak 55
Schadefactor voor afschuiven langs diep glijvlak 58
Schadefactor voor een constructief versterkte dijk (langsconstructie) 58
Schematiseringfactor voor afschuiven 59
Veiligheidsanalyse afschuiven en/of afdrukken van de bekleding en uitspoelen 62
Voorbeeld schematiseringfactor voor afschuiven 64
Rekenblok schematiseringfactor voor afschuiven diep glijvlak 67
3. Belastingen 68
3.1 Inleiding 68
Combinaties van belastingen 68
3.2 Waterspanningen 69
3.2.1 Inleiding waterspanningen 69
Introductie waterspanningen 69
Basisbegrippen waterspanningen 73
Freatisch vlak en capillaire zone 73
Freatische en elastische waterberging in grond 78
Intreepunt 80

Kantelpunt 81
Lekfactor of leklengte 84
Hydrodynamische periode 87
Naijlen van waterspanningen 87
Indringingslaag 89
3.2.2 Bepalen waterspanningen 92
Grondwaterstroming algemeen 92
Waterspanningen meten en/of monitoren 96
Geohydrologie bij de dijk monitoren 96
Bewaken ontwerpuitgangspunten waterspanningen 100
Instrumenten om waterspanningen te meten 103
Valkuilen bij interpreteren van waterspanningsmetingen 105
Voorbeeld van valkuilen bij interpreteren van waterspanningsmetingen 106
Schematiseren van de waterspanningen 107
Schematiseren waterspanningen stap 1: Beschrijving bodemopbouw, grondwaterstroming en geometrie 111
Schematiseren waterspanningen stap 2: Mechanismen en belastingcombinaties 112
Schematiseren waterspanningen stap 3: Modelkeuze, schematisering en verificatie 116
Onzekerheid waterspanningsschematisering 122
Eerste schatting van waterspanningen 128
Analytische modellen voor de interpretatie van peilbuiswaarnemingen 132
Interpretatie gemeten stijghoogteverloop voor cyclische belasting (Model 3B) 132
Niet-stationaire benadering met behulp van de transiënte lekfactor (Model 3C) 137
Interpretatie van peilbuiswaarnemingen bij het onderstromen van hoog voorland 138
Berekenen waterspanningen 140
Theorie achter het berekenen van waterspanningen 144
Rekenprogramma's grondwaterstroming 146
3.2.3 Freatisch vlak in de dijk 148
Ligging freatisch vlak in de dijk 148
Eerste schatting van het freatisch vlak 152
Rekenregel voor bepalen van de hoogte freatisch vlak in kleidijk 156
Infiltratie naar het freatisch vlak 160
Invloed van golfoverslag op het freatisch vlak 162
Invloed van neerslag op het freatisch vlak 170
Freatisch vlak na snelle val buitenwaterstand: analytische oplossing 172
3.2.4 Stijghoogten in watervoerende laag 174
Stijghoogten bepalen in het watervoerend pakket 174
Eerste schatting van de stijghoogte in het watervoerend pakket (Model 3A) 175
Schematiseren stijghoogteverloop in zandlaag na opdrukken 178
Berekenen van de grenspotentiaal 179
Modellen van het stijghoogteverloop in een zandlaag onder een ondoorlatende dijk 184

Model van stationaire stroming onder dijk met deklaag op watervoerende laag in voor- en achterland (Model 4A) 184
Model van stationaire stroming onder dijk gelegen op watervoerende laag (Model 4B) 189
Model van stationaire stroming onder dijk met binnendijks de grenspotentiaal (Model 4C) 193
Model voor stroming onder dijk, de respons op een sinusvormige hoogwatergolf (Model 4D) 194
Model voor stroming onder de dijk, de respons op sinusvormige hoogwatergolven (Model 4E en 4F) 198
Berekenen van de opdruklengte bij stationaire stroming (Model 3D) 201
Rekenvoorbeeld van de opdruklengte bij stationaire stroming 203
Berekenen van de opdruklengte bij niet-stationaire stroming 205
Rekenvoorbeeld van de opdruklengte bij niet-stationaire stroming 207
Waterspanningen voor buitenwaartse stabiliteit 208
3.3 Overige belastingen 209
Hydraulische belasting als gevolg van scheepvaart 209
Aanvaringen en drijvende voorwerpen 210
IJsbelasting 211
Eigen gewicht en gronddruk 213
Verkeersbelasting en stabiliteit 214
Belasting door extreme neerslag en droogte 216
Windbelasting direct 217
Aardbevingen 217
Bedreigingen 218
4. Karakteriseren van dijklichaam en ondergrond 221
4.1 Externe geometrie 221
Externe geometrie 221
Geometrieparameters voor de afschuiving van het voorland 223
Externe geometrie voor afschuiving voorland 225
Vakindeling voor afschuiven dijklichaam en afschuiving voorland 226
4.2 Ondergrond en grondlichaam 230
Geologische beschrijving van de ondergrond 230
Veen 236
Bepalen van grondeigenschappen 238
Basisopzet van grondonderzoek 239
Strategie opzet grondonderzoek 243
Gebruik van beschikbare informatie bij grondonderzoek 250
Grondonderzoek van grof naar fijn 256
Algemene aanbevelingen bij het gebruik van sonderingen voor parameterbepaling 264
4.3 Bodemopbouw 266
Introductie stochastische ondergrondschematisatie (SOS) 266
Schematiseren van de ondergrond 268
Benodigde schematiseringen voor stabiliteitsanalyses 273
Onzekerheid in schematisering ondergrond in rekening brengen 274
4.4 Schuifsterkte parameters 275
Grondgedrag en rol van in situ toestand 275

Schuifsterke in CSSM-model 280
Keuze gedraineerd of ongedraineerd grondgedrag 282
Gedraineerde schuifsterkte 285
Cohesie van grond 287
Hoek van inwendige wrijving 288
Hoek van inwendige wrijving bepalen uit metingen 290
Ongedraineerde schuifsterkte 293
Normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio S 294
Voorbeelden bepalen schuifsterkte ratio S 299
Sterktetoename-exponent m 303
Grensspanning, POP en OCR 305
Grensspanning in het ontwerp 307
Toename ongedraineerde schuifsterkte in de tijd 310
Stapsgewijs bepalen ongedraineerde schuifsterkteparameters 311
Ongedraineerde sterkte uit gebiedspecifieke correlaties met sonderingen 314
Ongedraineerde schuifsterkte uit correlaties met sonderingen 320
Ruimtelijke variabiliteit van de sondeerweerstand 322
Su en POP bepalen uit één sondering 327
Su en POP bepalen uit meerdere sonderingen 332
Grensspanning, POP en OCR uit schuifsterkteparameters afgeleid uit sonderingen 335
Ongedraineerde schuifsterkte van zware zandige siltige klei 336
Schuifsterkte in de (initieel) onverzadigde zone 341
Piek-schuifsterkte versus grote-rek-schuifsterkte 342
Schuifsterkte bij ondiepe glijvlakken en afschuiven bekleding 345
4.5 Doorlatendheid 346
Doorlatendheid grond 346
Indicatie doorlatendheid uit waterspanningssonderingen 347
Pomp-, put- en infiltratieproeven 350
4.6 Vervormingseigenschappen 351
Samendrukbaarheid, het isotachenmodel 351
Dilatantie 352
4.7 Overige grondparameters 353
Volumiek gewicht 353
4.8 Karakteristieke schattingen van grondparameters 354
Karakteristieke waarden van grondparameters 354
Karakteristieke waarde op basis van een regionale proevenverzameling 360
Karakteristieke waarde op basis van een lokale proevenverzameling 361
5. Rekenmodellen voor geotechnische instabiliteit 364
Rekenmodellen afschuiven 364
Methode Bishop, rekenmodel afschuiven langs diep glijvlak 366
Methode LiftVan, rekenmodel afschuiven langs diep glijvlak 368
Methode Spencer, rekenmodel afschuiven 370
Glijvlak zoekroutines 373
Rekenen aan afschuiven bij opdrukken achterland 376
Rekenmodellen voor afschuiven en/of afdrukken van de bekleding en uitspoelen 379

Rekenmodel afdrukken bekleding 380
Rekenmodel uitspoelen en afschuiven van zand zonder kleibekleding 381
Rekenmodel uitspoelen zand door bekleding 383
6. Oplossingen voor dijkverbetering 385
6.1 Uitvoering 385
Uitvoering dijkverbetering 385
Veiligheid waterkering tijdens dijkverbetering 386
Stabiliteit tijdens de uitvoering dijkverbetering 388
Uitvoeringsbegeleiding dijkverbetering 392
Kwaliteitscontrole bij uitvoering dijkverbetering 395
Koppeling tussen ontwerp en uitvoering van dijkverbetering 397
Overhoogte bij uitvoering dijkverbetering 398
Aanbrengen en verdichten van grond 399
7. Beheer 402
Zorgplicht 402
Monitoring en life-cycle management 402
Inspectie en monitoring 404
Legger en beheerregister 405
Noodmaatregelen ter voorkoming van geotechnische instabiliteit 405
Instabiliteit en niet-waterkerende objecten 406
Aansluiting van een dijk op een ander type waterkering of hoge gronden 407

1. Mechanismen geotechnische instabiliteit

1.1 Introductie

Globale beschrijving van afschuiven

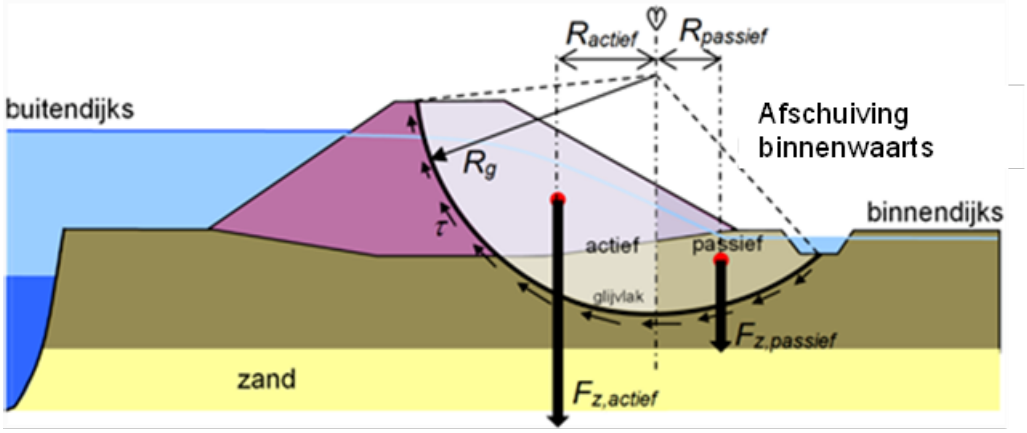
Afschuiven behoort tot de mechanismen die moeten worden beschouwd bij het bepalen van de overstromings- dan wel faalkans van een waterkering.

Er is sprake van dit mechanisme als grote delen van een grondmassief afschuiven langs rechte of gebogen diepe schuifvlakken. Als er sprake is van ondiepe afschuivingen (schuifvlak tot circa 1 m beneden maaiveld) betreft dit het afschuiven langs een ondiep glijvlak.

Bij deze mechanismen is de oorzaak van de afschuiving een verlies van evenwicht van een grondmassa. Als dit met een glijvlakanalyse met een cirkelvormig schuifvlak wordt geschematiseerd, zie figuur, dan draait dit evenwicht om een aandrijvend moment en een tegenwerkend moment. Het aandrijvend moment bestaat uit het gewicht van het grondlichaam aan de ene zijde van het middelpunt van de glijcirkel maal de arm van het grondlichaam tot dat middelpunt. Het tegenwerkend moment bestaat uit het gewicht van het grondlichaam aan de andere zijde van het middelpunt maal de bijbehorende arm, en de schuifkrachten langs de glijcirkel maal de straal van de glijcirkel. Dit is voor een afschuiving van het binnentalud van een dijk weergegeven in Figuur 1.

Door verzadiging van het dijklichaam kan het aandrijvend moment toenemen en door het toenemen van de waterspanningen in de ondergrond zal de capaciteit om schuifspanningen op te nemen kleiner worden. Hierdoor kan het evenwicht verloren gaan.

Als door het toenemen van de waterspanningen in de ondergrond, de capaciteit om schuifspanningen op te nemen kleiner wordt, kan het evenwicht verloren gaan. Hoge waterspanningen kunnen ontstaan door een hoge buitenwaterstand, door hevige neerslag of door deformatie. Verder kan het evenwicht van een dijklichaam worden verstoord door toename van het aandrijvende moment, bijvoorbeeld door verkeer op de dijk, of door afname van het tegenwerkende moment, bijvoorbeeld door het aanleggen van een teensloot.



Figuur 1 Evenwichtsbeschouwing bij afschuiving binnenwaarts

Voor de drie vormen van afschuiven langs een diep glijvlak zijn er de volgende fenomenologische beschrijvingen:

- Beschrijving afschuiven langs diep glijvlak binnenwaarts.
- Beschrijving buitenwaartse afschuiving.
- Beschrijving afschuiving voorland.

Voorlandmechanismen

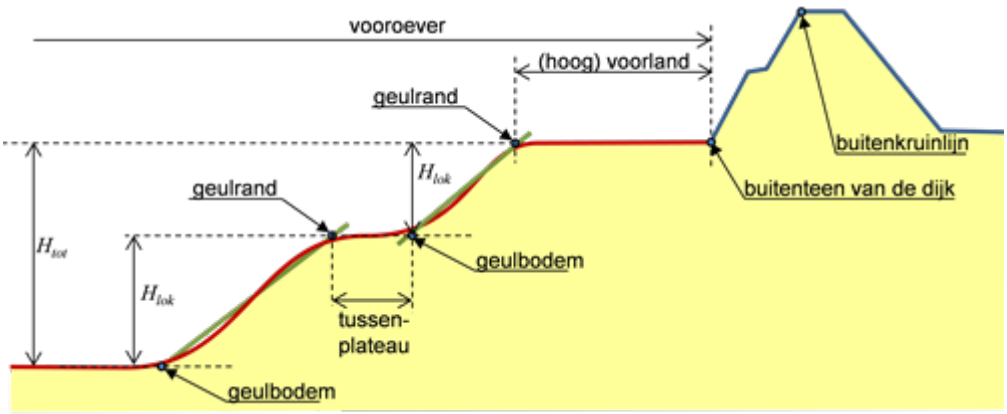
Voor een veiligheidsanalyse van een dijk wordt in eerste instantie gekeken naar mechanismen die het dijklichaam zelf aantasten. Schade aan het buitendijks gebied kan echter ook de veiligheid van de waterkering verminderen. Als de schade een ontgronding tot in of vlakbij de waterkering betreft, kan daardoor de standzekerheid van de waterkering in gevaar komen of kunnen de golfbelastingen op de waterkering substantieel toenemen. Mechanismen die leiden tot schade aan het buitendijks gebied worden voorlandmechanismen genoemd.

Inleiding voorland

Het begrip voorland is gedefinieerd als het buitendijks terrein tussen de dijk en de rivier, of als de ondiepe waterbodem voor de teen van de dijk. Als er sprake is van een min of meer horizontaal gebied tussen de dijk en de geul van de rivier, dan spreekt men van een hoog voorland. Het is echter ook mogelijk, zoals bij een schaardijk, dat direct op de teen van de dijk een talud van de stroomgeul aansluit. In dat geval vormt het onderwatertalud tot aan het diepste punt van de geul het voorland.

Het voorland kan dus zowel geheel onder, als goeddeels boven water liggen, zelfs tot boven tamelijk extreme waterstanden.

Figuur 1 geeft een principeschets met definities van begrippen. Hierin is uitgegaan van de waterkering in de vorm van een dijklichaam, maar dit kan uiteraard ook een kunstwerk betreffen.



Figuur 1 Principeschets voorland met begrippen als de waterkering een dijk betreft.

In een dwarsprofiel zijn taluds de schuin aflopende zijden. Veelal wordt aangenomen dat het talud zich onderscheid van kruin, berm of “horizontaal” deel van het voorland doordat het talud een helling heeft tussen 1:1 en 1:10.

De buitenteen van de dijk is de overgang van de reguliere buitentalud-bekleding naar het al of niet verdedigde voorland. Veelal is hier een teenschot aanwezig met buitendijks daarvan nog een teenbestorting.

In de figuur zijn twee lokale taludhoogtes (H_{lok}) en de totale taludhoogte (H_{tot}) van de geul te onderscheiden. Als er een tussenplateau aanwezig is dat voldoende breed is, zal alleen de bovenste lokale geuldiepte criteria geven die van invloed zijn op de dijkveiligheid. Als het tussenplateau niet voldoende breed is, geeft de totale geuldiepte de criteria voor de dijkveiligheid.

Onderscheiden voorlandmechanismen

Drie mechanismen maken deel uit van de beoordeling van de stabiliteit van het voorland. Elk

mechanisme wordt beschreven door een eigen artikel:

- Golfafslag voorland.
- Afschuiving voorland.
- Zettingsvloeiing voorland.

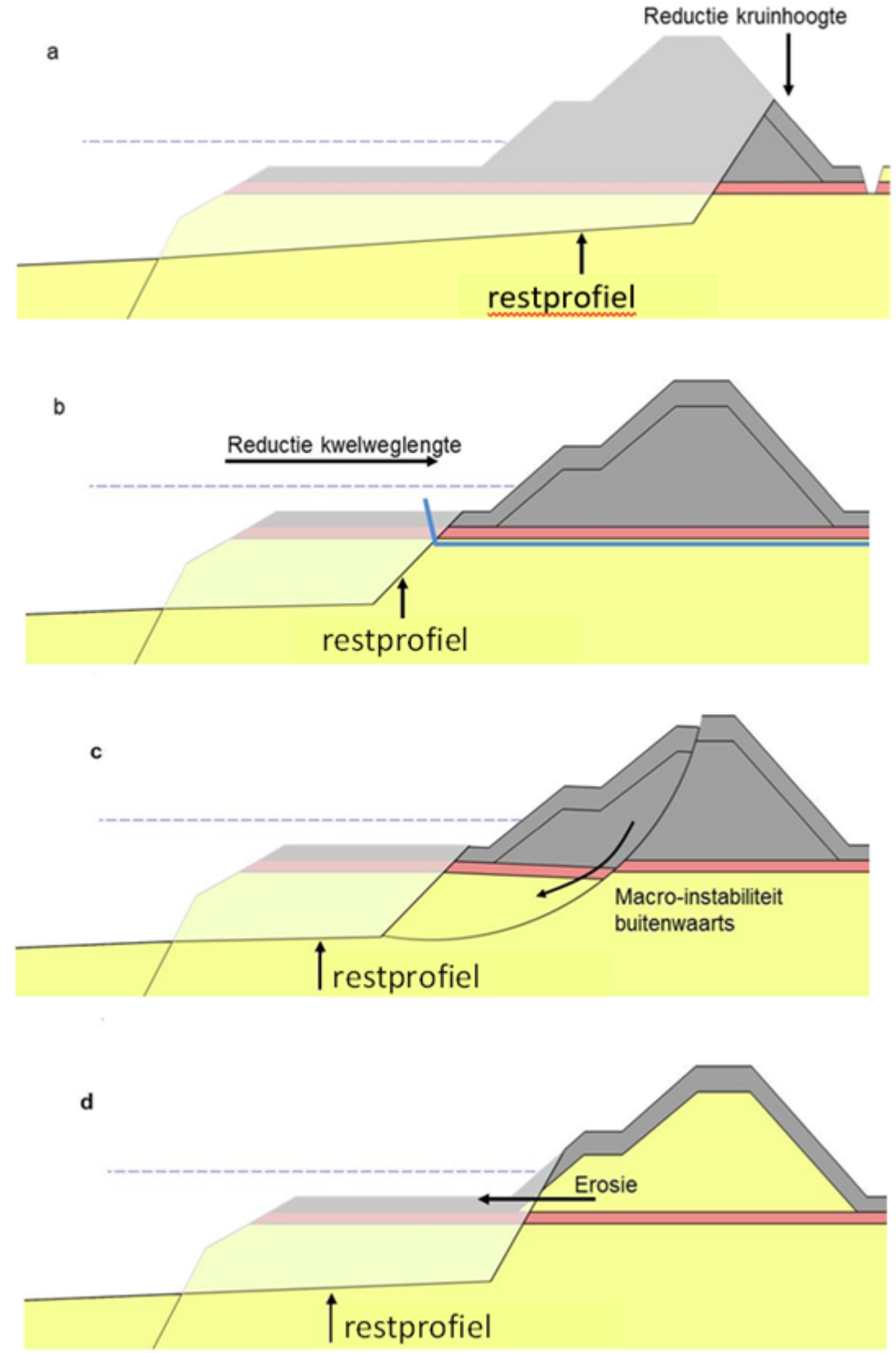
Hoogwatergedreven vervolgmechanismen

Omdat de mechanismen met betrekking tot het voorland normaliter niet direct leiden tot falen van de waterkering, maar wel indirect invloed hebben op de kans van optreden van mechanismen die wel hoogwater-gedreven zijn, worden dit indirecte mechanismen genoemd. De hoogwater-gedreven vervolgmechanismen betreffen directe mechanismen.

De voorlandmechanismen kunnen vervolgmechanismen op twee manieren beïnvloeden. Enerzijds kan de sterkte van de waterkering zijn aangetast omdat delen van het voorland of zelfs delen van de waterkering zelf zijn verdwenen. Anderzijds kan de belasting op de waterkering toenemen. Dat is het geval als de golfaanval op de waterkering wordt gereduceerd door het aanwezige ondiepe voorland en een deel van dat voorland is verdwenen als gevolg van een voorlandmechanisme. De belangrijkste directe mechanismen die beïnvloed kunnen worden door de voorlandmechanismen zijn:

- Erosie buitentalud (door schade tot aan het buitentalud door een voorlandmechanisme of door toename van de golfbelasting door minder golfbreking op het aangetaste voorland).
- Grasbekleding, erosie kruin en binnentalud (door kruinverlaging door een voorlandmechanisme of door toename van de golfoverslag door minder golfbreking op het aangetaste voorland).
- Piping (door reductie van de kwelweglengte door verschuiving van het intredepunt als gevolg van aantasting van het voorland).
- Buitenwaarts afschuiven (door ongunstiger geometrie van de vooroever; n.b. dit vervolgmechanisme is gerelateerd aan laagwatersituaties. Dit is dus ook een indirect mechanisme).
- Binnenwaarts afschuiven (door verschuiving van het intredepunt als gevolg van aantasting van het voorland verandert de waterspanningsverdeling in en/of onder de dijk).
- Overslag en/of overloop van het kunstwerk (door toename golfoverslag door minder golfbreking op het aangetaste voorland).
- Sterkte en stabiliteit van het kunstwerk (door toename van de golfoverslag door minder golfbreking op het aangetaste voorland).

Voor een zettingsvloeiing van het voorland van een dijk is een aantal vervolgmechanismen geïllustreerd in Figuur 2. Indien de zettingsvloeiing tot een extreme kruinverlaging leidt, kan dit, in combinatie met een laag achterland, zelfs direct tot een overstroming leiden. In het merendeel van de gevallen zal het indirecte mechanisme echter niet tot falen van de waterkering leiden, omdat na optreden voldoende tijd is voor herstel van de schade. De kans van optreden van voorlandmechanismen in combinatie met hoogwater is namelijk zeer klein.



Figuur 2 Vier voorbeelden waarbij het aangetaste dijkprofiel (voorheen ook wel restprofiel genoemd) vier verschillende vervolgmechanismen beïnvloedt.

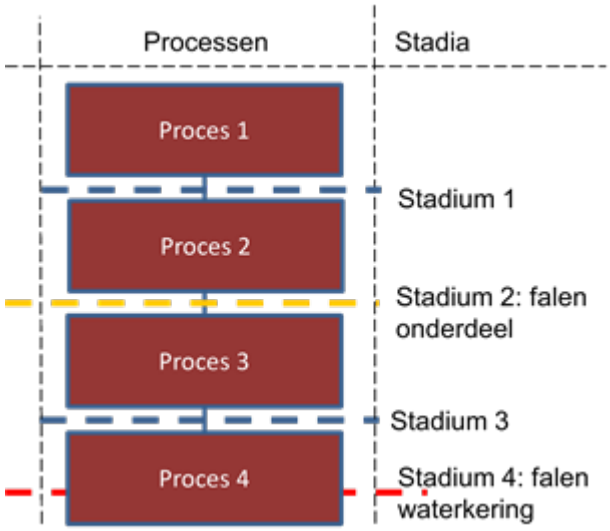
Dammen en kunstwerken kunnen aan twee zijden een voorland hebben waar voorlandmechanismen een rol kunnen spelen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Faaltraject, processen en stadia

Het faaltraject is de reeks van gebeurtenissen van het eerste mechanisme tot uiteindelijk de doorbraak van de waterkering, het falen van de waterkering. Een ook wel gehanteerde term voor faaltraject is faalpad. Binnen de faaltrajecten zoals die in verschillende fenomenologische beschrijvingen worden behandeld, wordt onderscheid gemaakt tussen processen en stadia, zie Figuur 1. Aan een proces in het faaltraject kan een tijdsduur worden toegekend. Voorbeelden van processen uit een faaltraject zijn:

- Eroderen van een kleilaag door stroming of golven.
- Oplopen van de freatische lijn in een dijklichaam.
- Groei van een erosiekanaal onder de dijk door.



Figuur 1 Beschrijvingswijze van het traject tot falen van de waterkering voor een ontwerp of beoordeling.

Een stadium is altijd verbonden met een specifiek tijdstip. De stadia, waaronder de kritische momenten, worden bereikt als het voorafgaande proces leidt tot het overschrijden van een grenswaarde. Voorbeelden zijn:

- Moment waarop het eerste gat in de kleilaag ontstaat: aanvang erosie zandlichaam.
- Moment waarop de freatische lijn het niveau bereikt waarbij een binnenwaartse afschuiving optreedt.
- Moment waarop het opwaarts verhang in de wel de waarde bereikt waarbij heave optreedt.

Het laatste stadium, het falen van de waterkering, is in de figuur telkens ingetekend ergens gedurende het laatste benoemde proces, de bresgroei. Verondersteld wordt dat er enige mate van bresgroei moet optreden voordat er sprake is van een overstroming: de situatie dat er dusdanig veel water in het gebied achter de kering komt te staan dat er dodelijke slachtoffers vallen of substantiële economische schade ontstaat.

Veelal geldt voor de processen en de stadia dat de tijdsduur dan wel het tijdstip minder nauwkeurig kan worden bepaald naarmate het proces of stadium verder naar het einde van het faaltraject ligt. De onzekerheid wordt later in het faaltraject steeds groter. Veelal zijn alleen de eerst optredende processen goed onderzocht en dus (nauwkeurig) kunnen te kwantificeren.

Een begrip dat zowel betrekking kan hebben op een proces als op een stadium betreft een *deelmechanisme*. Een deelmechanisme is een onderscheiden deel van het faaltraject van eerste schade aan of vervorming van de waterkering tot falen van de waterkering. Het is een begrip dat soms wat verwarrend kan zijn, bijvoorbeeld als het betrekking heeft op bezwijken zonder dat dit meteen leidt tot falen van (een onderdeel van) de kering. Daarom wordt in de beschrijvingen soms gekozen voor het woord mechanisme of voor een specifiekere aanduiding zoals bijvoorbeeld *bezwijkmechanisme*: een deelmechanisme waarbij (een onderdeel van de) waterkering bezwijkt.

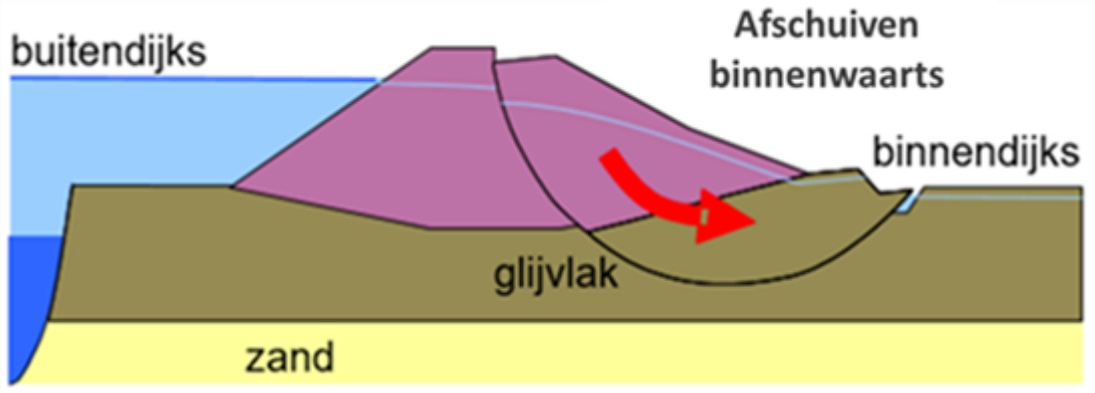
Het schema van de figuur is een versimpeling van de werkelijkheid. Veelal wordt slechts één faaltraject gegeven terwijl er meer(dere) sequenties van processen mogelijk zijn. De methodiek die de verschillende paden die tot falen leiden, en de daarbij behorende overstromingskansen sommeert, wordt aangeduid als de faalpadenmethodiek.

Versie 1.0: 2 juli 2025

1.2 Instabiliteit in binnenwaartse richting

Beschrijving afschuiven langs diep glijvlak binnenwaarts

Het betreft het afschuiven in binnenwaartse richting van de dijk, zie Figuur 1. Dit mechanisme moet worden beschouwd bij het bepalen van de overstromings- dan wel faalkans van een waterkering. In dit artikel wordt een fenomenologische beschrijving gegeven van het mechanisme.



Figuur 1 Binnenwaartse afschuiving langs diep glijvlak.

Inleiding

Voor de definitie van het mechanisme afschuiven langs diep glijvlak wordt verwezen naar Globale beschrijving van afschuiven langs diep glijvlak.

In dit artikel wordt ingegaan op het verlies van evenwicht van een binnentalud als gevolg van de (extreme) buitenwaterstand. Deze situatie kan leiden tot een bres in de dijk en is zodoende een gevaar voor de achterliggende polder. Bij het ontwerp van een dijk verdienen ook andere voor de stabiliteit relevante situaties aandacht. Te denken valt aan de situatie tijdens de aanleg van de dijk(verzwaring), maar ook aan de invloed van extreme regenval of juist extreme droogte.

Bij extreme droogte van het achterland kan de weerstand die het achterland kan leveren, worden gereduceerd. Het lijkt overigens uitgesloten dat deze belastingsituatie zal optreden in combinatie met een extreem hoogwater. Extreme droogte is vooral relevant voor veenkades. Deze kunnen uitdrogen en worden dan lichter, waardoor de stabiliteit vermindert. Primaire waterkeringen die zijn opgebouwd uit veen zijn zeer zeldzaam. In het achterland bij dijken kan veen wel aan het maaiveld voorkomen en dan gevoelig zijn voor droogte. In deze laatste situatie zal de invloed van droogte op de stabiliteit minder groot zijn dan bij een veenkade die grotendeels uit veen bestaat.

Extreme regenval leidt over het algemeen tot een hogere freatische lijn in de dijk en als die zware neerslag wordt gevolgd door hoogwater kan dat een kritische situatie zijn.

In dit artikel wordt ingegaan op het verloop van het proces, stapsgewijs bij toenemende belasting en afnemende sterkte vanuit een dagelijkse situatie naar een extreme situatie en hoe dit visueel waarneembaar is.

Initiatie

Bij het mechanisme afschuiven langs een glijvlak is niet zozeer sprake van een toename van de belasting door hoogwater, maar vooral van een afname van de mobiliseerbare schuifsterkte van de grond door hoogwater. Het hoogwater veroorzaakt een toename van grondwaterspanningen en daarmee een afname van de effectieve spanningen. Het gewicht van het dijklichaam op de ondergrond (het aandrijvend moment) is de feitelijke belasting bij het mechanisme afschuiven langs een glijvlak. De grootte van deze belasting verandert nauwelijks door hoogwater. Een beperkte toename van het gewicht van het dijklichaam kan optreden doordat een deel van het dijklichaam dat eerder onverzadigd was, verzadigd raakt tijdens de periode van hoogwater.

Het freatisch vlak in de dijk en de stijghoogte in de ondergrond kunnen tijdens hoogwater stijgen als gevolg van eventuele infiltratie via het buitentalud, kruin en binnentalud van de dijk, zie artikel Infiltratie naar het freatisch vlak. En door toestroming via de ondergrond vanuit een aanwezige watervoerende tussenzandlaag of een dieper gelegen watervoerend zandpakket. Deze processen zorgen voor het verhogen van de waterspanningen in de dijk en de ondergrond. Deze verhoging van het freatisch vlak, de stijghoogte en de waterspanningen veroorzaken een afname van de mobiliseerbare schuifsterkte van de grond in en onder de dijk.

Bij een stijging van de buitenwaterstand zullen het freatisch vlak en de stijghoogte in de zandlagen volgen. Hoe snel het freatisch vlak en de stijghoogte zich aanpassen aan de verhoogde buitenwaterstand, hangt af van het materiaal van het dijklichaam (in zand is er snellere aanpassing dan in klei) en van het materiaal en de dikte van het slappe lagen pakket tussen het dijklichaam en de zandlaag. Daarnaast heeft de aanwezigheid van voorland, de afstand van de dijk tot aan het buitenwater, eventueel recent baggeren in de rivier of graven in de uiterwaard, een effect op het freatisch vlak en de stijghoogte in de zandlagen.

Door een verhoging van het freatisch vlak en de stijghoogte, en dus een verhoging van de waterspanningen, zullen tegelijkertijd de effectieve spanningen en de schuifsterkte in de dijk en de ondergrond afnemen. De mate waarin de schuifsterkte hierbij afneemt is ook afhankelijk van het grondgedrag. In slecht doorlatende grondlagen met ongedraineerd grondgedrag wordt de schuifsterkte minder beïnvloed door veranderingen van de effectieve spanning dan in goed doorlatende grondlagen met gedraineerd grondgedrag. De stabiliteit van het dijklichaam zal als gevolg van de afname van de schuifsterkte ook afnemen. In de ondergrond ontstaat een zone waar de schuifsterkte wordt overschreden (de zogenaamde plastische zone) waarover een moot grond kan vervormen en uiteindelijk afschuiven. Tevens kunnen de stijghoogten onder de deklaag zo hoog worden, dat een deel van het achterland wordt opgedrukt, zie Rekenen aan afschuiven bij opdrukken achterland.

Het freatisch vlak kan tevens verhoogd worden door neerslag. Overigens is de infiltratie via een grasbekleding door significante golfoverslag in het algemeen veel groter dan door extreme neerslag.

Scheurvorming

Wanneer de buitenwaterstand toeneemt waardoor de waterspanningen in de dijk en de ondergrond toenemen, kan de sterkte van de dijk ontoereikend zijn. De sterkte van de dijk wordt gevormd door de

schuifsterkte die de grond in de dijk en in de ondergrond kan mobiliseren. Wanneer de schuifsterkte van de grond onvoldoende wordt, zal een instabiliteit optreden. Wanneer de mobiliseerbare schuifsterkte nog juist voldoende is om afschuiven te voorkomen, kunnen wel vervorming en scheurvorming optreden.
Een beginnende instabiliteit manifesteert zich met deformaties die pas prominent zichtbaar worden als er scheuren optreden in het buitentalud, de kruin of het binnentalud van de dijk. Deze scheuren geven het intredepunt van het zich ontwikkelende schuifvlak aan. Grote scheuren evenwijdig aan de kruin duiden op de ontwikkeling van een mogelijk afschuifvlak.

Overigens duiden niet alle scheuren op een beginnende afschuiving. Ook (extreme) droogte kan tot scheuren in kleilagen op de dijk leiden. Het gaat dan om kleine geïsoleerde scheuren die ontstaan door uitdrogen van de toplaag. Bij primaire waterkeringen, die nooit uit veen zijn opgebouwd, leiden deze scheuren niet tot een afschuiving. Voor veenkaden kan het echter wel een inleidend stadium naar falen zijn.

Het ontstaan van een scheur in de aanloop naar een afschuiving, hangt af van de materiaaleigenschappen van de toplaag. Aangenomen wordt dat in zandige gronden (bovenrivierengebied en kust) de vervormingen voordat een afschuiving optreedt gering zijn, zodat de scheurvorming in eerste instantie beperkt blijft. In kruipgevoelige gronden (benedenrivierengebied) kunnen zeer grote verplaatsingen plaatsvinden voordat een afschuiving optreedt. De scheurvorming is daar dus veel prominenter voordat de daadwerkelijke afschuiving optreedt. De tijd tussen het ontstaan van een scheur en de volledige afschuiving zal bij een zandige dijk waarschijnlijk korter zijn dan bij een kleiige dijk.

Scheuren ontstaan tijdens hoogwater op de rivieren regelmatig. (Gerepareerde) scheuren in het wegdek evenwijdig aan de kruin kunnen voorbeelden zijn van scheuren die niet tot een afschuiving hebben geleid. Dergelijke scheuren kunnen echter ook ontstaan door ongelijke zetting van de dijk. Ook tijdens de hoogwaters van 1980, 1993 en 1995 zijn verschillende scheuren in de kruin aangetroffen. Door het treffen van noodmaatregelen kon verder bezwijken en het falen van de dijk worden voorkomen. Dat een scheur niet altijd tot een afschuiving leidt, kan worden geconcludeerd uit het feit dat na de genoemde hoogwaters wel scheuren, maar nauwelijks afschuivingen zijn aangetroffen. Indien er geen noodmaatregelen genomen zouden zijn, hadden wellicht meer afschuivingen plaatsgevonden.

Afschuiving

Bij een daadwerkelijke afschuiving daalt het maaiveld van de dijk aan de landzijde van de scheur. Op een gegeven moment schuift de moot grond af totdat een nieuwe evenwichtssituatie is ontstaan. Het binnendijkse maaiveld kan hierbij omhoog worden gedrukt. Dit is echter niet noodzakelijk. De vervorming in de dijk (actieve zone van een schuifvlak) is vaak groter dan de vervorming binnendijks (passieve zone van het schuifvlak). Een afschuiving kan zich binnen enkele uren tot enkele dagen voltrekken. Daarbij gaat het afschuiven eerst een aantal uren snel en vervolgens steeds langzamer. In de praktijk komt het niet altijd zover. Zodra de eerste scheuren zich in de dijk hebben gemanifesteerd, worden vaak Noodmaatregelen ter voorkoming van geotechnische instabiliteit getroffen.

Na het optreden van een afschuiving wordt een nieuwe evenwichtssituatie bereikt. Aan de bovenzijde van het talud is de bekleding verdwenen en is het kernmateriaal zichtbaar. Dit staat in eerste instantie onder een bijna verticaal talud. Vervolgmechanismen kunnen verdere schade aan de dijk veroorzaken, zie Vervolgmechanismen na binnenwaarts afschuiven langs diep glijvlak. Voor de beschrijvingen van de vervolgmechanismen wordt vaak aangenomen dat de afschuivende grondmoot een evenwicht hervindt wanneer het aanvankelijke hoogteverschil tussen de kruinhoogte en het oorspronkelijk maaiveld is gehalveerd. In werkelijkheid schuift de moot grond minder ver af omdat er altijd een

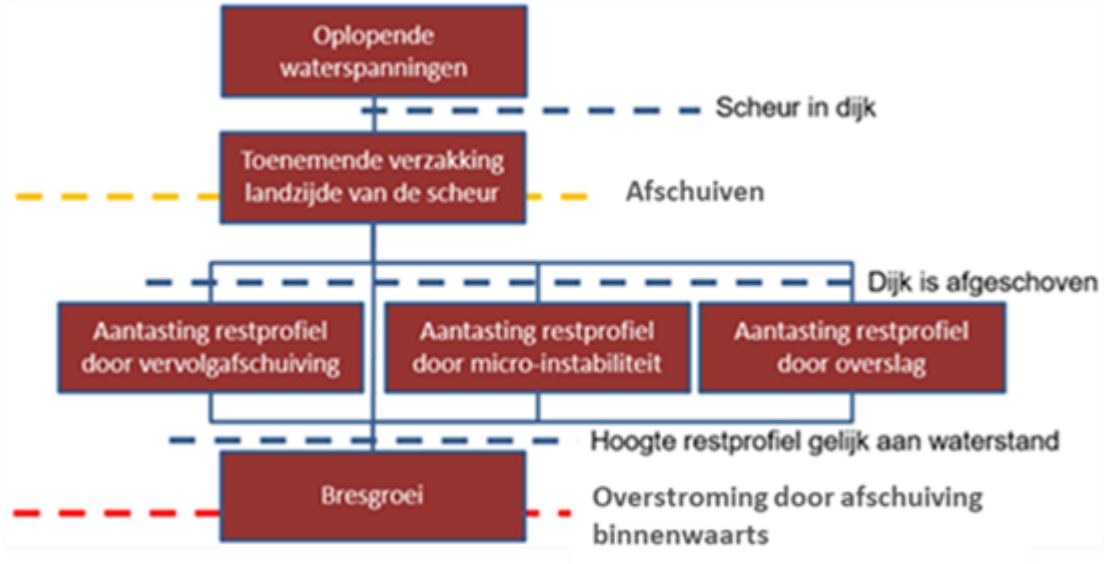
weerstandbiedende kracht in het schuifvlak overblijft. Bij opgetreden afschuivingen bleek de zakking van de bovenzijde van het talud meestal niet meer dan 1 à 2 m te bedragen.
Door het optreden van een afschuiving kan sprake zijn van het falen van de waterkerende functie van een dijk. Dit is het geval wanneer de omvang van de afschuiving zo groot is dat de kruin van de dijk over de volle breedte is gedaald of weggeschoven en water in het achterliggende gebied kan stromen (een voorbeeld hiervan is de kadeverschuiving bij Wilnis). In dat geval kan na de afschuiving de ontstane kruinverlaging of het gat in de dijk heel snel uitgroeien tot een bres. Vaak zal het optreden van een afschuiving geen verzakking van de volledige kruin tot gevolg hebben. Een deel van de breedte van de kruin blijft vaak intact. In dat geval is na een afschuiving nog geen sprake van het falen van de waterkerende functie van de dijk. In de praktijk blijkt dat afschuivingen veelal niet leiden tot het verzakken van de volledige breedte van de kruin van de dijk (o.a. afschuivingen bij Streefkerk en Bergambacht). Wanneer na een afschuiving een deel van de kruin van de dijk intact blijft, kan de waterkering alleen falen wanneer na de afschuiving vervolgmechanismen optreden.

Rekenkundig falen bij het mechanisme afschuiven langs een diep glijvlak wordt normaliter gekoppeld aan het verlies van evenwicht: de grootschalige afschuiving van het binnentalud van de dijk. De beoordeling betreft dan dus de kans van optreden van een binnenwaartse afschuiving van het dijktalud. Voor een scherpe beoordeling van de overstromingskans is een beschouwing van het faaltraject ná de eerste afschuiving vaak noodzakelijk, omdat een eerste afschuiving veelal niet direct tot falen van de waterkering leidt.

Overzicht van het faaltraject binnenwaarts afschuiven langs diep glijvlak

In deze paragraaf wordt een schematisch overzicht gegeven van de opeenvolging van mechanismen die leiden tot daadwerkelijk falen geïnitieerd door het mechanisme afschuiven langs een glijvlak binnenwaarts. Daarbij wordt aangegeven tot op welke gebeurtenis of (deel) mechanisme in deze reeks van gebeurtenissen de gebruikelijke stabiliteitsbeoordeling is gebaseerd. Met andere woorden: wat is als rekenkundig falen gedefinieerd en welke vervolgprocessen kunnen leiden tot een doorbraak.

In Figuur 2 is falen als gevolg van het mechanisme binnenwaarts afschuiven langs diep glijvlak verder uitgewerkt.



Figuur 2 Gebeurtenissen leidend tot falen van de dijk na binnenwaarts afschuiven langs een diep glijvlak, waarbij verschillende vervolgmechanismen mogelijk zijn (een toelichting op dit type figuur staat in het artikel Faaltraject, processen en stadia).

De volgende fasen kunnen bij het faaltraject van een dijk worden onderscheiden, zie figuur 2:

- Verhoging grondwaterspanningen. De waterspanningen in de dijk stijgen door infiltratie via het buitentalud (door hoge buitenwaterstand, golfoploop en/of neerslag), door infiltratie via kruin of binnentalud (door golfoverslag en/of neerslag) en/of toestroming vanuit zandlagen in de ondergrond.
- Ontstaan van een scheur. Door de toegenomen waterspanningen in de ondergrond nemen de effectieve spanningen af. Scheuren geven het intredepunt aan van een schuifvlak waarlangs een grondmoot wil afschuiven.
- Toenemende verzakking. Aan de landzijde van de scheur verzakt de dijk steeds verder: de dijk is aan het afschuiven, tot er een nieuwe evenwichtssituatie wordt bereikt. Gebruikelijk is om dit mechanisme rekenkundig te beoordelen aan de hand van een evenwichtsbeschouwing. Een afschuiving kan tot direct falen van de waterkering leiden als de kruin afschuift tot onder het niveau van de buitenwaterstand. Maar meestal zullen vervolgmechanismen nodig zijn om na een afschuiving te komen tot falen van de waterkering.
- De dijk is afgeschoven. Een gedeelte van het grondmassief is verplaatst en weer tot stilstand gekomen.
- Eventueel vervolgmechanisme (erosie door overslag, uitspoelen of een tweede afschuiving). Als de waterkering niet direct faalt door de afschuiving kunnen vervolgmechanismen optreden waardoor het dijklichaam alsnog faalt. Hier zijn alleen de verschillende mechanismen opgesomd die zouden kunnen optreden. Het artikel Faalpaden-methodiek behandelt hoe te komen tot een faalkans bij achtereenvolgens optredende mechanismen.
- Kruinverlaging tot de buitenwaterstand. Als de kruin ten gevolge van vervolgmechanismen is verlaagd tot het niveau van de buitenwaterstand, start de bresgroeifase.

Het optreden en de snelheid van het bezwijken door afschuiven langs een diep glijvlak hangt van een aantal factoren af. De belangrijkste zijn de dijkgeometrie, de waterspanningen en de opbouw van de ondergrond.

Het verloop van de waterspanningen in een dijk wordt sterk bepaald door de wijze waarop de buitenwaterstand verloopt in de tijd en de duur van de hoogwatergolf. De tijdsduur dient vergeleken te worden met de reactietijd van het geohydrologische systeem waar de dijk onderdeel van uit maakt. De belangrijkste componenten van dit systeem zijn de intredeweerstanden ter plaatse van de rivierbodem, doorlatendheden van grondlagen die onder de dijk liggen, het (grond)waterpeil aan de binnenzijde, de stijghoogten in de diepe zandlagen en de materiaaleigenschappen van de dijk zelf [Van Esch, 1994]. Een recentere studie is uitgevoerd door de [Van Esch, 2017].

De dikte van het slappe lagen pakket is niet alleen van belang voor de waterspanningsopbouw in de dijk maar speelt ook een rol bij het eventueel opdrijven van het achterland. Daarnaast bepaalt de ondergrond mede de grootte van het afschuifvlak en het intredepunt van het schuifvlak.

Verder zijn natuurlijk de geometrie en dijkopbouw van belang. Bij een flauw binnentalud en/of een binnenberm wordt de kans op instabiliteit kleiner.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Vervolgmechanismen na binnenwaarts afschuiven langs diep glijvlak

Na een afschuiving van het binnentalud van een dijk kunnen vervolgmechanismen optreden. De belangrijkste vervolgmechanismen zijn:

- Tweede afschuiving.
- Uitspoelen en erosie door uittredend water (bij een zandkern).

- Erosie door overslag of overloop.

Welke van deze vervolgmechanismen uiteindelijk tot falen van de waterkering kunnen leiden, is sterk afhankelijk van het intredepunt van het schuifvlak. Verder bepalen eventueel getroffen noodmaatregelen mede de kans op falen ten gevolge van genoemde vervolgmechanismen.

Inleiding

De mogelijke vervolgmechanismen, die kunnen optreden nadat een afschuiving is ontstaan, werden tot voor kort niet beoordeeld bij het ontwerp of de wettelijke beoordeling van het faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts. In de groene versie van de methodiek waarmee het maatgevend glijvlak voor de eerste afschuiving kan worden bepaald, spelen deze vervolgmechanismen echter wel een rol. De mogelijke vervolgmechanismen bepalen daarmee deels het overstromingsrisico.

Overigens zijn er weinig praktijkgevallen bekend waarvoor opgetreden vervolgmechanismen zijn beschreven. Als wordt afgezien van tekortschieten van de vastlegging van schadegevallen, kan dit betekenen dat:

- De dijk direct na een afschuiving faalt. Aangezien er wel afschuivingen zijn waargenomen die niet tot falen van de waterkering hebben geleid, valt dit alternatief af.
- De dijk bijna nooit doorbreekt door een binnenwaartse afschuiving als het intredepunt in het binnentalud of de kruin ligt. Er ontstaat na een eerste afschuiving bijna altijd een nieuwe evenwichtssituatie zonder dat de dijk faalt.
- De hoogwatergolf duurt niet lang genoeg om vervolgmechanismen te initiëren.
- Na het optreden van een scheur of eerste afschuiving worden altijd voldoende maatregelen getroffen zodat vervolgmechanismen niet meer optreden. Dit betekent dat in gevallen waarbij scheuren en eerste afschuivingen niet worden opgemerkt dijkdoorbraken ten gevolge van macrostabiliteit kunnen optreden.

Tweede afschuiving

Bij gelijkblijvende waterspanningen in de dijk is het niet waarschijnlijk dat een ‘grote’ vervolgafschuiving optreedt. Er is immers door de eerste afschuiving een nieuw evenwicht bij de aanwezige spanningen opgetreden. Kleine afschuivingen van het steile talud boven in de kruin van de dijk kunnen wel optreden. Het materiaal schuift af, waarschijnlijk onder een natuurlijk talud.

Als de waterspanningen in de dijk verder toenemen, neemt de kans op een vervolgafschuiving toe. Of een tweede afschuiving de kruinhoogte aantast, is afhankelijk van de plaats van het intredepunt van de vervolgafschuiving. Indien de kruinhoogte door vervolgafschuiving(en) zodanig is verlaagd dat water over de dijk stroomt, veroorzaakt overslaand water verdere schade aan de dijk. Het artikel Controle van de binnenwaartse stabiliteit na een binnenwaartse afschuiving gaat hier dieper op in.

Uitspoelen en erosie door uittredend water

Indien de dijk een zanddijk betreft en het freatisch vlak zodanig hoog ligt dat water na de afschuiving uit de dijk kan treden, kan uitspoelen en erosie verdere schade aan de dijk veroorzaken. Na de voorafgaande afschuiving is een deel van het talud afgeschoven, waardoor de zandkorrels uit de kern van de dijk gemakkelijk kunnen uitspoelen. Indien dit optreedt, kan de mogelijkheid van een kruinverlaging worden bepaald door het beschadigde dijkprofiel te vergelijken met het theoretisch benodigde profiel.

Een dergelijke hoogte van het freatisch vlak (minder dan 2 m onder de kruin) treedt alleen op bij een langdurige hoge buitenwaterstand. Waarschijnlijk veroorzaakt overslag bij zo een hoge waterstand

eerder schade aan de dijk dan uitspoelen en erosie. Beide mechanismen kunnen elkaar natuurlijk wel versterken.
Indien de kruinhoogte van een kleidijk na het optreden van een afschuiving niet is aangetast, er geen tweede afschuiving plaatsvindt en er geen overslag optreedt, zal het faaltraject waarschijnlijk stoppen. Uitspoelen en erosie door uittredend water speelt bij een kleidijk immers een te verwaarlozen rol.

Het artikel Controle van de binnenwaartse stabiliteit na een binnenwaartse afschuiving gaat dieper in op de controle of uitspoelen en erosie door uittredend water na een eerste afschuiving kan leiden tot falen van de kering.

Overslag of overloop

Na een afschuiving is de bekleding gedeeltelijk van de dijk afgeschoven. Indien overslag of overloop optreedt, heeft het overslaande water vrij spel met het kernmateriaal. Indien het kernmateriaal uit zand bestaat, is weinig water nodig om de dijk verder aan te tasten. Erosie van een kleikern zal, alhoewel minder, ook snel optreden.

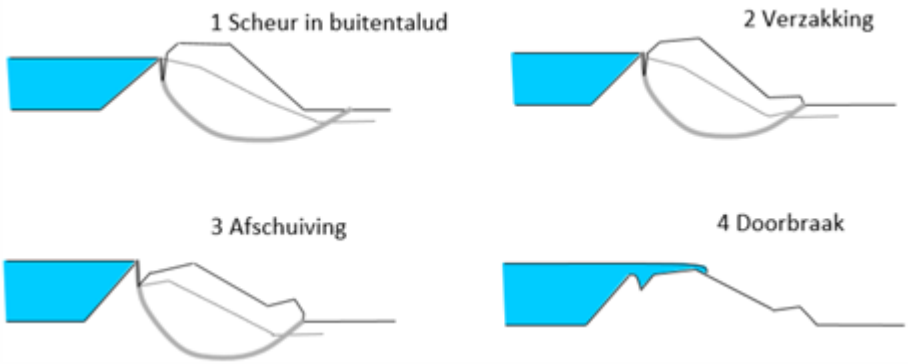
Het artikel Controle van erosie kruin en binnentalud na een binnenwaartse afschuiving gaat dieper in op de controle of overslag of overloop na een eerste afschuiving kan leiden tot falen van de kering.

Mogelijk verloop van het faaltraject na een afschuiving

De locatie van het intredepunt van een afschuiving is van groot belang voor het verdere verloop van het faaltraject van de dijk, nadat een afschuiving is opgetreden. Daarbij wordt onderscheid gemaakt in een intredepunt in het buitentalud, in de kruin of in het binnentalud.

Schuifvlak door buitentalud

Een binnenwaartse afschuiving waarbij het schuifvlak het buitentalud van de dijk snijdt, resulteert in een verlaging van de kruin, zie Figuur 1. Als de buitendijkse waterstand hoger is dan het aangetaste restprofiel, dan treedt inundatie van het achterland op. De functie van de dijk, het keren van water, is aangetast. Het gat zal snel groter worden als gevolg van erosie door het stromende water.



Figuur 1 Mogelijk faaltraject bij intredepunt schuifvlak in het buitentalud.

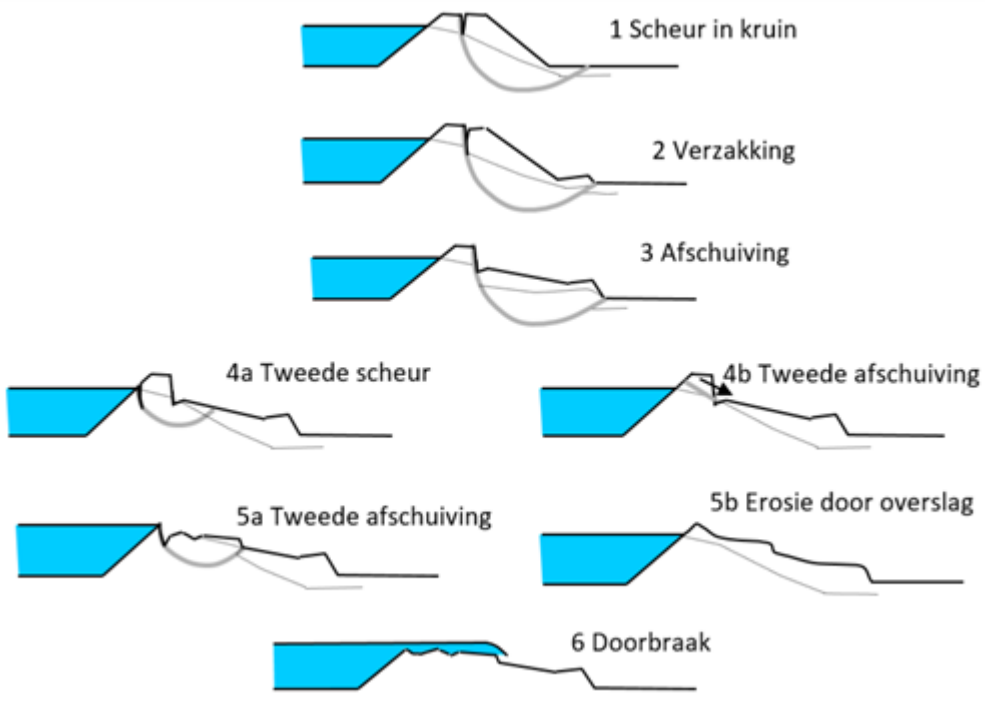
Er treedt geen directe inundatie van het achterliggende land op als het dijkprofiel voldoende hoog blijft om het buitenwater te keren. Wel kan het aangetaste dijkprofiel dusdanig klein zijn dat het in zijn geheel wordt weggedrukt door de waterdruk aan de buitenzijde van het dijklichaam. Het stromende water zal het gat verder eroderen. Als het aangetaste dijklichaam voldoende groot is om niet weggedrukt te worden, kunnen als vervolgmechanismen oppervlakte erosie door overslag, ondiepe glijvlakken of een tweede afschuiving optreden. Bij overslag slaat water over de kruin van de dijk en erodeert zo het binnentalud van de dijk. Aangenomen moet worden dat door de eerste afschuiving de erosiebestendigheid van het binnentalud lokaal sterk verminderd. Hierdoor zal het

erosieproces relatief snel kunnen plaatsvinden.

Dit geldt vooral voor een dijk met een zandkern; door een gebrek aan taludbekleding worden de cohesieloze zandkorrels gemakkelijk weggespoeld. Bij uitspoelen leidt kwel uit het binnentalud tot het verdwijnen van kernmateriaal. Ook hier geldt dat een dijk met een zandkern kwetsbaarder is dan een kleidijk. Het optreden van bovengenoemde vervolgmechanismen is in de praktijk niet waargenomen. De beschreven mechanismen in deze alinea zijn daarom theoretische aannamen.

Schuifvlak door kruin

Als het intredepunt van het schuifvlak in de kruin van de dijk ligt, dan blijft een deel van de kruin intact: de dijkhoogte wordt niet aangetast. Er is sprake van bezwijken van het dijklichaam zonder dat de waterkering faalt. Door eventuele vervolgmechanismen kan de dijk wel doorbreken, zie Figuur 2. Als vervolgmechanismen kunnen erosie door overslag, uitspoelen en tweede, kleinere afschuivingen optreden. Bij overslag erodeert het gehavende binnentalud van de dijk verder door water dat over de kruin van de dijk slaat. Water dat door de dijk sijpelt en op het binnentalud aan het oppervlak komt kan ook erosie van het binnentalud opleveren. Hierbij kan grond uit het dijklichaam worden weggespoeld. En als laatste kunnen tweede, kleinere afschuivingen plaatsvinden. Het aangetaste dijkprofiel dat ontstaat na het optreden van de eerste afschuiving is niet zonder meer stabiel te noemen. Bij het intredepunt is een steil talud ontstaan dat langs een recht of een gebogen schuifvlak voor een tweede keer kan afschuiven. Als bij de tweede afschuiving de kruin dusdanig wordt verlaagd dat de buitenwaterstand hoger ligt, dan zal het achterland onderlopen. Het stromende water zal het dijklichaam verder eroderen, er treedt bresgroei op. Als het aangetaste dijkprofiel hoger is dan de buitenwaterstand dan kunnen de vervolgmechanismen oppervlakte erosie door overslag en uitspoelen en erosie door uittredend water optreden.

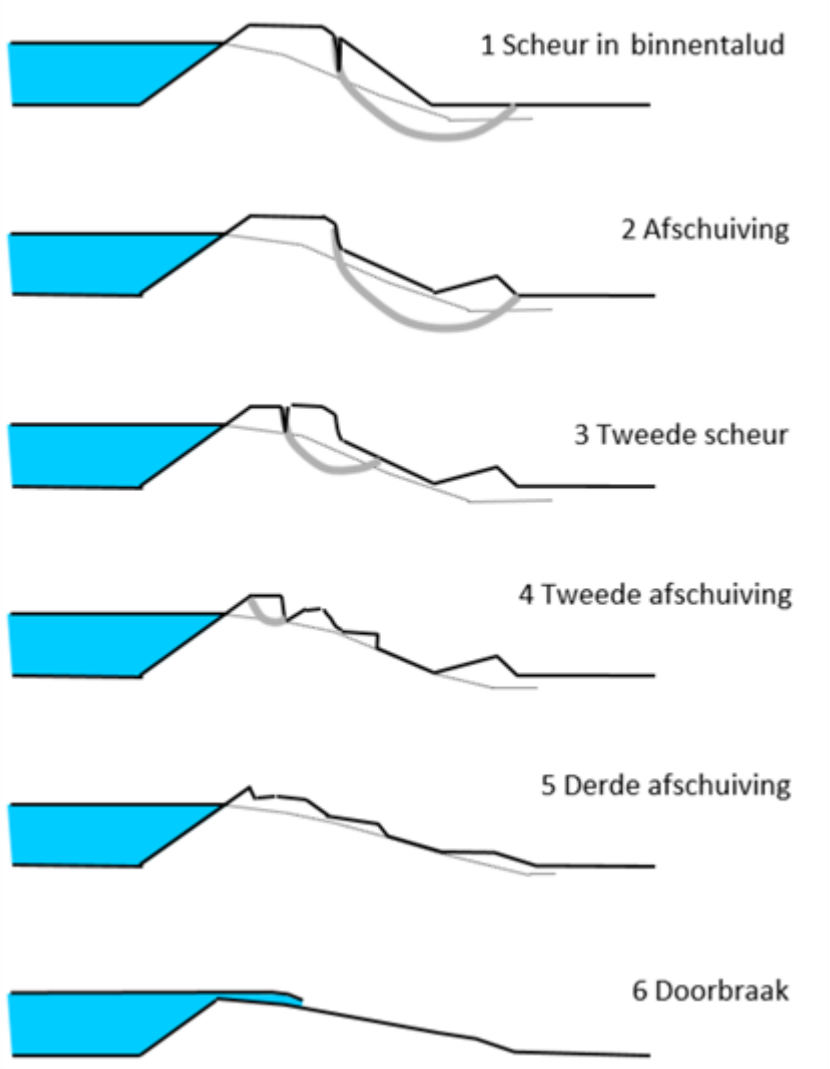


Figuur 2 Mogelijk faaltraject bij intredepunt schuifvlak in de kruin.

Schuifvlak door binnentalud

Als het intredepunt van het schuifvlak in het binnentalud van de dijk ligt, dan blijft een groot gedeelte van het dijklichaam intact, zodanig dat de dijkhoogte niet wordt aangetast. De dijk faalt nog niet. Wel

kunnen de vervolgmechanismen zodanig zijn dat alsnog falen optreedt.
De vervolgmechanismen die kunnen optreden zijn: uitspoelen en erosie door uittredend grondwater, oppervlakte-erosie van het binnentalud door overslag en tweede afschuivingen, zie Figuur 3. Het aangetaste dijklichaam wordt langzaam verder aangetast totdat de dijk doorbreekt en bresgroei optreedt. De situatie wordt, na het optreden van een eerste afschuiving, niet ongunstiger voor het mechanisme piping zolang het schuifvlak zodanig ondiep is dat het scheidingsvlak tussen cohesieve deklaag en zand niet wordt verstoord. Een schuifvlak dat dit scheidingsvlak wel raakt of doorsnijdt, kan mogelijk aanleiding zijn voor opbarsten en daardoor het mechanisme piping op gang helpen.



Figuur 3 Mogelijk faaltraject bij intredepunt schuifvlak in het binnentalud.

Over het intredepunt van het primaire schuifvlak

De plaats van het intredepunt hangt af van de geometrie van de dijk, van de waterspanningsopbouw en de dikte van het slappe lagen pakket. De ervaring leert het volgende. Bij een dun slappe lagen pakket zal het schuifvlak niet zo diep gaan en is de kans groot dat deze daardoor in de kruin of het binnentalud begint. Bij een intredepunt in het buitentalud zijn namelijk de schuifspanningen langs het schuifvlak en het tegenwerkende moment in verhouding groter geworden ten opzichte van het aandrijvende moment. Bij een dik slappe lagen pakket spelen de waterspanningen aan de onderzijde van het slappe lagenpakket een belangrijke rol. Als ten gevolge van de hoogwatergolf de waterspanningen alleen in de dijk worden verhoogd, nemen de maximaal opneembare schuifspanningen alleen in de bovenzijde af. Het schuifvlak zal relatief ondiep liggen en waarschijnlijk

in het binnentalud of de kruin insnijden. Als de waterspanningen ook aan de onderzijde van het slappe lagen pakket oplopen, doordat de stijghoogte in de daaronder gelegen zandlaag stijgt met de hoogwatergolf, daalt de schuifsterkte onderin het slappe lagen pakket. Het intredepunt van het schuifvlak zal zich verplaatsen naar de buitenzijde van de dijk.
In Nederland volgt uit de adviespraktijk en opgetreden schadegevallen dat de kans op een binnenwaartse afschuiving met een intredepunt in de kruin of in het binnentalud van de dijk groter is dan de kans op een afschuiving met een intredepunt in het buitentalud. Voordat een afschuiving optreedt met een intredepunt in het buitentalud zal het talud dus waarschijnlijk al zijn afgeschoven met een intredepunt in de kruin of in het binnentalud. Uit de praktijksituaties blijkt dat er, met name bij rivierdijken, vaak nog voldoende tijd zal zijn om maatregelen te treffen nadat een eerste afschuiving heeft plaatsgevonden. Bij zee- en meerdijken (waar stormomstandigheden optreden; wellicht ook dijken langs de estuaria en in het benedenrivierengebied) zal dit veel minder, of niet, het geval zijn.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Kritisch glijvlak en vervolgmechanismen bij afschuiven langs diep glijvlak

Bij het controleren van de veiligheid van primaire waterkeringen volgens de overstromingskansbenadering moet de kans op een overstroming met substantiële schade en slachtoffers kleiner zijn dan de maximaal toelaatbare overstromingskans, zoals vastgelegd als omgevingswaarde in de Omgevingswet. Dat maakt dat voor het mechanisme afschuiven langs een diep glijvlak binnenwaarts een glijvlak alleen relevant is, als het zoveel schade aan de dijk toebrengt dat dit leidt tot een overstroming. In dit artikel wordt ingegaan op de analyses nodig om te komen tot een selectie van relevante glijvlakken.

In het artikel Beschrijving afschuiven langs diep glijvlak binnenwaarts is beschreven dat een overstroming kan plaatsvinden als één van de volgende situaties zich voordoet:

- De omvang van de afschuiving is zo groot dat de kruin van de dijk over de volle breedte is gedaald of weggeschoven waardoor water in het achterliggende gebied kan stromen. Als het water eenmaal over de dijk stroomt kan de kruinverlaging uitgroeien tot een bres, die leidt tot een overstroming met substantiële schade en slachtoffers tot gevolg.
- De omvang van de afschuiving is beperkt waardoor niet de volledige kruin daalt. De dijk zal na een beperkte afschuiving pas falen wanneer na de initiële afschuiving vervolgmechanismen optreden. De belangrijkste vervolgmechanismen, waarop in aparte artikelen ingaan, zijn:

    - Een 'tweede' afschuiving van de restkruin.
    - Uitspoelen of afdrukken van de bekleding (bij een zandkern).
    - Erosie door overlopen en of golfoverslag.

Als bij een beperkte afschuiving de ligging van het initiële glijvlak (het resultaat van een stabiliteitsberekening) zodanig is dat een substantieel deel van het dijkprofiel overblijft en de bovengenoemde vervolg-mechanismen niet leiden tot een zodanige verdere aantasting van dit profiel dat een overstroming optreedt, dan voldoet dit initiële glijvlak niet aan de uitgangspunten van de overstromingskansbenadering. De ligging van het intredepunt van het glijvlak moet dan “geforceerd” op een andere locatie in het dwarsprofiel van de dijk worden gelegd. Hiervoor zijn in de verschillende stabiliteitspakketten mogelijkheden aanwezig om dit te doen.

De zoektocht naar een afschuifvlak dat tot een overstroming kan leiden, moet overigens wel moet passen binnen een realistische, denkbare keten van gebeurtenissen. Als de meest waarschijnlijke eerste afschuiving, die alleen het binnentalud aantast, leidt tot een veel lagere stabiliteitsfactor dan een eerste afschuiving die direct leidt tot een problematische kruinverlaging, dan zal die afschuiving

die tot een problematische kruinverlaging leidt, nooit als eerste optreden. Alleen een keten van gebeurtenissen leidend tot een overstroming die begint met een enigszins realistische eerste afschuiving kan relevant zijn.
Aan glijvlakken die voor het bepalen van de overstromingskans niet relevant zijn, kunnen wel eisen worden gesteld vanwege andere functies (denk aan verkeer en bebouwing).

Het bepalen van de overstromingskans na het optreden van het initiële glijvlak dient voor twee situaties te worden uitgevoerd:

1. De situatie zonder significante overloop/overslag.
2. De situatie met significante overloop/overslag.

Voor de aanpak van de stabiliteitsanalyses kan worden aangesloten bij de filosofie van het beoordelen van het mechanisme afschuiven langs een glijvlak met significante golfoverslag.

De aanpak van het beoordelen van het mechanisme afschuiven langs een initieel glijvlak met significante golfoverslag wordt beschreven in de KPR-factsheet Werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag en de aanvulling hierop van het Adviesteam Dijkontwerp. Daarnaast zijn de Factsheet Afweging ter bepaling glijvlak voor faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts en de Rode draad over het Falen van bekleding op binnentalud relevant.

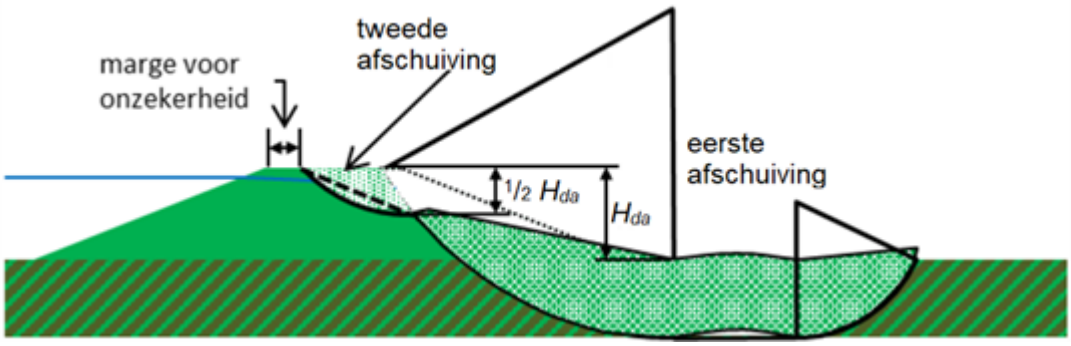
Tevens wordt gewezen op het lopende onderzoek naar stabiliteit bij golfoverslag. Nieuwe kennis vanuit dit onderzoek wordt beschikbaar gemaakt op de website van De Innovatieversneller.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Controle van de binnenwaartse stabiliteit na een binnenwaartse afschuiving

Als er sprake is van een beperkte binnenwaartse afschuiving kan de kruin geheel of gedeeltelijk blijven staan. Het primaire mechanisme leidt dan niet meteen tot een overstroming. Maar het aangetaste dijkprofiel dat overblijft na een afschuiving kan alsnog falen doordat een vervolgmechanisme optreedt. Een 'tweede' binnenwaartse afschuiving van het aangetaste dijkprofiel is één van de mogelijke vervolgmechanismen die kan leiden tot falen van de waterkering en dus moet worden gecontroleerd.

Het aangetaste dijkprofiel dat overblijft na een eerste (initiële) afschuiving kan falen door een tweede, veelal kleinere afschuiving. Bij het intredepunt van de eerste afschuiving is een steil talud ontstaan dat langs een recht of een gebogen schuifvlak opnieuw kan afschuiven. Pas als bij de tweede afschuiving de kruin dusdanig wordt verlaagd dat de buitenwaterstand hoger ligt, dan zal water over de gezakte kruin stromen en het dijklichaam verder eroderen. Uiteindelijk kan er bresgroei optreden. Als het aangetaste deel van de kruin hoger is dan de buitenwaterstand dan kunnen onder bepaalde omstandigheden de vervolgmechanismen oppervlakte-erosie door overslag en uitspoelen en erosie door uittredend water optreden



Figuur 1 Tweede afschuiving na eerste afschuiving.

Onzekerheidsmarge kruinbreedte na afschuiving

In de overstromingskansbenadering gaat het om de kans op het daadwerkelijk optreden van een overstroming. De kans op een overstroming wordt dan bepaald door de kans dat de kruin als gevolg van een afschuiving zodanig wordt aangetast dat een overstroming volgt. Eisen met betrekking tot bereikbaarheid en begaanbaarheid gelden dan niet. Wel is de onzekerheid van de ligging van het intredepunt van het glijvlak een aandachtspunt.

Op basis van de door Deltares uitgevoerde gevoeligheidsstudie naar de ligging van het intredepunt van het meest kritische glijvlak blijkt dat er een onzekerheidsmarge nodig is voor ligging van het intredepunt van het meest kritische glijvlak. Uit het onderzoek bleek 1,5 m een redelijke waarde voor deze onzekerheid. Dit geldt ongeacht het gehanteerde rekenmodel

Als het glijvlak van de tweede afschuiving deze onzekerheidsmarge van de kruin niet snijdt, is er nog een deel van de kruin aanwezig en faalt de dijk niet door een tweede afschuiving van het dijkprofiel. Wel moet worden gecontroleerd of erosie van kruin en binnentalud na binnenwaartse afschuiving of erosie door golfoverslag alsnog tot falen kan leiden.

De beoordeling of een tweede afschuiving leidt tot een zodanig falen van het dijkprofiel dat verlies van het waterkerend vermogen optreedt, dient uitgevoerd te worden voor de situatie:

1. met de waterstand bij de norm zonder significant overloop/overslagdebiet.
2. met significante overloop/overslagdebiet met bijbehorende waterstand (ontwerppuntwaarde).

De aanpak van het beoordelen van het mechanisme afschuiven met en zonder significante golfoverslag wordt beschreven in de KPR-factsheet Werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag en de aanvulling hierop van het Adviesteam Dijkontwerp.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Afschuiven en/of afdrukken van de bekleding en uitspoelen

Bezwijken van de bekleding door een ondiepe afschuiving of door afdrukken is een initiërend mechanisme. De kering zal hierdoor niet direct falen, maar een vervolgproces van uitspoelen of erosie zal tot een afname van de kruinhoogte en/of bresvorming kunnen leiden. Uitspoelen kan daarnaast ook worden geïnitieerd door dierlijke graverij of door mensen veroorzaakte schades. In dit artikel komen achtereenvolgens aan de orde:

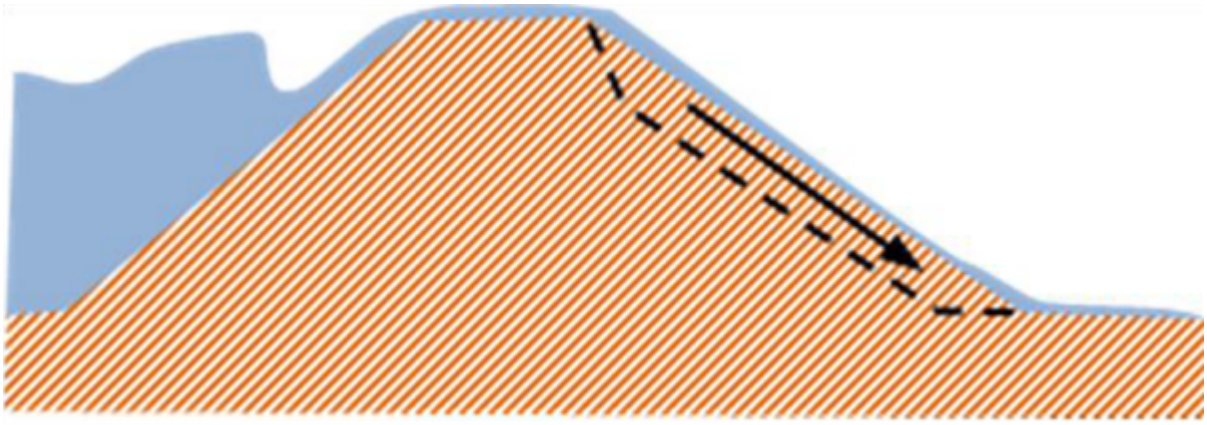
- Ondiepe afschuiving / afschuiven van de bekleding.
- Afdrukken van de bekleding.
- Uitspoelen

Op dit moment loopt het onderzoek ‘Stabiliteit bij golfoverslag’ in opdracht van het Hoogwatersbeschermingsprogramma (HWBP). Dit project is opgezet om invulling te geven aan kennisleemtes rond afschuiven, afdrukken en uitspoelen bij het binnentalud in relatie tot de hogere golfoverslagdebieten die de laatste jaren als uitgangspunt worden gekozen. De komende jaren zal nieuwe kennis vanuit dit project beschikbaar komen.

Ondiepe afschuiving/Afschuiven van de bekleding

Ondiepe afschuivingen zijn afschuivingen waarbij enkel het binnentalud beschadigd raakt over een beperkte diepte (meestal < 1 m). In veel gevallen is dit een bekledingslaag die afschuift en daardoor zijn functie verliest. Ondiepe afschuivingen kunnen optreden bij een verzadigd dijklichaam (veelal als

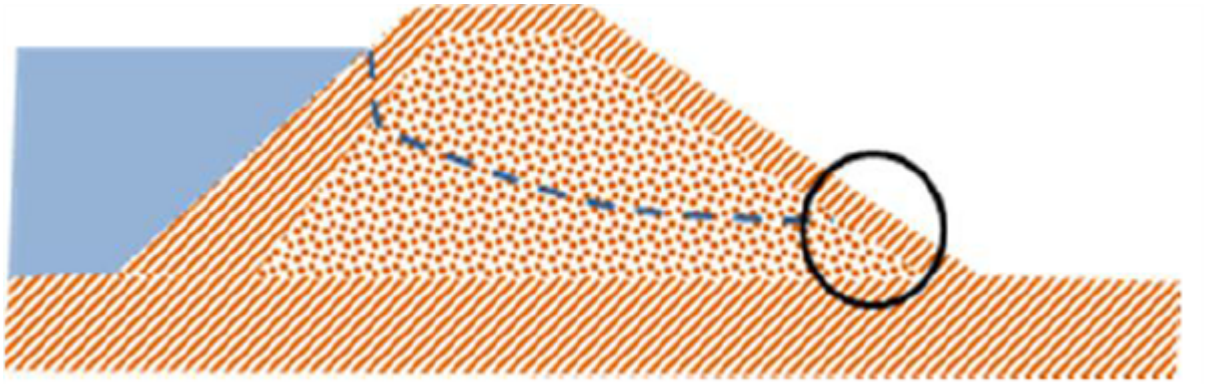
gevolg van significante golfoverslag).
Dit mechanisme is relevant voor zanddijken met een kleibekleding, en voor kleidijken in geval van significante golfoverslag (> 0,1 l/s/m).



Figuur 1 Afschuiven bekleding.

Afdrukken

Er is sprake van afdrukken als een te groot drukverschil over de bekleding ontstaat. De waterdruk is dan groter dan het gewicht en de schuifweerstand van de bekleding. Dat leidt tot stabiliteitsverlies van (een deel van) het (binnen)talud.



Figuur 2 Afdrukken.

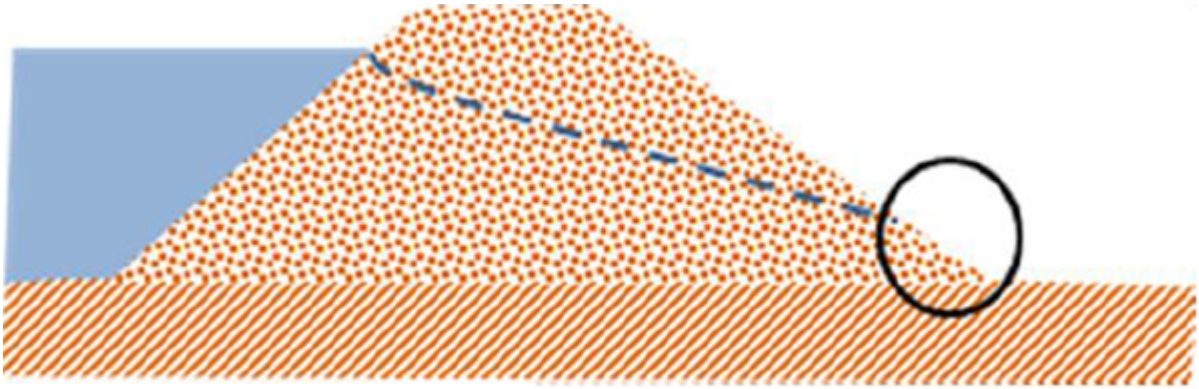
De aandrijvende kracht is een verhoging van de freatische lijn in de waterkering. Een verhoogde waterstand buitendijks, of een combinatie van een verhoogde buitenwaterstand en (infiltrerend) water door golfoverslag kan hiervan de oorzaak zijn. Wanneer er geen afdoende drainage is, kan opdrukken optreden. Vervolgens kunnen de vervolgmechanismen afschuiven, uitspoelen of erosie door overslag optreden.

De mate waarin de waterspanningen in de dijk oplopen is afhankelijk van de doorlatendheid (van kleibekleding en kleikern), de initiële toestand van de dijk, het waterstandsverloop en de intensiteit van het golfoverslagdebiet. De kans op afschuiving of uitspoelen van kernmateriaal wordt vergroot na opdrukken. Daarnaast wordt de erosiebestendigheid aangetast waardoor de kans op falen door golfoverslag toeneemt.

Dit initiërend mechanisme is relevant voor zanddijken met (klei)bekleding en kleidijken met zandscheg (met kleibekleding).

Uitspoelen

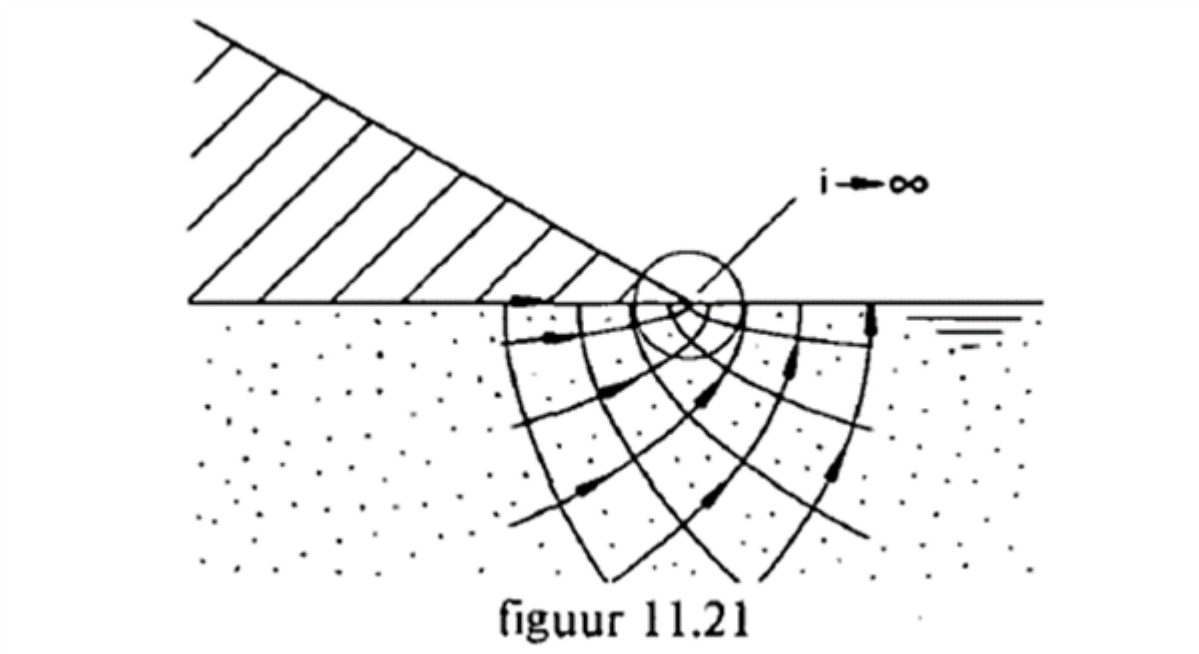
Er is sprake van uitspoelen als een hoge ligging van de freatische lijn leidt tot stabiliteitsverlies van korrelmateriaal van de kern van de dijk. Als gevolg van uitstroming van water uit het talud worden zanddeeltjes meegenomen, waardoor erosie van de zandkern of zandscheg kan optreden.



Figuur 3 Uitspoelen.

De aandrijvende kracht is een verhoging van de freatische lijn in de waterkering. Een verhoogde waterstand buitendijks, of een combinatie van een verhoogde buitenwaterstand en (infiltrerend) overslaand water kan hiervan de oorzaak zijn. Naarmate het binnentalud steiler is, is het gevoeliger voor de verhoging van de freatische lijn. Wanneer er geen afdoende drainage is, blijft de freatische lijn hoog en kan uitspoelen optreden.

Uitspoelen kan alleen als mechanisme optreden bij zanddijken met een zode of met kleibekleding. Het kan zowel een initiërend mechanisme zijn (bij scheuren of graafgangen in de bekleding, zie onderstaande tekst) als een vervolgmechanisme (na opdrukken of afschuiven van de kleibekleding). Uitspoelen kan ook optreden als gevolg van dierlijke graverij of andere schades aan de bekleding. Ook bij een onjuist ontwerp van de bekleding kan uitspoelen optreden door een concentratie van stroombanen (zie onderstaand figuur) aan de teen van de bekleding.



Figuur 4 Concentratie van stroomlijnen bij onjuiste vormgeving van de bekleding [Leidraad, 1985].

Uitspoelen door scheuren of graafgangen

In het geval van een verhang over de dijkbekleding kan zand uitspoelen doordat het meegevoerd wordt door scheuren of graafgangen. Dit proces zorgt ervoor dat de bekleding wordt ondergraven waardoor deze onder invloed van zwaartekracht geotechnisch zal bezwijken. Overloop of golfoverslag kan er dan voor zorgen dat verdere erosie van de zandkern plaatsvindt waar deze bloot is komen te liggen. Dit zorgt voor verdere ondergraving van de kleibekleding, waardoor de instabiliteit terugtreedt naar de kruin van dijk.

Er bestaat weinig validatiemateriaal voor dit mechanisme. Bij een overloopproef op een steile dijk bij Wissenkerke in 1993 trad water dat infiltreerde in het talud geconcentreerd uit onderaan het talud. Hierbij werd grond/zand meegevoerd en bezweek het binnentalud binnen een uur bij een overstroomdebiet in de orde van 1 l/s per m. Bij een overslagproef op Tholen gebeurde eenzelfde soort mechanisme bij een talud van 1:2,4 en een overslagdebiet van 5 l/s per m. In de Hedwige-Prosperpolder is tijdens golfoverslagproeven en overloopproeven ook uitspoeling opgetreden. Dit zorgde in beide gevallen voor bezwijken van de kleibekleding. De dikte van de kleibekleding was bij Wissenkerke en Tholen zeer variabel en soms zeer dun (plaatselijk hooguit enkele decimeters). Een geconcentreerde stroming uit een mollengang voerde zand mee en ondermijnde in korte tijd het talud, waarna de golfoverslag verder afrekende met de bekleding. Bij de Hedwigepolder was de kleilaag dikker, tot ongeveer 1 m. Bij andere overslagproeven op secties met graverij is echter geen bezwijken van de bekleding waargenomen. De waarnemingen tonen aan dat sommige dijken gevoelig kunnen zijn voor het uitspoelen van zand door een kleibekleding, zeker indien dit optreedt in combinatie met overloop of overslag. Of dit gebeurt hangt waarschijnlijk af van de lokale condities en oriëntatie van de graafgangen en scheuren in de bekleding.



Figuur 5 Uitspoelen van zand door een mollengang onderaan het talud, Golfoverslagproef Tholen.



Figuur 6 Ondermijning van de kleilaag, Golfoverslagproef Tholen.



Figuur 7 Falen van de bekleding, Golfoverslagproef Tholen.

Of het waarschijnlijk is dat uitspoelen optreedt, hangt dus af van het verhang en de aanwezigheid van scheuren of graverijgangen in de kleibekleding. Kleilagen aan het maaiveld zijn altijd onderhevig aan bodemstructuurvormende processen, waardoor ze nagenoeg altijd enige mate van scheuren bevatten. Echter, alleen in gevallen waarbij ook onder natte omstandigheden openstaande scheuren aanwezig zijn, kan uitspoelen van zand optreden. Dit kan bijvoorbeeld voorkomen wanneer bij de aanleg de klei veel te nat is verwerkt. In dat geval zullen de scheuren zodanig breed zijn dat ze bij inspecties, zeker bij droogte, opvallen en vervolgens kunnen worden gedicht. De kans dat zulke scheuren tijdens extreme omstandigheden nog aanwezig zijn, is daarom beperkt.

Graverij ter plaatse van de binnenteen van de dijk of onderaan het talud kan eveneens leiden tot gaten in de kleibekleding waardoor zand kan uitspoelen. Risicovol zijn gaten die bij inspecties niet

opvallen, maar wel kunnen leiden tot uitspoelen van zand. Konijnen- en vossenholen tot in de zandkern vallen op. Bij graverij door kleinere beesten kan het echter onopvallend zijn of deze ook door de kleilaag heen zijn gegaan. Graverij door bijvoorbeeld muizen en mollen zijn minder bedreigend door de kleinere diameter van de gangen en doordat ze minder diep gaan. Uit golfoverslagproeven en overloopproeven op echte dijken, met veel muizen en mollengangen, is gebleken dat bij kleilagen van 60 à 70 cm dikte er niet altijd gangen of nestholtes waren die doordrongen tot de zandkern. In andere gevallen bleek dit wel het geval bij dikkere kleilagen. Verwacht wordt dat de kans op uitspoelen wel afneemt bij een toenemende kleilaagdikte. Bij 80 cm kleilaagdikte, inclusief de teelaarde, is uitspoelen enkel incidenteel waargenomen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Controle op uitspoelen na een binnenwaartse afschuiving

Als er sprake is van een beperkte binnenwaartse afschuiving kan de kruin geheel of gedeeltelijk blijven staan. Het primaire mechanisme leidt dan niet meteen tot een overstroming. Maar het aangetaste dijkprofiel dat overblijft na een afschuiving kan alsnog falen doordat een vervolgmechanisme optreedt. Uitspoelen bij zanddijken is één van de mogelijke vervolgmechanismen die kan leiden tot falen van de waterkering en dus moet worden gecontroleerd.

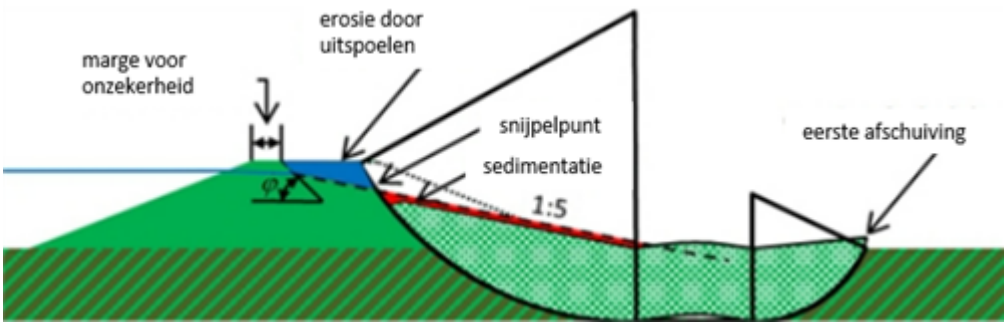
Bij het intredepunt van de afschuiving is een steil talud ontstaan en komt een deel van de zandkern bloot te liggen, waardoor uitstromend grondwater de zandkern kan eroderen. Proeven hebben laten zien dat steeds meer zand uitspoelt en aantasting van het dijkprofiel steeds verder voortschrijdt totdat uiteindelijk de kruin van de waterkering wordt aangetast. Dit is een vrij langzaam proces (een aantal uren en geen minuten of seconden).

Bij een dijkprofiel dat uit ondoorlatende materialen zoals klei bestaat zal uitspoelen niet optreden. De cohesie van de klei, in combinatie met geringe hoeveelheid uittredend water, zorgt ervoor dat uitspoelen geen issue is.

Bij een restprofiel dat uit ondoorlatende materialen zoals klei bestaat zal uitspoelen niet optreden. De cohesie van de klei, in combinatie met geringe hoeveelheid uittredend water, zorgt ervoor dat uitspoelen geen issue is.

Bij een dijkprofiel dat uit cohesieve ondoorlatende materialen bestaat en de ligging van de freatische lijn is lager dan de bovenkant van de afgeschoven grondmoot zal uitspoelen niet optreden. Er is dan geen sprake van uittredend water. De vraag is echter of mag worden verondersteld dat de bekleding op het binnentalud gedurende de eerste afschuiving in takt blijft. In ieder geval zal de afschuiving het talud dat afschuift flauwer maken, zodat het om die reden minder gevoelig wordt voor uitspoelen. Als het dijkprofiel deels uit niet-cohesief doorlatend materiaal bestaat, bijvoorbeeld omdat het punt waar het water uittreedt, het sijpelpunt, ligt boven de afgeschoven grondmoot, dan kan erosie door uitspoelen optreden. Zie figuur 1.

De onderstaande figuur geeft een methode om het schadeprofiel te bepalen. Volgens die methode kan beoordeeld worden hoe ver het dijkprofiel door uitspoelen wordt aangetast.



Figuur 1 Uitspoelen na afschuiving binnenwaarts.

Het snijpunt tussen de lijn 1:5 en de lijn met een helling gelijk aan φ' (hoek van inwendige wrijving) ligt op de freatische lijn, boven dit niveau is de dijk gedeeltelijk onverzadigd en onder dit niveau is de dijk volledig verzadigd. Dit snijpunt wordt zover naar links verplaatst totdat geldt dat het geërodeerde oppervlak (het blauwe vlak) een gelijke oppervlakte heeft als sedimentatie oppervlak (het rode vlak).

Als de lijn met een helling gelijk aan φ' de onzekerheidsmarge voor het intreepunt van het afschuifvlak door de kruin niet snijdt, faalt de dijk zeker niet door uitspoelen van het afgeschoven dijkprofiel.

Als de aantasting van het dijkprofiel niet leidt tot kruindaling, dan faalt de waterkering niet. De initiële afschuiving en vervolgmechanismen leiden dan niet tot een overstroming. Het criterium “aantasting leidt niet tot kruindaling” mag hierin vrij letterlijk worden genomen.

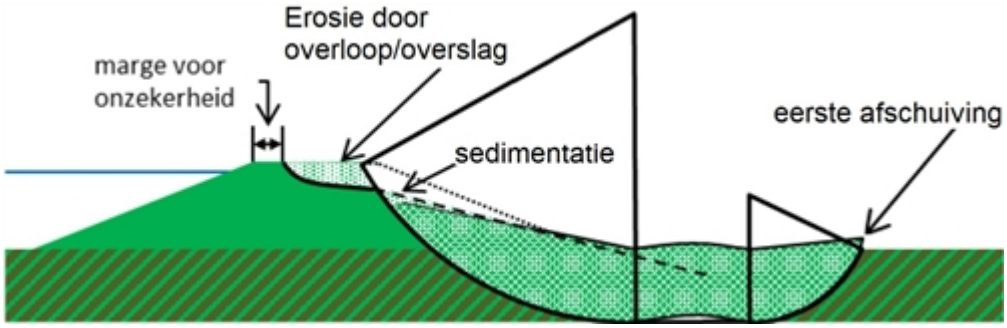
De beoordeling of uitspoelen van het aangetaste profiel leidt tot een zodanig falen van het profiel dat verlies van het waterkerend vermogen optreedt, dient uitgevoerd te worden voor de situatie met de waterstand bij de norm zonder significant overslagdebiet.

De situatie met significant overslagdebiet hoeft niet te worden beoordeeld. Als overloop/overslag optreedt, dan is falen van het dijkprofiel door golfoverslag (zie het artikel Controle van de binnenwaartse stabiliteit na een binnenwaartse afschuiving) altijd het meest kritisch.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Controle van erosie kruin en binnentalud na een binnenwaartse afschuiving

Als er sprake is van een beperkte binnenwaartse afschuiving kan de kruin geheel of gedeeltelijk blijven staan. Het primaire mechanisme leidt dan niet meteen tot een overstroming. Maar het aangetaste dijk overblijft na een afschuiving kan alsnog falen doordat een vervolgmechanisme optreedt. Erosie van kruin en binnentalud is één van de mogelijke vervolgmechanismen die kan leiden tot falen van de waterkering en dus moet worden gecontroleerd.



Figuur 1 Erosie door overloop/overslag na een binnenwaartse afschuiving.

In het kader van het WBI2017 is een beperkt onderzoek gedaan naar de sterkte van een dijk na een afschuiving [Van Hoven, et al., 2014]. In dit onderzoek is gekeken naar de mate van de te verwachten

erosie na een afschuiving van een kleidijk bij golfoverslag.
De volgende tekst is, met enkele aanpassingen, overgenomen uit [Calle, 2002]:

Door een afschuiving ontstaat een bijna verticale klif die als gevolg van erosie door golfoverslag stroomopwaarts kan migreren over een bepaalde lengte. In de literatuur staat dit bekend als headcut erosie. De benodigde kruinbreedte voor de situatie tijdens extreem hoogwater (ontwerpwaterstand of waterstand bij de norm), kan in geval van golfoverslag met deze erosielengte worden vergroot.

Voor het berekenen van de erosie door golfoverslag na een binnenwaartse afschuiving moet rekening moeten worden gehouden met de erosiebestendigheid van de grond en de golfoverslagbelasting, bestaande uit het overslagdebiet, de golfhoogte en de tijdsduur. Uit het onderzoek volgt dat de modellen nog onvoldoende zijn gevalideerd voor de specifieke toepassing van headcut erosie door golfoverslag na een afschuiving, om de erosielengte precies te berekenen. Wel is het mogelijk gebleken om voor een kleiondergrond een veilige waarde te geven voor een overslagdebiet van 1 l/s/m. Voor overslagdebieten tot 1 l/s/m bedraagt de erosielengte in klei maximaal 1,5 m. Voor een overslagdebiet van 10 l/s/m is weliswaar een erosielengte bepaald maar gezien de onzekerheden in de studie wordt het niet aanbevolen daarmee te rekenen. Voor de situatie van overslag bij een zandondergrond wordt aanbevolen geen rekening te houden met de sterkte van het zand.

Bovenstaande betekent dat er geen betrouwbare waarden beschikbaar zijn voor kleidijken met een overslagdebiet van meer dan 1 l/m/s. In de analyses is rekening gehouden met een overloop/overslagduur van 6 uur. De tijd waarover een bepaald gemiddeld overslagdebiet optreedt, is niet voor elk dijkvak hetzelfde.

De beoordeling of afschuiven in combinatie met overloop/overslag leidt tot een zodanig falen van het dijkprofiel dat verlies van het waterkerend vermogen optreedt, dient uitgevoerd te worden voor de situatie:

1. Met de waterstand bij de norm zonder significant overloop/overslagdebiet.
2. Met significante overloop/overslagdebiet met bijbehorende waterstand.

Voor de situatie zonder significant overloop/overslagdebiet is een minimale kruinbreedte van 1,5 m vanwege de onzekerheid m.b.t. het intredepunt van het glijvlak voldoende.

Voor de situatie met significant overloop/overslagdebiet is een minimale kruinbreedte benodigd die gelijk is aan de erosielengte als gevolg van erosie door overloop/overslag plus 1,5 m vanwege de onzekerheid m.b.t. het intredepunt van het glijvlak plus de benodigde kruinbreedte i.v.m. een afschuiving van het dijkprofiel.

De benodigde sterkte van het dijkprofiel voor de situatie met significante overloop/overslag kan alleen maar onderbouwd worden toegepast bij kleidijken met een gemiddeld overloop/overslagdebiet tot 1 l/m/s.

Voor dijken met een zandkern kan geen sterkte van het zand in rekening worden gebracht.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Afschuiven langs een diep glijvlak bij opdrukken achterland

Opdrukken is een vorm van hydraulische grondbreuk waarbij de wateroverspanning in de watervoerende laag de cohesieve afdekkende laag oplicht. In dit artikel gaat in op de verschillende verschijningsvormen van opdrukken die kunnen optreden en hoe dat het mechanisme afschuiven langs een diep glijvlak kan beïnvloeden. Het artikel Rekenen aan afschuiven bij opdrukken achterland beschrijft hoe rekening te houden met het fenomeen opdrukken bij het mechanisme afschuiven langs

een glijvlak binnenwaarts.

Inleiding

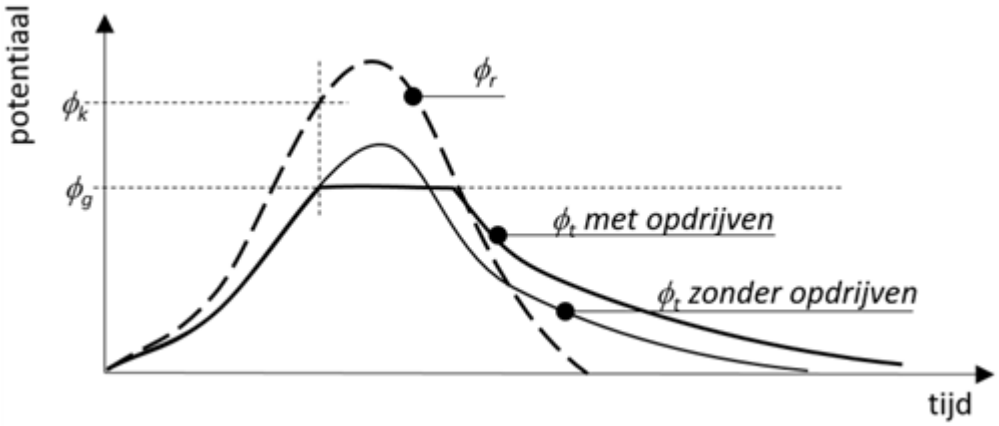
In de standaard beschrijving van afschuiven is er sprake van een glijcirkel in de actieve zone die naadloos overgaat in een glijcirkel in de passieve zone. Dat is een situatie waarbij de vorm van het glijvlak niet direct wordt beïnvloed door de watervoerende laag onder de dijk.

Veel dijken in Nederland zijn aangelegd op een relatief ondoorlatende pakket van klei- en/of veenlagen. Dit relatief ondoorlatende pakket, de deklaag, ligt op zijn beurt op een relatief doorlatende zandafzetting, de watervoerende zandlaag. Specifiek als er in het achterland sprake is van een niet al te dik pakket ondoorlatende lagen (de deklaag) op de watervoerende zandlaag, dan kan er bij extreem hoogwater sprake zijn van opdrukken van het achterland. De bezwijkvorm kan dan in de passieve zone wezenlijk afwijken van een glijcirkel die naadloos aansluit op de glijcirkel in de actieve zone.

Fenomeen opdrukken

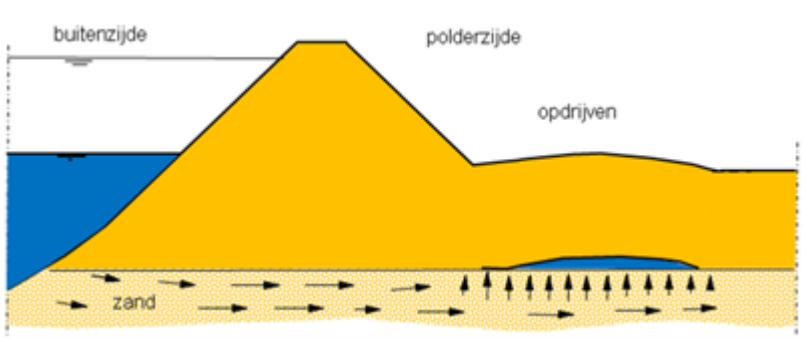
Als de buitenwaterstand stijgt, leidt dit tot een stroming van het buitenwater naar de watervoerende zandlaag. Dat kan enerzijds direct als de bodem van de rivier is ingesneden tot in de zandlaag, maar het kan ook doordat het water infiltreert door de deklaag op het voorland of vooroever.

Per saldo ontstaat er bij hoogwater een stroming door de watervoerende zandlaag onder de dijk door, waardoor de waterdruk onder en direct achter de dijk oploopt. Als die waterdruk direct achter de dijk zodanig hoog oploopt dat deze gelijk is aan het eigengewicht van de erop rustende zandlagen, dan treedt er hydraulische grondbreuk op: het grondwater gaat de cohesieve deklaag optillen. De druk op het grensvlak van watervoerende zandlaag en de deklaag is dan gelijk aan de zogenaamde grenspotentiaal (ϕ_g [m tov NAP). Er is sprake van opdrukken van het achterland. Omdat de waterdruk in de zandlaag direct achter de dijk evenwicht maakt met het gewicht van de deklaag, kan de waterdruk daar niet hoger oplopen, zie Figuur 1. Zolang de deklaag ondanks de vervormingen die optreden door het opdrukken, in tact blijft, spreekt men van opdrijven van de deklaag.



Figuur 1 Waterspanningsverloop in watervoerende laag bij opdrijven; ϕ_r: stijghoogte peilbuis buitendijks (rivier), ϕ_t: stijghoogte peilbuis binnendijks.

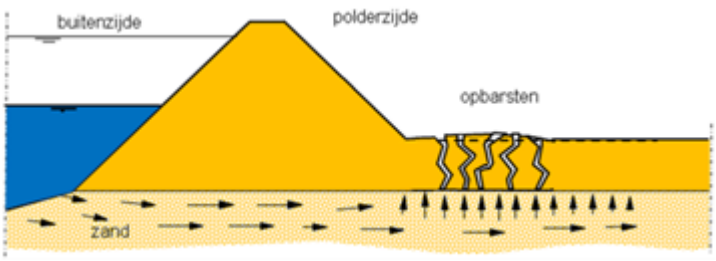
Naarmate de buitenwaterstand verder oploopt, stroomt er meer water toe naar het punt direct achter de dijk waar de grenspotentiaal al is bereikt. Als de toestroming groter is dan de kwel door de deklaag achter de dijk dan zal de zone waarover het achterland opdrijft groter worden tot er wel evenwicht ontstaat tussen de hoeveelheid water die via de zandlaag toestroomt naar de opdrijfzone en de kwel door de deklaag boven de opdrijfzone.



Figuur 2 Opdrijven.

Als de deklaag echter relatief dun is, kan opdrukken mogelijk de samenhang in de deklaag aantasten, zie Figuur 3. Dat fenomeen wordt aangeduid als opbarsten. In dat geval kan het water via schade aan de deklaag naar het maaiveld uittreden. Die schade aan de deklaag kan leiden tot lagere waterspanningen in de watervoerende zandlaag waardoor er geen zone met opdrukken meer aanwezig zal zijn. Die lagere waterspanningen komen de dijkstabiliteit ten goede. De schade aan de deklaag zou echter in ongunstige omstandigheden de sterkte van de deklaag kunnen reduceren, hetgeen de dijkstabiliteit vermindert.

Het door de deklaag uitstromende water kan ook gronddeeltjes meevoeren. Aldus kan het mechanisme piping worden geïnitieerd door opbarsten.



Figuur 3 Opbarsten.

Opbarsten treedt op bij relatief geringe dikte van het slappe lagenpakket.

Recent zijn nieuwe inzichten opgedaan betreffende het fenomeen opdrukken. Zie hiervoor het handelingsperspectief van het Praktijkonderzoek Opbarsten bij Dijken

Interactie tussen opdrijven en afschuiven

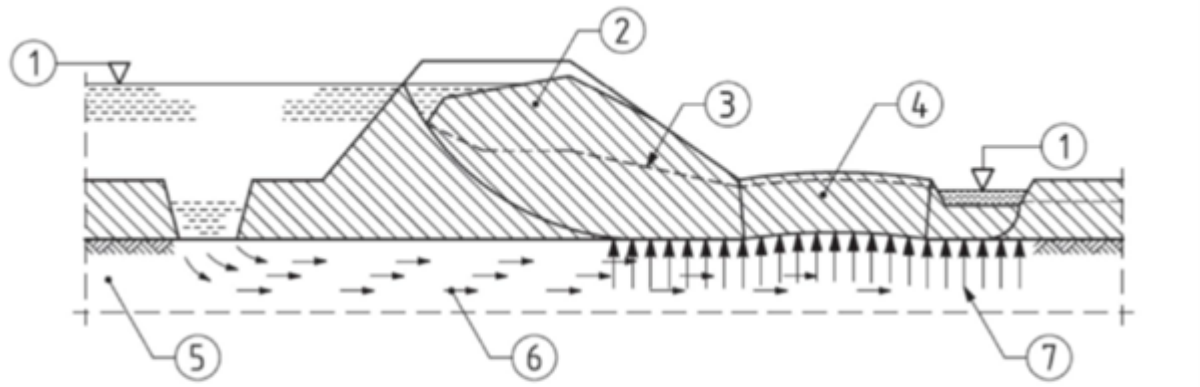
De nu volgende beschrijving heeft betrekking op de situatie waarbij er sprake is van opdrukken, waarbij de deklaag niet opbarst.

Opdrijven van het achterland kan bij rivierdijken onder extreme omstandigheden (ontwerp of beoordeling) - maar soms ook bij lagere waterstanden - op veel plaatsen optreden, vooral in het benedenrivierengebied. Uit observaties van bezwijkgevallen (bijvoorbeeld Streefkerk-Midden) en eindige elementen berekeningen wordt aangenomen dat bij opdrukken een bezwijkmechanisme optreedt wat vooral in de passieve zone afwijkt van de standaard binnenwaartse taludafschuiving [Van Hoven en Van, 2000]. Bij laag water, voordat er sprake is van opdrukken, is de situatie nog stabiel. Maar de schuifweerstand is over een groot deel van de actieve zone al gemobiliseerd. In de passieve zone is nog geen of nauwelijks sprake van enige plasticiteit. De kracht die de potentieel afschuivende grondmoot op de passieve zone uitoefent, maakt evenwicht met de schuifspanningen tussen deklaag en onderliggend zandpakket.

Het zandpakket onder de dijk en het achterland staat veelal min of meer rechtstreeks in contact met

het buitenwater. De stijghoogte in het zandpakket is dus afhankelijk van de buitenwaterstand. Bij stijgende buitenwaterstand loopt de waterspanning in het zandpakket dan ook op. Daardoor daalt de korrelspanning op de grens van dek- en zandlaag: de maximaal mobiliseerbare schuifweerstand op dit grensvlak neemt af. Als de waterspanning in de zandlaag zodanig oploopt dat er sprake is van opdrukken van de deklaag, dan gaat de schuifweerstand zelfs volledig verloren. Er ontstaat bij opdrijven een dunne waterlaag tussen de zand- en de deklaag. Omdat de waterlaag geen schuifspanningen kan overdragen, kan de kracht afkomstig van de potentieel afschuivende grondmoot ter plaatse van de opdrukzone niet worden overgedragen via schuifspanningen op het zand. De krachten moeten zich herverdelen, rekening houdend met de nieuwe randvoorwaarden voor het evenwicht.
Volgens de schematisatie gebeurt het volgende. Eerst wordt aan de actieve zijde alle resterende schuifweerstand aangesproken. Hierbij treden nog slechts relatief kleine vervormingen op. Zodra de potentieel afschuivende grondmoot in de actieve zone geen evenwicht meer kan vinden, wordt de passieve zone belast met een horizontale kracht. Maar als de deklaag in de passieve zone is opgedreven, dan kan deze de kracht niet meer direct op het zand overbrengen. De opgedreven deklaag moet als drukstaaf fungeren. Een drukstaaf die de horizontale kracht naar een meer polderwaarts gelegen gebied overdraagt. Er zijn dan twee mogelijkheden.

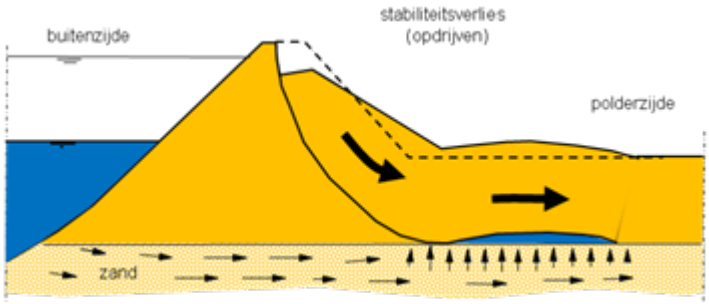
In het eerste geval ontstaat er aan het einde van de drukstaaf alsnog een glijvlak dat loopt naar het maaiveld achter de dijk. Een deel van het glijvlak in de passieve zone loopt dus horizontaal langs het scheidingsvlak van slappe lagen en zandpakket. Het glijvlak komt op een zwakke plek van de deklaag, bijvoorbeeld ter plaatse van een sloot, aan het maaiveld, zie Figuur 4.



1 Vrij waterniveau
2 Dijklichaam
3 Waterstand in de dijk
4 Grondmoot, die horizontaal en door de opwaartse waterdruk wordt belast ("drukstaaf")
5 Diepe zandlaag
6 Grondwaterstroming
7 Opwaartse waterdruk onder de deklaag

Figuur 4 Schuifvlak bij opdrijven van het achterland met glijvlak naar het maaiveld (= slootbodem).

In het tweede geval lijkt alleen de actieve zone te bezwijken. De kracht in de drukstaaf leidt er namelijk toe dat de drukstaaf vervormt. Als deze vervormingen over een aanzienlijke lengte optreden, leidt dat tot dusdanig grote verplaatsingen van de binnenteen van de dijk dat er in de actieve zone van de dijk feitelijk sprake is van een afschuiving, zie Figuur 5.



Figuur 5 Afschuiven binnentalud met opdrijven en vervorming achterland.

Bij oplopende waterspanningen onder de dijk kan de dijk dus afschuiven door het verlies van krachtenevenwicht, of door te grote vervormingen in het opgedreven achterland. In het tweede geval loopt het glijvlak dood in het scheidingsvlak van dek- en zandlaag, alleen de actieve zone is bezweken. Het artikel Methode LiftVan, rekenmodel afschuiven langs diep glijvlak behandelt het rekenmodel dat speciaal voor deze situatie is ontwikkeld.

Bij opdrijven blijft de deklaag een gesloten dek vormen: de deklaag bolt mogelijk iets op en drijft dan op een bel water die zich vormt op het grensvlak van de watervoerende laag en de deklaag.

Opbarsten

Als de deklaag relatief dun is, kan opdrukken onder ongunstige omstandigheden leiden tot scheuren in de deklaag waardoor grondwater naar het maaiveld stroomt. Van een opdrukzone is dan nauwelijks meer sprake. Door de scheuren in de deklaag in het achterland zou de passieve zone minder weerstand kunnen leveren bij een binnenwaartse afschuiving.

In het algemeen wordt aangenomen dat als de dikte van de deklaag kleiner is dan 4 m, dat opdrukken dan resulteert in opbarsten zie Figuur 3.

De sterkte in de passieve zone wordt voor opdrijven en opbarsten anders aangenomen. Het artikel Rekenen aan afschuiven bij opdrukken achterland gaat daar nader op in.

Faaltraject binnenwaarts afschuiven geïnitieerd door opdrukken

Opdrukken van de deklaag is een bijzonder initiërend mechanisme van het mechanisme afschuiven langs een glijvlak binnenwaarts. De verschijnselen in de actieve zone zijn dezelfde als beschreven voor het afschuiven langs een diep glijvlak zonder opdrukken. Er ontstaat eerst een scheur in de lengterichting van de dijk. Het intredepunt van de afschuiving kan zowel in de kruin als op het binnen- en buitentalud liggen. In het achterland kan opdrukken leiden tot het wat omhoogkomen van het maaiveld in een zone aansluitend aan de teen van de dijk.

Flinke hoeveelheden opwellend grondwater wijzen op opbarsten. Als er sprake is van opdrijven kan er aan het einde van de opdrijfzone het maaiveld lokaal omhoog komen, het uittreden van het schuifvlak in de passieve zone. Het is echter ook mogelijk dat de vervormingen zich beperken tot een geleidelijke rijzing van het maaiveld als gevolg van samendrukking van de opdrijfzone. De teen van de dijk verschuift daarbij wel duidelijk landinwaarts.

Na de feitelijke binnenwaartse afschuiving kunnen dezelfde vervolgmechanismen optreden.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Binnenwaarts afschuiven en drainagetechnieken

De spanning in de ondergrond is verdeeld in de effectieve spanning tussen de gronddeeltjes onderling en de grondwaterdruk of grondwaterspanning. Bij een gelijkblijvend maaiveldniveau en

bodemopbouw neemt de effectieve spanning af bij een oplopende grondwaterdruk. Een afname van effectieve spanning vermindert de weerstand tegen afschuiven. Bij een toename van de grondwaterdruk door een oplopende buitenwaterstand, neemt de kans op afschuiven daarom toe. Een drainage kan (de toename van) de grondwaterdruk beperken, met als gevolg: een hogere stabiliteit van de kering.
Zowel voor een simpele afschuiving, zie Beschrijving afschuiven langs diep glijvlak binnenwaarts, als voor een gecompliceerdere afschuiving waarbij het achterland wordt opgedrukt, Afschuiven langs een diep glijvlak bij opdrukken achterland, leidt een reductie van de waterspanningen in de watervoerende laag onder de kering tot minder teruglopen van de effectieve korrelspanning en daarmee tot een hogere stabiliteit.

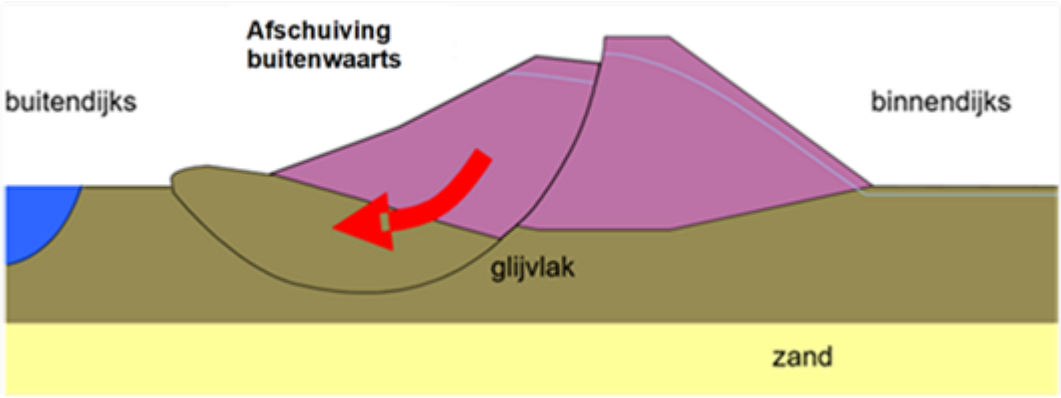
Een drainage is een geohydrologische maatregel die de grondwaterspanning in of onder de waterkering onder een veilig niveau kan houden. Tijdens het optreden van een extreem hoogwater aan de buitenzijde beperkt het drainagesysteem de stijging van de grondwaterspanning. Een geohydrologische drainagemaatregel wordt aangebracht in de watervoerende laag waarin een waterdruk ontstaat die aanleiding kan geven tot verlies van stabiliteit. De situering van de drainage dient te worden afgestemd op de ligging van een eventueel glijvlak.

Versie 1.0: 2 juli 2025

1.3 Afschuiven buitenwaarts en afschuiven voorland

Beschrijving buitenwaartse afschuiving

Het betreft het afschuiven van het buitentalud van de dijk, zie Figuur 1. Dit mechanisme moet worden beschouwd bij het bepalen van de overstromings- dan wel faalkans van een waterkering. Dit artikel geeft de fenomenologische beschrijving van het mechanisme buitenwaarts afschuiven. Naast een afschuiving langs een diep glijvlak kan ook de bekleding van het buitentalud afschuiven.



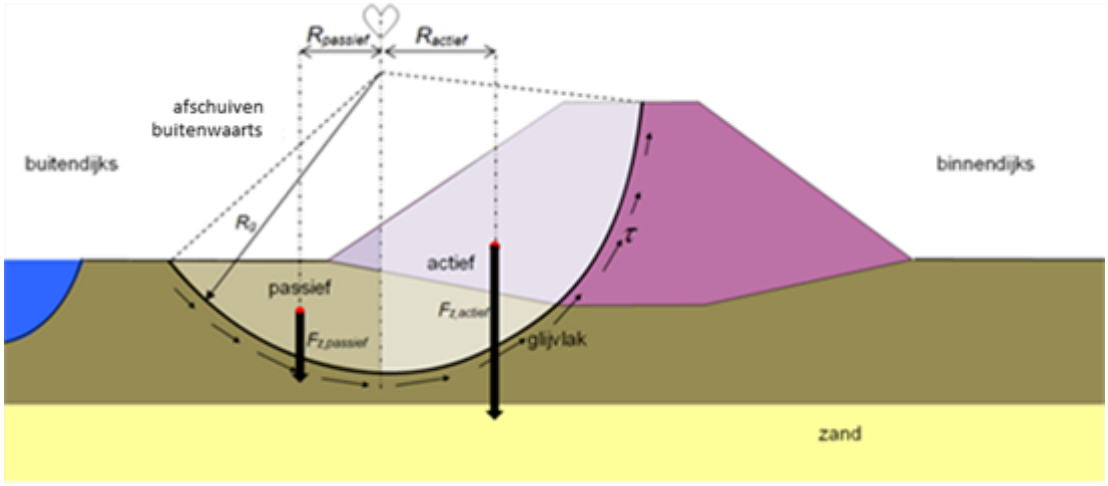
Figuur 1 Buitenwaarts afschuiven van het buitentalud

Inleiding

Voor de definitie van het mechanisme afschuiven wordt verwezen naar Globale beschrijving van afschuiven langs diep glijvlak.

Bij de beoordeling van de stabiliteit van dijken gaat in de regel de meeste aandacht uit naar het mechanisme afschuiven langs een glijvlak binnenwaarts. Maar onder specifieke omstandigheden kan ook een afschuiving optreden aan de rivier- of zeezijde van de dijk: het mechanisme afschuiven langs een glijvlak buitenwaarts, het onderwerp van dit artikel. Omdat dit mechanisme in het algemeen optreedt na een hoogwatersituatie of na hevige regenval die los staat van een hoogwatersituatie, is er bij buitenwaarts afschuiven geen sprake van kritische omstandigheden en is de waterkerende functie

van de dijk niet direct in gevaar. Buitenwaarts afschuiven is een van de indirecte mechanismen.
Als in een glijvlakanalyse een cirkelvormig schuifvlak wordt verondersteld, dan draait het evenwicht om een aandrijvend moment en een tegenwerkend moment, zie Figuur 2. Het aandrijvend moment bij een buitenwaartse afschuiving bestaat uit het gewicht van het grondlichaam landwaarts van het middelpunt van de glijcirkel maal de horizontale afstand van het zwaartepunt tot het middelpunt. Het tegenwerkend moment bestaat uit het gewicht van het grondlichaam links van het middelpunt maal de bijbehorende arm en de schuifkrachten langs de glijcirkel maal de straal van de glijcirkel.



Figuur 2 Evenwichtsbeschouwing bij afschuiven buitentalud.

Als door het toenemen van de waterspanningen in de ondergrond, de capaciteit om schuifspanningen op te nemen kleiner wordt, kan het evenwicht verloren gaan. Hoge waterspanningen in de dijk en in het voorland kunnen ontstaan door een hoge buitenwaterstand, door hevige neerslag of door deformatie. Het evenwicht van een dijklichaam kan ook verloren gaan door toename van het aandrijvende moment, bijvoorbeeld door verkeer op de dijk en door een (snel) vallende buitenwaterstand. Door het snel vallen van de buitenwaterstand valt de waterdruk tegen het talud en op het voorland weg terwijl de waterspanningen in de slappe lagen zich niet zo snel kunnen aanpassen. Zie het artikel Freatisch vlak na snelle val buitenwaterstand: analytische oplossing. Lage effectieve spanningen, en dus een lage sterkte, zijn daarvan het gevolg.

Gedetailleerde beschrijving buitenwaarts afschuiven

Het mechanisme buitenwaarts afschuiven lijkt in veel opzichten op het mechanisme binnenwaarts afschuiven langs een diep glijvlak. De mechanismebeschrijving voor een buitenwaartse afschuiving komt dus sterk overeen met de beschrijving in het artikel over binnenwaarts afschuiven. Voor de beschrijving daarvan wordt verwezen naar het artikel Beschrijving afschuiven langs diep glijvlak binnenwaarts. Deze tekst gaat in op de specifieke verschijnselen bij buitenwaartse afschuiving.

Tijdens een hoogwatergolf zal de freatische lijn in de waterkering stijgen als gevolg van infiltratie via het buitentalud en infiltratie via de ondergrond vanuit aanwezige tussenzandlagen (of het pleistocene zandpakket). Een andere mogelijkheid is dat de freatische lijn stijgt door hevige neerslag. In de praktijk wordt aangenomen dat er geen relatie bestaat tussen het optreden van een hoogwatergolf en het optreden van extreme neerslag, het betreffen twee aparte belastinggevallen. Door toenemende waterspanningen zal de schuifsterkte van de ondergrond afnemen. Hierdoor neemt de stabiliteit van de dijk af. Meestal is de buitenwaartse stabiliteit tijdens een hoogwatergolf niet in direct gevaar; het hoge water tegen de buitenzijde van de dijk levert immers een tegenwerkend moment waardoor het evenwicht veelal bewaard blijft. De stabiliteit van het buitentalud komt pas in gevaar als er een zogenaamde 'snelle val' optreedt van de buitenwaterstand. Dit wil zeggen dat de buitenwaterstand

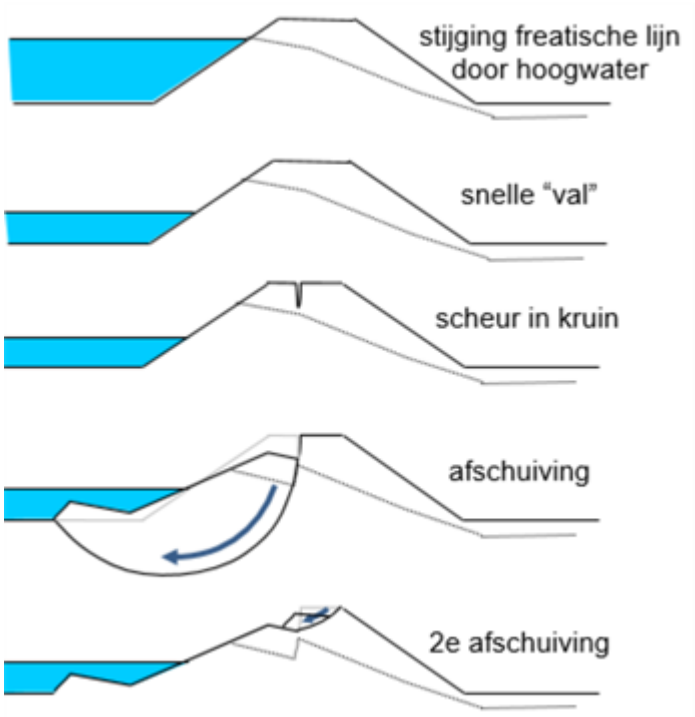
dusdanig snel daalt dat de freatische lijn in de dijk niet voldoende tijd heeft om te volgen. De criteria voor 'snelle val' zijn locatie-afhankelijk (bovenrivieren, benedenrivieren, IJssel-Vecht delta) en zijn uitgewerkt in het Technisch Rapport Ontwerpbelastingen Rivierengebied. De schuifsterkte van de verzadigde ondergrond is relatief laag terwijl de stabiliserende werking van het hoge buitenwater verdwenen is. Ook draagt het relatief hoge gewicht van de verzadigde grond in het dijklichaam bij aan het aandrijvend moment. Het gevolg is dat het buitentalud kan afschuiven langs een gebogen of een recht glijvlak.
Een afschuiving van het buitentalud kan veel schade opleveren, maar is meestal niet direct gevaarlijk voor de waterkerende functie; het hoogwater is immers voorbij of niet aan de orde. Bijna altijd zal er enige tijd zijn om de schade te herstellen voordat zich een (nieuwe) hoogwatergolf zal voordoen [Druk op de dijken, 1995].

Een buitenwaartse afschuiving kenmerkt zich door het ontstaan van scheuren in het buitentalud, in de kruin of in het binnentalud van de dijk. Vervolgens zal het maaiveld aan de buitendijkse zijde van de scheur verzakken, waarna de eigenlijke afschuiving plaatsvindt.

Vervolgmechanismen na een eerste afschuiving

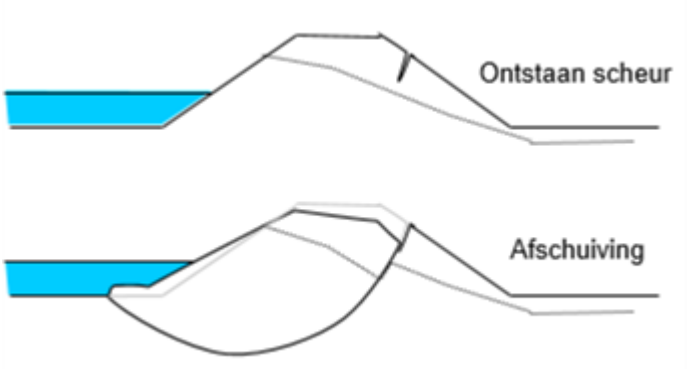
De locatie van het intredepunt van de glijcirkel is bepalend voor het verdere verloop van het faaltraject van de dijk. Bij een afschuiving met het intredepunt in de kruin of in het buitentalud van de dijk is een deel van het dijklichaam nog intact. Er treedt geen directe inundatie van het achterland op. Eventuele vervolgmechanismen die kunnen optreden zijn: erosie buitentalud en het optreden van vervolg afschuivingen. Na een buitenwaartse afschuiving is de beschermende taludbekleding beschadigd. Het water dat aan de buitenzijde tegen de dijk staat kan de kwetsbare, onbeschermde dijkkern aantasten. Vooral bij een zanddijk, waarvan de kern uit zand met weinig cohesie bestaat, kan erosie van het aangetaste dijkprofiel door golven relatief gemakkelijk plaatsvinden als de waterstand weer oploopt.

Na het optreden van de eerste buitenwaartse afschuiving ontstaat bij het intredepunt van de glijcirkel een steil talud dat voor de tweede keer kan afschuiven. De kans op het optreden van een tweede afschuiving is bij een buitenwaartse afschuiving kleiner dan bij de binnenwaartse afschuiving. Bij een binnenwaartse afschuiving ligt het deel van het dijkprofiel dat nog intact is aan de rivierzijde en is ten gevolge van het hoogwater voor een groot deel verzadigd. De schuifsterkte is dus laag en als gevolg hiervan is de kans op een tweede afschuiving hoog. Bij een buitenwaartse afschuiving ligt het aangetaste dijklichaam aan de landzijde en is meestal nog gedeeltelijk onverzadigd. De schuifsterkte is hoger en de kans op een tweede afschuiving kleiner.



Figuur 3 Buitenwaartse afschuiving met intredepunt in de kruin.

Als het intredepunt in het binnentalud ligt, zie Figuur 4, dan zal bij een afschuiving de kruin van de dijk lager worden. De kans dat het intredepunt zich in het binnentalud bevindt, is echter zeer klein. De reden hiervoor is dat het tegenwerkende moment en de schuifspanningen langs het relatief lange glijvlak in verhouding groot zijn ten opzichte van het aandrijvende moment. Voordat zich een glijcirkel kan ontwikkelen met een intredepunt in het binnentalud heeft waarschijnlijk al een afschuiving plaatsgevonden met een intredepunt in de kruin of in het buitentalud van de dijk.



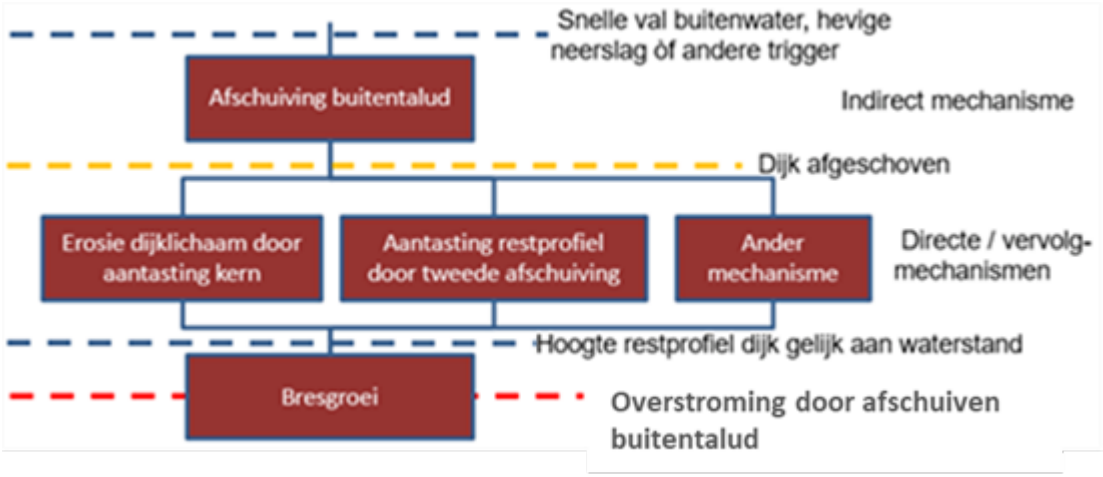
Figuur 4 Buitenwaartse afschuiving met intredepunt in het binnentalud.

Als de kruin van de dijk lager wordt en het aangetaste dijkprofiel lager is dan de eventueel weer opkomende buitenwaterstand zal overloop plaatsvinden. Vervolgens kan door erosie als gevolg van het stromende water het gat in de dijk groter worden (bresgroei) en inundatie van het achterland plaatsvinden.

Is de hoogte van het aangetaste dijkprofiel voldoende om de buitenwaterstand te keren dan zal er geen inundatie optreden van het achterland. Wel kan het aangetaste dijkprofiel door erosie van kruin en buitentalud verder worden aangetast.

Overzicht van het faaltraject buitenwaarts afschuiven

De fenomenologische beschrijving van het mechanisme buitenwaarts afschuiven, dat uiteindelijk kan leiden tot een overstroming, is in Figuur 5 schematisch weergegeven. Het inleidend mechanisme voor de afschuiving kan zijn een verhoogd freatisch vlak door neerslag of na een snelle val van de buitenwaterstand. Omdat deze triggers niet positief gecorreleerd zijn aan het optreden van een hoge waterstand is hier sprake van een indirect mechanisme dat niet onmiddellijk tot falen van de waterkering leidt.



Figuur 5 Gebeurtenissen leidend tot falen van de dijk door het mechanisme afschuiven langs een glijvlak buitenwaarts (een toelichting op dit type figuur staat in het artikel Faaltraject, processen en stadia).

De volgende fasen in het faaltraject van een dijk geïnitieerd door buitenwaarts afschuiven kunnen worden onderscheiden:

- Verhogen waterspanningen. De waterspanningen in de dijk kunnen tijdens een hoogwatergolf stijgen door infiltratie via het buitentalud en infiltratie vanuit zandlagen in de ondergrond (incl. pleistocene pakket). Een andere mogelijkheid is dat de waterspanningen stijgen door hevige neerslag.
- Verlaging van de buitenwaterstand. Bij een snelle daling van de buitenwaterstand na een hoogwatergolf zal de freatische lijn niet direct kunnen volgen. De waterspanningen blijven in eerste instantie hoog, met lage schuifsterktes als gevolg.
- Ontstaan van een scheur: In de kruin, het binnentalud of het buitentalud van de dijk ontstaat een scheur. Deze scheur geeft het intredepunt van een afschuiving aan die ontstaat als gevolg van de verlaagde schuifsterkte en het verdwijnen van de stabiliserende werking van de hoge buitenwaterstand.
- Verzakken van het maaiveld aan de buitendijkse zijde van de scheur. Dit proces verloopt in eerste instantie langzaam.
- Afschuiving van het buitentalud. Een gedeelte van het grondmassief schuift af. De eigenlijke afschuiving vindt plaats.
- Eventuele vervolgmechanismen (erosie buitentalud, tweede afschuiving). Als de waterkering niet direct faalt door de afschuiving, kunnen vervolgmechanismen optreden waardoor het dijklichaam alsnog faalt.
- Kruinverlaging tot de buitenwaterstand. Als de kruin ten gevolge van vervolgmechanismen is verlaagd tot het niveau van de buitenwaterstand, start de bresgroeifase.

De factoren die van belang zijn bij het optreden en de snelheid van een afschuiving van het buitentalud komen grotendeels overeen met de factoren die zijn genoemd bij het optreden van een

afschuiving van het binnentalud. De belangrijkste factoren zijn de dijkgeometrie, de waterspanningen en de opbouw van de ondergrond.
Het mechanisme afschuiven langs een glijvlak buitenwaarts is tevens afhankelijk van de aanwezigheid van voorland. Een voorland levert namelijk een extra tegenwerkend moment bij een eventueel evenwichtsverlies.

Een ontwerpmaatregel om buitenwaarts afschuiven te voorkomen is het toepassen van een buitendijkse berm. In het geval van een schaardijk zal het niet meevallen om zo'n buitendijkse berm aan te brengen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Beschrijving afschuiving voorland

Afschuiving voorland is een van de drie mechanismen die vallen onder het mechanisme afschuiven langs een glijvlak in buitenwaartse richting. Het betreft het mechanisme afschuiven langs een glijvlak van het voorland van de dijk. Daarmee is het ook één van de drie beschreven faalmechanismen van het voorland.

Inleiding

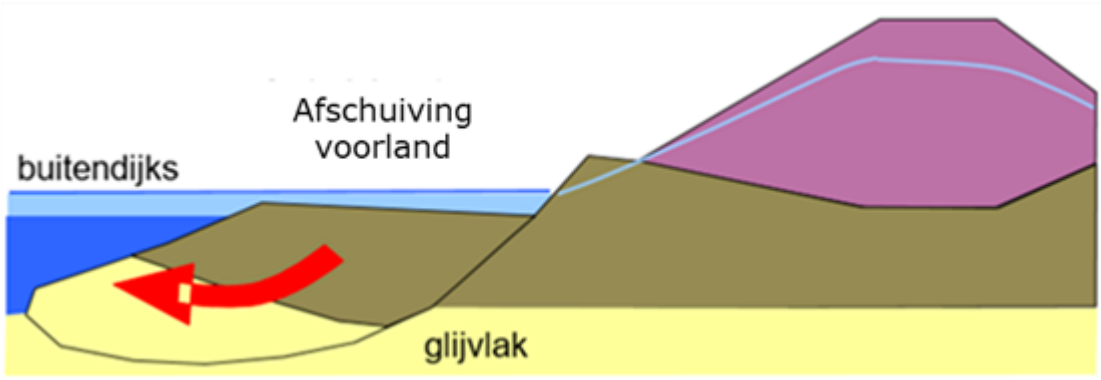
Indien een vooroever is opgebouwd uit slappe klei- en veenlagen of verwekinggevoelig zand, dient rekening te worden gehouden met een kans op grootschalige afschuivingen en zettingsvloeiingen van de vooroever met mogelijke invloed op de veiligheid van de waterkering. Dit artikel richt zich op afschuiving, een ander artikel behandelt zettingsvloeiingen van het voorland. In beide artikelen is voor de voorbeelden telkens uitgegaan van de aanname dat de waterkering een dijk betreft. Maar uiteraard kan een afschuiving of zettingsvloeiing van het voorland ook ten koste gaan van de veiligheid van een achter dit voorland gelegen kunstwerk.

Mechanismebeschrijving

Afschuiving is een mechanisme dat optreedt indien de kritieke schuifspanning in een bepaald vlak (al dan niet recht) in de grond wordt overschreden. Afschuivingen kunnen optreden bij een vooroever die is opgebouwd uit samenhangende grond zoals klei en veen, maar ook bij al dan niet zettingsvloeiing-gevoelig zand en zelfs bij bestorte vooroevers.

Afschuiving van het voorland is in essentie hetzelfde mechanisme als het mechanisme afschuiven langs een glijvlak van het buitentalud van de dijk. De oorzaak van het mechanisme afschuiven langs een glijvlak is een verlies van evenwicht. Dit evenwicht kan verloren gaan door:

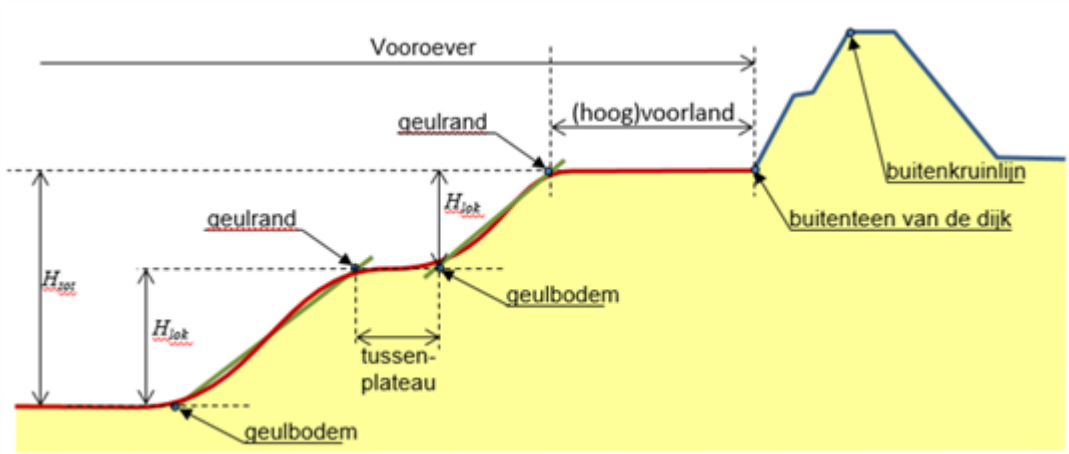
- Een toename van het aandrijvend moment, bijvoorbeeld door verkeer of door sedimentatie op het voorland.
- Door een afname van het tegenwerkend moment, bijvoorbeeld door erosie van de geul of geulwand.
- Door een afname van de schuifsterkte van de ondergrond als gevolg van toenemende waterspanningen [Calle, 2002].



Figuur 1 Principeschets van het mechanisme afschuiven langs een glijvlak voorland.

Het mechanisme afschuiven langs een glijvlak buitenwaarts en het mechanisme afschuiven langs een glijvlak voorland lijken in veel opzichten op het mechanisme afschuiven langs een glijvlak binnenwaarts. De mechanismebeschrijving komt dus sterk overeen met wat in het artikel over het mechanisme afschuiven langs een glijvlak binnenwaarts is behandeld. De deelprocessen initiatie, scheurvorming en afschuiving zijn ook hier van toepassing en kunnen ook onder water optreden. Voor een beschrijving daarvan wordt dan ook verwezen naar het artikel Beschrijving afschuiven langs diep glijvlak binnenwaarts. Hier wordt vooral ingegaan op de verschillen met de binnenwaartse stabiliteit.

Bij de situatie van een voorland met een tussenplateau, zie Figuur 2 is het achtereenvolgens optreden van een cascade van afschuivingen goed denkbaar: een afschuiving in het diepe gedeelte, gevolgd door een afschuiving in het ondiepe gedeelte (mogelijk gevolgd door verlies van de buitenwaartse stabiliteit van de waterkering zelf).

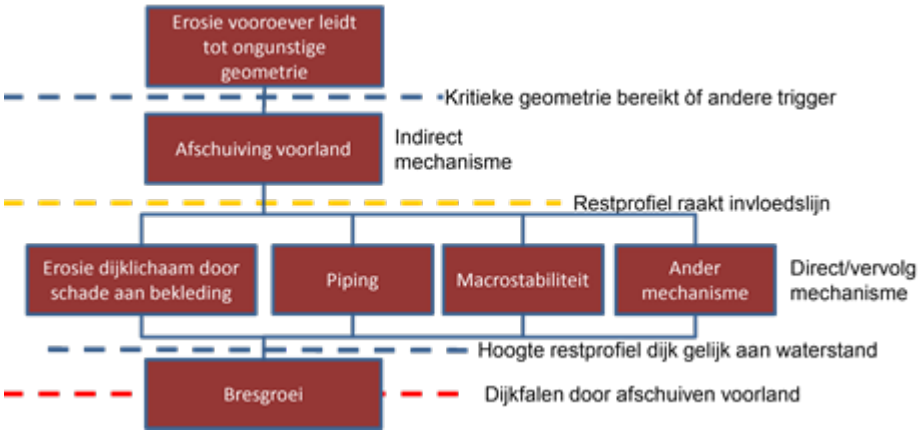


Figuur 2 Principeschets voorland met een tussenplateau.

Een belangrijk verschil met binnenwaartse stabiliteit is dat voor de stabiliteit van het voorland de kritieke situatie in het algemeen pas ontstaat na de hoogwatergolf, als de trigger tot het mechanisme überhaupt hoogwater gerelateerd is. Tijdens een hoogwatergolf zal de freatische lijn in het voorland stijgen door infiltratie via het maaiveld en via de ondergrond vanuit het watervoerend pakket. Een andere mogelijkheid is dat de freatische lijn stijgt door hevige regenval. Door de hogere waterspanning kan de ondergrond een geringere schuifsterkte mobiliseren. Meestal is de stabiliteit van het voorland tijdens een hoogwatergolf niet direct in gevaar, maar dit kan wel het geval zijn na een snelle val van de buitenwaterstand. Een snelle val van de buitenwaterstand wil zeggen dat de buitenwaterstand dusdanig snel daalt dat de freatische lijn niet voldoende tijd heeft om te volgen. Het aandrijvend moment is relatief hoog door het hoge gewicht van de verzadigde grond terwijl door de hoge waterspanning onvoldoende schuifsterkte kan worden gemobiliseerd.

Overzicht van het faaltraject afschuiving voorland

De fenomenologische beschrijving van de het mechanisme afschuiven voorland, dat uiteindelijk kan leiden tot een overstroming, is in Figuur 3 schematisch weergegeven. Het inleidend mechanisme voor de afschuiving kan zijn een onder dagelijkse omstandigheden optredende erosie van de vooroever (verplaatsing van de geul) of opslibbing van de vooroever, in beide gevallen leidend tot een ongunstige geometrie. Een andere trigger kan zijn een verhoogd freatisch vlak door neerslag of een snelle val van de buitenwaterstand. Omdat deze triggers niet positief gecorreleerd zijn aan de waterstand is hier sprake van een indirect mechanisme: het leidt niet onmiddellijk tot falen van de waterkering. De afschuiving van het voorland vormt alleen een bedreiging voor de waterkering als hij de lengte van het voorland dusdanig reduceert dat dit voor andere primaire mechanismen leidt tot een hogere faalkans.



Figuur 3 Gebeurtenissen leidend tot falen van de dijk door afschuiving voorland (een toelichting op dit type figuur staat in het artikel Faaltraject, processen en stadia).

Versie 1.0: 2 juli 2025

2. Veiligheidsanalyse mechanisme afschuiven langs een glijvlak

2.1 Technieken voor de veiligheidsanalyse

Basisbegrippen in betrouwbaarheidsanalyses

Een betrouwbaarheidseis stelt een maximum aan de kans dat een bepaalde grenstoestand in een bepaalde tijdsperiode wordt overschreden. In dit geval gaat het om de eis aan de sterkte van de waterkeringen in een dijktraject. De onzekerheid in de hydraulische belasting is daarbij van groot belang.

Grenstoestanden

Een grenstoestand is de overgang van de gewenste situatie, waarbij de waterkering naar behoren functioneert, naar de toestand waarbij dat niet langer het geval is. De volgende typen grenstoestanden zijn te onderscheiden:

1. Uiterste grenstoestand (UGT). Ten aanzien van de waterkerende functie van primaire keringen is sprake van een overschrijding van de UGT bij ‘verlies van waterkerend vermogen van een dijktraject waardoor het door het dijktraject beschermde gebied zodanig overstroomt dat dit leidt tot dodelijke slachtoffers of substantiële economische schade’ (Waterwet, art. 1.1, eerste lid). Een voorbeeld is het optreden van een overstroming door het doorbreken van een duin of dijk bij een hoge buitenwaterstand. Een ander voorbeeld is het optreden van een overstroming bij een relatief lage buitenwaterstand na aantasting van de kering door een aardbeving of een

buitenwaartse afschuiving. Let op: zowel de signaleringnorm als de maximaal toelaatbare overstromingskans hebben betrekking op de uiterste grenstoestand voor de waterkerende functie.

2. Bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT). Deze grens is bereikt als sprake is van grote vervormingen of schade waardoor nog niet direct een overstroming optreedt, maar ingrijpen wel geboden is. Voorbeelden zijn de vervorming van een damwand waardoor bebouwing beschadigd raakt of het ontstaan van schade aan de bekleding van een dijk zonder dat hierdoor de kans op overstroming te groot wordt.

Falen en bezwijken

Het overschrijden van een uiterste grenstoestand wordt ook wel aangeduid als falen. Falen en bezwijken zijn niet hetzelfde. Met bezwijken wordt verlies van samenhang of grote geometrieverandering aangeduid. Een waterkering kan falen zonder te bezwijken. Het water kan bijvoorbeeld over de kering stromen en zo een overstroming veroorzaken, zonder dat de kering bezwijkt. Omgekeerd kan een kering bezwijken zonder te falen. Zo hoeft een oppervlakkige afschuiving van het binnentalud van een dijk niet direct te leiden tot een overstroming. Uiteraard is in dat geval wel een reparatie noodzakelijk, omdat de waterkerende functie voor de toekomst is aangetast.

Faaldefinitie en reststerkte

Bij de beoordeling van de betrouwbaarheid van waterkeringen wordt gebruik gemaakt van modellen. Vanwege de stand der techniek beschrijven deze soms slechts een deel van de fysische processen die uiteindelijk tot het falen van de waterkering leiden (= de faaldefinitie). Het gedeelte van de sterkte dat in betrouwbaarheidsanalyses buiten beschouwing wordt gelaten, wordt ook wel de reststerkte genoemd. In geval van reststerkte wordt eigenlijk niet aan de uiterste grenstoestand getoetst maar aan een toestand die daar nog enigszins van verwijderd is.

Referentieperiode

Een kans is niet los te zien van de tijdsperiode waarop deze betrekking heeft. Zo is een kans op falen van 1/10.000 in een periode van 1 jaar niet hetzelfde als een kans op falen van 1/10.000 in een periode van 50 jaar. De tijdsperiode waarop een faalkanseis betrekking heeft, wordt ook wel de referentieperiode genoemd.

Bij de normen uit de Waterwet hoort een referentieperiode van 1 jaar. Dit betekent dat de kans op een overstroming in elk afzonderlijk jaar voldoende klein moet zijn. Middeling van overstromingskansen over periodes langer dan 1 jaar is dus niet aan de orde. Dit is een belangrijk verschil met de betrouwbaarheidseisen uit het Bouwbesluit en de Eurocode NEN-EN1990: deze eisen hebben betrekking op referentieperiodes van bijvoorbeeld 50 of 100 jaar. De faalkansen per jaar mogen in dat geval sterk variëren, zo lang de faalkans voor de gehele referentieperiode maar voldoende klein is.

Versie 1.0: 2 juli 2025

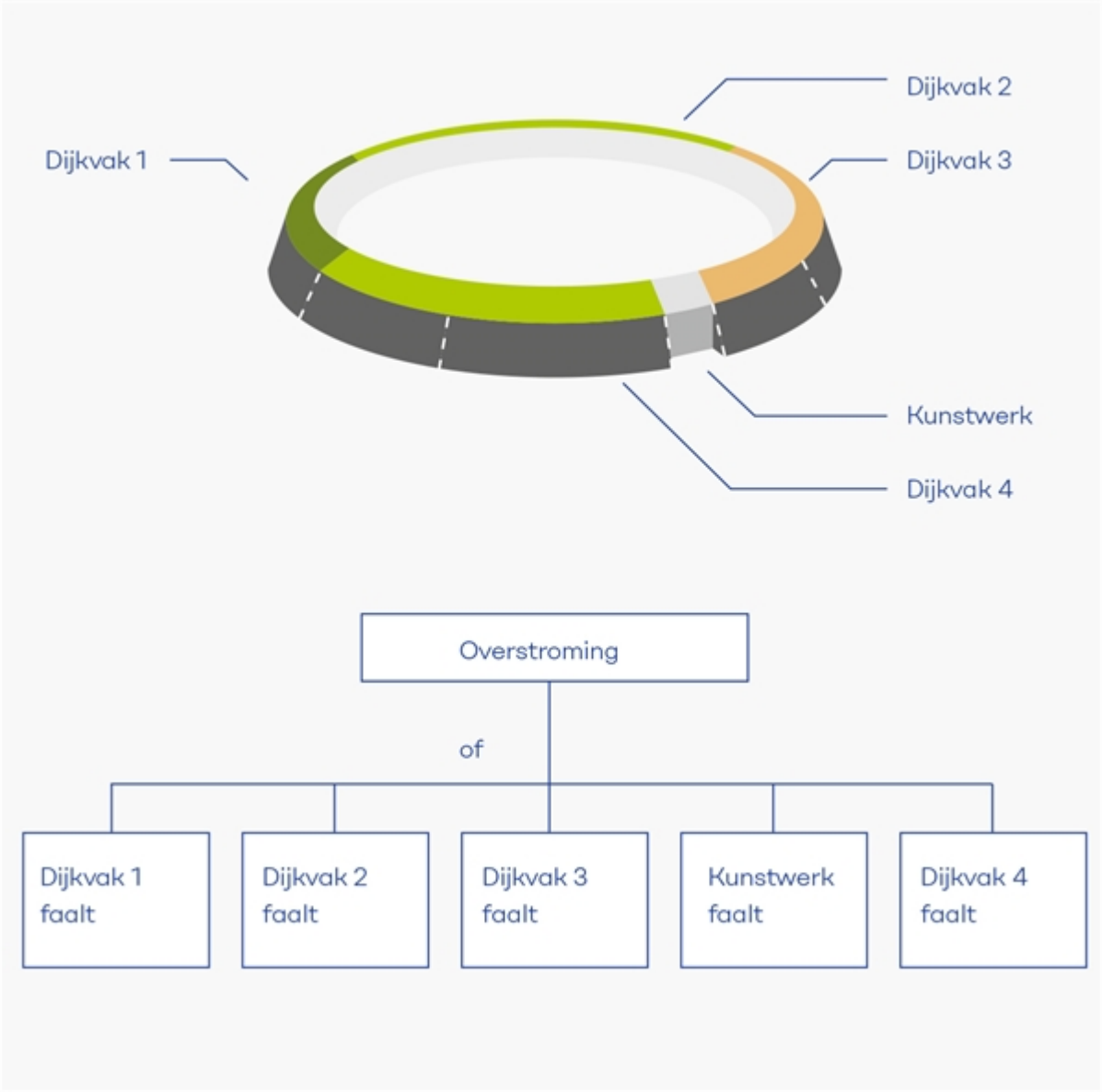
Lengte-effect en meerdere afhankelijke faalmechanismen per traject

Bij het bepalen van de faalkans van een traject spelen twee fenomenen een belangrijke rol: het zogenoemde lengte-effect en de onderlinge afhankelijkheid van faalmechanismen.

Het lengte-effect

Elk traject bestaat uit een aaneengesloten reeks waterkeringen, zoals dijkvakken, kunstwerken en duinvakken. Deze waterkeringen vormen de componenten van een seriesysteem, zoals de schakels van een keten. Onderstaande figuur laat met een foutenboom zien hoe verschillende schakels (hier

dijkvakken) bijdragen aan het falen van het traject. Een dijk- of duinvak is hierbij een deel van het traject waarbinnen de belasting en de sterkte statistisch homogeen zijn: de kansverdelingen van de belasting en de sterkte zijn binnen het vak overal hetzelfde.



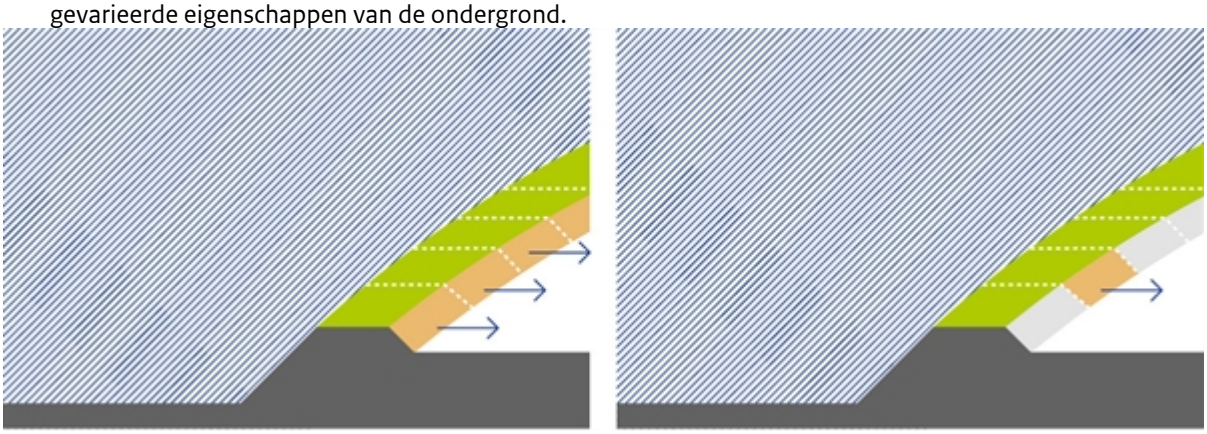
Figuur 1 Foutenboom.

Een keten is zo zwak als de zwakste schakel: als één schakel faalt, faalt het systeem. De overstromingskans van een traject is daarom gelijk aan de kans dat ten minste één schakel faalt. In de praktijk is het onzeker welke schakel de zwakste is. Ook is het onzeker hoe zwak de zwakste schakel is.

Hoe langer een dijk, des te groter de kans is dat zich ergens een relatief zwakke plek bevindt. De kans dat een lange dijkstrekking ergens faalt, is groter dan de kans dat het traject op één specifieke plek faalt. Dit wordt ook wel het lengte-effect genoemd. Daarom vinden tijdens hoogwater patrouilles plaats langs de dijken om te zien of ergens problemen optreden: hoe groter de afstand die een dijkwachter aflegt, des te groter de kans is dat hij of zij ergens een probleem constateert, ook als de kans op het zien van een probleem bij elke stap hetzelfde is.

Als de waarde van een belangrijke onzekere parameter van punt tot punt sterk kan verschillen, dan is het lengte-effect groot. In de praktijk is het lengte-effect groot bij geotechnische faalmechanismen

zoals macrostabiliteit en piping. Bepalend voor deze faalmechanismen zijn de onzekere, ruimtelijk gevarieerde eigenschappen van de ondergrond.



Figuur 2 Illustratie van het lengte-effect: de kans dat het ergens in het dijktraject misgaat, is groter dan de kans dat het op een specifieke plaats misgaat.

Het lengte-effect is juist klein voor faalmechanismen zoals overloop en overslag. Voor deze faalmechanismen is de buitenwaterstand dominant en die is langs gehele traject gelijk. Bij golfoverslag kan wel sprake zijn van enig lengte-effect. De golfbelastingen op de dijken hangen sterk af van de windrichting en de oriëntatie van de dijken binnen een traject. Stel dat een traject op de ene locatie zou kunnen falen bij harde oostenwind en op een andere bij harde westenwind, dan is de faalkans van het gehele traject groter dan de faalkans van het gedeelte met de westelijke oriëntatie of het gedeelte met de oostelijke oriëntatie.

Het lengte-effect is als volgt te verrekenen in de kans dat een bepaald faalmechanisme ergens in een traject tot een overstroming leidt:

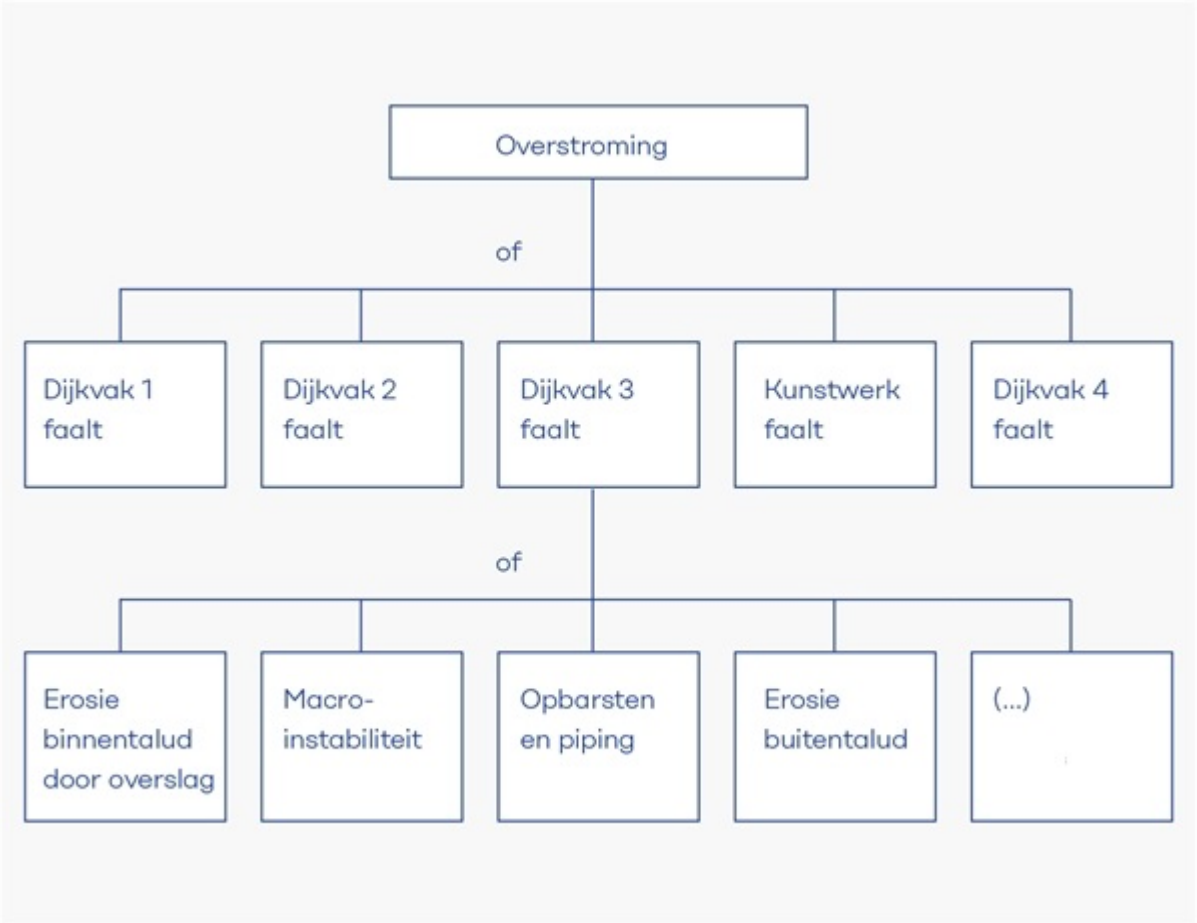
1. Verdeel het traject in vakken met gelijke statistische eigenschappen.
2. Bereken per vak de faalkans op basis van een representatieve doorsnede.
3. Vertaal de faalkans voor de representatieve doorsnede steeds naar een faalkans voor het gehele vak, rekening houdend met het lengte-effect. Het lengte-effect is afhankelijk het relatieve belang van de onzekere grootheden en daarmee per vak verschillend. De verschillende onzekere grootheden zijn namelijk niet allemaal even ruimtelijk variabel. Zo is de buitenwaterstand over grote afstanden hetzelfde, maar kunnen de eigenschappen van de ondergrond over korte afstanden veranderen. Het lengte-effect is groter naarmate het belang van de onzekerheden met grote ruimtelijke variatie groter is.
4. Combineer de faalkansen van de vakken, rekening houdend met de afhankelijkheden (correlaties) tussen de vakken.

Het splitsen van vakken leidt niet tot een andere faalkans op trajectniveau. Het lengte-effect bestaat namelijk ook binnen dijkvakken. Door een lang dijkvak in twee delen te splitsen, ontstaan twee nieuwe vakken die elk een kleinere faalkans hebben dan het oorspronkelijke, langere dijkvak. De gecombineerde faalkans van de twee kleinere vakken is echter weer gelijk aan de faalkans van het oorspronkelijke dijkvak.

Faalmechanismen en hun afhankelijkheden

Elk dijkvak, kunstwerk of duinvak kan door uiteenlopende faalmechanismen falen. De foutenboom in onderstaande figuur geeft dit weer. De kans op een overstroming is gelijk aan de kans dat ten minste één van de faalmechanismen ergens optreedt. Deze kans is kleiner dan de som van de faalkansen per faalmechanisme. De faalmechanismen zijn namelijk niet geheel onafhankelijk. Zo is de

buitenwaterstand voor veel faalmechanismen de drijvende kracht.



Figuur 3 Uitwerking van foutenboom met verschillende faalmechanismen.

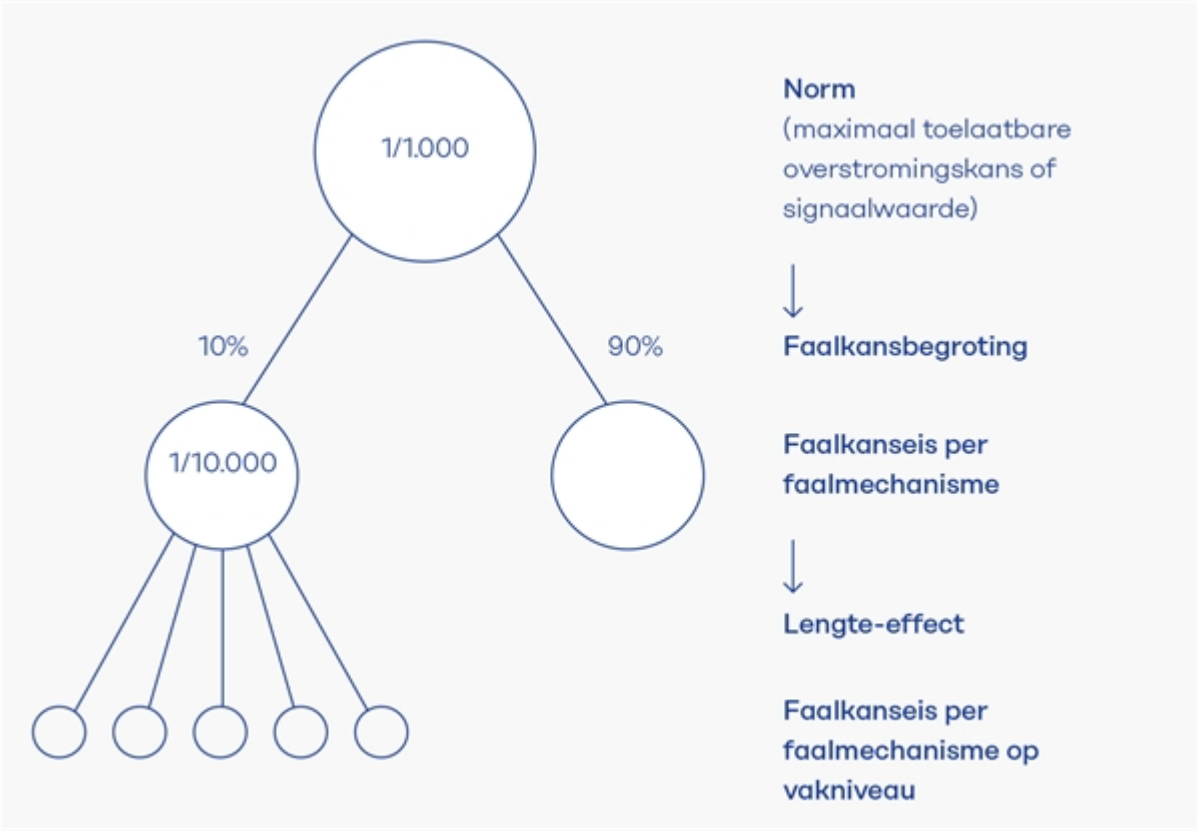
Versie 1.0: 2 juli 2025

Betrouwbaarheidseisen

Een overstromingskansnorm is een norm voor de kans dat een traject ergens, door welke oorzaak dan ook, faalt. Of een traject aan de norm voldoet is in theorie te bepalen door de overstromingskans van het traject te berekenen. Vooralsnog (anno 2016) ontbreekt het echter aan de technische middelen om voor alle faalmechanismen en onderdelen van een traject faalkansen te berekenen en te combineren tot één overstromingskans. Probabilistische modellen zijn slechts voor een beperkt aantal faalmechanismen beschikbaar. Daarom moet vaak worden gewerkt met rekenregels die per faalmechanisme voor een representatieve doorsnede van een vak aangeven of de faalkans kleiner is dan een bepaalde waarde. In dat geval zijn faalkanseisen per faalmechanisme voor de representatieve doorsnede nodig (doorsnedeniveau).

De faalkanseis voor een faalmechanisme op doorsnedeniveau komt via twee stappen tot stand :

1. Bepaal een faalkanseis per faalmechanisme op trajectniveau.
2. Vertaal de faalkanseis op trajectniveau in een faalkanseis voor een representatieve doorsnede.



Figuur 1 Van norm naar faalkanseis per faalmechanisme voor een representatieve doorsnede.

Faalkanseisen per faalmechanisme op trajectniveau

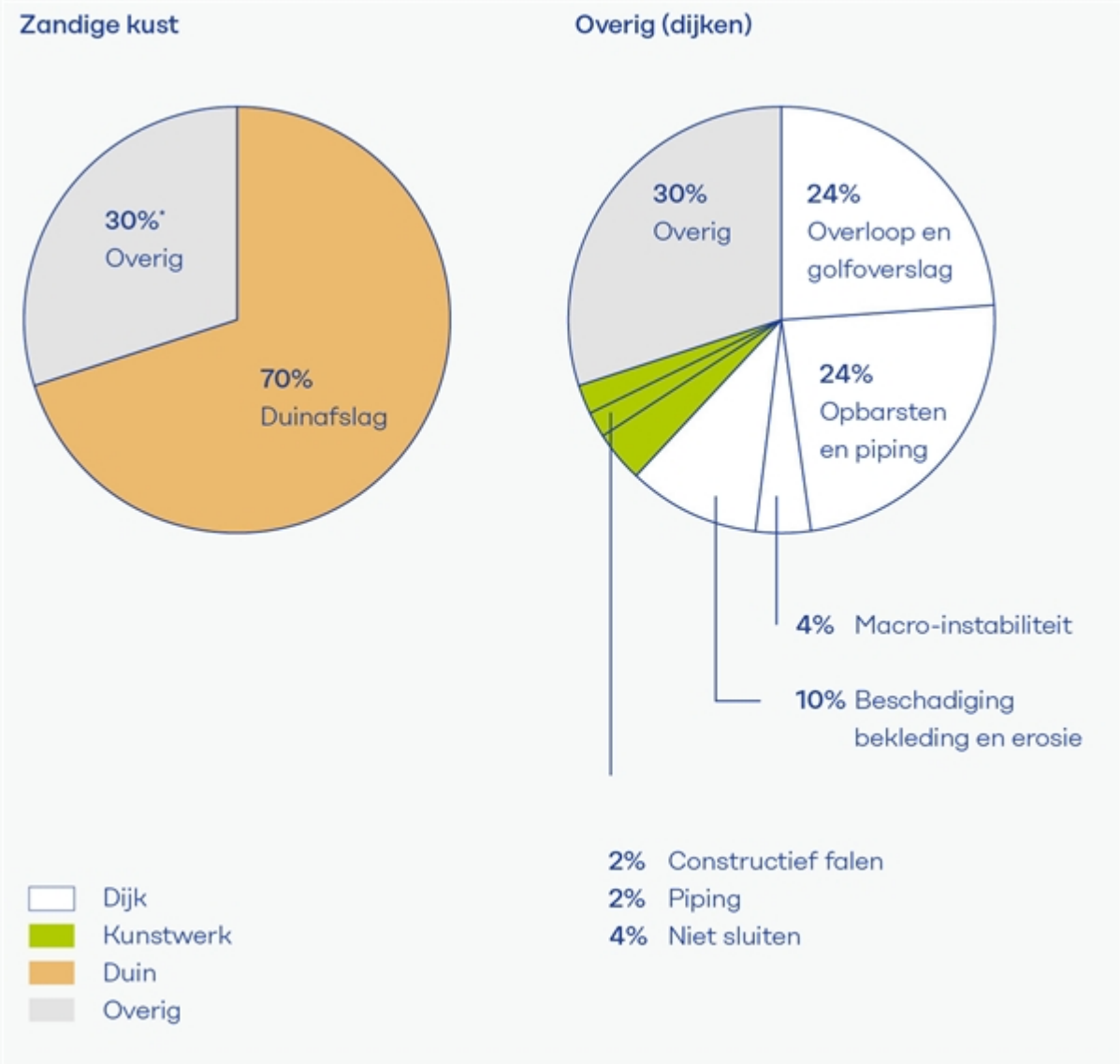
Faalkanseisen voor een faalmechanisme op trajectniveau komen tot stand door een overstromingskansnorm te verdelen over verschillende faalmechanismen. Een dergelijke uitsplitsing wordt ook wel een faalkansbegroting genoemd. Een faalkansbegroting geeft voor elk faalmechanisme aan wat de relatieve bijdrage aan de overstromingskans mag zijn.

De faalkansbegroting is op verschillende manieren in te vullen. Welke faalkansbegroting optimaal is, kan van traject tot traject verschillen. Als het bijvoorbeeld relatief kostbaar is om maatregelen tegen macrostabiliteit te treffen, kan het gunstig zijn dit mechanisme een relatief groot aandeel in de faalkansbegroting te geven. Dit leidt uiteraard tot relatief strenge eisen aan de overige faalmechanismen. De totale faalkans, voor alle faalmechanismen samen, moet tenslotte voldoende klein blijven.

Voor het Wettelijke Beoordelingsinstrumentarium 2017 zijn standaard faalkansbegrotingen opgesteld die in de semi-probabilistische analyse (zie Methoden voor het beoordelen van de betrouwbaarheid) van belang zijn. Een overzicht is weergegeven in onderstaande figuur. Het is altijd mogelijk van deze standaard faalkansbegrotingen af te wijken om onnodig knellende eisen voor bepaalde faalmechanismen te voorkomen. Aandachtspunt daarbij is dat alleen grote verschuivingen binnen de faalkansbegroting van praktische betekenis zijn. Zo zal een verruiming of verkleining van een bijdrage aan de faalkansbegroting met bijvoorbeeld een factor twee nauwelijks merkbare consequenties in termen van dijkdimensies hebben. Een bijdrage van 24% heeft in de praktijk vrijwel dezelfde betekenis als bijdragen van 10% tot 50%. Aanpassingen dan ook alleen zinvol voor faalmechanismen waarvoor in de standaard faalkansbegroting relatief kleine bijdragen zijn gereserveerd, zoals voor macrostabiliteit en niet-sluiten (beide 4%).

De percentages uit de faalkansbegroting tellen op tot 100%. De afhankelijkheden tussen twee of meer

faalmechanismen worden meegerekend in de kans dat ten minste één van deze faalmechanismen optreedt. Zo dient de kans op het falen van een traject door overslag of door beschadiging van de bekleding volgens de standaard faalkansbegroting kleiner te zijn dan 24%+10%=34%.



Figuur 2 De standaard faalkansbegroting bestaat uit maximaal toelaatbare faalkansen als percentages van de maximaal toelaatbare overstromingskans. Deze begroting is gehanteerd in het WBI2017 bij de gedetailleerde beoordeling. Afwijken van deze standaard faalkansbegroting is mogelijk zo lang het totaal 100% blijft.

Faalkanseisen per faalmechanisme op doorsnedeniveau

Bij de vertaling van een faalkanseis op trajectniveau in een faalkanseis op doorsnedeniveau moet rekening worden gehouden met het zogenaamde lengte-effect (zie ook Lengte-effect en faalmechanismen per traject). Het lengte-effect verschilt per faalmechanisme. Daarom is het niet mogelijk eerst faalkanseisen op doorsnedeniveau af te leiden en deze vervolgens te verdelen over de faalmechanismen per traject. Het is dan onduidelijk welk lengte-effect moet worden aangehouden.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Methoden voor het beoordelen van de betrouwbaarheid

Hoe is te beoordelen of een waterkering voldoet aan een faalkanseis? Hiervoor zijn zowel

probabilistische als semi-probabilistische methoden beschikbaar. Deze methoden zijn nauw aan elkaar verwant. Ze hanteren dezelfde faalkanseisen en dezelfde modellen van faalmechanismen of grenstoestandfuncties. Ook houden beide methoden rekening met dezelfde onzekerheden. Het verschil zit in de wijze waarop met onzekerheden wordt omgegaan. Ook deterministische voorschriften zijn nog in gebruik, hoewel deze eigenlijk niet passen bij de overstromingskansbenadering.

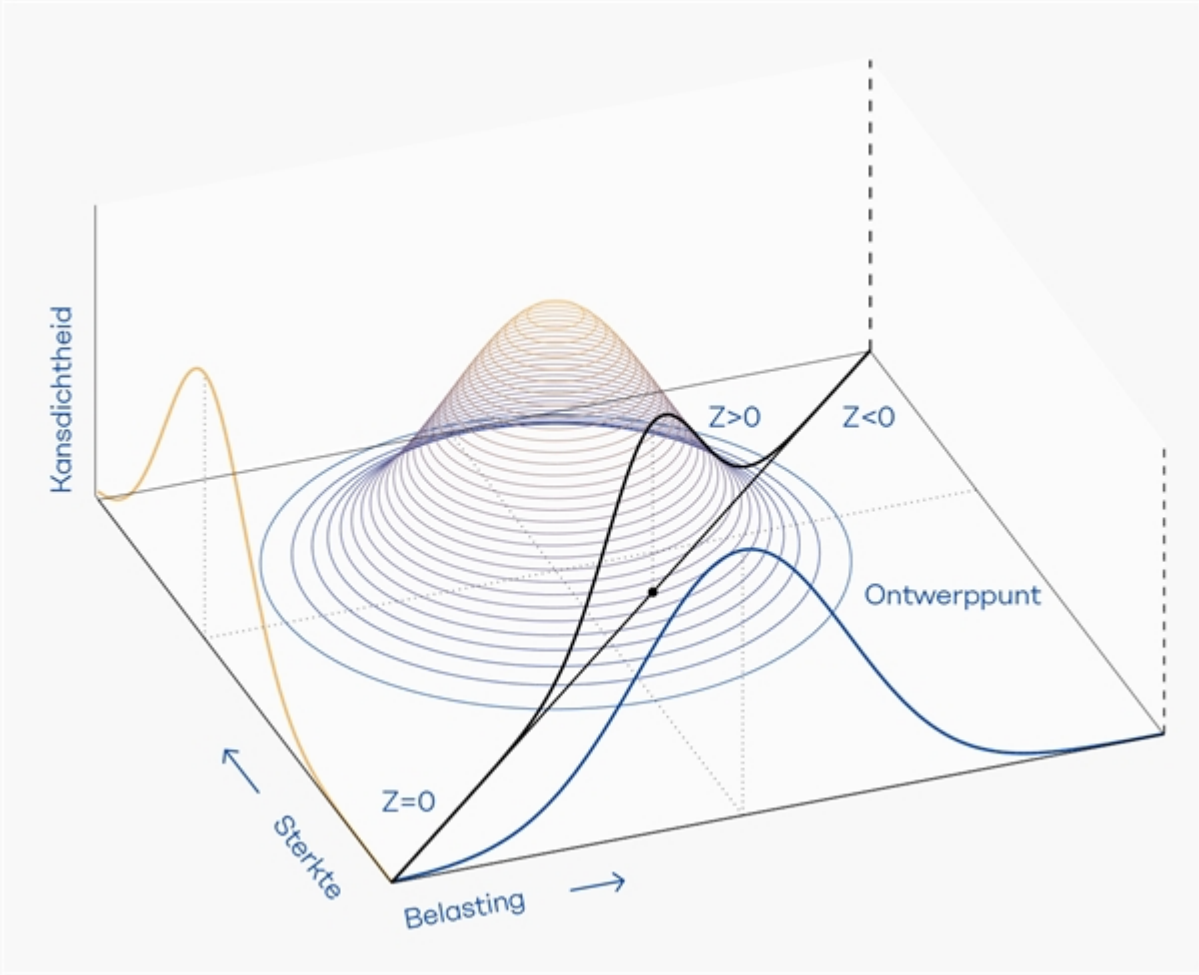
Probabilistische methoden

Met probabilistische beoordelingen worden eerst faalkansen berekend die vervolgens worden vergeleken met faalkanseisen. De belasting op en de sterkte van een waterkering zijn in de praktijk onzeker. Door deze onzekerheid is er een kans dat de waterkering in een bepaalde periode onvoldoende sterk is. De faalkans van een waterkering is de kans dat de onzekere belasting groter is dan de onzekere sterkte.

De faalkans per faalmechanisme en dijkvak, duinvak of kunstwerk is als volgt te bereken:

1. Kansen van voorkomen toekennen aan alle mogelijke combinaties van parameterwaarden in de grenstoestandfunctie of Z-functie (zie Basisbegippen in betrouwheidsanalyses en Faalmechanismen).
2. De kans bepalen van alle combinaties waarbij Z kleiner is dan nul (de belasting groter is dan de sterkte).

Onderstaande figuur geeft deze stappen weer. Hierin zijn de hoogtelijnen van de kansdichtheid van alle mogelijke combinaties van de sterkte en de belasting te zien. Het oppervlakte onder de totale kansberg is gelijk aan 1. De ruimte onder het gearceerde deel van de kansberg is de faalkans.



Figuur 1 De faalkans en de gezamenlijke kansverdeling van de sterkte en de belasting.

Semi-probabilistische methoden

Bij een semi-probabilistische beoordeling wordt een faalmechanismemodel niet gevoed met kansverdelingen maar met rekenwaarden. Een rekenwaarde is een combinatie van een representatieve waarde en een partiële veiligheidsfactor. Een representatieve waarde is een willekeurig gekozen waarde uit de veelheid van mogelijke waarden van een onzekere grootheid. Voorbeelden zijn een 5%-kwantiel of een waarde met een overschrijdingskans van 1/10.000 per jaar. Er geldt:

$S_d = S_{rep} . \gamma_S$

$R_d = R_{rep} / \gamma_R$

Waarin:

S_d Rekenwaarde van een belastingvariabele

R_d Rekenwaarde van een sterktevariabele

γ_S Partiële veiligheidsfactor voor een belastingvariabele

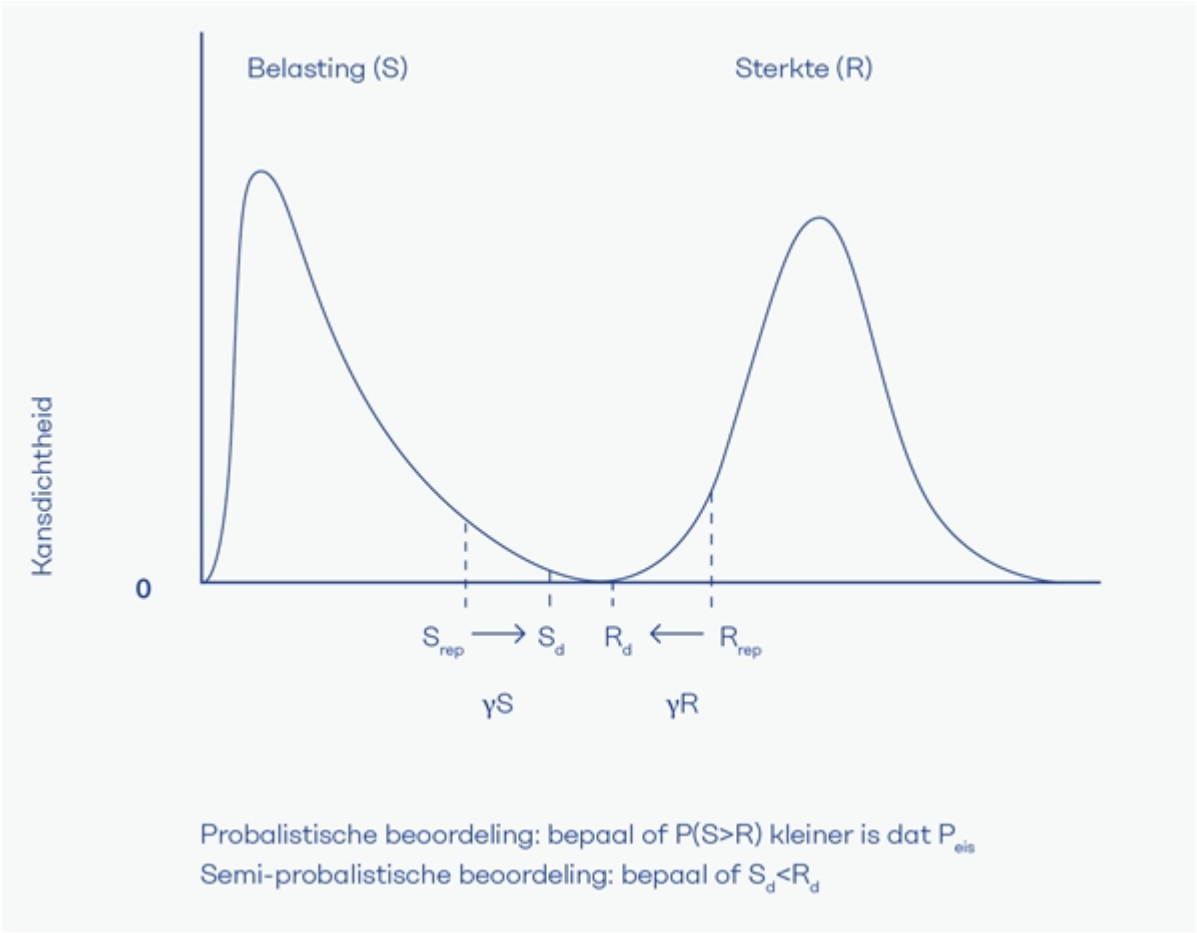
γ_R Partiële veiligheidsfactor voor een sterktevariabele

S_{rep} Representatieve waarde van de belasting

R_{rep} Representatieve waarde van de sterkte

De partiële veiligheidsfactoren worden zodanig gekozen dat de faalkans voldoende klein is als de kering volgens de semi-probabilistische beoordeling voldoet ($S_d < R_d$). Feitelijk is een semi-probabilistisch voorschrift weinig anders dan een vereenvoudigd recept om te beoordelen of een faalkans voldoende klein is.

Onderstaande figuur laat het verschil tussen probabilistische en semi-probabilistische betrouwbaarheidsanalyses zien. De figuur toont een simpel geval met één onzekere belastingvariabele (S) en één onzekere sterktevariabele (R). De faalkans P(S>R) moet kleiner zijn dan een bepaalde faalkanseis P_{eis}. De rekenwaarden van de belasting en de sterkte, S_d en R_d, moeten zodanig zijn dat met voldoende zekerheid wordt voldaan aan P_{eis} als $R_d \geq S_{d'}$.



Figuur 2 Schematische weergave van het verschil tussen een probabilistische en een semi-probabilistische beoordeling.

Een semi-probabilistisch voorschrift is vaak makkelijker in het gebruik dan een probabilistische rekenmethode. Daar staat tegenover dat een semi-probabilistische beoordeling vaak minder nauwkeurig is dan een probabilistische beoordeling. Partiële veiligheidsfactoren die breed toepasbaar moeten zijn, zijn soms relatief streng.

Deterministische methoden

Tot slot zijn er nog de klassieke, deterministische methoden. Deze lijken op het eerste gezicht op de semi-probabilistische methoden. Ook deze methoden voeden een grenstoestandfunctie met enkele waarden van de belastingen en de sterkte-eigenschappen. Vaak wordt daarbij ook een veiligheidsfactor gebruikt. Een essentieel verschil tussen deterministische en semi-probabilistische

methoden is dat een expliciete relatie met faalkanseisen bij de deterministische methoden ontbreekt. Deterministische regels zijn ervaringsregels of regels die berusten op de subjectieve oordelen van experts. Een voorbeeld van een deterministische regel is de regel van Bligh die in Nederland lange tijd is gebruikt voor pipingbeoordelingen. De regel van Bligh vereist een minimale verhouding tussen kwelweglengte en verval. De regel stamt uit 1910 en berust op interpretatie van faalgevallen van op staal gefundeerde gemetselde dammen in India. Hoewel een semi-probabilistisch voorschrift een gelijke vorm kan hebben, zou de minimale verhouding in dat geval te relateren moeten zijn aan faalkanseisen.

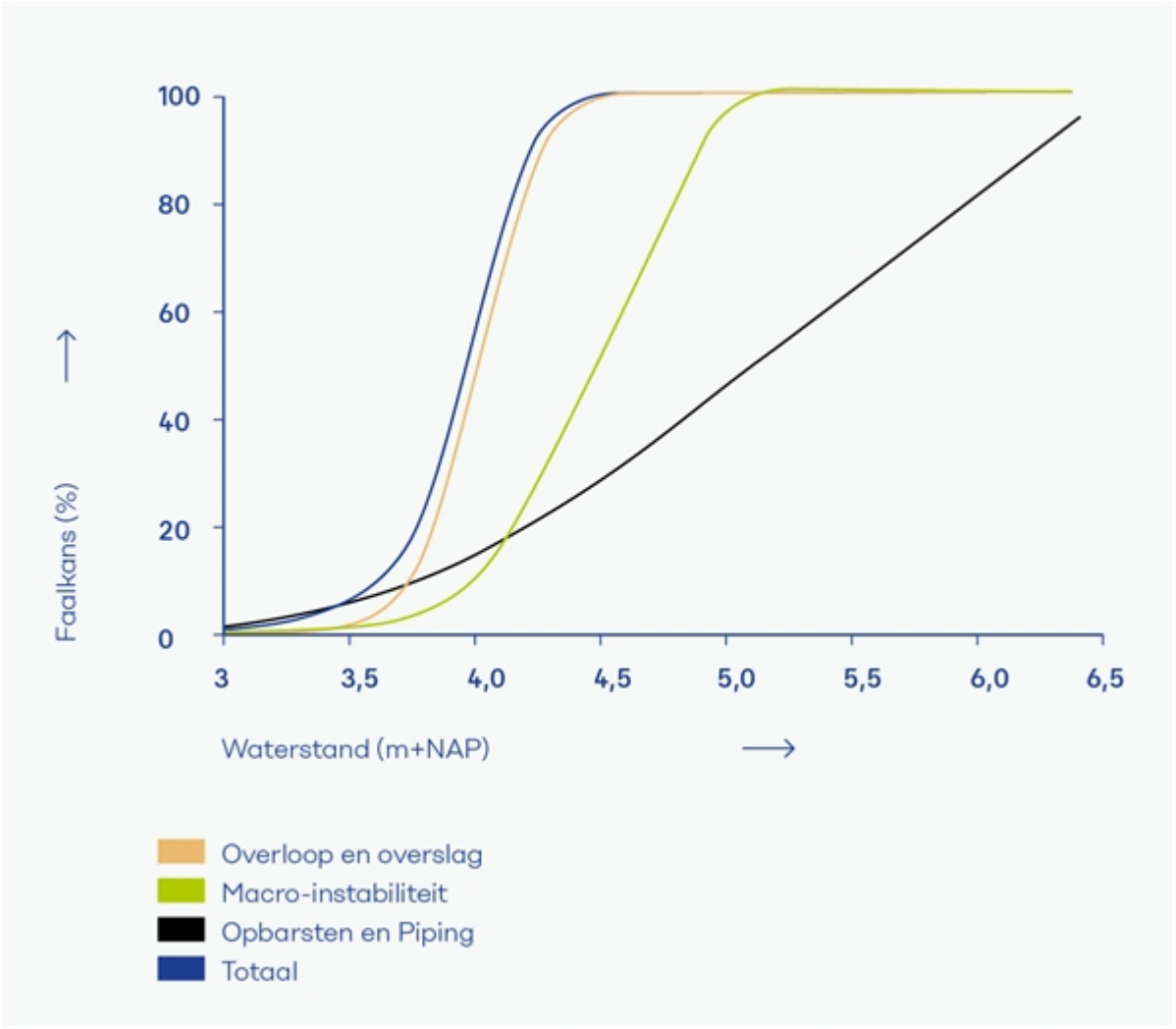
De klassieke, deterministische toets- en ontwerpregels zullen gaandeweg worden vervangen door probabilistische instrumenten en semi-probabilistische voorschriften. De ontwikkeling hiervan kost tijd en daarom zullen de oude, deterministische regels voor enkele faalmechanismen nog enige tijd in gebruik blijven.

Fragility curves

Een fragility curve geeft het verloop van de faalkans van een dijkstrekking als functie van een belastingparameter zoals de waterstand. De fragility curve verschilt per faalmechanisme en hangt af van de sterkte-eigenschappen van de dijk. Hoe groter de onzekerheid over de sterkte, des te flauwer de fragility curve verloopt: de gevoeligheid of fragility is dan klein. Daarom verlopen de fragility curves voor geotechnische faalmechanismen vaak relatief flauw. Voor een faalmechanisme als overloop of golfoverslag verloopt de fragility curve doorgaans steil op nabij de ontwerpwaterstand.

Door de fragility curves van alle faalmechanismen te combineren, ontstaat de fragility curve voor de betreffende dijkstrekking. Deze geeft bij elke waterstand de kans dat de kering faalt door welk faalmechanisme dan ook.

Fragility curves zijn nuttig om de faalkans bij een bepaalde waterstand te visualiseren, om daarmee het inzicht in de sterkte van de waterkering bij een bepaalde belasting te vergroten. Ook kunnen deze fragility curves gebruikt worden om, samen met de kansverdeling van de waterstand, een benadering te maken van de faalkans van de waterkering.



Figuur 3 Voorbeeld van een fragility curve.

Versie 1.0: 2 juli 2025

2.2 Model- en veiligheidsfactoren

Partiële veiligheidsfactoren voor geotechnische stabiliteit

De stabiliteit in een dijkvak of dijktraject dient te voldoen aan een faalkanseis. Er zijn verschillende onzekerheden die de stabiliteit van een dijk beïnvloeden. Dit betreft bijvoorbeeld onzekerheden in schuifsterkteparameters, modelonzekerheden en onzekerheden in de schematisering van de ondergrond en waterspanningen. Deze onzekerheden moeten worden afgedekt om tot een voldoende betrouwbare beoordeling van een dijk te komen.

In een semi-probabilistische veiligheidsanalyse wordt dit gedaan door een combinatie van rekenen met karakteristieke waarden (bijvoorbeeld 5%-ondergrenswaarden voor de schuifsterkte) en toepassing van partiële veiligheidsfactoren.

Een partiële veiligheidsfactor is de factor waarmee een (representatieve) belastingparameter vermenigvuldigd wordt en waardoor een (representatieve) sterkteparameter gedeeld wordt. Zodoende wordt een rekenwaarde voor de belasting en de sterkte verkregen. Mits de partiële factor groter is dan 1 resulteert dit in een strengere betrouwbaarheidseis.

Binnen het huidige veiligheidsformat worden voor stabiliteit de volgende partiële veiligheidsfactoren

toegepast: Modelfactor, Materiaalfactor, Schematiseringfactor en Schadefactor. De eerste drie factoren zijn onafhankelijk van de vereiste betrouwbaarheid. De schadefactor is gekoppeld aan de faalkanseis, die volgt uit de wettelijke norm. De berekende schadefactor dient groter te zijn dan de vereiste schadefactor.
De schematiseringfactor wordt alleen bij het ontwerpen van waterkeringen toegepast. Bij het beoordelen van waterkeringen wordt de schematiseringonzekerheid in rekening gebracht met scenario'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.

Uitwerking voor afschuiven

Voor het mechanisme afschuiven worden de partiële veiligheidsfactoren als volgt toegepast:

Formule die aangeeft dat de schadefactor gelijk is aan het weerstandbiedend moment gedeeld door het product van de modelfactor, de schematiseringfactor en het aandrijvend moment, oftewel de schadefactor is gelijk aan de stabiliteitsfactor gedeeld door het product van de modelfactor en de schematiseringfactor.

$$\gamma_n = \frac{1}{\gamma_d \cdot \gamma_b} \frac{M_{R,d}}{M_{S,d}} = \frac{1}{\gamma_d \cdot \gamma_b} F$$

Waarin:

γ_b Partiële veiligheidsfactor die verband houdt met het schematiseren van de ondergrond (ook wel schematiseringfactor 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) [-].

$M_{R,d}$ Weerstandbiedend moment in de glijvlakberekening gebaseerd op rekenwaarden (karakteristieke waarde gedeeld door de materiaalfactor γ_m) van de parameters [Nm].

$M_{S,d}$ Aandrijvend moment in de glijvlakberekening gebaseerd op rekenwaarden van de parameters [Nm].

F Stabiliteitsfactor, de verhouding tussen sterkte en belasting [-].

Voor het mechanisme afschuiven langs een diep glijvlak is de grootte van de partiële factoren vastgesteld in een zogenaamde kalibratiestudie [Rijkswaterstaat, 2017]. Voor de mechanismen afschuiven langs een ondiep glijvlak, afdrukken van de bekleding en uitspoelen is (nog) geen kalibratiestudie uitgevoerd. Zie hiervoor het artikel Veiligheidsanalyse afschuiven en/of afdrukken van de bekleding en uitspoelen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Materiaalfactor voor afschuiven langs diep glijvlak

De materiaalfactor γ_m [-] is een partiële veiligheidsfactor.

De karakteristieke waarden van de materiaalparameters worden gedeeld door de materiaalfactor om onzekerheden in de materiaalparameters te verdisconteren. Voor het mechanisme afschuiven zijn de

materiaalparameters de grondeigenschappen. De onzekerheden daarin zijn afhankelijk van de grondsoort, maar ook van de beproevingsmethode waarmee de parameters zijn bepaald.
In een semi-probabilistische stabiliteitsanalyse per dijkvak wordt een stabiliteitsfactor voor een dijkprofiel berekend op basis van rekenwaarden (karakteristieke waarden gedeeld door de materiaalfactor) van de invoerparameters. Een karakteristieke waarde voor een materiaaleigenschap is een op basis van statistische analyses vastgestelde waarde met een bepaalde onder- of overschrijdingskans.

De materiaalfactoren voor afschuiven langs een diep glijvlak zijn afgeleid voor een basisbetrouwbaarheidsniveau $\beta = 4{,}0$ [1/jaar]. Door middel van de schadefactor wordt met het benodigde betrouwbaarheidsniveau rekening gehouden.

Voor het afschuiven langs een diep glijvlak zijn alle materiaalfactor gelijk aan 1,00 bij modellering met Critical State gedrag.

Versie 1.0: 2 juli 2025

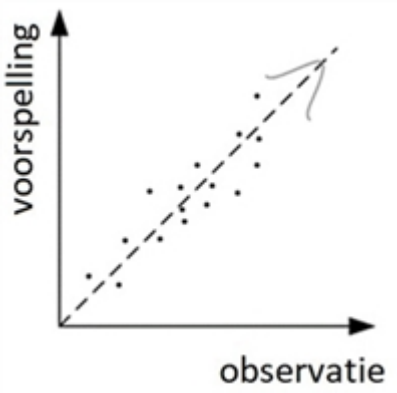
Modelfactor voor afschuiven langs diep glijvlak

De modelfactor γ_d [-] is de partiële veiligheidsfactor waarmee onzekerheden in de berekeningsmethodes zijn verdisconteerd. Het is de rekenwaarde van de modelonzekerheidsfactor. De modelonzekerheidsfactor is de stochast die de modelonzekerheid beschrijft.

Inleiding

Omdat een model een benadering is van de werkelijkheid, is er sprake van een modelfout of modelonzekerheid. Naarmate een model de werkelijkheid beter benadert, wordt deze modelonzekerheid kleiner, waardoor de modelonzekerheid verschilt per glijvlakmodel. In een semi-probabilistische stabiliteitsanalyse wordt een partiële veiligheidsfactor gebruikt (modelfactor) om deze onzekerheid in rekening te brengen. In probabilistische berekeningen wordt de modelonzekerheid met een kansverdeling gemodelleerd.

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).



Figuur 1 Illustratie van de modelfout als verschil tussen geobserveerde werkelijkheid en (model) voorspelling.

Per definitie zou bij perfect bekende invoer en een perfect accuraat model falen optreden bij een stabiliteitsfactor F < 1.0. Omdat het model echter niet perfect is, moet rekening worden gehouden met modelonzekerheid.

Modelfactor afhankelijk van rekenmodel

De taludstabiliteit kan op verschillende manieren worden geanalyseerd, bijvoorbeeld met grensevenwicht beschouwingen (bijvoorbeeld Bishop, LiftVan of Spencer) of door middel van numerieke analyses (bijvoorbeeld EEM). In alle gevallen kan een stabiliteitsfactor F worden gedefinieerd die de marge tot instabiliteit aangeeft. Afhankelijk van de methode of het model kan de definitie van de stabiliteitsfactor F verschillen. Zo wordt bij Bishop, LiftVan en Spencer de ratio van aandrijvende en stabiliserende krachten en momenten beschouwd. Daarentegen gebruikt bijvoorbeeld Plaxis een sterktereductie methode. Dit is één van de redenen waarom elk model zijn eigen modelonzekerheid kent.

Modelfactor en de modelonzekerheidsfactor

In probabilistische stabiliteitsanalyses wordt een modelonzekerheidsfactor met verwachtingswaarde en standaardafwijking toegepast om de onzekerheden ten aanzien van het gehanteerde schuifvlakmodel in rekening te brengen. De modelonzekerheidsfactor wordt ook wel stochastische drempelwaarde genoemd.

Wanneer de modelonzekerheid in rekening wordt gebracht door een kansverdeling voor de modelonzekerheidsfactor (m_d), kan de grenstoestandsfunctie (Z) als volgt worden gedefinieerd:

$$Z = F \cdot m_d - 1 \qquad 1)$$

Waarin:

F Stabiliteitsfactor [-].

m_d Modelonzekerheidsfactor [-].

De kans op falen volgens deze definitie is dus de kans van optreden van een relevante afschuiving van het dijktalud, rekening houdend met alle onzekerheden in het model en andere parameters die het mechanisme afschuiven beïnvloeden, zoals: (on)verzadigd volumiek gewicht, cohesie, hoek van inwendige wrijving, normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio, sterktetoename-exponent, grensspanning, buitenwaterstand.

De semi-probabilistische modelfactor wordt als volgt berekend uit de verwachtingswaarde en standaardafwijking van de modelonzekerheidsfactor.

$$\gamma_d = \frac{d_d}{d_k} = \frac{\mu_d + \alpha_d \cdot \beta_{eis;dsn} \cdot \sigma_d}{d_k} \qquad 2)$$

Waarin:

γ_d Modelfactor (partiële veiligheidsfactor, niet te verwarren met de zogenaamde modelonzekerheidsfactor) [-].

d_d Rekenwaarde van de modelonzekerheidsfactor [-].

d_k Karakteristieke waarde van de modelonzekerheidsfactor [-].

μ_d Gemiddelde van de modelonzekerheidsfactor [-].

σ_d Standaardafwijking van de modelonzekerheidsfactor [-].

α_d Representatief geachte invloedscoëfficiënt voor de modelonzekerheid [-].

$\beta_{eis;dsn}$ Betrouwbaarheidsindex op doorsnedeniveau waarbij de modelfactor wordt afgeleid (vaste

waarde, niet afhankelijk van de normhoogte en de trajectlengte) [-].
De karakteristieke waarde van de modelonzekerheidsfactor d_k is gelijk aan 1,0 gekozen. Omdat de karakteristieke waarde gelijk is aan 1,0 is de rekenwaarde van de modelonzekerheidsfactor gelijk aan de waarde van de modelfactor.

Modelonzekerheden evenwichtsmodellen

In de modelfactor worden onder andere de volgende modelonzekerheden verdisconteerd:

- De onzekerheid over het schuifvlakmodel: zowel een cirkelvormig schuifvlak (met name het Bishop-model en het LiftVan-model in mindere mate) als een schuifvlakmodel met rechte schuifvlakken (Spencer-model) geven niet altijd een goede weergave van de werkelijkheid.
- De onzekerheid over het schuifvlakmodel, omdat het horizontaal krachtenevenwicht binnen de afschuivende grondmoot niet wordt gecontroleerd door de modellen Bishop en in mindere mate ook LiftVan.
- De onzekerheid over de gemobiliseerde schuifsterkte, omdat een twee-dimensionale berekening wordt uitgevoerd, terwijl de afschuivende grondmoot drie-dimensionaal is.

De onzekerheid of de schuifsterkte langs het schuifvlak de werkelijke mobiliseerbare schuifsterkte van de grond goed representeert, waarbij er verschillende aspecten kunnen worden benoemd, waardoor de schuifsterkte kan worden overschat of onderschat. Immers in de materiaalparameters (karakteristieke waarden) en materiaalfactoren wordt alleen de onzekerheid als gevolg van geologische variatie en meetfouten verdisconteerd.

De modelfactor verschilt dus niet alleen per rekenmodel, maar ook per schuifsterktemodel.

Actuele modelfactoren

Voor de modelfactoren worden de volgende waarden gehanteerd:

- Glijvlakmodel Bishop: γ_d = 1,11 [-]
- Glijvlakmodel Uplift-Van: γ_d = 1,06 [-]
- Glijvlakmodel Spencer: γ_d = 1,07 [-]

Modelonzekerheden Eindige Elementen Methode (EEM)

De modelfactor EEM voor het in rekening brengen van de modelonzekerheid bij het berekenen van stabiliteit en constructief falen, is toe te passen op de karakteristieke grondsterkte bij controle bij WBN (waterstand bij norm) op stabiliteit (GEO), op constructief falen (STR) en op falen door grond-constructie interactie (SSI). Gelijk te nemen aan de modelfactor voor het LiftVan glijvlakmodel. Anno 2020 geldt:

$$\gamma_{d,EEM} = \gamma_{d,LiftVan} = 1{,}06 \qquad 3)$$

Waarin:

$\gamma_{d,EEM}$ Modelfactor voor EEM [-].

$\gamma_{d,LiftVan}$ Modelfactor voor het LiftVan model [-].

De modelfactor voor het in rekening brengen van modelonzekerheid bij het berekenen van vervormingen, $\gamma_{d,vervorming}$ = 1,3, is toe te passen op de verplaatsing door hoogwater (WBN) bij de hierbij aan te nemen verkeersbelasting, berekend bij lage karakteristieke waarden voor grondsterkte en grondstijfheid.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Schadefactor voor afschuiven langs diep glijvlak

De schadefactor is de partiële veiligheidsfactor die het vereiste betrouwbaarheidsniveau van een dijktraject of dijkvak in rekening brengt ten behoeve van een semi-probabilistische analyse. De schadefactor wordt afgeleid op basis van de faalkanseis voor een doorsnede, die gekoppeld is aan de overstromingskans van het dijktraject, rekening houdend met lengte-effect en de faalkansruimte voor het mechanisme.

Met een stabiliteitsanalyse 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:

Formule 1: Betrouwbaarheidsindex als functie van de stabiliteitsfactor en de modelfactor; relatie tussen de faalkans en de betrouwbaarheidsindex.

$$\beta_{si} = (F_{d;si}/\gamma_d\text{-}0{,}41)/0{,}15 \quad \text{en} \quad P_{f;si}=\Phi(-\beta_{si}) \qquad 1)$$

De schadefactor wordt als volgt berekend uit de faalkanseis:

Formule 2, voor het berekenen van schadefactor uit de faalkanseis.

$$\gamma_n = 0{,}15 * \beta_{eis;dsn} + 0{,}41 \quad \text{en} \quad \beta_{eis;dsn} = -\phi^{-1}(P_{eis;dsn}) \qquad 2)$$

Waarin:

β_{si} Betrouwbaarheidsindex voor de doorsnede en scenario i [-].

$F_{d;si}$ Berekende stabiliteitsfactor voor de doorsnede en scenario i [-].

γ_d Modelfactor [-].

$P_{f;si}$ Faalkans voor de doorsnede per scenario [per jaar].

γ_n Schadefactor voor het mechanisme afschuiven langs een diep glijvlak [-].

$\beta_{eis;dsn}$ Geëiste betrouwbaarheidsindex voor een doorsnede [-].

$P_{eis;dsn}$ Faalkanseis per doorsnede voor het mechanisme afschuiven langs een diep glijvlak [per jaar].

0,41; 0,15 Resultaten kalibratiestudie het mechanisme afschuiven langs een glijvlak[-].

De berekende faalkans dient kleiner te zijn dan de faalkanseis. De berekende stabiliteitsfactor dient groter te zijn dan of gelijk te zijn aan de vereiste schadefactor.

Wanneer scenario's worden toegepast om schematiseringsonzekerheid in rekening te brengen en er voor een dijkprofiel meerdere scenario's aan de orde zijn met bijbehorende kansen van aantreffen, moet de som van de berekende faalkansen gewogen met de scenario-kansen kleiner zijn dan de faalkanseis voor het dijkvak of dwarsprofiel. Het modelleren van onzekerheden met scenario's wordt behandeld in het artikel Modellering van onzekerheden.

Zie voor constructief versterkte dijken het artikel Schadefactor voor een constructief versterkte dijk.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Schadefactor voor een constructief versterkte dijk (langsconstructie)

Voor de schadefactoren (en modelfactoren) die van toepassing zijn voor een constructief versterkte dijk wordt verwezen naar de POVM Publicatie Langsconstructies (PPL)

Versie 1.0: 2 juli 2025

Schematiseringfactor voor afschuiven

Bij het bepalen van de veiligheid van waterkeringen dient rekening te worden gehouden met variaties en onzekerheden in de opbouw van de ondergrond en het dijklichaam en met de hieraan gerelateerde variaties en onzekerheden in de geohydrologische situatie in het invloedsgebied van de waterkering. Het gaat hierbij o.a. om onzekerheden als gevolg van grondlagen die lokaal aanwezig of afwezig kunnen zijn of die lokaal duidelijk dikker zijn dan elders. Dit kan grote invloed hebben op de sterkte van een waterkering. Variaties in de opbouw van het dijklichaam en de ondergrond kunnen groter zijn dan uit grondmechanisch onderzoek volgt. Dit is afhankelijk van de aanwezige heterogeniteit in de dijk en de ondergrond en van de intensiteit van het beschikbare onderzoek. In een semi-probabilistische berekening is de schematiseringfactor de partiële veiligheidsfactor die de onzekerheden die hiervan het gevolg zijn, in rekening brengt. Die schematiseringfactor hangt samen met onder andere het uitgevoerde grondonderzoek, de complexiteit van de ondergrond ter plaatse en de effecten van variaties in de schematisering op de stabiliteit. Dit is de gangbare praktijk bij het ontwerpen van waterkeringen. Het is ook mogelijk om de onzekerheden in rekening te brengen door het toepassen van scenario's. Dit laatste is de gebruikelijke aanpak bij het beoordelen van waterkeringen, zie het artikel Modellering van onzekerheden.

Schematiseringtheorie en schematiseringfactor

Een opmerking vooraf. Waar in dit artikel sprake is van (onzekerheid over) de ondergrondopbouw wordt tevens bedoeld (onzekerheid over) de opbouw van het dijklichaam. Het begrip waterspanningen heeft betrekking op zowel de ligging van het freatisch vlak (de grondwaterspiegel) in de dijk en de bovenste grondlagen, als op de grondwaterdrukken in de diepere grondlagen (hydrostatische, of over- of onderspanningen). De opbouw van het dijklichaam heeft grote invloed op de ligging van het freatisch vlak bij hoge buitenwaterstanden. Onzekerheid over de opbouw van het dijklichaam impliceert dan ook onzekerheid over de ligging van het freatisch vlak in de dijk.

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

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

Bij het ontwerp van een dijkversterking, weegt dit zwaar. Maar, een zeer conservatief uitgangspunt

voor de berekeningen kan ook tot een onderschatting van de veiligheid leiden. Dat leidt tot een onnodig duur ontwerp. Namelijk in het geval de kansen op die ongunstige scenario's extreem klein zijn. De geotechnisch ingenieur moet bij de keuze van de basisschematisering, dus afwegingen maken. Daarbij spelen de kansen op de verschillende scenario's en de effecten ervan op de te berekenen veiligheidsfactor (zoals de stabiliteitsfactor) een grote rol. Die afwegingen gebeurden tot nu toe impliciet. Er zijn geen handreikingen of recepten voor en daardoor zijn ze ook erg onderhevig aan subjectiviteit.

Het artikel Voorbeeld schematiseringfactor voor afschuiven gaat in op een voorbeeld.

Afleiden van de schematiseringfactor

Hieronder volgt een wiskundige beschrijving die de lezer in staat moet stellen het algoritme voor het bepalen van de schematiseringfactor in een spreadsheet of ander computerprogramma te implementeren. Voor een uitgebreide beschrijving van de theorie wordt verwezen naar [Calle, 2010] of naar [Calle, et al., 2009]. We gaan er hier in eerste instantie van uit dat de analyse betrekking heeft op het mechanisme afschuiven langs een diep glijvlak van het binnentalud van een dijk.

De verschillende mogelijke schematiseringen van de ondergrondopbouw en de waterspanningen voor een veiligheidsanalyse noteren we als de verzameling scenario's {i} (i=1…n). Een bestaande dijk of een ontwerp van een dijkversterking geven we symbolisch aan met D. De kansen dat de afzonderlijke scenario's (het beste) de werkelijke ondergrondopbouw en waterspanningen onder en in dijk D in de ontwerpsituatie weergeven, geven we aan met P_{si} (i=1…n). We veronderstellen dat precies één van de scenario's de werkelijke situatie weergeeft (de scenario's sluiten elkaar dus onderling uit). De som van de kansen P_{si} (i=1…n) moet dus gelijk aan 1 zijn.

Uitgaande van elk van de scenario's kunnen we, met behulp van hiervoor geschikte rekenmodellen, zoals de Bishop glijcirkelanalyse of de LiftVan analyse (bij opdrijven), een rij stabiliteitsfactoren van de dijk berekenen. Die rij noteren we als $F_{d;si}$ (i=1…n). Dat zijn dus stabiliteitsfactoren uitgaande van scenario i, berekend met rekenwaarden voor de schuifsterkte.

De veiligheidseis is gegeven in termen van een eis aan de stabiliteitsfactor.

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

Vergelijking 1, formule voor de faalkans als functie van de stabiliteitsfactor.

$$P_{f;si} = \Phi\left(-\frac{\left(\frac{F_{d;si}}{\gamma_d} - 0{,}41\right)}{0{,}15}\right) \qquad (1)$$

Waarin:

$F_{d;si}$Stabiliteitsfactor, berekend met rekenwaarden voor de schuifsterkte, gegeven schematisatie i, voor i=1…n[-].

γ_d Modelfactor [-].

Φ Standaard normale verdeling (cumulatief) [-].

De totale faalkans is gelijk aan de som van de producten van de faalkansen bij elk van de mogelijke schematiseringen en de kansen dat die schematiseringen de werkelijkheid representeren. De eis (1) komt dus overeen met de volgende eis in termen van faalkansen, rekening houden met de

onzekerheid over ondergrondopbouw en waterspanningen:
Vergelijking 2, waarmee wordt beoordeeld of de totale berekende faalkans kleiner of gelijk is aan de toelaatbare faalkans.

$$\sum_{i=1}^{n} P_{f;si} \cdot P_{si} \leq P_{f;toel} \quad (2)$$

Waarin:

$P_{f;si}$ Faalkans voor de doorsnede gegeven scenario i [1/jaar].

P_{si} Kans op scenario i [-].

$P_{f;toel}$ Toelaatbare faalkans van de doorsnede [1/jaar].

n Totaal aantal scenario's [-].

Veronderstel nu dat de nummering van de scenario's zo gekozen is dat de bijbehorende rij stabiliteitsfactoren $F_{d;si}$ voor i = 1, 2, ...n een dalende (althans niet stijgende) rij is, dan is de bijbehorende rij faalkansen $P_{f;si}$ een stijgende (althans niet dalende) rij. Door hernummering van de scenario's is dat altijd mogelijk. De verschillende scenario's i variëren dan in oplopende volgorde van i van optimistisch tot conservatief. Een van de scenario's wordt gekozen als (althans in eerste instantie) basisschematisering; stel dat dit scenario i_b is, waarbij i_b groter dan 1 is en kleiner dan n. In de sommatie in vergelijking (2) zullen de grootste bijdragen aan de faalkans geleverd worden door de scenario's met subscript i ≥ i_b. We majoreren de eis (2) daarom als volgt (wat leidt tot een iets strengere eis):

Vergelijking 3, een variant op vergelijking 2, waarbij de bijdrage aan de totale berekende faalkans voor de optimistische scenario's, waarvoor i kleiner is dan i_b, wordt benaderd door het product van de faalkans op scenario i_b maal de totale kans op scenario's met een volgnummer i_b of kleiner.

$$\left(1 - \sum_{i=i_b+1}^{n} P_{si}\right) P_{f;sk} + \sum_{i=i_b+1}^{n} P_{f;si} \cdot P_{si} \leq P_{f;toel} \qquad (3)$$

Waarin:

i Teller [-].

i_b Volgnummer van het scenario dat (in eerste instantie) is gekozen als basisscenario [-].

$P_{f;si}$ Faalkans voor de doorsnede gegeven scenario i [1/jaar].

$P_{f;sb}$ Faalkans voor de doorsnede gegeven het basisscenario i_b [1/jaar].

$P_{f;toel}$ Toelaatbare faalkans van de doorsnede [1/jaar].

P_{si} Kans op scenario i [-].

n Totaal aantal scenario's [-].

Het voordeel hiervan is dat we verder geen omkijken meer hebben naar de scenario's die optimistischer zijn dan de basisschematisering, maar alleen naar de scenario's die, als ze werkelijkheid zijn, een ongunstig effect op de stabiliteit hebben. Deze scenario's vormen immers het risico, waar we ons tegen willen indekken. Wanneer we stabiliteitseis (1) aanhouden voor de gekozen basisschematisering, dan staat niet op voorhand vast dat ook wordt voldaan aan de eis (2).

Sterker, de kans daarop is dan groot. Immers de faalkansen bij de scenario's i_b+1, i_b+2 , ...n zijn groter dan (of tenminste gelijk aan) de faalkans bij de basisschematisering (scenario i_b). Echter, of al dan niet voldaan wordt aan de eis (2) hangt af van de scenariokansen.

Als we een constructie kunnen bedenken waardoor aan de eis (3) wordt voldaan, dan wordt zeker ook voldaan aan (2). Dit doen we door de ontwerpeis (1) bij de gekozen basisschematisering op te schroeven met een factor γ_b, de zogenaamde schematiseringfactor. Dat resulteert in de ontwerpeis:

Vergelijking 4 voor de ontwerpeis gesteld aan de stabiliteitsfactor voor het basisscenario i_b.

$$F_{d;sb} \geq \gamma_n \gamma_d \gamma_b \qquad (4)$$

Waarin:

$F_{d;sb}$ Berekende stabiliteitsfactor voor scenario i_b, berekend met rekenwaarden voor de schuifsterkte [-].

γ_b Schematiseringfactor [-].

γ_d Modelfactor [-].

γ_n Schadefactor voor het mechanisme afschuiven langs een diep glijvlak[-].

In vergelijking (4) moet $\gamma_b > 1$ zijn. Hoe groot γ_b precies moet zijn om de mogelijke scenario's i_b+1... n voor de ondergrondopbouw en waterspanningen af te dekken kunnen we al proberend uitzoeken; zie de beschrijving hieronder . Bij het ontwerpen van een dijk of dijkversterking beginnen we met een eerste keuze voor γ_b. Dit kan een willekeurige waarde zijn tussen 1,0 en 1,3. Op die grenzen komen we later even terug. Stel nu dat het ontwerp van de dijk D net voldoet aan (4). Dan zijn ook de stabiliteitsfactoren $F_{d;sb+1}$ ... $F_{d;sn}$ te berekenen en met behulp van de relatie (1) de conditionele faalkansen $P_{f;sb}$, $P_{f;sb+1}$ ... $P_{f;sn}$. Hiermee en met de scenariokansen P_{sb+1} ...P_{sn} hebben we alle ingrediënten om de eis (3) te checken.

Wordt niet aan deze eis voldaan, dan is de dijk dus niet voldoende veilig en moet er een hogere schematiseringfactor worden gekozen, of er moet worden uitgegaan een conservatiever basisschematisering, bijvoorbeeld gebaseerd op scenario i_{b+1} in plaats van op scenario i_b. Dit levert een nieuw ontwerp op, met gewijzigde (hogere) waarden van de stabiliteitsfactoren $F_{d;sb+1}$... $F_{d;sn}$ en kan de controle opnieuw worden uitgevoerd.

Wordt heel ruim aan de eis (3) voldaan, dan is het natuurlijk ook mogelijk om een lagere schematiseringfactor te kiezen (of een optimistischer basisschematisering, bijvoorbeeld op basis van scenario i_{b-1} in plaats van op basis van scenario i_b. Ook dit geeft een nieuw ontwerp en gewijzigde (lagere) stabiliteitsfactoren, waarmee valt te controleren of nog steeds aan de eis (3) wordt voldaan.

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

De methodiek voor het bepalen van de schematiseringfactor is geïmplementeerd in een Excel-applicatie: "rekenblok". Het artikel Rekenblok schematiseringfactor voor afschuiven diep glijvlak gaat hierop nader in.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Veiligheidsanalyse afschuiven en/of afdrukken van de bekleding en uitspoelen

Voor de mechanismen afschuiven of afdrukken van de bekleding en uitspoelen is er momenteel geen semi-probabilistische formule beschikbaar die een relatie geeft tussen de stabiliteitsfactor en de kans van optreden van het mechanisme in de context van de overstromingskansbenadering. Er kan dan ook niet vanuit worden gegaan dat het gebruik van de onderstaande warden per definitie leidt tot een

verwaarloosbare bijdrage aan de overstromingskans.
Vooral in situaties waarin een relatief lage veiligheidsfactor wordt berekend, dienen de modellen met de nodige terughoudendheid te worden gebruikt en er wordt geadviseerd om specialistisch advies in te winnen over de toe te passen veiligheidsfactoren, bijvoorbeeld via de IPLO, Adviesteam Dijkontwerp of in het Werkatelier.

Een schatting van de kans van optreden met volledig probabilistische berekeningen kan eventueel worden overwogen. Aandachtspunt daarbij is dat de modelonzekerheid en het lengte-effect niet precies bekend zijn.

Op dit moment loopt het onderzoek 'Stabiliteit bij golfoverslag' in opdracht van het Hoogwaterbeschermingsprogramma, HWBP. Dit project is opgezet om invulling te geven aan kennisleemtes rond afschuiven, afdrukken en uitspoelen bij het binnentalud in relatie tot de hogere golfoverslagdebieten die de laatste jaren als uitgangspunt worden gekozen. De komende jaren zal nieuwe kennis vanuit dit project beschikbaar komen.

Veiligheidsfactoren afschuiven langsondiep glijvlak of afschuiven van de bekleding

De waarden voor de schadefactor die worden gevonden met de kalibratieformule voor diepe glijvlakken kunnen resulteren in een te lage kans voor afschuiven langs ondiepe glijvlakken bij golfoverslag.

Wanneer dit mechanisme dominant is voor de overstromingskans kan worden overwogen om een probabilistische studie uit te voeren. Een aandachtspunt hierbij is dat dan wel alle relevante stochasten moeten worden beschouwd en niet uitsluitend de sterkte.

Voor meer informatie en actuele inzichten wordt verwezen naar Rode Draad 8 van het Adviesteam Dijkontwerp: "Aanbevelingen bij toepassing KPR-factsheet Werkwijze Macrostabiliteit bij overslag."

Veiligheidsfactoren afdrukken bekleding

In het model kan voor een eerste analyse (zie Rekenmodel afdrukken bekleding) gebruik worden gemaakt van de volgende veiligheidsfactoren:

- Modelfactor γ_d=1,1
- Schadefactor γ_n = 1,1
- Materiaalfactor $\gamma_{m;p}$ = 1,0

Deze factoren zijn in het verleden empirisch vastgesteld in het kader van de overschrijdingskansbenadering. Wanneer dit mechanisme een dominante bijdrage levert aan de overstromingskans wordt aanbevolen om specialistisch advies in te winnen over de toe te passen veiligheidsfactoren, bijvoorbeeld via de Helpdesk, Adviesteam Dijkontwerp of in het Werkatelier. Het is, zoals hierboven beschreven, immers niet bekend hoe de relatie is tussen de schadefactor en de kans van optreden van dit mechanisme.

In het verleden werd voor het afdrukken van de bekleding een hogere totale veiligheidsfactor van 2,0 gehanteerd. Deze dekte naast het afdrukken van de bekleding ook andere mechanismen, zoals het uitspoelen van zand door scheuren en of gaten door graverij. Maar, als kan worden aangetoond dat de kleilaag geen gaten of scheuren heeft, voordat afdrukken van de kleilaag optreedt, dan kan de factor worden bijgesteld naar 1,21 (1,1 * 1,1) voor alleen het afdrukken va de laag. Als gaten in de bekleding niet met voldoende zekerheid kunnen worden uitgesloten, dan moet de (strengere) toets op uitspoelen van zand door de bekleding worden uitgevoerd (zie Rekenmodellen afschuiven en/of afdrukken van de bekleding en uitspoelen).

Veiligheidsfactoren voor uitspoelen

Ook voor uitspoelen is er geen kalibratiestudie beschikbaar. De onderstaande factoren zijn in het verleden empirisch vastgesteld in het kader van de overschrijdingskansbenadering. De oude materiaalfactoren voor de analytische formules (zie Rekenmodellen voor afschuiven en/of afdrukken van de bekleding en uitspoelen) zijn weergegeven in onderstaande tabel, deze kunnen uitsluitend worden gebruikt voor een eerste inschatting of het mechanisme relevant is of niet . Voor het inschatten van de kans van optreden van uitspoelen gelden dezelfde kanttekeningen als voor ondiepe afschuivingen of afdrukken van de bekleding.

Tabel 1 Model-, schade- en materiaalfactoren

Mechanisme	Modelfactor	Schadefactor	Materiaalfactor
Uitspoelen zand uit zandig talud boven water	Modelfactor * schadefactor = 2,0	Modelfactor * schadefactor = 2,0	$\gamma_{m;p} = 1,0$
Afschuiven zand van zandig talud boven water	1,1	1,1	$\gamma_{m;tan\varphi'} = 1,1$
Uitspoelen zand uit zandig talud onder water	Modelfactor * schadefactor = 2,0	Modelfactor * schadefactor = 2,0	$\gamma_{m;p} = 1,0$
Afschuiven zand uit zandig talud onder water	1,1	1,1	$\gamma_{m;tan\varphi'} = 1,1$

Voor het uitspoelen van zand door de bekleding wordt gewerkt met een kritiek verhang, analoog aan het heavecriterium bij piping. De veiligheidsanalyse kan voor een eerste inschatting vergelijkbaar worden uitgevoerd als bij heave, waarbij wordt opgemerkt dat dit slechts een benadering is, omdat er geen specifieke kalibratiestudie is uitgevoerd voor het uitspoelen van zand door de bekleding. Ook hierbij kan een volledig probabilistische analyse uitkomst bieden.

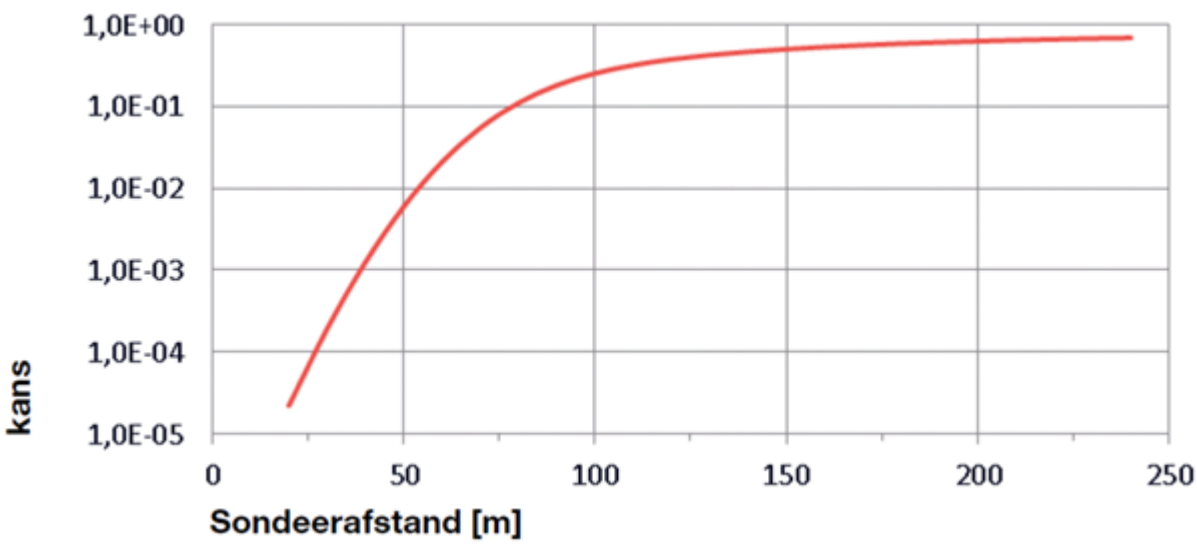
Versie 1.0: 2 juli 2025

Voorbeeld schematiseringfactor voor afschuiven

In dit artikel wordt een eenvoudig rekenvoorbeeld gegeven ter toelichting op de schematiseringfactor voor een ontwerpcase.

Stel, dat in een op stabiliteit te onderzoeken dijkstrekking op grond van de geologie verondersteld mag worden dat in de ondergrond zandbanen van beperkte breedte aanwezig kunnen zijn, die in

contact staan met de rivier. Als ze aanwezig zijn, hebben ze lokaal een ongunstige invloed op de stabiliteit van het binnentalud van de dijk, doordat bij een hoge rivierstand de binnendijkse deklaag zou kunnen opdrijven.
Stel nu dat bij het grondonderzoek, door middel van sonderingen om de 100 meter, geen zandbaan is aangetroffen. We kunnen dan nog niet met zekerheid vaststellen dat zich in de onderzochte strekking geen zandbanen bevinden. Immers, een zandbaan met een breedte van 80 meter zou geheel tussen twee sondeerpunten in kunnen liggen. Naarmate de afstand tussen de sondeerpunten kleiner is, is die kans natuurlijk kleiner. Zie de onderstaande figuur die een vergelijkbaar probleem illustreert.



Figuur 1 Kans op 'missen' van een lens met slap bodemmateriaal als functie van de sondeerafstand bij equidistante sonderingen. Ontleend aan [Calle, 2002]

We werken dit voorbeeld verder uit om het basisidee van de schematiseringtheorie te illustreren. De feitelijke theorie is opgenomen in Schematiseringfactor voor afschuiven.

Stel dat er slechts twee mogelijke scenario's zijn, namelijk het scenario 1: 'er is geen zandbaan die in contact staat met de rivier' en het scenario 2: 'er is wel een zandbaan die in contact staat met de rivier'. Vaak zullen er meer scenario's zijn, maar dit voorbeeld dient alleen om de gedachte achter de schematiseringfactor uit te leggen. Stel verder dat de kansen op die scenario's in eerste instantie als volgt zijn geschat: P_{s1} = 0,90 en P_{s2} = 0,10. De som van deze kansen moet gelijk aan 1,0 zijn, immers de werkelijkheid is óf conform scenario 1, óf conform scenario 2.

Stel nu vervolgens dat we een bestaande dijk of een dijkontwerp beschouwen, waarvan de afmetingen en alle andere voor een stabiliteitsberekeningen relevante gegevens bekend zijn. We zijn dan in staat de stabiliteitsfactor van deze dijk te berekenen. Deze noteren we als F_d (subscript d staat voor berekend met rekenwaarden voor de schuifsterkte). Stel dat die stabiliteitsfactor, als de werkelijke ondergrondopbouw en de waterspanningen conform het scenario 1 zijn, gelijk is aan 1,20. We noteren dit als $F_{d;s1}$ = 1,20. Hierin staat het subscript s1 voor 'uitgaande van scenario 1'. En stel dat de stabiliteitsfactor, als de werkelijkheid conform scenario 2 is, een stuk kleiner is, namelijk $F_{d;s2}$ = 1,01, omdat bij dit scenario opdrijven van de binnendijkse deklaag optreedt.

De eis voor een veilige dijk is dat de stabiliteitsfactor groter moet zijn dan de vereiste schadefactor, die noteren we als $\gamma_{n;eis}$ (voor het gemak laten we de modelonzekerheidsfactor buiten beschouwing). Veronderstel nu dat de vereiste schadefactor $\gamma_{n;eis}$ = 1,15 is.

Indien scenario 1 overeenkomt met de werkelijkheid, dan wordt voldaan aan de veiligheidseis; immers $F_{d;s1}$ = 1,20. Maar als scenario 2 de werkelijkheid representeert, is er een aanzienlijk tekort aan

veiligheid en zou de dijk afgekeurd moeten worden of het ontwerp moeten worden aangepast. Echter, als de kans op scenario 2 maar voldoende klein is, is dat toch niet nodig. Om dat te illustreren moeten we van stabiliteitsfactoren en schadefactoren overstappen naar faalkansen. In Schadefactor voor afschuiven langs diep glijvlak is een globale relatie tussen stabiliteitsfactoren en (reken)faalkansen gegeven. Passen we die toe, dan vinden we:

1. Voor de toelaatbare faalkans (overeenkomend met de eis aan de schadefactor: $\gamma_{n;eis} = 1{,}15$): $P_{f;toel} = 4{,}0\ 10^{-7}$.

2. Voor de faalkans als scenario 1 werkelijkheid zou zijn: $P_{f;s1} = 7{,}09\ 10^{-8}$.

3. Voor de faalkans als scenario 2 werkelijkheid zou zijn: $P_{f;s2} = 3{,}22\ 10^{-5}$.

Gaan we nu uit van de scenariokansen $P_{s1} = 0{,}9$ en $P_{s2} = 0{,}10$, dan is de faalkans van de dijk:

P_f = *Pf;s1 Faalkans voor de doorsnede voor scenario 1 [1/jaar]* P_{s1} + *Pf;s2 Faalkans voor de doorsnede voor scenario 2 [1/jaar]* P_{s2}
$= 7{,}09\ 10^{-8} \times 0{,}9 + 3{,}22\ 10^{-5} \times 0{,}1 \approx 3{,}3\ 10^{-6}$

(Formule voor het berekenen van de totale faalkans uit de hieronder genoemde parameters)

Waarin:

$P_{f;s1}$ Faalkans voor de doorsnede voor scenario 1 [per jaar].

$P_{f;s2}$ Faalkans voor de doorsnede per scenario 2 [per jaar].

P_{s1} Kans op scenario 1 [-].

P_{s2} Kans op scenario 2 [-].

Deze faalkans is ca. 8 keer groter dan de toelaatbare faalkans. Dus de dijk voldoet niet aan de veiligheidseis. Dat betekent dat de keuze voor scenario 1 als uitgangspunt voor de veiligheidsanalyse in dit geval een verkeerde keuze is, omdat die keuze leidt tot goedkeuren van een onvoldoende veilige dijk.

Maar het wordt anders wanneer de kans op scenario 2 veel kleiner is. Stel dat deze niet 0,10 is maar tien keer zo klein, dus 0,01. Terzijde merken we op dat deze kleinere kans gebaseerd zou kunnen zijn op additioneel grondonderzoek. De faalkans is dan:

$P_f = 7{,}09\ 10^{-8} \times 0{,}99 + 3{,}22\ 10^{-}5 \times 0{,}01 \approx 3{,}9\ 10^{-7}$

en deze kans is een fractie kleiner dan de toelaatbare faalkans. In dat geval is de dijk (of het ontwerp) wel voldoende veilig en leidt de keuze van scenario 1 als uitgangspunt voor de stabiliteitsanalyse, met een stabiliteitsfactor van 1,20, niet tot de verkeerde conclusie. Dat komt omdat de kans op scenario 2 zoveel kleiner is, maar ook omdat de stabiliteitsfactor, als we uitgaan van scenario 1, groter is dan de vereiste schadefactor (1,20 versus 1,15).

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

De grootte van de schematiseringfactor is afhankelijk van de grootte van de kansen op de ongunstiger

scenario's dan de gekozen basisschematisering en de mate waarin stabiliteitsfactoren bij die scenario's kleiner zijn dan de vereiste schadefactor. Kijken we naar het rekenvoorbeeld, dan zien we dat scenario 2, met een kans van 0,01 en een stabiliteitsfactor die 0,14 kleiner is dan de schadefactor, net gecompenseerd wordt, doordat de stabiliteitsfactor $F_{d;s1}$ = 1,20 groter is dan de vereiste waarde van de schadefactor 1,15. In dit geval is dus de benodigde schematiseringfactor $\gamma_b \approx 1{,}20/1{,}15 = 1{,}043$. NB in de afbeelding die is opgenomen in het artikel Rekenblok schematiseringfactor voor afschuiven diep glijvlak is uitgegaan van de (niet afgeronde) waarden behorende bij de in dit artikel gegeven voorbeeld.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Rekenblok schematiseringfactor voor afschuiven diep glijvlak

Als hulpmiddel bij het bepalen van de schematiseringfactor is een Excel-rekenblad ontwikkeld dat onder de naam Rekenblokje schematiseringfactoren Macrostab CSSM 2017 ter beschikking wordt gesteld op de website Informatiepunt Leefomgeving, zie de onderstaande afbeelding.

Gele cellen door gebruiker in te vullen! — **Let op: Uitsluitend van toepassing bij het CSSM-materiaalmodel OI2014v4**

Macrostabiliteit_CSSM

Ontwerpeis in termen van schadefactor γ_n :	**1,150**
Idem in termen van betrouwbaarheidsindex β_req :	4,933
Idem in termen van toelaatbare faalkans:	4,04E-07
Eerste keuze schematiseringsfactor:	**1,043**
Stab. factoreis in ontwerpanalyse Fd,eis:	1,199
Corresponderende β:	5,263
Corresponderende faalkans:	7,09E-08
Bijdrage ontwerpschematisering aan faalkans:	7,02E-08

met $\gamma_n = 0{,}15\beta_{eis,dm} + 0{,}41$

Si	P(Si)	ΔFd(D;Si)	Fd(D; Si)	β	Psf (D;Si)	Psf(D; Si)*P(Si)	Omschrijving afwijking:
1	0,99	0	1,199	5,263	7,09E-08	7,02E-08	Basisschematisering
2	0,01	-0,19	1,009	3,996	3,22E-05	3,22E-07	
3			1,199	5,263	7,09E-08	0,00E+00	
4			1,199	5,263	7,09E-08	0,00E+00	
5			1,199	5,263	7,09E-08	0,00E+00	
6			1,199	5,263	7,09E-08	0,00E+00	
7			1,199	5,263	7,09E-08	0,00E+00	
8			1,199	5,263	7,09E-08	0,00E+00	
9			1,199	5,263	7,09E-08	0,00E+00	
10			1,199	5,263	7,09E-08	0,00E+00	
	Totale faalkans S1 ... S10 :					3,92E-07	

ΔFd(D;Si) geeft toename van Fd(D) tov stabiliteitsfactoreis bij aanname van scenario Si

dit is **97%** **van de toelaatbare kans**

indien dit kleiner dan 100% is, dan is de schematiseringfactor ok
schematiseringsfactor verhogen tot dit percentage < 100% is

Figuur 1 Rekenblad ten behoeve van het bepalen van de schematiseringfactor voor het mechanisme afschuiven langs een glijvlak bij toepassing van het CSSM materiaalmodel.

Ter toelichting enkele opmerkingen bij deze figuur.

De in het rekenblad gebruikte symbolen wijken iets af van de symbolen zoals zij in de Technische Leidraden worden gebruikt.

Door de gebruiker dienen alleen de gele cellen te worden ingevuld:

• De vereiste schadefactor: γ_n.

• Een schatting voor de schematiseringfactor: γ_b.

• De scenariokansen van de overige scenario's die ongunstiger zijn dan de basisschematisering (in de figuur is dat alleen scenario 2 met P_{s2} = 0,01).

• Het bij de scenario's behorende verschil tussen de stabiliteitsfactor gegeven dat scenario en de stabiliteitsfactor gegeven de basisschematisering: $F_{d;s2} - F_{d;s1}$.

Aan de hand van de formules, die in de artikelen Voorbeeld schematiseringfactor voor afschuiven en Schadefactor voor afschuiven langs diep glijvlak zijn gegeven, wordt de totale faalkans berekend. Deze wordt vergeleken met de toelaatbare faalkans. Als de totale berekende faalkans kleiner is dan de toelaatbare faalkans (in de figuur is dat het geval, zie groene cel met 97%) is de gekozen waarde van de schematiseringfactor aan de veilige kant.

Versie 1.0: 2 juli 2025

3. Belastingen

3.1 Inleiding

Combinaties van belastingen

Bij de faalkansanalyse van een waterkering moeten een groot aantal belastingen en bedreigingen die stuk voor stuk in de tijd kunnen variëren, de revue passeren. De kans dat de verschillende belastingen gelijktijdig een zeer ongunstige (zeldzame) waarde bezitten, is vaak klein. Een volledig probabilistische analyse waarbij rekening wordt gehouden met de verdelingen en correlaties van alle belastingen is nog niet haalbaar. Een efficiënte beoordeling is wel mogelijk door een semi-probabilistische analyse uit te voeren voor verschillende belastingcombinaties.

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

Het onderstaande voorbeeld gaat in op de combinatie van verkeersbelasting en hydraulische belastingen (waterstand) bij de beoordeling van een dijklichaam op het mechanisme afschuiven langs een glijvlak.

1. De verkeersbelasting die samenhangt met geplande werkzaamheden (beheer en onderhoud, versterkingswerkzaamheden) kan extreem zijn en levert daarom mogelijk een kritische belastingsituatie op. Maar, omdat deze werkzaamheden normaliter buiten het gesloten seizoen.
2. Als de buitenwaterstand naar extreme waarden oploopt, moet rekening worden gehouden met een verkeersbelasting die gerelateerd is aan maatregelen die nodig zijn bij hoge buitenwaterstanden (herstelmaatregelen, verkeersbelastingen die horen bij het functioneren van het hoogwaterkerend systeem). Hierbij moet rekening worden gehouden met realistische verkeersbelastingen, in combinatie met de hydraulische condities waarbij deze belastingen reëel/voorstelbaar zijn. Overigens zijn veel herstelwerkzaamheden tijdens hoogwater niet realistisch voor locaties waar de hoogwaters storm-gedomineerd zijn, zoals langs de kust.

1. Als de buitenwaterstand extreme waarden bereikt, zal een weg op een dijk veelal worden afgesloten voor zwaar of zelfs voor regulier verkeer. Een extreme verkeersbelasting op een weg (dus zwaarder dan normaal wegverkeer) hoeft niet gecombineerd te worden met een extreme buitenwaterstand. Een uitzondering vormt eventueel noodzakelijk calamiteiten-verkeer zie ook Wel of geen verkeersbelasting in het artikel Verkeersbelasting en stabiliteit.

Een tweede voorbeeld betreft de voor de dijkstabiliteit relevante waterspanningen die door een tweetal externe belastingen worden beïnvloed: hoogwater en neerslag. Het artikel Invloed van neerslag op het freatisch vlak behandelt hoe met (de onzekerheid in) de bijdrage door neerslag bij het bepalen van de waterspanningen om te gaan.

3.2 Waterspanningen

3.2.1 Inleiding waterspanningen

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

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.

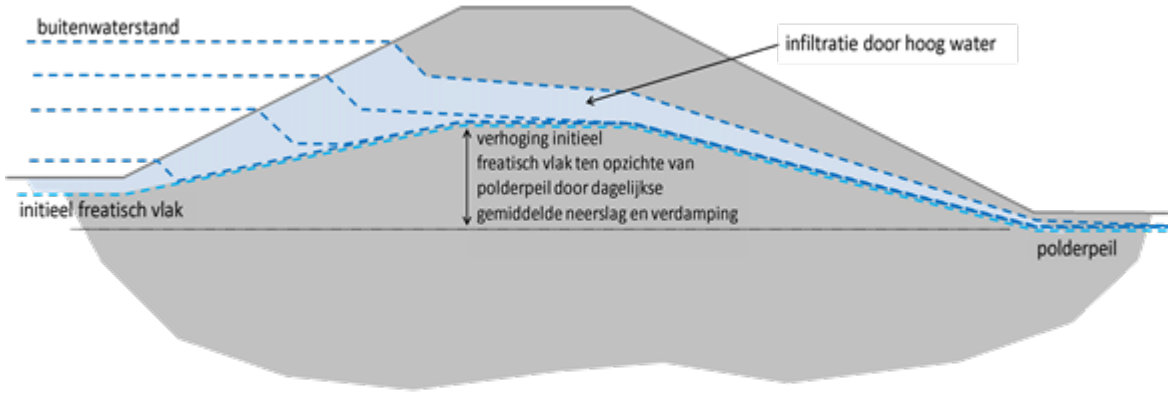
Met betrekking tot het freatische vlak zijn er twee fenomenen die apart de aandacht verdienen:

- 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.

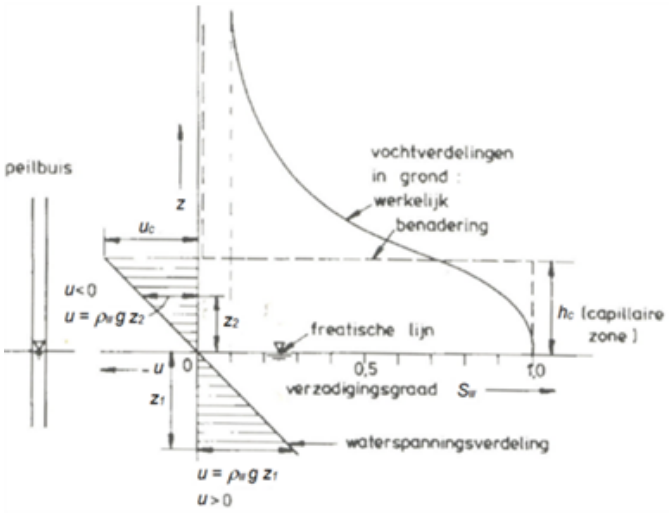
In beide gevallen wordt rekening gehouden met een zekere uittreeweerstand en een bijbehorende sprong in de freatische lijn ter plaatse van het uittreepunt. Ook bij een doorlatende dijk kunnen zich omstandigheden voordoen als gevolg waarvan de freatische lijn plaatselijk hoger komt te liggen.

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:

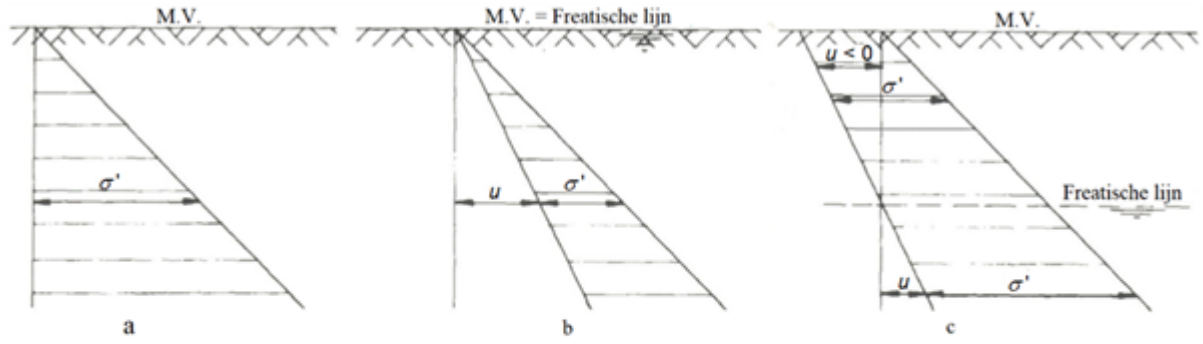
u	Waterspanning [N/m²].
u_c	Capillaire waterspanning [N/m²].
h_c	Hoogte capillaire zone [m].
ρ_w	Soortelijke massa water [kg/m³].
g	Versnelling zwaartekracht [m/s²].
z	Hoogte ten opzichte van de freatische lijn [m].

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].

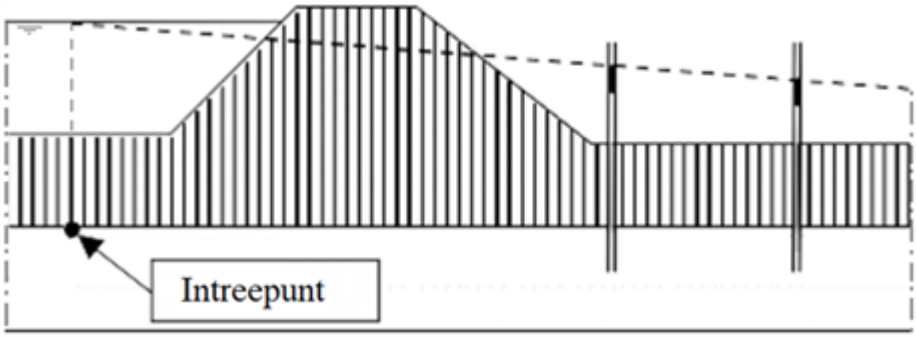
De bergingscoëfficiënten van in Nederland voorkomende zandpakketten variëren van 10^{-4} tot 3.10^{-3} [-], anders gezegd een elastische berging van $S_z = 10^{-4}$ à 3.10^{-3} m³ per m² van het zandpakket per meter stijghoogte-toename.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Intreepunt

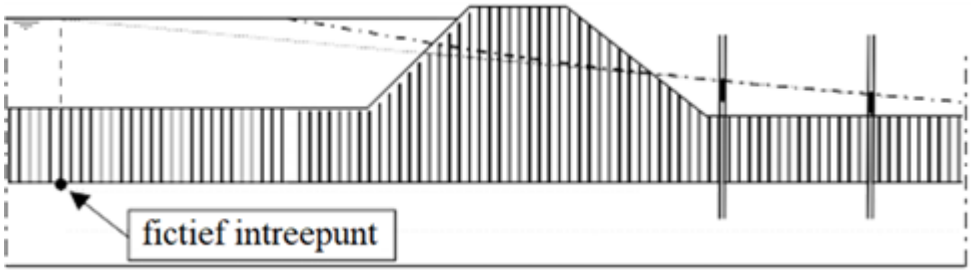
Het intreepunt is de positie waarop de hoogwaterrandvoorwaarde effectief aanwezig is in de watervoerende zandlaag onder een waterkering. De plaats, waar die in het watervoerend zandpakket moet worden aangenomen, hangt samen met de intreeweerstand (slibbodem in de rivier), die gewoonlijk slecht bekend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

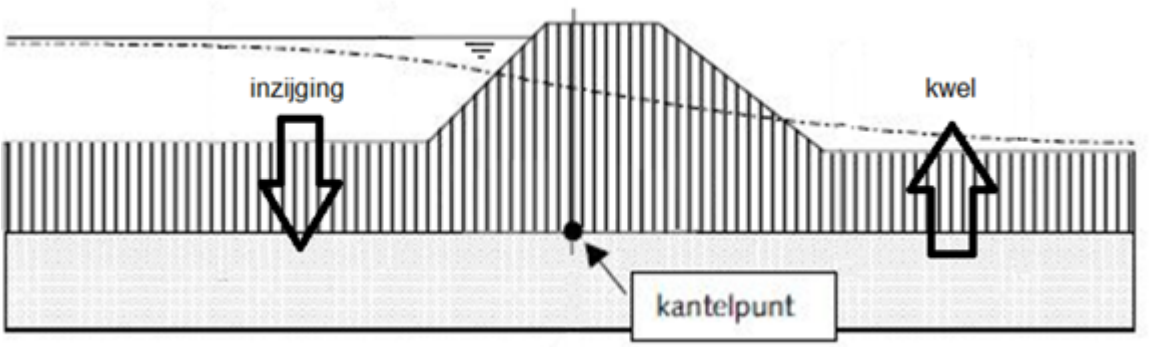
De hierboven geschetste bepaling van het fictieve intreepunt is alleen toepasbaar voor stationaire stroming. Bij niet-stationaire stroming is het fictieve intreepunt niet stabiel, zie Tijdsafhankelijke lekfactor voor niet-stationaire stroming.

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.

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

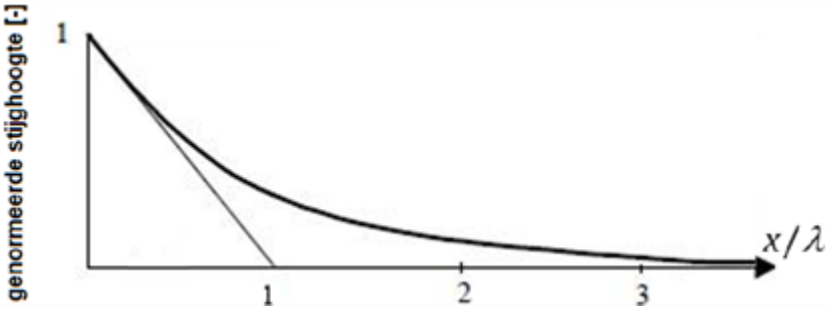
Waarin:

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].

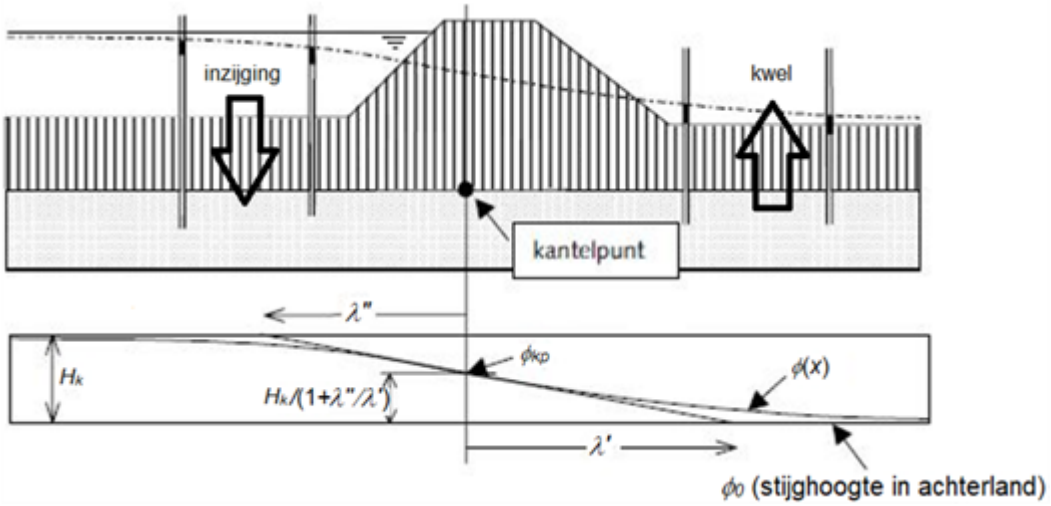
ϕ_o Stijghoogte in de nul-situatie, ver in het achterland [m+NAP].

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 $3\,\lambda'_{\omega}$ 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.

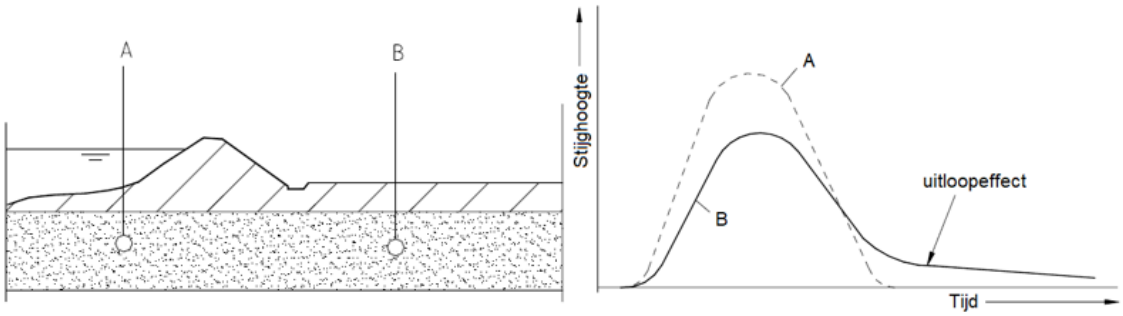
Let op, bij afstroming via zowel de boven- als de onderzijde moet de factor 2 worden vervangen door 0,5 als nog steeds wordt gerekend met de gehele laagdikte d. Bij tweezijdige afstroming hoeft het water dat uit de grond wordt geperst namelijk maximaal de halve laagdikte af te leggen om de rand te bereiken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

Versie 1.0: 2 juli 2025

Naijlen van waterspanningen

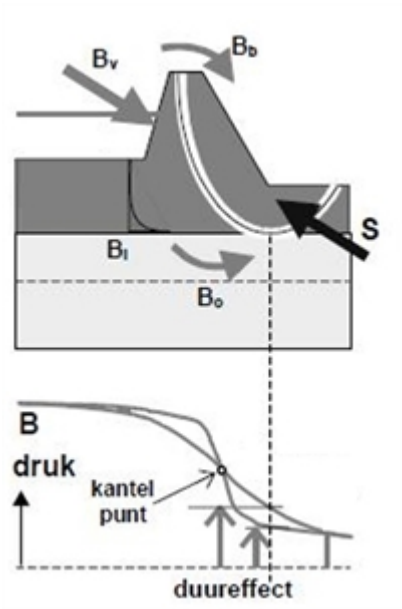
Tijdens een hoogwater volgt de waterspanning in de watervoerende laag binnendijks met een zekere vertraging het verloop van de vallende buitenwaterstand. Na een hoogwater blijkt de waterspanning

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.

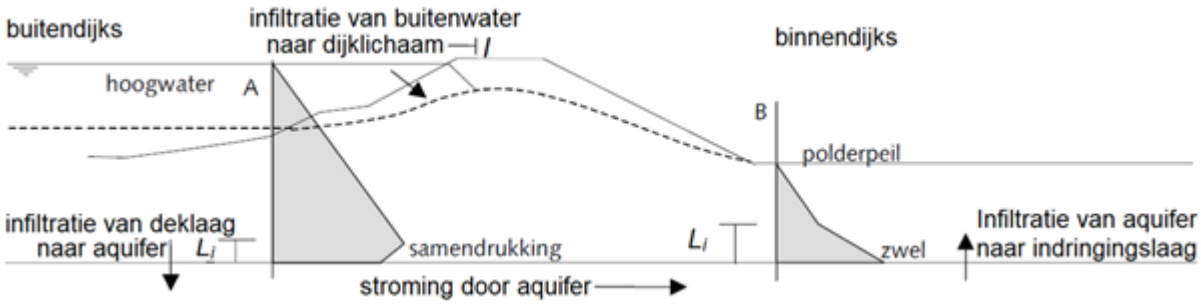
Inleiding

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.

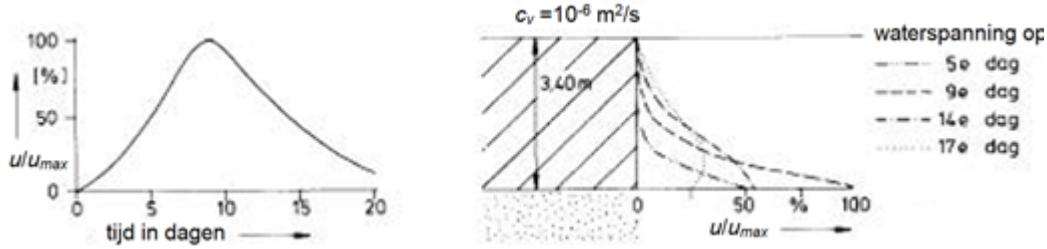
Ad 3) Berekenen. De volgende paragraaf behandelt wijze van berekenen van de dikte van de indringingslaag.

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.

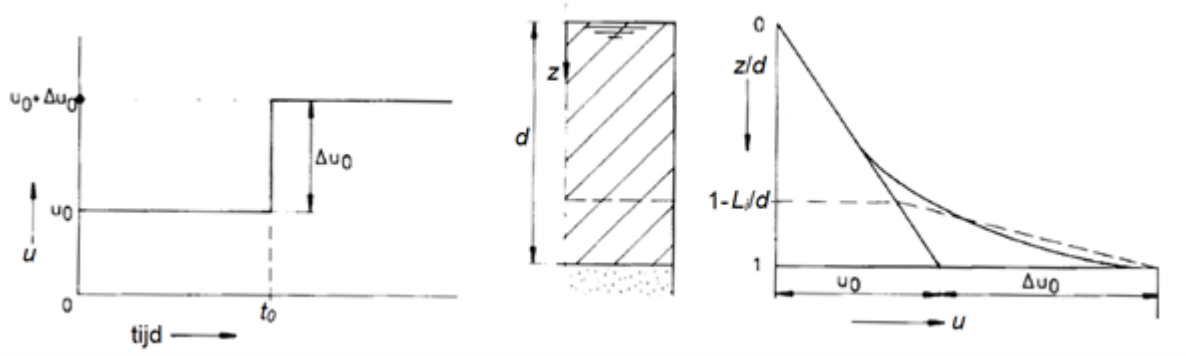
De aanpassing van de waterspanningen *u* in een slecht doorlatende deklaag aan een wijziging van de randvoorwaarden, zoals de waterspanning in een onderliggende, watervoerende zandlaag, kan geruime tijd duren. De ééndimensionale consolidatie beschrijft het aanpassingsproces.

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

3.2.2 Bepalen waterspanningen

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

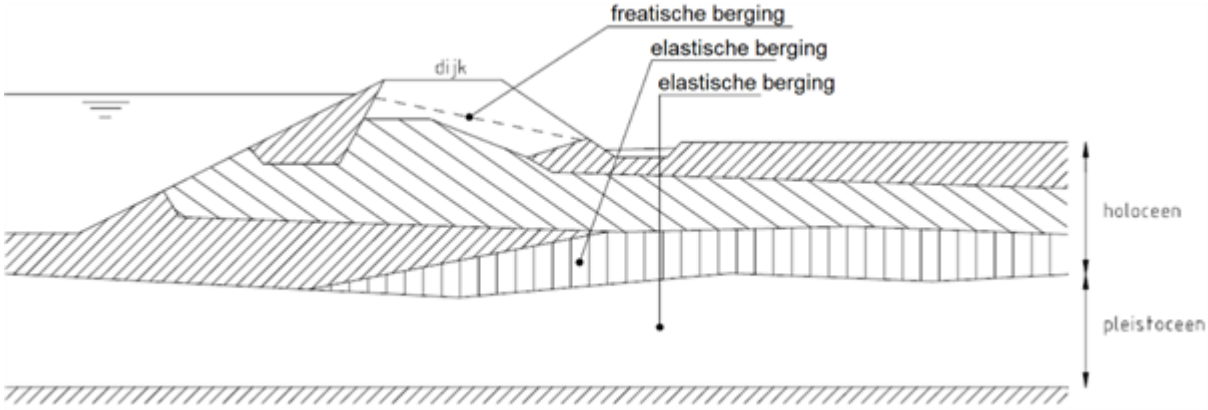
Dit artikel begint met een veel in Nederland voorkomende situatie: het zogenaamde Hollandprofiel en hoe in een dergelijke situatie de grondwaterstroming kan worden benaderd en gekarakteriseerd. Zo nodig moet daarbij rekening worden gehouden met opdrukken van de deklaag achter de dijk.

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).

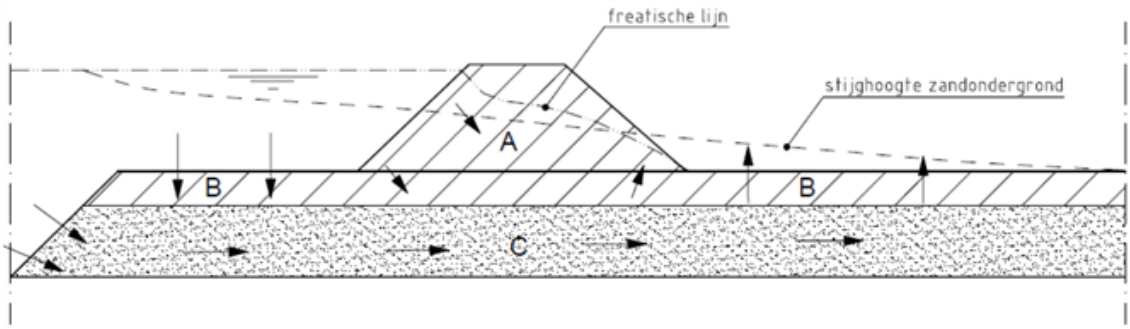
De belasting door een hoge buitenwaterstand veroorzaakt:

- 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

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.

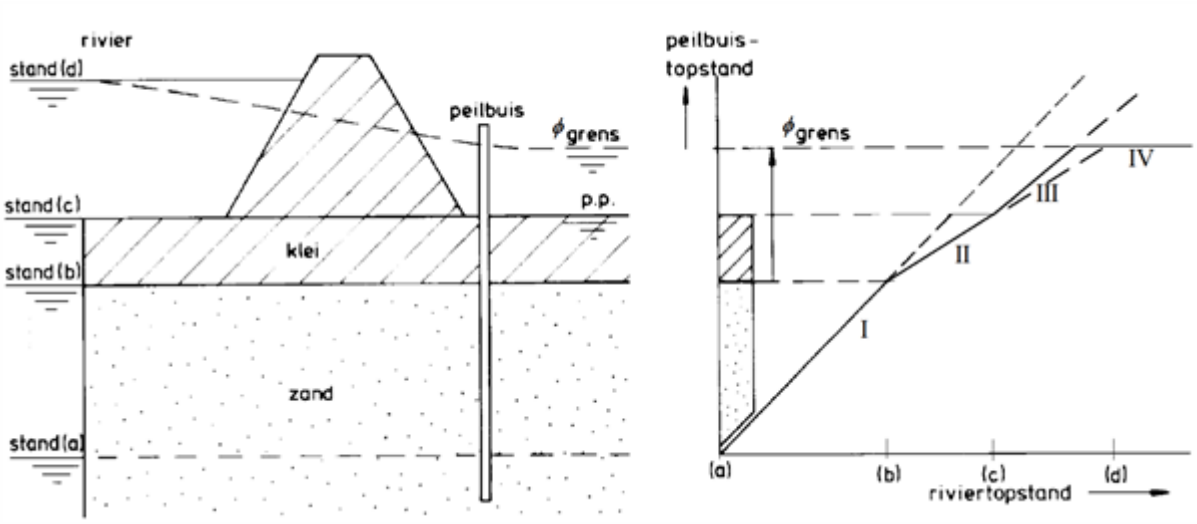
In het voorbeeld in onderstaande figuur leidt lineaire extrapolatie van metingen om verschillende redenen tot foutieve uitkomsten leiden.

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

Schematiseren van de waterspanningen

Waterspanningen zijn van belang voor verschillende mechanismen. Dit artikel behandelt de stappen om te komen tot een efficiënte berekening van de waterspanningen voor verschillende situaties. Het artikel Grondwaterstroming algemeen gaat in op een veel in Nederland voorkomende situatie: het zogenaamde Hollandprofiel en hoe in een dergelijke situatie de grondwaterstroming te benaderen en karakteriseren. Het artikel Onzekerheid waterspanningsschematisering gaat nader in op de problematiek hoe te komen tot een schematisering die rekening houdt met het vereiste veiligheidsniveau.

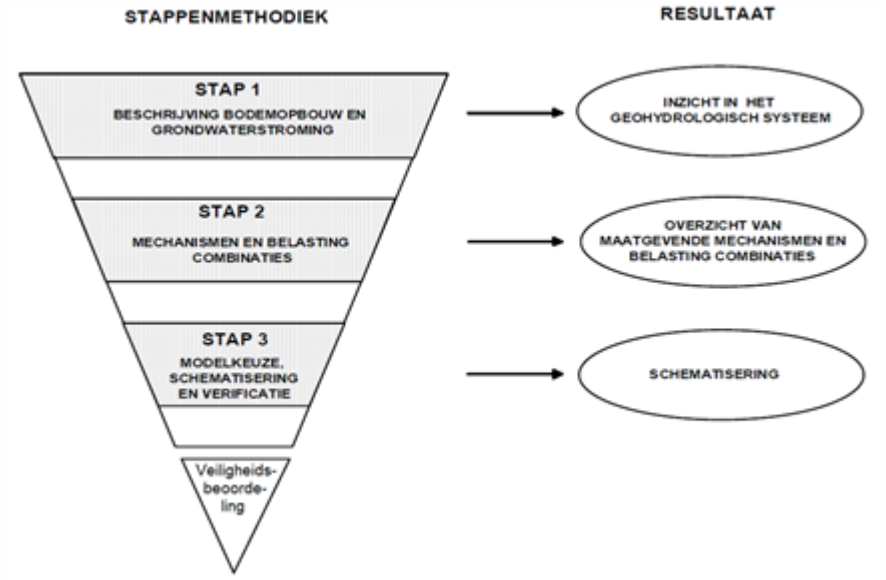
Inleiding

Dit artikel behandelt de stapsgewijze methodiek om te komen tot een schematisering van de waterspanningen, zie onderstaande figuur. Elke stap heeft een herkenbare doelstelling en het resultaat dient als uitgangspunt voor de volgende stap. De doelstelling per stap is:

Stap 1: Inzicht krijgen in de werking van het geohydrologisch systeem ter plaatse en op grotere afstand van de dijk.

Stap 2: Inzicht krijgen in de voor de beoordeling van de dijk meest belangrijke situaties, gebaseerd op de invloed van externe belastingen op waterspanningen, alsmede de effecten van waterspanningen in de verschillende mechanismen.

Stap 3: Het kwantitatief uitwerken van schematiseringen van de waterspanningen in de dijk, voor de in stap 2 kritische belastingsituaties.



Figuur Stapsgewijze aanpak voor het schematiseren van waterspanningen.

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

In de laatste stap wordt een schematisering gemaakt en worden de waterspanningen bepaald en geverifieerd. De verificatie kijkt terug naar de voorgaande stappen waarbij onder andere aandacht wordt besteed aan het nagaan van verborgen veiligheden in de schematisering (marges), controles (bewezen sterkte) en het al dan niet meenemen van bijzondere aspecten (intreeweerstand, instationariteit, et cetera).

Onderstaande tabel geeft een overzicht van het belang van verschillende aspecten voor een aantal onderscheiden standaard waterkeringen. Deze tabel geeft aan welke informatie relevant is voor een specifieke situatie.

Belangrijkste aspecten per stap voor verschillende typen waterkeringen. Let op: de laatste kolom verwijst naar de cases in bijlage 2 van [TRWD 2004].

STAP 1		STAP 2										
Systeemkenmerken		Mechanismen				Belastingen (oorzaken van waterspanningen)				Uitwerking		
Type waterkering	Opbouw dijk en	Opdrijven/ opbarsten	Micro-instabiliteit	Macro-instabiliteit	Piping of zetting	Waterstand **	Neerslag	Grondopholing	Verkeer	Niet stationair	Meting	Bijlage [TRWD

ring / hydraulische belasting	ondergrond		teit	teit	ngsvloeiing		g*			2004]
Dijk bende nrivier/ • Langdurig hoogwater • Korte getijde-invloed	Kleidijk op dik slappe lagenpakket		o		o					2.1
Meerdijk/ • Kortdurend hoogwater • Langdurig hoog mee	Zanddijk met zandcunet	o					o	o	o	2.2

rpeil			
Dijk bov enri vier/ • Lan gdu rig hoo gwa ter	Klei dijk op dun ne kleil aag	-	2.3

Legenda:

belangrijk

o van beperkt belang

- niet relevant

* o.a. grondophogingen bij dijkversterkingen

** o.a. hoogwater, golfoverslag en val na hoogwater

Toelichting bij de tabel:

De onderbouwing waarom bepaalde aspecten belangrijk, van beperkt belang of niet relevant zijn, is weergegeven in de onder deze tabel weergegeven artikelen.

- Benedenrivierdijk: Dominant mechanisme: het mechanisme afschuiven langs een glijvlak binnenwaarts onder opdrijfcondities.
  - Aanpak: semi-stationaire berekeningen, metingen noodzakelijk.
- Meerdijk: Dominant mechanisme: opbarsten bekleding /uitspoelen of afdrukken bekleding.
  - Aanpak: (semi-)stationaire berekeningen, metingen nuttig.
- Bovenrivierdijk: Dominant mechanisme: piping na opbarsten.
  - Aanpak: (semi-)stationaire berekeningen, metingen nuttig.

De volgende artikelen gaan in op de drie onderscheiden stappen:

Stap 1: Beschrijving bodemopbouw, grondwaterstroming en geometrie.

Stap 2: Mechanismen en belastingcombinaties.

Stap 3: Modelkeuze, schematisering en verificatie.

Enkele ervaringen met schematiseren waterspanningen

Overschatten van kansen:

Uit ervaring blijkt dat de invloed van (de onzekerheden in) waterspanningen op de uitkomsten van stabiliteitsberekeningen significant groot is. Dat geldt vooral wanneer de totaalspanning (grondspanning) klein is. Een relatief kleine toename van de waterspanning leidt dan tot een relatief grote afname van de korrelspanning. Niet zelden, bijvoorbeeld in situaties met een bovenlaag van veen of sterk veenhoudende klei, bereikt de berekende korrelspanning de waarde nul.

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

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

Kortom, het aangeven van een kans van optreden en het bepalen van karakteristieke parameters voor de bepaling van niet gemeten waterspanningen in de praktijk is vaak een stap te ver. Met name, wanneer op basis van geschatte grondgewichten en geschatte waterspanningen ergens in een grondlaag een korrelspanning van bij benadering nul of zelfs kleiner dan nul wordt berekend, is er alle reden de uitgangspunten met betrekking tot de waterspanningen nog eens kritisch te bekijken of nadere metingen te doen.

Het komt ook voor dat op basis van proevenverzamelingen van sterkte-eigenschappen met een karakteristieke waarde nul voor de schuifspanning bij lage normaalspanning gerekend moet worden, bijvoorbeeld in een situatie waarin er relatief weinig proefgegevens bij lage spanningen beschikbaar zijn. In dergelijke situaties is het vrijwel onmogelijk om evenwicht te bereiken (schuifspanning Mohr-Coulomb nul). Het uitvoeren van waterspanningsmetingen kan de onzekerheid in die situaties aanmerkelijk verkleinen..

Onderschatten van kansen:

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

In het recente verleden is een aantal malen gebleken dat zich in heterogeniteiten in de opbouw van een dijk, zoals bijvoorbeeld een zandbed onder een nog in de dijk aanwezige oude klinkerweg, water kon verzamelen dat na een periode met veel regenval tot falen van de dijk leidde (ervaringen in Gelderland, Noord- en Zuid Holland). Min of meer vergelijkbare ervaringen zijn opgedaan met zandige versterkingen aan de binnenzijde van oude, lekkende kleidijken welke aan de binnenzijde met ondoorlatende klei werden afgedicht. In deze situaties trad na hevige regenval met een verhoogde buitenwaterstand zo ernstige deformatie van het dijklichaam op dat een calamiteit maar net kon worden afgewend.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Schematiseren waterspanningen stap 1: Beschrijving bodemopbouw, grondwaterstroming en geometrie

Het doel van stap 1 van het schematiseren van de waterspanningen is het vaststellen van een goede systeembeschrijving (hydraulische en overige belastingen enerzijds en opbouw dijk en ondergrond anderzijds), op grond waarvan kan worden beoordeeld hoe waterspanningen worden gegenereerd.

De activiteiten in deze stap zijn:

- Beschrijven van de geometrie: representatieve dwarsdoorsnede over rivier, zomerkaden, voorland, dijk en achterland, met daarin de markante waterstanden.
- Globaal beschrijven van de bodemopbouw en het (geo)hydrologisch systeem ter plaatse van en rond het grondlichaam, zie Schematiseren van de ondergrond.
- Krijgen van inzicht in afwijkingen / onregelmatigheden in het systeem (aanwezigheid van geulen, variërende sliblaag, heterogeniteiten in de opbouw van de dijk, instationaire effecten, kans op zettingsvloeiing, effecten van opdrijven / opbarsten, wijziging systeemgedrag bij hogere waterstanden, et cetera).
- Vaststellen van de buiten- en binnendijkse randvoorwaarden en de grenzen van het invloedgebied.

Voor deze activiteiten is de volgende informatie van belang:

- Bodemopbouw (geulen, tussenzandlagen, dikte slappe lagenpakket, sliblaag, et cetera.).
- Verticale en horizontale grondwaterstroming (geohydrologische parameters zoals stijghoogte bij bijbehorende waterstand, doorlatendheid et cetera.).
- Geometrie van de waterkering.
- Geohydrologische randvoorwaarden zoals buitenwaterstanden, polderpeilen, waterstand bij norm et cetera.

Om deze gegevens boven tafel te krijgen is inventarisatie van alle kennis van de dijk gewenst. Denk daarbij aan historische kennis van de dijk, ervaringen ter plaatse, gegevens van reeds eerder uitgevoerde metingen, maar ook aan een visuele verkenning van de huidige situatie.

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

Versie 1.0: 2 juli 2025

Schematiseren waterspanningen stap 2: Mechanismen en belastingcombinaties

Het doel van stap 2 van het schematiseren van de waterspanningen is het maken van een overzicht van alle relevante situaties waarvoor een schematisering van de waterspanningen nodig is, alsmede een indicatie van het effect van deze situaties op de sterktebeoordeling van de dijk.

De activiteiten in deze stap zijn:

- Maken van een selectie van (faal)mechanismen waarvoor het van belang is waterspanningen te schematiseren.
- Maken van een selectie van de oorzaken van waterspanningen, oftewel het bepalen van relevante belastingen.
- Opstellen van (kritische) belastingcombinaties.
- Kwantitatief invullen van de belastingcombinaties.

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

- Hoogwater (grondwaterstroming / infiltratie / duur).
- Dagelijkse waterstand, waterstandsfluctuaties.
- Val na hoogwater (grondwaterstroming)/ extreem laag water.
- Neerslag (infiltratie).
- Golfoverslag (infiltratie).
- Verkeersbelasting (consolidatieprocessen, scheepsbotsing).
- Grondophoging (consolidatieprocessen / vervormingen).
- Belastingen in verband met veranderingen in rivierloop.

In stap 2 wordt vastgesteld voor welke situaties (combinaties van mechanismen en externe belastingen) schematiseringen van de waterspanningen nodig zijn.

Normaliter staan bij het ontwerp en de beoordeling van waterkeringen de volgende extreme belastingen centraal:

- Extreem hoogwater.
- Val na hoogwater / extreem laag water.
- Extreme neerslag.
- Dijkversterking: ophogingswerkzaamheden in uitvoeringsfase.
- Rivierloopveranderingen, veranderingen in het achterland (polderpeil, zandwinning).

Een combinatie van extreme belastingen is meestal niet aannemelijk, zie het artikel Combinaties van belastingen.

De tabel geeft een overzicht van de relevante waterspanningsschematiseringen voor een benedenrivierdijk. Nadere aanwijzingen geven de uitgewerkte cases in bijlage 2 van [TRWD, 2004].

Tabel Voorbeeld van relevante waterspanningsschematiseringen voor een benedenrivierdijk.

Situatie	waterspanningsschematisering			te beoordelen mechanismen
	nr.	waterspanningen in ...	belasting	
1. hoogwater	1.1	watervoerend pakket	WBN	Opbarsten/opdrijven, Piping / zettingsvloeiing
	1.2	dijklichaam en deklaag	WBN+ N + V	Afschuiven binnenwaarts Uitspoelen of afdrukken

2. laagwater	2.1	dijklichaam	van WBN naar GHW	Afschuiven buitenwaarts
	2.2	dijklichaam	van GHW naar LLW	Afschuiven buitenwaarts
	2.3	watervoerend pakket	idem als 2.1 en 2.2	Zettingsvloeiing
3. neerslag	3.1	watervoerend pakket, dijklichaam en deklaag	EN + GHW	Afschuiven binnenwaarts
	3.2	dijklichaam	EN + GLW	Afschuiven buitenwaarts
4. uitvoering	4.1	dijklichaam en deklaag	*	Afschuiven binnenwaarts** Afschuiven buitenwaarts**
N: neerslag V: verkeersbelasting EN: extreme neerslag GHW: Gemiddeld Hoog Water LLW: Laag Laag Water WBN: Waterstand bij de norm GLW: Gemiddeld Laag Water				* in samenhang met alle bovenstaande combinaties ** evt. met lagere norm

Toelichting bij de tabel:

ad 1.1 en 2.3: Opbarsten / opdrijven, piping / zettingsvloeiing.

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

ad 1.2: Verkeersbelasting.

Het artikel Verkeersbelasting en stabiliteit gaat in op de verkeersbelasting en het in rekening brengen hiervan voor een hoogwatersituatie. Wateroverspanningen ten gevolge van een verkeersbelasting worden in rekening gebracht in de vorm van een gering aanpassingspercentage van bijvoorbeeld 0% tot 10% aan de belasting.

ad 2.1, 2.2 3.1 en 3.2: Afschuiven buiten- en binnenwaarts.

Voor de stabiliteit van het buitentalud is een ongunstige combinatie van een hoge grondwaterstand in de dijk na een snelle daling van de buitenwaterstand of de situatie bij extreme neerslag bepalend.

Neerslag kan een opbolling van de freatische lijn in het dijklichaam veroorzaken, maar kan ook het polderpeil verhogen als de capaciteit van de gemalen tijdelijk onvoldoende is. Indien een hoogwater volledig gecorreleerd zou zijn met zware regenval, dan zouden de waterspanningseffecten van beide belastingen gezamenlijk in rekening gebracht moeten worden. Een combinatie van extreme belastingen is meestal niet aannemelijk, maar het komt soms voor dat een hoge waterstand door een intensieve regenperiode vooraf is gegaan, zodat dijken verzadigd en zwakker zijn.

In het geval dat zich onder normale condities een opbolling van de freatische lijn bevindt in het dijklichaam (in oude dijklichamen is dat meestal het geval), dient men bij hoogwater rekening te houden met deze opbolling. Bij de waterspanningsschematisering voor de situatie bij hoogwater dient daarom rekening te worden gehouden met een onder normale omstandigheden optredende neerslag in het gesloten seizoen.

ad 2.3: Zettingsvloeiing.

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

ad 3.1 en 3.2: Extreme neerslag.

Het artikel Invloed van neerslag op het freatisch vlak gaat in op het effect van (extreme) neerslag op de waterspanningen.

ad 4.1: Uitvoering.

In de uitvoering worden de waterspanningen beïnvloed door een toename van de grondspanningen. Deze geven een directe toename van de waterspanningen in het slappe lagenpakket. Dit betekent, dat er na een dijkverbetering sprake kan zijn van ongeconsolideerde grondlagen ten gevolge van grondaanvullingen. Dit is in principe een tijdelijk effect en de waterspanningen zullen door consolidatie weer afnemen.

Met de tijdelijke wateroverspanningen dient rekening te worden gehouden, zie Stabiliteit tijdens de uitvoering dijkverbetering.

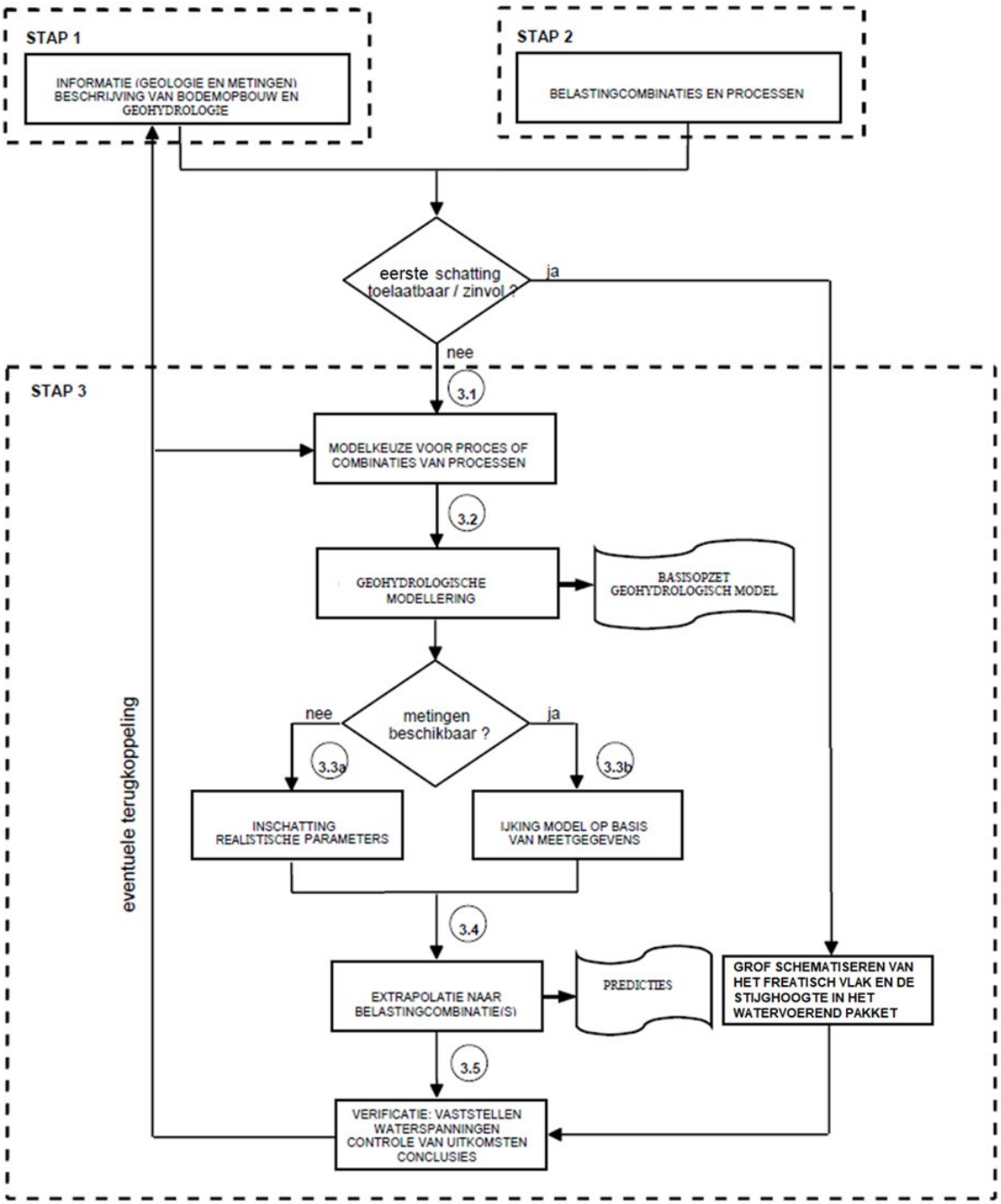
De hydrodynamische periode karakteriseert de duur van de consolidatie. De duur van het consolidatieproces is in veel gevallen, zeker in het Benedenrivierengebied, langer dan de uitvoeringsperiode. Dit betekent dat ook na de uitvoering gedurende die periode, wateroverspanningen in het slappe lagen pakket aanwezig zijn. Omdat voor die periode wel gerekend wordt met de extreme buitenwaterstanden die horen bij de beoogde eindsituatie, zal de bezwijkkans gedurende die periode groter zijn dan in de beoogde eindsituatie. Per geval zal moeten worden bezien of dit acceptabel is.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Schematiseren waterspanningen stap 3: Modelkeuze, schematisering en verificatie

Inleiding

Doel van stap 3 is het kwantitatief uitwerken van de beoogde waterspanningsschematisering voor de in stap 2 vastgestelde situaties. In onderstaande figuur zijn de te ondernemen activiteiten en keuzes in een stroomdiagram weergegeven. Dit stroomdiagram geeft de activiteiten weer die achtereenvolgens nodig zijn om tot een schematisering te komen. Bij elke activiteit moeten keuzes worden gemaakt voor bijvoorbeeld het type model, parameters, metingen, et cetera. Hieronder worden de substappen 3.1 t/m 3.5 nader toegelicht. Opgemerkt wordt dat binnen de overstromingskansbenadering per (faal)mechanisme moet worden toegewerkt naar een zo realistisch mogelijk bepaalde faalkans, zie het artikel Onzekerheid waterspanningsschematisering.



Figuur Stappenschema Schematisering waterspanningen

Deze tabel scrolt horizontaal

Tabel Type modellen en verwijzing naar andere artikelen

Type model	black box model		analytisch model		numeriek model	
	zonder metingen	met metingen	zonder metingen	met metingen	zonder metingen	met metingen
Verwijzingen	Eerste schatting van het freatisch vlak Eerste schatting van de stijghoogte in het watervoerend pakket	Berekenen waterspanningen (Extrapolatie uit topstanden) Berekenen waterspanningen (Extrapolatie uit momentane meetwaarden)	Modellen van het stijghoogteverloop in een zandlaag onder een ondoorlatende dijk	Stationaire lekfactor Tijdsafhankelijke lekfactor Analytische modellen voor de interpretatie van peilbuiswaarnemingen	Berekenen waterspanningen (Numerieke programma's)	
Modelnr.	1A t/m 2B	3A	4A t/m 4F	3B t/m 3E		

Stap 3.1 Modelkeuze

De informatie uit stap 1 en 2 (1= beschrijving bodemopbouw, grondwaterstroming en geometrie en 2= mechanismen en belastingcombinaties) bepaalt de keuze voor een model of een combinatie van modellen. Er zijn drie typen modellen, zie de tabel. Bij de keuze zal ook de beschikbare informatie een rol spelen.

Overwegingen bij de modelkeuze (zie ook Berekenen waterspanningen):

- Het tijdsafhankelijk verloop van de hydraulische / (geo)hydrologische randvoorwaarden bepaalt of een stationaire berekening voldoende is of dat een tijdsafhankelijke (of cyclische) berekening zinvol is.
- Afhankelijk van de geometrie, denk daarbij bijvoorbeeld aan het voorkomen van oude geulen onder de dijk (watervoerend pakket), rivierbochten of plaatselijk een hoog voorland, wordt gekozen voor een schematisering van de geometrie van dijk en ondergrond. Daarbij valt afhankelijk van de geometrie de keuze op:
  - Tweedimensionaal in een horizontaal vlak.
  - Tweedimensionaal in een verticaal vlak.
  - Driedimensionaal.
- In situaties waar waterspanningen van ondergeschikt belang zijn kan men wellicht zonder metingen schematiseren. In de andere gevallen zullen metingen noodzakelijk zijn.

Stap 3.2 Geohydrologische modellering

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

- Uitgangspunt is de in stap 1 gemaakte systeembeschrijving betreffende beschrijving bodemopbouw, grondwaterstroming en geometrie. Deze dient nu kwantitatief te worden ingevoerd in de gekozen modellen. Dit betekent dat de vaak grillige en heterogene werkelijkheid op een realistische manier moet worden geschematiseerd. De detaillering is mede afhankelijk van de mogelijkheden van de gekozen modellen: sommige modellen vereisen een verregaande vereenvoudiging van de complexe werkelijkheid. Dan is inzicht en ervaring vereist voor een realistische schematisering.
- De grondopbouw en de grondeigenschappen dienen in voldoende detail bekend te zijn. Van belang zijn met name:

  - De aanwezigheid en dikte van de samendrukbare laag (klei, veen) binnen- en buitendijks.
  - De ligging en dikte van de watervoerende zandpakketten.
  - Het al dan niet aanwezig zijn van tussenzandlagen.
  - De doorlatendheden van het dijkmateriaal, de samendrukbare lagen en de zandpakketten.
  - De invloed van mogelijke sliblagen op het onderwater talud.
  - Het soortelijk gewicht van de binnendijkse deklaag (klei, veen).

De grondopbouw wordt bepaald op basis van geotechnisch onderzoek. De doorlatendheden volgen uit laboratoriumonderzoek. Vanwege inhomogeniteiten zullen dergelijke bepalingen echter zelden nauwkeurig zijn. Aanvullende informatie uit literatuurgegevens, ervaringsgegevens betreffende de dijk en/of visuele verkenning zijn daarom in ieder geval ook nodig. De beste bepaling van de doorlatendheid van de zandlagen wordt middels grootschalige veldproeven (langdurige waterspanningsmetingen en/of pompproeven) verkregen. De doorlatendheid of hydraulische weerstand van de samendrukbare lagen is veel moeilijker te bepalen. In eerste instantie kan worden volstaan met schattingen, waarbij voor het voorland vaak een karakteristiek schatting, een relatief lage weerstand (hogere doorlatendheid) in rekening wordt gebracht en voor het achterland het omgekeerde. Specifiek bij dunne kleilagen moet daarbij rekening worden gehouden met mogelijke gestructureerdheid van de klei ten gevolge van (biologische) bodemontwikkeling (in het algemeen de bovenste 1 a 2 meter [Senhorst, 2018]), waardoor de weerstand afneemt.

Belastingen (buiten- en binnendijks). Als buitendijkse belasting wordt de buitenwaterstand opgegeven, met een hydrostatisch drukverloop, zoals deze op het watervoerend pakket werkt. De afstand vanaf de dijk waarop deze belasting wordt opgegeven is het intreepunt. Zeker in het geval van

voorland is het intreepunt fysiek niet gemakkelijk aan te duiden. Dan wordt de afstand bepaald op basis van onderzoek naar de aanwezige toplaag in het voorland. Als alternatief kan indirect met behulp van metingen aan de stijghoogte de intreelengte worden bepaald.
Voor de binnendijkse belasting kan opbarsten/opdrijven een rol spelen. Opbarsten /opdrijven begrenst de waterspanningen in het watervoerende pakket (zie het artikel Berekenen van de grenspotentiaal). Zowel analytische- als numerieke rekenmodellen houden meestal geen rekening met deze interne grensconditie. De gelimiteerde waterspanning vormt dan een extra randvoorwaarde in het watervoerend pakket.

De afstand achter de dijk waar in het watervoerende pakket weer het polderpeil aanwezig is, is afhankelijk van de toevoer van water door het watervoerend pakket (vooral horizontale stroming) en de uitstroom van water door de kleilaag (vooral verticale stroming). Indien op een gegeven punt de kleilaag ontbreekt, zal daar het polderpeil aanwezig zijn. Als de kleilaag niet ontbreekt, zal het polderpeil op geruime afstand gelijk zijn aan de stijghoogte in het watervoerende pakket. Als dit punt te dicht bij de dijk gekozen wordt, leidt dit tot een onderschatting van de waterspanning. De schematisering is dan niet meer veilig. Indien opbarsten zeker optreedt, is de locatie van deze randvoorwaarde minder van belang. De grenswaterspanning in de opdrijfzone volstaat dan.

Bij toepassing van meerdere modellen: de 'rekenvolgorde' en de interacties. Gewoonlijk levert het model voor het watervoerend pakket de randvoorwaarde voor het model voor het bepalen van de ontwikkeling van waterspanningen in de samendrukbare pakketten. Controleer achteraf of tijdsafhankelijke interactie tussen beide pakketten kan worden verwaarloosd.

Overzicht relevante (en niet uit te sluiten) 'afwijkingen' in het ondergrondmodel en in het systeemgedrag. Er moet bijvoorbeeld rekening worden gehouden met mogelijk sterk veranderende omstandigheden die optreden indien het voorland onderstroomt of met te verwachten ingrijpende veranderingen in het geohydrologisch systeem. Zie ook Valkuilen bij interpreteren van waterspanningsmetingen.

Opzet meetprogramma t.b.v. verificatie afwijkingen en vaststellen geohydrologische parameters. Zie bijvoorbeeld [Rozing, 2012]. Het artikel Instrumenten om het verloop van waterspanningen te meten gaat in op eventueel te gebruiken meet instrumenten.

Stap 3.3 Parameterkeuze

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

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

- Indien er geen kalibratie mogelijk is met waterspanningsmetingen moeten de parameters gebaseerd worden op realistische inschattingen. In feite wordt geen informatie toegevoegd, en moet worden uitgegaan van de in stap 3.1 opgestelde basisopzet. Afhankelijk van het beoogde gebruik van het model (bijvoorbeeld extrapolatie naar hoog water, t.b.v. semi-probabilistische aanpak met karakteristieke waarden of probabilistische aanpak met stochasten (verwachtingswaarden met spreiding), dienen keuzes te worden gemaakt hoe de onzekerheden (nu of in de toekomst) in de geologische schematisering worden verwerkt.
- Met metingen van de stijghoogte is kalibratie van de modellen mogelijk. De aanwezigheid van de binnen- en buitendijkse kleilagen en de weerstand ervan (alsmede de elastische berging (consolidatie) voor een instationaire analyse) kunnen door middel van deze metingen worden vastgesteld. Hetzelfde geld voor de doorlatendheid van het watervoerende pakket. Daarnaast

kan op basis van metingen soms de opbarstpotentiaal worden bepaald. Metingen kunnen ook eventuele driedimensionale effecten in beeld brengen, bijvoorbeeld bij sterk wisselende kleilaagdikte in de lengterichting van de dijk. Meetresultaten kunnen veronderstelde afwijkingen bevestigen dan wel uitsluiten.

Stap 3.4 Extrapolatie naar belastingcombinatie(s)

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

- Een ander systeemgedrag bij extreme waterstanden, bijvoorbeeld een ander grondwaterstromingspatroon bij geopende stuw op de rivier, opbarsten/opdrijven van de deklaag achter de dijk, het overstromen van zomerkaden of het overstromen van hoog gelegen voorland. Hierdoor kunnen aspecten die niet relevant zijn in de kalibratie wellicht toch belangrijk zijn in extreme omstandigheden. Bijvoorbeeld de aanwezigheid van geulen in het voorland. De artikelen Valkuilen bij interpreteren van waterspanningsmetingen en Voorbeeld van valkuilen bij interpreteren van waterspanningsmetingen gaan hier wat dieper op in.
- Verandering van het systeem tijdens de zichtperiode (beoordeling) of planperiode (ontwerp). Enkele voorbeelden hiervan zijn het al dan niet kunnen garanderen van een afdekkende laag (sliblaag) op de rivierbodem of op het voorland, toekomstige wijzingen van slootpeilen, autonome bodemdaling, het aanbrengen, verwijderen of functioneren van afsluitende elementen zoals damwanden en schermen.

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

Checklist ter voorkoming van fouten (niet limitatief)

Ter voorkoming van fouten in de basisopzet:

- Nalopen systeemgedrag op mogelijke ‘knikken’ door peilbeheer buiten- en binnendijks (stuw).
- Idem door geometrie (overstromen zomerkade, etc.).
- Terugkoppeling metingen naar uitgangspunten voor de basisopzet.
- Et cetera.

Ter opsporing van mogelijke fouten in de metingen:

- Onafhankelijke bevestiging meetresultaten (nulpuntscorrectie waterspanningsmeters, etc.).
- Controleer de geohydrologische en geologische gegevens met bestaande dynamische databestanden (zoals DINO: Data en Informatie van de Nederlandse Ondergrond). N.B. oud kaartmateriaal dient met de nodige voorzichtigheid te worden gebruikt, omdat in de veel gebruikte Grondwaterkaarten van Nederland fouten zijn geconstateerd;
- Et cetera.

Ter voorkoming van interpretatiefouten:

- Herkennen door grondspanning geïnduceerde waterspanningen (bij afwijkingen in waterspanningen moet de adviseur zich afvragen wat de oorzaak hiervan is (bijvoorbeeld grondwaterstroming of consolidatie door dijkversterking).

- Gedurende lange tijd na een neerslagperiode kan door infiltratie van water uit plassen (ontstaan door o.a. vee en landbouwverkeer op onverharde wegen) een hogere waterspanning en een hogere (schijn-) grondwaterstand in dijken aanwezig zijn.
- Raadpleeg bij onzekerheid een ervaren specialist.
- Et cetera.

Stap 3.5 Vaststellen waterspanningen en controle

In deze stap moet de adviseur aan kunnen geven:

- In welke keuzes enige 'veiligheid / conservatisme' is aangebracht, en hoe dit zich verhoudt tot de belangrijkste onzekerheden. Zie ook het artikel Onzekerheid waterspanningsschematisering.
- In welke mate de schematisering onderbouwd / geverifieerd is met metingen.
- Onder welke voorwaarden de schematisering als realistisch kan worden gebruikt. Bijvoorbeeld welk uitgangspunt is gehanteerd voor rivier en voorland, en hoe belangrijk is dat dan.

Bovenstaande vragen kunnen uitsluitend worden beantwoord, indien het gehele traject van vaststellen ondergrondmodel tot en met berekenen van de geotechnische stabiliteit wordt beschouwd.

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

Bij de schematisering van de waterspanningen kan het relevant zijn om verschillende scenario's te beschouwen c.q. gevoeligheidsanalyses uit te voeren. Duidelijk is dat verschillende scenario's voor de ondergrond leiden tot verschillende schematiseringen van de waterspanningen. Er kunnen echter ook nog andere scenario's relevant zijn (niet uitputtend):

- Een scenario behelst één opbouw van de ondergrond die in het hele dwarsprofiel verondersteld wordt aanwezig te zijn. De opbouw van de ondergrond kan echter onder de dijk of buitendijks anders zijn dan binnendijks. Als er sprake is van een scenario met een slecht doorlatende deklaag binnendijks, kan het onzeker zijn of deze deklaag ook in het voorland aanwezig is. Dit heeft betekenis voor de leklengte in het voorland en daarmee voor het niveau van de stijghoogte in de watervoerende zandlaag binnendijks. Dit leidt tot sub-scenario's met en zonder deklaag in het voorland of eventueel een sub-scenario met een verminderde weerstand van het voorland.
- Ook de onzekerheid over de opbouw van het dijklichaam kan consequenties hebben voor de schematisering van de waterspanningen. Uit de legger, het beheerregister of een bestek van een dijkversterking kan blijken dat er een drainage in de binnenteen van de waterkering aanwezig is. Dit heeft consequenties voor de hoogte van het freatisch vlak. Als er twijfel is over de werking van de drainage, leidt dat tot twee subscenario's: 'drainage werkt' en 'drainage werkt niet'.
- Er kan onzekerheid zijn over de aanwezigheid van een oude kleidijk binnen een later aangelegde zanddijk. Deze onzekerheid heeft invloed op de keuzes bij de schematisering van het freatisch vlak. Ook hiervoor kunnen sub-scenario's worden gedefinieerd.
- Er kan onzekerheid zijn over de diepte van een cunet onder een dijk en of er contact is tussen het cunet en een watervoerende zandlaag. Dit heeft ook consequenties voor de schematisering van de waterspanningen.
- Als niet al bij voorbaat rekening is gehouden met het oplopen van het polderpeil tot het maaiveldniveau door de kwel tijdens hoog buitenwater, dan kan ook hiervoor een sub-scenario

met een kans van voorkomen worden opgesteld.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Onzekerheid waterspanningsschematisering

Waterspanningen zijn van belang voor verschillende mechanismen, zie Introductie waterspanningen. Dit artikel behandelt hoe de onzekerheden in de schematisering van de waterspanningen doorwerken in de veiligheidsanalyse van de waterkering.

Inleiding

Bij de schematisering van het waterspanningsverloop (in tijd en ruimte) in en onder een dijk, ten behoeve van veiligheidsanalyses, spelen onzekerheden een belangrijke rol. Dit betreft met name:

- Onzekerheden over de werkelijk aanwezige situatie (schematiseringsfouten / toevallige effecten).
- Tekortkomingen in de modellen waarmee fysische processen worden beschreven (modelfouten).

In de praktijk van de inmiddels achterhaalde overbelastingsbenadering betekende het omgaan met deze onzekerheden dat belangrijke invoergegevens (laagopbouw, parameters), veelal 'gevoelsmatig' in meer of mindere mate aan de veilige, conservatieve kant werden gekozen. Binnen een zekere bandbreedte resulteerde dit in een meer of minder veilige schematisering van de waterspanningen onder extreme omstandigheden, welke werd gebruikt bij bijvoorbeeld de stabiliteitsanalyse van een dijk.

Hoe conservatief het uiteindelijke resultaat van een dergelijke aanpak is, is afhankelijk van persoonlijke inschatting van de geotechnische adviseur. Praktijkervaringen (gerelateerd aan met ontwerpwaterstanden vergelijkbare extreme hoogwatersituaties) om tot een objectief recept te komen waren er eigenlijk niet.

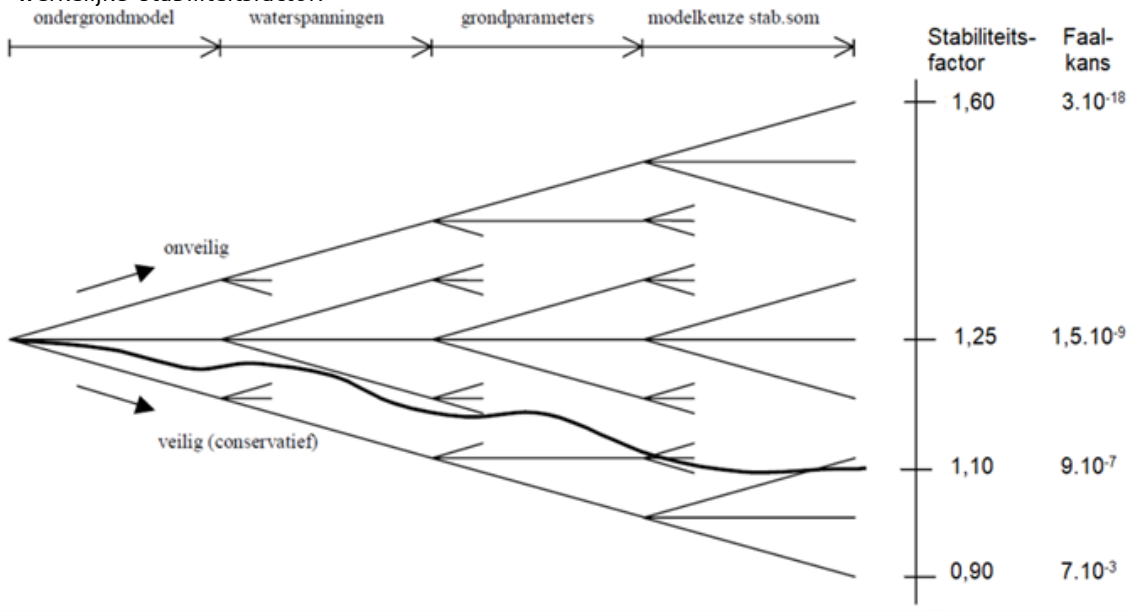
Door een probabilistische aanpak kunnen onzekerheden beter zichtbaar en in zekere zin geobjectiveerd worden. Daarvoor zijn gegevens nodig met betrekking tot de verwachtingswaarden en onzekerheden van alle relevante parameters: de interne geometrie, de grondparameters en de belastingen. De volgende paragraaf gaat nader in op mogelijkheden van een probabilistische benadering van het schematiseren van het waterspanningsbeeld.

Objectiveren van de veilige schematisering

Bij de stabiliteitsanalyse van een dijk vormt de schematisering van het waterspanningsverloop één van de vele stappen in de bepaling van de veiligheid tegen afschuiven, welke wordt uitgedrukt in een stabiliteitsfactor. In iedere stap maakte de overbelastingsbenadering een meer of minder veilige inschatting van de werkelijkheid. Het eindresultaat van dit hele proces is een discrete schatting van de stabiliteitsfactor binnen een brede band van mogelijke uitkomsten, waarvan we aannemen dat deze met 'voldoende kleine' kans wordt onderschreden.

Dit proces van schematiseren binnen een bandbreedte van wat mogelijk aanwezig kan zijn, is in figuur 1 weergegeven voor een viertal belangrijke stappen. Bij elk van de onderdelen van de schematisering (ondergrondmodel, waterspanningen, enz.) zijn verschillende keuzen mogelijk: een schematisering die absoluut veilig is, die wat minder veilig is, enz. tot een optimistische schematisering. Het aaneenschakelen van voor ieder onderdeel absoluut veilige schematiseringen wordt in het diagram aangegeven met de onderste schuine lijn. Hierbij wordt veiligheid op veiligheid gestapeld. Het aaneenschakelen van optimistische schematiseringen wordt aangegeven met de bovenste schuine lijn. Hierbij wordt onveiligheid op onveiligheid gestapeld. De dikke lijn geeft, kwalitatief, een

praktische uitwerking van een schematisering ten behoeve van een stabiliteitsanalyse weer. De golven geven aan dat iedere stap bestaat uit sub-stappen met eigen onzekerheden, die allen in meer of mindere mate worden afgedekt door meer of minder veilige benaderingen. Op de verticale as aan de rechterzijde is de bandbreedte (spreiding) van uitkomsten van stabiliteitsanalyses (stabiliteitsfactoren) op basis van de mogelijk te kiezen schematiseringen aangegeven (de getallen in figuur 1 zijn fictief). De totale bandbreedte weerspiegelt het effect van de onzekerheden in de 'werkelijke' stabiliteitsfactor.



Figuur 1 Bandbreedte van berekende stabiliteitsfactor (mechanisme afschuiven langs een glijvlak binnenwaarts) en daarbij behorende faalkans als gevolg van door onzekerheden ingegeven mogelijke keuzen bij de schematisering (de getallenrange is fictief). De dikke lijn representeert een betrekkelijk veilige wijze van schematiseren volgens de inmiddels achterhaalde overbelastingsbenadering.

De figuur suggereert dat de vier onderscheiden typen onzekerheden in ongeveer gelijke mate bijdragen aan de onzekerheid in het eindresultaat (bandbreedte vanuit iedere stap is gelijk). In werkelijkheid is dat niet het geval. De onzekerheid over sommige onderdelen van de schematisering zal sterker doorwerken in de onzekerheid over de stabiliteitsfactor dan wel faalkans dan de onzekerheden over andere onderdelen van de schematisering. Ook per situatie zijn genoemde onzekerheidsverhoudingen verschillend. Er bestaat derhalve geen algemeen toepasbaar beeld voor de bijdragen van afzonderlijke onzekerheden aan de totale onzekerheid, maar de ervaring leert dat met de huidige stand der kennis de onzekerheden in grondopbouw en waterspanningen sterk doorwerken in de berekende stabiliteitsfactor van het mechanisme afschuiven langs een glijvlak.

Daarnaast speelt ook het effect van waterspanningsmetingen en grondonderzoek een rol. Metingen verkleinen onzekerheden, en daarmee de bandbreedte van mogelijke uitkomsten.

Figuur 1 geeft nog geen concreet recept voor het veilig (maar niet te conservatief) schematiseren. Stel, om de gedachten te bepalen, dat een stabiliteitsfactor van 1,25 een goede benadering is van de 'werkelijke' stabiliteitsfactor, en dat een schematisering die tot een stabiliteitsfactor van 1,10 leidt een veilige (maar niet te conservatieve) schematisering is. De dikke lijn in het diagram leidt tot die waarde. Aan de hellingen kunnen we zien dat bij deze lijn gekozen is voor een enigszins veilige schematisering van het ondergrondmodel, een 'best guess' modelkeuze voor de stabiliteitssom (rekenmodelkeuze, inclusief 'modelfactor') en 'absoluut' veilige keuzen voor waterspanningen en grondparameters. We concluderen derhalve dat het maken van 'voldoende veilige keuzes' voor een onderdeel van de totale schematisering (bijvoorbeeld waterspanningen) niet los gezien kan worden van keuzes die voor

andere onderdelen van de totale schematisering worden gemaakt. Dit vraagt om een integrale analyse. Een aangewezen instrument daarvoor is een probabilistische benadering. De probabilistische benaderingen op dit gebied heeft afgelopen jaren een dusdanige ontwikkeling doorgemaakt dat dit toepasbaar is in de adviespraktijk . Het uitwerken van verschillende scenario's met bijbehorende faalkansen, dan wel het kwantificeren van de onzekerheden op de uiteindelijke faalkans, biedt mogelijkheden om de faalkans te objectiveren.

Theoretische (probabilistische) benadering voor het mechanisme afschuiven langs een glijvlak

Deze paragraaf gaat uit van de veronderstelling dat er een criterium, een maximale faalkans voor een eerste afschuiving, kan worden afgeleid uit de voor het dijkvak vereiste veiligheid. Dat is mogelijk als er een faalkansruimte wordt toegewezen aan het faaltraject beginnend met een afschuiving. Door rekening te houden met de sterkte die nog aanwezig is na een eerste afschuiving volgt dan uit de faalkansruimte voor het faaltraject, de toelaatbare bezwijkkans voor het initiële mechanisme, de afschuiving.

Bij de probabilistische benadering kan aldus worden gestuurd op een maximaal toelaatbare kans op een afschuiving van de dijk. Uitgaande van de vier typen onzekerheden in figuur 1 wordt de werkelijke kans op instabiliteit P_{inst} in theorie bepaald door de kansverdelingen van mogelijke ondergrondmodellen, waterspanningen, grondparameters en berekeningsmodellen, en daarmee indirect door de verdelingsfunctie van de stabiliteitsfactor.

Hieruit volgt dat de 'ontwerpwaarde' van het waterspanningsverloop bepaald wordt door enerzijds de kansverdeling van onzekerheden met betrekking tot het waterspanningsverloop, en anderzijds de relatieve bijdrage van die verdeling aan de kansverdeling van de stabiliteitsfactor. Met het eerste is bedoeld de spreiding of onzekerheid over de optredende waterspanningen. Deze kan per situatie sterk verschillen. Grote onzekerheid kan, zoals al eerder aangegeven, worden beperkt door uitvoeren van metingen. Met het tweede wordt bedoeld de bijdrage van de onzekerheid over het optredende waterspanningsverloop ten opzichte van de bijdragen van de andere onzekerheidsbronnen. Indien deze bijdrage klein is, speelt de onzekerheid ten aanzien van het waterspanningsverloop, zelfs als deze op zich relatief groot is, een ondergeschikte rol.

Het langs deze weg bepalen van de invloed van onzekerheden van het waterspanningsverloop is enigszins complex en bewerkelijk, waardoor dit niet altijd geschikt is voor de routinematige adviespraktijk. Het vindt zijn toepassing vooral bij een vervolganalyse voor het bepalen van de overstromingskans, bewezen sterkte analyses en voor knelpuntsituaties (ontwerp)

Opgemerkt wordt dat bij het in de probabilistische analyse meenemen van de onzekerheden van waterspanningen moet worden bedacht dat dit in de ongedraineerde stabiliteitanalyse (CSSM / Shansep) ook consequenties heeft voor de modellering van de sterkte (de waarde van de POP onder dagelijkse omstandigheden).

Wel kan langs deze weg gezocht worden naar een mogelijk vereenvoudigde probabilistische benadering (semi-probabilistische benadering), met behulp van probabilistische gevoeligheidscoëfficiënten. Deze gevoeligheidscoëfficiënten, ook wel α-factoren genoemd, kwantificeren de relatieve bijdrage van de afzonderlijke onzekerheden aan de onzekerheidsmarge van de stabiliteitsfactor. Een hoge waarde van de α-factor staat daarbij voor een grote bijdrage aan onzekerheid van het eindresultaat, een lage waarde voor een kleine bijdrage. Als met een probabilistische benadering de α-factor van het waterspanningsverloop bepaald wordt, kan daarmee vervolgens de ontwerpwaarde van het waterspanningsverloop rechtstreeks worden benaderd als functie van de verwachtingswaarde en een maat voor de spreiding.

De bijdrage van de onzekerheid in het waterspanningsverloop aan de faalkans is te schrijven als:

Formule voor de kans dat het waterspanningsverloop ongunstiger is dan de ontwerpwaarde.

$$P(\mathrm{W} > \mathrm{W_{ontw}}) = \Phi(\alpha_w \beta)$$

Waarin:

$P(W > W_{ontw})$ De kans dat het waterspanningsverloop W ongunstiger is dan het verloop volgens het ontwerp W_{ontw} [-].

Φ( ) De standaard normale kansverdeling [-].

α_w De α-factor van het waterspanningsverloop (positieve waarde tussen 0 en 1) [-].

β De vereiste betrouwbaarheidsindex m.b.t. het mechanisme afschuiven langs een glijvlak (= μ/σ) [-].

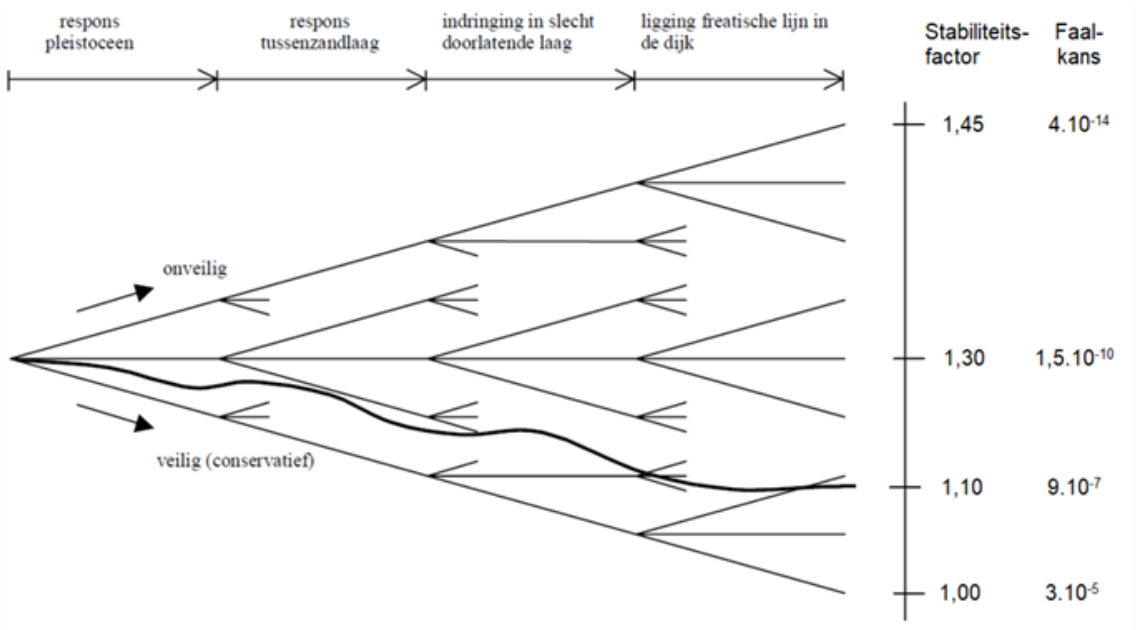
Aan de hand van de kans $P(W > W_{ontw})$ en de stochastische karakterisering van de waterspanningen kan de ontwerpwaarde van het waterspanningsverloop W_{ontw} berekend worden. De juiste waarde van de α_w-factor van het waterspanningsverloop zal van mechanisme tot mechanisme verschillen, maar kan daarnaast ook per mechanisme van situatie tot situatie verschillen. Pas nadat meer zicht is gekregen op de mogelijke waarden van de α_w-factor voor bepaalde mechanismen in bepaalde situaties, kunnen wellicht min of meer algemeen toepasbare α_w-factoren worden vastgesteld.

Analyse van schematiseringsaanpakken in de praktijk

Een bruikbare manier voor het ontwikkelen van richtlijnen voor een realistische schematisering van de verschillende componenten van het totale waterspanningspatroon is het analyseren van de huidige adviespraktijk (de objectieve keuzen). De onderwerpen die in een dergelijke evaluatie aan de orde komen zijn:

- Het detecteren en objectiveren van de stappen waarmee de adviseur gewoonlijk tot zijn schematisering van het waterspanningsverloop komt.
- De mogelijke interpretatieverschillen binnen dit proces en het effect daarvan op de veiligheid van de schematisering.
- Het effect van de stapeling van veiligheden (in de verschillende schematiseringsstappen) op de veiligheid van de uiteindelijke schematisering.
- Het gebruik en nut van metingen.

Feitelijk komt dit dus neer op het analyseren van de wijze waarop in de praktijk de tweede stap van het in figuur 1 weergegeven schematiseringsproces wordt doorlopen. Deze is onderverdeeld in meerdere sub-stappen waarin een meer of minder veilige benadering kan worden gevolgd. Ter indicatie is een dergelijke onderverdeling en de bandbreedte van het mogelijke effect op de resultaat van de stabiliteitsanalyse weergegeven in figuur 2, uitgaande van definitieve vaststelling van ondergrondmodel (stap 1), grondparameters (stap 3) en modelkeuze stabiliteitssom (stap 4) in figuur 1.



Figuur 2 (Fictieve) bandbreedte van de stabiliteitsfactor en bijbehorende faalkans als gevolg van door onzekerheden ingegeven keuzen bij de schematisering van waterspanningen

Schematisering bij Bewezen Sterkte aanpak

Het schematiseren van waterspanningen bij de bewezen sterkte aanpak voor bijvoorbeeld taludstabiliteitscontrole vergt speciale aandacht. Bij stabiliteitscontroles op basis van het bewezen sterkte principe hebben we te maken met schematisering van waterspanningen die moeten zijn opgetreden in de historische (overleefde) situatie en schematisering van waterspanningen in de 'te beoordelen' situatie. Hiervoor geldt dat bij de analyse van onzekerheden onderscheid wordt gemaakt tussen onzekerheden die zich in gelijke mate manifesteren in de historische en de te beoordelen situatie ('gecorreleerde onzekerheden') en onzekerheden die zich verschillend kunnen manifesteren ('ongecorreleerde onzekerheden'), aangezien omstandigheden kunnen zijn gewijzigd.

Globaal geldt dat bij ongecorreleerde onzekerheden voor de historische situatie in de semi-probabilistische aanpak uit moet worden gegaan van een voor de stabiliteit realistische doch relatief gunstige realisatie, terwijl voor de te beoordelen situatie uitgegaan moet worden van een realistische doch relatief ongunstige realisatie. In een probabilistische aanpak dient voor de ongecorreleerde onzekerheden voor beide situaties van een realistische realisatie worden uitgegaan (verwachtingswaarde en spreiding).

Ten aanzien van de gecorreleerde onzekerheden geldt dat niet vooraf te zeggen valt of de aanname van een voor de stabiliteit gunstige of ongunstige realisatie (dus zowel voor de historische als de te beoordelen) dominant is voor de bewezen sterkte analyse. Dit houdt in, dat in de bewezen sterkte analyse proberenderwijs de kritische aanname voor gecorreleerde onzekerheden moet worden gezocht (werken met verschillende scenario's) tenzij in de bewezen sterkte analyses de waterspanningen volledig probabilistisch (en gecorreleerd) worden gemodelleerd. Mogelijk kan het werken met verschillende scenario's voor de gecorreleerde onzekerheidscomponent in de waterspanningen worden ondervangen door de onzekerheidseffecten in de bewezen sterkte analyse te compenseren met een modelonzekerheidsfactor. In dat geval zou kunnen worden uitgegaan van een 'best guess' aanname voor gecorreleerde onzekerheden in de waterspanningen.

Aanbeveling

Onder de kop Objectiveren van de veilige schematisering is een analyse met oplossingsrichting

gegeven ten aanzien van het realistisch modelleren van waterspanningen ten behoeve van stabiliteitscontrole bij dijken. Een theoretisch juiste benadering is om het veilig schatten van waterspanningen te bezien in de context van het gehele modelleringsproces voor stabiliteitscontrole. Dit proces kan worden opgeknipt in deelprocessen, waarvan het modelleren van waterspanningen er een is, naast modelleren van de ondergrondopbouw, grondeigenschappen en het mechanisme (keuze rekenmodel). Dit deelproces kan weer verder worden opgeknipt in, op hoofdlijnen, drie onderdelen, namelijk modellering van:

- Waterspanningen in de watervoerende zandlaag.
- Freatische stijghoogten in de dijk.
- Waterspanningsverloop in het dijklichaam en onderliggende klei en veenlagen, tot de watervoerende zandlaag.

Voor elk van die drie onderdelen worden in de praktijk modelleringen gebruikt. Modellen met een eerste schatting voor de drie genoemde onderdelen staan in Eerste schatting van waterspanningen. Daarbij is aan het omgaan met onzekerheden nog slechts geringe aandacht besteed. Vanuit de overbelastingsbenadering volstond een antwoord op de vraag hoe te komen tot veilige modellering. In het kader van de overstromingskansbenadering zal worden gewerkt met 'best guesses', zowel voor modelkeuze als voor de parameters in die modellen en de onzekerheden in die modellen en parameters.

Door daarvan uit te gaan, kunnen voor de betreffende situatie de kritieke stappen of kritieke parameters worden geïdentificeerd door het schematiseren van de verschillende waterspanningsonderdelen goed onder de loep te nemen. Dat wil zeggen: bepaal de stappen of parameters waarvoor de waterspanningen het meest gevoelig zijn.

Vervolgens worden voor die kritieke stappen of parameters scenario's met bijbehorende kansen van optreden gedefinieerd, waarmee de overstromingskans kan worden geëvalueerd. Zie ook het artikel Werken met scenario's.

Onzekerheden in parameters waterspanningsschematisering

De waterspanningsschematisering voor een veiligheidsanalyse van het mechanisme afschuiven langs een glijvlak wordt beschreven door de ligging van het freatisch vlak, de stijghoogte in het watervoerend pakket en door de dikte van de indringingslaag (de indringingslengte). De Eerste schatting van waterspanningen geeft verwachtingswaarden hiervoor. [Rozing, 2015] heeft ten behoeve van de beoordeling bij deze schematisaties onzekerheden afgeleid die kunnen worden toegepast in probabilistische analyses van het mechanisme afschuiven langs een binnenwaarts glijvlak.

Omschrijving:		Metingen en /of berek. beschikbaar ?	Onzekerheid waterspanningen 1)			
			geval 1A kleidijk op kleiondergrond	**geval 1B** kleidijk op zandondergrond	**geval 2A** zanddijk op kleiondergrond	**geval 2B** zanddijk op zandondergrond
Freatisch vlak	PL-1	ja	punt B en C: std 0,3m	punt B en C: std 0,3m	punt C2: std 0,1*H_0 punt D1: std 0,05*H_0	punt C2: std 0,15*H_0 punt D1: std 0,05*H_0
		nee	punt B en C: vww met Dupuit 2) en std 0,9m	punt B en C: vww met Dupuit 2) en std 0,9m 6)	punt C2: vww 0,33*H_0 en std 0,1*H_0 punt D1: vww 0,16*H_0 en std 0,05*H_0	punt C2: vww 0,75*H_0 en std 0,15*H_0 punt D1: vww 0,16*H_0 en std 0,05*H_0
Stijghoogte in watervoerende pakket	PL-2	ja	std 0,10m	std 0,2m	std 0,10m	n.v.t. Hydrostatisch watertspanningsverloop t.o.v. PL-1
		nee	Indien vww uit GW-kaarten std 0,3m of vww met formule 3 en 4 3) en vc 0,2 voor de leklengte	std 0,2m	Indien vww uit GW-kaarten std 0,3m of vww met formule 3 en 4 3) en vc 0,2 voor de leklengte	n.v.t. Hydrostatisch watertspanningsverloop t.o.v. PL-1
	PL-3	ja	std 0,20m of vww met formule 1 en 2 4) en vc 0,10 voor de leklengte	std 0,2m	std 0,20m of vww met formule 1 en 2 4) en vc 0,10 voor de leklengte	n.v.t. Hydrostatisch watertspanningsverloop t.o.v. PL-1
		nee	std van 0,4m of vww met formule 1 en 2 4) en vc 0,2 voor de leklengte	std 0,2m	std van 0,4m of vww met formule 1 en 2 4) en vc 0,2 voor de leklengte	n.v.t. Hydrostatisch watertspanningsverloop t.o.v. PL-1
Indringingslengte (L_i)		ja	vc van 0,5 voor de c_v 7) of vc van 0,2 op de vww van de (indringingslengte) L_i	vc van 0,5 voor de c_v 7) of vc van 0,2 op de vww van de (indringingslengte) L_i	vc van 0,5 voor de c_v 7) of vc van 0,2 op de vww van de (indringingslengte) L_i	n.v.t.
		nee	benedenrivierengebied en kust: vww conform 9) en vc van 0,3 op de L_i overig: geen indringslengte 5)	benedenrivierengebied en kust: vww conform 9) en vc van 0,3 op de L_i overig: geen indringslengte 5)	benedenrivierengebied en kust: vww conform 9) en vc van 0,3 op de L_i overig: geen indringslengte 5)	n.v.t.

Opmerkingen (De genoemde paragraafnummers verwijzen naar [Rozing, 2015]):
1) vww = verwachtingswaarde; std = standaarddeviatie; vc = variantie of variatiecoefficient
2) Formule van Dupuit zie paragraaf 4.3.1
3) Formule 3 en 4 voor berekening van PL-2 met leklengten (zie paragraaf 4.3.2)
4) Formule 1 en 2 voor berekening van PL-3 met leklengten (zie paragraaf 4.3.2)
5) Geen indringingslengte wil zeggen dat de waterspanningen vanaf het freatisch vlak tot aan de onderzijde van het pakket slappe lagen lineair verlopend wordt aangehouden.
6) Berekening van de verwachtingswaarde van de hoogte van het freatisch vlak met de gegeven formule van Dupuit zal een te hoge waarde geven omdat onvoldoende rekening worde gehouden met de drainerende werking van de watervoerende zandlaag.
7) c_v = consolidatiecoefficient. Een lagere waarde van vc kan worden gehanteerd als deze kan worden onderbouwd.
8) Formule 5 voor berekening van de indringingslengte (L_i) (zie paragraf 4.3.3)
9) tabel 2 conform 'Indringing van waterspanning in samendrukbare gelaagde grondpakketten', Dr. S. Schoofs en ing. T.A. van Duinen, geotechniek januari 2006 (zie paragraaf 4.3.3)

Tabel Aanbeveling te hanteren onzekerheden bij de beschrijving van de waterspanningen [Rozing, 2015]

Voor meer achtergronden van de aanbevolen onzekerheden, zie [Rozing, 2015].

Versie 1.0: 2 juli 2025

Eerste schatting van waterspanningen

Dit artikel geeft achtergronden bij een eerste schatting van de waterspanningen waarmee, onder bepaalde voorwaarden, kan worden gerekend bij de veiligheidsbeoordeling van het mechanisme afschuiven langs een glijvlak binnenwaarts bij belasting door een extreme buitenwaterstand. Deze schattingen zijn eventueel ook bruikbaar voor verkennende ontwerpberekeningen.

Inleiding

De eerste schatting van waterspanningen is alleen bedoeld voor een eerste globale beoordeling van het mechanisme afschuiven langs een glijvlak binnenwaarts tijdens een extreme buitenwaterstand. Uitgangspunt is een min of meer homogene opbouw van de dijk en de ondergrond en beperkte golfoverslagdebieten [De Visser, 2018]. Verder is geen rekening gehouden met bijkomende waterspanningen door gedeeltelijk geconsolideerde belastingen en ongedraineerde belastingen zoals verkeersbelastingen en kruip. In de paragraaf Beperkingen van de schematisering van dit artikel

worden de belangrijkste uitzonderingsgevallen benoemd en toegelicht, waarvoor de basisgevallen van de eerste schatting van de waterspanningen mogelijk geen realistische schattingen geven.
De schattingen zijn bedoeld voor een eerste globale veiligheidsbeoordeling, waarbij de onzekerheid in de waterspanningen verondersteld wordt mede te worden gecompenseerd door in de overige modellen en parameters aangehouden veiligheidsmarges. Bij een nadere uitwerking van de veiligheidsbeoordeling worden normaliter deze marges kleiner. Derhalve wordt aanbevolen om voor een nauwkeuriger veiligheidsbeoordeling ook meer zekerheid te krijgen over de waterspanningen, zie het artikel Schematiseren waterspanningen.

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

Geval 1A: kleikern en samendrukbare ondergrond.

Geval 1B: kleikern en zand als ondergrond.

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

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

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

Voor de schematisering van de waterspanning voor de situaties waarbij er sprake is van een relatief ondoorlatende samendrukbare laag (geval 1A en 2A), zijn een drietal elementen relevant:

1. De ligging van het freatisch vlak.
2. De stijghoogte in het eerste watervoerend zandpakket.
3. De waterspanningen in de ondoorlatende deklaag.

Als er geen sprake is van een relatief ondoorlatende samendrukbare laag (geval 1B en 2B), is alleen het verloop van het freatisch vlak bepalend.

Ligging van het freatisch vlak

Voor de bovengenoemde gevallen zal de ligging van het freatisch vlak afhankelijk zijn van:

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

Het artikel Eerste schatting van het freatisch vlak beschrijft de eerste schatting van het freatisch vlak voor verschillende opbouw van dijk en ondergrond.

Stijghoogte in eerste watervoerend pakket

De stijghoogte van het grondwater in het eerste watervoerend pakket is afhankelijk van vele factoren, o.a.:

- Het al dan niet optreden van de grenspotentiaal waarbij rekening dient te worden gehouden met de aanwezigheid van een sloot in de stabiliteitzone.

- De aanwezigheid van een ondoorlatend pakket buitendijks, en de dikte daarvan.
- Het al dan niet stationaire karakter van de grondwaterstroming.

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

Een grove schatting voor de stijghoogte van het grondwater in het eerste watervoerend pakket wordt gegeven in het artikel Eerste schatting van de stijghoogte in het watervoerend pakket.

Waterspanning in de samendrukbare lagen

Het waterspanningsverloop in de kleikern en het samendrukbare pakket wordt lineair verlopend aangenomen tussen het freatisch vlak bij de extreme buitenwaterstand en de stijghoogte onder normale omstandigheden aan de bovenzijde van de indringingslaag (verondersteld wordt derhalve dat de stijghoogte in een ondoorlatend pakket onder de kruin van een dijk ter plaatse van de bovenzijde van de indringingslaag geen invloed ondergaat van een verandering van de stijghoogte in het daaronder gelegen watervoerend pakket). Het waterspanningsverloop in de indringingslaag zelf wordt vervolgens lineair verlopend verondersteld naar de stijghoogte bovenin het watervoerend pakket bij de extreme buitenwaterstand. In het zand worden de waterspanningen hydrostatisch aangenomen.

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

De hoogte onderin de samendrukbare lagen waarover de verhoging van de stijghoogte in het eerste watervoerend pakket merkbaar is, wordt aangeduid met indringingslaag of grenslaag, zie het artikel Indringingslaag.

Beperkingen van de schematisering

Ten gevolge een aantal aspecten kan de hoogte van het freatisch vlak en van het waterspanningsverloop in de aquifer en het samendrukbare lagenpakket aanzienlijk afwijken van de schematisering voor de standaardsituaties. Dit kan er toe leiden dat wat in de artikelen Eerste schatting van het freatisch vlak en Eerste schatting van de stijghoogte in het watervoerend pakket wordt gepresenteerd als realistische schematiseringen uiteindelijk toch niet voldoende veilig is. Onderstaand worden de belangrijkste beperkingen van de eerste schatting benoemd en toegelicht.

Afwijkende opbouw van dijk en / of ondergrond

De standaardsituaties die door de eerste schattingen worden beschreven veronderstellen een homogene opbouw van het dijklichaam en de ondergrond. Indien de dijk niet homogeen is opgebouwd en bijvoorbeeld niet volledig uit ondoorlatend materiaal bestaat, dan kan onder invloed van hevige neerslag of van overslag water binnendringen op plaatsen waar dat niet wordt verwacht. Water kan zich bijvoorbeeld ophopen in de zandige ondergrond onder een dijkweg of een vroegere dijkweg, of in een zand(ige) 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. Naarmate de opbouw van de dijk minder homogeen is, is bijgevolg meer oplettendheid geboden.

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

Deze lagen kunnen dan de neiging hebben de relatief hoge waterstand in het dijklichaam te volgen.

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

Ongedraineerde belastingen

Belastingen op samendrukbare grond worden als ongedraineerd beschouwd kort nadat zij aangrijpen. De samendrukbaarheid van water is in het algemeen minder groot dan die van korrels, en bijgevolg leidt een belastingtoename in ondoorlatende pakketten grond tot een toename van de waterspanning. Voorbeelden van dergelijke belastingen zijn een verkeersbelasting en een belasting door een plotselinge waterstandsverhoging.

Kruip

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

Gedeeltelijk geconsolideerde belastingen

Naast ongedraineerde belastingen zijn er bij ondoorlatende grond ook gedeeltelijk geconsolideerde belastingen, bijvoorbeeld in een situatie waarin de wateroverspanning als gevolg van een recente dijkverhoging nog niet volledig gedissipeerd is. Met een dergelijke gedeeltelijk geconsolideerde belasting wordt bij de beschouwing van het mechanisme afschuiven langs een glijvlak bij hoog buiten water gewoonlijk geen rekening gehouden, omdat alleen de eindsituatie wordt beoordeeld. Strikt genomen is de schematisering evenwel niet veilig. In een goed ontwerp wordt hier wel aandacht aan besteed.

Veel overslag

Bij primaire waterkeringen is soms sprake van een groot overslagdebiet. Overslag leidt via infiltratie tot een hogere ligging van de freatische lijn. Het artikel Invloed van golfoverslag op het freatisch vlak beschrijft een praktische methode om het effect van golfoverslag op het freatisch vlak te bepalen.

Invloed van objecten en constructies

Door de aanwezigheid van bijvoorbeeld lekkende waterleidingen in het dijklichaam kan het freatisch vlak aanzienlijk hoger komen te liggen. Ook constructies in de dijk kunnen de waterspanning in belangrijke mate beïnvloeden. Denk daarbij aan constructies als damwanden in het binnentalud. De constructie blokkeert de grondwaterstroming met als gevolg een hogere ligging van het freatisch vlak stroomopwaarts van de damwand in vergelijking met de situatie zonder constructie. Verder is een drainageconstructie altijd een kwetsbaar punt.

3D-effecten

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

of driedimensionale schematisatie in het artikel Introductie waterspanningen.
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

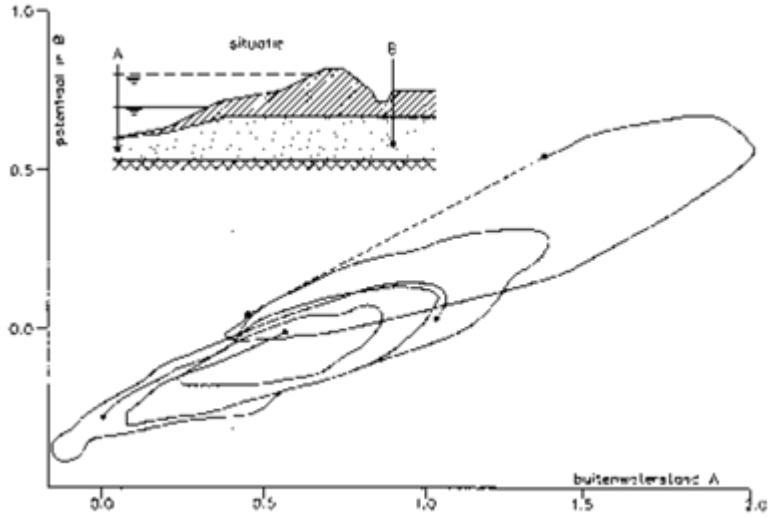
Dit artikel beschrijft hoe de lekfactor kan worden bepaald uit peilbuiswaarnemingen met het zogenaamde **model 3B**. Zie voor het overzicht van de analytische modellen en hun toepassingsgebied: Analytische modellen voor de interpretatie van peilbuiswaarnemingen.

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.

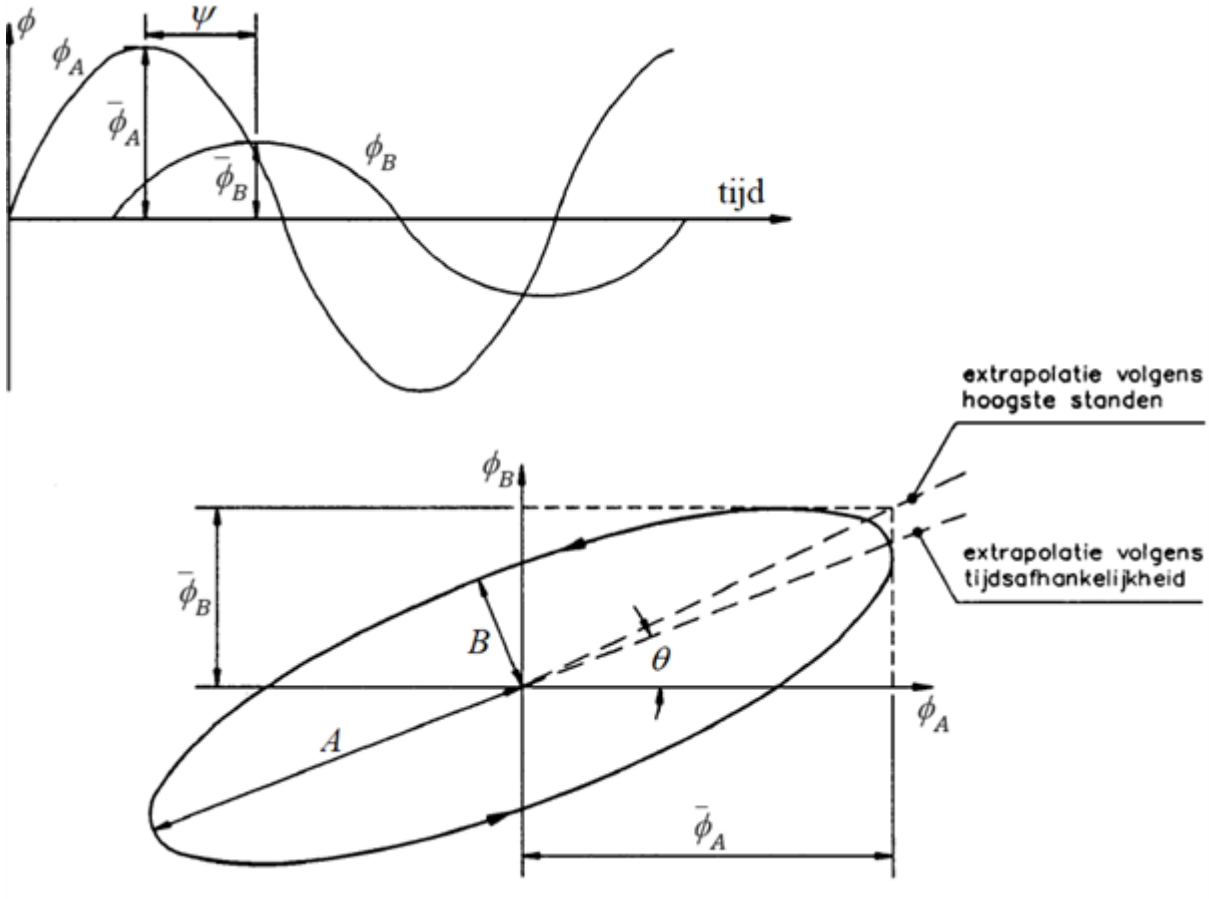
$$\lambda_\omega = x/\ln\sqrt{\left(\frac{1+m^2\tan^2\theta}{m^2+\tan^2(\theta)}\right)}$$

$$\psi = \arctan\left[\frac{2}{\left(\frac{1}{m}-m\right)\sin(2\theta)}\right] \qquad (2)$$

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.

$$\phi(x,t) = \phi(x,0) + H_0 exp(x/\lambda_\omega) cos(\omega t) \qquad (4)$$

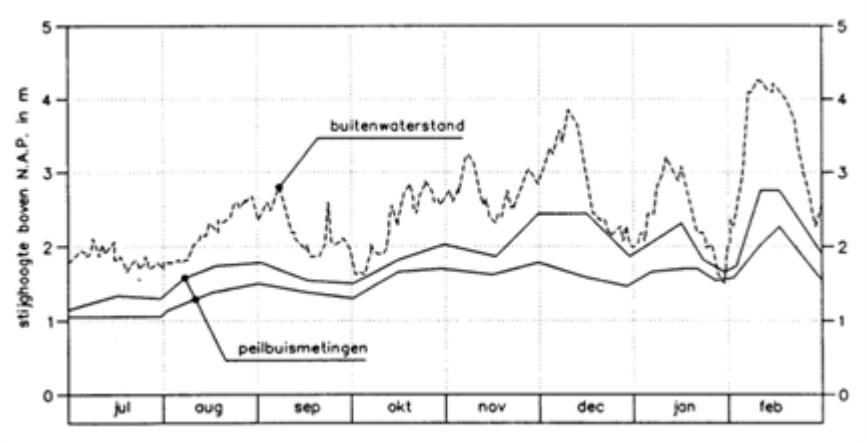
Waarin:

ϕ(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).



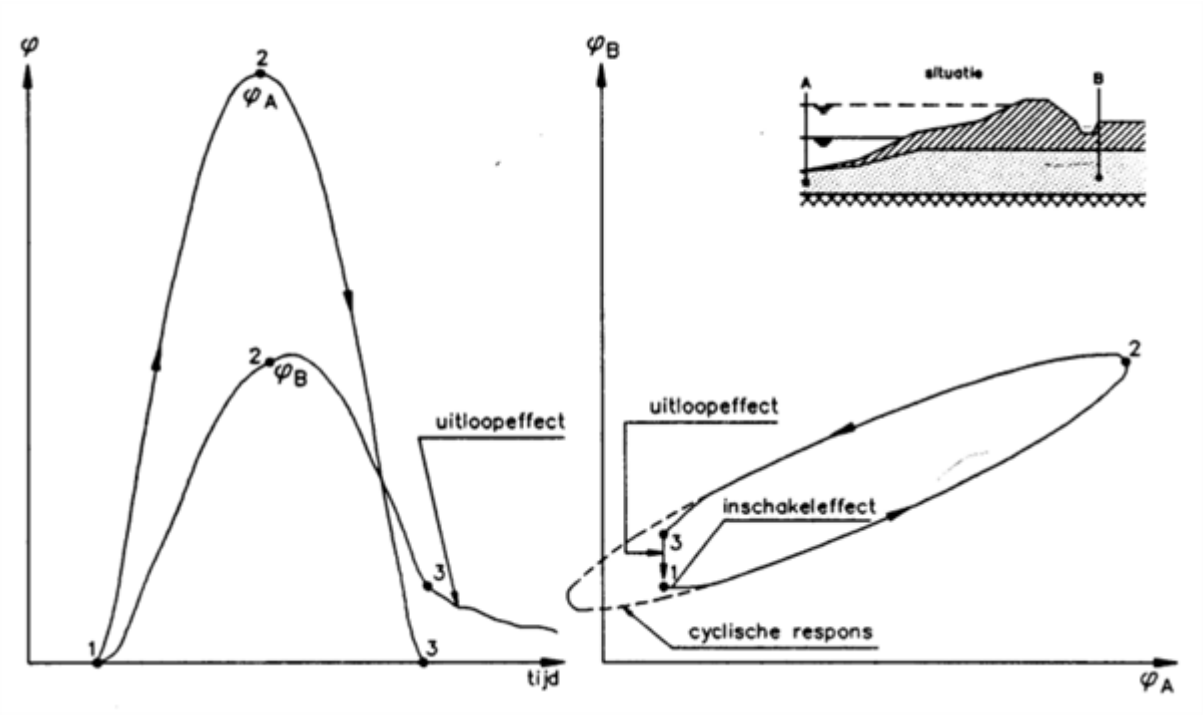
Figuur 3 Effect van de seizoenen op de gemiddelde stijghoogte

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.

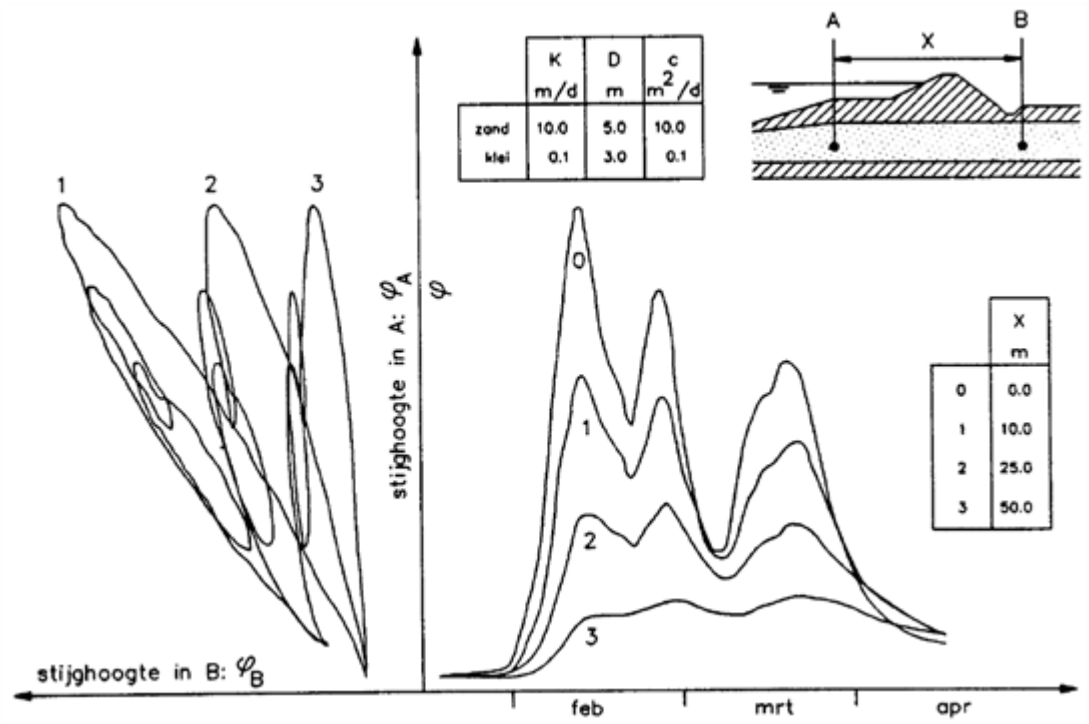
Versie 1.0: 2 juli 2025

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.



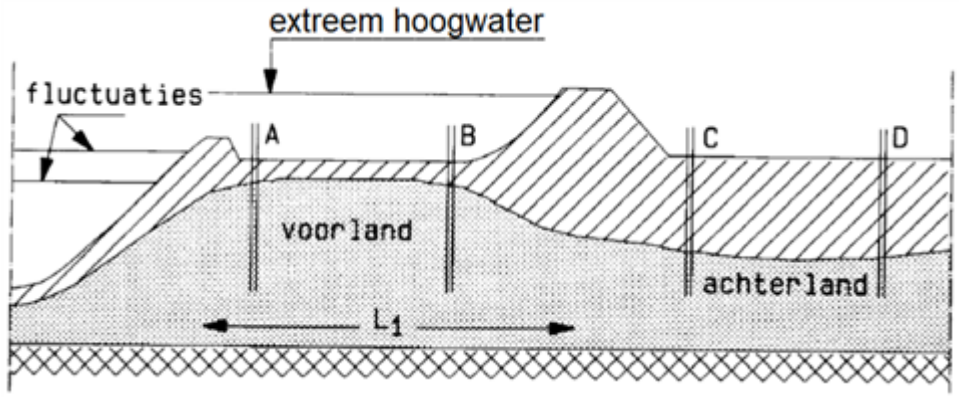
Figuur Stijghoogte-respons; hoogwatergolf 1947-1948

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.

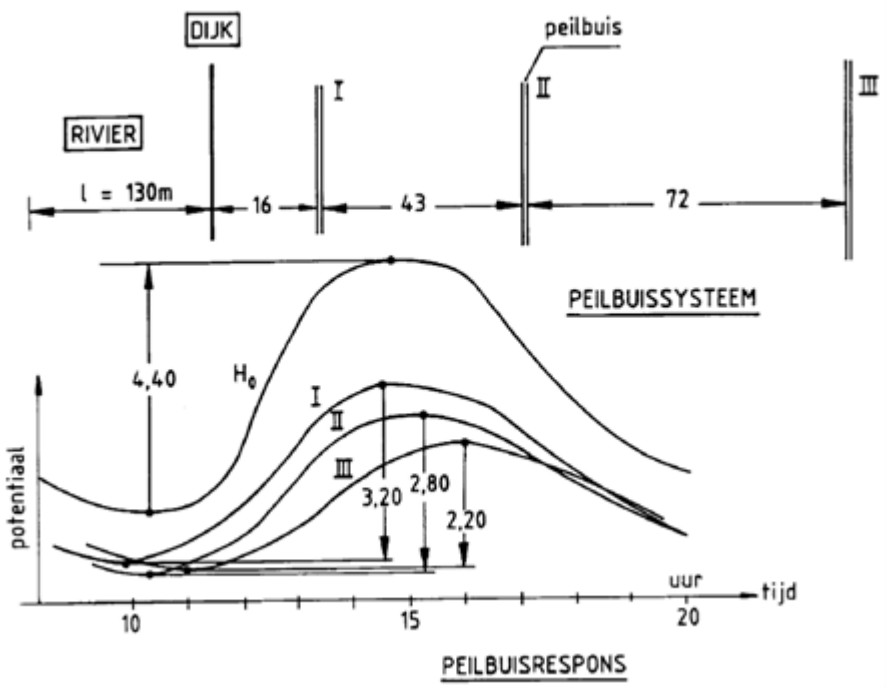
Een complicatie vormt het feit dat het consolidatiegedrag in het gebied tussen zomer- en winterdijk bij extreem hoogwater wordt bepaald door samendrukking terwijl dat gebied, zolang de rivier in zijn zomerbed blijft, fungeert als achterland waar er sprake is van zwel. Compressie en zwel hebben te maken 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

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/ρw 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

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

3.2.3 Freatisch vlak in de dijk

Ligging freatisch vlak in de dijk

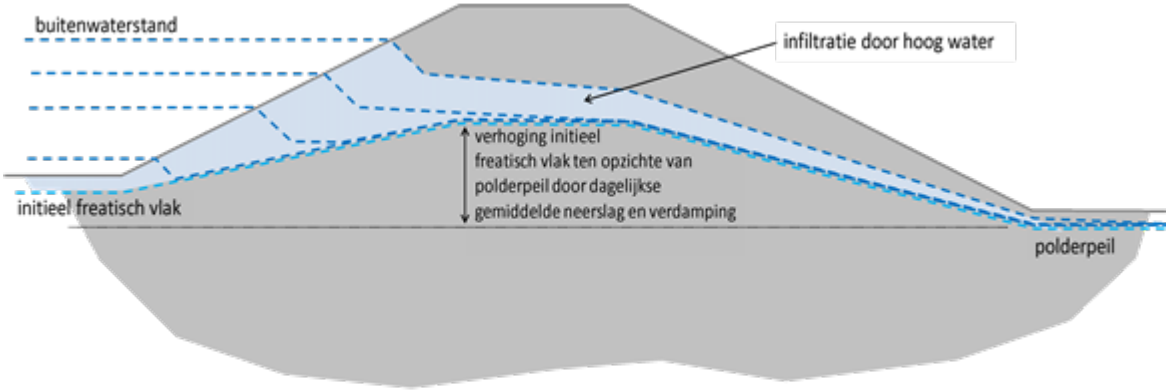
Het freatisch vlak is de vrije grondwaterspiegel, zijnde de (hypothetische) positie waar de waterdruk gelijk is aan de atmosferische druk. De freatische lijn is de weergave van het freatisch vlak in een

specifieke (dwars)doorsnede.
Het bepalen van de ligging van het freatische is onderwerp van dit artikel.

Bepaling freatisch vlak algemeen

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 zijn een extreem hoge buitenwaterstand, maar ook golfoverslag of (extreme) neerslag, danwel combinaties van deze belastingen.

Omdat er sprake kan zijn van een opbollend freatisch vlak onder dagelijkse omstandigheden, kan het voorkomen dat een beperkte verhoging van de buitenwaterstand geen significante invloed heeft op het niveau van het freatisch vlak voor zover van belang voor binnenwaartse afschuiving, zie onderstaande figuur.



Figuur 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 als beschreven in Eerste schatting van het freatisch vlak. NB een dergelijke schatting is geïmplementeerd in de Waternet Creator, ingebouwd in Riskeer.

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 [Hooghoudt 1940], [Dupuit 1863].

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 te brengen. De tijdsduur van het hoogwater volgt uit een waterstandsverlooplijn. In de Waternet Creator kan de ligging van het freatisch vlak worden aangepast aan 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. De meting zal in de praktijk nooit onder extreem hoog water omstandigheden kunnen 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 neerslag, overslag en doorgaande vervormingen tot hogere waterspanningen en freatische lijn leiden. De meeste dijken zijn niet homogeen opgebouwd en bestaan niet volledig uit ondoorlatend materiaal, zodat onder invloed van hevige neerslag of van overslag er op onverwachte plaatsen water kan binnendringen. Water kan zich dan ophopen in bijvoorbeeld de zandige ondergrond onder een dijkweg of een vroegere dijkweg, of in een zandige aanvulling van een kleidijk. Wanneer die zandige gedeelten van de dijk zijn afgedekt door een kleilaag, kan ten gevolge van verweking na een periode met hevige neerslag plotseling bezwijken optreden. In de praktijk heeft dit verschijnsel zich een aantal malen voorgedaan. Wanneer de opbouw van de dijk minder homogeen is, is er meer onzekerheid over de schematisering en is er meer kans dat een schematisering minder veilig is dan in 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 kerende 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 recht zijn. Ondoorlatende lagen leiden tot steilere gedeelten van de freatische lijn, terwijl de freatische lijn elders dan vlakker zal gaan lopen. Plaatselijk worden de waterspanningen dan hoger, maar elders minder hoog. Verder is de drainage van de 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 lijkt te functioneren.

Opbolling freatisch vlak door infiltratie

Nederland is in bepaalde seizoenen regenachtig waarbij gemiddeld meer neerslag dan verdamping optreedt. 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 wordt hier in de huidige praktijk geen rekening mee gehouden.

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 uit te gaan van gedraineerd grondgedrag boven het freatisch vlak onder dagelijkse omstandigheden.

Tijdsafhankelijkheid

Het is essentieel bij gebieden met kort durende belastingen rekening te houden met de belastingduur bij het bepalen van de waterspanningen.

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 de stabiliteitsfactor van het mechanisme afschuiven in binnenwaartse richting.

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 (relatief ondoorlatende zones).

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 het al of 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

Eerste schatting van het freatisch vlak

Dit artikel geeft voor een aantal opbouwen van de dijk en ondergrond een eerste schatting voor de ligging van het freatisch vlak in het dijklichaam. Deze schatting kan worden gebruikt voor verkennende berekeningen, wanneer er nog geen metingen beschikbaar zijn.

Het artikel Freatisch vlak en capillaire zone behandelt wat het freatisch vlak is, het artikel Ligging freatisch vlak behandelt op welke manieren dat kan worden bepaald.

Inleiding

Uitgangspunt voor het schematiseren van een freatisch vlak is het niveau van de dagelijkse gemiddelde grondwaterstand. Bovenop het dagelijkse gemiddelde niveau van de grondwaterstand wordt de invloed van de belasting gesuperponeerd.

De in dit artikel gepresenteerde eerste schattingen van het freatisch vlak gaan daaraan voorbij. De schattingen beschrijven de freatische lijn waarbij de belasting bestaat uit een extreem hoge buitenwaterstand. De schattingen geven een hoge freatische lijn, hetgeen conservatief is als voor het dijksmateriaal wordt uitgegaan van ongedraineerd of gedraineerd materiaalgedrag.

Een eerste schatting is alleen bedoeld voor een eerste globale beoordeling van de het mechanisme afschuiven van het binnentalud tijdens extreem hoog water. In Eerste schatting van waterspanningen wordt ingegaan op de mogelijkheden en beperkingen van de in dit artikel gepresenteerde schattingen van het freatisch vlak.

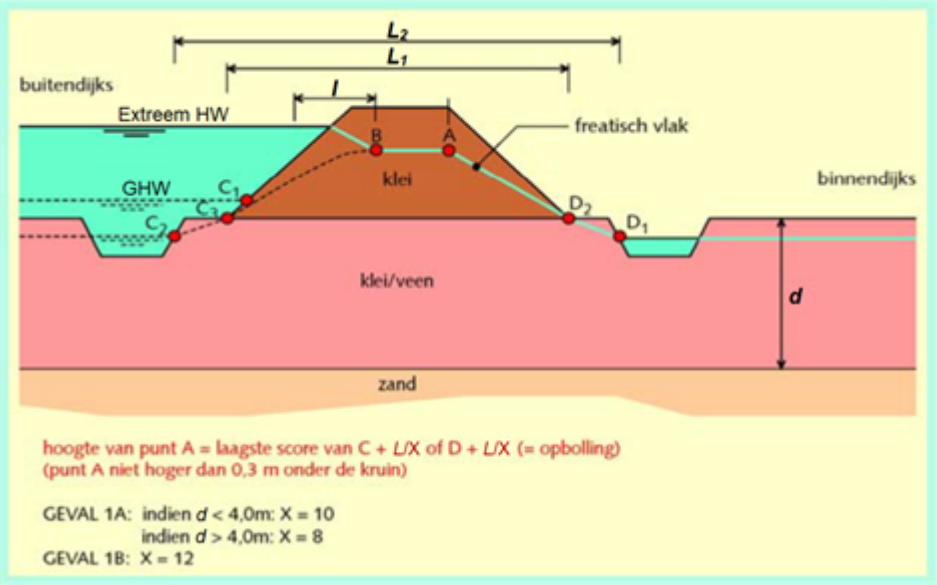
De hieronder gegeven schematisering van het freatisch vlak beperkt zich tot vier standaard dijktypen. Voor het geval deze eenvoudige schematiseringen niet voldoen (bijvoorbeeld als een oude kleidijk is verzwaard door deze aan te vullen met een nieuwe bredere zanddijk) is een geavanceerder aanpak nodig, zie daarvoor de afweging van modellen in het artikel Schematiseren van de waterspanningen. De eerste schatting van het freatisch vlak voorziet wel in een schematisering als er een drainage-

constructie ligt in de binnenteen van een dijk met een zandkern.

Eerste schatting van het freatisch vlak

Geval 1A Kleikern op ondoorlatende ondergrond of 1B Kleikern op zandondergrond

In figuur 1 is aangegeven hoe het freatisch vlak bij extreem hoog water kan worden bepaald.



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

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

A Hoogte van het freatisch vlak onder de binnenkruinlijn gebaseerd op een inschatting van het hoogste niveau van de freatische lijn onder dagelijkse omstandigheden. Deze hoogte volgt uit de voorwaarden gegeven in figuur 1 of is te bepalen volgens het artikel: Rekenregel voor bepalen van de hoogte freatisch vlak in kleidijk.

C Hoogte van het freatisch vlak nabij de buitenteen van de dijk:

- indien schaardijk dan punt C_1 op het buitentalud (gemiddelde buitenwaterstand);
- indien voorland dan:
  - indien sloot, dan punt C_2 op het sloottalud (slootpeil / polderpeil);
  - indien geen sloot dan punt C_3 ter plaatse van de buitenteen (overgang maaiveld-buitentalud).

D Hoogte van het freatisch vlak ter plaatse van de binnenteen van de dijk:

- indien sloot, dan punt D_1 op het sloottalud (slootpeil / polderpeil);
- indien geen sloot, dan punt D_2 ter plaatse van de binnenteen (overgang maaiveld-buitentalud). Hierbij wordt opgemerkt dat punt D_2 hoger op het binnentalud komt te liggen indien onder dagelijkse gemiddelde omstandigheden uittredend water of natte plekken op het talud worden geconstateerd.

L Breedte van de dijkbasis:

- De horizontale afstand tussen de punten C en D.

De horizontale positie van punt B volgt uit de horizontale indringlengte *l*. De indringlengte is een maat

voor de afstand waarbinnen de verhoging van de buitenwaterstand leidt tot een significant effect op het freatisch niveau, binnen een tijdinterval *t*, hier de duur van een hoogwaterperiode. Bij een korte hoogwaterperiode is het effect van de verhoging van waterstand nog niet doorgedrongen tot aan het binnentalud, terwijl de waterstand al weer afneemt.
Let op, dit begrip niet verwarren met de indringing ten gevolge van een afwijkende stijghoogte in het diepe zand (zie artikel Indringingslaag). De waarde van de horizontale indringingslengte is afhankelijk van de belastingduur. De indringlengte verrekent dus de niet stationaire effecten. De volgende formule beschrijft de horizontale indringlengte *I* [m]:

Formule die de indringingslengte I van het hoog water het dijklichaam beschrijft als functie van onderstaande parameters.

$$I = \sqrt{\frac{2.k_d.H_0.t}{n_d}}$$

Waarin:

I Horizontale indringlengte [m]

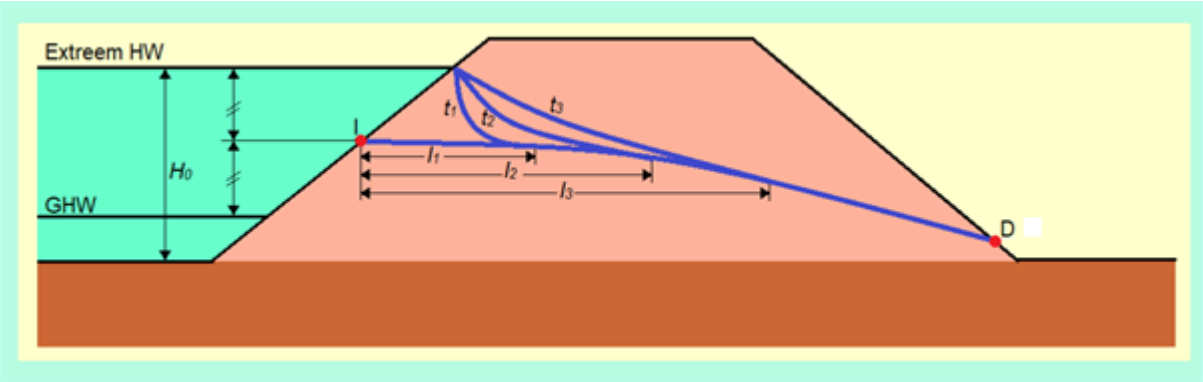
k_d Doorlatendheid materiaal in de dijk [m/s].

H_0 Waterdiepte buitendijks t.o.v. bovenzijde van de slecht doorlatende lagen [m].

t Duur hoogwatergolf [s].

n_d Porositeit materiaal in de dijk [-].

Een veilige aanname is om het intreepunt (buitendijkse zijde van *I*) aan te nemen op het buitentalud, halverwege het punt waar het extreem hoog water aansluit op het buitentalud en het niveau van het punt C.



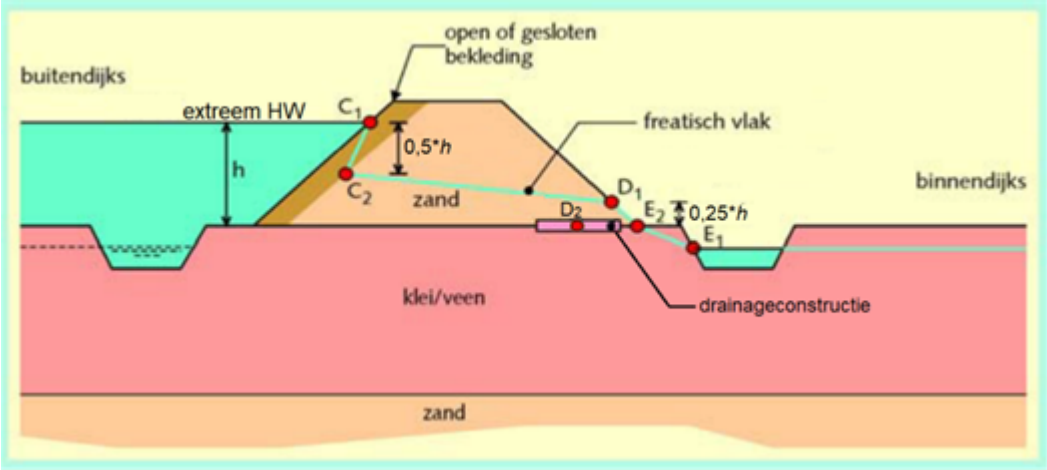
Figuur 2 Stijging van het freatisch vlak als gevolg een stijging van de buitenwaterstand en de daarbij behorende indringingslengte. NB, de in deze figuur weergegeven verlopen van de freatische lijn zijn realistischer dan het meer geschematiseerde verloop in figuur 1.

Door de verhoging van de buitenwaterstand stijgt het freatisch vlak in de dijk. Dichtbij het buitentalud past het freatisch vlak zich snel aan als gevolg van een verhoging van de buitenwaterstand, nabij het binnentalud duurt dit veel langer. In de schematisatie, zie figuur 1, leidt de stijging van de freatische lijn tot een verschuiving van het punt B richting punt A.

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

Geval 2A: Zandkern en samendrukbare ondergrond

In figuur 3 is aangegeven hoe het freatisch vlak bij extreem hoog water kan worden bepaald.



Figuur 3 Freatisch vlak voor geval 2A

Ter bepaling van de hoogte van het freatisch vlak wordt voor deze gevallen onderscheid gemaakt in een dijk met een gesloten of een open bekleding op het buitentalud. Een kleilaag met een dikte kleiner dan 1,5 m dient in dit geval vanwege natuurlijke structuurvorming als een open bekleding te worden beschouwd. Het freatisch vlak dient bij een doorlatende bekleding lineair verlopend van punt C_1 naar D_1 of D_2 te worden aangenomen.

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

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

- Indien dichte bekleding op het buitentalud dan via C_1 op het buitentalud naar C_2 op de overgang tussen de dichte bekleding en de zandkern op 0,5**h* onder C_1 en vervolgens naar punt D. *h* is de waterdiepte op het voorland.
- Indien open bekleding op buitentalud dan via punt C_1 op het buitentalud naar punt D.

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

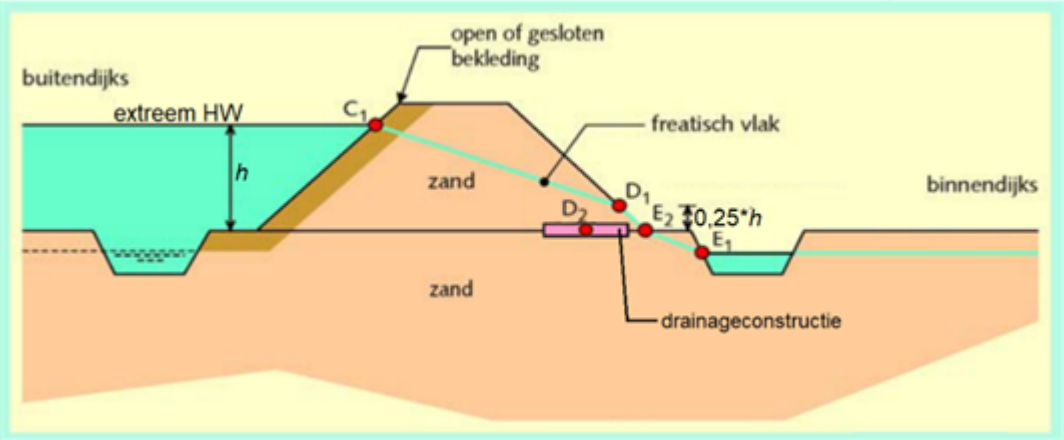
- Punt D_1 op het binnentalud op 0,25**h* boven het maaiveld. (Er wordt hierbij rekening gehouden met een zekere uittreeweerstand en een bijbehorende sprong in de freatisch lijn ter plaatse van het uittreepunt.)
- Indien een goed functionerende drainageconstructie aanwezig is, verloopt het freatisch vlak van punt C naar het midden van de drainage-constructie (punt D_2).

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

- Indien sloot dan punt E_1 op het sloottalud (slootpeil / polderpeil).
- Indien geen sloot dan punt E_2 ter plaatse van de binnenteen (overgang maaiveld-buitentalud).

Geval 2B: Zandkern en zand als ondergrond

In figuur 4 is aangegeven hoe het freatisch vlak bij extreem hoog water kan worden bepaald.



Figuur 4 Freatisch vlak voor geval 2B

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

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

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

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

- Punt D_1 op het binnentalud op 0,25**h* boven het maaiveld. (Er wordt hierbij rekening gehouden met een zekere uittreeweerstand en een bijbehorende sprong in de freatisch lijn ter plaatse van het uittreepunt.)
- Indien een goed functionerende drainageconstructie aanwezig is verloopt het freatisch vlak van punt C naar het midden van de drainageconstructie (punt D_2).

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

- Indien sloot dan punt E_1 op het sloottalud (slootpeil / polderpeil).
- Indien geen sloot dan punt E_2 ter plaatse van de binnenteen (overgang maaiveld-buitentalud).

Waternet Creator

De in dit artikel beschreven eerste schatting van het freatisch vlak is voor een belangrijk deel geïmplementeerd in de software-routine Waternet Creator, al zijn er op sommige onderdelen verschillen. Zie voor alle details de documentatie van de betreffende software, bijvoorbeeld hoofdstuk 11 van de gebruikershandleiding van D-stability. De schematisering van het freatisch vlak met de Waternet Creator houdt, zoals hierboven is aangegeven, rekening met het dijktype (klei op klei, klei op zand, zand op klei of zand op zand, op te geven door de gebruiker). En wanneer een drainage aanwezig is, kan de ligging van het freatisch vlak hierop worden aangepast.

De Waternet Creator is beschikbaar binnen Riskeer.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Rekenregel voor bepalen van de hoogte freatisch vlak in kleidijk

Inleiding

Dit artikel beschrijft een methode waarmee de hoogte van het freatisch vlak (karakteristieke bovengrens voor semi-probabilistische stabiliteitsberekeningen) of de te hanteren onzekerheidsband

(verwachtingswaarde en standaardafwijking) kan worden ingeschat als er geen metingen beschikbaar zijn. Het gaat daarbij dan primair om een kleidijk op een ondoorlatende ondergrond (Geval 1A) zoals beschreven in het artikel Eerste schatting van het freatisch vlak.
Voor een kleidijk op een doorlatende ondergrond (Geval 1B) is deze methode strikt genomen niet van toepassing.

De methode is ontwikkeld door [Rozing, 2015] op basis van diverse cases met metingen [GeoDelft, 2001; GeoDelft, 2004].

De formule van Dupuit

De methode hanteert een formule van Dupuit die een specifieke uitwerking is van de wet van Darcy voor stationaire grondwaterstroming in een goed doorlatende laag die aan de onderzijde begrensd wordt door een ondoorlatende laag en waarbij aan de bovenzijde geen afdekking aanwezig is (unconfined aquifer). Met deze formule van Dupuit kan het niveau van het freatisch vlak worden berekend voor een grondmassief met randvoorwaarden ter weerszijden van het grondmassief en infiltratie aan de bovenrand van het grondmassief. De formule van Dupuit luidt als volgt:

Formule 1, de formule van Dupuit die het verloop van de hoogte van de freatische lijn beschrijft als functie van de horizontale coördinaat x.

$$\phi_x = \sqrt{-\frac{N_Q}{k_d}x^2 + \left(\frac{\phi_2^2-\phi_1^2}{L_{basis}} + \frac{N_Q L_{basis}}{k_d}\right)x + \phi_1^2} \quad (1)$$

Waarin:

ϕ_x Hoogte freatische lijn ten opzichte van de ondoorlatende bodem [m].

N_Q Neerslagdebiet [m/s].

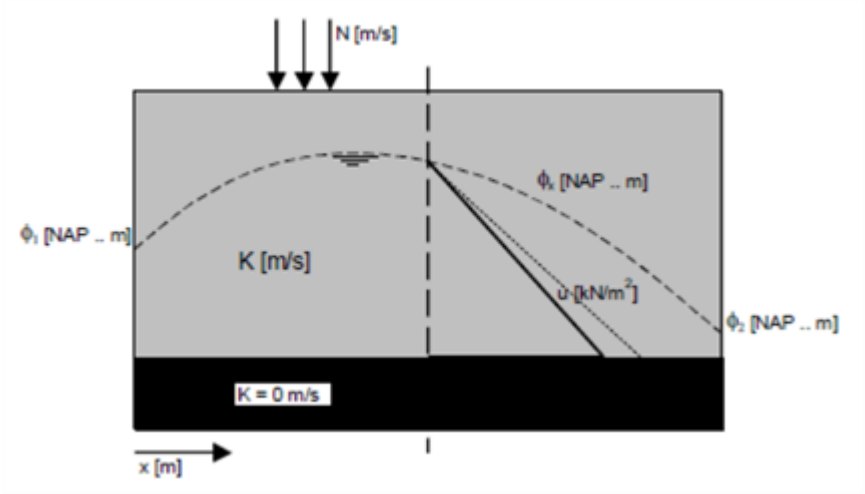
k_d Doorlatendheid van de dijk [m/s].

x Horizontale coördinaat [m].

$\phi_{1,2}$ Stijghoogten ter weerszijden van de dijk ten opzichte van de ondoorlatende bodem [m].

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

Het grondmassief met de randvoorwaarden is grafisch weergegeven in figuur 1. De formule van Dupuit is een zeer eenvoudige modellering van de werkelijkheid. De formule gaat uit van één gemiddelde doorlatendheid voor de hele dijk, terwijl in werkelijkheid vanuit de geschiedenis van de dijk verschillende lagen met verschillende doorlatendheden (heterogeniteit: zandlagen, puin van wegfunderingen en dergelijke) aanwezig kunnen zijn. Verder zijn ook de keuze van het niveau van de 'ondoorlatende bodem' en de keuze van het 'neerslagoverschot' arbitrair.

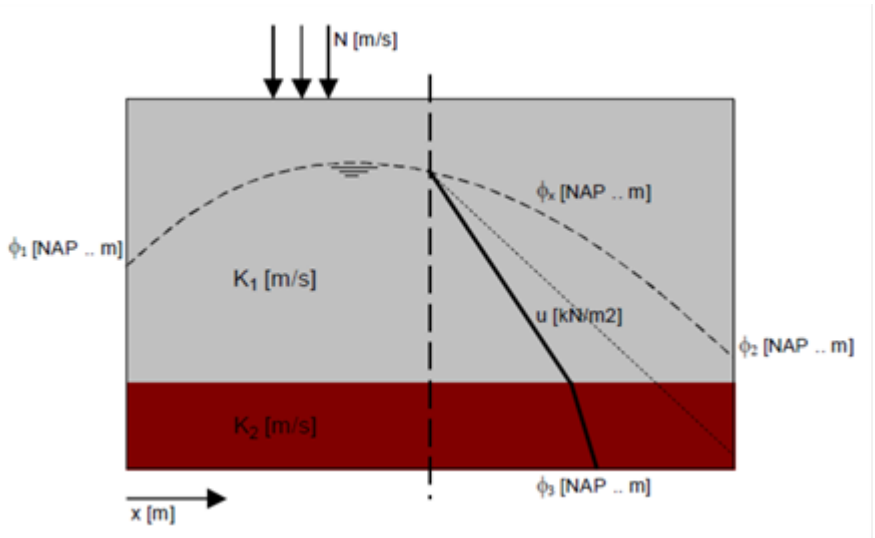


Figuur 1 Standaard-situatie waarvoor met de formule van Dupuit het niveau van het freatisch vlak is berekend. Het verloop van de waterspanning tegen de diepte is in een verticaal aangegeven.

Het niveau van de 'ondoorlatende bodem' is een enigszins subjectieve keuze. Het niveau van het oorspronkelijke (gezakte) maaiveld is hiervoor een goede keuze. Dat bleek bij bestudering van het verloop van de stijghoogte tegen de diepte en de grondopbouw van de meetlocaties van geëvalueerde cases. Meestal bleek een overgang in het verloop van de stijghoogte gevonden te kunnen worden. Deze overgang valt vaak samen met het oorspronkelijke (gezakte) maaiveld ter plaatse van de dijk of met de bovenkant van een pakket slecht doorlatende humeuze kleilagen en veenlagen. Vanaf de freatische lijn tot deze overgang is het verloop van de stijghoogte ongeveer hydrostatisch. Onder deze overgang verloopt de stijghoogte tegen de diepte sterk minder dan hydrostatisch.

Deze situatie is schematisch weergegeven in figuur 2. In deze figuur is aan de onderrand van het grondmassief een veenlaag aangegeven, waardoor water kan lekken vanuit de bovenste laag.

Wanneer de doorlatendheid van de veenlaag veel kleiner is (factor 100) dan de doorlatendheid van de bovenste (klei-)laag wordt het nog verantwoord geacht om met de formule van Dupuit het niveau van het freatisch vlak te berekenen. In deze situatie zal het niveau van het freatisch vlak iets lager liggen dan in de situatie met een echte 'ondoorlatende bodem'. Ook de waterdruk in de weergegeven verticaal zal lager zijn.



Figuur 2 Situatie waarbij lek optreedt vanuit de bovenliggende (klei-) laag naar de onderliggende

veenlaag.
Een richtwaarde voor de neerslag N_Q bedraagt 300 mm/jaar. Dit is een getal, gekozen op basis van de gemiddelde jaarsom van de neerslag in Nederland (700 mm/jaar), waarbij rekening is gehouden met het feit, dat een deel van de neerslag niet infiltreert in de dijk, maar afstroomt langs het talud, wordt opgevangen door riolering of verdampt. Het betreft dus een 'neerslagoverschot'. Het 'neerslagoverschot' zal in werkelijkheid groter of kleiner zijn dan het gekozen getal en zal voor alle locaties anders zijn, maar daarover is niets met zekerheid te zeggen.

Bij gebruik van de formule van Dupuit (gegeven de doorlatendheid van 1.10^{-7} m/s) wordt de hoogte van het freatisch vlak fors overschat als de dijkbasis relatief groot is. In de formule is de dijkbasis ondoorlatend. Bij berekening van de opbolling zal met name bij een grote breedte van de dijkbasis (en als gevolg daarvan een hogere opbolling) in werkelijkheid een drainerende werking optreden naar de onderliggende watervoerende zandlaag. Dit is sterk afhankelijk van de stijghoogte in de watervoerende zandlaag in relatie tot de hoogte van het freatische vlak. Om voor dit effect te compenseren is een correctiefactor geïntroduceerd, waarmee de berekende waarde van ϕ_x wordt gecorrigeerd. Voor het verkrijgen van een zo goed mogelijke fit is een correctiefactor C_c bepaald.

Formule 2 voor de correctiefactor die gelijk is aan de vierkantswortel van de breedte van de dijkbasis genormeerd met een referentiebreedte.

$$C_c = \sqrt{\frac{L_{basis}}{L_{ref}}} \qquad (2)$$

Waarin:

L_{basis} Aanwezig breedte van de dijkbasis [m].

L_{ref} Referentiebreedte van de dijkbasis [m].

Uit kalibratie analyses blijkt een waarde van 27 m voor de referentiebreedte de beste fit te geven.

Ondanks bovengenoemde correctie volgt uit de metingen van het freatisch vlak en de berekeningen een fors verschil. In feite is dit niet verwonderlijk omdat er nog veel 'parameters' zijn die zonder het uitvoeren van uitvoerig terrein en laboratoriumonderzoek en het uitvoeren van geavanceerde grondwaterstromingsberekeningen niet nauwkeurig genoeg zijn in te schatten.

Evaluatie van een 37-tal cases leerde dat de gemiddelde berekende stijghoogte goed overeenkomt met de gemeten ligging van het freatisch vlak. De daarbij gehanteerde standaard doorlatendheid van de aquifer bedroeg 1.10^{-7} m/s.

Voor meer achtergronden zie Bijlage A van [Rozing, 2015].

Toepassingsgebied

De formule van Dupuit (vergelijking 1) met de correctiefactor (vergelijking 2) kan worden gebruikt om een verwachtingswaarde voor de ligging van de freatische lijn te berekenen. Het gaat daarbij dan primair om een kleidijk op een ondoorlatende ondergrond (Geval 1A) zoals beschreven in het artikel Eerste schatting van het freatisch vlak. Voor de berekening worden de volgende standaardwaarden geadviseerd:

- Doorlatendheid kleidijk $k_d = 1.10^{-7}$ m/s.
- Neerslagdebiet N_Q = 300 mm/jaar = 1.10^{-8} m/s.
- Referentiebreedte van de dijkbasis L_{ref} = 27 m.

Een waarde van 0,9 m is een reële waarde voor de te hanteren standaardafwijking.

De formules zijn strikt genomen niet geldig voor een kleidijk op een zandondergrond (Geval 1B) omdat onvoldoende rekening wordt gehouden met de drainerende werking van de watervoerende zandlaag. De verwachtingswaarde van de hoogte van het freatisch vlak berekend met de formule van Dupuit zal voor geval 1B te hoog zijn. Gebruik van de formule geeft Geval 1B een (zeer) veilige waarde.

De te hanteren onzekerheden voor geval 1B kunnen worden gebaseerd op hetgeen voor geval 1A is gegeven.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Infiltratie naar het freatisch vlak

Infiltratie naar het freatisch vlak in het dijklichaam kan plaatsvinden als er water op taluds en/of kruin aanwezig is als gevolg van hoge buitenwaterstanden, golfoploop en/of golfoverslag en/of neerslag, èn als de doorlatendheid van de bekleding significante infiltratie toestaat. In dit artikel wordt een beschrijving gegeven van aspecten die bij de infiltratie via het maaiveld naar de freatische lijn een rol spelen. Daarnaast kan, als er sprake is van een doorlatend dijklichaam op een doorlatende ondergrond, het freatisch vlak in de dijk ook stijgen als gevolg van toestroming via de ondergrond.

De invloed van neerslag en golfoverslag is nader uitgewerkt in de artikelen Invloed van neerslag op het freatisch vlak en Invloed van golfoverslag op het freatisch vlak. Het artikel Eerste schatting van het freatisch vlak behandelt o.a. de horizontale indringinglengte waarmee de invloed van de infiltratie als gevolg van hoge buitenwaterstanden via het buitentalud kan worden geschematiseerd.

Algemeen

De mate waarin de freatische lijn en de waterspanning in en naast de dijk stijgen als gevolg van infiltratie via het maaiveld is afhankelijk van enerzijds het aanbod van water op het talud en anderzijds een aantal factoren die te maken hebben met de opbouw van de dijk. Daarbij gaat het onder andere om: doorlatendheden, bergingscapaciteit van water, hoeveelheid verhard oppervlak, helling en begroeiing van taluds.

Een goede berekening van het effect van infiltratie op de freatische lijn en de waterspanning in en naast de dijk is lastig (zie ook Invloed van neerslag op het freatisch vlak en Invloed van golfoverslag op het freatisch vlak). Onderstaand wordt een aantal aspecten behandeld die een belangrijke rol spelen bij de infiltratie.

Aanbod van water op het taludoppervlak

De mate waarin er aanbod is van water om te infiltreren via het maaiveld is afhankelijk van het aanbod van water op dat maaiveld door:

- Hoge waterstanden tegen het buitentalud.
- Golfoploop op het buitentalud.
- Golfoverslag over kruin en binnentalud.
- Neerslag op kruin, buiten- en binnentalud.

Dat water kan voor een deel afstromen over het oppervlak en dus niet infiltreren. Als de stroming over het maaiveld leidt tot erosie, kan dit de mate van infiltratie vergroten.

Invloed van verharde en onverharde oppervlakken op de infiltratie

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

- Grasbekledingen maken infiltratie via het maaiveld mogelijk.
- Als het boventalud en kruin van de dijk geheel is bekleed met (waterbouw)asfalt (met name zee- en meerdijken), zal (regen)water over de asfaltbekleding afstromen. Infiltratie naar de freatische lijn in de dijk zal alleen via het ondertalud, waar normaliter een steenzetting ligt, of via een doorlatende ondergrond, optreden.
- Bebouwd gebied, waar regenwater via bestrating wordt afgevoerd naar de riolering, waardoor er minder invloed is van infiltratie.
- Wegverharding in onbebouwd gebied, waar regenwater wordt afgevoerd naar de wegbermen, zodat ter plaatse van de wegbermen, afhankelijk van het afschot van de wegverharding, meer regenwater kan infiltreren in de dijk. Hierop wordt nader ingegaan onder het kopje Aansluiting kleibekleding op wegverharding.

Stroming via bodemstructuren

De bodemstructuren bepalen de mate van doorlatendheid en zijn dus van belang voor de mate waarin en de snelheid waarmee, water dat op het maaiveld aanwezig is kan infiltreren naar de freatische lijn.

In kleigrond boven de freatische lijn vinden rijpingsprocessen plaats. Onder invloed van zwel- en krimpprocessen en biologische activiteit worden structuren gevormd. Daarbij kan onderscheid worden gemaakt in een grof systeem van scheuren, worm- en wortelgangen, en in een fijner systeem van kleine poriën in de klei. De scheuren ontstaan door zwel- en krimpprocessen, waarna de grove structuren een lengtemaat hebben van maximaal 1 m. Het fijne systeem bepaalt de doorlatendheid van het materiaal klei, het grove systeem bepaalt de doorlatendheid van de bodem als geheel.

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

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

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

Absorptie in de onverzadigde zone en verdamping

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

orden toe. Waarschijnlijk neemt de doorlatendheid van de grond per saldo toe, ondanks het dicht drukken van de scheuren tussen de structuurelementen.
Neerslag die op het talud van een dijk valt en voor een groot deel door de onverzadigde zone wordt geabsorbeerd, zal voor een klein deel uitzakken naar de kern van de dijk en voor een groter deel verdampen (evapo-transpiratie).

Aansluiting kleibekleding op wegverharding

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

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

Versie 1.0: 2 juli 2025

Invloed van golfoverslag op het freatisch vlak

Bij primaire waterkeringen is soms sprake van een groot overslagdebiet. Dit artikel beschrijft een praktische methode om het effect van golfoverslag op het freatisch vlak te bepalen. Deze wijze van schematiseren is bruikbaar voor zowel het mechanisme afschuiven binnenwaarts als voor afschuiven van de grasbekleding van het binnentalud bij overslag.

Inleiding

Dit artikel beschrijft hoeveel de waterspanningen ter plaatse van het binnentalud en de kruin kunnen toenemen gegeven een golfoverslagdebiet en de hierbij horende golfcondities. Hoe de hydraulische belastingen te bepalen, bij welke kans van voorkomen, en welke partiële veiligheidsfactoren verder moeten worden gebruikt in de stabiliteitsberekening voor het scenario met overslag, maakt geen onderdeel uit van dit artikel.

Dit artikel gaat in op het effect van golfoverslag op het freatische vlak in de dijk. Ook kan een stijging van de freatische lijn optreden als gevolg van indringing van water door het buitentalud, zowel onder de stilwaterlijn als daarboven in de golfoploopzone, en als gevolg van indringing van water door de ondergrond. Deze effecten moeten bij elkaar worden opgeteld om te komen tot een correcte schematisering van de freatische lijn, zie ook het artikel Ligging freatisch vlak in de dijk.

Voor het ontwerp van dijken met golfoverslag is een nieuwe beoordelingsmethode opgezet: KPR factsheet ‘werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag’ [KPR 2018]. Voor de schematisering van de waterspanningen bij een significant golfoverslagdebiet wordt hierbij vooralsnog uitgegaan van een volledig verzadigde dijk, ofwel een freatisch vlak op het maaiveld van de dijk, waar beargumenteerd van mag worden afgeweken. Aan dit laatste, het beargumenteerd afwijken van een volledig verzadigde dijk, wordt in dit artikel aandacht besteed.

Beargumenteerd afwijken van een volledig verzadigde dijk bij golfoverslag kan op grond van verschillende informatiebronnen:

1. Een vereenvoudigde rekenmethode, zoals dit artikel beschrijft.
2. Tijdsafhankelijke grondwaterstromingsberekeningen met lokaal ingewonnen parameters.
3. Grote schaal infiltratieproeven.

De vereenvoudigde rekenmethode (1.) geeft vaak een optimalisatie ten opzichte van de aanname dat de dijk volledig verzadigd is, maar deze methode is nog altijd aan de conservatieve kant. Overigens is ondanks de sterke vereenvoudiging toch nog een redelijke inspanning nodig om deze veilige schatting van de toename van de waterspanningen te berekenen.

Bij de tijdsafhankelijke grondwaterstromingsberekeningen met lokaal ingewonnen parameters (2.) kan rekening worden gehouden met een aantal algemene zaken of juist bijzondere omstandigheden die bij de vereenvoudigde rekenmethode buiten beschouwing blijven. Ten denken valt aan het effect van een drainage in de zanddijk, een ondoorlatende weg op de kruin, de invloed van verschillen in infiltratiecapaciteit per laag, een oude dijkkern van klei, het effect dat infiltrerende water niet instantaan aan het freatische water wordt toegevoegd bij een zanddijk oftewel dat gedurende het infiltreren er grondwater kan afstromen vanuit het dijklichaam polderwaarts.

In de volgende paragrafen wordt de vereenvoudigde rekenmethode (1.) beschreven.

De vereenvoudigde rekenmethode is gebaseerd op kennis ontwikkeld in het kader van het WBI2017, zoals onder andere is opgenomen in [RWS 2012] en [RWS 2016a].

Infiltratietijd bij golfoverslag

De hoeveelheid water die als gevolg van golfoverslag infiltreert in de dijk is onder andere afhankelijk van de tijd dat er een wateraanbod op de kruin en het talud aanwezig is: de zogenaamde infiltratietijd.

Golfoverslag vindt plaats als onder extreme omstandigheden de waterstand hoog is en de hoogste golven de kruin van de dijk bereiken en over de kruin naar het binnentalud lopen. In het algemeen infiltreert slechts een (klein) deel van het water, de rest stroomt af richting de polder.

De eenvoudigste golfoverslagparameter is het gemiddelde golfoverslagdebiet, q_g [l/s/m]. Dit is de hoeveelheid water (in liter) per strekkende meter breedte die gemiddeld per seconde over de kruin gaat. Het is een gemiddelde over een tijdsinterval van bijvoorbeeld een uur met constante hydraulische condities. In werkelijkheid zal het debiet over de kruin zeer sterk wisselend zijn, omdat de inkomende golven onregelmatig van grootte zijn. Het wisselende debiet is afhankelijk van het gemiddelde overslagdebiet **en** van de golfcondities, vooral de golfhoogte.

Tabel 1 Karakteriseringen van de golfoverslag voor twee verschillende significante golfhoogtes (H_{m0}), gegeven een gemiddeld golfoverslagdebiet (q_g) van 1 l/s/m gedurende 1 uur met constante waterstand en golfcondities, een buitentalud van 1:4 met een ruwheid van 1 [-] en een golfsteilheid van 0,04 [-].

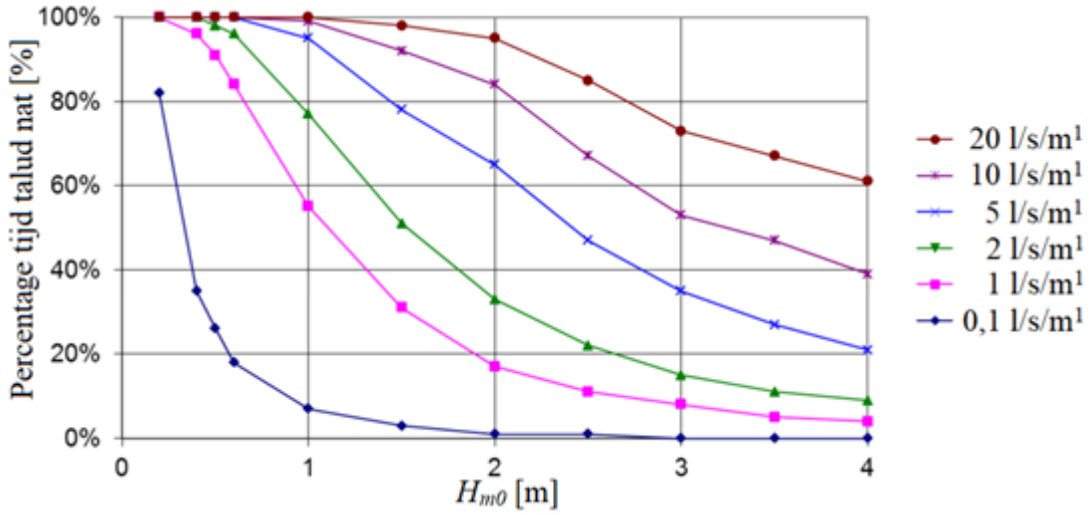
H_{m0} [m]	q_g [l/s/m]	Duur [uur]	Vrije kruinhoogte form. 24 en 25 [TAW 2002]	Berekend aantal overslaande Golven [TAW 2002]	Berekend overslagvolume van grootste golf [TAW 2002]

			[m]	[-]	[l/m]
0,5	1	1	0,61	302	100
3	1	1	5,6	13	812

Infiltratie kan alleen optreden indien er aanbod van water, ofwel een waterlaagje, op het talud aanwezig is. Voor de hoeveelheid infiltratie maakt het overigens niet zo veel uit hoe dik het waterlaagje is, als er maar een waterlaagje is. Zoals in tabel 1 te zien is, zal bij een gelijk gemiddeld overslagdebiet het aantal overslagvolumes bij een hoge golfhoogte veel lager zijn dan bij een kleine golfhoogte. Indien de golfvolumes snel achter elkaar over de dijk komen, bij een lage golfhoogte, dan blijft er op het talud altijd een waterlaagje aanwezig. Als de tussentijd te groot wordt, bij hoge golven, dan valt het talud soms tijdelijk 'droog' en stopt de infiltratie tijdelijk. In bovenstaand voorbeeld zal bij eenzelfde overslagdebiet van 1 l/s/m de hoeveelheid infiltratie bij de kleine golfhoogte groter zijn dan bij de hoge golven, omdat er langer een waterlaagje op het talud aanwezig is.

Uit golfoverslagproeven [RWS 2012] is gebleken dat het grootste deel van een golfoverslagvolume binnen enkele seconden over het talud raast. Na het front van het volume, waarin de waterlaagdikte en de dieptegemiddelde stroomsnelheid maximaal zijn, volgt de staart. In de staart neemt de waterlaagdikte en de gemiddelde stroomsnelheid af. Binnen enkele seconden is de waterlaagdikte op het talud kleiner dan enkele centimeters en lijkt het volume helemaal voorbij te zijn. Uit waarnemingen bij meerdere overslagproeven is echter gebleken dat er na elk golfoverslagvolume, na het voorbij komen van het front, gemiddeld circa een halve minuut nog een dun waterlaagje op het talud aanwezig is (taluds 1:2,5 à 1:3). Deze tijd is slechts beperkt afhankelijk van de grootte van het overslagvolume. Het gaat hierbij om een waterlaagje dat van enkele centimeters dikte maar langzaam afneemt en dat zich tussen de bovengrondse plantdelen bevindt.

Aangenomen is dat als de tijd tussen opvolgende golfvolumes korter is dan 30 s, er constant wateraanbod is voor infiltratie, en als die tijd meer is dan 30 s, er na die 30 seconden geen wateraanbod meer is. In het laatste geval wordt de infiltratietijd dus korter dan de tijd dat er overslag optreedt. Deze aanname heeft geleid tot onderstaande grafiek waarmee het percentage van de tijd dat er daadwerkelijk een wateraanbod is, kan worden bepaald.



Figuur 1 Infiltratietijd als percentage van de beschouwde periode gegeven de significante golfhoogte

H_{m0} [m] en het gemiddelde overslagdebiet q_g [l/s/m] [RWS 2016b]
Als deze grafiek wordt toegepast op het eerder genoemde voorbeeld dan blijkt dat bij een overslagdebiet van 1 l/s/m bij een golfhoogte van 0,5 m het talud 90% van de tijd nat is en er dus bijna voortdurend infiltratie optreedt. Bij een golfhoogte van 3 m is dit slechts circa 10% van de tijd.

De berekening van de tijd van wateraanbod op het talud gaat uit van de aanname dat een overslagvolume groter is dan de infiltratiecapaciteit van het talud (Infiltratiecapaciteit bij golfoverslag). Elk volume levert een infiltratietijd van 30 seconden (of minder als er binnen 30 s een nieuwe golf over de dijk slaat). Als het overslaande volume klein is en het talud lang en doorlatend, dan kan het voorkomen dat het overslagvolume de binnenteen niet bereikt, maar volledig infiltreert op het talud. In werkelijkheid is de infiltratietijd lokaal dan dus korter. De in dit artikel gepresenteerde methode houdt daar geen rekening mee. Deze verwaarlozing leidt tot een conservatief resultaat. Overigens wordt verwacht dat het effect van deze verwaarlozing relatief gering is. De infiltratiecapaciteit van het talud kan in sommige gevallen dezelfde orde van grootte hebben als het gemiddelde overslagdebiet, maar is vaak een orde minder dan wat instantaan over de dijk komt bij een overslaande golf.

Infiltratiecapaciteit bij golfoverslag

Gegeven dat er een wateraanbod op het talud aanwezig is, zal het water met een bepaald debiet in de dijk infiltreren, uitgaande van een doorlatende bekleding op kruin en binnentalud. Dit wordt de infiltratiecapaciteit genoemd. Deze is afhankelijk van de doorlatendheidseigenschappen van het dijksmateriaal en van de druk waarmee het water in het talud wordt geperst. Bij golfoverslag is de druk gering. De waterlaagdikte op het talud zal beperkt blijven tot hooguit enkele decimeters gedurende enkele seconden bij het passeren van grote overslagvolumes (hoog gemiddeld debiet en grote golven). Gedurende veel langere tijd zal de waterlaag slechts in de orde van enkele centimeters dik zijn. De infiltratiecapaciteit van groene dijken ligt onder deze omstandigheden tussen 1×10^{-4} en 1×10^{-5} $m^3/s/m^2$ [TAW 1996]. De infiltratiecapaciteit is weinig afhankelijk van de kleikwaliteit of het zandgehalte in de klei, maar blijkt wel afhankelijk van de aanwezigheid van bodemstructuur.

Bij diverse golfoverslagproeven in Nederland is de infiltratiecapaciteit in het veld bepaald en gemiddeld was deze $2,5\times10^{-5}$ $m^3/s/m^2$ voor 23 veld-infiltratieproeven (zie [RWS 2016a] over het uitvoeren van deze veldproeven). Als veilige schatting van de infiltratiecapaciteit kan 1×10^{-4} $m^3/s/m^2$ worden aangehouden. Indien die schatting niet tot een bevredigend antwoord leidt, dan kunnen veldproeven worden uitgevoerd [RWS 2016a].

Bij het ontwerp is het lastig om te dimensioneren op een bepaalde (lage) doorlatendheid van de kleilaag. De bereikte doorlatendheid is afhankelijk van diverse factoren. Aandachtspunten in het ontwerp en bij de uitvoering zijn:

- Dikte van de kleilaag. De doorlatendheid en de infiltratiecapaciteit zijn hoofdzakelijk afhankelijk van de bodemstructuur. Deze neemt af met de diepte onder het maaiveld en is het meest intensief in de bovenste ca. 0,6 m. Een kleilaag van 0,8 m is daardoor aanzienlijk minder doorlatend dan een kleilaag van 0,6 m dikte.
- Het vochtgehalte bij verwerking is belangrijk. De klei mag niet te nat en niet te droog zijn bij verwerking en verdichting. Een te droge klei laat zich niet goed verdichten en een te natte klei is moeilijk te verwerken en zal bovenmatig krimpen en scheuren na aanbrengen (zie bijvoorbeeld [TAW 1996] en recenter [Deltares 2010]).

Bij een goed verdichte kleilaag van 0,8 m kan voor het ontwerp worden uitgegaan van de gemiddelde infiltratiecapaciteit van $2,5\times10^{-5}$ m/s. Bij dunnere kleilagen of bij twijfels over de mogelijkheid tot verdichting kan worden uitgegaan van 1×10^{-4} m/s als zeker conservatieve schatting. Dunnere kleilagen

met een lagere infiltratie capaciteit zijn echter ook mogelijk. Een kant-en-klaar recept is helaas niet voorhanden.

Schematisering potentiële toename waterspanningen als gevolg van golfoverslag

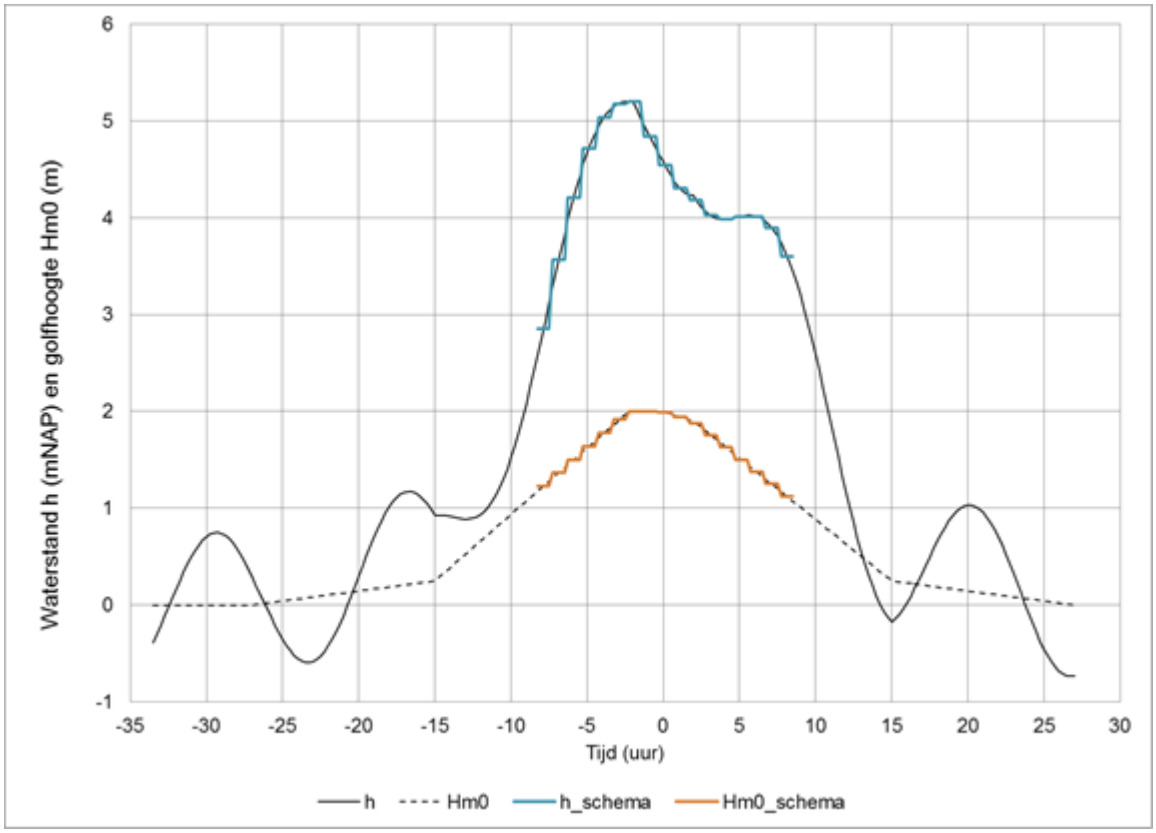
Dit hoofdstuk beschrijft alleen een eenvoudige methode om de toename van de waterspanningen als gevolg van golfoverslag over de kruin en het binnentalud te bepalen. Het gaat hierbij om een toeslag op het freatisch vlak ter plaatse van de kruin, het binnentalud en eventueel de berm.

De verhoging van het freatisch vlak als gevolg van golfoverslag kan als volgt worden bepaald:

1. Bepaal de infiltratietijd gedurende een storm.
2. Bepaal de infiltratiecapaciteit van de bekleding en het infiltratievolume.
3. Bepaal de toeslag op het freatisch vlak voor kleidijken of voor zanddijken (al dan niet met kleibekleding).

Stap 1 - Bepaling infiltratietijd

De infiltratietijd is de tijd dat op het talud een waterlaagje aanwezig is en er infiltratie optreedt. Voor de bepaling van de infiltratietijd zijn het waterstandsverloop en het verloop van golfkarakteristieken met de tijd van belang. Het verloop wordt opgeknipt in stukjes van 1 uur met een constante waterstand en golfcondities. Een voorbeeld wordt gegeven in figuur 2.



Figuur 2 Verloop in tijd van de significante golfhoogte H_{m0} [m] en de buitenwaterstand h [m] en de schematisering hiervan in discrete stukjes van 1 uur [RWS 2016a]

Met behulp van Riskeer en Hydra-NL, of de formules in [TAW 2002] wordt per discreet interval van 1 uur het gemiddelde overslagdebiet berekend. Vanaf het moment dat de waterstand in combinatie met golfcondities een overslagdebiet geeft dat hoger is dan 0,1 l/s per m, moet rekening worden gehouden met infiltratie door golfoverslag. Infiltratie bij golfoverslag geringer dan 0,1 l/s per m is verwaarloosbaar. Het voorbeeld in figuur 2 is uitgewerkt in tabel 2. In het voorbeeld komt het

overslagdebiet niet boven 1 l/s/m.

Tabel 2 Overslagdebiet (q_g) [l/s/m] voor discrete intervallen van 1 uur bij gegeven buitenwaterstand (h) en significante golfhoogte (H_{m0}).

Tijd	h [m tov NAP]	H_{m0} [m]	q_g [l/s/m]
-5	4,63	1,64	0,1
-4	4,95	1,78	0,3
-3	5,08	1,91	0,5
-2	5,1	2,0	0,8
-1	4,73	1,99	0,4
0	4,44	1,94	0,2
1	4,2	1,88	0,1

In het voorbeeld is gedurende 5 uur het overslagdebiet groter dan 0,1 l/s/m. Het maximale overslagdebiet tijdens de piek van de storm is 0,8 l/s/m. Een conservatieve schatting van de tijd met een wateraanbod op het talud is 5 uur, echter met behulp van figuur 2 kan dit worden verfijnd. Voor het voorbeeld leidt dat tot tabel 3.

Tabel 3 Verfijning tijd wateraanbod op het talud

Tijd	h [m tov NAP]	H_{m0} [m]	q_g [l/s/m]	Perc. wateraanbod	Tijd wateraanbod [uur]
-5	4,63	1,64	0,1	0	0
-4	4,95	1,78	0,3	10%	0,1

-3	5,08	1,91	0,5	15%	0,15
-2	5,1	2,0	0,8	20%	0,2
-1	4,73	1,99	0,4	15%	0,15
0	4,44	1,94	0,2	5%	0,05
1	4,2	1,88	0,1	0	0
Totaal					0,65 uur

Hieruit volgt dat van de 5 uur met een overslagdebiet groter dan 0,1 l/s/m er slechts 0,65 uur infiltratie kan optreden.

Stap 2 – Bepaling infiltratiecapaciteit en infiltratievolume

De infiltratiecapaciteit van kleidijken en zanddijken met een kleibekleding ligt tussen 1×10^{-4} en 1×10^{-5} m/s (conservatieve schatting). Gemiddeld werd in het veld $2{,}5\times10^{-5}$ m/s gevonden (zie Infiltratiecapaciteit bij golfoverslag).

Het infiltratievolume is het watervolume dat door de dijk wordt opgenomen. Het volume wordt eenvoudig berekend door de infiltratietijd in stap 1 te vermenigvuldigen met de infiltratiecapaciteit van de dijkbekleding.

Voor het voorbeeld geldt:

- Bij aanname conservatieve schatting infiltratiecapaciteit: $0{,}65\times3600\times1\times10^{-4} = 0{,}234$ m³/m² (234 l/m²)
- Bij gemiddelde infiltratiecapaciteit: $0{,}65\times3600\times2{,}5\times1\times10^{-5} = 0{,}0585$ m³/m² (58,5 l/m²)

Het verschil tussen de conservatieve aanname en het gemiddelde van de infiltratiecapaciteit is vrij groot. Het loont om de infiltratiecapaciteit in het veld te bepalen.

Stap 3 – Bepaling toename waterspanning

Er wordt onderscheid gemaakt tussen kleidijken en zanddijken met een kleibekleding.

Stap 3a - Kleidijk

De toename van de waterspanningen in een kleidijk door golfoverslag wordt grotendeels bepaald door de karakteristieke opbouw van een kleidijk, namelijk een vrij dichte kleikern en een veel poreuzere kleilaag vlak onder het maaiveld.

Door de vorming van bodemstructuur in de jaren, zal de grond vlak onder het maaiveld een veel hogere doorlatendheid krijgen dan de kern van de dijk. De opbouw van de bodemstructuur is zodanig dat de doorlatendheid afneemt met toenemende diepte onder het maaiveld. De opbouw van de bodemstructuur is afhankelijk van een groot aantal factoren: samenstelling van het basismateriaal, (te hoog of te laag) vochtgehalte tijdens aanbrengen klei, vochthuishouding, neerslag en verdamping en

de ontwikkeling van bodemleven (planten en dieren). Toch blijkt de opbouw van de bodemstructuur in heel veel gevallen ongeveer hetzelfde te zijn. Uitzonderingen worden gevormd door dijken waarbij de klei veel te nat is aangebracht, waarbij na aanleg grote scheuren ontstaan die later niet meer dicht gaan. Een andere uitzondering vormen dijken waarbij gedurende de geschiedenis van de dijk is overlaagd met klei, maar waarbij eerder gevormde klei met bodemstructuur onvoldoende is verwijderd of verdicht. De kleilagen met een losse structuur kunnen dan nog in de dijk aanwezig zijn en zorgen voor een afwijkende opbouw van waterspanningen.
Het water dat vanaf het maaiveld relatief gemakkelijk infiltreert tussen de losse aggregaten zal met toenemende diepte meer weerstand ondervinden, omdat de aggregaten met de diepte groter worden en de stapeling van aggregaten dichter wordt. Onder een niveau van 0,8 à 1 m komen nog voornamelijk verticale scheuren voor. De toenemende weerstand zorgt ervoor dat verdere infiltratie wordt bemoeilijkt en er ontstaat een grondwaterstroming in de richting parallel aan het talud.

Voor de schematisering van de waterspanningen in een kleidijk als gevolg van golfoverslag kan worden uitgegaan van het volgende:

- Indien het infiltratievolume volgend uit stap 2 meer is dan 125 l/m², dan wordt aanbevolen om uit te gaan van volledige verzadiging van de klei met bodemstructuur; dus tot maximaal 1,5 m beneden maaiveld. Het volume van 125 l/m² is een conservatieve, lage, schatting van het macroporiënvolume dat moet worden gevuld voordat een grondwaterstroming parallel aan het talud kan ontstaan, over de volle dikte van de laag met bodemstructuur. Voor een glijvlakberekening wordt het freatisch vlak geschematiseerd op het maaiveld.
- Als het volume kleiner is dan 125 l/m² zal de laag gedeeltelijk onverzadigd blijven en kan de waterspanningstoename door golfoverslag worden genegeerd.

Stap 3b – Zandkern met kleibekleding

Bij een zanddijk met kleibekleding is geen barrière aanwezig die de verticale infiltratie hindert. Het infiltrerende water bereikt door de kleibekleding en de zandkern het freatisch vlak, dat als gevolg van het infiltrerende water zal stijgen.

De potentiële stijging van het freatisch vlak is gelijk aan het infiltratievolume, zie stap 2, gedeeld door de effectieve porositeit van het zand. Met de effectieve porositeit wordt bedoeld het poriënvolume dat nog dient te worden gevuld om te komen tot verzadiging van het zand. Zand boven het freatisch vlak is vaak al vochtig. Uit laboratoriumonderzoek is gebleken dat een effectieve porositeit van ongeveer 0,3 [-] kan worden aangehouden, door de aanwezigheid van een watergehalte onder dagelijkse omstandigheden van circa 5-10% [-].

Voor het voorbeeld zou dit betekenen een stijging van het freatisch vlak van: 0,234/0,3 = 0,78 m als wordt uitgegaan van een zeer doorlatende kleibekleding en 0,0585/0,3 = 0,2 m als wordt uitgegaan van een gemiddelde infiltratiecapaciteit. Voor een glijvlakberekening wordt het freatisch vlak geschematiseerd met een verhoging als gevolg van golfoverslag van 0,78 m of 0,2 m, afhankelijk van de te hanteren infiltratiecapaciteit, ten opzichte van het freatisch vlak wat hoort bij de infiltratie door hoog water via het buitentalud.

Conservatief hierin is dat het infiltrerende water instantaan aan het freatische water wordt toegevoegd, terwijl dit in werkelijkheid tijd kost. Ook wordt geen rekening gehouden met het tussentijds afstromen van infiltrerend water vanuit het dijklichaam polderwaarts. Met een niet stationaire grondwaterstromingsberekening kunnen deze twee effecten wel netjes worden meegenomen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Invloed van neerslag op het freatisch vlak

Algemeen

De belasting door een hoge buitenwaterstand bepaalt in belangrijke mate de waterspanningen in de dijk. Maar daarnaast spelen ook andere invloeden een rol, waarvan (extreme) neerslag wellicht de belangrijkste is. De spreiding in de gemeten stijghoogten kan deels worden verklaard door al dan niet extreme neerslag voorafgaand aan het hoogwater.

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

De extreme neerslag speelt bij de beoordeling van een waterkering geen rol, hoewel deze van invloed kan zijn op de waterspanningen. De overweging daarvoor is dat de kans op gelijktijdig optreden van hoog water en extreme neerslag klein is. De normale neerslag en verdamping spelen wel een rol in de bepaling van de ligging van het freatisch vlak. Voor de Eerste schatting van het freatisch vlak in geval van een kleidijk is dat uitgewerkt in het artikel Rekenregel voor bepalen van de hoogte freatisch vlak in kleidijk.

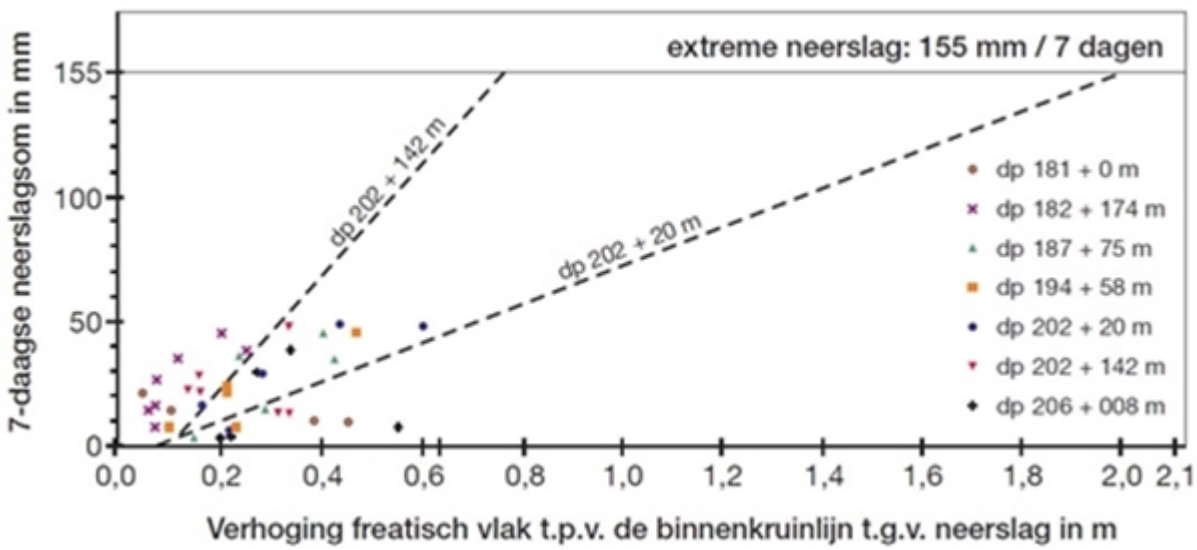
Tijdens de uitvoering van een dijkverbetering kunnen afdekkende lagen zoals een wegverharding of afdekkende dijkbekledingen zijn verwijderd. In een dergelijke situatie van de invloed van neerslag op de freatische lijn al snel groot zijn.

Meten van het effect van neerslag op de freatische lijn

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

Voor het benedenrivierengebied werd daarbij de volgende methode gehanteerd. Voor iedere waterspanningsmeting waarmee de freatische lijn wordt bepaald, wordt de gesommeerde hoeveelheid neerslag bepaald in de 7 dagen voorafgaand aan de waterspanningsmeting. De hoogte van de freatische lijn wordt dan geëxtrapoleerd naar een situatie waarbij sprake is van een regenperiode van één week met een overschrijdingsfrequentie van $2{,}5 * 10^{-4}$ per jaar (22 mm per dag gedurende 7 dagen, formule van Reinhold).

Figuur 1 geeft een voorbeeld van metingen van de freatische stijghoogtetoenames (x-as) ter plaatse van de binnenkruinlijn als functie van de cumulatieve neerslag (y-as). In die figuur is ook voor een tweetal raaien het lineaire verband tussen beide parameters opgenomen.



Figuur 1 Verband tussen gemeten freatische stijghoogtetoenames (horizontaal) versus cumulatieve neerslag (verticaal) voor verschillende locaties langs een dijktraject aan de Lek in de buurt van Streefkerk [Swart, 1990]

Het voorbeeld in de figuur laat zien dat er een erg grote spreiding in dergelijke meetresultaten aanwezig is. Een groot aantal factoren bepaalt de ligging van de freatische lijn. Dat is de reden waarom deze methode is verlaten.

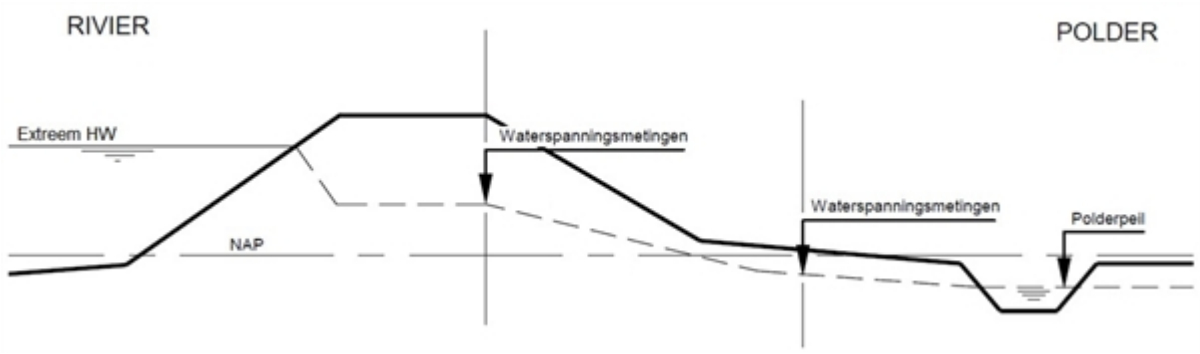
Defaultwaarden voor het effect van neerslag op de freatische lijn

Momenteel wordt geadviseerd om voor rivierdijken van klei voor het effect van extreme neerslag uit te gaan van een defaultwaarde voor de verhoging van 0,8 m op de freatische lijn ter plaatse van de binnenkruinlijn en het binnentalud.

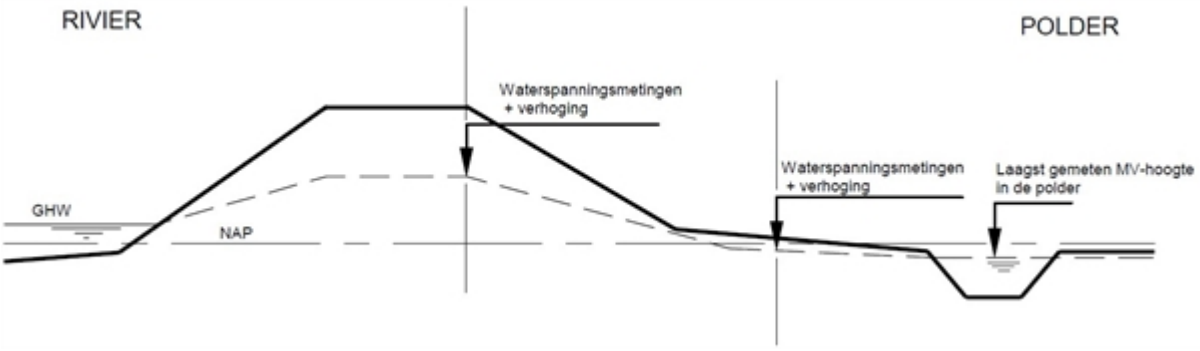
Inmiddels is het voor rivierdijken gebruikelijk de situatie met extreme neerslag niet bij extreem hoog water maar alleen bij het optreden van gewoon hoog water te beschouwen. Daarbij is het uitgangspunt dat globaal de volgende effecten zullen optreden:

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

In figuur 2 en 3 zijn de schematisaties van de freatische lijn weergegeven voor een situatie bij optreden van extreem hoog water respectievelijk bij hevige neerslag.



Figuur 2 Freatische lijn bij optreden extreem hoog water voor een rivierdijk met kleikern



Figuur 3 Freatische lijn bij extreme neerslag

In veel gevallen in de adviespraktijk zal het voldoende zijn om extreme neerslag in rekening te brengen conform bovenstaande aanbeveling. De voorgestelde verhoging van de freatische lijn bij extreme neerslag is waarschijnlijk voldoende realistisch.

In situaties in de adviespraktijk waar de te verwachten verhoging van de freatische lijn en waterspanning bij extreme neerslag beter onderzocht moet worden, of waar inzicht nodig is voor de initiële conditie in verband met het bestuderen van andere mechanismen, zal het moeilijk zijn om een precieze toename te voorspellen. Zowel extrapolatie van meetgegevens als het uitvoeren van berekeningen kan niet leiden tot een precieze voorspelling.

Voor een specifieke situatie zal er vrijwel nooit gelegenheid zijn om door middel van terrein- en laboratoriumonderzoek voor alle variabelen de juiste waarde vast te stellen. Er is een veelheid aan factoren die een rol spelen. Elk van deze factoren heeft binnen bijvoorbeeld een dijkvak een spreiding. Door het uitvoeren van gevoeligheidsberekeningen kan inzicht worden verkregen in de processen die een rol spelen bij de verhoging van de freatische lijn en de waterspanning door extreme neerslag. Natuurlijk is een realistisch beeld van de in situ te verwachten waarde van de variabelen en de daarbij behorende bandbreedte wel noodzakelijk. Metingen met waterspanningsmeters kunnen helpen een beeld te krijgen van de freatische lijn en de waterspanning in een dijk onder dagelijks omstandigheden. De resultaten van de berekeningen kunnen worden afgestemd op de resultaten van de metingen in de dijk. Verder is het aan te raden om bij de berekeningen uit te gaan van een tijdsafhankelijke neerslag.

De computerprogramma's SEEP/W of PLAXIS (zie Rekenprogramma's grondwaterstroming) zijn geschikt om een beeld te krijgen van het freatisch gedrag.

Versie 1.0: 2 juli 2025

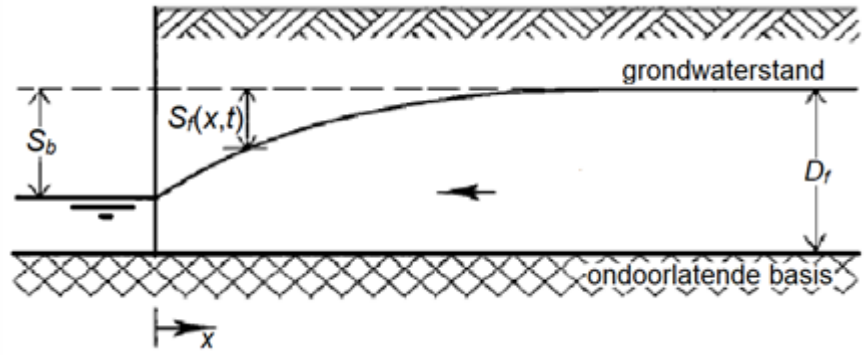
Freatisch vlak na snelle val buitenwaterstand: analytische oplossing

Dit artikel presenteert een analytische oplossing voor het verloop van de freatische lijn als functie van

de tijd na een snelle val van de buitenwaterstand voor een sterk geschematiseerde situatie. Hiermee kan de invloed van verschillende parameters die een rol spelen bij het mechanisme afchuiven in buitenwuitenwaartse richting worden onderzocht. In het artikel Waterspanningen voor het mechanisme afschuiven buitenwaarts wordt een schatting gegeven van het verloop van de waterspanningen in het buitentalud na een snelle val van de buitenwaterstand, waarbij is verondersteld dat er sprake is van een watervoerend zandpakket waarin de waterdruk nog overeenkomt met de opgetreden extreme hoge buitenwaterstand.

Voor het inschatten van het verloop van het freatisch vlak in een dijk na een plotselinge val van de buitenwaterstand kan gebruik worden gemaakt van eenvoudige grondwaterstromingsformules die uitgaan van tijdsafhankelijke grondwaterstroming in een oneindig uitgestrekte watervoerende grondlaag (aquifer). De analytische aanpak beschrijft de situatie waarbij het dijklichaam als doorlatend mag worden verondersteld in vergelijking met de relatief ondoorlatende ondergrond. Voor de beschreven situatie wordt als uitgangspunt het freatisch vlak tijdens de opgetreden extreme hoge buitenwaterstand gehanteerd.

In onderstaande figuur is het principe weergegeven waarbij voor x = 0 het snijpunt van het talud met de buitenwaterstand (laag water) kan worden genomen). Verondersteld is dat op het tijdstip t = 0 de buitenwaterstand abrupt zakt met een waarde S_b.



Figuur Tijdsafhankelijke, een-dimensionale grondwaterstroming in een semi–oneindige onbegrensde aquifer

De ligging van het freatisch vlak als functie van de tijd volgt uit:

Formule voor het berekenen van de ligging van het freatisch vlak als functie van de plaats en tijd verstreken na de plotselinge daling van de buitenwaterstand.

$$S_f(x,t) = S_b\left(1 - \frac{2}{\sqrt{\pi}}\int_0^{u_f} e^{-u_f^2}\mathrm{d}u_f\right) \qquad (1)$$

Waarin:

$S_f(x,t)$ Daling van het freatisch vlak op afstand x op tijdstip t [m].

S_b De plotselinge daling van de buitenwaterstand [m].

Formule 2, waarin deel van formule 1 wordt verklaard als errorfunctie.

$$\frac{2}{\sqrt{\pi}}\int_0^{u_f} e^{-u_f^2}\mathrm{d}u_f = \mathrm{erf}(u_f) \qquad (2)$$

De errorfunctie (in Excel beschikbaar).

De waarde van de dimensieloze hulpvariabele u_f kan worden berekend met de volgende formule:

Formule 3 voor het berekenen van de dimensieloze hulpvariabele uf uit onderstaande parameters.

$$u_f = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{n_d}{k_d D_f}}\frac{x}{\sqrt{t}} \qquad (3)$$

Waarin:

u_f Dimensieloze hulpvariabele [-].

n_d Porositeit materiaal in de dijk [-].

k_d Doorlatendheid materiaal van de dijk [m/dag].

D_f Hoogteverschil tussen freatisch vlak en ondoorlatend veronderstelde basis [m].

x Afstand vanaf het buitenwater [m].

t Tijd na de plotselinge daling van de buitenwaterstand [dagen].

Deze methode is gebaseerd op fysische analyses die uitgaan van eenduidig gedefinieerde omstandigheden. De werkelijkheid is veelal anders en daarvan dient men zich bewust te zijn bij het gebruik van deze methode. Daarbij kan bijvoorbeeld worden gedacht aan zandinsluitingen, een (on)doorlatende kleilaag op het buitentalud, de helling van het buitentalud en het feit dat de daling van de buitenwaterstand in werkelijkheid nooit plotseling plaatsvindt.

Versie 1.0: 2 juli 2025

3.2.4 Stijghoogten in watervoerende laag

Stijghoogten bepalen in het watervoerend pakket

Veel Nederlandse dijken zijn aangelegd op het zogenaamde Hollandprofiel, zie de betreffende paragraaf in Grondwaterstroming algemeen. Daarbij ligt er onder een ondoorlatende deklaag een doorlatende zandlaag, het zogenaamde watervoerend pakket.

De waterspanningen in het watervoerend pakket worden van oudsher gemeten met peilbuizen. Daarin wordt de stijghoogte [m t.o.v. een referentie] gemeten. Daarom worden de waterspanningen in de watervoerende laag meestal beschreven als stijghoogten.

Omdat een te hoge waterspanning in het watervoerend pakket kan leiden tot het opdrukken van de deklaag achter de dijk; omdat de schuifsterkte van grond in hoge mate afhankelijk is van de waterspanning; en omdat de waterspanning in het watervoerend pakket de waterspanningen onderin de deklaag bepalen, is de stijghoogte in het watervoerend pakket een cruciale belasting voor het mechanisme afschuiven langs diepe glijvlakken.

Er zijn meerdere manieren om de stijghoogten in het watervoerend pakket te bepalen:

- Eerste schatting maken.

Als er onvoldoende meetgegevens beschikbaar zijn om een stabiliteitsbeoordeling uit te voeren kan voor een aantal standaardsituaties met een Eerste schatting van de stijghoogte in het watervoerend pakket een eerste verkenning worden uitgevoerd.

- Meten.

Het verloop van de stijghoogte in de ondergrond kan worden gemeten met peilbuizen of waterspanningsmeters (Instrumenten om het verloop van waterspanningen te meten). Omdat de

meest extreme hoogwatersituaties vrijwel nooit voorkomen moet in aanvulling op de metingen, met extrapolatie- of rekenmodellen de situatie onder extremere omstandigheden worden bepaald, zie volgende alinea.

- Berekenen.

Op grond van gemeten parameters, waaronder eventueel peilbuiswaarnemingen en/of waterspanningsmetingen, kunnen met behulp van elementaire extrapolatie-modellen, analytische modellen of numerieke modellen de stijghoogten oftewel de waterspanningen onder extreme omstandigheden worden berekend. In dat geval worden niet alleen de waterspanningen in het watervoerend pakket bepaald, maar ook de ligging van de freatische lijn in het dijklichaam en de waterspanningen in de relatief ondoorlatende deklaag. Het artikel Berekenen waterspanningen gaat hier dieper op in.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Eerste schatting van de stijghoogte in het watervoerend pakket (Model 3A)

Voor verkennende berekeningen kan het wenselijk zijn om te kunnen rekenen met een inschatting van de stijghoogte in het watervoerend pakket. Dit artikel beschrijft, voor een aantal sterk geschematiseerde situaties, eerste schattingen van die stijghoogte.

Inleiding

Voor de in dit artikel gepresenteerde eerste schatting van het stijghoogteverloop in het bovenste watervoerend pakket bestaat de belasting uit een extreem hoge buitenwaterstand.

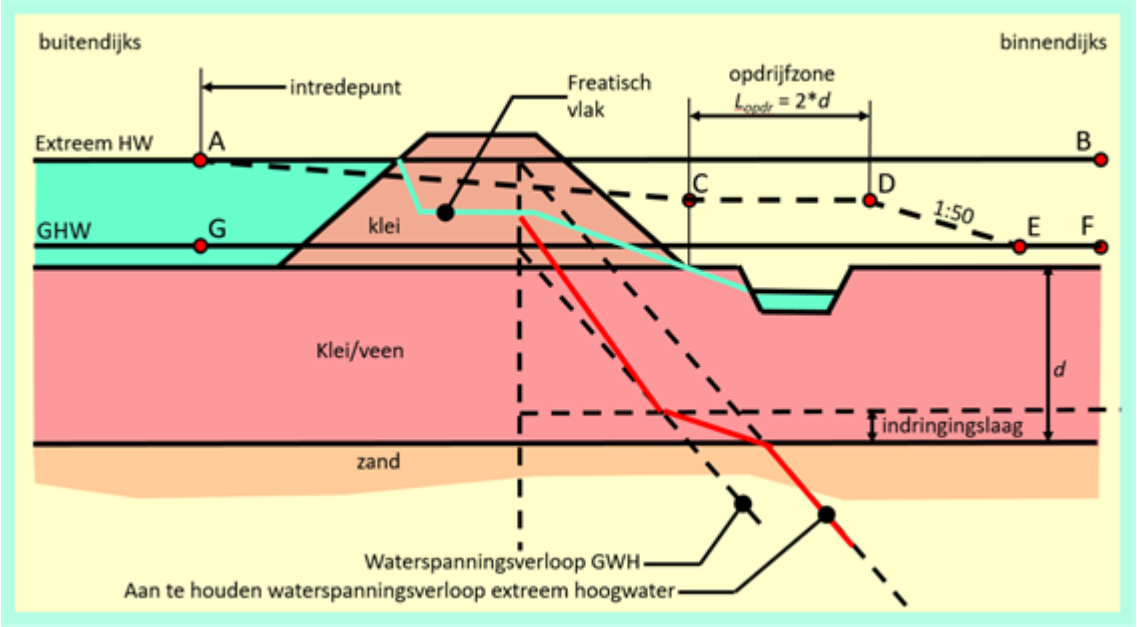
Deze eerste schatting is alleen bedoeld voor een eerste globale beoordeling van het mechanisme afschuiven langs een diep glijvlak van het binnentalud bij een extreme buitenwaterstand. Een beschrijving van de eerste schatting voor de samendrukbare lagen is gegeven in de paragraaf Waterspanning in de samendrukbare lagen van het artikel Eerste schatting van waterspanningen. In de onderstaande figuren is, voor zover van toepassing ook steeds dat verloop van de waterspanningen in de samendrukbare lagen opgenomen.

De eerste schatting van de stijghoogte in het watervoerend pakket beperkt zich tot vier standaard dijktypen. Als de dijkopbouw duidelijk afwijkt van wat is aangenomen voor de standaard dijktypen, is een geavanceerder aanpak nodig. Zie daarvoor de afweging van rekenmodellen in het artikel Schematiseren waterspanningen.

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

De inschatting van de stijghoogte in het eerste watervoerend pakket bij een extreme hoge buitenwaterstand is afhankelijk van het al dan niet opdrijven van de samendrukbare laag (zie figuur 1):

- Indien opdrijven niet aan de orde is, verloopt de stijghoogte in het watervoerend pakket horizontaal, via de punten A en B.
- Indien opdrijven wel aan de orde is, verloopt de stijghoogte via de punten A, C ter plaatse van de binnenteen, D, E en F.



Figuur 1 Waterspanningen in watervoerend pakket voor geval 1A: kleidijk op ondoorlatende deklaag

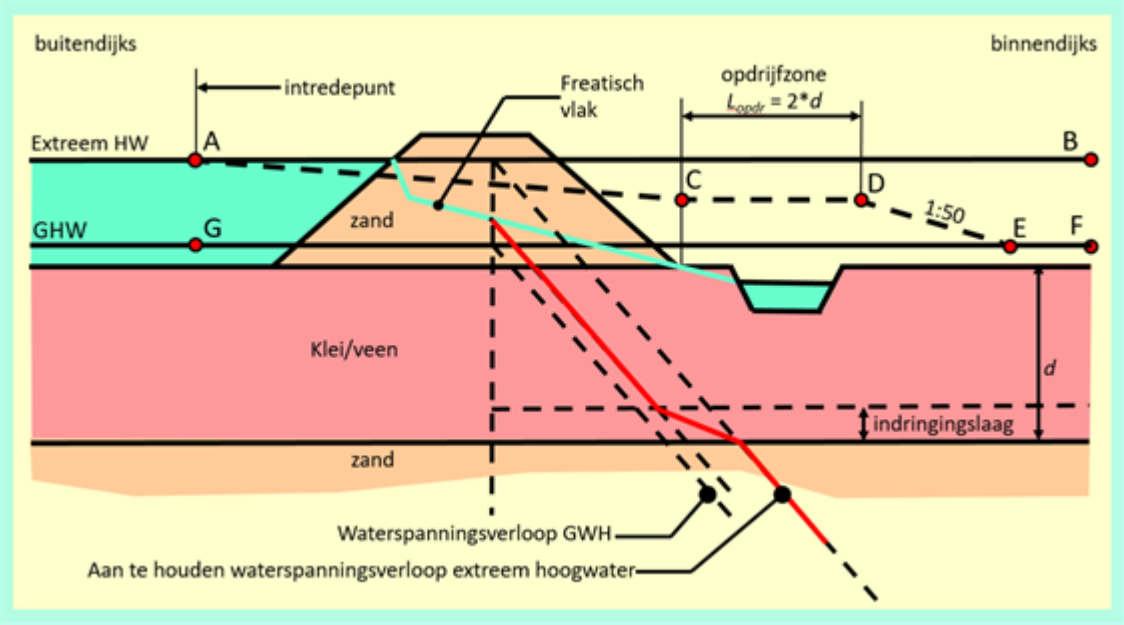
Let op, in figuur 1 is het Waterspanningsverloop bij gemiddeld hoogwater (GWH) hydrostatisch weergegeven. In concrete gevallen zal het verloop in de kleidijk en het samendrukbare pakket hiervan vaak afwijken. Als er onder dagelijkse omstandigheden sprake is van kwel, zoals veelal het geval is in het achterland, zal de waterspanningstoename met de diepte niet hydrostatisch, maar meer zijn. Als er sprake is van inzijging van het freatisch vlak naar de aquifer, dan zal de waterspanningstoename met de diepte juist minder zijn.

Punt A ligt ter hoogte van de buitenwaterstand, de horizontale coördinaat van dit punt komt overeen met die van het intreepunt. Hoe de ligging van het (fictief) intreepunt te bepalen, staat voor de situatie waarin kan worden volstaan met een stationaire analyse in het artikel Intreepunt.

In de opdrijfzone L_{opdr} (van punt C naar punt D) treedt opdrijven op. De grenspotentiaal bepaalt de stijghoogte in de punten C en D.

Onderzoek heeft aangetoond dat opdrijven de potentiaal zodanig reduceert dat opdrijven van het gebied meer dan twee maal de deklaagdikte uit de dijkteen (= rechts van punt D) niet optreedt. Rechts van punt D verloopt de stijghoogte lineair onder een helling van 1 : 50 tot in punt E het niveau van gemiddeld hoogwater (GHW) is bereikt.

NB. het in figuur 1 aangegeven verloop van de freatische lijn en het daaraan gerelateerde waterspanningsverloop heeft betrekking op een kleidijk waarbij de ligging van de freatische lijn in het centrale deel van de dijk voor GHW en extreem hoogwater hetzelfde is aangenomen. Voor een zanddijk wordt aanbevolen om in het dijklichaam en de daaronder gelegen samendrukbare laag uit te gaan van een hydrostatische verdeling vanaf de freatische lijn tot aan de bovenbegrenzing van de indringingslaag, zie figuur 2.



Figuur 2 Waterspanningen in watervoerend pakket voor geval 2A: zanddijk op ondoorlatende deklaag

Als er een sloot aanwezig is achter de dijk, dan is de deklaag lokaal minder zwaar. Het artikel Berekenen van de grenspotentiaal geeft aanwijzingen hoe daar bij het bepalen van de grenspotentiaal rekening mee te houden.

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

• Indien opdrijven bij GHW niet aan de orde is, verloopt de stijghoogte in het eerste watervoerend pakket horizontaal, via de punten G, E en F.

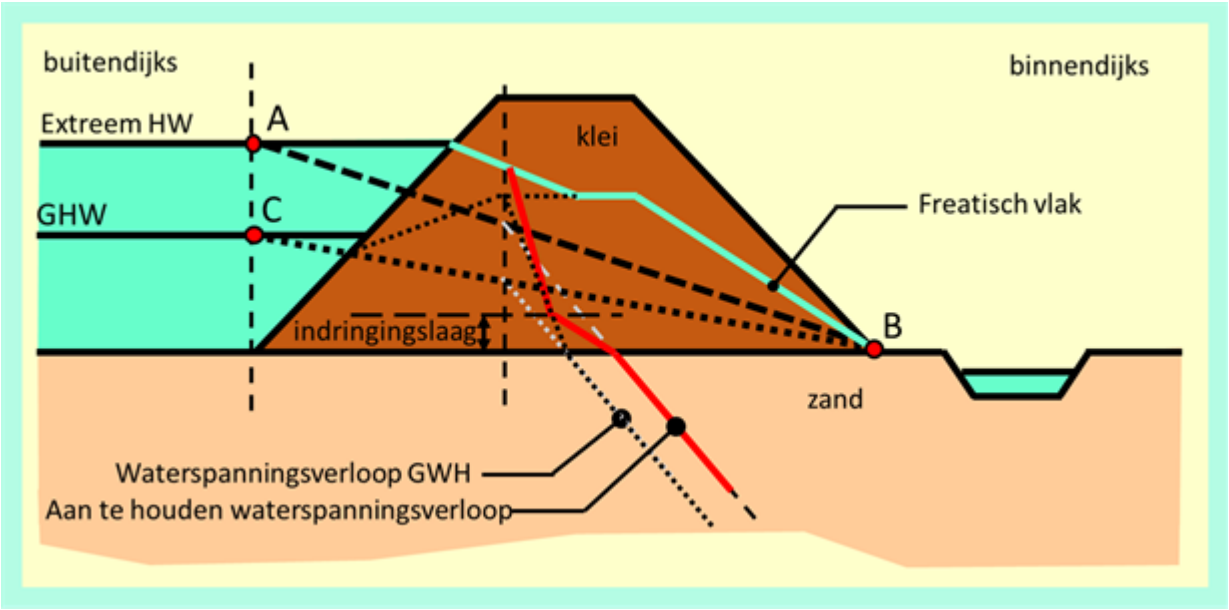
• Indien opdrijven onder normale omstandigheden wél aan de orde is, wordt het verloop van de stijghoogte op dezelfde wijze aangenomen zoals beschreven bij het bepalen van de stijghoogte bij extreem hoogwater.

Door langzame indringing in de samendrukbare laag van het effect van een verhoging van de stijghoogte in het eerste watervoerend pakket als gevolg van het extreem hoogwater (consolidatie) zal de waterspanning in de indringingslaag toenemen. Figuur 1 en 2 tonen hiervoor ook de schematisatie.

In het artikel Indringingslaag is aangegeven hoe te komen tot de dikte van de indringingslaag.

Geval 1B: Kleikern en zand als ondergrond

Voor dit geval verloopt de stijghoogte in het eerste watervoerend pakket bij een extreem hoogwater van punt A gelegen ter hoogte van de buitenwaterstand boven de buitenteen van de dijk naar punt B gelegen ter plaatse van de binnenteen, zie figuur 3. Door consolidatie aan de onderzijde van de kleidijk zal, ten gevolge van de stijghoogte in het eerste watervoerend pakket bij extreem hoogwater, de waterspanning in de indringingslaag toenemen zoals in de figuur is weergegeven. Hoe de dikte van de indringingslaag te bepalen staat in het artikel Indringingslaag.



Figuur 3 Waterspanningen in het eerste watervoerend pakket voor geval 1B: kleidijk op zand, NB voor de ligging van de freatische lijn in de dijk, zie Eerste schatting van het freatisch vlak

Geval 2B: zandkern en zand als ondergrond

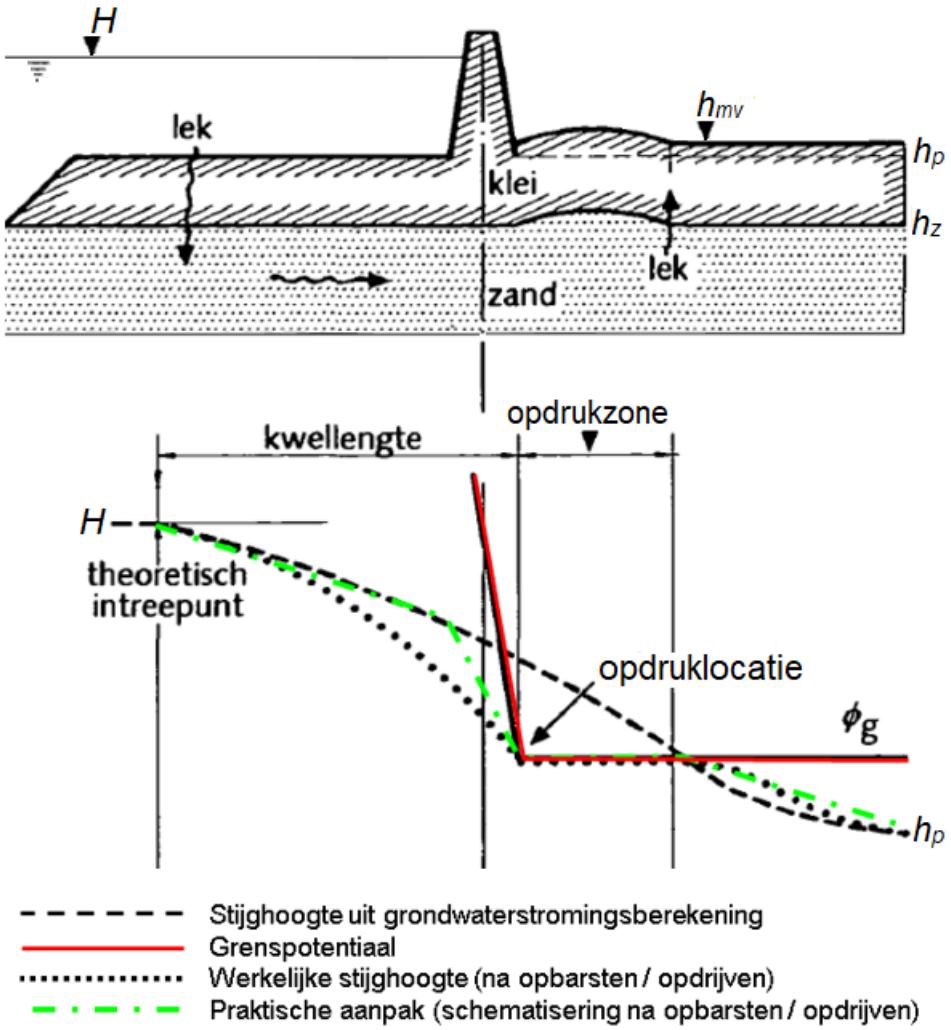
Als zowel de dijkkern als de ondergrond goed doorlatend zijn, dan zijn de waterspanningen hydrostatisch uitgaande van het freatisch vlak. Het artikel Eerste schatting van het freatisch vlak geeft de eerste schatting voor de ligging van het freatisch vlak.

Versie 1.0: 2 juli 2025

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.

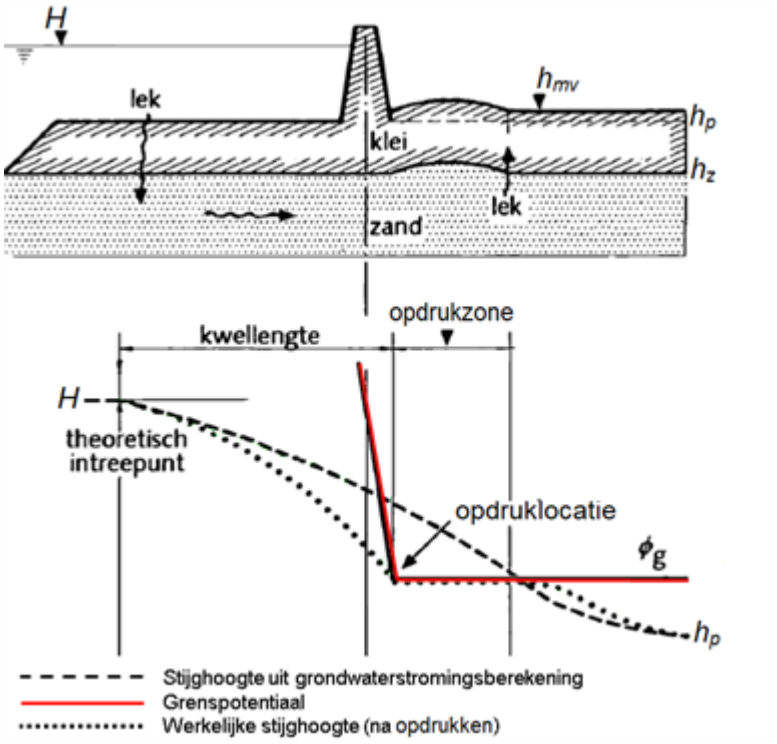
De grenspotentiaal berekenen

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].

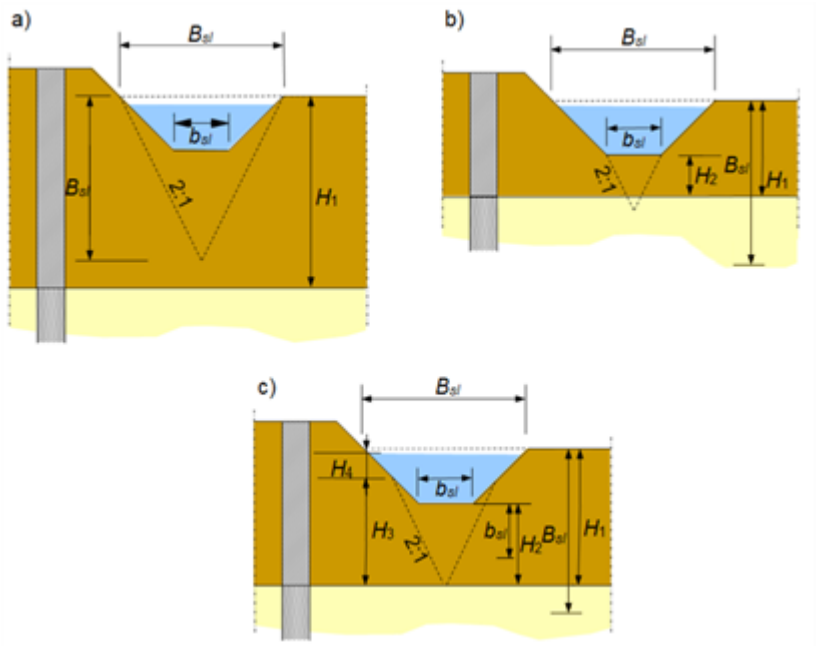
γ_{nat} Volumegewicht van de deklaag onder de grondwaterstand [kN/m³].

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.

Versie 1.0: 2 juli 2025

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).

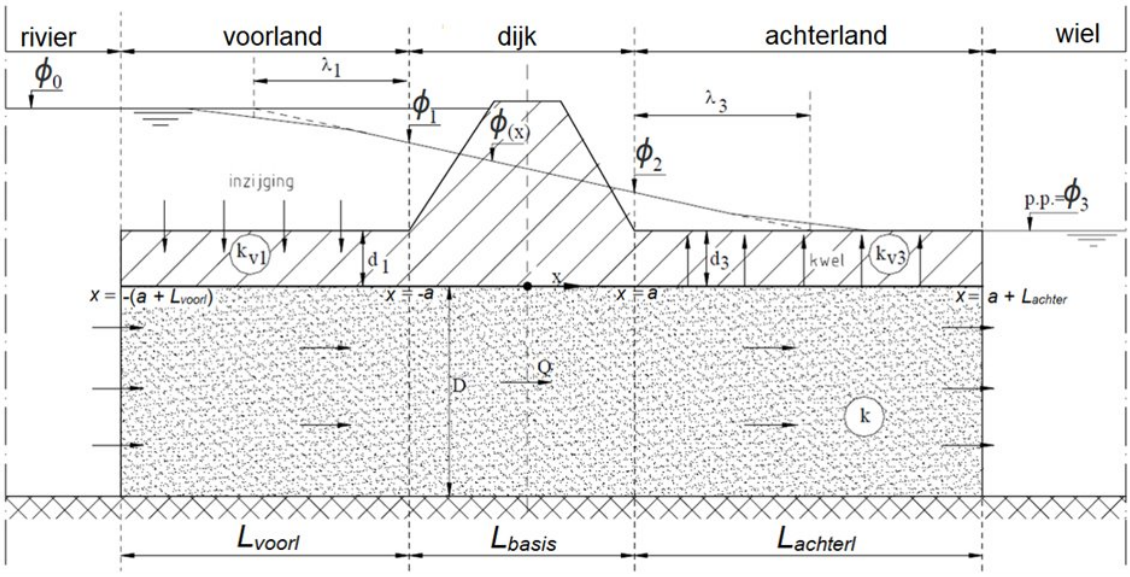
Daarnaast is er is een analytische oplossing beschreven voor het Berekenen van de opdruklengte bij niet-stationaire stroming (Model 3D).

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.

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

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

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

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

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

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.

- in het voorland: $\phi(x) = \phi_0 - (\phi_0 - \phi_1)e^{(a+x)/\lambda_1}$

- onder de dijk: $\phi(x) = \frac{(\phi_1+\phi_2)}{2} - \frac{(\phi_1-\phi_2)}{2}\frac{x}{a}$ (9)

- in het achterland: $\phi(x) = \phi_3 + (\phi_2 - \phi_3)e^{(a-x)/\lambda_3}$

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.

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

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.

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

Het debiet Q onder de dijk volgt uit:

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

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

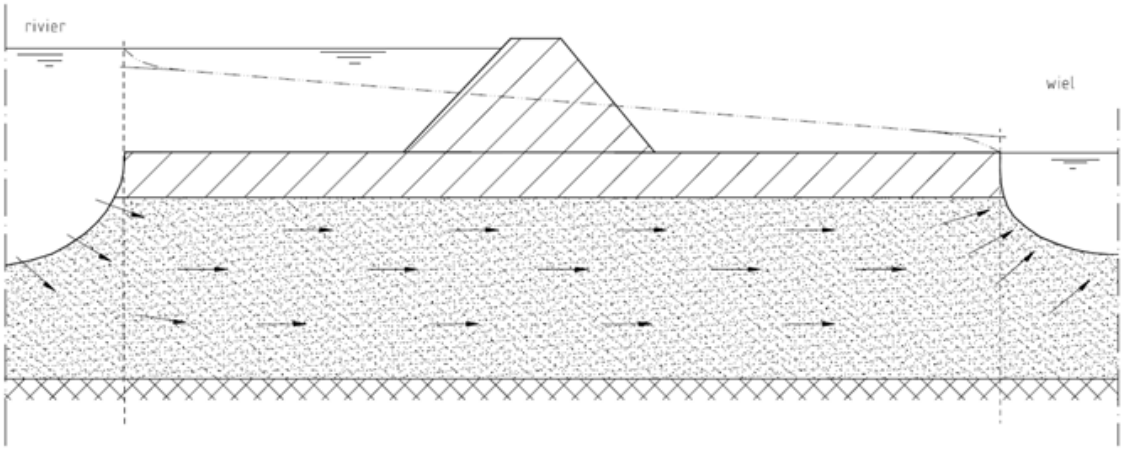
Het debiet blijkt hier onafhankelijk te zijn van de weerstand van de afdekkende laag. Onder deze omstandigheden mag de afdekkende laag kennelijk als volledig ondoorlatend worden beschouwd ten opzichte van het doorlaatvermogen van de zandondergrond.

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

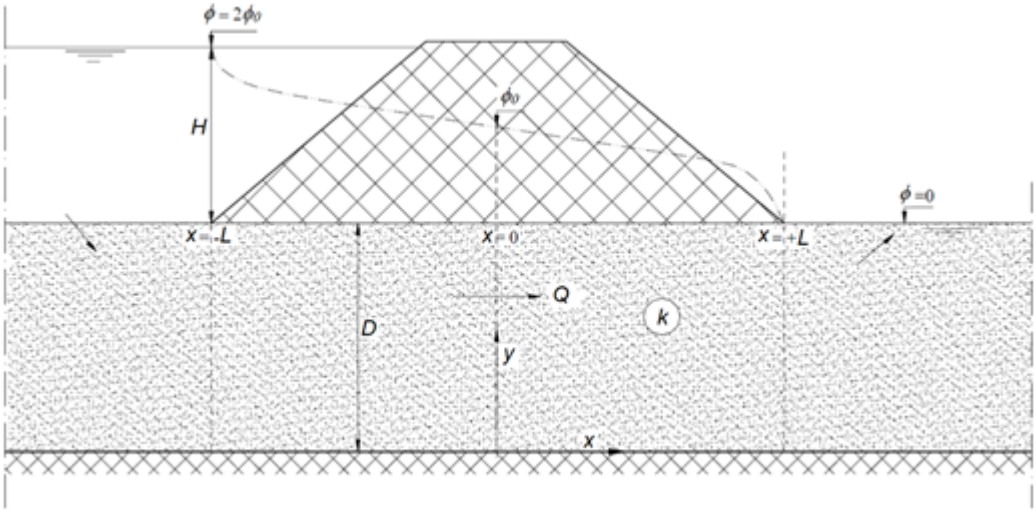
Model van stationaire stroming onder dijk gelegen op watervoerende laag (Model 4B)

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.

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

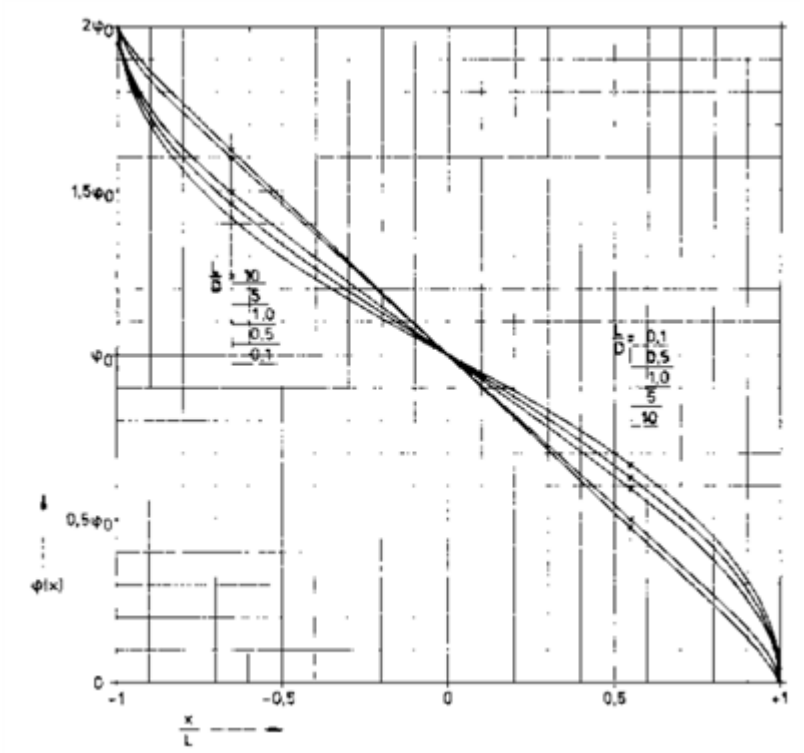
Het stijghoogteverloop $\phi(x)$ langs de stroomlijn aan de zool van de dijk ($y = D$) volgt voor $0 \le x < L$, met de bovenstaande betrekking voor Q uit:

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

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

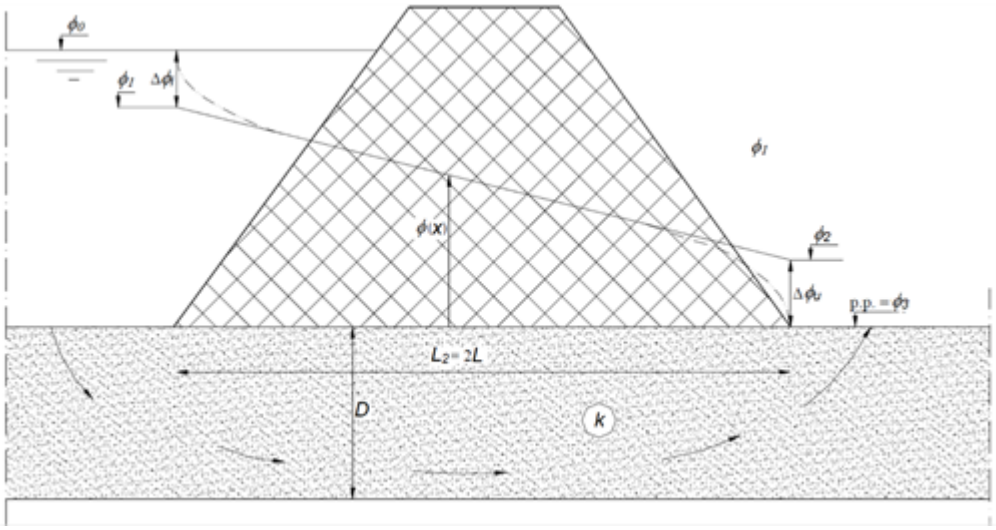
Het stijghoogteverloop $\phi(x)$ voor $-L < x \le 0$ volgt op grond van symmetrieoverwegingen uit het stijghoogteverloop voor $0 \le x < L$.

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.

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

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.

$$\phi_2 = \phi_3 + (\phi_0 - \phi_3)\frac{W_u}{W_i+W_{basis}+W_u}$$

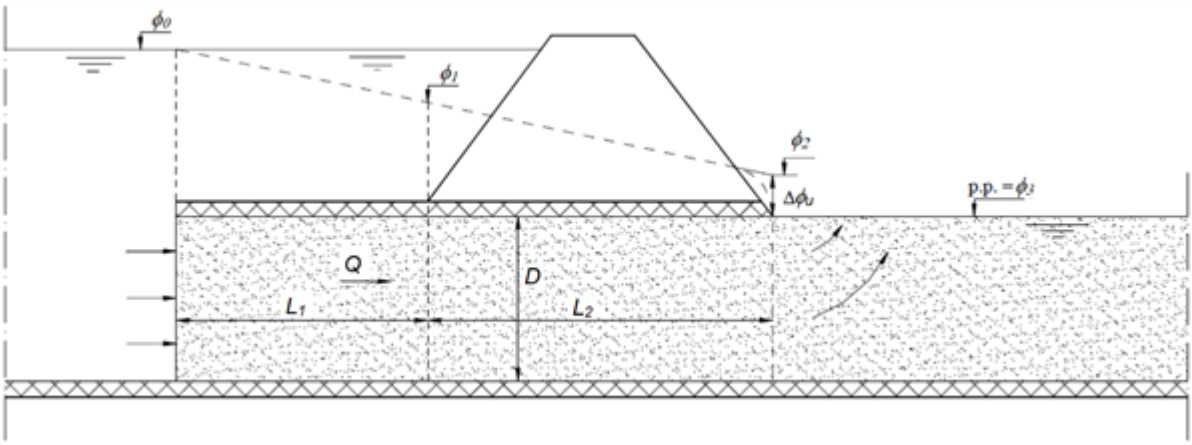
$$(6)$$

$$\phi_1 = \phi_3 + (\phi_0 - \phi_3)\frac{W_u+W_{basis}}{W_i+W_{basis}+W_u}$$

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

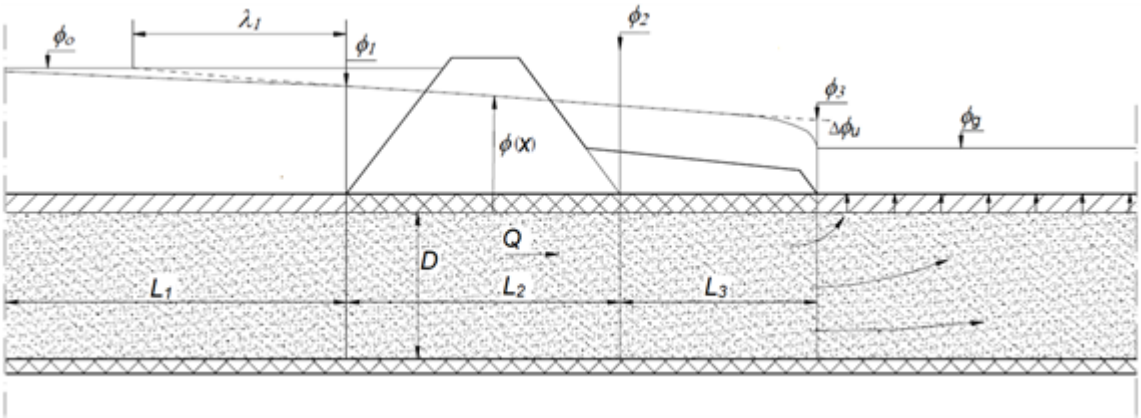
Model van stationaire stroming onder dijk met binnendijks de grenspotentiaal (Model 4C)

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

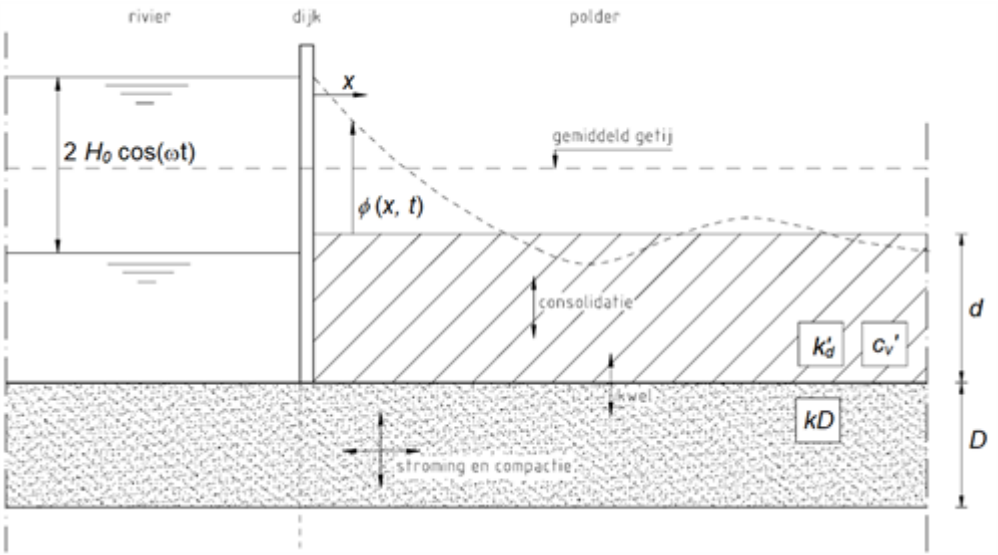
Model voor stroming onder dijk, de respons op een sinusvormige hoogwatergolf (Model 4D)

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].

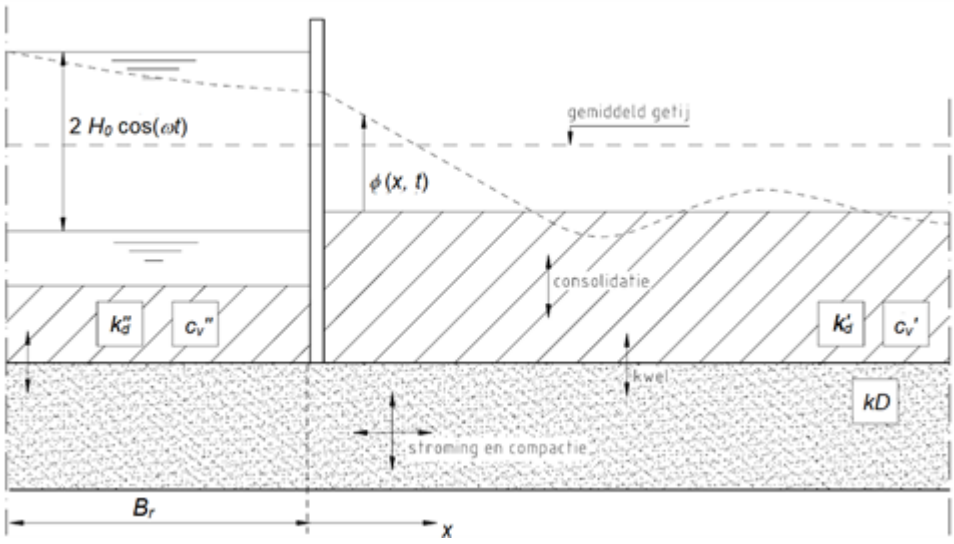
λ'_ω Instationaire leklengte achterland [s].

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

Op een diepte *3d* 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

$$= m_r \sin(\theta_r) / (1 + m_r \cos(\theta_r)) \text{ [-]}$$

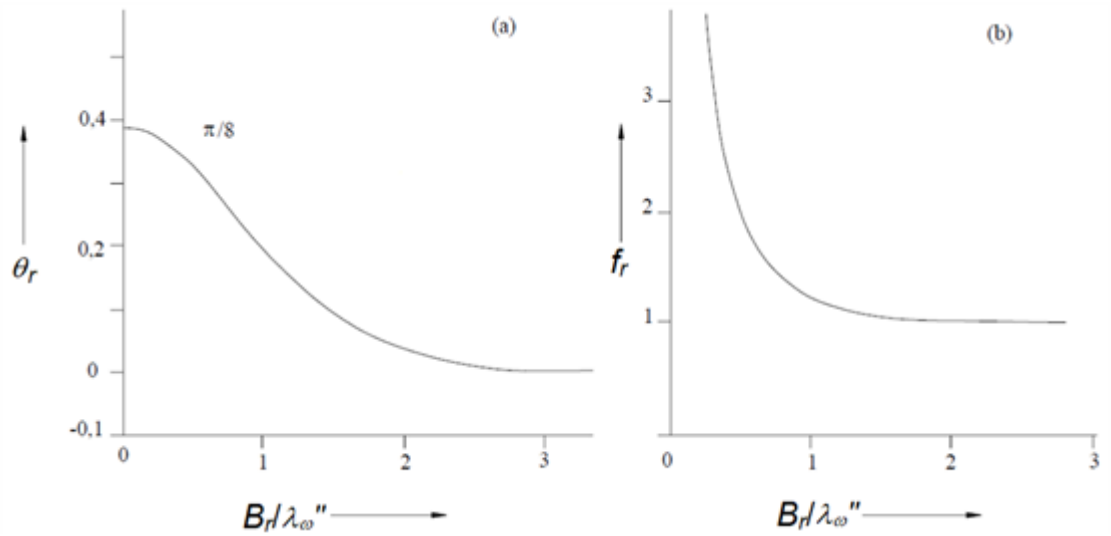
$m_r = (\lambda''_\omega / \lambda'_\omega) \cdot f_r$[-].

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].

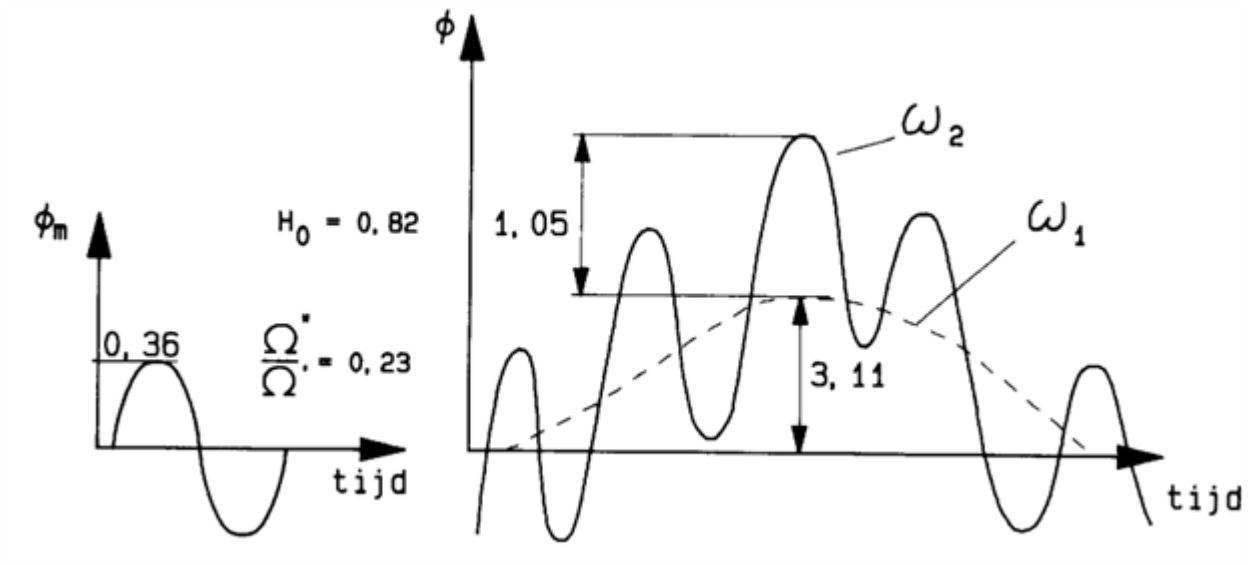
Model voor stroming onder dijk, superpositie van sinusvormige hoogwatergolven (Model 4F)

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.

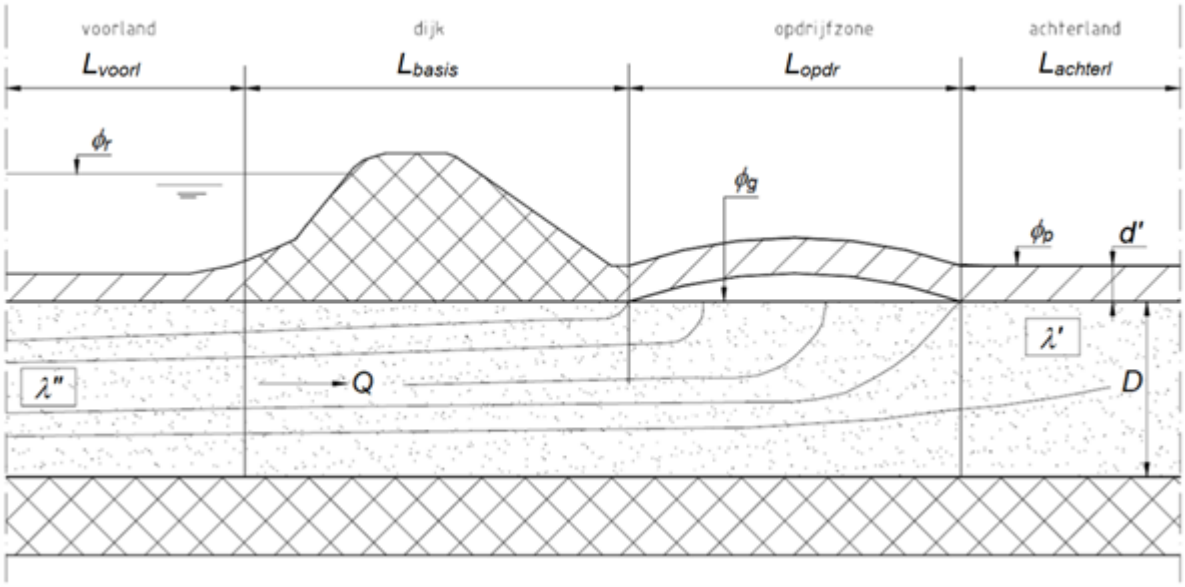
Versie 1.0: 2 juli 2025

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:

$$\phi_k = \frac{L_{basis} + \lambda'' + \lambda'}{\lambda'} \phi_g - \frac{L_{basis} + \lambda''}{\lambda'} \phi_p \qquad (3)$$

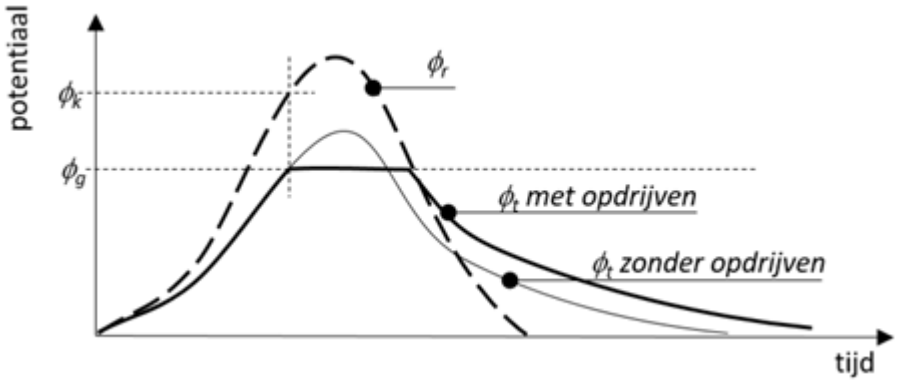
Voor een verklaring van de symbolen: zie de lijst onder formule (1).

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

Waterspanningen voor buitenwaartse stabiliteit

Veel artikelen gaan in op het schematiseren van de waterspanningen ten behoeve van een analyse van het mechanisme afschuiven in binnenwaartse richting. Voor een analyse van de het mechanisme afschuiven in buitenwaartse richting kan grotendeels worden uitgegaan van dezelfde schematisering. Het grote verschil tussen schematisatie voor de buiten- en binnenwaartse stabiliteit betreft de buitenwaterstand.

In het algemeen is een lage buitenwaterstand na een snelle val van hoogwater kritisch. Veelal wordt hierbij uitgegaan van een conservatieve waarde voor de buitenwaterstand (GLW of $LW_{1/10}$).

Er zijn daarnaast verschillende mogelijkheden om op basis van bovengenoemde buitenwaterstanden het freatisch vlak te schematiseren. In de praktijk worden vaak berekeningen uitgevoerd gebaseerd op een hydrostatisch waterspanningsverloop. In veel gevallen is het buitentalud dan voldoende stabiel, zodat men niet verder rekent.

Soms voldoet het talud niet. In dat geval wordt er wel gerekend op basis van de aanname dat het

freatisch vlak iets (enkele decimeters) onder maaiveld ligt. Vaak geeft dat al een grote verbetering van de stabiliteit. Achtergrond van de gedachte is dat als het buitentalud zo doorlatend is dat het freatisch vlak zich onmiddellijk aan een extreme buitenwaterstand aanpast, grondwater ook gemakkelijk uit dat talud kan wegstromen als de buitenwaterstand weer daalt.
Veiligheidshalve kan er voor de bovengenoemde situaties van te worden uitgegaan dat de hoogte van het freatisch vlak in de dijk niet is gedaald ten opzichte van de hoogwatersituatie. Indien sprake is van een zanddijk en/of een situatie wordt beschouwd na de relatief lange belastingsperiode (van bijvoorbeeld 10 dagen voor bovenrivierengebied) kan worden verondersteld dat het freatisch vlak wel is gedaald. Deze daling, het verloop van de freatische lijn, kan worden ingeschat met eenvoudige formules. Hiervoor wordt verwezen naar het artikel Freatisch vlak na snelle val buitenwaterstand: analytische oplossing.

Gegeven de doorlatendheid van het dijklichaam en bekleding kan de invloed van de daling ook worden berekend door het uitvoeren van niet-stationaire (numerieke) grondwaterstromingsberekeningen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

3.3 Overige belastingen

Hydraulische belasting als gevolg van scheepvaart

Hydraulische belasting als gevolg van scheepvaart zal alleen in bijzondere gevallen een rol spelen bij het ontwerp. Het gaat dan vooral om de stabiliteit van de bekledingen. De belasting door schepen is sterk locatie bepaald. Een significante afwijking van het gemiddelde jaarlijkse beeld is niet te verwachten.

De waterbeweging als gevolg van langsvarende schepen bestaat uit:

- Primaire scheepsgolven (frontgolven, tijdelijke waterspiegeldaling en haalgolven).
- Secundaire scheepsgolven (boeg- en/of hekgolven).
- Stroming (retourstroom en stroming door schroefstraal).

Primaire scheepsgolven zijn ter plaatse van de oever meestal niet hoger dan 0,3 à 0,5 m; in bijzondere gevallen is een golfhoogte van 1 m mogelijk. De periode van front- en haalgolven is 2 à 5 s, de spiegeldaling kan 20 à 60 s aanhouden. Primaire golven dempen snel uit zodat ze alleen van belang zijn als de schepen dicht langs de oever varen (minder dan ongeveer 10 maal de scheepsbreedte). Hoogte en periode van de golven ter plaatse van de oever worden bepaald door het scheepstype, de vaarsnelheid, het dwarsprofiel van de vaarweg en de afstand tot de oever.

Secundaire scheepsgolven zijn te onderscheiden in transversale en divergerende golven; de maatgevende secundaire golven ontstaan door de interferentie van deze twee soorten golven. De interferentiepieken hebben meestal een hoogte van 0,2 à 0,5 m, incidenteel komt een golfhoogte van 1 m voor. De bijbehorende periode is 2 à 3 s. Secundaire golven dempen nauwelijks uit en planten zich dus over honderden meters voort. De golfhoogte wordt bepaald door de vaarsnelheid, het scheepstype en het dwarsprofiel van de vaarweg. De golflengte en golfperiode worden volledig bepaald door de vaarsnelheid.

Een methode voor het bepalen van de scheepsgeïnduceerde (golf)belastingen wordt gegeven in [The Rock Manual, 2007], paragraaf 4.3.4.

In het algemeen zal een scheepsgeïnduceerde belasting geen rol spelen bij de beoordeling van het overstromingskans. Bij een zeer hoge waterstand wordt op de rivieren de scheepvaart namelijk stilgelegd.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Aanvaringen en drijvende voorwerpen

Dit artikel behandelt de belasting door aanvaringen en drijvende voorwerpen voor zover het om waterkerende grondconstructies gaat. Voor aanvaringen van afsluitmiddelen in kunstwerken wordt verwezen naar belastingen bij waterkerende kunstwerken.

Onder normale omstandigheden zal een aanvaring van een schip met een dijk zelden voorkomen. Maar juist wanneer het stormt kan een schip stuurloos of op drift raken en de waterkering treffen. De gevolgen zijn op dat moment het grootst. Ten eerste is de kracht waarmee het schip de dijk treft groot, ten tweede is er een hoge waterstand en zijn er hoge golven, zodat een eventueel opgetreden initiële schade zich snel kan uitbreiden. Hierdoor kan een stranding van een schip een reëel gevaar vormen voor een dijkdoorbraak.

Als voorbeeld van een dergelijke aanvaring kan het schip 'Limbourg' dienen, dat in 1955 strandde op de Hondsbossche Zeewering. De foto hieronder toont een recenter voorbeeld.



Figuur 1 Aanvaring van een schip met een dijk (bron onbekend.)

In het rivierengebied is de situatie tijdens storm minder kritisch. Als een schip stuurloos is, is de mogelijkheid dat het op een dijk loopt aanwezig. De snelheid en de hoek waarmee het schip de dijk raakt, zijn dan bepalend voor de schade. Overigens zal op de rivieren bij een zeer hoge waterstand de scheepvaart zijn stilgelegd.

De beheerder moet zelf nagaan of in zijn specifieke situatie een combinatie van een scheepsaanvaring met bepaalde hydraulische randvoorwaarden een voor het ontwerp kritische situatie oplevert. In dat geval is specialistische ondersteuning gewenst. Een op deze wijze uitgevoerde risicoanalyse is onder andere toegepast bij het ontwerp van de stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg.

Drijvend vuil en wrakhout hebben in het algemeen te weinig massa om serieuze schade aan een harde bekleding te veroorzaken; beschadiging van grasmatten is wel mogelijk.

Naast drijvende voorwerpen kunnen golven leiden tot over de bekleding rollende stenen. Denk daarbij aan zoals breuksteen uit de teenconstructie. Voor bekledingen van open steenasfalt nabij de teenbestorting of op een berm, kan leiden tot erosie-schade. In het ontwerp dient bij de keuze van bekledingstypen in de verschillende zones op de dijk rekening te worden gehouden met de kans op belasting door rollende stenen en de erosiebestendigheid daartegen van de verschillende bekledingstypen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

IJsbelasting

Er worden twee vormen van ijsbelasting onderscheiden:

- Directe ijsbelasting, dit betreft de krachten die door (kruiend) ijs op (onderdelen van de) waterkerende constructie worden uitgeoefend.
- Indirecte ijsbelasting, dit betreft de verhoging van de waterstand in een rivier als gevolg van een ijsdek of een ijsdam.

Inleiding

In Nederland speelt ijsbelasting geen rol in rekenregels en voorschriften voor het bepalen van de overstromingskans bij het ontwerpen en beoordelen van waterkerende grondconstructies. Bij het ontwerp van constructies wordt kruiend ijs of drijvend ijs wel meegenomen als belasting. In de [Leidraad kunstwerken, 2003] is dit omschreven.

De temperatuur en het zoutgehalte van het water van de Noordzee aan de kust geven geen aanleiding tot het ontstaan van ijsvorming van enige betekenis. In de zeearmen, en zeker in de meren, zijn wel situaties uit het verleden bekend van significante ijsvorming; de afsluiting van de zeearmen in Zeeland heeft invloed op de mate van ijsvorming langs de Zeeuwse oevers.

Op de rivieren kan ijs ook leiden tot beïnvloeding van de waterstand op de rivier.

IJs als directe belasting

Bij zoet water is ijsbelasting eerder een bedreiging voor de waterkering dan bij zout water. Enerzijds bevriest zoet water vaker dan zout water; anderzijds is het ijs van zoet water in het algemeen sterker (harder) dan het ijs van zout water.

Gezien het zoutgehalte en de zeewatertemperatuur is de kans op significante ijsvorming in de Noordzee gering. Van de meren en de zeearmen is wel bekend dat er ijsvorming kan optreden die schade aan de waterkering kan veroorzaken. Het gaat dan vooral om schade aan de bekledingen.

Ondanks de schade die ijs aan het buitentalud kan veroorzaken is voor de Nederlandse situatie de kans op overstroming van het achterland hierdoor toch erg laag. Om te komen tot een overstroming zou de ijsbelasting gepaard moeten gaan met hoge waterstand en zware golfaanval, zodat het grondlichaam onder de door de ijsbelasting beschadigde bekleding verder kan eroderen en uiteindelijk falen. Een dergelijke samenloop van omstandigheden is onwaarschijnlijk, omdat de golfhoogte door het ijs op het water sterk wordt beperkt. Aanpassing van het ontwerp van een waterkering in verband met de directe ijsbelasting zal in eerste instantie dan ook vooral gericht zijn op het beperken van schade.

Optimalisatie van het dwarsprofiel in verband met ijsbelasting

Er zijn geen rekenregels voorhanden om een waterkering te kunnen dimensioneren op een zware ijsbelasting. Het is wel mogelijk maatregelen te treffen om de gevolgen van ijsbelasting zoveel mogelijk te voorkomen:

- Een glad oppervlak zonder uitsteeksels, zoals palenrijen, is belangrijk. Een ruw oppervlak heeft als positief effect dat het de golfoploop en daarmee de benodigde kruinhoogte reduceert. Dit positieve aspect moet worden afgewogen tegen de toename van de mogelijke ijsbelasting op, en de kans op schade aan de bekleding. Vermeden moet worden dat overgangsconstructies boven het talud uitsteken. Als een overgang tussen twee bekledingen onvoldoende vlak is, kan

de bovenste bekleding door kruiend ijs worden opgelicht. De onderstaande figuur geeft daarvan een voorbeeld. Met name bij bekledingen zonder duidelijke samenhang, zoals stortsteen in een plasberm, moet ermee rekening worden gehouden dat het kruiende ijs elementen kan meevoeren tegen het talud op.



Figuur 1 Schade door kruiend ijs aan de asfaltbekleding van de Houtribdijk.

- De aanwezigheid van een berm beperkt de ijsbelasting op boventalud en kruin. Bij grondconstructies zonder een berm boven het stilwaterniveau kan het kruiende ijs over de kruin schuiven. In dergelijke gevallen moet worden bekeken of dit ijs een bedreiging vormt voor de bekleding van de kruin en het binnentalud en voor eventuele constructies direct binnenwaarts. Een berm boven het stilwaterniveau is gunstig omdat de berm als opslagplaats kan dienen voor ijsschotsen. Het ijs zal namelijk in schotsen breken ter plaatse van de voorrand van de berm nadat het is opgeklommen tegen het ondertalud. De schotsen op de berm kunnen niet meer het boventalud opgedrukt worden omdat ter plaatse van de voorrand van de berm een soort knikverschijnsel optreedt. De schotsen knikken omhoog en stapelen zich op.
- Taludhelling. Een steil talud (steiler dan 1:3) verhoogt de kans op schade ten gevolge van ijsbelastingen.

Dijkstrekkingen, waar kruiend ijs kan voorkomen, zijn bij de waterkeringbeheerders bekend.

IJs als indirecte belasting

Het Nederlandse riviersysteem heeft als primaire functie de veilige afvoer van water, sediment en ijs. Dat ook de afvoer van ijs tot de primaire functies gerekend wordt, is te begrijpen omdat in het verleden overstromingen vaak geïnitieerd werden door de vorming van ijsdammen.

IJsdammen ontstaan uit drijfijs aan het begin of eind van een vorstperiode als er nog geen, respectievelijk niet langer een vast ijsdek is. IJsdammen ontstaan op locaties waar het water minder goed in staat is het drijfijs af te voeren zoals plaatsen waar de stroomsnelheid afneemt of waar de stroming geblokkeerd wordt. Dit treedt op bij profielvernauwingen, constructies, splitsingspunten, rivierbochten, rivierverwijdingen, een vast ijsdek benedenstrooms of bij uitstroming in een meer of estuarium. Een voorbeeld van het laatste is de ijsdam die ook nu nog met enige regelmaat bij Kampen optreedt doordat drijfijs van de IJssel niet naar het Ketelmeer afgevoerd kan worden.

Op de rivieren kan ijsvorming leiden tot beïnvloeding van de waterstand. Een ijsdam leidt tot hogere

waterstanden als gevolg van profielvernauwing en de hydraulische ruwheid van het ijsdek zelf. In het bovenrivierengebied kan de opstuwing in het zomerbed door een ijsdam enkele meters bedragen, in het benedenrivierengebied is de opstuwing minder [Schropp, 2007].
De veiligheid tegen overstromen is uitsluitend in het geding bij een combinatie van relatief hoge afvoeren en afvoerbelemmering door een vaste ijsbezetting. Het meest gevaarlijke is een volledige ijsdam waarbij vrijwel geen water wordt doorgelaten.

Door warmtelozingen en het intensievere scheepvaartverkeer komt een vast ijsdek, en dus een ijsdam, tegenwoordig minder vaak voor en houden ijsdammen die wel ontstaan minder lang stand. Dit betekent dat een groot gedeelte van het ijs al verdwenen is als smeltwater uit het stroomgebied in Nederland arriveert. De kans op gevaarlijke situaties door het samenvallen van hoge rivierafvoer en ijsdammen is daardoor steeds kleiner geworden. Toch kan ijsvorming op de rivieren weer meer kans krijgen door het wegvallen van koelwaterlozingen door kerncentrales in bovenstroomsgebied (duitsland).

Er hebben zich sinds het einde van de 19e eeuw in het rivierengebied geen ijsgerelateerde overstromingen meer voorgedaan. Dit is te danken aan de normalisatiewerken, de toegenomen warmtelozingen op de rivieren en aan de hogere dijken.

Bij extreme waterstandsverhogingen als gevolg van ijsdamvorming in de rivieren zal men naar verwachting ingrijpen met bijvoorbeeld explosieven.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Eigen gewicht en gronddruk

Het eigen gewicht van het dijklichaam is een belasting voor het mechanisme afschuiven en voor zettingsberekeningen.

Voor zettingsberekeningen vormt het eigengewicht de bovenbelasting voor de ondergrond. In de analyse van het mechanisme afschuiven bepaalt het eigen gewicht in hoge mate het aandrijvend moment. Het eigen gewicht hangt af van de geometrie en het volumiek gewicht van de materialen die in de actieve zone aanwezig zijn (zand, klei, wegverharding), alsmede van de mate van verzadiging met water van deze materialen.

Voor de stabiliteitsanalyse van de waterkering onder extreme hydraulische belasting zal de eigen-gewichtsbelasting toenemen als de freatische lijn in het dijklichaam oploopt. In de uitvoeringsfase verandert de eigen-gewichtsbelasting met elke ophoogslag die het dijklichaam krijgt.

Opgemerkt wordt dat het eigen gewicht ook een bijdrage aan de sterkte levert. Bij de analyse van het mechanisme afschuiven is de schuifweerstand langs het glijvlak door en onder het eigenlijke dijklichaam namelijk afhankelijk van de effectieve spanning: de gronddruk minus de waterspanning. Het eigengewicht van de deklaag in het achterland bepaalt de weerstand tegen opdrukken. En als er bij het mechanisme afschuiven ook sprake is van een glijvlak in de passieve zone dan levert het eigengewicht aldaar een stabiliserend moment.

Aldus is het eigen gewicht niet alleen een belasting, maar levert het ook een bijdrage aan de sterkte bij het faalmechanisme afschuiven en het mechanisme piping.

Als er sprake is van een verandering van het eigen gewicht, zoals bij een dijkverzwaring, heeft dat consequenties voor de waterspanning in ondoorlatende klei- of veenlagen in de ondergrond. De toename van de bovenbelasting resulteert in eerste instantie in die lagen in een even grote toename van de waterspanningen: de zogenaamde wateroverspanning. Ten gevolge van het consolidatieproces zullen de wateroverspanningen mettertijd afnemen, met als gevolg een toename

van de effectieve spanningen en dus ook de schuifsterkte. Aldus is de toename van het eigengewicht mogelijk de belangrijkste belasting bij de stabiliteitsanalyse voor de uitvoering van een dijkverzwaring.
Versie 1.0: 2 juli 2025

Verkeersbelasting en stabiliteit

Als er sprake kan zijn van een verkeersbelasting op de waterkering, dan moet deze in rekening worden gebracht bij de analyse van het mechanisme afschuiven van het dijklichaam en bij de sterkte van de bekleding. Dit artikel gaat uitsluitend in op de geotechnische stabiliteit. Van belang voor het mechanisme afschuiven zijn:

- Het wel of niet in rekening brengen van verkeersbelasting.
- De grootte en plaats van de verkeersbelasting.

Wel of geen verkeersbelasting

Nagegaan moet worden of er bij de stabiliteitsanalyse rekening moet worden gehouden met een verkeersbelasting. Dit geldt zowel voor waterkeringen waarop een wegverharding aanwezig is als voor 'groene dijken'. Het gaat om dagelijks verkeer, als er geen verkeersverbod is, maar het kan ook gaan om transport van materiaal en materieel voor het uitvoeren van geplande reconstructie-werkzaamheden, maar ook om noodmaatregelen in geval van (dreigende) calamiteiten tijdens extreem hoogwater.

Argumenten om voor een specifieke dijkstrekking geen (zware) verkeersbelasting in rekening te brengen zijn mede afhankelijk van het type analyse. Voor de stabiliteitsanalyse kan globaal onderscheid worden gemaakt in de volgende twee type analyses:

1. Het vaststellen van de laagste stabiliteitsfactor voor een grootschalige afschuiving.
2. Het bepalen van de overstromingskans.

Het eerste type zal vooral tijdens een ontwerp aan de orde komen, verkeersbelastingen op wegverhardingen tijdens dagelijkse omstandigheden, dan wel verkeersbelastingen op een onverharde kruin bij gepland groot onderhoud spelen daarbij een rol. De toegang tot de kruin of verkeersweg kan voor dagelijks verkeer zijn afgesloten (fysiek geblokkeerd door afgesloten hek) of gereguleerd via verkeersborden.

Voor de beoordeling van de overstromingskans gaat het om een combinatie van hoogwater en verkeersbelasting. In die situatie moet rekening worden gehouden met realistische verkeersbelastingen tijdens hoogwater. De toegang tot een verkeersweg over de kruin kan in geval van hoogwater worden gereguleerd. Mogelijk moet wel worden gerekend met verkeersbelastingen die gerelateerd zijn aan herstelwerkzaamheden of aan het functioneren van het hoogwater kerend systeem.

Met betrekking tot het functioneren van het waterkerend systeem kan gedacht worden aan de verkeersbelastingen die horen bij het sluiten van coupures of demontabele wanden. Een realistische verkeersbelasting is dan een lichte vrachtauto met kraan en een pickup. Rekening houdend met de duur van de verkeersbelasting in relatie tot de snelheid van afschuiven is die verkeersbelasting verwaarloosbaar.

Bij herstelwerkzaamheden gaat het om realistische combinaties van herstelwerkzaamheden en waterstanden:

1. Daar waar hoogwaters storm gedomineerd zijn, zoals langs de kust, zijn herstel- of

noodwerkzaamheden tijdens hoogwater niet realistisch: geen verkeersbelasting.

2. Daar waar hoogwaters afvoer gedomineerd zijn, lijken herstel- of noodwerkzaamheden met zwaar materieel alleen realistisch bij waterstanden met overschrijdingskansen die groter zijn dan grofweg 1/100 per jaar. Het lijkt onwaarschijnlijk dat bij buitenwaterstanden met kleinere overschrijdingskansen zwaar materieel op een dijk wordt toegelaten zonder een kritische beoordeling vooraf.
3. Als er volgens de analyses tijdens de extreme situaties veel overslag wordt toegestaan kan het zijn dat transport over de kruin ondenkbaar is. Voor die gevallen hoeft er geen verkeersbelasting op de kruin in rekening te worden gebracht.

Een ander argument om af te zien van verkeersbelasting op bepaalde stroken, of op de gehele dijk, is dat de kruin domweg onvoldoende breed is voor verkeer/transport, denk aan een tuimelkade.

Een goede onderbouwing voor het achterwege laten van de verkeersbelasting maakt deel uit van de stabiliteitsanalyse.

De grootte en plaats van de verkeersbelasting

Hierbij worden er drie mogelijke combinaties van verkeer en dijkgeometrie onderscheiden in de stabiliteitsanalyses:

- De eerste mogelijkheid is dat er een verkeersweg op de kruin van het dijklichaam aanwezig is. In dat geval dient er een belasting van 15 kN/m² op één rijstrook, breedte 2,5 m te worden aangebracht. Indien meerdere rijstroken op de kruin van de dijk aanwezig zijn, dient de verkeersbelasting op de, voor het mechanisme afschuiven meest ongunstigste rijstrook te worden aangebracht. De waarde van 15 kN/m² is ontleend aan Eurocode 7.
- De tweede mogelijkheid is dat er geen verkeersweg op het dijklichaam aanwezig is. In dat geval kan er toch rekening worden gehouden met een verkeerslast. De gedachte hierachter is dat er tijdens extreme omstandigheden bij een dreigende calamiteit transport over het dijklichaam noodzakelijk is. Uitgaande van vrachtverkeer ten behoeve van zandtransport dient een belasting van 13,3 kN/m² op de kruin van het dijklichaam te worden aangebracht over een breedte van 2,5 m. Deze belasting dient op de meest ongunstigste locatie te worden aangebracht. Voor de verkeersbelastingen die horen bij het sluiten van coupures of demontabele wanden is een realistische verkeersbelasting vergelijkbaar met een lichte vrachtauto met kraan en een pick-up (1 kN/m² over 2,5 m breedte) volgens de KPR Factsheet Verkeersbelasting en macrostabiliteit [Jongejan, et al., 2016].
- De derde situatie is een situatie met een verkeersweg op de binnen- of buitenberm. In dit geval zou het in rekening brengen van een verkeerslast (op de berm) een positieve invloed kunnen hebben op de berekende stabiliteit. Hierdoor zou dit niet de kritische situatie kunnen opleveren. Als er een verkeersweg op de berm ligt dient er derhalve in een aanvullende berekening ook de situatie met de verkeersbelasting (alleen) op de kruin van de groene dijk, het tweede geval, te worden beschouwd. Dit geldt zowel voor de binnenwaartse als voor de buitenwaartse stabiliteit.

Voor het vaststellen van de laagste stabiliteitsfactor, in de bovengenoemde combinaties van verkeer en dijkgeometrie, zal deze worden gevonden als de verkeersbelasting aangrijpt op de strook van de kruin die grenst aan het te beoordelen talud.

Bij het beoordelen van de overstromingskans is niet alleen de analyse van het mechanisme afschuiven relevant, maar ook de beoordeling of vervolgmechanismen na de eerste afschuiving tot daadwerkelijk falen van de waterkering kunnen leiden, zie het artikel Kritsch glijvlak en vervolgmechanismen bij

afschuiven lang een diep glijvlak. In dat geval is niet op voorhand aan te geven aan welke kant van de kruin de verkeersbelasting moet aangrijpen om de maatgevende situatie op te leveren. Immers, als bij de beoordeling van het mechanisme binnenwaarts afschuiven de verkeersbelasting wordt aangebracht op de kruin, maar grenzend aan het buitentalud, zal de stabiliteitsfactor voor afschuiven naar verwachting wat hoger zijn dan wanneer de verkeersbelasting wordt aangebracht op de kruin, maar grenzend aan het binnentalud.
Daarentegen zal in het eerste geval de kans op daadwerkelijk falen van de waterkering naar verwachting groter zijn, omdat het intredepunt van de glijcirkel waarschijnlijk meer buitenwaarts is gelegen. De voorschriften vereisen niet dat bij zeer extreme buitenwaterstanden nog zwaar materieel op een dijk moet kunnen. Het gaat hooguit om de verkeersbelasting die zich in werkelijkheid voor kan doen.

Het mechanisme afschuiven in buitenwaartse richting treedt niet bij extreme hydraulische belastingen op. Een zware verkeersbelasting is mogelijk. In aansluiting op de [Handreiking Constructief Ontwerpen, 1994] kan worden gerekend met een belasting van 400 kN per 12 m^1, hetgeen overeenkomt met 13,3 kN/m^2 over een breedte van 2,5 m.

Verwacht wordt dat de verkeersbelasting veelal van beperkt belang zal zijn voor het ontwerp van een primaire waterkering. Zodoende wordt geadviseerd om kritisch te bekijken of op een realistische wijze met verkeersbelasting is omgegaan als blijkt dat de verkeersbelasting toch grote invloed heeft op het ontwerp (gevoeligheidsanalyse).

Versie 1.0: 2 juli 2025

Belasting door extreme neerslag en droogte

Extreme neerslag en droogte kunnen de stabiliteit van (onderdelen van) waterkeringen bedreigen. Het is echter niet zo dat deze fenomenen (volledig) gecorreleerd zijn met de waterstanden. De analyse van de overstromingskans vraagt dus om realistische combinaties van (extreme) neerslag (droogte) en andere hydraulische belastingen, zie Combinaties van belastingen.

Neerslag

Gegevens met betrekking tot (extreme) neerslag worden gegeven door [Beersma, et al., 2019].

In het artikel Invloed neerslag op het freatisch vlak is aangegeven hoe om te gaan met de invloed van neerslag op de waterspanningen in de berekening van het mechanisme afschuiven langs een glijvlak.

Droogte

Uitdroging van veen is voor het mechanisme afschuiven van regionale keringen een belangrijk issue. Voor primaire keringen is dit minder of niet het geval omdat het dijklichaam zelf nooit is opgebouwd uit veen. Toch heeft droogte wel consequenties ook al bestaat de dijk uit klei. Denk aan de structuurvorming in geval van (gras op) kleibekledingen. Droogte kan een grasbekleding ernstig beschadigen, zodat de sterkte na een zeer droge zomer duidelijk kleiner is dan normaal. Dit kan zelfs nog een paar jaar doorwerken.Verder kunnen droogtescheuren in de klei ontstaan die de erodeerbaarheid vergroten. Door extremer weer als gevolg van klimaatverandering, kan de invloed groter worden.

Als langdurige droogte leidt tot lagere grondwaterstanden in het achterland, kan dit bijdragen aan de bodemdaling als gevolg van oxidatie van organisch materiaal, zie de paragraaf Bodemdaling in het artikel Bedreigingen. Maar lage grondwaterstanden als gevolg van droogte kunnen ook leiden tot een hogere grensspanning en dus het mechanisme afschuiven in positieve zin beïnvloeden.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Windbelasting direct

Wind is een belasting voor faalmechanismen waarbij Niet Waterkerende Objecten (NWOs) een rol spelen. In het geval van windbelasting, die via bomen en niet-waterkerende constructies wordt overgebracht op de waterkering dient per geval te worden nagegaan wat het effect is van de windbelasting voor de stabiliteit van het grondlichaam, er vanuit gaande dat er geen sprake is van omwaaien en ontworteling van de begroeiing of het bezwijken van de fundering van een constructie. Daarnaast moet het effect van eventuele ontworteling van begroeiing of bezwijken van de fundering van NWO-constructies worden beschouwd.

Naast deze directe belasting door de wind, is wind een drijvende kracht achter de hydraulische belastingen: golven en waterstanden.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Aardbevingen

Aardbevingen in Nederland kunnen optreden van nature (bij de slenken en horsten van Brabant en Limburg) of veroorzaakt worden door de mens (gaswinning). Voor de primaire waterkeringen in het rivierengebied zijn de natuurlijke aardbevingen in Brabant en Limburg van belang. Bij de beoordeling van de veiligheid van de in Noord-Nederland gelegen waterkeringen dient rekening gehouden te worden met de belasting door geïnduceerde aardbevingen. Uitgangspunt voor deze beoordeling is een aardbeving met een maximum magnitude van 5. Daaruit worden piekgrondversnellingen ter plaatse van de waterkering afgeleid waarmee de veiligheid voor het mechanisme afschuiven binnenwaarts wordt beoordeeld. Deze veiligheidsbeoordeling is specialistenwerk. Voor andere mechanismen en overige aardbevingen geldt dat wanneer gemotiveerd kan worden dat de overstromingskans door aardbevingen wordt beïnvloed, dit door een specialist moet worden beoordeeld.

De natuurlijke aardbevingen hebben in het geologische verleden de koers van de Maas bepaald. In de afgelopen 10.000 jaar heeft de Maas meerdere malen haar koers verlegd door tektonische bewegingen. Een aardbeving in Nederland kan dus wel degelijk leiden tot dijkdoorbraken en zelfs het verleggen van de stroomgeul.

In het verleden is er bij het ontwerp en de wettelijke, periodieke veiligheidsbeoordeling van waterkeringen geen rekening gehouden met aardbevingen. De belangrijkste reden hiervoor is dat aardbevingen en extreem hoog water twee onafhankelijke gebeurtenissen zijn, en dat de bijdrage aan de kans op falen van grondconstructies daarom geheel te verwaarlozen is. Die redenering is mogelijk niet terecht. Immers ook een aardbeving die tot schade leidt bij waterstanden met een wat grotere kans van voorkomen, kan bijdragen aan het falen van de waterkering. Dit geldt ook voor een aardbeving voorafgaand aan een dergelijk hoogwater, waarbij de schade nog niet is hersteld.

De aardbeving op 13 april 1992 bij Roermond is met een sterkte van 5.8 op de Schaal van Richter (bron: website KNMI) voor zover bekend de sterkste die ooit in Nederland is waargenomen. Langs de oevers van de Maas en de Roer ontstonden op verschillende plaatsen diepe scheuren in de grond als gevolg van verzakkingen en afschuivingen, zie onderstaande figuur. Uit onderzoek van de schade op deze locatie is geconcludeerd dat de schade voornamelijk is veroorzaakt door verweking van de losgepakte zandlaag onder de dijk [Verheij, 2002].



Figuur 1 Diepe scheuren in de grond langs de Maas bij Roermond na de aardbeving van 13 april 1992 (foto: KNMI)

In Nederland worden waterkerende kunstwerken in de regel niet ontworpen op deze belastingen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Bedreigingen

In dit artikel komen de invloeden of processen aan de orde die we niet tot de standaard belastingen op waterkeringen rekenen, maar die in specifieke gevallen toch invloed kunnen hebben op de veiligheid van de waterkering. Voor een ontwerp moet dus wel degelijk rekening worden gehouden met deze bedreigingen.

Bodemdaling als gevolg van onttrekkingen uit de grond

Voor bodemdaling, een vorm van verticale vervorming, zijn twee oorzaken aanwijsbaar: geologische processen en onttrekkingen aan de ondergrond door de mens. deze paragraaf gaat in op de onttrekkingen, voor geologische bodemdaling wordt verwezen naar [Hijma en Kooi, 2018].

Ondiepe wateronttrekking zal door waterspanningsverlaging, en dus korrelspanningsverhogingen, in de ondergrond gepaard gaan met zetting.

Als door grondwateronttrekking (bijvoorbeeld door het aanpassen van het polderpeil) organisch materiaal, bijvoorbeeld veen, boven de grondwaterstand komt, treedt oxidatie daarvan op, hetgeen bodemdaling tot gevolg heeft. In Zuid Holland, bijvoorbeeld de Alblasserwaard en de Krimpenerwaard treden daardoor dijk- en achterlandverlagingen van meer dan 50 cm per 100 jaar op.

Onttrekking van water, olie, zout, aardgas en dergelijke op grote diepte zal door compactie in het winmassief aanleiding geven tot bodemdaling.

Een concreet geval is de bodemdaling in de Provincie Groningen. Hier vindt sinds 1963 aardgaswinning plaats waarvan de invloed (in de vorm van bodemdaling) zich voordoet tot onder de zeedijk. Gebaseerd op de meest recente gasproductieverwachting voor het Groningerveld, wordt voorzien dat omstreeks het jaar 2050 de bodemdaling als gevolg van gaswinning in het centrum van het veld een waarde van naar verwachting 40 cm zal bereiken. Ter plaatse van de zeewering betekent dit bijvoorbeeld bij Delfzijl een zakking van circa 30 cm (van dijk én achterland).

De prognoses worden per 5 jaar op grond van metingen geactualiseerd en openbaar gemaakt. Deze

prognoses houden géén rekening met andere vormen van maaivelddaling. Indien bijvoorbeeld een polderpeil wordt verlaagd om de gevolgen van bodemdaling voor de drooglegging van landbouwgronden te compenseren, wordt met de extra daling die daarvan het gevolg is, géén rekening gehouden.
Effecten van bodemdaling kunnen dermate grote vormen aannemen dat, als deze zijn te voorzien, het noodzakelijk is deze mee te nemen bij de vaststelling van de aanleghoogte van het grondlichaam, in het bijzonder de kruin. Er zal extra overhoogte nodig zijn om op termijn de lagere ligging van de kruin te compenseren.

Bodemdaling heeft ook consequenties voor het mechanisme afschuiven langs een glijvlak van dijken bij extreme omstandigheden. Dit hangt nauw samen met de beschouwde planperiode. Voor ontwerp met een planperiode van in het algemeen 50 jaar zal dit aanmerkelijk ongunstiger kunnen zijn dan voor periodieke veiligheidsbeoordeling waarbij de zichtperiode 5 -12 jaar is. Rekening houden met bodemdaling leidt dus mogelijk tot een zwaardere dijkversterking.

Vervormingen door ongelijkmatige zetting

Specifiek voor constructies in of op waterkeringen die relatief star zijn kunnen zettingsverschillen tot schade leiden. Voorbeelden hiervan zijn waterkerende kunstwerken, maar ook starre, plaatvormige, dijkbekledingen. Zettingsberekeningen geven de zettingsverschillen waarop bij dergelijke constructies moet worden gerekend.

Schade door menselijke activiteiten

Indien een dijk toegankelijk is voor verkeer en recreanten, kunnen dit medegebruik tot schade leiden. Specifiek de dijkbekleding kan worden beschadigd, door bijvoorbeeld het creëren van steunpunten voor hengels en door het stoken van vuurtjes. In de nabijheid van woonwijken, maar ook elders, worden soms bestortingen (deels) opgeruimd door spelende kinderen of tuinbezitters. Voor gemakkelijk toegankelijke plaatsen is het daarom aan te bevelen bij het bepalen van de zwaarte van een bekleding tevens uit te gaan van het ‘niet-te-tillen’ criterium.

Bij taludtrappen en andere plaatsen waar veel mensen de dijk op en af gaan ontstaan kale plekken in de grasmat. Hier fietsgoten, doorgroeistenen of plaatselijke bekledingen toepassen kan ongewenste schade tegen gaan. Een goede detaillering van de overgang van een wegverharding naar een naastgelegen grasbekleding in het ontwerp kan schade voorkomen.

Het onder controle houden van de gevolgen van schade door menselijke activiteiten is onderdeel van het normale beheer en onderhoud en speelt daarom normaliter geen rol bij het bepalen van de overstromingskans. Waar mogelijk moet in het ontwerp wel rekening worden gehouden met het voorkomen van schade door medegebruik.

Bodemonderzoek

Door het uitvoeren van bodemonderzoek, boringen en sonderingen kan lokaal de geohydrologie verstoord raken. Om dit te voorkomen dienen boorgaten van boringen die in de directe nabijheid van waterkeringen worden uitgevoerd, goed te worden afgedicht. Het betreffende waterschap dient dit te controleren. Van sondeergaten mag worden aangenomen dat deze, door de horizontale gronddruk zelf weer sluiten. Indien er aanwijzingen zijn dat er slecht afgedichte boorgaten in de directe omgeving van het dijklichaam aanwezig zijn dienen deze evt. negatieve effecten in de schematisatie van de waterspanningen te zijn verdisconteerd. Achtergronden over grondonderzoek in de nabijheid van waterkeringen staan in de [Leidraad bij bodemonderzoek in en nabij waterkeringen, 1988].

Explosies

Explosies kunnen tot gevolg hebben dat daarvoor gevoelige grond geheel of gedeeltelijk verweekt.

Kennis van en inzicht in dit verschijnsel zijn nog zeer beperkt. Met de mogelijkheid van explosies dient rekening te worden gehouden bij opslag – óók in schepen – van explosieve stoffen zoals munitie en explosieve gassen of vloeistoffen op een industrieterrein in de nabijheid van de waterkering. Ook de aanwezigheid van niet-gesprongen explosieven uit de Tweede Wereldoorlog vormt een risicofactor. Er dient te worden nagegaan of mogelijke explosies invloed hebben op de stabiliteit van het dijklichaam. Dit kan bijvoorbeeld door het ontwikkelen van een explosiekrater in de directe nabijheid of het starten van een zettingsvloeiing. Het verdisconteren van explosies in een stabiliteitsanalyse voor waterkeringen is specialistisch onderzoek dat buiten het kader van de Technisch Leidraden valt.

Biologische aantasting

Waterplanten en -dieren in zoute wateren kunnen zich op de bekleding en tussen de bekledingselementen hechten maar richten hier in het algemeen weinig schade aan. Wel kunnen de fysische eigenschappen van de bekleding veranderen. De doorlatendheid van open bekledingen kan verminderen. Aangroei op een gladde bekleding kan de ruwheid vergroten waardoor de belasting door golven en stroming kan toenemen.

Bitumineuze bekledingen zijn in lichte mate gevoelig voor aantasting door uitwerpselen van vogels, schapen en runderen.

Bij waterkerende grondconstructies is ook aandacht gewenst voor dieren die gangen of holen graven, zoals muizen, mollen, woelratten, muskusratten, beverratten, konijnen, vossen en dassen. Vooral bij dijken met een kern van zand, afgedekt met klei, is het zeer wel mogelijk dat zij de afdekkende kleibekleding aantasten of doorgraven. Gebeurt dit aan de rivierzijde, dan kan dit tot gevolg hebben dat de freatische lijn in het dijklichaam hoger komt te liggen, met bijvoorbeeld nadelige gevolgen voor het mechanisme afschuiven. Ook is het niet ondenkbaar dat zand uit de kern zal wegspoelen, met mogelijk een dijkdoorbraak tot gevolg.

Mede gezien de grote populatie is de muskusrat in dit opzicht wel het gevaarlijkst, omdat dit dier de ingang van zijn hol altijd onder water maakt, en de nestruimte altijd boven het buitenwaterpeil. Bij een wisselend waterpeil maakt de muskusrat bovendien steeds een nieuwe ingang onder water; een boven water gekomen ingang maakt de muskusrat met een prop dicht. Zo kan het dijktalud onopgemerkt geheel geperforeerd raken. Dit komt vooral voor bij langs de dijk gelegen waterpartijen, zoals wielen en strangen, en bij schaardijken.

Niet goed gedoseerde beweiding kan schade aan grastaluds veroorzaken.

Riet en houtvormende gewassen kunnen harde bekledingen ernstig beschadigen. Daarnaast kunnen afstervende wortels van boom- of struikbeplanting leiden tot holten, en door het omwaaien van bomen. Boom- en struikbeplanting belemmert bovendien een goede bezonning van de bodem, die de ontwikkeling van een goede grasmat kan belemmeren.

Indien er aanwijzingen zijn dat als gevolg van biologische aantasting de doorlatendheid van de bekleding is aangetast, dient dit bij de schematisatie van de waterspanningen in het dijklichaam te worden meegenomen.

Chemische aantasting

Oxidatie, zoutwater en stoffen die in vervuild water voorkomen kunnen constructiematerialen aangetasten. Bitumineuze bekledingen zijn gevoelig voor olieverontreiniging. Gras en geotextielen zijn gevoelig voor chemische aantasting. Bij de toepassing van innovatieve technieken/materialen moet de chemische interactie met de omgeving worden onderzocht. Enerzijds kan die interactie de veronderstelde duurzaamheid van constructieonderdelen aantasten, anderzijds kan het (aquatisch)milieu negatief worden beïnvloed door uitloging van stoffen.

Klimatologische aantasting, invloed van droogte, uv-straling, koude en warmte

Opgesloten water zal door bevriezing uitzetten en kan daardoor constructiematerialen aantasten. Door langdurige droogte kan een te dunne kleilaag op een talud zodanig uitdrogen dat een grasmat hier ernstige schade van ondervindt. Bij uitdroging van klei ontstaan krimpscheuren en neemt de erosiebestendigheid van de klei af. Door deze structuurvorming bestaat er verschil in de erosiebestendigheid en doorlatendheid van kleilagen (ook onder steenbekledingen) op zuid- en noordzijde door verschillende temperatuurontwikkeling en vochtigheid). Geotextielen, kunststofschermen e.d. moeten worden beschermd tegen ultraviolette straling. Basalt, toegepast in steenzettingen, kan gevoelig zijn voor zogenaamde zonnebrand, een specifiek degradatiemechanisme onder bepaalde atmosferische condities.

Het effect dat klimatologische omstandigheden hebben op de doorlatendheid van de bekleding moet worden meegenomen bij het schematiseren van de waterspanning in het dijklichaam. Specifiek de doorlatendheid van de afdekkende kleilaag kan in de praktijk hoog zijn als gevolg van hierboven genoemde processen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

4. Karakteriseren van dijklichaam en ondergrond

4.1 Externe geometrie

Externe geometrie

De externe geometrie bestaat uit de afmetingen van de waterkering en de ligging van het maaiveld van het bijbehorend voor- en achterland.

Inleiding

De geometrie van een waterkerend grondlichaam is van groot belang voor de sterkte van de waterkering, maar ook voor de wijze waarop de belasting op de waterkering aangrijpt. Ter illustratie kan het volgende dienen.

De stabiliteit tegen afschuiven van een grondlichaam neemt af bij een toenemende kerende hoogte, bij een gelijkblijvende helling van binnen- en buitentalud. Tevens blijkt dat de stabiliteit bij een overigens gelijkblijvende kerende hoogte kleiner is bij een steilere taludhelling.

De geometrie van een dijklichaam wordt ten behoeve van een veiligheidsanalyse vereenvoudigd tot een aantal 2D-doorsneden of dwarsprofielen. Het uitgangspunt voor een veiligheidsanalyse is de verwachte toestand van het profiel van de waterkering aan het einde van de zichtperiode. Voor een wettelijke beoordeling gaat het daarbij om het einde van de beoordelingsperiode, de zogenaamde peildatum, bij een ontwerp om het einde van de ontwerplevensduur.

Er dient voor de geometrie uitgegaan te worden van gemiddelde (most likely) waarden in plaats van karakteristieke waarden. Dit heeft te maken met het feit dat op voorhand vaak niet bekend is wat gunstig of ongunstig uitwerkt bij de mechanisme-beoordelingen. Binnen een traject of dijkvak dient wel altijd een representatief profiel gekozen te worden.

Het actuele dwarsprofiel van een dijklichaam is op verschillende manieren te bepalen. Dit kan bijvoorbeeld door het inmeten door een landmeter of door het inmeten met behulp van laseraltimetrie. Ook kan gebruik worden gemaakt van het Actueel Hoogtebestand Nederland [AHN].

Van belang is dat het dwarsprofiel ver genoeg doorloopt om de kritische glijcirkels geheel in te kunnen sluiten. Voor het analyseren van het mechanisme afschuiven langs een diep glijvlak moet het

dwarsprofiel voldoende ver achter de binnenteen van de dijk doorlopen, zodat het dwarsprofiel ook voldoende lang is als sprake is van opdrijven, wat vaak tot langere glijvlakken leidt. Voor het analyseren van het afschuiven van het buitentalud dient, specifiek voor een schaardijk, het dwarsprofiel voldoende ver door te lopen. Het volledige talud onder de waterlijn dient dan in het dwarsprofiel aanwezig te zijn. Als er sprake is van een significant voorland, dan dient het mechanisme afschuiving voorland de buitendijkse grens van het vereiste dwarsprofiel bepalen, zie Externe geometrie voor afschuiving voorland.
Wanneer het dwarsprofiel is gebaseerd op laseraltimetrie of het AHN is het van belang dat zaken die niet tot de geometrie van de waterkering behoren (begroeiing) uit de geometrie zijn gefilterd.

Representatief dwarsprofiel

Elk dijkvak wordt voor een veiligheidsanalyse gekarakteriseerd door een “representatief” dwarsprofiel, waarvoor de overstromingskans wordt berekend. Dat representatieve dwarsprofiel wordt gebaseerd op de actuele geometrie en de verwachte veranderingen daarvan tot aan de zichtdatum. Denk bij "verwachte veranderingen" aan eventuele erosie van het voorland, vervormingen van het dijklichaam en ontgravingen in voor- of achterland.

Het gekozen dwarsprofiel moet representatief zijn voor het hele dijkvak. Zolang de geometrie van de dijk bij benadering constant is langs het beschouwde dijkgedeelte, kan het dijkgedeelte geschematiseerd worden tot één dijkvak en kan dus worden volstaan met één dwarsprofiel. Indien de geometrie significant varieert en bovendien een relevante bijdrage levert aan de faalkans van het beschouwde mechanisme, wordt het dijkvak opgesplitst in meerdere vakken.

Het selecteren van dwarsprofielen met een vaste tussenafstand kan er toe leiden dat de geselecteerde dwarsprofielen niet representatief zijn. Er wordt voor de geometrie geen onzekerheid in rekening gebracht.

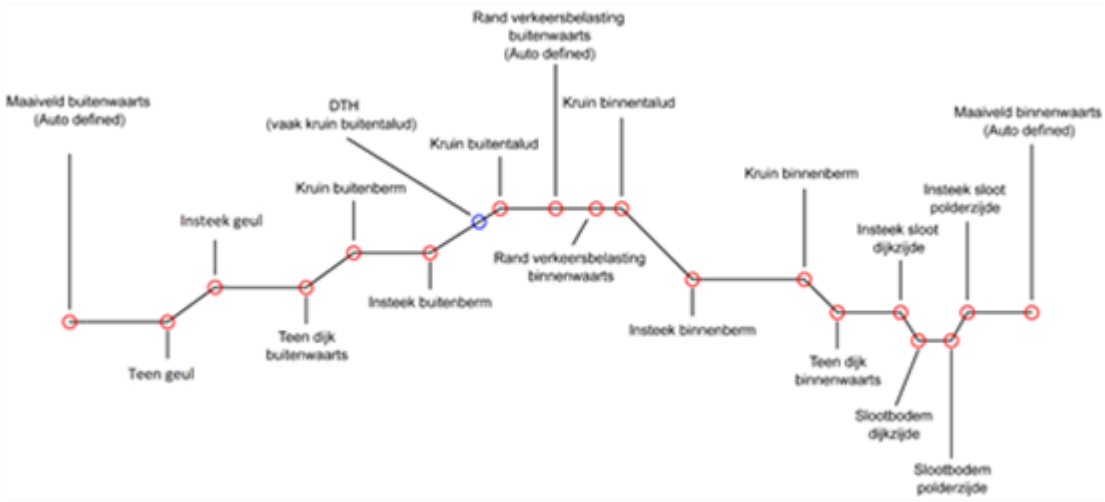
Verdere overwegingen bij de keuze van dwarsprofielen en de grootte van dijkvakken zijn te vinden in het factsheet over vakgrootte van het KPR.

Karakteristieke punten

Om de geometrie verder te duiden, kan het praktisch zijn om de karakteristieke punten van het dwarsprofiel aan te geven, zie de rode rondjes in onderstaande figuur. Niet alle punten komen voor in elk dwarsprofiel. Wanneer er bijvoorbeeld geen sloot is, zijn er uiteraard ook geen karakteristieke punten voor de sloot.

De karakteristieke punten kunnen worden gebruikt als invoer voor berekeningen, bijvoorbeeld in de waternetcreator die onderdeel is van Riskeer en D-Stability). Voor verdere uitleg over het invoeren van karakteristieke punten, zie de handleidingen van de software Riskeer, D-Soilmodel en de tool QDAMEdit.

De karakteristieke punten zijn ook van belang voor de plaatsing van het zoekgebied voor de glijvlakken.

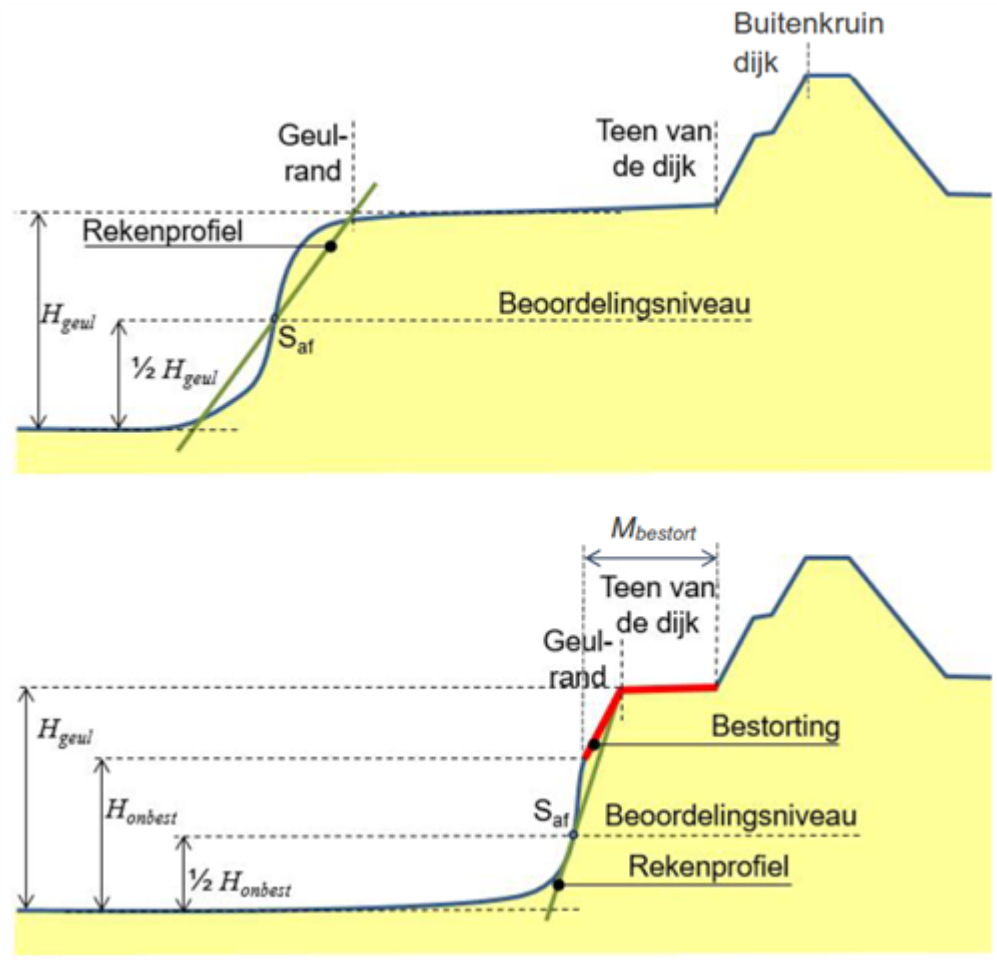


Dwarsdoorsnede geometrie met karakteristieke punten (rode cirkels)

Versie 1.0: 2 juli 2025

Geometrieparameters voor de afschuiving van het voorland

Alhoewel de rekenmodellen voor afschuiving voorland een complexe geometrie mogelijk maken, wordt het voorland vaak toch sterk geschematiseerd met een beperkt aantal punten en lijnen. De onzekerheid in de morfologische ontwikkeling gedurende de zichtperiode maakt dat een gedetailleerde invoer op basis van een lodingsprofiel meestal niet zinvol is. Voor een geschematiseerd profiel geeft de onderstaande figuur een overzicht van te bepalen geometrische parameters op een bepaald tijdstip. Naast de actuele geometrie is de snelheid van verandering van de (onderwater)geometrie benodigd om de meest ongunstige geometrie tot aan de zichtdatum te bepalen. Het beoordelingsniveau en het daarbij daarop gelegen punt S_{af}, speelt een rol in de formele beoordeling.



Figuur Definitie geschematiseerde geometrische parameters voor een situatie zonder bestorting (boven) en met bestorting (onder).

Geulrand

De geulrand is de overgang van het onderwatertalud naar het (bijna horizontale) voorland. Van belang voor de veiligheidsbeoordeling zijn de horizontale en de verticale coördinaten van dit punt. De daarbij behorende eenheden zijn respectievelijk: [m] ten opzichte van de buitenkruinlijn van de dijk, en [m] ten opzichte van NAP.

Indien geen vlak voorland aanwezig is (het onderwatertalud sluit direct aan op de teen van de waterkering), dan is het redelijk om te veronderstellen dat de rand van het voorland ligt op de teen van de dijk. Daarvoor kan de laagwaterlijn genomen worden. Ga voor de Kust en estuaria uit van het peil *LLWS*, voor Benedenrivieren van *OLW* en voor Bovenrivieren van *OLR*.

Gegeven een (lodings)profiel is het niet altijd meteen duidelijk waar de geulrand zich bevindt. Het punt dient gekozen te worden op de locatie waar een duidelijke versteiling optreedt van het min of meer horizontale voorland naar het talud van de geul. Dit is dus een enigszins subjectieve bepaling.

Geulbodem

Het niveau van de geulbodem [m tov NAP] is de diepte van de geul op een afstand uit het voorlandtalud tot waar een eventuele afschuiving kan worden beïnvloed. Het niveau volgt uit de (extrapolatie van) lodingen. Hou daarbij zo nodig rekening met erosiekuilen in de geulbodem.

De geuldiepte (H_{geul} [m]) is het verschil tussen het niveau van de geulrand en de geulbodem.

In de veiligheidsbeoordeling wordt een eenvoudige schematisatie van het voorland bepaald op basis van het zogenaamde beoordelingsprofiel. Daarvoor wordt het punt S_{af} op het voorlandtalud bepaald, wat ligt op een niveau halverwege het niveau van de geulbodem en de geulrand, dan wel de onderrand van de geulbestorting, zie de figuur. Het beoordelingsprofiel loopt door het punt S_{af} en de geulrand.

Breedte bestorting

De breedte bestorting ($M_{bestort}$ [m]) is de horizontaal gemeten afstand tussen de teen van de dijk en de rand van de bodembescherming.

De rand van de bestorting volgt enerzijds uit de aanleg (bestek of legger) van de bodembescherming. Na verloop van jaren zal de ligging van de rand door periodieke lodingen moeten worden bevestigd. Als niet de volledige geulwand is bestort, kan door erosie van de vooroever onder de bestorting de rand van de bestorting zich in landwaartse richting verplaatsen, met als gevolg een ongunstiger situatie met betrekking tot afschuiven van het voorland.

Onbestorte hoogte

Voor de wettelijke beoordeling is ter bepaling van het beoordelingsniveau ook de onbestorte geulhoogte een relevante parameter (H_{onbest} [m]). Deze volgt uit het verschil tussen het niveau van de onderrand van de bodembescherming en het niveau van de geulbodem [m].

Versie 1.0: 2 juli 2025

Externe geometrie voor afschuiving voorland

Actuele geometrie voor afschuiving voorland

De geometrie van het voorland wordt voor een veiligheidsanalyse vereenvoudigd tot een aantal 2D-doorsneden of dwarsprofielen. Die profielen vallen niet noodzakelijk samen met de dwarsdoorsneden ten behoeve van de veiligheidsanalyse van het dijklichaam (bijvoorbeeld voor de mechanismen afschuiven binnenwaarts en of buitenwaarts).

Voor het onderwatertalud geldt dat de profielen bepaald worden uit peilingen (singlebeam- of multibeam-echolodingen) in de geul. Door de peilingen bij hoog water uit te voeren, is er een gewenste overlap met de hoogtegegevens boven water. Van belang is dat het dwarsprofiel ver genoeg doorloopt om de kritische glijcirkel geheel in te kunnen sluiten. Voor afschuiving voorland dient minimaal het talud onder de waterlijn tot het diepste punt in het dwarsprofiel aanwezig te zijn.

Het bovenwatergedeelte van de geometrie volgt uit het Actueel Hoogtebestand Nederland [AHN], uit inmeten door een landmeter of uit het inmeten met behulp van laseraltimetrie of uit het beheerregister van de keringbeheerder.

Vervolgens dienen de peilingen van het onderwatergedeelte gecombineerd te worden met de hoogtemetingen boven water. Deze gecombineerde dataset levert dwarsprofielen vanaf het diepste punt van de geul tot aan de buitenkruin van de waterkering. Als er sprake is van erosiekuilen in geulbodems, zoals deze in het benedenrivierengebied wel voorkomen, moet de geometrie wel voldoende ver worden doorgetrokken om vast te stellen of deze erosiekuilen een bedreiging voor de dijkveiligheid vormen of niet.

Voor een veiligheidsanalyse voor het mechanisme afschuiving van het voorland is een simpele schematisatie niet per se noodzakelijk, omdat in rekenmodellen als D-Stability, of geavanceerder, het mogelijk is om met gecompliceerde geometrieën rekening te houden.

Schematisering externe geometrie voor afschuiving voorland

Bij een veiligheidsanalyse is het altijd nodig om expliciet rekening te houden met ontwikkelingen tot aan de peildatum. Waar bij de dijkgeometrie rekening moet worden gehouden met eventuele zakkingen, zijn voor het voorland de morfologische veranderingen vaak relevant. Een voorspelling van de toekomstige geometrie wordt voor een voorland gemaakt op basis van extrapolatie van peilingen van de afgelopen jaren, tenzij voorafgaande aan de zichtdatum belangrijke veranderingen zijn voorzien in het stroompatroon of dat op basis van de opbouw van de ondergrond een hogere of lagere erosiesnelheid verwacht wordt. In het geval van verwachte veranderingen in het stroompatroon, bijvoorbeeld door de aanleg van een strekdam of een bestorting, kan de verandering van de geometrie voorspeld worden met hydraulische en morfologische modellen zoals SOBEK of Delft3D.
Uiteraard kan men de geometrie vastleggen met behulp van een taludbescherming, soms ook een bodembescherming. Waar een taludbescherming of een bodembescherming aanwezig is, is het reëel om te veronderstellen dat de geometrie constant is.

Voor de schematisering dient dus rekening te worden gehouden met de verwachte veranderingen in vorm en locatie van de onderwatergeometrie tot de zichtdatum. Als de verwachte veranderingen aanzienlijk zijn, wordt aanbevolen om naast de verwachte verandering ook een conservatief scenario voor de geometrieverandering door te rekenen. Aldus kan worden nagegaan of de onzekerheid een significante invloed heeft op de voorlandstabiliteit. Als de invloed van de onzekerheid groot is, wordt desgewenst aan de verschillende scenario's een kans van optreden toegekend. Uit de gebruikelijke methodiek van werken met scenario's volgt een gewogen faalkans.
Vooral bij de veiligheidsanalyse van stormvloedkeringen, uitwateringssluizen, brugpijlers en andere stroomvernauwingen is een voorspelling nodig van kuildiepte en hellingen. Die hangen sterk af van het stromingspatroon (wervelstraten, turbulentie), dat afhankelijk is van onder meer het ontwerp van de constructie (o.a. de mate van stroomvernauwing) en de lengte van de bodembescherming. Bij bestaande constructies kan men de helling van de kuilen beïnvloeden door bestortingen aan te brengen.

Voor de analyse van de voorlandstabiliteit wordt in eerste instantie het dwarsprofiel geselecteerd dat voor dit mechanisme het meest kritisch is. Dat is het dwarsprofiel met het steilste talud en/of de diepste geul. Het wordt afgeraden vaste tussenafstanden voor de dwarsprofielen te kiezen, omdat dit er toe kan leiden dat de geselecteerde dwarsprofielen niet de meest kritische zijn. Blijkt, uitgaande van het meest kritische dwarsprofiel, de berekende faalkans te hoog, overweeg dan of het mogelijk is om het vak op te knippen in een vak waar er (extra) maatregelen nodig zijn en een vak waar het voorland voldoende stabiel is.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Vakindeling voor afschuiven dijklichaam en afschuiving voorland

Bepalen vakgrenzen

De beheerder die een veiligheidsanalyse wil uitvoeren voor een bepaalde dijkstrekking, deelt deze strekking op in min of meer homogene dijkvakken. Bij de keuze van de vaklengte en -grenzen moet rekening worden gehouden met het lengte-effect, maar ook de hoeveelheid beschikbare data en spreiding in de data. Het is mogelijk om van grof naar fijn te werken en dijkvakken in een latere fase op te knippen. Als bij een grove onderverdeling blijkt dat niet wordt voldaan aan de veiligheidsnorm, kunnen de dijkvakken in een latere fase (iteratie) worden opgeknipt. Daarmee kan dan een nauwkeuriger beeld van de veiligheid worden verkregen.

Voorafgaande aan het bepalen van de vakgrenzen zijn de Externe geometrie en de ondergrond in kaart gebracht, daarna en op basis daarvan wordt de vakindeling opgesteld. Overwegingen voor die onderverdeling zijn met name fysieke omgevingsfactoren. Ook historische vakgrenzen kunnen een

overweging zijn. Vakgrenzen worden gelegd:

- Waar de waterkering van type verandert. Types waterkering zijn dijk, dam, duin of kunstwerk. Ook de overgang naar hoge gronden is logischerwijze een vakgrens.
- Bij duidelijke verschillen in hydraulische belasting. Dit kan het geval zijn bij een rivier met een sterk verhang zoals op de Maas in Limburg of de bovenloop van de IJssel. Maar denk ook aan polderpeilen.
- Bij duidelijke veranderingen in externe geometrie.
- Bij duidelijke veranderingen in ondergrond (SOS-segment) en/of sterkte-eigenschappen.
- Bij een overgang van het ene normtraject naar een ander normtraject als voor beide normtrajecten een andere norm geldt.
- Beheergrenzen. Daar waar de waterkering verandert van beheerder kan om praktische redenen een knip worden gelegd.

De keus voor de dijkvakindeling moet zodanig zijn dat één situatie kenmerkend is voor dat gehele dijkvak. Het dijkvak wordt 'homogeen' verondersteld. Voor verschillende mechanismen zijn andere kenmerken van toepassing en kunnen dus verschillende dijkvakindelingen gewenst zijn. Voor het analyseren van afschuivingen zijn immers andere aspecten kenmerkend dan voor – bijvoorbeeld – een harde bekleding.

Homogeniteit betekent dat de belasting, de geometrie, de grondopbouw, et cetera min of meer gelijk zijn over de strekking. Fysieke aspecten die een rol spelen bij de keuze van vakgrenzen zijn:

- Duidelijke wijzigingen in de externe geometrie:
  - Dijkhoogte.
  - Dijkbreedte.
  - Afmetingen berm.
  - Steilheid taluds, ook onder water.
  - Maaiveldhoogte.
  - Aanwezigheid sloten/watergangen.
  - Hoogte voorland (voor afschuiving voorland).
  - Lengte van het voorland (voor afschuiving voorland).
  - Diepte geul (voor afschuiving voorland).
  - Aanwezigheid van bestorting op het onderwatertalud (voor afschuiving voorland).
  - Morfologische ontwikkelingen van de vooroever: ontwikkeling geulgeometrie in de tijd (voor afschuiving voorland).
- Duidelijke wijzigingen in de grondopbouw, bijvoorbeeld bij:
  - Een segmentgrens in de globale stochastische ondergrondschematisatie (SOS).
- en bij beschikbaar lokaal grondonderzoek:
  - (Grote) veranderingen in dikte aanwezige klei- en veenlagen.
  - Aanwezigheid van geulafzettingen of tussenzandlagen.
- Aanwezigheid voorland (in verband met ontwikkeling van de stijghoogte in het dijklichaam bij hoog buitenwater).
- Opbouw van het dijklichaam, met onderscheid tussen oude en recentere delen van het dijklichaam of onderscheid tussen kleidijk en aanvulling in zand.
- Aanwezigheid van bijzondere constructies (drainage, damwanden, diepwanden et cetera).

Het toepassen van de bovenstaande grenzen kan leiden tot langere of kortere dijkvakken.

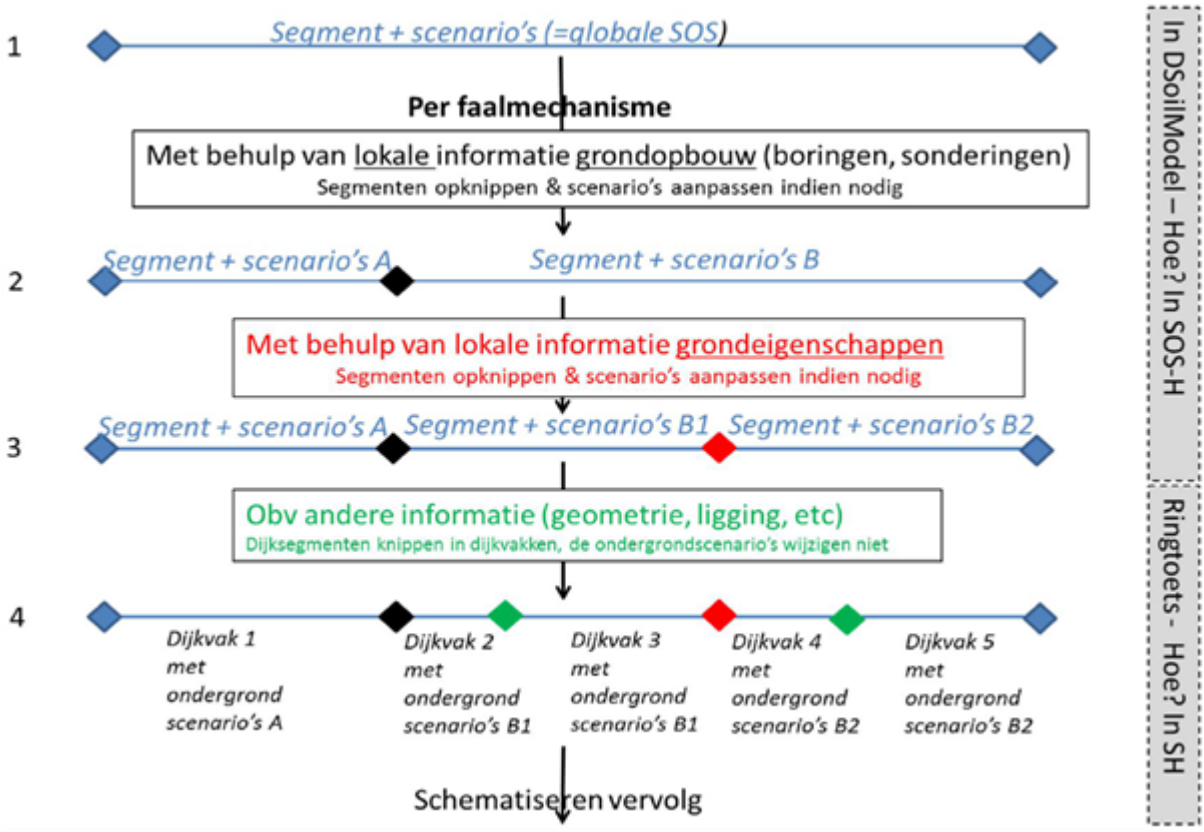
Algemene regels voor een praktisch bruikbare lengte van een dijkvak zijn niet te geven, omdat het

sterk afhangt van de lokale situatie. Daarnaast is ook 'homogeen' binnen een dijkvak een relatief begrip. Al zijn de geometrie van de dijk en de opbouw van de ondergrond behoorlijk uniform, dan toch kunnen relatief beperkte verschillen in de waterstand bij de norm, de kruinhoogte, de taludhelling, de bermbreedte en de hoogte van het achterland of een combinatie hiervan wel relevante verschillen in de stabiliteitsfactor of faalkans opleveren.
Daarom kan een dijkvak in Riskeer meerdere dwarsprofielen bevatten, die een voor een doorgerekend kunnen worden. Op basis van die berekeningsresultaten kan dan voor dat dijkvak het representatieve dwarsprofiel worden gekozen.

Processtappen vakindeling

Onderstaand schema geeft de (voor alle mechanismen generieke) processtappen om te komen tot een vakindeling. Startpunt (stap 1) zijn de segmenten en scenario's uit de globale stochastische ondergrondschematisatie (SOS). Op basis van lokaal grondonderzoek en/of lokale informatie over grondeigenschappen (bijvoorbeeld laboratoriumproeven) kan het aantal segmenten en scenario's worden aangepast (stappen 2 en 3). Op basis van "overige informatie" wordt uiteindelijk tot een (dijk)vakindeling gekomen (stap 4).

Eigenschappen van de grondopbouw die relevant zijn voor afschuiven van het dijklichaam en afschuiving voorland zijn de positie en dikte van de bodemlagen, en stabiliteitsgerelateerde eigenschappen als volumiek gewicht, hoek van inwendige wrijving, grensspanning, sterktetoename-exponent en normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio. Deze stappen worden nader beschreven in de SOS-handleiding [Hijma, 2015].



Figuur Processtappen vakindeling (generiek voor de mechanismen waarvoor de opbouw van de ondergrond relevant is). SOS-H is de SOS-Handleiding en de .

Invloed van gekozen vaklengte op faalkanseisen

De vaklengte staat volledig los van de te stellen faalkanseisen [Tigchelaar, 2017]. Immers: De

faalkanseis voor een beoordelingsspoor is op trajectniveau alleen afhankelijk van de norm en de faalkansbegroting. De vaklengte is hierop niet van invloed. In de semi-probabilistische analyse staan de faalkanseisen op doorsnedeniveau eveneens los van de gekozen vaklengtes. Dit komt doordat de factoren a en b vast gekozen zijn. Een vak bestaat uit een groot aantal doorsneden; in een homogeen vak hoeft maar 1 doorsnede te worden beoordeeld om te weten te komen of alle (gelijkvormige) doorsneden voldoen. Dit wordt onderstaand nader toegelicht voor de semi-probabilistische en probabilistische benadering.
Probabilistische benadering

In een probabilistische benadering is alleen de faalkanseis op trajectniveau relevant. Deze wordt bepaald door de norm en het percentage faalkansruimte dat in de faalkansbegroting voor het betreffende mechanisme wordt gehanteerd. De vaklengte is hierop niet van invloed.

Semi-probabilistische benadering

Bij het afleiden van de faalkanseis op doorsnedeniveau (ten behoeve van semi-probabilistische analyses voor beoordeling of ontwerp) zijn keuzes gemaakt voor het deel van het traject dat gevoelig is voor het mechanisme afschuiven (1/30=3,3%) en de verwachte lengte van afschuivingen (50 m). Deze keuzes zijn reeds gemaakt in de oude leidraden (o.a. bij het bepalen van de schadefactor). Voor de faalkanseis op doorsnedeniveau maakt de gekozen vaklengte niet uit. Feitelijk moet iedere willekeurige doorsnede in het dijktraject aan deze eis voldoen. Is dit het geval, dan voldoet het dijktraject zeker aan de eis.

De vaklengte is wel van belang voor:

1. De bepaling van de betrouwbaarheid van een doorsnede (semi-probabilistisch of probabilistisch).
2. Het combineren van de faalkansen van vakken tot de faalkans van een traject (probabilistisch).

Ad 1. De vaklengte moet niet kleiner zijn dan de afmetingen waarop het mechanismemodel is gebaseerd dat wordt gebruikt in een 2D-analyse. Voor het mechanisme afschuiven langs een diep glijvlak gaat het om een lengte van minimaal ongeveer 50 m. Als lokale zwaktes in grondonderzoek worden onderscheiden, die zich over kortere lengtes uitstrekken, is het de vraag of de gebruikelijke beoordelingsmodellen nog wel geschikt zijn. Als men echt heel lokaal wil modelleren, zal ook het sterktemodel daarop afgestemd moeten worden. In voorkomende gevallen zal dan een op de situatie toegespitst model nodig zijn.

Ad 2. In een volledig probabilistische benadering kunnen de ruimtelijke variaties en afhankelijkheden tussen dijkvakken worden gemodelleerd. Desondanks kan ook hier een invloed van kleine vakken van belang worden. De rekentechniek voor het combineren van de faalkansen op vakniveau kan minder nauwkeurig worden voor korte vaklengtes. Dit is afhankelijk van de manier waarop dit is geprogrammeerd in de software. In de werkwijze die in het project VNK2 is aangehouden (PC-Ring), zie [VNK2, 2011], is de correlaties tussen vakken berekend op basis van de restcorrelaties per stochastische variabele. Dit zijn de limietwaarden (ondergrenzen) van de functies waarmee de correlaties worden beschreven, de zogenaamde autocorrelatiefuncties.

Als vakken te kort zijn, dan kan het voorkomen dat de werkelijke correlatie tussen de vakken wezenlijk groter is dan de correlatie zoals die berekend wordt op basis van de restcorrelaties. In dat geval wordt de faalkans van het traject in de probabilistische berekening overschat. In het project Veiligheid Nederland in Kaart 2 is reeds een beoordeling van de faalkans gemaakt, waarbij een overstromingsrisico-benadering is aangehouden. In dat project zijn voor veel dijkringen in Nederland vaklengtes afgeleid waarbij rekening gehouden is met statistische homogeniteit, ruimtelijke variaties

en correlaties.
Dit leidde tot vaklengtes voor het mechanisme afschuiven van (bij voorkeur) >300 m, waarbij gestreefd werd naar zo groot mogelijke dijkvakken.

Ondanks de bovenstaande rekentechnische kwestie kan het wel degelijk zinvol zijn bij een lokale zwakte een apart (relatief kort) vak te definiëren(bijvoorbeeld voor een aanwezige zandgeul met bekende lengte). Dit zorgt er dan voor dat de zwakke plek gekoppeld wordt aan de juiste lengte en niet onterecht wordt gedaan alsof sprake is van een relatief langgerekte zwakke plek. Dit weegt op tegen afwijkingen als gevolg van de grootte van (rest)correlaties.

Aandachtspunten

Wanneer de uitkomst van de veiligheidsbeoordeling daar aanleiding toe geeft, kan de indeling worden aangepast (iteratief proces). Bijvoorbeeld kan bij een verdere onderverdeling van het dijkvak voor één deel het representatieve profiel gunstiger uitvallen en de veiligheidsbeoordeling alsnog leiden tot goedkeuring van dat deel. De bepaling van de vakindeling en de schematisering per vak is dus een iteratief proces.

Het maximum voor de te kiezen vaklengte wordt bepaald door lengte van het normtraject.

Voorland

Voor het mechanisme afschuiving voorland zal de vakindeling in principe op zelfde gronden plaatsvinden als voor de overige mechanismen betreffende het mechanisme afschuiven.

Zolang afschuiving voorland onafhankelijk van de directe mechanismen wordt beoordeeld, hoeft daarbij geen rekening gehouden te worden met de vakindeling voor de directe mechanismen. Maar als verstoringsprofielen ten gevolge van een afschuiving van het voorland als geometrie-scenario's bij de directe mechanismen worden beschouwd, dan is de vakindeling gericht op de afschuiving van het voorland mede afhankelijk van de vakindeling van de directe mechanismen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

4.2 Ondergrond en grondlichaam

Geologische beschrijving van de ondergrond

Kader

Dit artikel geeft achtergrondinformatie bij het opstellen van schematisaties van de ondergrond. Het gaat in op de ontstaansgeschiedenis van de Nederlandse ondergrond. Dit is van belang omdat het gedrag van grondlagen afhangt van het afzettingsmilieu en de omstandigheden na afzetting.

Doel geologische gebiedsbeschrijving

Het doel van de geologische gebiedsbeschrijving is het maken van een inschatting van:

- De geohydrologische situatie, met name te verwachten stijghoogtes van het grondwater in watervoerende pakketten tijdens hoogwater.
- De voor het ontwerp van belang zijnde faalmechanismen.
- Het geohydrologische en geotechnische invloedsgebied van grondconstructies (breedte en diepte).
- De benodigde waterspanningsmetingen en grondonderzoek.

Op grond van geologische kennis en ervaring in het gebied wordt beoordeeld binnen welke geologische formaties mogelijk nog geulen, laagonderbrekingen etc. kunnen voorkomen, die met de beschikbare gegevens nog niet met voldoende betrouwbaarheid kunnen worden uitgesloten. Waar

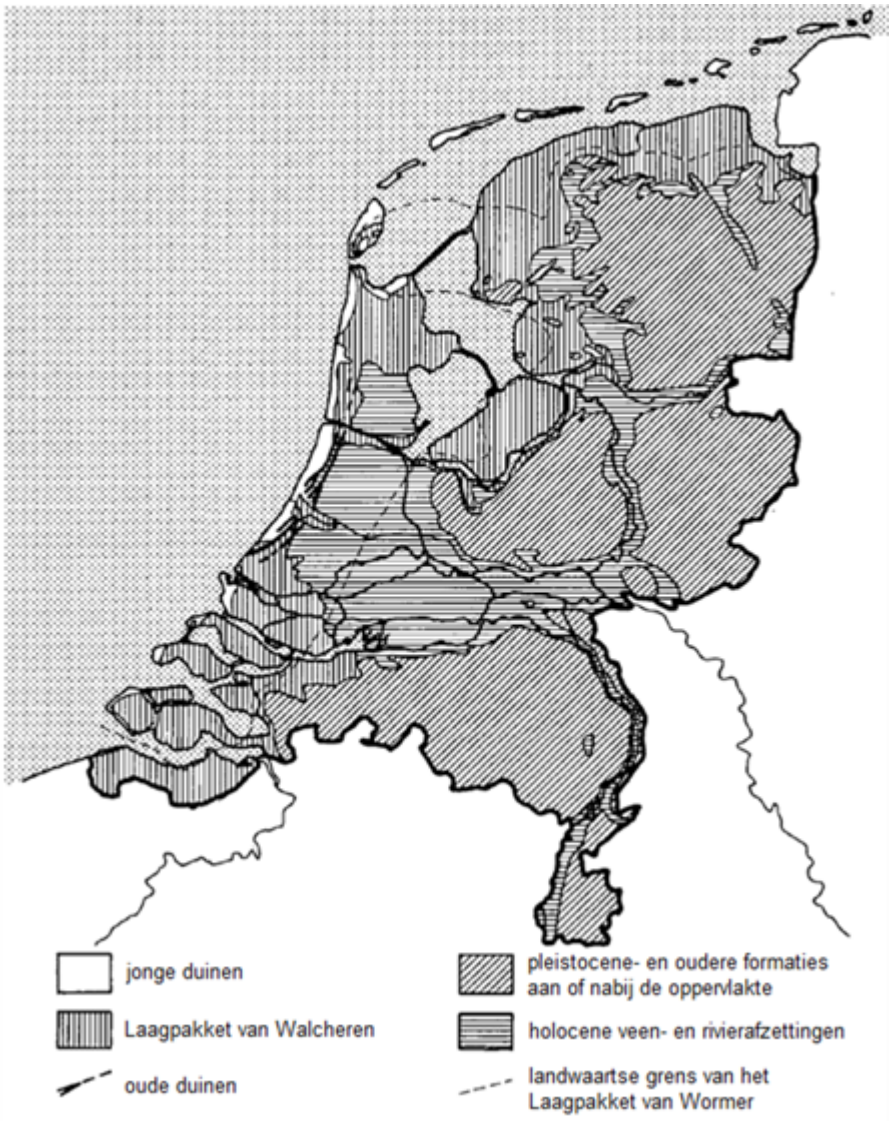
dit voor het ontwerp van belang is, kan dit in veel gevallen al in een vroeg stadium met stadium met geologisch, geotechnisch of geofysisch onderzoek worden geverifieerd.
Van belang is, dat de geologische gebiedsbeschrijving een voldoende betrouwbaar beeld van de ondergrond schetst, om bij bovenstaande inschattingen geen fundamentele vergissingen te maken. Een vergissing met mogelijk grote gevolgen vormt het missen van een watervoerende geul in de ondergrond of een oude rivierduin (donk).

De indeling van de ondergrond in verschillende lagen gebeurt op grond van de lithostratigrafie, dat wil zeggen op grond van de samenstelling van de lagen en de volgorde waarin ze zijn afgezet, en op grond van hun geotechnische eigenschappen, zoals bijvoorbeeld conusweerstanden en volumiek gewicht. Deze indeling geeft lagen die constant zijn in hun geotechnische eigenschappen, zodat ze rechtstreeks als geometrisch model kunnen worden gebruikt, bijvoorbeeld voor zettingsberekeningen en stabiliteitsonderzoek.

Geologie bovenrivierengebied

Nederland vormt het randgebied van een dalend bekken, het Noordzeebekken, dat in het Pleistoceen en Holoceen door sedimentatie is opgevuld. Deze voornamelijk fluviatiele sedimenten werden door de Rijn en de Maas aangevoerd. Tijdens de laatste twee ijstijden (Weichselien en Saalien) was het Noordzeebekken reeds grotendeels opgevuld, en doordat veel oppervlaktewater in gletsjers werd vastgelegd viel de Noordzee droog. Tijdelijk was er zelfs sprake van een poolwoestijn.

Een groot deel van de bovenkant van het Pleistoceen bestaat uit fluviatiele sedimenten, en buiten de vroegere rivierdalen uit dekzand dat tijdens de laatste ijstijd door de wind werd aangevoerd. Een algemeen beeld van de ligging van de rivierdalen is te zien in de geologische overzichtskaart van figuur 1. De dekzandgebieden bevinden zich aan weerszijden van de rivierdalen. Ze liggen in het algemeen bedekt onder de holocene afzettingen, behalve in de oostelijke en zuidoostelijke provincies, waar ze plaatselijk aan de oppervlakte zijn gebleven.



Figuur 1 Geologische overzichtskaart Nederland (Bewerking van kaart uit Mededelingen Rijks Geologische Dienst, Nieuwe serie nr. 21)

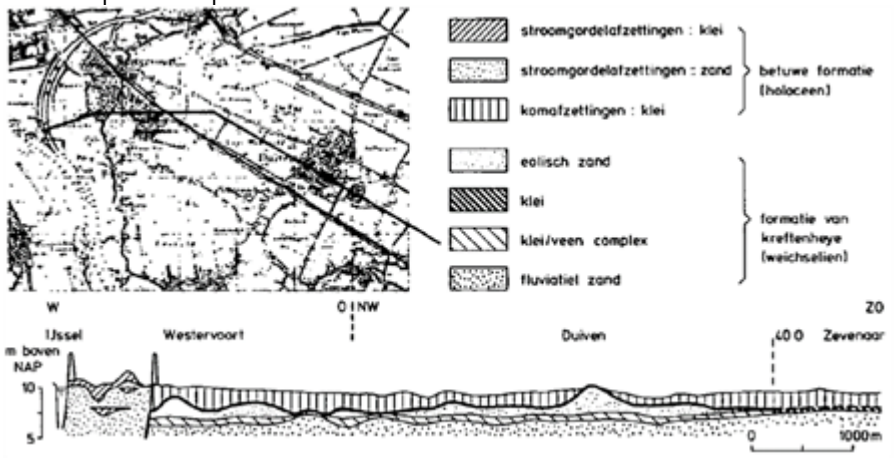
Aan het eind van het Weichselien, ongeveer 11.700 jaar geleden, begon de temperatuur geleidelijk te stijgen en startte het Holoceen. De temperatuurstijging zorgde wereldwijd voor een snelle zeespiegelstijging en de Noordzee begon weer vol te lopen.

Gedurende het Holoceen hebben de grote rivieren een grote verscheidenheid aan sediment afgezet. Naar de ontstaanswijze maakt men onderscheid in stroomgordel-, oever- en komafzettingen. De eerste zijn afgezet in het gebied waar de rivier actief gestroomd heeft: de meandergordel waar de rivierlopen zich voortdurend verleggen. Bochten werden afgesneden en nieuwe lopen ontstonden. De oeverafzettingen grenzen aan de stroomgordelafzettingen; zij zijn afgezet in de zone waar het water wanneer de rivier buiten zijn oevers trad, nog voldoende kracht had om zand mee te voeren, en vervolgens bij dalende stroomsnelheden weer af te zetten. Zij vormen de overgang tussen de stroomgordel- en komafzettingen, die daar ontstaan zijn, waar het stromende water bij hoge waterstanden tot rust kwam, zodat het slib bezonk. De komafzettingen bestaan voornamelijk uit klei. Plaatselijk komt aan de basis van de komklei veen of venige klei voor.

Ter illustratie is in figuur 2 een dwarsprofiel gegeven van het Komgebied van de Westelijke Liemers.

Uit het geschetste geologische beeld blijkt dat de Holocene afzettingen in de stroomdalen regelmatig

doorsneden en onderbroken worden door verzande of dichtgeslibde riviergeulen van Holocene ouderdom, waardoor de geologische opbouw en de samenstelling van de ondergrond van het rivierengebied van plaats tot plaats sterk kunnen verschillen.



Figuur 2 Dwarsprofiel van het Komgebied van de Westelijke Liemers (Ontleend aan de Geologische kaart van Nederland 1 :50.000, kaartblad Arnhem Oost (40 O) van de Rijks Geologische Dienst)

Geologie benedenrivierengebied

De geologische geschiedenis van het gebied in kwestie en de opbouw van de qua samenstelling en geotechnische eigenschappen verschillende grondlagen is in tientallen publicaties reeds uitgebreid behandeld. Hier wordt slechts de geologische informatie verschaft die van belang kan zijn bij de analyse van de te verwachten grondlagen en de interpretatie van het grondonderzoek nabij dijklichamen. Voor nadere informatie wordt verwezen naar de literatuur, en naar geologische, geomorfologische, bodemkundige en geohydrologische kaarten.

In het gebied van de benedenrivieren zijn met name vier geologische eenheden van belang: de pleistocene Formatie van Kreftenheye en de holocene Formatie van Naaldwijk, Formatie van Echteld en Formatie van Nieuwkoop.

Pleistoceen

De afzettingen die in het late Pleistoceen zijn gevormd, zijn:

1. Fluviatiele afzettingen: Formatie van Kreftenheye.
   De fluviatiele afzettingen, die het hoofdelement van deze pleistocene formatie vormen, zijn afgezet door de rivieren. Ze komen in heel het gebied voor. De top van deze pleistocene afzettingen ligt tussen N.A.P. -10 en -23 m. De afzettingen bestaan hoofdzakelijk uit middel- tot grofkorrelige zanden, plaatselijk vermengd met grind. Aan de bovenzijde worden deze rivierafzettingen steeds fijner, en bovenaan worden ze meestal afgesloten met een enkele decimeters dikke siltige en fijnzandige klei- of leemlaag (Laag van Wijchen).
2. Eolische afzettingen: Laagpakket van Delwijnen (Formatie van Kreftenheye). De eolische, door de wind afgezette zanden vormen onder andere rivierduinen, de zogenaamde donken. Het zand is fijn tot middelkorrelig en afkomstig van het destijds droogliggende rivierbed. De donken zijn gelijktijdig met of vlak na de afsluitende fluviatiele kleilaag afgezet. Ze liggen onregelmatig over het hele gebied verspreid en variëren sterk in dikte, van enkele decimeters tot 5 à 10 meter. Plaatselijk kunnen ze reiken tot aan het maaiveld.
3. Laagpakket van Delwijnen (Formatie van Kreftenheye)
   De eolische, door de wind afgezette zanden vormen onder andere rivierduinen, de zogenaamde donken. Het zand is fijn tot middelkorrelig en afkomstig van het destijds droogliggende rivierbed. De donken zijn gelijktijdig met of vlak na de afsluitende fluviatiele

kleilaag afgezet. Ze liggen onregelmatig over het hele gebied verspreid en variëren sterk in dikte, van enkele decimeters tot 5 à 10 meter. Plaatselijk kunnen ze reiken tot aan het maaiveld.

Holoceen

De relevante afzettingen die in het Holoceen zijn gevormd, zijn:

1. Fluviatiele afzettingen: Formatie van Echteld

Aan de oostgrens van het benedenrivierengebied bevinden zich rivierafzettingen aan het oppervlak, meer naar het westen komen deze steeds dieper onder de getijdenafzettingen te liggen. De Formatie van Echteld bestaat uit komafzettingen (siltige klei en venige klei), oeverafzettingen (siltige tot zandige klei) en geulafzettingen (zand).

2. Duin- en Strandafzettingen: Laagpakketten van Schoorl en Zandvoort (Formatie van Naaldwijk)

De Duin- en Strandafzettingen bestaan uit fijn- tot middel korrelige zanden. Duinzanden zijn tot duinen opgewaaid strandzand dat direct nabij de zee is afgezet. De genoemde afzettingen komen alleen in het Westen voor, dicht bij de kust.

3. Getijdenafzettingen: Laagpakketten van Wormer en Walcheren (Formatie van Naaldwijk)

In het benedenrivierengebied zijn deze grotendeels afgezet in getijdenbekkens. Het oudere en dieper gelegen laagpakket van Wormer wordt van het laagpakket van Walcheren gescheiden door het Hollandveen. Van het Laagpakket van Wormer bestaat het onderste deel veelal uit zand, en het bovenste deel meestal uit klei. Het Laagpakket van Walcheren bestaan in de geulen meestal uit zand of zandige klei, en buiten de geulsystemen voornamelijk uit klei.

4. Organische afzettingen: Basisveen Laag en Hollandveen Laagpakket (Formatie van Nieuwkoop)

In de Formatie van Nieuwkoop worden een tweetal veenlagen onderscheiden: het Basisveen en het Hollandveen. De Basisveen Laag ontstond onder invloed van de stijgende grondwaterspiegels als gevolg van de stijgende zeespiegel. De laag ligt aan de basis van de Holocene afzettingen, vaak op de Laag van Wijchen in dit deel van Nederland, en bestaat vooral uit eutroof tot mesotroof bos- en rietzeggeveen. Het Hollandveen Laagpakket ontstond vanaf circa 7.500-6.500 jaar geleden, achter een steeds meer gesloten kustlijn en met steeds lagere snelheden van zeespiegelstijging. Veenvorming vond op veel plaatsen voor duizenden jaren plaats en er ontstond een metersdik pakket. Door latere bedekking met het Laagpakket van Walcheren en het ontginnen van het landschap is de dikte sterk afgenomen. In verschillende droogmakerijen is het veen afgegraven. Het Hollandveen kan zowel uit eutroof bos- en rietveen bestaan als uit oligotroof mosveen.

Geologie kustgebied

Het kustgebied van Nederland is in drie fysisch geografische regio's in te delen; het zuidwestelijk zeekleigebied, het duingebied en het Fries-Gronings zeekleigebied. In deze drie regio's zijn twee geologische eenheden van belang: de Pleistocene Formatie van Boxtel (Laagpakket van Wierden) en de Holocene Formatie van Naaldwijk.

Pleistoceen

De Pleistocene tijd wordt gekarakteriseerd door een afwisseling van koude (glaciale) en warme (interglacialen) klimaten. De laatste koude periode voorafgaand aan het Holoceen wordt Weichselien genoemd. Gedurende deze periode is de Formatie van Boxtel afgezet. In deze periode lag er geen

landijs in Nederland, het was wel zo koud dat de ondergrond een groot gedeelte van het jaar bevroren was. Nederland was bedekt met een zogenaamde toendra vegetatie, bestaande uit enkele lage struiken en grassen. Deze begroeiing geeft slechts weinig bescherming tegen het wegblazen en elders weer afzetten van zand door de wind. Over heel Nederland (uitgezonderd in het rivierengebied) werd een dunne bedekking van eolisch zand afgezet, vandaar de naam dekzand waaronder het Laagpakket van Wierden ook wel bekend staat.
De eolische, door de wind afgezette zanden zijn fijn tot middelkorrelig, waarin lokaal leemlaagjes en grindsnoertjes kunnen voorkomen. Verschijnselen ten gevolge van vorstwerking komen veelvuldig voor. De dekzanden liggen als een deken over het hele gebied verspreid en variëren sterk in dikte, van een enkele meter tot circa 10 meter.

Holoceen: het zuidwestelijke zeekleigebied

Het zuidwestelijk zeekleigebied wijkt naar erosie- en sedimentatiepatroon sterk af van het Fries-Gronings zeekleigebied en het duinengebied. Een belangrijke oorzaak is het voorkomen van grote riviermondingen. Daarnaast is het aanwezige getijdenverschil in Zuidwest Nederland groter door stuwing van de vloedstroom in het nauw van Calais.

In het zuidwestelijk zeekleigebied bevinden zich vier afzettingstypen met ieder een eigen lithologie, te weten:

1. Duin- en strandafzettingen.
   Voor een beschrijving wordt verwezen naar de beschrijving van de duin- en strandafzettingen behorende tot de Formatie van Naaldwijk bij benedenrivieren. Voor het zuidwestelijk zeekleigebied geldt dat de genoemde afzettingen alleen dicht bij de kust voorkomen.
2. Mariene afzettingen.
   Voor een beschrijving wordt verwezen naar de beschrijving van de mariene afzettingen behorende tot de Formatie van Naaldwijk bij benedenrivieren. Voor het zuidwestelijk zeekleigebied geldt dat het Laagpakket van Walcheren plaatselijk als plaatafzetting is ontwikkeld.
3. Fluviatiele afzettingen.
   De fluviatiele afzettingen aan de oostkant van het zuidwestelijk zeekleigebied behoren tot de Formatie van Echteld. Dit zijn rivierafzettingen die onder invloed van de zeespiegelstijging zijn afgezet. In het zuidwestelijk zeeklei gebied worden afzettingen aangetroffen, die bestaan uit klei met dunne laagjes veen. De dikte van deze afzettingen varieert tussen de 1 en 2 meter.
4. Organische afzettingen.
   Voor een beschrijving wordt verwezen naar de beschrijving van de organische afzettingen behorende tot de Formatie van Nieuwkoop bij benedenrivieren.

Holoceen: het duinengebied

Het duingebied omvat de kuststrook ten westen van de lijn Groet-Alkmaar-Velsen-Haarlem-Leiden-Voorburg-Monster. Het duingebied kan worden ingedeeld in twee morfogenetische eenheden, namelijk de jonge- en oude duinen. Tijdens het begin van het Holoceen werden voor de kust strandwallen gevormd. Plaatselijk werd het strandwallencomplex door riviermondingen doorbroken. Op de strandwallen werden de oude duinen gevormd. De jonge duinen zijn in de vroege middeleeuwen gevormd. Tussen de strandwallen zijn mariene sedimenten afgezet en kon zich veen ontwikkelen. De Formatie van Naaldwijk omvat in het duinengebied drie afzettingstypen met ieder een eigen lithologie, te weten:

1. Duin- en strandafzettingen.
2. Mariene afzettingen.

In aanvulling daarop. Het Laagpakket van Walcheren bestaat in het duingebied hoofdzakelijk uit een kleibedekking van 1 tot enkele meters. Alleen op de plaatsen waar het strandwallencomplex door riviermonden werden doorbroken, kunnen zanden van het Laagpakket van Walcheren voorkomen. Voor de Formatie van Nieuwkoop in het duinengebied geldt dat de dikte van het basisveen maximaal 1 meter bedraagt.

Holoceen: het Fries-Groningse zeekleigebied

In het Fries-Gronings zeekleigebied ligt het Pleistoceen vrij ondiep en duikt naar het noorden weg. Op de Pleistocene ondergrond is tijdens het Holoceen een pakket mariene afzettingen afgezet en hebben zich kustvenen gevormd.

De Formatie van Naaldwijk omvat in het Fries-Gronings zeekleigebied twee afzettingstypen met ieder een eigen lithologie, te weten de mariene afzettingen en de organische afzettingen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Veen

Definitie

De term veen wordt gebruikt voor lagen in de ondergrond die voornamelijk uit plantenresten bestaan. Deze lagen vormen zich wanneer de afbraaksnelheid van organisch materiaal langzamer gaat dan de productie van dit materiaal. Dit doet zich voor onder natte omstandigheden. Deze lagen zijn herkenbaar aan hun bruine kleur en het voorkomen van plantenresten. Het percentage organische stof ligt hoger dan 15% en het percentage lutum ligt lager dan 70%.

Veen komt veel voor in Nederland en veel dijken zijn gebouwd of veen, of bestaan zelf uit veen. Voor nadere beschrijvingen van veen kan gebruik worden gemaakt van het rapport Dijken op veen II [Erkens, G. et al, 2013].

Veen in Nederland

Veen komt in Nederland als dikke lagen aan de oppervlakte voor, alsook in pakketten afgewisseld met klei en zand. Dit wordt aangeduid als Hollandveen. In onderstaande figuur zijn de belangrijkste gebieden in Nederland weergegeven waar veen aan de oppervlakte voorkomt.

Daarnaast wordt aan de basis van de Holocene afzettingen vaak een dunne laag 'basisveen' of 'veen op grote diepte' aangetroffen, het zogenaamde Basisveen.

Hollandveen en Basisveen worden gerekend tot de Formatie van Nieuwkoop, zie ook Geologische beschrijving ondergrond.



Figuur Veengebieden in Nederland tot mv -1,2 m (bron: bodemkaart van Nederland)

Basisveen

Er wordt aangenomen dat dit veen meegroeide met de waterspiegel rijzing vanaf het begin van het Holoceen, circa 10.000 jaar geleden. Aanvankelijk was er sprake van moerassen met open, zoet tot brak water waarin het veen zich ontwikkelde als beschreven in Ontstaan van Veen.

Na de vorming van het Basisveen is klei en/of zand afgezet bovenop het gevormde veen, waardoor het veen is gecomprimeerd tot maximaal circa 1/10 van de oorspronkelijke dikte van de laag.

Basisveen komt voor in het westen van Nederland, bovenop het Pleistocene zand, aan de basis van het Holoceen. De laagdikte is vaak niet groter dan circa 10 à 60 cm.

Hollandveen

Vanaf omstreeks 1800 vóór Christus begon zich opnieuw veen te vormen. Na de mesotrofe fase (artikel Ontstaan van veen) was de verdere ontwikkeling van het veen afhankelijk van neerslag (oligotrofe fase). De fasering zoals beschreven in Ontstaan van veen is dan ook niet overal in deze volgorde terug te vinden.

Hollandveen komt voor in het westen (Zuid-Holland, Noord-Holland en Utrecht), bovenop de fluviatiele afzettingen van de Formatie van Echteld of de mariene afzettingen van het Laagpakket van Wormer en noorden (Friesland, Overijssel en de veenkoloniën) van Nederland.

In iedere fase wordt de veenvorming in West Nederland sterk beïnvloed door de aanwezigheid van enkele rivieren (Oude Rijn, Oude IJssel) die anorganisch materiaal uit het achterland meevoeren en afzetten. Deze rivieren maken deel uit van de Rijn/Maas-delta. De laaggelegen gebieden achter natuurlijk gevormde oeverwallen vormen een goede ondergrond voor bosbegroeiing. Doordat deze gebieden regelmatig onderlopen is er sprake van een voedselrijke (eutrofe) situatie, waardoor de bosveenafzetting een hoog asgehalte heeft. Op enige afstand van de rivier wordt de toevoer van voedingsstoffen bepaald door de hoeveelheid neerslag. Bosveen van mesotrofe afkomst wordt aangetroffen langs de oevers van beken en rivieren die hun oorsprong hebben in het veengebied, zoals de Amstel en de Holendrecht. Rond 1200 na Christus was een groot gedeelte van West Nederland bedekt met lagen mosveen tot een dikte van 6 m. Tegenwoordig komt mosveen uitsluitend voor langs polderkaden, welke zijn overgebleven na de winning van veen voor brandstof. Mosveen was zeer geschikt als brandstof vanwege het lage asgehalte; op sommige plaatsen werd ook het zeggeveen afgegraven. De dikte van de veenlaag is, behalve door afgraving, afgenomen als gevolg van bemaling, in eerste instantie door windmolens, waardoor verdichting en verwering optrad. Over het algemeen is de dikte van het resterende zeggeveen en bosveen circa 5 m.

Nadat door menselijk ingrijpen de waterhuishouding werd beheerst, is aan het proces van veenvorming op de meeste plaatsen een eind gekomen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Bepalen van grondeigenschappen

Met grondeigenschappen worden hier de parameters bedoeld waarmee de geotechnische eigenschappen (of toestand) van de ondergrond worden gekarakteriseerd die gebruikt worden in een analyse van een faalmechanisme.

De grondeigenschappen kunnen worden gebaseerd op:

- Aannamen, gekoppeld aan een classificatie van de betreffende grondlaag, bijvoorbeeld het afzettingsmilieu. Deze aannamen kennen meestal een flinke onzekerheid.
- Metingen in het veld of op in het veld genomen monsters die worden beproefd in het laboratorium.

In dit artikel wordt ingegaan op het grondonderzoek gericht op het bepalen van grondeigenschappen. Aanwijzingen hoe te komen tot een geschikte ondergrondschematisatie zijn opgenomen in het artikel Schematiseren van de ondergrond. Methoden om waterspanningen en stijghoogten te meten en de metingen te analyseren worden beschreven in de volgende artikelen: Instrumenten om waterspanningen te meten, Lekfactor of leklengte, Interpretatie van peilbuiswaarnemingen bij het onderstromen van hoog voorland en Modellen van het stijghoogteverloop in een zandlaag onder een ondoorlatende dijk.

Er bestaan geen eenduidige recepten voor het opzetten van grondonderzoek en de benodigde dichtheid van grondonderzoekpunten. De hoeveelheid grondonderzoek volgt uit de onzekerheden in de schematisatie van de ondergrond die nog bestaan na inventarisatie van de beschikbare gegevens. Verzamelen van ondergrondgegevens, al dan niet uit grondonderzoek en het op basis van die gegevens schematiseren is een iteratief proces. Uit een eerste gegevensinventarisatie/grondonderzoek volgen indicatieve schematiseringen en tevens de onzekerheden in die schematiseringen. Het reduceren van die onzekerheden kan via gericht extra grondonderzoek. Of dit zinvol is, zie ook Basisopzet van grondonderzoek, hangt mede af van het (verwachte) effect van deze onzekerheden in de faalmechanisme-analyses.

De uitvoering en interpretatie van diverse relevante proeven om sterkteparameters te bepalen, is

beschreven in de artikelen Hoek van inwendige wrijving bepalen uit metingen en Voorbeelden bepalen normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio S. Hoe uit sonderingen verschillende grondeigenschappen kunnen worden afgeleid wordt behandeld in Indicatie doorlatendheid uit waterspanningssonderingen en Ongedraineerde sterkte bepalen uit correlaties met sonderingen. Benodigde testen voor het bepalen van schuifsterkteparameters worden behandeld in het artikel Grondgedrag en rol van in situ toestand.
Voor wat de schuifsterkteparameters betreft kan een eerste beoordeling worden uitgevoerd op basis van de default-waarden die worden genoemd in het artikel Hoek van inwendige wrijving voor de gedraineerde sterkte en voor de ongedraineerde sterkte: stap 1 als genoemd in Stapsgewijs bepalen ongedraineerde schuifsterkteparameters. Wanneer de veiligheidsanalyse uitgaande van standaardwaarden leidt tot een te hoge overstromingskans, kan aanvullend veld- en laboratoriumonderzoek worden ingezet om de grondmechanische parameters te optimaliseren. Deze stapsgewijze aanpak is voor de ongedraineerde sterkte nader uitgewerkt in Stapsgewijs bepalen ongedraineerde schuifsterkteparameters.

Opgemerkt moet worden dat grondeigenschappen in de tijd als gevolg van diverse processen kunnen veranderen. Denk bijvoorbeeld aan rijping, kruip, samendrukking, veroudering, horizontale opspanning, veranderende waterspanningen e.d.

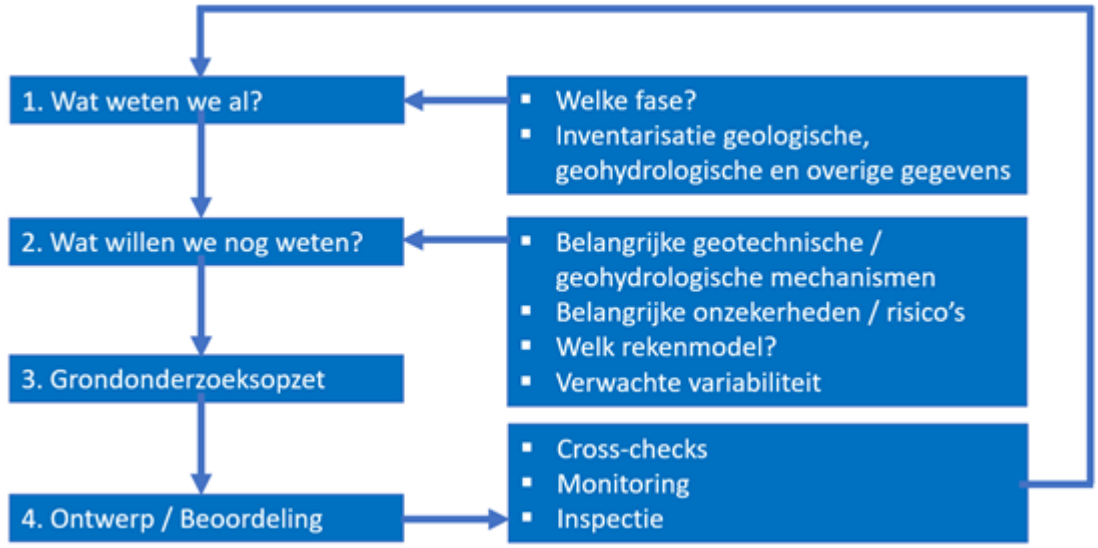
Versie 1.0: 2 juli 2025

Basisopzet van grondonderzoek

Inleiding

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

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



Figuur Schema grondonderzoeksopzet

Het schema suggereert wellicht dat monitoring pas plaats vindt na ontwerp/beoordeling. Dat is echter

niet het geval, monitoring kan tijdens de gehele levenscyclus van een dijk of waterkering plaatsvinden. In Tabel 1 worden, gebaseerd op een eerder uitgevoerd CUR-onderzoek [CUR, 1991], ruwe indicaties voor de aard en omvang van een gangbaar grondonderzoek gegeven. De in deze tabel genoemde aantallen kunnen beschouwd worden als richtinggevend voor de eerste opzet van een grondonderzoeksplan. Zonder de genoemde aantallen tot norm te verheffen zullen we die aanduiden als 'standaard opzet'. Op basis van beschikbare gegevens kan overwogen worden om (lokaal) meer of juist minder grondonderzoek uit te voeren.

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

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

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

Tabel 1 Voorbeeld van grondonderzoeksinspanning in verschillende projectfasen

Voor een nadere toelichting bij de te hanteren typen grondonderzoek wordt verwezen naar het Technisch rapport waterkerende grondconstructies en bijlage C 'Grondonderzoeksmethoden – aanvulling op TRWG'.

In tabel 2 zijn overwegingen opgenomen om bij de eerste opzet van het grondonderzoeksplan op voorhand al meer of minder grondonderzoek te plannen dan de in tabel 1 aangegeven 'standaard opzet'. De lijst is niet uitputtend bedoeld, maar geeft aan dat veel aspecten een rol kunnen spelen bij de keuze van de opzet van grondonderzoek. De genoemde overwegingen worden daarna toegelicht.

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

Tabel 2 Overwegingen die kunnen leiden tot meer of minder grondonderzoek dan de 'standaard opzet'

Meer grondonderzoek

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

van al deze mogelijkheden in beeld te brengen, zal minimaal op globaal niveau een uitspraak gedaan moeten worden over de (on) mogelijkheden van de verschillende varianten. Dit resulteert niet in een intensiever grondonderzoek met meer meetpunten per lengte-eenheid, maar wel in meer meetpunten ter plaatse van alle mogelijke tracés of verbeteringen.

6. Grote dijk met brede berm: door het grote ruimtebeslag van de dijk kunnen er grote verschillen zijn in grondopbouw tussen achterland, berm, kruin en voorland. Om deze variaties in dwarsrichting in beeld te brengen, is het wenselijk per dwarsprofiel een groter aantal meetpunten aan te houden.
7. Fluctuerende bodemopbouw: hierbij wordt gedoeld op plotselinge (niet geleidelijk verlopende) discontinuïteiten waardoor op relatief korte afstanden (enkele meters tot enkele tientallen meters) grote verschillen in bodemopbouw kunnen voorkomen. Deze grote verschillen kunnen aanleiding zijn om lokaal een andere schematisering toe te passen (meer dan één kritisch dwarsprofiel per dijkvak of het opsplitsen van het dijkvak in meerdere dijkvakken). Gedacht wordt aan riviergeulen of hiermee samenhangende elementen (kreken, crevasses, etc.), rondom kunstwerken (grondverbetering toegepast), gebiedskennis (variaties zijn niet aangetroffen omdat sondeerafstanden te groot waren), veel menselijke ingrepen in de bodem (antropogene bodemelementen zoals diepploegen of omspuiten in achterland waardoor deklaag doorbroken is), oude dijkdoorbraken (gevuld met antropogeen materiaal, waardoor een lokale afwijking van de natuurlijke bodemopbouw ontstaan is).
8. Onzekerheden in waterspanningen: door de aanwezigheid van tussenzandlagen of zandgevulde geulen kunnen de waterspanningen lokaal afwijken van de basis schematisering. Ook is het mogelijk dat door een bepaalde dijkconfiguratie (bijvoorbeeld een relatief waterdoorlatend grondlichaam plaatselijk op een relatief waterondoorlatende ondergrond) dat de freatische lijn in dijk neerslag gestuurd is. Om de verschillen in beeld te brengen kunnen extra meetpunten nodig zijn.
9. Beperkte bereikbaarheid: een optimale verdeling van onderzoekspunten is door bereikbaarheidsproblemen niet mogelijk (bijvoorbeeld sonderingen vanaf het water). Investering in speciaal equipement is alleen rendabel bij een groter aantal onderzoekspunten (de aanvoerkosten van een ponton zijn zo hoog dat het loont om meer grondonderzoek uit te voeren dan strikt noodzakelijk is volgens tabel 1).
10. Uitkarteren niet-natuurlijke ondergrondse objecten: veel Nederlandse dijken zijn meer dan een eeuw oud en kennen een lange geschiedenis van verbeteringen. Als gevolg hiervan kunnen zich in het dijklichaam allerlei elementen bevinden zoals wierdijken, (oude) wegcunetten, keileemkernen, etc. Om deze elementen uit te karteren kan aanvullend grondonderzoek nodig zijn.
11. Lokaal afwijkend gedrag -waarnemingen van kwel, scheurvorming en afschuiving- kan aanleiding zijn om aanvullend grondonderzoek uit te voeren om de aard van de lokale afwijking in kaart te brengen en de risico's ten aanzien van de verschillende mechanismen te kunnen berekeningen.

Minder grondonderzoek

1. Stapsgewijze optimalisatie mogelijk: na elke stap in grondonderzoek worden resultaten goed bestudeerd en wordt met maatwerk een volgende grondonderzoeksstap uitgevoerd. Bijvoorbeeld eerst het sondeeronderzoek uitvoeren en op basis van de resultaten het booronderzoek gericht inzetten en de te bemonsteren bodemlagen aangeven.
2. Hogere acceptatie risico's: de kans op overstroming van het achterland is beperkt (bijvoorbeeld door de aanwezigheid van een hoog voorland), de dijk wordt pas hersteld na optreden van schade.
3. Monitoring / inspectie: de overstromingskansen worden beheerst door monitoring en

inspectie. Bij constatering van bijvoorbeeld verhoogde kwel in het achterland waardoor een verhoogde kans op piping ontstaat, worden maatregelen zoals het aanbrengen van zandzakken uitgevoerd.

4. Simpele, overzichtelijk dijk: de dijk heeft een eenvoudige geometrie (smalle, rechte en/of lage dijk, geometrisch bijna stabiel). De samenstelling van de dijk en ondergrond en de geohydrologische schematisering hebben nagenoeg geen consequenties voor de veiligheid (risico's) van de dijk. Het nauwkeurig in beeld brengen van deze informatie is voor de veiligheidsanalyse dan ook niet relevant, waardoor het inzetten van minder grondonderzoek gerechtvaardigd is.
5. Al veel informatie beschikbaar: er zijn weinig extra gegevens meer nodig, dit is nader toegelicht in het artikel Gebruik van beschikbare informatie bij grondonderzoek.

Restonzekerheden

De restonzekerheden over de dijksamenstelling, laagopbouw en lokale variaties in waterspanningen moeten worden bepaald door een deskundige. Er bestaan verschillende manieren om restonzekerheden te verdisconteren:

- Kiezen voor een voldoend conservatieve basisschematisering (waarmee de berekeningen worden uitgevoerd). Deze manier alleen toepassen om na te gaan of de restonzekerheden relevant zijn. Als de conservatieve schematisering tot een voldoende kleine faalkans leidt, zijn de restonzekerheden kennelijk niet relevant. Als de faalkans te groot is, is nader onderzoek nodig.
- Uitvoeren van een schematiseringanalyse (zie Schematiseringsfactor voor afschuiven).
- Het evalueren van verschillende ondergrondscenario's. Door sommatie van de faalkansen voor de verschillende scenario's, waarbij rekening wordt gehouden met de kans van optreden van de scenario's kan de overstromingskans worden bepaald (zie het artikel Modellering van onzekerheden).

Versie 1.0: 2 juli 2025

Strategie opzet grondonderzoek

Inleiding

Voor een betrouwbare schatting van de sterkte van een dijk en dus de overstromingskans van een bepaald dijktraject is het noodzakelijk de laagopbouw, samenstelling en eigenschappen van de grond in, onder en naast de dijk te kennen. Door middel van (aanvullend) grondonderzoek kan deze worden vastgesteld.

Bij de opzet van grondonderzoek moet rekening gehouden worden met de aard van de problematiek: mechanisme(n) die hiermee onderzocht moeten worden, de gewenste mate van detail van de uit te voeren veiligheidsanalyse en de reeds beschikbare kennis en informatie.

Bij opzetten van risicogestuurd grondonderzoek hanteren we de volgende denkvolgorde / vragen:

1. Mechanismen: welke zijn de relevante mechanismen waarvoor schematiseringen worden gevraagd?
2. Onzekerheden: welke onzekerheden en risico's zijn op voorhand te voorzien (ongewenste gebeurtenissen, met inschatting kans en indicatie ernst/gevolg)?
3. Rekenmodellen: welke (reken)modellen zullen of kunnen worden gebruikt en welke (onder)grondkarakteristieken moeten daarvoor worden geschematiseerd?
4. Kwantiteit / onderzoeksdichtheid: wat is de (verwachte) variabiliteit op de probleemlocatie en

welke hoeveelheid metingen hoort daarbij?

5. Kwaliteit: Hoe bouw je mogelijkheden in om de kans op fouten in de uitvoering van het grondonderzoek en/of de interpretatie daarvan te verkleinen (cross checks)?

Voor het beantwoorden van deze vragen is informatie nodig met betrekking tot de ondergrond. In de praktijk zal er altijd al enige informatie beschikbaar zijn. Met betrekking tot de veiligheidsanalyse van primaire waterkeringen is altijd bestaande informatie beschikbaar, de primaire keringen zijn immers al vaker beoordeeld.

In Gebruik van beschikbare informatie bij grondonderzoek wordt nader ingegaan op de verschillende bronnen van beschikbare informatie en hoe deze gebruikt kunnen worden bij het opstellen van het grondonderzoeksplan.

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

Mechanismen

Voor welke faalmechanismen moeten gegevens worden verzameld? Bij dijken worden de volgende faalmechanismen onderscheiden die aanleiding kunnen vormen tot grondonderzoek:

- Erosie buitentalud, kruin en/of binnentalud.
- Afschuiven langs een diep glijvlak (binnenwaarts of buitenwaarts).
- Afschuiven of afdrukken van de bekleding op het binnentalud en uitspoelen enAfschuiven of afdrukken van de afschuiven bekleding op het binnentalud (afschuiven langs een ondiep glijvlak) en uitspoelen van kernmateriaal.
- Piping (opbarsten, heave en terugschrijdende erosie).
- Stabiliteit van het voorland (afschuiving, golfafslag en zettingsvloeiingen).

Om de dijk met betrekking tot deze mechanismen te beoordelen is informatie nodig. Per mechanisme is in verschillende paragrafen aangegeven welke informatie (grond-, laboratoriumonderzoek of gebiedsdekkende informatie) benodigd is om een veiligheidsanalyse voor beoordeling of ontwerp uit te voeren.

Voor een beschrijving van de faalmechanismen zelf wordt verwezen naar de betreffende fenomenologische beschrijvingen.

Kennis van de mechanismen is van wezenlijk belang voor het bepalen van het benodigde grond- en/of laboratoriumonderzoek en de te verkrijgen geohydrologische gegevens. Bij het bepalen van de overstromingskans van de waterkeringen wordt opgemerkt dat de benodigde informatie sterk samenhangt met het detailniveau van de analyse (eenvoudig, gedetailleerd of op maat).

Erosie kruin en binnentalud (kruinhoogte)

Voor het mechanisme Erosie kruin en binnentalud is, naast de erosiebestendigheid van het maaiveld, de kruinhoogte een bepalende factor. Feitelijk moet worden beoordeeld of de kruinhoogte in de voorliggende zicht-periode niet zal zakken onder het niveau waarbij overslag tot ontoelaatbare erosie van kruin of binnentalud leidt. Hiervoor zijn gegevens benodigd met betrekking tot de actuele kruinhoogte en het tijdsverloop van zettingen van de dijk. Op het vaststellen van de erosiebestendigheid van het maaiveld wordt ingegaan in het artikel Erosiebestendigheid grasmat.

De volgende situaties worden onderscheiden:

- Beoordelen van het ontwerp van een dijk of dijkversterking. Ook wanneer bij een

dijkversterking geen dijkverhoging nodig is, is het mogelijk dat zettingen ter plaatse van de kruin zullen optreden, bijvoorbeeld door meezakken van de kruin bij aanleg van een binnenberm.

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

Mechanisme afschuiven (binnenwaarts of buitenwaarts)

Voor de analyse van het mechanisme afschuiven (zowel beoordeling als ontwerp) zijn de volgende gegevens nodig:

- Geometrie: een landmeetkundige meting of het genereren van dwarsprofielen op basis gebiedsdekkende hoogte-informatie. Op basis van een analyse van variaties in profieltypen (met/ zonder berm) en variaties binnen typen (taludhelling, bermhoogte, hoogte voor- en/of

achterland) wordt een indeling in dijkvakken gemaakt, waarbij per vak een representatief profiel wordt geselecteerd.
- Laagopbouw van de ondergrond en het dijklichaam: een sondeeronderzoek, ter plaatse van kruin, binnen- en buitenteen en voor- en achterland, eventueel te combineren met al beschikbaar grondonderzoek. In Gebruik van beschikbare informatie bij grondonderzoek wordt nader ingegaan op het gebruik hiervan.
- Op basis van de indeling in laagopbouw wordt een geotechnische vakindeling gemaakt. Deze moet op dusdanige wijze met de geometrische vakindeling gecombineerd worden, dat geen niet-reële combinaties gevormd worden en dat evenmin wel reële combinaties verloren gaan.
- Geotechnische eigenschappen grondlagen: booronderzoek, voor het verzamelen van (on)geroerde grondmonsters. Op basis van het sondeeronderzoek (of bestaande informatie) worden de te bemonsteren grondlagen aangegeven. Hierbij dient tevens gelet te worden op de locatie in het dwarsprofiel in relatie tot de meest waarschijnlijke locatie van de kritische glijcirkel.
- Model: voor het uitvoeren van glijvlakberekeningen zijn benodigd: volumiek gewicht en sterkteparameters, zie het artikel Keuze gedraineerd of ongedraineerd grondgedrag. Indien een ander model wordt toegepast, hangt de keuze van het uit te voeren laboratoriumonderzoek af van de modelvereisten.
- Belasting: de ligging van de freatische lijn en waterspanningsverloop in de ondergrond kunnen op basis van de samenstelling van dijk en ondergrond conservatief worden ingeschat. Voornamelijk wanneer dit leidt tot afkeuren van het profiel bij het uitvoeren van een veiligheidsbeoordeling, wordt aanbevolen tijdreeksen van het werkelijk verloop te verzamelen. Indien geen gegevens beschikbaar zijn met betrekking tot gemeten waterstanden, dienen peilbuizen of –filters geïnstalleerd te worden om de betreffende gegevens te verzamelen.

De sterkte-eigenschappen en de waterspanningen in en onder grondconstructies bepalen de weerstand tegen afschuiven. Hieronder wordt per mechanisme kort beschreven welke typen gegevens nodig zijn.

Afschuiven of afdrukken van de bekleding op het binnentalud (afschuiven langs een ondiep glijvlak) en uitspoelen van kernmateriaal

Het afschuiven van ondiepe glijvlakken betreft de stabiliteit van grondlagen met een kleine dikte aan het oppervlak van het binnentalud. Deze lagen (meestal de bekleding) kan afschuiven of worden afgedrukt. Ook kan er kernmateriaal uitspoelen door scheuren in de bekleding, of doordat er geen bekleding aanwezig is.

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

- Geometrie: zie het mechanisme afschuiven langs een glijvlak. Overigens wordt opgemerkt dat kruinhoogte een rol speelt bij stabiliteit bij overslag, indien de huidige kruinhoogte groter is dan het 0,1 l/m/s overslagdebietcriterium, kan dit mechanisme buiten beschouwing blijven (zie Erosie kruin en binnentalud).
- Samenstelling dijkkern en deklaag, inclusief laagdikte: het uitvoeren van handboringen (loodrecht op het talud) en het uitvoeren van laboratoriumonderzoek indien de kern uit zand bestaat (bepaling van zand- en lutumgehalte en eventueel zoutgehalte). Bij een dijk met een kleikern kan afdrukken van de bekleding of uitspoelen geen probleem opleveren. Met betrekking tot het toepassen van de rekenregels dienen echter bovendien de geotechnische eigenschappen van de grondlagen bekend te zijn.
- Geotechnische eigenschappen: de benodigde gegevens betreffen veldvochtig en verzadigd

volumiek gewicht en sterkte-eigenschappen (φ' en c'). De volumieke gewichten kunnen bepaald worden door het steken van kleine monsterbussen (Kopecky ringen), welke in het laboratorium beproefd moeten worden. Voor de sterkte-eigenschappen is het steken van (Ackermann) bussen noodzakelijk. Hiertoe worden mechanische boringen geadviseerd. Het is wenselijk dit onderzoek te combineren met de bepaling van de sterkte-eigenschappen van dijk en ondergrond ten behoeve van het mechanisme afschuiven.

Piping

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

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

Stabiliteit van het voorland

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

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

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

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

Indien op basis van deze analyse het risico op zettingsvloeiing of afschuiven van het voorland niet kan worden uitgesloten, moeten aanvullende maatregelen worden getroffen om de stabiliteit van de grondconstructie te waarborgen.

Het uitvoeren van specialistisch onderzoek van de betreffende grondlagen behoort tot de mogelijkheden, maar wordt gezien het specialistische karakter van de modellering in dit kader niet nader uitgewerkt.

Onzekerheden

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

Er zijn twee opties voor het omgaan met schematiseringonzekerheden in een veiligheidsanalyse, namelijk:

- Verdisconteren van de onzekerheden via conservatieve uitgangspunten (conservatieve schematiseringen en/of een schematiseringfactor) voor de analyses. Dit is de aanpak die voorheen gebruikelijk was toen nog werd gewerkt met de overbelastingsbenadering. Dit leidt mogelijk tot ongewenste (dure) gevolgen voor het ontwerp, of tot een te hoge inschatting van de overstromingskans bij de beoordeling.
- Verdisconteren van de onzekerheden door te werken met scenario's en de daarbij behorende kansen van voorkomen. Deze methodiek wordt nader toegelicht in de handleiding Overstromingskansanalyse Dijken/Dammen - deel 1 Geotechnische instabiliteit.

In het laatste geval leidt nader grondonderzoek tot het elimineren of reduceren van onzekerheden. De keuze voor het uitvoeren van nader grondonderzoek wordt doorgaans ingegeven door kostenoverwegingen (wat is de verwachte besparing versus de extra kosten) en de inschatting van de kans dat de besparingen waar gemaakt zullen worden door het nader grondonderzoek. In het artikel Basisopzet van grondonderzoek wordt nader ingegaan op deze problematiek.

Kwantiteit

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

Vanzelfsprekend moet worden uitgegaan van fysisch mogelijke bezwijkvormen. De belangrijkste bezwijkvormen, stabiliteitsverlies van het buiten- en binnentalud en piping (ten gevolge van onderloopsheid), zijn georiënteerd in de richting loodrecht op de lengte-as van de dijk. Fysisch kan stabiliteitsverlies van een talud echter niet optreden in een geïsoleerde doorsnede of smalle schijf van

de dijk. Er zal altijd sprake zijn van een zekere lengte. Dit houdt in dat een zeer lokale zwakke plek niet bepalend is voor de stabiliteit, wel echter de gemiddelde omstandigheden over een zeker traject in lengte- en dwarsrichting van de dijk. Over het algemeen blijkt zo'n traject tenminste enkele tientallen meters te zijn.
Bij terugschrijdende erosie is dit anders: het begin van dit proces wordt beheerst door zeer lokale omstandigheden. Ten gevolge van een plaatselijke perforatie of afwezigheid van de afdekkende kleilaag binnendijks kan de grondwaterstroming zich zozeer concentreren dat een zandmeevoerende wel ontstaat, die de dijk door een terugschrijdend erosieproces in een relatief smalle zone kan ondermijnen.

Het (aanvullend) grondonderzoek kan gericht zijn op het terugbrengen van een tweetal principieel verschillende onzekerheden:

1. Onzekerheden in de opbouw van de ondergrond. Doel is daarbij het vaststellen van trajecten die uit een oogpunt van stabiliteitsverlies een gelijke schematisering van grondlagen vertonen. Dit kan ook leiden tot het uitsluiten van een ongunstige grondopbouw die, gezien de geologie op het betreffende dijktraject zou kunnen voorkomen.
2. Onzekerheden in de eigenschappen van de grondlagen. Doel is het vaststellen van de eigenschappen van de verschillende grondlagen en de variaties daarvan ter plaatse van het te analyseren dijktraject.

Voor het onder 1. genoemde aspect komen onderzoeksmethoden in aanmerking waarmee op snelle wijze een betrouwbaar en zo mogelijk een continu beeld wordt verkregen van het verloop in ligging en dikte van de verschillende grondlagen onder en in de dijk. Een globaal beeld is in principe al bekend door de Stochastische Ondergrondschematisatie (SOS) eventueel aangevuld met lokale geologische en bodemkundige kaarten. Dit beeld kan mogelijk worden verbeterd door geo-fysisch onderzoek. Geschikte methoden zijn de zogenaamde geo-elektrische en elektro-magnetische verkenningen.

In het algemeen is het nodig om het beeld van de grondopbouw verkregen met geo-fysisch onderzoek aan te vullen met boringen en sonderingen. Zowel de boringen als de sonderingen geven een betrouwbaar beeld van de bodemopbouw ter plaatse: de ligging en de dikte van de verschillende grondlagen wordt vastgesteld, en er wordt een indruk verkregen van de kwaliteit van die lagen. Door de combinatie van geo-elektrisch onderzoek, sonderingen en boringen is het in het algemeen mogelijk kenmerkende trajecten van de dijk met een beperkte mate van onzekerheid vast te stellen.

Voor het onder 2. vermelde aspect moet de maaswijdte van het grondonderzoek in kenmerkende trajecten van de dijk zowel in langs- als in dwarsrichting worden verfijnd. Voor de analyse van de stabiliteit van een talud moet het grondonderzoek in eerste instantie gegevens opleveren over de schuifweerstandseigenschappen van de grond, en de spreiding ervan. Deze eigenschappen worden over het algemeen bepaald door middel van laboratoriumproeven op ongeroerde monsters uit de verschillende grondlagen, die bij boringen worden genomen. Een globale indicatie van de (variatie in de) schuif-weerstandseigenschappen wordt ook verkregen uit de resultaten van terreinproeven zoals sonderingen en vinproeven.

Bij de stabiliteitsanalyse spelen ook de waterspanningen in dijk en ondergrond een belangrijke rol. Naast geometrische en hydrologische randvoorwaarden dienen voor de bepaling daarvan de doorlatendheidscoëfficiënt en eventueel de consolidatiecoëfficiënt van de verschillende grondlagen bekend te zijn. Die kunnen worden bepaald uit laboratoriumproeven op ongeroerde monsters, of uit terreinonderzoek.

Kwaliteit

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

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

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

Versie 1.0: 2 juli 2025

Gebruik van beschikbare informatie bij grondonderzoek

Inleiding

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

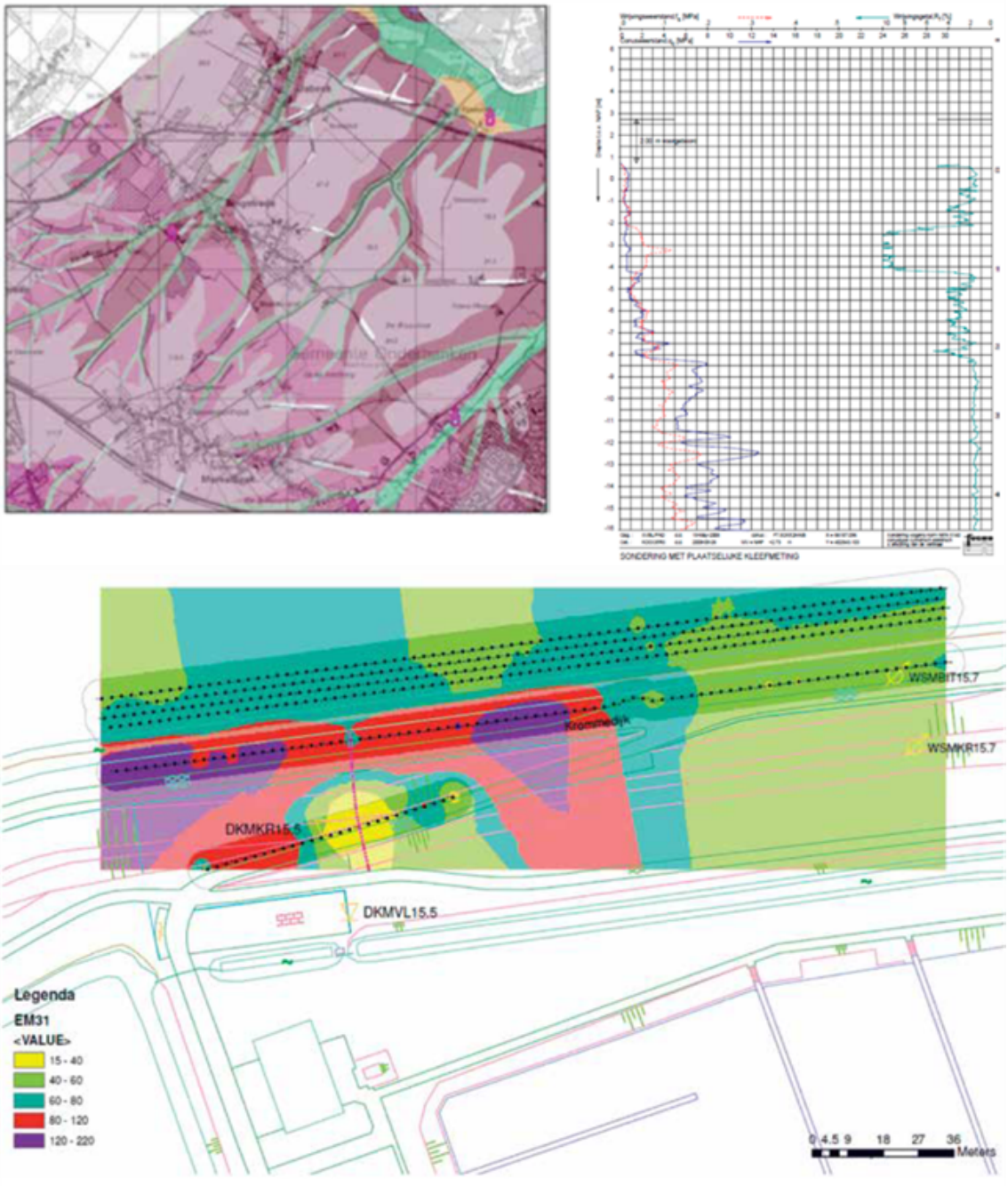
- Geologische, bodem- en geohydrologische gegevens (bijvoorbeeld geologische kaarten of stijghoogtecurves in de DINO-database, etc.). Deze informatie is uitsluitend geschikt voor een globale karakterisering van voorkomens van grondlagen en typen grondopbouw.
- Bestaand grondonderzoek. Dit kan grondonderzoek zijn dat in het kader van een eerdere veiligheidsanalyse (beoordeling of ontwerp) van (onderdelen van) de dijk is uitgevoerd, maar ook bestaand grondonderzoek betreffende, of in de nabijheid van, de waterkering (bijvoorbeeld ten behoeve van de aanleg van een weg of een bouwproject in de nabijheid van de dijk) (gegevens uit de DINO- of BRO-database). Let wel, de informatiebehoefte kan per mechanisme verschillen.
- Ontwerp- en revisietekeningen of resultaten van eerdere beoordelingen. Vooral de bij de betreffende veiligheidsanalyse gehanteerde uitgangspunten zijn hierbij van belang. Bij de overgang op een nieuwe veiligheidsfilosofie, zoals die in 2017 heeft plaatsgevonden van de overbelastingsbenadering naar de overstromingskansbenadering, zijn berekeningen die voor 2017 zijn uitgevoerd, veelal niet meer bruikbaar. De daarvoor gebruikte (meet)data kunnen echter nog wel waardevol zijn, al zullen deze veelal opnieuw moeten worden geïnterpreteerd om zicht te krijgen op de verwachtingswaarden en de bijbehorende onzekerheden. Ook ontwerpuitgangspunten zoals een drainageconstructie in de binnenteen van de dijk, kunnen op basis van oude ontwerptekeningen worden afgeleid. Deze kunnen in een veiligheidsanalyse van de dijk worden meegenomen, mits geverifieerd wordt dat deze constructies onderhouden zijn en bovendien naar behoren functioneren.
- Beheersinformatie (gedrag van de waterkering, al dan niet onder extreme omstandigheden).

Deze gegevens dienen ter verificatie van de berekeningsuitkomsten. Indien de uitkomsten niet stroken met de waarnemingen, dient gecontroleerd te worden of de gekozen schematisering juist is.

- Historisch en/of archeologisch onderzoek. Dergelijke onderzoeken kunnen waardevolle informatie opleveren omtrent de dijkopbouw en hoe dat in het verleden heeft plaatsgevonden en met welke materialen [Halter, 2018].

In de volgende figuur zijn enkele voorbeelden van beschikbare informatie opgenomen.

De geulenkaart geeft een indruk van de ligging van (bekende) geulen. De sondering is een veelgebruikte methode om op een aantal punten de verticale opbouw gedetailleerd vast te stellen. De EM-meting wordt toegepast om (in aanvulling op sondeer- en booronderzoek) onbekende zandgeulen of objecten op te sporen en globaal uit te karteren.



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

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

- Is de gebruikte techniek gestandaardiseerd of niet? De meeste in Nederland toegepaste grond- en laboratoriumonderzoekstechnieken zijn gestandaardiseerd.
- Hoe nauwkeurig is de techniek en/of wijze van uitvoering? Met betrekking tot grondonderzoekstechnieken zijn hier in algemene termen wel uitspraken over te doen. De wijze van uitvoering is echter een lastiger punt. Hoe voorzichtig bijvoorbeeld een steekbus gestoken, afgedicht en vervoerd is, staat vaak niet vermeld in de specificaties, de rapportage van de monstername. Wel kunnen onnauwkeurigheden hierin consequenties hebben op de laboratoriumresultaten wanneer het monstermateriaal uit de bus wordt toegepast voor laboratoriumtesten. In de praktijk is het lastig hierover een uitspraak te doen en wordt er op vertrouwd dat de monstername, uitvoering van werkzaamheden conform richtlijnen is uitgevoerd. Wanneer echter vaststaat dat een meting of proef niet conform de juiste instructies is uitgevoerd, dienen de consequenties (onzekerheden) hiervan inzichtelijk te worden gemaakt in de veiligheidsanalyse.
- Wanneer zijn de metingen uitgevoerd? Bijvoorbeeld bij meetreeksen van peilbuis opnamen is het van belang om te weten of gedurende extreme omstandigheden is gemeten. Ook de meetfrequentie kan een rol spelen. Tweewekelijkse opnamen geven minder gedetailleerde informatie over de respons van de waterspanningen in de pleistocene ondergrond, dan metingen met een frequentie van een dag of een uur. En voor waterkeringen in het getijdengebied zijn nog hogere meetfrequenties gewenst om het getijdenafhankelijke waterspanningsgedrag uit af te leiden. Algemeen kan worden gesteld dat men zich vooraf dient af te vragen welke fluctuaties in waterstanden verwacht worden en hierop de meetfrequentie af te stemmen.

Geologische, geomorfologische en/of geohydrologische informatie

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

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

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

Bestaand grondonderzoek

Vaak is al eerder uitgevoerd lokaal grondonderzoek beschikbaar, dat bruikbaar is bij het invullen van een grondonderzoeksplan. De bruikbaarheid van dit onderzoek moet echter altijd getoetst worden.

Overwegingen hierbij zijn, niet uitputtend:

- Vaak zal het bestaande grondonderzoek niet exact ter plaatse van de waterkering zijn uitgevoerd. Op basis van de afstand tot de waterkering, de mate van aangetroffen variatie, aangevuld met bijvoorbeeld lokale gebiedskennis zal een inschatting gemaakt moeten worden van de bruikbaarheid. Indien uit een uitgebreid sondeeronderzoek op enige afstand van de dijk blijkt dat de variatie in grondlaagopbouw gering is, kan dit doen vermoeden dat ook de ondergrondopbouw ter plaatse van de dijk vrij homogeen. Overwogen kan dan worden om het grondonderzoek ter plaatse van de dijk, in eerste instantie, minder dicht op te zetten. Dit vermoeden moet echter wel geverifieerd worden aan de hand van andere bronnen (zie Geologische, geomorfologische en/of geohydrologische informatie). Ook moet, achteraf na het uitvoeren van het grondonderzoek, aan de hand van de resultaten nagegaan worden of dit vermoeden juist was.
- Het doel van bestaand grondonderzoek (bijvoorbeeld sonderingen en boringen) moet meegenomen, wanneer overwogen wordt dit te gebruiken als vervanging voor uit te voeren grondonderzoek. Sonderingen en boringen worden, als het goed is, uitgevoerd conform een genormaliseerd voorschrift. Wanneer die echter dienden om de diepte en draagkracht van een diepe zandlaag te onderzoeken, wordt, om snel te werken, het voorschrift in de ondiepe slappe lagen nog wel eens genegeerd. Het ondiepe traject is dan niet of slechts in beperkte mate bruikbaar.
- Het combineren van gegevens kan worden gebruikt om de mate van betrouwbaarheid van informatiebronnen te controleren. Indien bijvoorbeeld een geologische kaart en één boring beschikbaar zijn, kan geverifieerd worden of de in de boring aangetroffen grondslag overeenkomt met wat op basis van de geologische kaart verwacht had mogen worden. Het combineren van dergelijke verschillende informatiebronnen levert nuttige informatie met betrekking tot de (on)bruikbaarheid van gegevens.
- Uit de DINO-database kunnen mogelijk meetreeksen van stijghoogten beschikbaar zijn van de projectlocatie. Bij dit type gegevens dient te worden nagegaan of deze gegevens nog wel actueel zijn. Bijvoorbeeld gegevens met betrekking tot stijghoogtes in het watervoerende zandlagen kunnen sterk beïnvloed zijn geweest door aan- of afwezigheid van grote (industriële) onttrekkingen. Van groot belang in de nabijheid van een waterkering is natuurlijk of de metingen gerelateerd zijn aan dagelijkse of extreme omstandigheden.

Ontwerptekeningen, -berekeningen en/of resultaten eerdere beoordeling

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

Het detailniveau van de beschikbare gegevens is hierbij van belang. Dit kan sterk samenhangen met de ouderdom van de gegevens. Onderscheid kan gemaakt worden naar het type beschikbare informatie op basis van de controleerbaarheid van de gehanteerde uitgangspunten. Punten van overweging zijn:

- Is bekend waarop de schematisering van dijk, ondergrond en waterspanningen gebaseerd is? Is er grondonderzoek uitgevoerd en zo ja, hoeveel? En zijn de resultaten van het grond- en/of laboratoriumonderzoek beschikbaar?
- Zijn de gemaakte schematiseringkeuzen inzichtelijk? Een inschatting moet gemaakt kunnen worden van de onzekerheden in de gekozen schematisering. Indien alleen tekeningen en/of

berekeningen beschikbaar zijn, kan dit niet gecontroleerd worden.
In tabel 1 is per type informatie aangegeven welke gegevens hieruit verkregen kunnen worden (detailniveau) en op welke wijze de mate van betrouwbaarheid van deze gegevens ingeschat kan worden.

Tabel 1 Beschikbare informatie uit bestekken / ontwerpen / eerdere beoordelingen

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

Beheerinformatie

Beheerinformatie kan in diverse vormen beschikbaar zijn en kan bestaan uit losse waarnemingen en/of metingen, bijvoorbeeld meldingen van schade of het optreden van wateroverlast al dan niet in

combinatie met bepaalde omstandigheden (bijvoorbeeld hoogwater). Waarnemingen kunnen aanleiding geven tot het uitvoeren van specifiek grondonderzoek, om bijvoorbeeld de aard van de schade of het gevolg voor de veiligheid van de waterkering te controleren.
Ook is het mogelijk dat beheerinformatie een bevestiging van het grondonderzoek en/of de modelberekeningen geeft. De waarnemingen vormen dan een cross check op het grondonderzoek of de uitgevoerde metingen.

In tabel 2 is een overzicht gegeven van typen beheerinformatie en de toepassingsmogelijkheden voor het onderbouwen van het grondonderzoeksplan.

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

Tabel 2 Beheerinformatie en toepassing op het grondonderzoeksplan

Informatietype	Toepassingsmogelijkheden	Betrouwbaarheid
Dijkschouw (controle functioneren dijk op basis van fysieke kenmerken)	Geschikt voor uitvoeren beheer en onderhoud van de dijk, indien schades (vervormingen) of andere indicaties van niet goed functioneren van de dijk worden waargenomen, kan hierop grondonderzoek ingezet worden	Mits waarnemingen op uniforme wijze worden vastgelegd (DigiSpectie), is dit een betrouwbare informatiebron
Waarneming van opgetreden schade (al dan niet samen hangend met extreem hoog of laag water)	Afhankelijk van de aard van de schade en een inschatting van het mechanisme waarvan de schade een indicatie is, kan specifiek grondonderzoek worden ingezet (bijvoorbeeld ter bepaling van sterkte- of samendrukkings-eigenschappen of waterspanningsmetingen)	Indien de waarneming gecombineerd wordt met foto's, locatie (x, y en coördinaat) is dit een betrouwbare bron
Historische informatie van functioneren dijk bij zeer extreme belastingen	In te zetten in plaats van het uitvoeren van grondonderzoek om de stabiliteit van de dijk te beoordelen. Let wel aan deze methode hangt een groot aantal voorwaarden voor toepassing en vormt lang niet	Veelal zijn uitsluitend waterstanden bekend en geen waarnemingen van het functioneren van de dijk, de betrouwbaarheid is hierdoor veelal laag.

	altijd een alternatief voor onderzoek.	
Kruinhoogtemetingen	Kruinhoogtemetingen van meerdere jaren geven inzicht in het lange termijn vervormingsgedrag van de dijk. Een verschil in kruindaling kan een aanwijzing zijn van een slappe plek in de dijk of ondergrond.	Betrouwbaarheid is groter als bron van meting (bijvoorbeeld dwarsprofiel) beschikbaar is. Recente metingen zijn over het algemeen betrouwbaarder dan oude metingen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Grondonderzoek van grof naar fijn

Inleiding

Aanvullend lokaal grondonderzoek is een optie voor het aanscherpen van veiligheidsanalyses, indien grondmechanische analyses, waarbij gebruik is gemaakt van globale gegevens, zoals grondeigenschappen die ontleend zijn aan regionale proevenverzamelingen, niet leiden tot een voldoende kleine overstromingskans. De onderliggende veronderstelling is dat bij gebruik van globale gegevens de schematiseringen voor de veiligheidsanalyses onzekerder zijn. Ook met conservatieve scenario's die op basis van geen of beperkt lokaal onderzoek niet kunnen worden uitgesloten, zal rekening moeten worden gehouden. Een ander voorbeeld is de karakteristieke schuifsterkte van grond in stabiliteitsanalyses. Als deze ontleend wordt aan een regionale proevenverzameling, dan zal ook daarin de onzekerheid relatief groot zijn. En grote onzekerheden in schematisatie en sterkteparameters leveren een relatief hoge overstromingskans op.

Om na te gaan welk type en welke omvang van lokaal grondonderzoek potentieel soelaas biedt, zal men de verschillende schematiseringstappen die in de veiligheidsanalyse een rol spelen, moeten analyseren. Bij de veiligheidsanalyse die tot een te ongewenst hoge overstromingskans heeft geleid, is voor elk van die stappen informatie gebruikt. De hoeveelheid en kwaliteit van de beschikbare informatie kan van geval tot geval sterk verschillen.

Winstkansen, door het inwinnen van informatie via lokaal grondonderzoek zijn natuurlijk het grootst wanneer de beschikbare informatie voor de veiligheidsanalyse beperkt was of van matige kwaliteit. In dat geval is immers, als het goed is, de in acht genomen onzekerheid bij de schematisering het grootst.

De eerste stap is het nagaan welke onzekerheidsreductie nodig is om tot een positief resultaat te komen. Aan de hand hiervan is de doelstelling voor het lokale onderzoek expliciet te formuleren. Bijvoorbeeld in termen van: lokaal onderzoek moet leiden tot een karakteristieke schuifsterkte die 10 procent groter is dan de schuifsterkte waarmee de veiligheidsanalyse is uitgevoerd. Of, lokaal onderzoek moet de kans op de aanwezigheid van een lens met slap organische klei reduceren tot 1%. De volgende stap bestaat uit het vaststellen van de aard en omvang van het lokaal grondonderzoek dat nodig is om de doelstelling te realiseren en het schatten van de kans dat zulk onderzoek inderdaad leidt tot realisatie van de doelstelling. Dit laatste is doorgaans niet erg gemakkelijk, maar wel essentieel voor de kosten/batenanalyse. De verwachte besparing van lokaal grondonderzoek door een beter resultaat moet immers (liefst ruim) opwegen tegen de kosten van dat grondonderzoek,

inclusief het benodigde bureauwerk.
In het volgende wordt deze gedachtegang verder uitgewerkt. Daarbij blijkt dat een expliciete objectieve en kwantitatieve analyse niet altijd, of eigenlijk vaak niet, tot de mogelijkheden behoort met de huidige kennis en inzichten. Toch moeten we dan maar roeien met de riemen die we hebben om de gedachtegang zo goed als mogelijk is te concretiseren.

Opbouw dijk en ondergrond

Indien voor de veiligheidsanalyse al stabiliteitsanalyses zijn uitgevoerd moet hiervoor al een opbouw van dijk en ondergrond zijn gekozen. Veelal zal die opbouw, afhankelijk van de beschikbaarheid en betrouwbaarheid van informatie, aan de conservatieve kant gekozen zijn. Of de kans toegekend aan conservatieve scenario's zal relatief hoog zijn, als de onzekerheid is gemodelleerd met verschillende scenario's. Ruwweg gezegd zal, naarmate de informatie onzeker of minder betrouwbaar is, de mate van conservatisme groter zijn en daarmee de kans op winst door lokaal grondonderzoek om tot een betere schatting van de dijk- en ondergrondopbouw toenemen.

Bij het vaststellen van, dat wil zeggen een keuze maken voor, een model van de opbouw van dijk en ondergrond voor de eerste analyse spelen verschillende aspecten een rol, namelijk:

- De keuze van het model van de ondergrondopbouw moet representatief zijn voor het traject van de dijk waarvoor de stabiliteitsanalyse representatief geacht wordt. Doorgaans betekent dit dat uitgegaan moet zijn van de ongunstigst mogelijke ondergrondopbouw binnen dit traject (overigens in combinatie met de opbouw van de dijk, die we nu even min of meer uniform beschouwen in het dijktraject waarvoor de analyse representatief moet zijn).
- Afhankelijk van de aard en hoeveelheid informatie die over de ondergrondopbouw beschikbaar is, zullen er onzekerheden zijn over de schematisatie van de ondergrondopbouw. Globaal kunnen we twee categorieën onderscheiden, namelijk onzekerheden over de (diepte)ligging van overgangen tussen verschillende lagen en onzekerheden over het wel of niet voorkomen van lokale afwijkingen van beperkte afmeting, zoals bijvoorbeeld een lens met slap materiaal of een zandbaan, die bij het bodemonderzoek niet is opgemerkt.
- De variatie van diepteliggingen van laagovergangen wordt veelal ontleend aan 'geotechnische lengteprofielen', gebaseerd op boringen en sonderingen in één of meer langsraaien in de lengterichting van de dijk (as, eventueel ook buiten en binnen). Stabiliteitsanalyses worden uitgevoerd voor doorsneden dwars op het dijktraject. De variatie van diepteliggingen van laagovergangen in zo'n doorsnede wordt, indien meerdere geotechnische lengteprofielen beschikbaar zijn, gebaseerd op interpolatie tussen de lengteprofielen. De mate waarin diepteliggingen van laagovergangen onzeker zijn is afhankelijk van de min of meer onvoorspelbare variaties ervan die in het gebied voorkomen, de onderlinge afstand tussen de (punt)metingen waarop de geotechnische profielen zijn gebaseerd en de mate waarin die puntmetingen onderling consistente informatie geven. Wanneer van één doorsnede naar een volgende een grondlaag 'verdwijnt' (op basis van het grondonderzoek in die doorsneden i.c. boringen en/of sonderingen), dan moet gegist worden naar het verloop van de die grondlaag tussen de meetpunten. Indien de schematisering plaatsvindt op basis van slechts één geotechnisch lengteprofiel is hooguit 'zachte' informatie beschikbaar over het verloop van laagovergangen in de richting dwars op het dijktraject. Onder 'zachte' informatie wordt verstaan gebiedskennis, geologische kennis, gezond verstand, etc.;
- Lokale afwijkingen van beperkte afmeting kunnen, afhankelijk van die afmeting en de intervallen tussen meetpunten of meetlijnen, niet opgemerkt zijn in het grondonderzoek. Toch kan de geologie van een gebied aanleiding geven tot de veronderstelling dat zulke afwijkingen er wel kunnen zijn, ook al zijn ze niet gevonden bij het grondonderzoek.
- De ondergrondopbouw is niet alleen van belang voor het identificeren en lokaliseren van

mogelijke afschuifmechanismen zelf, maar ook voor het inschatten van de waterspanningsopbouw van de ondergrond, met name als die gerelateerd is aan de buitenwaterstand (de geohydrologische systeemwerking in en onder de dijk).

Aan de schematisering van dijk- en ondergrondopbouw kunnen dus nogal wat onzekerheidsaspecten zitten.

Er bestaan geen vast omschreven werkwijzen hoe met die onzekerheden dient te worden omgegaan bij het kiezen van een veilige schematisatie. Veel gebeurt 'op het gevoel' en hangt af van subjectieve inschattingen van de geotechnisch ingenieur of de geoloog. Een illustratie hiervan vormt het 'ring'-onderzoek dat in het kader van de praktijkproef 'Bergambacht' is uitgevoerd. In die tijd werd overigens nog uitgegaan van de een enkele schematisatie en was het werken met verschillende scenario's nog niet gebruikelijk. Dat ringonderzoek liet grote verschillen zien tussen berekende stabiliteitfactoren bij de verschillende ondergrondschematiseringen door een vijftal (ervaren) geotechnische adviseurs, op basis van dezelfde grondonderzoeksgegevens. Het onderzoek liet wel zien dat naarmate de hoeveelheid grondonderzoeksgegevens groter werd de verschillen afnamen. Echter, ook bij de grote hoeveelheid grondonderzoeksgegevens die uiteindelijk beschikbaar was, en waarbij de hoeveelheid informatie die doorgaans beschikbaar is in praktijksituaties verbleekt, bleven de verschillen in uitkomsten van stabiliteitsanalyses fors, namelijk zo'n tien procent, zie [Koelewijn, 2002]. In de huidige beoordelingspraktijk kunnen verschillen van deze omvang het verschil uitmaken het wel of niet voldoen aan de omgevingswaarden uit de Omgevingswet.

Dit is een wellicht wat onthutsend beeld, dat evenwel vaak genuanceerd wordt met de (veronder)stelling dat zelfs de meest optimistische geotechnische schematiseringen doorgaans conservatief zijn en conservatiever naarmate minder betrouwbare informatie beschikbaar is. Enige aanwijzing hiervoor kan overigens wel aan genoemd ringonderzoek worden ontleend. Hierbij is in drie verschillende fasen het grondonderzoek beschikbaar gesteld, namelijk eerst 'schaars', vervolgens 'normaal' en daarna 'ruim' (d.w.z. een groot deel van alle beschikbare onderzoeksgegevens die in het kader van de praktijkproef zijn ingewonnen). Op een enkele uitzondering na vertoonden de berekende stabiliteitfactoren een stijgende lijn toen de informatievoorziening van 'schaars' naar 'normaal' ging. Op een uitzondering na veranderden stabiliteitfactoren weinig toen daarna nog extra informatie beschikbaar werd gesteld. Dat dus in geval van schaars onderzoek 'voorzichtig conservatief' werd geschematiseerd lijkt niet onwaarschijnlijk.

Een probleem is overigens het expliciet zichtbaar maken van hoe conservatieve schattingen van de ondergrondopbouw tot stand komen. De vigerende opvatting is dat dit een proces van impliciete afwegingen is dat zich moeilijk laat omschrijven en zich derhalve ook niet leent voor min of meer eenduidige receptuur. Het is opmerkelijk dat in Leidraden, normen e.d. niet of nauwelijks wordt ingegaan op de wijze waarop schematisering van de ondergrondopbouw tot stand komt. De opbouw van de ondergrond wordt hierin doorgaans als een gegeven beschouwd.

Wanneer we het proces van impliciete afwegingen proberen te expliciteren komen we al gauw op een tijdrovend proces, waarin nog steeds niet of moeilijk kwantificeerbare stappen zitten, maar dat in elk geval structuur biedt. Om de gedachten te bepalen proberen we hieronder dat proces stapsgewijs te beschrijven, ook al wordt het (althans niet zichtbaar en zeker niet in de mate van het geschetste detail) in de praktijk zo toegepast.

Stap 1 Begin met een ruwe schets van de ondergrondopbouw (in een lengteprofiel) zoals die blijkens de beschikbare informatie aannemelijk is (best guess scenario). Dat wil dus zeggen een opbouw van grondlagen die consistent is met de beschikbare metingen, sonderingen en/of boringen (de harde informatie). Selecteer hierbij één of meerdere mogelijke representatieve dwarsdoorsneden en schematiseer binnen deze doorsneden de ondergrondopbouw, daarbij rekening houdend met de

variaties die in lengterichting en in dwarsrichting kunnen voorkomen.
Stap 2 Vul deze schematisering aan met een voorlopige schematisering van de waterspanningen, de keuze van het rekenmodel en een eerste keuze van de grondparameters voor de stabiliteitsanalyse en maak een eerste berekeningsslag.

Stap 3 Inventariseer vervolgens kwalitatief welke onzekerheden over de (onder)grondopbouw een rol zouden kunnen spelen. Bijvoorbeeld: laagovergangen kunnen hoger of lager liggen dan in de eerste schematisering is aangenomen, slappe grondlagen kunnen dikker of dunner uitvallen ten koste/bate van sterkere grondlagen. Er kunnen, afhankelijk van de geologie van het gebied zandbanen voorkomen (die leiden tot opdrijven) of lenzen met slap materiaal etc.

Stap 4 Genereer op basis van die inventarisatie verschillende scenario's van de ondergrondopbouw die nog wel steeds consistent zijn met de harde informatie, aangevuld met zachte informatie (zoals het niet kunnen uitsluiten dat er een zandbaan is of een lens met slap materiaal). Voer voor elk van die scenario's de stabiliteitsanalyse uit. Dit levert een scala aan stabiliteitfactoren op, op basis waarvan de scenario's gerangschikt kunnen worden van optimistisch tot pessimistisch. Het idee dat bij de informatie uit een grondonderzoek meerdere scenario's van de ondergrondopbouw kunnen passen, die alle consistent zijn met de beschikbare 'harde informatie', maar qua invulling kunnen verschillen op basis van 'zachte informatie' (geologische kennis, gebiedskennis, onzekerheden) is onder andere al voorgesteld in het kader van het onderzoek 'Probabilisme in de geotechniek' [Grondmechanica Delft, 1997].

Stap 5 Hoewel moeilijk hard aantoonbaar is het aannemelijk dat de meest pessimistische scenario's conservatieve schematiseringen zijn. Vervolgens kan daarom gekeken worden naar de (on)waarschijnlijkheid van deze scenario's. Dit moet bij voorkeur kwantitatief gebeuren, maar met de huidige kennis is dat slechts in beperkte mate mogelijk. Veelal zal men dus aangewezen zijn op kwalitatieve inschattingen van de waarschijnlijkheid van de scenario's. Voor een aantal specifieke inschattingsproblemen kunnen we gebruik maken van statistische methoden, zie o.a. de publicatie 'Optimaliseren grondonderzoek vraagt een heldere kansenanalyse' [Calle, 2002] en onderstaande voorbeelden 1 en 2.

Stap 6 De scenario's waarvan de waarschijnlijkheid uiterst klein is (praktisch onmogelijk) kunnen soms a-priori geëlimineerd worden. Van andere conservatieve scenario's, die dus kennelijk niet redelijkerwijs uitgesloten kunnen worden, kunnen we proberen na te gaan welke informatie nodig zou zijn om die toch met grote waarschijnlijkheid uit te kunnen sluiten. Hier ligt dus de link met toegevoegde waarde van aanvullende informatie-inwinning, waaronder aanvullend lokaal grondonderzoek.

Het resultaat is dat een aantal scenario's overblijft, gerangschikt van optimistisch naar conservatief, waarbij van alle kwalitatief of kwantitatief is vastgesteld hoe waarschijnlijk ze zijn en bij de (meest) conservatieve scenario's is nagegaan welke informatie nodig is om ze uit te kunnen sluiten.

Of het inwinnen van aanvullende informatie, om een conservatief scenario uit te sluiten, toegevoegde waarde biedt is in het algemeen afhankelijk van:

- De kosten van aanvullende informatie-inwinning, vaak additioneel lokaal grondonderzoek, en hiermee samenhangend.
- De kans dat dit onderzoek tot het gewenste resultaat leidt, namelijk uitsluiting van het scenario.
- De winst die geïncasseerd kan worden wanneer het scenario daadwerkelijk kan worden uitgesloten.

Het schatten van de kosten van aanvullende informatie-inwinning zal doorgaans weinig problemen leveren zo gauw de informatiebehoefte is gespecificeerd. Met de kans dat dit leidt tot uitsluiting van het scenario ligt dat moeilijker; veelal zal men zijn aangewezen op expert judgement. Voor specifieke omstandigheden is met behulp van Bayesiaanse kansrekening een kwantitatieve inschatting te maken, zie ook de publicatie 'Optimaliseren grondonderzoek vraagt een heldere kansenanalyse' [Calle, 2002]. De potentiële opbrengst van de aanvullende informatie-inwinning is het verschil tussen (life cycle) kosten van het ontwerp op basis van het meest conservatieve scenario en die van het ontwerp op basis van het meest conservatieve scenario dat niet meer beoogd wordt te worden geëlimineerd op basis van de aanvullende informatie. De verwachte opbrengst is de potentiële opbrengst, vermenigvuldigd met de kans dat de beoogde uitsluiting van conservatieve scenario's wordt gerealiseerd.

Het zal opvallen dat deze werkwijze sterke overeenkomsten vertoont met de werkwijze bij een risicoanalyse en het beslissen onder onzekerheden. In feite is dat natuurlijk ook wat een ervaren geotechnisch ingenieur impliciet doet (of zou moeten doen) bij het schematiseren van de ondergrond. De afwegingen en keuzebeslissingen worden alleen niet expliciet gemaakt maar globaal en kwalitatief op basis van ervaring en ingenieursgevoel. Voor een deel van de bovenbeschreven stappen geldt dat nog steeds op basis van ervaring en gevoel moet worden gewerkt, omdat objectief en kwantitatief rekeninstrumentarium ontbreekt; alleen zijn in de boven gegeven stappenbeschrijving de afwegingen zichtbaar gemaakt.

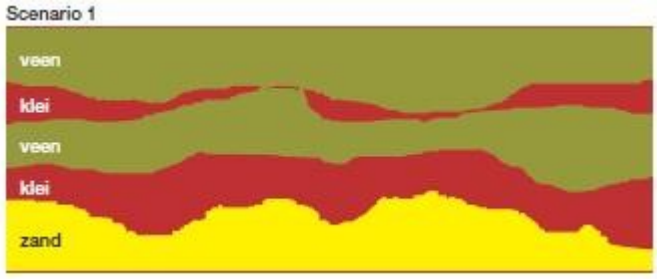
Tot slot willen we aan de hand van twee specifieke situaties een kwantitatieve analyse beschrijven voor de afweging of aanvullend grondonderzoek vanuit een kosten / batenoptiek zinvol is. Het gaat hier niet om recepten die universeel toepasbaar zijn, maar eerder richtinggevende voorbeelden zijn die het denkpatroon illustreren.

Voorbeeld 1: Aanwezigheid van een zandbaan

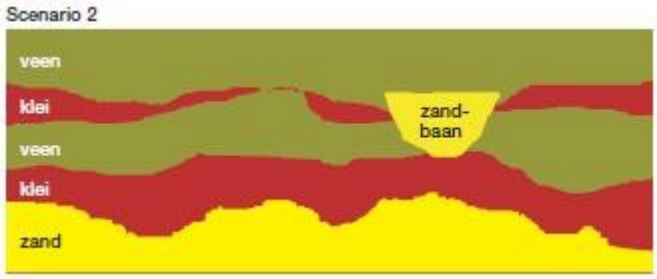
Stel, dat voor het beoordelen van een strekking van 2 km rivierdijk alleen globale informatie over de opbouw van de ondergrond beschikbaar is (bijvoorbeeld gebaseerd op informatie van TNO-NITG, voorheen de Rijks Geologische Dienst). Daaruit blijkt dat de 'main stream' opbouw vanaf het maaiveld bestaat uit een kleilaag van 6 tot 8 meter dikte, bovenop het vaste (pleistocene) zandpakket. Lokaal kan in de kleilaag, op basis van de geologie, de aanwezigheid van een zandbaan niet worden uitgesloten. Volgens inschattingen van de geoloog komen zandbanen van enige omvang gemiddeld ééns in de 10 km (gemeten langs de rivierdijk) voor. De a-priori kans op een zandbaan in de te beoordelen strekking van 2 km wordt derhalve op 0,20 geschat. Op grond hiervan komen we tot twee mogelijke scenario's voor de opbouw van de ondergrond, zoals geschetst in de figuren 1 en 2 (het aantal mogelijke scenario's is beperkt gehouden, omdat het hier om een illustratief bedoeld voorbeeld gaat).

De ondergrondopbouw volgens scenario 1 in figuur 1 lijkt geen problemen op leveren ten aanzien van de stabiliteit van het binnentalud van de dijk, bij een hoge rivierstand. De ondergrondopbouw volgens scenario 2 in figuur 2 mogelijk wel. Als er een zandbaan is, staat die hoogst waarschijnlijk in verbinding met de rivier. Bij hoge rivierstanden kunnen dan hoge waterspanningen in de zand ontstaan, die tot opdrijven van de lokaal aanwezige deklaag kunnen leiden. Omdat de kans relatief groot is dat in de strekking die we moeten beoordelen zo'n zandbaan niet werkelijk aanwezig is kunnen we lokaal grondonderzoek doen om de aanwezigheid binnen de dijkstrekking met voldoende betrouwbaarheid uit te sluiten. Indien bij dit onderzoek tegen de verwachting in wel een zandbaan wordt gevonden is het uiteraard zaak om de breedte dikte en diepteligging te traceren. Vervolgens kan met (voorzichtige) aannamen over de waterspanningsrespons in de zandbaan op toename van de rivierstand, nagegaan of er werkelijk opdrijfproblemen zijn te verwachten. Als dit zo is kan aan de hand van waterspanningrespons-metingen worden nagegaan in welke mate de zandbaan werkelijk reageert op

veranderingen van de rivierstand.



Figuur 1 'Main stream' opbouw van de ondergrond (scenario 1)



Figuur 2 'Main stream' opbouw van de ondergrond met een lokale verstoring door een zandbaan (scenario 2)

De kosten/batenafweging die gemaakt moet worden is de volgende. Zonder nader lokaal grondonderzoek is de consequentie dat de dijkstrekking wordt afgekeurd op onvoldoende stabiliteit bij de rivierstand. Er zullen dus maatregelen noodzakelijk zijn. De kosten hiervan zijn goed in te schatten. De kans dat door grondonderzoek wordt aangetoond dat dit niet nodig is, is minimaal 0,8. Immers de kans dat er geen zandbaan zit in de dijkstrekking is 0,8 en als die er wel zit, is het afhankelijk van de breedte, de dikte en waterspanningsrespons op de rivierstand of dit leidt tot afkeuren. De verwachte besparing van het grondonderzoek is dus minimaal 0,8 keer de kosten van de maatregel minus de kosten van het grondonderzoek en de bijbehorende engineering. Verder is er een kans van maximaal 0,20 dat ondanks dit onderzoek toch (lokaal) een maatregel nodig is.

Het onderzoek om de aan- of afwezigheid van een zandbaan te bepalen kan bijvoorbeeld bestaan uit equidistant sonderen. In de publicatie 'Optimaliseren grondonderzoek vraagt een heldere kansenanalyse' [Calle, 2002] is de opzet van de kansenanalyse gegeven om na te gaan wat de onderlinge afstand zou moeten zijn om de aanwezigheid van een zandbaan met een bepaalde vereiste betrouwbaarheid uit te kunnen sluiten. Ter illustratie gaan we uit van de a-priori kans op een zandbaan van 0,20 in de dijkstrekking zoals boven verondersteld en de aanname dat zo'n zandbaan in verwachting 75 meter breed is met een normaal verdeelde spreiding waarvan de standaardafwijking 15 meter is.

Kiezen we een onderlinge afstand tussen de sondeerpunten van 150 meter, dan is de kans dat er toch een zandbaan zit, ook al wordt die niet ontdekt, nog altijd ongeveer 1/10. Kiezen we de onderlinge afstand 80 meter, dan blijkt die kans 1/100 te zijn en bij 60 meter 1/1000.

Voorbeeld 2: diepteligging overgang klei/veenpakket en watervoerende zandlaag

Hiervoor gaan we uit van de ondergrondopbouw volgens scenario 1 in de figuur. Bij voorbeeld 1 is verondersteld dat deze opbouw, en met name de onzekerheid over hoogteligging van de top van de pleistocene zandlaag, niet zou kunnen leiden tot een te lage veiligheid voor het mechanisme afschuiven bij een extreme waterstand. In voorbeeld 2 veronderstellen we dat dit mogelijk wel tot een probleem zou kunnen leiden.

Stel dat volgens beschikbare metingen in de regio de dikte van het klei/veen pakket, gemeten vanaf het maaiveld tot de top van het pleistocene zand, gemiddeld 10 m is met een standaardafwijking van 1,20 m en dat de gemeten waarden als normaal verdeeld kunnen worden opgevat. Dat betekent dat door de bank genomen de dikte varieert tussen de 8 en 12 m (90% betrouwbaarheidsinterval), met lokale uitschieters. Stel nu verder dat uit opdrijfanalyses zou blijken dat bij een dikte van minimaal 8 meter de kans op instabiliteit als gevolg van opdrijven voldoende klein is, maar bij kleinere dikten niet. Op basis van de beschikbare gegevens kunnen potentiële opdrijflocaties dus niet worden uitgesloten. Sterker, gegeven bepaalde aannames over de statistische karakterisering van de ruimtelijke variaties wordt een kans op tenminste één zo'n locatie berekend, die al gauw in de orde van 50% ligt. Met alle mogelijke consequenties van dien voor de overstromingskans. De karakteristieke 5% ondergrens van de (lokale) pakketdikte binnen de beschouwde strekking van 2 km, rekening houdend met de ruimtelijke variabiliteit, kan ook berekend worden en is 6,75 m. Voor onderbouwing van deze getallen wordt verwezen naar Bijlage D [ENW, 2009].

We zoeken daarom naar een manier om de aanwezigheid van zo'n potentiële opdrijflocatie óf daadwerkelijk aan te tonen, of met voldoende betrouwbaarheid, zeg 95%, uit te sluiten. Dat kan bijvoorbeeld door met behulp van equidistant sonderen de hoogteligging van de onderkant van het klei/veen pakket te bemonsteren. Wanneer bij elke sondering gevonden wordt dat de pakketdikte bijvoorbeeld meer dan 10 m is, dan lijkt het vermoeden gerechtvaardigd dat de kans op een pakketdikte van minder dan 8 m tussen de meetpunten in klein is. Die kans is echter afhankelijk van de afstand tussen de meetpunten (in relatie tot de 'snelheid' waarmee de hoogteligging varieert). We kunnen ons voorstellen dat bij een sondeerafstand van 50 m die kans, gegeven genoemde uitkomst van de meting, veel kleiner is dan bij een sondeerafstand van 150m of meer. Met behulp van een geostatistische analyse kan een (ruwe) schatting worden gemaakt van de kans op het vóórkomen van een pakketdikte van minder dan 8 meter, gegeven de sondeerafstand en gegeven de bij de sonderingen gevonden minimale pakketdikte.

Op basis van zo'n berekening kan omgekeerd ook gekeken worden bij welke sondeerafstand en de bij de meting gevonden minimale pakketdikte, de kans op voorkomen van een locatie met pakketdikte van minder dan 8m kleiner is dan 5% (en dus met 95% betrouwbaarheid kan worden uitgesloten).

In onderstaande tabel zijn de uitkomsten van zo'n rekenexercitie weergegeven. Daarbij is uitgegaan van drie veronderstellingen ten aanzien van de gevonden minimale pakketdikte bij de meting, namelijk 8,5, 9,0 en 9,5 meter. Verder zijn drie aannamen gedaan voor de auto-correlatieparameter (D_h= 50, 100 en 150 m). Dit is de parameter die in het geostatistische model voor ruimtelijke variatie van de pakketdikte de 'snelheid' van variatie karakteriseert. Voor een nadere toelichting op deze berekening zie Bijlage D uit [ENW, 2009].

Gevonden minimale pakketdikte bij sonderen [m]	Correlatieparameter D_h		
	D_h = 50m	D_h = 100m	D_h = 150m
8,5	20	40	60
9,0	45	90	135
9,5	90	180	270

Statistisch model voor diktevariaties voor klei/veenpakket:

- autocorrelatiefunctie: $\rho(\tau) = e^{-\left(\frac{\tau}{D_h}\right)^2}$
- verwachtingswaarde: $\mu = 10$ m
- standaardafwijking: $\sigma = 1{,}20$ m

waarin D_h = de autocorrelatie parameter (resp. 50, 100 en 150 m)

Tabel Sondeerafstanden waarbij de kans op voorkomen van een pakketdikte kleiner dan 8 m minder dan 5% is als functie van de gevonden minimale pakketdikte bij sonderen

Uiteraard moeten bij de statistische berekeningen aannamen worden gedaan over het te hanteren statistische model en de parameters. Hoewel hierover natuurlijk altijd discussie mogelijk is, stellen we vast dat vooralsnog alleen met een geostatistische analyse een kwantitatieve uitspraak mogelijk is. Een sleutelparameter in het statistische model is de correlatieparameter D_h. Tegelijk is dit ook de grote onbekende. De snelheid van variatie kunnen we ruw karakteriseren door, bijvoorbeeld, de gemiddelde afstand tussen twee opvolgende toppen van de bovenkant van de zandlaag in de figuur. De relatie tussen die gemiddelde afstand L_{gem} en de correlatieparameter D_h is beschreven in 'Measuring Spatial Correlation of Soil Properties' [Vrouwenvelder, 2003]:

Formule die de correlatieparameter D-subscript h beschrijft als functie van de gemiddelde afstand.

$$D_h \approx \frac{L_{gem}\sqrt{2}}{\pi} \approx 0.45\, L_{gem}$$

Uit bovenstaande blijkt dat we theoretisch alleen achteraf, wanneer we weten wat de minimale gevonden klei/veenpakketdikte is bij het sonderen, kunnen vaststellen of de sondeerafstand klein genoeg was gekozen. Uitgaande van het statistische model kunnen we wel vooraf bepalen of de kans op het aantreffen van een pakketdikte (bij het sonderen) van kleiner dan 8,5 meter erg groot is (meer dan 50%). Dit houdt ook in dat als we in dit geval een 'gebruikelijke' sondeerafstand van 100 m kiezen, er een grote kans is dat we (achteraf) moeten constateren dat die afstand te optimistisch gekozen was. Om die reden kunnen we het best van meet af aan kiezen voor een kleinere sondeerafstand.

De afweging die nu gemaakt moet worden is of de kosten van het grondonderzoek opwegen tegen de verwachte winst, als we er door dit grondonderzoek in slagen een pakketdikte kleiner dan 8mmet voldoende betrouwbaarheid uit te sluiten. De besparing, als het onderzoek positief uitvalt, namelijk dat een klei / veenpakketdikte kleiner dan 8m met 95% betrouwbaarheid kan worden uitgesloten, kan redelijk goed afgeschat worden en kan substantieel zijn. De kans dat het onderzoek positief uitvalt kan ook vooraf geschat worden en is 50 à 70%, afhankelijk van de 'snelheid' van variatie en dus de correlatieparameter D_h. De bruto opbrengstfactor van het onderzoek is dus 0,5 à 0,7 keer de besparing gedeeld door de kosten van het onderzoek. In dit geval is er ook een flinke kans dat het

onderzoek niet het gewenste resultaat oplevert (30 à 50%). Daarom zal, afhankelijk van de kosten van het onderzoek, een hoge eis aan de bruto opbrengstfactor worden gesteld (deze heeft een ondergrenswaarde 1 in geval van risico-neutrale beslissing en kan afhankelijk van de mate van risico-aversie van de beslisser beduidend groter zijn dan 1).
De analyses zoals gegeven in de voorbeelden 1 en 2 staan in de literatuur bekend als de zogenaamde pre-posterior cost benefit approach, zie o.a. 'Framework for Risk Assessment and Evaluation' [Kroon, 2004]. Kenmerk van deze benadering is dat voor de afweging van risicoreducerende (= onzekerheid reducerende) maatregelen de beoogde effecten van die maatregelen en de kansen dat die worden gerealiseerd, worden afgewogen tegen de kosten van die maatregelen. De moeilijkheid bij deze analyses zit doorgaans in het vooraf bepalen van de kansen dat de maatregelen (vaak 'nader onderzoek') het beoogde effect daadwerkelijk realiseren.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Algemene aanbevelingen bij het gebruik van sonderingen voor parameterbepaling

Sonderingen kunnen worden gebruikt voor het bepalen van de ongedraineerde schuifsterkte van grond door gebruik te maken van de correlatiefactor N_{kt}, zie het artikel Ongedraineerde sterkte uit correlaties met sonderingen. De vigerende eisen aan sonderingen worden gegeven door NEN-EN-ISO 22476.

Bestaande sonderingen kunnen hiervoor worden gebruikt onder de volgende voorwaarden:

- De sonderingen dienen te zijn uitgevoerd volgens NEN 5140 of NEN-EN-ISO-22476-1 met meting van de conusweerstand en plaatselijke kleef.
- De kwaliteit van de sonderingen dient ten minste klasse 2 volgens NEN 5140 te zijn. Dit was destijds de gangbare kwaliteit van sonderingen. Deze kwaliteitseisen komen ongeveer overeen met klasse 3 van NEN-EN-ISO-22476-1. NB. NEN 5140 is in 2013 ingetrokken, maar oude sonderingen volgens NEN 5140 zijn adequaat (mits van de juiste klasse).
- De meetgegevens dienen in een digitaal bestand beschikbaar te zijn (bijvoorbeeld GEF).
- De situatie van de dijk en de ondergrond ten tijde van de uitvoering van de sonderingen dient vergelijkbaar te zijn met de huidige situatie. Wanneer de geometrie van de dijk zodanig is gewijzigd dat dit effect heeft gehad op de effectieve spanning op de plek van oude sondering, is de sterkte van de grond op die plek ook anders geworden en daarmee ook de sondeerweerstand op die plek.

Voor het maken van nieuwe sonderingen geldt:

- Bij het uitvoeren van nieuwe sonderingen ten behoeve van de in situ bepaling van de grensspanning moeten afhankelijk van de grondsoort sonderingen volgens klasse 1 of klasse 2 van NEN-EN-ISO-22476-1 worden uitgevoerd, waarbij ook de waterspanning (u_2) wordt gemeten. Zie verderop wanneer klasse 1 en wanneer klasse 2 voldoet.
- In aanvulling op NEN-EN-ISO-22476-1 is een protocol ontwikkeld voor het uitvoeren van sonderingen met de verhoogde nauwkeurigheid die nodig kan zijn voor het bepalen van de ongedraineerde schuifsterkteparameters [Stoevelaar, 2016].
- Het meetinterval bedraagt in afwijking van de norm 10 mm.
- De conus moet een temperatuur hebben van circa 10°C (temperatuur ondergrond). De sondeermeester laat hiertoe de conus eerst 15 minuten in de grond staan, alvorens met de feitelijke penetratie wordt aangevangen. Na passage van een laag met q_c > 5 MPa en een dikte van > 5 m dient eveneens een wachttijd van 15 minuten in acht te worden genomen om de conus te laten afkoelen.
- Een goede ontluchting van de conus en het filter voorafgaand aan de waterspanningsmetingen

is vereist. Voor iedere sondering dient een nieuw filter te worden gemonteerd.
- De filters en meetkamer dienen gevuld te zijn met siliconenolie. De filters en conussen dienen tevoren grondig ontlucht te zijn en onder olie bewaard. Het monteren dient ook onder olie te gebeuren.
- De specificaties van de gebruikte conussen dienen bekend te zijn, inclusief de 'net area ratio'. De afmetingen van de conus moeten binnen 0,1 mm van de nominale waarden liggen.
- Bij toepassing van een 15 cm^2 conus dient de sondeerstang over een lengte van 600 mm dezelfde diameter te hebben (geen verjonging, geen kleefbreker).
- Alle toe te passen conussen moeten nieuw gekalibreerd zijn of de conus moet zijn voorzien van een logboek en een tussentijdse kalibratie van niet ouder dan 0,5 jaar. Details over de kalibratie-eisen zijn te vinden in [Stoevelaar, 2016].

De vigerende NEN-EN-ISO 22476 schrijft voor dat voor slappe homogene grond met sondeerweerstanden kleiner dan 3 MPa, klasse 1 sonderingen moeten worden uitgevoerd wanneer de sonderingen worden gebruikt voor interpretatie van grondeigenschappen en kleine onzekerheidsmarges worden vereist. Hierbij wordt in de norm opgemerkt dat voor extreem slappe grond, nog hogere eisen aan de nauwkeurigheid kunnen worden gesteld. Dat is bij beoordeling van het mechanisme afschuiven van dijken geregeld aan de orde.

Aan de conusweerstand van klasse 1 sonderingen wordt in de norm een nauwkeurigheidseis van 35 kPa of 5 % gesteld, waarbij de ruimste eis mag worden aangehouden. Met name binnendijks komen in slappe klei- en veenlagen sondeerweerstanden voor van 0,3 tot 0,03 MPa; dus 10 tot 100 keer lager dan de grens van 3 MPa die de norm noemt voor toepassing van klasse 1 sonderingen. Bij een sondeerweerstand van 0,3 MPa (300 kPa) in het veld geldt voor de vereiste nauwkeurigheid dan 35 kPa, ongeveer 10% van de meetwaarde. Dat is acceptabel. Bij een sondeerweerstand van 0,03 MPa (30 kPa) in het veld is de vereiste nauwkeurigheid eveneens 35 kPa, dus ongeveer gelijk aan de meetwaarde. Dan is de meetfout dus 100%. Dat is niet acceptabel. Bij een sondeerweerstand van 0,03 MPa schiet klasse 1 tekort en is een hogere meetnauwkeurigheid vereist dan een klasse 1 sondering geeft. Daarvoor is in het eerder genoemde protocol [Stoevelaar, 2016] een 'klasse 1+" gedefinieerd. Deze heel lage sondeerweerstanden komen bijvoorbeeld voor in veenweide-gebieden. In de markt zijn inmiddels sondeerconussen leverbaar die voldoen aan de eisen voor "klasse 1+".

Aan de conusweerstand van klasse 2 sonderingen wordt in de vigerende norm een nauwkeurigheidseis van 100 kPa of 5 % gesteld. Bij een sondeerweerstand van 0,3 MPa (300 kPa) in het veld geldt voor de vereiste nauwkeurigheid voor een klasse 2 sondering dan 100 kPa, 30% van de meetwaarde. Dat is niet acceptabel in het perspectief van de hoge veiligheidseisen voor waterkeringen. Lagere sondeerweerstanden zijn dan uiteraard ook niet met voldoende nauwkeurigheid te meten met klasse 2.

Onder de dijk zijn de sondeerweerstanden meestal hoger dan binnendijks, bijvoorbeeld 0,5 tot 1,0 MPa. Met sondeerklasse 2 is de onnauwkeurigheid dan 10% tot 20% van de meetwaarde. Dat is de grens van wat acceptabel is.

In de dijk zelf kunnen ook zand- of puinlagen voorkomen, waarvan de sondeerweerstand bijvoorbeeld 10 MPa of hoger kan zijn. Daar bestaat het gevaar dat een sondeerconus kapot wordt gedrukt. In die gevallen is het aan te bevelen de bovenste meters voor te boren of voor te sonderen.

Samenvattend geldt voor de inzet van sonderingen volgens klasse 1 dan wel klasse 2 volgens NEN-EN-ISO-22476-1:

• Bij slappe homogene grond binnendijks waar geen tussenzandlagen of andere harde lagen voorkomen klasse 1 toepassen.

• Bij sondeerweerstanden lager dan 0,2 MPa dient met een grotere nauwkeurigheid dan de eisen voor klasse 1 te worden gesondeerd, zodat een nauwkeurigheid van ca. 10% behaald wordt (zie toelichting hierboven).

• In de dijk bij voorkeur klasse 1 toepassen.

Klasse 2 in principe niet toepassen waar sondeerweerstanden voorkomen kleiner dan 0,7 à 1,0 MPa, zodat de foutmarge beperkt blijft tot 10 à 15%; Binnendijks of in de dijk waar tussenzandlagen of andere harde lagen (sondeerweerstand groter dan 10 MPa) voorkomen en waar voorboren niet haalbaar is klasse 2 toepassen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

4.3 Bodemopbouw

Introductie stochastische ondergrondschematisatie (SOS)

De stochastische ondergrondschematisatie (SOS) is een toepassingsonafhankelijke ondergrondschematisatie en kan na een lokale verfijnslag gebruikt worden voor de veiligheidsanalyse van waterkeringen voor alle geotechnische faalmechanismen. De functie van SOS is hierin het toeleveren van informatie over de opbouw van de ondergrond en het herkennen en identificeren van relevante ondergrondlagen. Daarnaast helpt SOS ook bij het eenduidig toewijzen van waarden voor grondparameters. Samen met inzicht in de werking van en invloeden op faalmechanismen kan met de SOS informatie een verantwoorde lokale schematisatie van de ondergrond worden opgesteld

Voor alle primaire waterkeringen in Nederland is, afgezien van de duinen, de globale Stochastische Ondergrondschematisatie (SOS) opgesteld. Bij het opstellen van SOS zijn, op basis van bekende informatie over de ondergrond, de primaire keringen opgedeeld in segmenten. In een SOS segment komen één of meerdere SOS-ondergrondscenario's voor met een bepaalde kans van aantreffen. De SOS-scenario's leggen de opbouw van de ondergrond vast met een opeenvolging van SOS-eenheden en de diepteligging van die eenheden. De diepteligging wordt gegeven met een representatieve (modale) diepte en indicaties van de minimale en maximale diepteligging van de eenheden. Het aantal scenario's per segment is wisselend en hangt af van de lengte van het segment en complexiteit van de opbouw. In veel gevallen zijn er 4 - 8 scenario's toegekend, maar in sommige gevallen zijn er 16 - 20 scenario's van toepassing. Onderstaande figuur geeft een voorbeeld van de SOS informatie die beschikbaar is voor een bepaald segment.

Deze informatie is binnen het programma D-Soil Model beschikbaar. In [Hijma, 2015] wordt in detail beschreven hoe de SOS is opgezet en waaruit de SOS bestaat.

De SOS geeft geen informatie over de opbouw van het dijklichaam. De opbouw van het dijklichaam moet worden geschematiseerd op basis van lokale gegevens.



Figuur 1 Overzicht van de informatie die de SOS verschaft. In dit voorbeeld zijn zeven scenario's onderscheiden met een kans van aantreffen. Het bovenste tableau geeft per scenario van elk van de onderscheiden grondlagen de modale, minimum en maximum diepteligging weer. Het tableau linksonder is een weergave 'op schaal' van de grondlagen in de zeven scenario's, het tableau rechtsonder geeft een situatieschets met beschikbare grondonderzoekspunten

De werkwijze met scenario's is opgezet omdat in vrijwel alle gevallen de hoeveelheid puntwaarnemingen, zoals sonderingen en boringen, niet voldoende is om met voldoende zekerheid de ondergrond te kunnen schematiseren voor de beoordeling op een faalmechanisme. De opbouw van de ondergrond kan namelijk heel variabel zijn over korte afstanden. Met een stochastisch ondergrondmodel wordt deze onzekerheid in rekening gebracht en worden alle mogelijke relevante scenario's bepaald. Het stochastisch ondergrondmodel is opgesteld op basis van feitelijke gegevens, zoals sonderingen en boringen uit de DINO-database, en op basis van geologische kennis over de ontstaansgeschiedenis van een gebied.

Op basis van het globale SOS-model moet aan de hand van lokaal grondonderzoek, zoals boringen en sonderingen, een lokale ondergrondschematisatie worden opgesteld, in principe nog steeds een stochastisch model tenzij er zo gedetailleerd grondonderzoek beschikbaar is dat alle scenario's behalve één met zekerheid uit te sluiten zijn. Voor ieder faalmechanisme moet de focus daarbij liggen op een ondergrondschematisatie die relevant is voor het betreffende mechanisme.

De werkwijze waarmee de SOS kan worden toegepast voor het opstellen van een lokale ondergrondschematisatie voor het betreffende dijkvak met bijbehorende scenariokansen is uitgewerkt in de Handleiding lokaal schematiseren met SOS [Kruse, 2015].

Versie 1.0: 2 juli 2025

Schematiseren van de ondergrond

Bij het schematiseren van de ondergrond wordt de beschikbare informatie over de grondopbouw verwerkt tot een ondergrondmodel waarin het vóórkomen van verschillende grondlagen of afzettingen schematisch wordt weergegeven. Het gaat daarbij zowel om het dijklichaam zelf als de ondergrond, al dan niet natuurlijk, waarop deze rust. Van de verschillende grondlagen die zich van elkaar onderscheiden door specifieke eigenschappen, wordt het niveau aangegeven (meestal ten opzichte van NAP) waarop de grondlagen voorkomen. Wanneer alleen geologische afzettingen of formaties zijn weergegeven, is sprake van een geologisch model, zie ook Geologische beschrijving ondergrond. Wanneer onderscheid is gemaakt naar geotechnische kenmerken van de ondergrond kan worden gesproken van een geotechnisch ondergrondmodel. In onderstaand artikel wordt daar verder op ingegaan.

Inleiding

Het eerste uitgangspunt voor het ondergrondmodel is de globale 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 de handleiding SOS.

Van de onderscheiden lagen dienen de laageigenschappen te worden vastgesteld. Het artikelen Bepalen van grondeigenschappen, gaat hier uitgebreid op in.

Globale werkwijze bij schematiseren

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

1. Karakterisering van de ondergrondopbouw in de omgeving van de dijk.
2. Geohydrologische karakterisering.
3. Geotechnische schematisering.
4. Keuze representatieve opbouw van de ondergrond.

De volgende sub-paragrafen beschrijven deze stappen.

Overigens is voor het opstellen van de globale stochastische ondergrond schematisatie (SOS) stap 1 en 2 al doorlopen. De toekenning van een bereik van geotechnische parameter-waarden aan de

onderscheiden lagen, die in sommige gevallen ook onderdeel uitmaakt van SOS, is op een globaal niveau, feitelijk stap 3.

Karakterisering van de ondergrondopbouw in de omgeving van de dijk

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

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

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

De informatie die hierbij gebruikt wordt is divers van aard. Als al grondonderzoek ter plaatse van de dijk beschikbaar is, is dat een aanvulling die detaillering toevoegt aan gebiedservaring of kennis van de geologie van het gebied.

Gegevensbestanden met boringen en/of sonderingen in de omgeving (BRO, voorheen DINO-database) zijn onmisbare informatiebronnen voor het globale beeld van de ondergrondopbouw. Gebiedservaring en/of kennis van de geologie van het gebied zijn ook richtinggevend bij het vaststellen van de mogelijke aanwezigheid van lokale verschijnselen of structuren in de ondergrond in de directe omgeving van de dijk, die van belang kunnen zijn. Hiermee kan dan bij het opzetten van het grondonderzoek rekening gehouden worden.

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

Geohydrologische karakterisering

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

De geohydrologische karakterisering is een schematisering van lagen die watervoerend zijn (zandlagen) en slecht doorlatende pakketten (klei en veenlagen). Van de watervoerende lagen moet aangegeven worden hoe deze beïnvloed worden door het buitenwater en hoe dit doorwerkt op het waterspanningsbeeld in de dijk en de omgeving. Daarbij moet uiteraard rekening worden gehouden

met de 3D configuratie van de lagen. In de slecht doorlatende deklagen en scheidende lagen wordt in de regel geen horizontale grondwaterstroming verondersteld, wel verticale grondwaterstroming door potentiaalverschillen tussen watervoerende lagen boven en onder de slecht doorlatende scheidende laag of potentiaalverschillen tussen een watervoerende laag en het freatisch vlak. Doel van de geohydrologische schematisering is primair het in beeld brengen van de mogelijke invloed van (veranderingen van) open waterpeilen en grondwaterpeilen in de omgeving op de ontwikkeling van waterspanningen in en nabij de dijk. Op basis van de geohydrologische schematisering kunnen rekenmodellen voor grondwaterstroming worden gekozen om de waterspanningen in de extreme situaties te berekenen of aan de hand van metingen te schatten (bijvoorbeeld extrapolatie van een meting van de getijderespons).
De benodigde mate van detail van de schematisering is afhankelijk van de rekenmodellen die men wil toepassen. Detailinformatie wordt ontleend aan:

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

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

In het artikel Rekenprogramma's grondwaterstroming is een overzicht van de rekenmodellen voor grondwaterstroming in dijken en ondergrond gegeven. In het artikel Eerste schatting van waterspanningen worden recepten voor eenvoudige schematisering, een eerste schatting van waterspanningen in en onder de dijk aangedragen.

Geotechnische schematisering

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

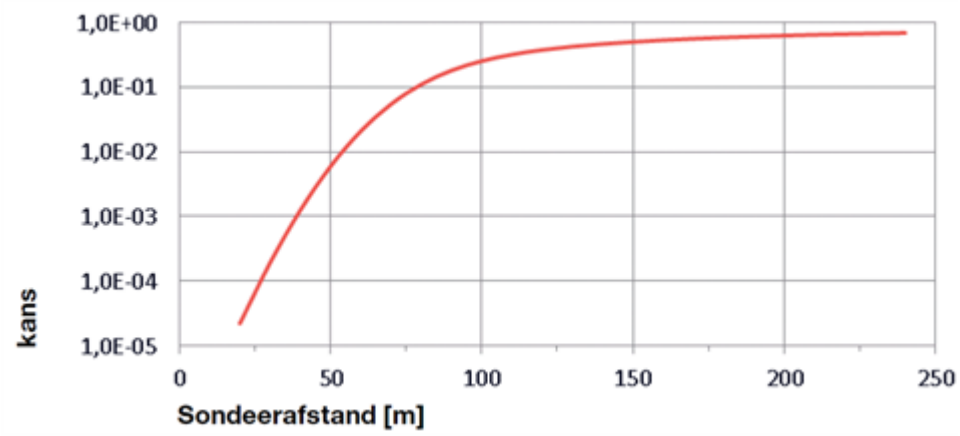
Nadere detaillering van de opbouw van dijk en ondergrond en toekennen van geotechnische parameterwaarden aan de grondlagen in deze schematiseringstap moet op basis van grondonderzoek. Uitgangspunt hiervoor zijn boringen en sonderingen verdeeld over de lengterichting van de dijk. Aan de hand van de geïnterpreteerde boringen en sonderingen wordt een eerste beeld van de aanwezigheid van verschillende grondlagen en het verloop ervan in de lengterichting van de dijk geconstrueerd.

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

In figuur 2 is, ter illustratie, de kans weergegeven dat bij sonderingen een in de ondergrond aanwezige lens met slap bodemmateriaal niet wordt opgemerkt, als functie van de afstand tussen de sondeerpunten in een raai in de lengterichting van de dijk. Hierbij is uitgegaan van een normaal verdeelde breedte van de lens, met een verwachtingswaarde van 75 meter en een standaardafwijking van 15 meter.

De afmetingen van zo'n lens zijn in elk geval relevant voor de taludstabiliteit van een dijk. We zien in deze figuur dat bij een zeer gebruikelijke sondeerafstand van 100 meter zo'n lens, indien aanwezig, met een kans van 10% door deze sonderingen niet wordt opgemerkt. De figuur is ontleend aan het tijdschriftartikel Optimalisatie Grondonderzoek vraagt heldere Kansenanalyse.

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



Figuur 2 Kans op 'missen' van een lens met slap bodemmateriaal als functie van de sondeerafstand bij equidistante sonderingen. Ontleend aan [Calle, 2002]

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

Keuze representatieve opbouw van de ondergrond

Aan de hand van de geotechnische schematisering(en) moeten keuzes gemaakt worden voor de opbouw van de ondergrond die representatief is voor het ontwerpen van een dijk(versterking) of het beoordelen van de veiligheid van een bestaande dijk. Zoals gezegd kunnen de opbouw van de dijk en de ondergrond, maar ook waterspanningen in de dijk en de ondergrond variëren in de lengterichting van de dijk. Bovendien zijn er onzekerheden in de opbouw van de ondergrond, die in de analyse meegenomen dienen te worden.

Een arbeidsintensieve maar wel doeltreffende aanpak is om de dijkstrekking in secties te verdelen,

waarvoor op basis van de hierboven beschreven schematiseringen een dwarsprofiel van de dijk, de ondergrondopbouw en de hierin heersende water(over)spanningen, behorende bij de extreme hydraulisch belastingen, te bepalen. Met informatie over de grondeigenschappen binnen de onderscheiden grondlagen kunnen dan voor elk van de secties een of meer stabiliteitsanalyses worden uitgevoerd. Representatief voor het op te stellen (dijkversterking)ontwerp, of voor een veiligheidsbeoordeling, is de opbouw van de ondergrond met de kleinste stabiliteitsfactor.
Deze aanpak vergt in beginsel stabiliteitsberekeningen voor alle in de lengterichting van de dijk onderscheiden 'typische' opbouwen van de ondergrond. Doorgaans zal het voor een ervaren ontwerper mogelijk zijn een (groot) deel van de opbouwen van de ondergrond al bij voorbaat op basis van kwalitatieve beoordeling als niet dominant te kwalificeren. Een algemeen recept hiervoor is echter niet te geven. Het systematisch zoeken, door alle secties 'door te rekenen' leidt in ieder geval tot een bruikbaar resultaat.

In de praktijk zal het keuzeproces een mengvorm zijn van kwalitatieve beoordeling en systematisch zoeken.

Benodigde informatie bij het schematiseren; grondonderzoek

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

1. Een eerste opzet van de schematisering(en).
2. Het verfijnen van de schematisering(en).

Bij een eerste opzet zal doorgaans gebruik gemaakt worden van al beschikbare informatie, aangevuld met 'standaard grondonderzoek' (Strategie opzet grondonderzoek). Bij Nederlandse dijken is er vrijwel nooit sprake van een volledige afwezigheid van informatie over de opbouw van de dijk en de ondergrond. De omstandigheid dat alle informatie 'van scratch' af ingewonnen moet worden met alleen technieken voor grondverkenning zal zich dus niet gauw voordoen. Informatie op basis waarvan inzicht kan worden verkregen over de opbouw van het dijklichaam en de ondergrond in de omgeving van de dijk (en de variatie ervan in de lengterichting) kan ontleend worden aan:

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

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

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

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

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

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

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

In de artikelen Strategie opzet grondonderzoek en Basisopzet van grondonderzoek wordt nader ingegaan op de opzet van grondonderzoek in het algemeen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

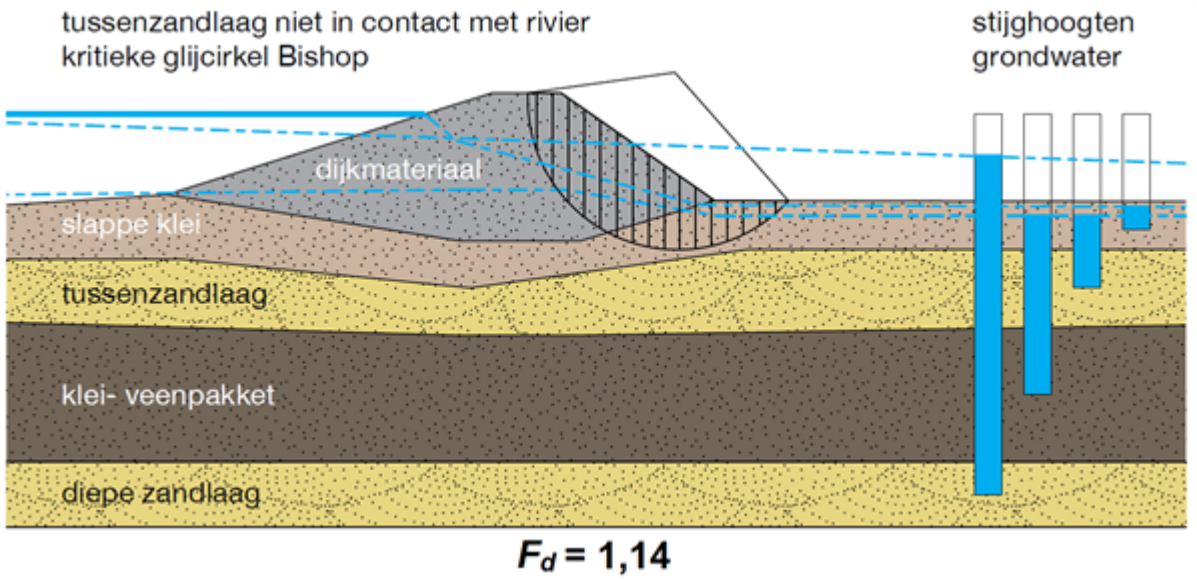
Benodigde schematiseringen voor stabiliteitsanalyses

De (in dit artikel beschouwde) benodigde schematiseringen voor een stabiliteitsanalyse hebben betrekking op:

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

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, op grondwaterpeilbeheer en neerslag, maar ook verkeersbelasting op de dijk. Voor het schematiseren van waterspanningen voor een stabiliteitsanalyse is het daarom nodig de (geohydrologische) systeemwerking en de erbij behorende geohydrologische parameters van de dijk, de ondergrond en de omgeving te kennen.

Ruwweg gezegd moet deze schematisering één (of meer) afbeelding(en) opleveren, zoals de in figuur 1 getekende dwarsdoorsnede van de dijk, die representatief is (zijn) voor de op mechanisme afschuiven te onderzoeken dijkstrekking.



Figuur 1 Schematisering van de opbouw van een dijk en de ondergrond voor de controle op het mechanisme afschuiven

De schematisering(en), scenario('s) vormt (vormen) de invoer voor het rekenmodel of de rekenmodellen waarmee de stabiliteitsanalyses worden uitgevoerd. De keuze van het rekenmodel is afhankelijk van verschillende factoren. Voor het controleren van de veiligheid tegen 'ondiepe' afschuivingen wordt in de praktijk doorgaans het glijcirkel evenwichtsmodel volgens Bishop gebruikt. In de situatie die in figuur 1 is geschetst (tussenzandlaag niet in contact met de rivier) is dit een goede keuze.

Staat de tussenzandlaag in het voorbeeld in figuur 1 in contact met de rivier, dan bestaat de kans dat bij hoge rivierstand de binnendijkse deklaag (rechts van de dijk in figuur 1) opdrijft. Daardoor kan een diepere, langgerekte afschuiving, dus niet cirkelvormig, het meest kritisch zijn. In dat geval zal de voorkeur gegeven worden aan het gebruik een rekenmodel dat speciaal voor zulke situaties is ontwikkeld (LiftVan). Wanneer ook vervormingen berekend moeten worden, dan is een numeriek rekenmodel (eindige elementen model) gebaseerd op vervormingen en evenwicht aangewezen.

Voor alle drie de rekenmodellen is een schematisering van grondlagen en waterspanningen, zoals aangegeven in figuur 1, vereist. Wel kunnen voor verschillende berekeningsmodellen verschillende typen van grondeigenschappen binnen de onderscheiden grondlagen nodig zijn. Voor een nadere beschrijving van de rekenmodellen en de hiervoor benodigde grondparameters wordt verwezen naar de verschillende rekenmodellen, zie Rekenmodellen voor afschuiven langs een diep glijvlak.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Onzekerheid in schematisering ondergrond in rekening brengen

Bij het schematiseren van de ondergrond is er sprake van onzekerheden waar bij het maken van een faalkansanalyse rekening mee moet worden gehouden. Voor het rekening houden met de onzekerheid in de schematisering zijn twee methoden in gebruik waar de volgende paragrafen op ingaan:

1. Onzekerheid opbouw ondergrond in rekening brengen met basisschematisering en schematiseringsfactor.
2. Onzekerheid opbouw ondergrond in rekening brengen met scenario's.

De eerstgenoemde methode wordt veel gebruikt voor ontwerpen, de tweede methode is ontwikkeld voor de wettelijke beoordeling.

Onzekerheid opbouw ondergrond in rekening brengen met basisschematisering en schematiseringsfactor

Als gevolg van onzekerheden over de opbouw van de ondergrond zijn er meer schematiseringen voor ondergrondopbouw en waterspanningen mogelijk. Hieruit moet een keuze worden gemaakt voor de schematisering die als uitgangspunt voor de veiligheidsanalyse wordt genomen, we noemen dat de basisschematisering. NB. dergelijke verschillende schematisaties worden veelal aangeduid met de taalkundig niet geheel juiste term: scenario's.

In een ontwerpsituatie lijkt het voor de hand liggend om als basisschematisering voor het meest conservatieve scenario te kiezen. Het meest conservatieve scenario is de schematisatie waarbij de berekende veiligheid (bijvoorbeeld de stabiliteitsfactor) van een bestaande dijk of een dijkontwerp het laagst is. Dat is in ieder geval een veilige keuze. Maar, wanneer de waarschijnlijkheid van dit scenario erg klein is ten opzichte van de andere, minder conservatieve, scenario's, kan dit leiden tot een onnodig duur ontwerp. In dat geval kan men ook kiezen voor een minder conservatief scenario als basisschematisering. Maar er moet dan wel rekening mee worden gehouden dat de werkelijkheid in principe ongunstiger kan zijn dan die basisschematisering. Dat betekent dat een ontwerp, uitgaande van zo'n basisschematisering, onvoldoende veilig kan zijn (minder veilig dan vereist).

In het geval het om de beoordeling van een bestaande dijk gaat, kan de keuze van de meest conservatieve schematisering leiden tot een te hoge inschatting van de overstromingskans. Aan de andere kant zou de keuze voor een minder conservatieve schematisering kunnen leiden tot een onderschatting. In het artikel Voorbeeld schematiseringsfactor voor afschuiven wordt dat geïllustreerd met een rekenvoorbeeld.

Bij de keuze van de basisschematisering uit een set van mogelijke of denkbare schematiseringen zullen afwegingen moeten worden gemaakt. Daarin spelen de kansen dat de verschillende mogelijkheden de werkelijkheid representeren een rol, evenals de mate waarin de verschillende mogelijke keuzen (naar verwachting) leiden tot verschillen in de berekende veiligheid. Met de schematiseringanalyse, die in het artikel Schematiseringsfactor voor afschuiven beschreven wordt, wordt een instrument aangereikt waarmee dit keuzeproces inzichtelijk gemaakt kan worden. De schematiseringfactor speelt daarbij een belangrijke rol.

Onzekerheid opbouw ondergrond in rekening brengen met scenario's

Het SOS en aanvullend lokaal grondonderzoek leidt tot verschillende schematisaties van de ondergrond die alle een bepaalde kans van voorkomen hebben. Deze schematisaties worden aangeduid als scenario's. Een stabiliteitsberekening, gegeven een schematisatie en de daarbij behorende waterspanningen, levert een berekende faalkans. Door voor alle relevante scenario's het product van faalkans en kans van voorkomen te sommeren verkrijgt men een gewogen faalkans voor het betreffende dijkvak.

Versie 1.0: 2 juli 2025

4.4 Schuifsterkte parameters

Grondgedrag en rol van in situ toestand

Keuze modellering grondgedrag

Bij het analyseren van het mechanisme afschuiven moet er worden gekozen voor een model dat het grondgedrag beschrijft (constitutief model) en een rekenmodel waarmee de respons van het

grondlichaam op een belasting kan worden berekend. Op de mogelijke rekenmodellen wordt ingegaan in het artikel Rekenmodellen voor afschuiven langs een glijvlak. Deze en bijbehorende artikelen gaan in op het constitutief model.
Natuurlijke grond is zeer variabel, er is sprake van continue overgangen van klei, via klei organisch en klei venig naar kleiig veen en veen en van zand naar kleiig silt en kleiig zand naar zandige klei en siltige klei naar klei. Dit gaat om variaties op korte afstanden, zowel in verticale als horizontale richting. Deze overgangen zijn er niet alleen in het getijdengebied, maar ook in het rivierengebied zijn er grote verschillen, bijvoorbeeld door de afstand tot de riviergeul en als gevolg van steeds terugkerende overstromingen van riviervlaktes.

Deze verschillende grondsoorten hebben ook verschillend grondgedrag, wat relevant is in een analyse van de geotechnische stabiliteit van waterkeringen. Schematiseringskeuzes moeten worden gemaakt om het werkelijke grondgedrag van deze verschillende grondsoorten zo goed mogelijk te benaderen.

Gedraineerd versus ongedraineerd grondgedrag

Wat de schuifsterkteparameters betreft, dient in de eerste plaats per grondlaag te worden vastgesteld of de grondeigenschappen aanleiding geven voor gedraineerd of ongedraineerd grondgedrag bij het optreden van een taludinstabiliteit. Voor slecht doorlatende grondlagen (klei en veen) dienen de analyses voor het mechanisme afschuiven langs een glijvlak te worden gebaseerd op ongedraineerde schuifsterkte-eigenschappen. De schuifsterkte van goed doorlatende grondlagen (zand) wordt beschreven met gedraineerde schuifsterkte-eigenschappen. Vanwege de genoemde variaties als zandige klei en kleiig zand is de keuze voor gedraineerd grondgedrag of ongedraineerd grondgedrag niet altijd voor de hand liggend. De artikelen Keuze gedraineerd of ongedraineerd grondgedrag en Indicatie doorlatendheid uit (waterspannings-) sonderingen geven handvatten om de schematiseringskeuzes te onderbouwen.

Schuifsterktemodellen en parameters

De gedraineerde schuifsterkte van goed doorlatende grondlagen wordt beschreven met de hoek van inwendige wrijving φ'. Het betreffende schuifsterktemodel is het Mohr-Coulombmodel.

De parameters die betrekking hebben op de ongedraineerde schuifsterkte zijn de ongedraineerde schuifsterkte ratio S, sterktetoename-exponent m, en de grensspanning σ'_{vy} (die met de pre-overburden pressure POP en de overconsolidatieratio OCR samenhangt. Deze ongedraineerde schuifsterkte parameters worden gebruikt in het SHANSEP-model voor het bepalen van de ongedraineerde schuifsterkte. De ongedraineerde schuifsterkte kan afhankelijk van grensspanning, POP, OCR aanzienlijk hoger of lager zijn dan de gedraineerde schuifsterkte.

Slecht doorlatende zandige klei, kleiig zand en klei met zandlaagjes met volumieke gewichten γ_{nat} van 17 à 18 kN/m^3 en hoger worden aangeduid als ‘transitional soils’. Het gaat om siltige en zandige klei in (het oosten van) het rivierengebied, Keileem in Noord-Nederland, waarschijnlijk ook löss in Zuid-Nederland en regelmatig ook dijksmateriaal. Zie ook het artikel Ongedraineerde schuifsterkte van zware zandige siltige klei. Transitional soils’ hebben een hoge ongedraineerde schuifsterkte door dilatant gedrag; aanmerkelijk hoger dan de gedraineerde schuifsterkte.

Deze grondsoorten kunnen vanuit de theorie niet goed met het SHANSEP-model worden geschematiseerd. De relatie van ongedraineerde schuifsterkte met overconsolidatieratio kan niet eenduidig worden vastgesteld. Voor deze grondsoorten is het model ‘SU-tabel’ bedoeld. Fitten van een su-sigma relatie met het SHANSEP-model is wel mogelijk.

Resumerend zijn er drie groepen van grondsoorten, in de verzadigde zone, waarvoor verschillende schuifsterktemodellen beschikbaar zijn om het grondgedrag realistisch te schematiseren:

- Goed doorlatende grondlagen zand en kleiig zand, waarvoor de gedraineerde schuifsterkte wordt toegepast op basis van het Mohr-Coulomb-model.
- Slecht doorlatende grondlagen klei en veen, waarvoor wordt uitgegaan van ongedraineerd materiaalgedrag en waarvoor het SHANSEP-model wordt toegepast voor het modelleren van de ongedraineerde schuifsterkte.
- Slecht doorlatende zandige klei en klei met zandlaagjes, de 'transitional soils', waarvoor de ongedraineerde schuifsterkte wordt toegepast met het SU-tabel-model.

Voor de karakterisering van grond in de (initeel) onverzadigde zone wordt verwezen naar het artikel Schuifsterkte in de (initieel) onverzadigde zone.

Classificatie van grondsoorten

Vanwege de variabiliteit van de ondergrond en de hieraan gekoppelde verschillen in grondgedrag is classificatie van grondsoorten belangrijk. Een eenduidige aanpak bij het classificeren van grondsoorten is essentieel om tot goed onderbouwde schematiseringskeuzes te komen. De schuifsterkte van grondlagen kan gemakkelijk worden onderschat of overschat wanneer het classificeren van grondsoorten onvoldoende aandacht krijgt.

Door de grote variabiliteit van de ondergrond zijn sonderingen een goed bruikbaar hulpmiddel om de grondsoortclassificatie uit te voeren. Sonderingen zijn over het algemeen in grote aantallen beschikbaar. Het toepassen van sondeerresultaten biedt ook de mogelijkheid om de grondsoortclassificatie op eenduidige wijze uit te voeren.

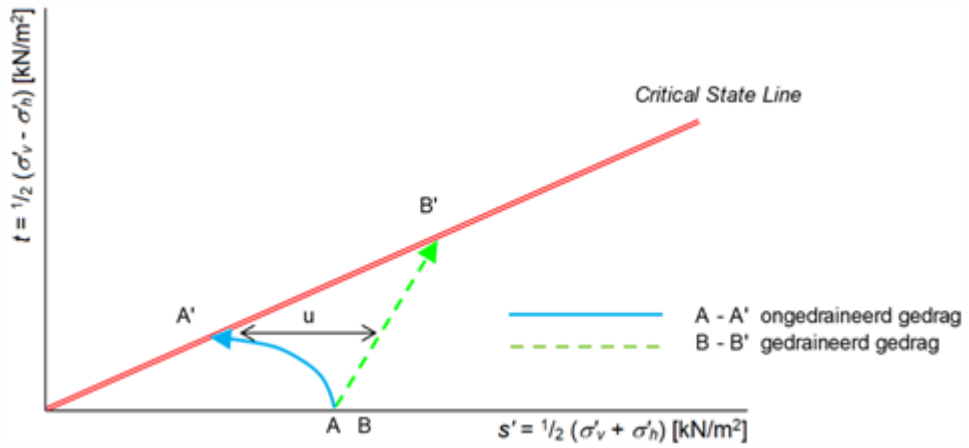
Verschillende sondeerparameters kunnen worden gebruikt voor de grondsoortclassificatie: R_f, B_q, $\Delta u_2/\sigma'_{vi}$, I_c, I_B (zie artikel Indicatie doorlatendheid uit (waterspannings-) sonderingen). Voor sommige van deze sondeerparameters zijn sonderingen met meting van de waterspanning nodig. De gemeten waterspanningen bij sonderingen zijn niet altijd betrouwbaar. Daarom is het wenselijk om ook andere sondeerparameters voor grondsoortclassificatie toe te passen.

De sterkte van 'transitional soils' kan eenvoudig worden overschat. Het is daarom belangrijk om de overgang van zand naar 'transitional soils' goed in kaart te brengen. 'Transitional soils' met weinig klei gedragen zich als zand. 'Transitional soils' met voldoende klei gedragen zich als klei (plasticiteit en doorlatendheid). Onderscheid maken kan op basis van sondeerparameters of eventueel ook op basis van de plasticiteitsindex (Casagrande diagram). De sondeerparameters $\Delta u_2/\sigma'_{vi}$ en I_B zijn het meest geschikt om 'transitional soils' te identificeren.

Invloed waterspanningen als gevolg van vervormingen

De essentie van ongedraineerd grondgedrag is dat waterspanningen in de grond worden gegenereerd wanneer de schuifweerstand van de grond wordt gemobiliseerd en de grond deformeert. In een ongedraineerde analyse van het mechanisme afschuiven langs een glijvlak worden deze waterspanningen in rekening gebracht. De door de grond gegenereerde waterspanningen reduceren de schuifsterkte van de grond. De generatie van waterspanningen door het mobiliseren van de schuifsterkte van de grond staat los van de waterspanningen in en onder de dijk die het gevolg zijn van grondwaterstroming. Beide zijn aspecten van waterspanning en zijn afhankelijk van de doorlatendheid van de grond, maar deze beide aspecten moeten afzonderlijk worden beschouwd.

Ongedraineerd gedrag is een bekend fenomeen bij laboratoriumproeven. Iedere geotechnicus kent het principe. De grond die wordt belast in een triaxiaalapparaat, genereert waterspanning tijdens het mobiliseren van schuifsterkte en deformatie van het korrelskelet. Er is sprake van ongedraineerd gedrag als de wateroverspanning niet kan afstromen in de proef.



Figuur 1 Relatie tussen spanning s' en schuifsterkte t. De critical state line geeft de bezwijksterkte van de grond aan. De schuifsterkte bij punt B', uitgaande van gedraineerd grondgedrag, is duidelijk hoger dan de schuifsterkte bij punt A', uitgaande van ongedraineerd grondgedrag. De afstand u tussen de groene lijn en de blauwe lijn wordt veroorzaakt door de waterspanning.

In figuur 1 is het ongedraineerde gedrag en gedraineerde gedrag van een grondmonster binnen het critical state-raamwerk weergegeven in een diagram met op de assen de effectieve verticale spanning s' (=1/2 (σ'_v + σ'_h)en de schuifspanning τ (=1/2 (σ'_v - σ'_h). Hierin zijn σ'_v de verticale spanning en σ'_h de horizontale spanning. De spanningstoestanden die in het monster worden doorlopen, worden beschreven door een zogenaamd spanningspad, zie de blauwe en groene lijn in figuur 1. In laboratoriumproeven worden normaliter ook de waterspanning gemeten.

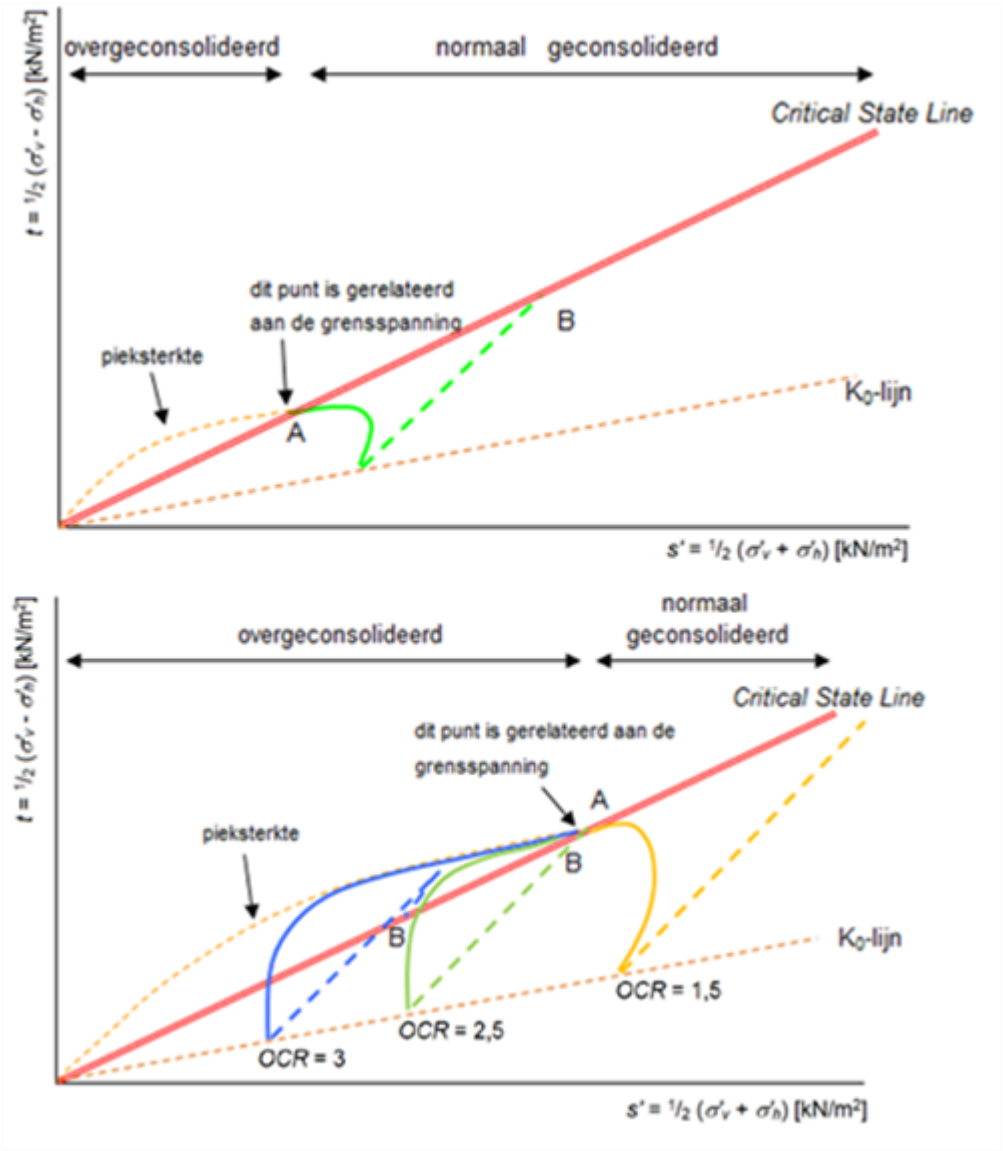
Als de wateroverspanning de mogelijkheid heeft èn de tijd krijgt om af te stromen, dan is er sprake van gedraineerd grondgedrag. Er wordt dan een rechtlijnig spanningspad gevolgd tot het monster bezwijkt, zie de groene lijn B – B' in figuur 1.

Wanneer de mobilisatie van de schuifsterkte snel verloopt in relatie tot de doorlatendheid van de grond, ontstaat wateroverspanning als er sprake is van contractant gedrag, waardoor een lagere schuifsterkte wordt gemobiliseerd. Het spanningspad A – A' van het ongedraineerde monster ligt daardoor lager dan het spanningspad B – B' van het gedraineerde monster. De mobiliseerbare schuifsterkte bij de bezwijkomhullende is voor het spanningspad A -A' (ongedraineeerd) ook lager dan voor het spanningspad B – B' (gedraineerd). Beide spanningspaden eindigen bij bezwijken van het monster op de Critical state line.

N.B. Als er sprake zou zijn van dilatant gedrag dan ontstaat er waterondersPanning in plaats van wateroverspanning. Het ongedraineerde spanningspad ligt dan rechts dan het spanningspad B – B' van het gedraineerde monster, en eindigt bij een hogere mobiliseerbare schuifsterkte.

Invloed van mate van consolidatie

In figuur 2 zijn de spanningspaden voor monsters met verschillende mate van overconsolidatie weergegeven, zie de groene, blauwe en gele lijnen in de grafieken. De onderbroken lijnen zijn het resultaat voor gedraineerde proeven en de doorgetrokken lijnen voor ongedraineerde proeven. Het einde van de spanningspaden geeft aan welke schuifsterkte (τ) kan worden gemobiliseerd gegeven de spanningsconditie bij het begin van de spanningspaden (effectieve spanning s' en verhouding met grensspanning σ'_{vy}).



Figuur 2 Gedraineerd en ongedraineerd gedrag van grond weergegeven binnen het Critical State Soil Mechanics raamwerk. In de bovenste grafiek is de grond normaal geconsolideerd en vertoont de grond contractant gedrag (*OCR* = 1) bij ongedraineerd afschuiven. In de onderste grafiek is de grond overgeconsolideerd en vertoont de grond contractant gedrag (*OCR* < ≈2,0) en dilatant gedrag (*OCR* > ≈2,0) bij ongedraineerd afschuiven

In figuur 2 is de scheiding tussen normaal geconsolideerd gedrag en overgeconsolideerd gedrag aangegeven. Dit is de grens waar normaal geconsolideerde spanningspaden en overgeconsolideerde spanningspaden eindigen op de bezwijkomhullende. De grensspanning ligt niet op deze scheiding tussen normaal geconsolideerd en overgeconsolideerd gedrag, maar rechts daarvan. Het beginpunt van de spanningspaden in figuur 2, bovenste grafiek, ligt bij de grensspanning. Het grondgedrag bij ongedraineerd afschuiven wordt bepaald door de in situ toestand van de grond, die wordt uitgedrukt in de grensspanning σ'_{vy}, de overconsolidatieratio *OCR* of de pre-overburden pressure *POP*.

Afhankelijk van de mate van consolidatie kunnen vier gevallen met verschillend grondgedrag bij ongedraineerd afschuiven worden onderscheiden:

Zie figuur 2, bovenste grafiek.

- Normaal geconsolideerd met overconsolidatieratio *OCR* = 1 (*POP* = 0 kN/m²) met contractant

gedrag, zie artikel Dilatantie, waardoor wateroverspanning wordt gegenereerd, zodat de ongedraineerde schuifsterkte (punt A) ongeveer de helft is van de gedraineerde schuifsterkte (punt B). De actuele effectieve verticale spanning is gelijk aan de grensspanning. De grensspanning ligt bij het begin van de beide spanningspaden.

Zie figuur 2, onderste grafiek.

- Licht overgeconsolideerd met OCR tussen 1 en 2 (of POP > 0 kN/m^2) (gele lijn) met contractant gedrag waardoor wateroverspanning wordt gegenereerd en de mobiliseerbare ongedraineerde schuifsterkte wordt gereduceerd. De actuele effectieve verticale spanning is kleiner dan de grensspanning.
- Overgeconsolideerd met OCR tussen 2 en 3 (groene lijn) waarbij gedurende de proef wel wateroverspanning wordt gegenereerd, maar deze neemt naar het einde van de proef toe af, door dilatant gedrag. Uiteindelijk zijn de gedraineerde schuifsterkte en de ongedraineerde schuifsterkte voor de critical state aan elkaar gelijk.
- Overgeconsolideerd met OCR > 3 (blauwe lijn) met sterk dilatant gedrag waardoor naar het einde van de proef toe waterondersspanning wordt gegenereerd en de ongedraineerde schuifsterkte (punt A) groot is in verhouding tot de effectieve spanning in de grond en groter dan de gedraineerde schuifsterkte bij dezelfde effectieve spanning (punt B).

De gedraineerde spanningspaden (onderbroken lijnen) eindigen in de critical state of ultimate state altijd op de critical state line, ongeacht de mate van overconsolidatie, zie de punten B in figuur 2.

In Nederland ligt de waarde van de OCR voor holocene grondlagen tussen 1,0 en 5,0, waarbij de OCR voor grondlagen onder de dijk veelal wat lager is dan de OCR voor grondlagen naast de dijk. De hogere waarden van de OCR hebben betrekking op de bovenste meters van de holocene lagen, die dicht aan het maaiveld liggen. De pre overburden pressure POP kan een heel brede band van waarden hebben. Standaardwaarden voor de POP worden gegeven in Stap 1 van Stapsgewijs bepalen ongedraineerde schuifsterkteparameters.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Schuifsterke in CSSM-model

Dit artikel beschrijft het gedrag van grond volgens het Critical State Soil Mechanics (CSSM) model en de daarbij behorende schuifsterkte.

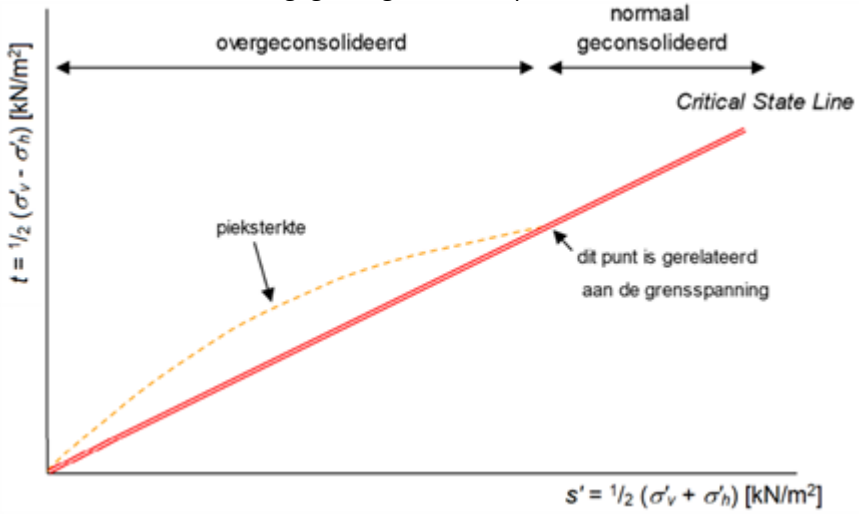
De basis voor het hier behandelde materiaalmodel dat kan worden toegepast voor het beoordelen van het mechanisme afschuiven van een waterkering is het Critical State Soil Mechanics (CSSM) model [Schofield, 1968]. In essentie is het CSSM een beschrijving van het grondgedrag die een koppeling legt tussen het gedrag bij compressie, zwelling, volumeverandering, afschuiven en poriënwaterrespons in termen van effectieve spanningen. Het CSSM kan dus breder worden toegepast dan alleen voor het analyseren van het mechanisme afschuiven. De Stress History And Normalized Soil Engineering Properties (SHANSEP) [Ladd, 1974] sluit aan op het CSSM.

In het CSSM-raamwerk wordt bij de beschrijving van de schuifsterkte van de grond onderscheid gemaakt tussen (zie de figuur):

- De pieksterkte en de critical state schuifsterkte (of ultimate state schuifsterkte).
- Het normaal geconsolideerde en overgeconsolideerde gedrag van de grond.
- Gedraineerd en ongedraineerd gedrag.

De critical state van de grond is een goede maat voor de weerstand van grond tegen taludinstabiliteit, zoals in de internationale literatuur uitgebreid is beschreven [Van Duinen, 2008]. In de onderstaande

figuur is het schuifsterktemodel weergegeven gebaseerd op het CSSM-raamwerk.



Figuur Karakterisering van de schuifsterkte volgens het Critical State Soil Mechanics raamwerk (CSSM)

De parameter voor de bezwijkomhullende in het normaal geconsolideerde gebied in de figuur is de hoek van inwendige wrijving φ'_{cs}. De bezwijkomhullende voor de critical state van de grond wordt als volgt gedefinieerd:

$t_{d,max} = s' \sin \varphi'_{cs}$

Waarin:

$t_{d,max}$ Maximaal mobiliseerbare schuifsterkte (($\sigma'_v - \sigma'_h$)/2, met verticale effectieve spanning σ'_v en horizontale effectieve spanning σ'_h) [kN/m²].

s' Gemiddelde hoofdspanning (($\sigma'_v + \sigma'_h$)/2) [kN/m²].

$\varphi'cs$ Critical state hoek van inwendige wrijving [°] Hoek van inwendige wrijving (critical state) [°].

De richtingscoëfficiënt van de Critical State Line (CSL) (t/s') in de figuur is dus gelijk aan de sinus van de hoek van inwendige wrijving φ'_{cs}. De CSL is in deze grafiek met de spanningen t en s' gelijk aan de lijn door de toppunten van de Mohr-cirkels bij bezwijken van de grond (critical state of ultimate state). Dit is tevens de omhullende lijn langs de spanningspaden van triaxiaalproeven. Zie ook de figuren in Grondgedrag en rol van in situ toestand.

In de definitie van de bezwijkomhullende van de critical state speelt cohesie geen rol. In het CSSM-raamwerk is cohesie het gevolg van overconsolidatie. De grond is overgeconsolideerd wanneer de grensspanning σ'_{vy} groter is dan de verticale effectieve spanning σ'_{vi}. Wanneer de grensspanning σ'_{vy} gelijk is aan de verticale effectieve spanning σ'_{vi} is sprake van normaal geconsolideerde grond. De grensspanning is het spanningsniveau waarbij het grondgedrag over gaat van stijf en voorbelast naar slap en niet-voorbelast. Bij stabiliteitsanalyses spelen vooral de holocene lagen een rol. Deze hebben geen ijstijd meegemaakt en zijn dus ook niet onderworpen geweest aan een hoge voorbelasting door landijs. Bij holocene grondlagen is een hogere grensspanning het gevolg van kruip, polderpeilfluctuaties, weersinvloeden, biochemische processen in de bodem et cetera. De onzekerheden ten aanzien van de grootte van de grensspanning zijn groot.

Wanneer grond overgeconsolideerd is, heeft de grond een vorm van cohesie (bij de pieksterkte; onderbroken lijn in bovenstaande figuur). Wanneer de grond normaal geconsolideerd is, heeft de grond geen cohesie. Bij een toenemende overconsolidatie en een toenemende grensspanning wordt ook de cohesie c' groter. Voor het definiëren van de bezwijkomhullende van de pieksterkte van

overgeconsolideerde grond is de cohesie c' van belang. Voor het definiëren van de bezwijkomhullende van de critical state-sterkte (of ultimate state-sterkte: sterkte bij grote vervorming) van de grond is de cohesie niet van belang.
Versie 1.0: 2 juli 2025

Keuze gedraineerd of ongedraineerd grondgedrag

Achtergronden

In de klassieke grondmechanica worden stabiliteitsanalyses uitgevoerd uitgaande van volledig gedraineerd grondgedrag of volledig ongedraineerd grondgedrag. Hierbij wordt er rekening mee gehouden dat de grond altijd zal bezwijken bij de laagste mobiliseerbare schuifsterkte. Voor slecht doorlatende, licht overgeconsolideerde grondlagen worden de analyses uitgevoerd met ongedraineerde schuifsterkte-eigenschappen. Voor goed doorlatende grondlagen worden de stabiliteitsanalyses uitgevoerd met gedraineerde schuifsterkte-eigenschappen cohesie c' en hoek van inwendige wrijving φ'. Dit laatste geldt ook voor slecht doorlatende grondlagen die sterk overgeconsolideerd zijn, met name wanneer de belasting langer aanhoudt. Deze grondlagen zijn bij ongedraineerde omstandigheden relatief sterk, omdat bij afschuiven wateronderspanning ontstaat (dilatant gedrag). Bij de keuze tussen gedraineerde en ongedraineerde schuifsterkte-eigenschappen in relatie tot de doorlatendheid van de grond en gegeven het te analyseren probleem werden in de gangbare ingenieurspraktijk voorzichtige keuzes gemaakt.

Het werkelijke grondgedrag in het veld zal heel vaak niet volledig gedraineerd of niet volledig ongedraineerd zijn. De doorlatendheid van de grond en de mate van overconsolidatie en de snelheid van de belastingverandering spelen een rol bij de grootte van de waterspanning die wordt gegenereerd door de grond bij het optreden van een instabiliteit. Ook de snelheid waarmee een afschuiving zich voltrekt speelt hierbij een rol. Complicerend hierbij is dat bij instabiliteit van een talud lokaal bezwijken snel en dus ongedraineerd kan optreden, terwijl de vervorming (of vervormingssnelheid) van het talud nog gering is. De genoemde factoren kunnen in beschouwing worden genomen bij de keuze tussen een stabiliteitsanalyse op basis van gedraineerde schuifsterkte of ongedraineerde schuifsterkte. Op basis van de consolidatie-theorie kan een inschatting worden gemaakt van de mate van drainage gegeven de genoemde factoren en de invloed hiervan op de mobiliseerbare schuifsterkte. Ook op basis van numerieke analyses met rekenmodellen waarin sterkte, deformatie en stroming gekoppeld worden doorgerekend, kan de mate van drainage en het effect daarvan op de schuifsterkte worden gekwantificeerd.

Wanneer een talud instabiel wordt en een afschuiving van het talud optreedt, dan blijkt dit vaak een snel proces te zijn. Bij de proef bij de IJkdijk [Koelewijn, 2008] voltrok de afschuiving zich binnen een paar minuten (nadat de eerste deformatie visueel waarneembaar was). Bij de Bergambachtproef [Lindenberg, 2002] trad de grootste deformatie op binnen een uur. Bij de grote afschuiving bij Streefkerk [Dekker, 1986] in 1984 vond de grootste deformatie binnen ruim een dag plaats, waarna de deformatiesnelheid van het talud gedurende de volgende dagen langzaam afnam. Deze tijdsduur is kort in relatie tot de doorlatendheid van de grond op deze locaties. De ondergrond bij deze locaties bestaat uit relatief slecht doorlatende grondlagen, namelijk klei, organische klei en veen. Gezien de lage doorlatendheid van de grond in relatie tot de tijdsduur van een afschuiving kan hooguit gedeeltelijke dissipatie van de gegenereerde waterspanningen zijn opgetreden.

Gezien de lage doorlatendheid van de grond in relatie tot de tijdsduur van een afschuiving kan hooguit gedeeltelijke dissipatie van de gegenereerde waterspanningen zijn opgetreden. De rekenprocedure voor het beoordelen van het mechanisme afschuiven langs een diep glijvlak met ongedraineerde schuifsterkte is gevalideerd op basis van zeven opgetreden taludafschuivingen van dijken in Nederland [Van Duinen, 2010] en op basis van vier cases waar een hoge waterstand is

overleefd [Van Duinen, 2013].
Het gaat onder andere om de hiervoor genoemde afschuivingen van de Lekdijk bij Streefkerk en de Wolpherensedijk bij Gorinchem en de stabiliteitsproeven bij Bergambacht en de IJkdijk. De terug-analyses van de bezweken taluds wijzen op een overschatting van de schuifsterkte van grond bij toepassing van de vroegere werkwijze met het Mohr-Coulomb model met gedraineerde schuifsterkte parameters. De mate waarin de schuifsterkte wordt overschat is gemiddeld een factor 1,4, maar kan oplopen tot een factor 2,0. De werkwijze met ongedraineerde schuifsterkte voor klei, organische klei en veen (voor zandlagen is de gedraineerde schuifsterkte toegepast) geeft een realistische terug-analyse van de opgetreden afschuivingen. Bij lage effectieve spanningen is de ongedraineerde schuifsterkte veelal wel hoger dan de schuifsterkte op basis van de gedraineerde schuifsterkte eigenschappen cohesie c' en hoek van inwendige wrijving φ'.

De cases met de overleefde waterstanden zijn onder andere de Markermeerdijk met de storm van 1928, de Lekdijk bij Nieuw-Lekkerland met de storm van 1953 en de Lekdijk bij Bergambacht met de hoge waterstand van 1995. Op deze locaties bestaat de ondergrond uit relatief slecht doorlatende grondlagen als klei, organische klei en veen. Uitgaande van beste schattingen van de ongedraineerde schuifsterkte is de ongedraineerde schuifsterkte juist voldoende om de opgetreden hoge waterstanden te keren. Met de vroegere werkwijze met het Mohr-Coulomb model met gedraineerde schuifsterkte parameters ligt de schuifsterkte ook in deze analyses gemiddeld een factor 1,4 hoger. Op basis van de terug-analyses van de overleefde waterstanden kan worden gesteld, dat de werkwijze met ongedraineerde schuifsterkte een realistische benadering is van de mobiliseerbare schuifsterkte van klei, organische klei en veen.

Keuze voor een stabiliteitsanalyse van waterkeringen

Gegeven het hiervoor gegeven beeld dat een instabiliteit van een talud zich snel voltrekt in relatie tot de doorlatendheid van licht overgeconsolideerde klei, organische klei en veen en gezien de resultaten van de genoemde validatie-studies is de keuze voor ongedraineerde schuifsterkte eigenschappen op zijn plaats bij klei, organische klei en veen. Bij de analyse van het mechanisme afschuiven bij hoog water wordt daarom voor licht overgeconsolideerde klei, organische klei en veen de ongedraineerde schuifsterkte toegepast in stabiliteitsanalyses. Voor alle hoogwaterbelastingen in het bovenrivierengebied, benedenrivierengebied, de meren en bij de kust en de estuaria geldt dat deze belastingen als kortdurend worden beschouwd in relatie tot de doorlatendheid van deze grondsoorten. Voor zand wordt de gedraineerde schuifsterkte toegepast.

Wanneer de doorlatendheid zich bevindt tussen die van klei en zand, zoals zandige klei en zand met kleilaagjes, is de keuze tussen ongedraineerde en gedraineerde schuifsterkte minder gemakkelijk. Ook in relatie tot de duur van een hoogwaterbelasting is de keuze niet voor de hand liggend. Het grondgedrag zal niet volledig ongedraineerd of volledig gedraineerd zijn. Dit hangt af van de hiervoor genoemde aspecten (doorlatendheid, belastingverandering, overconsolidatieratio). Een analyse met ongedraineerde schuifsterkte bij licht overgeconsolideerde grond leidt veelal tot lagere stabiliteitsfactoren dan een analyse met gedraineerde schuifsterkte. Daarom is voorzichtigheid nodig bij de aanname dat bezwijken van een talud niet optreedt onder ongedraineerde condities. Voor grondsoorten die hoofdzakelijk zandig zijn (schoon zand en zand met orde millimeters – centimeters dikke kleilaagjes) kan de gedraineerde schuifsterkte worden toegepast. Lokale gegevens over de samenstelling van de grondsoorten (mate van kleiigheid en dikte van kleilaagjes in zandlagen) zijn nodig om de keuze voor de gedraineerde schuifsterkte of de ongedraineerde schuifsterkte te kunnen maken.

Klei met veel silt en zand (in het bovenrivierengebied) en ook löss en keileem zijn een aandachtspunt. Keileem is zandige leem vermengd met door landijs aangevoerd gesteentegruis en eventueel stenen. Keileem is ook bij de aanleg van dijken toegepast. Löss is siltrijke leem. Deze grondsoorten liggen

tussen zand en klei in wat de doorlatendheid betreft. Beide grondsoorten zijn beoordeeld als matig doorlatend en worden daarom met ongedraineerde schuifsterkte geanalyseerd. Keileem kan overigens ook sterk zandig zijn en heeft dan een goede doorlatendheid, waarvoor gedraineerd grondgedrag kan worden verwacht.
Deze materialen kunnen sterke dilatantie vertonen bij ongedraineerd afschuiven in triaxiaalproeven en kunnen daardoor een hoge ongedraineerde schuifsterkte mobiliseren, zie het artikel Ongedraineerde schuifsterkte van zware zandige siltige klei; ook bij normaal geconsolideerde condities. Uitgaan van de gedraineerde schuifsterkte geeft dan de laagste stabiliteitsfactor. Wanneer een afschuiving zich snel voltrekt in verhouding tot de doorlatendheid van deze materialen, is de schuifsterkte echter ongedraineerd. Dit zal zich voor kunnen doen in een situatie met een snelle belastingverandering bij hoogwater en ook in situaties waar licht overgeconsolideerde en slecht doorlatende holocene grondlagen zijn afgezet op sterk overgeconsolideerde pleistocene grondlagen. In dat geval wordt in het keileem een relatief hoge ongedraineerde schuifsterkte gemobiliseerd of het meest kritische schuifvlak zal niet door het keileem heen gaan als gevolg van deze relatief hoge schuifsterkte.

Potklei is dichte lutumrijke klei. Dit materiaal is slecht doorlatend en wordt daarom met ongedraineerde schuifsterkte beschouwd. Potklei kan echter ook sterk overgeconsolideerd (OCR > 3 à 4) zijn. In het WBI-onderzoek is geen onderzoek gedaan naar de eigenschappen van löss en potklei.

Voor dijksmateriaal (antropogene klei) beneden het freatisch vlak wordt ook de ongedraineerde schuifsterkte toegepast. Het dijksmateriaal boven het freatisch vlak wordt beschouwd als (initieel) onverzadigde zone. De doorlatendheid van dit materiaal kan veelal als matig worden omschreven. Door de grote dichtheid (laag watergehalte) van dijksmateriaal vertoont dit materiaal dilatant gedrag, zie het artikel Ongedraineerde schuifsterkte van zware zandige siltige klei. De gedraineerde schuifsterkte is daardoor veelal lager dan de ongedraineerde schuifsterkte. Het toepassen van de gedraineerde schuifsterkte geeft dan de laagste stabiliteitsfactor. Wanneer een afschuiving zich snel voltrekt, is de schuifsterkte echter ongedraineerd. Wanneer het dijksmateriaal op licht overgeconsolideerde en slecht doorlatende grondlagen ligt, moet er van worden uitgegaan dat een afschuiving snel kan optreden. In dat geval wordt in het dijksmateriaal een relatief hoge ongedraineerde schuifsterkte gemobiliseerd.

Samenvatting

Samenvattend zijn de uitgangspunten voor de analyse van het mechanisme afschuiven langs een glijvlak bij alle belastingen door hoog water als volgt, waarbij in aanmerking moet worden genomen dat een schematiseringskeuze realistisch dient te zijn:

- Voor een potentiële afschuiving die zich snel kan voltrekken bij hoogwater condities, wordt voor slecht doorlatende grond de ongedraineerde schuifsterkte toegepast.
- Voor licht overgeconsolideerde klei, organische klei en veen (OCR < 3) wordt de ongedraineerde schuifsterkte toegepast, omdat deze materialen slecht doorlatend zijn. Dit geldt ook voor dijksmateriaal (beneden het freatisch vlak), wanneer dit hoofdzakelijk kleiig is.
- Voor licht overgeconsolideerde grondsoorten (OCR < 3) die hoofdzakelijk kleiig zijn (klei met zandlaagjes en zandige klei) wordt ook de ongedraineerde schuifsterkte toegepast, omdat voorzichtigheid nodig is bij de aanname dat bezwijken niet optreedt onder ongedraineerde condities.
- Voor grondsoorten die hoofdzakelijk zandig zijn (schoon zand en zand met dunne kleilaagjes) wordt de gedraineerde schuifsterkte toegepast. Dit geldt ook voor dijksmateriaal, wanneer dit hoofdzakelijk zandig is.
- Voor sterk overgeconsolideerde hoofdzakelijk kleiige grond (OCR > 3 à 4) en sterk dilaterende grond (zware zandige siltige klei, löss, keileem, dijksmateriaal) wordt de ongedraineerde

schuifsterkte toegepast, omdat er rekening mee moet worden gehouden dat de grond bij hoogwater condities relatief snel zal bezwijken gegeven de doorlatendheid van deze materialen.

- Wanneer een sterk overgeconsolideerde grond en sterk dilaterende grond (beiden slecht doorlatend) voor komt samen met licht overgeconsolideerde grond (slecht doorlatend) dan wordt voor de sterk overgeconsolideerde grondlaag of de sterk dilaterende grondlaag ook de ongedraineerde schuifsterkte toegepast, omdat een afschuiving zich snel zal voltrekken, waarbij ongedraineerd gedrag van toepassing is.

Boorbeschrijvingen, boorfoto's (met verkleuring van klei en scheurvorming) en volumegewichten geven informatie op basis waarvan de keuze voor gedraineerde schuifsterkte parameters of ongedraineerde schuifsterkte parameters kan worden gemaakt.

Van belang is te constateren dat sondeerresultaten als indicatie kunnen worden gebruikt om onderscheid te maken tussen goed doorlatende grondlagen en matig tot slecht doorlatende lagen. Het onderscheid tussen deze categorieën is niet scherp, er is altijd een grijs gebied dat engineering judgement vraagt van de gebruiker (al was het alleen al het interpreteren van de sonderingen). In het artikel Indicatie doorlatendheid uit waterspanningssonderingen wordt ingegaan op de parameters en criteria waarop een inschatting van de doorlatendheid kan worden gebaseerd.

In de Tabel in het artikel Hoek van inwendige wrijving zijn een aantal grondsoorten opgenomen die op basis van gedraineerde schuifsterkte worden gemodelleerd. Voor andere grondsoorten moet een onderbouwde keuze worden gemaakt voor de modellering op basis van gedraineerd, ongedraineerd of transitional gedrag. Dit kan op basis van uit sonderingen en proeven afgeleide parameters en classificatie.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Gedraineerde schuifsterkte

De gedraineerde schuifsterkte (τ [kN/m^2]) is de schuifsterkte van grond waarbij de mobilisatie van de schuifsterkte dusdanig traag, gegeven de doorlatendheid van de grond, verloopt dat er geen wateroverspanning ontstaat.

Gedraineerd grondgedrag volgens Mohr-Coulomb

Bij een gedraineerde spanningsanalyse met effectieve schuifsterkteparameters wordt de schuifsterkte langs het glijvlak bepaald uit de effectieve normaalspanning op het glijvlak. Alleen als deze laatste niet verandert tijdens het bezwijken is de analyse correct. Een gedraineerde spanningsanalyse met bijvoorbeeld het Bishop-rekenmodel is alleen geldig voor situaties waar zowel het grondlichaam en de ondergrond uit goed doorlatende grond bestaat of voor situaties waar geen wateroverspanningen worden gegenereerd ten gevolge van een belastingverandering.

De schuifsterkte in goed doorlatende grondlagen wordt in de gangbare ingenieurspraktijk bepaald met het Mohr-Coulomb model:

Formule 1 die de schuifsterkte definieert als som van de cohesie enerzijds en het product van de effectieve spanning en de tangens van de hoek van inwendige wrijving anderzijds.

$$\tau = c' + \sigma' \tan\varphi' \qquad (1)$$

Waarin:

τ Schuifsterkte [kN/m^2].

c' Cohesie [kN/m²].

σ' Effectieve spanning of korrelspanning [kN/m²].

φ' Hoek van inwendige wrijving [°].

Associatief en niet-associatief grondgedrag

Het uitgangspunt dat de schuifsterkte τ afhankelijk is van de cohesie c' en de tangens van de hoek van inwendige wrijving φ' berust op de aanname van grond als een continuüm en de aanname dat de dilatantiehoek Ψ gelijk is aan de hoek van inwendige wrijving φ'. De dilatantiehoek Ψ beschrijft de plastische volumetoename van een compact materiaal bij schuifvervorming. Bij de aanname $\Psi = \varphi'$ is er sprake van het zogenaamde associatieve Mohr-Coulomb model. Als de dilatantiehoek niet gelijk is aan de hoek van inwendige wrijving, dan is er sprake van een niet-associatief grondmodel.

De aanname dat grond een continuüm is, voldoet alleen zolang grond elastisch vervormt en zich nog geen schuifvlak heeft ontwikkeld, dus voordat de piecksterkte wordt bereikt. Daarbij is grond nooit homogeen, waardoor bezwijken niet overal tegelijkertijd optreedt. De schuifsterkte op basis van de aanname dat $\Psi = \varphi'$ zal daardoor niet kunnen worden bereikt, maar er is sprake van een lagere schuifsterkte. Verder blijkt uit experimenten dat $\Psi < \varphi'$. Bij $\Psi = \varphi'$ zou grond sterk moeten dilateren bij gedraineerd bezwijken. In werkelijkheid wordt bij gedraineerd afschuiven in klei en veen geen dilatantie waargenomen en in zand is de mate van dilatantie afhankelijk van de verdichtingsgraad. $\Psi < \varphi'$ sluit daarom beter aan bij het werkelijke grondgedrag dan $\Psi = \varphi'$.

Wanneer wordt uitgegaan van $\Psi < \varphi'$ is het Mohr-Coulomb model niet-associatief. Hiervoor geldt de uitdrukking:

Formule 2 die de schuifsterkte geeft als functie van de onderstaande parameters.

$$\tau = \frac{(c'\cos\varphi' + \sigma'\sin\varphi')\cos\Psi}{1-\sin\Psi\sin\varphi'} \qquad (2)$$

Waarin:

τ Schuifsterkte [kN/m²].

c' Cohesie [kN/m²].

φ' Hoek van inwendige wrijving [°].

σ' Effectieve spanning of korrelspanning [kN/m²].

Ψ Dilatantiehoek [°].

Niet-associatief grondmodel voor critical state

Als een verdere belastingtoename leidt tot een grootschalige afschuiving, dan is de zogenaamde critical state bereikt, waarbij de grond al flinke schuifvervormingen heeft ondergaan. Bij de critical state worden daarom alle effecten van de initiële toestand van de grond, zoals overconsolidatie en verdichtingsgraad, geacht geen effect meer te hebben op de gedraineerde schuifsterkte. Daarom geldt $c' = 0$ kPa. Bij de critical state treedt per definitie geen plastische volumevervorming meer op, zodat $\Psi = 0°$.

Uitgaande van de vorming van een doorgaand schuifvlak met de critical state schuifsterkte volgt dan:

Formule 3 die de schuifsterkte voor de critical state geeft als het product van de effectieve spanning en de sinus van de hoek van inwendige wrijving.

$$\tau = \sigma' \sin \varphi'_{cs} \quad (3)$$

Waarin:

τ Schuifsterkte [kN/m²].

σ' Effectieve spanning of korrelspanning [kN/m²].

φ'$_{cs}$ Critical state hoek van inwendige wrijving [°].

Deze schuifsterkte bij de critical state op basis van het niet-associatieve Mohr-Coulomb model is lager dan de schuifsterkte op basis van het associatieve Mohr-Coulomb model. De overschatting van de schuifsterkte met het associatieve Mohr-Coulomb model loopt op tot 6% bij φ'_{cs} = 20°, 15% bij φ'_{cs} = 30° en 31% bij φ'_{cs} = 40°. Bij de vroegere werkwijze met schuifsterkte parameters bij 2 tot 5% axiale rek uit celproeven of meertraps triaxiaalproeven, waarbij relatief lage φ'-waarden werden gevonden, was de overschatting van de schuifsterkte relatief gering. Van een overschatting van de schuifsterkte was geen sprake, als wordt overwogen dat triaxiaalproeven gemiddeld genomen een onderschatting van de schuifsterkte geven van ongeveer 11% ten opzichte van de vlakke vervormingstoestand (plane strain). Bij hogere waarden van de hoek van inwendige wrijving voor de critical state (φ'_{cs}) is het effect van de vlakke vervormingstoestand op de schuifsterkte onvoldoende om de overschatting van de schuifsterkte door het associatieve Mohr-Coulomb model te compenseren. Daarom wordt voor een veiligheidsanalyse met betrekking tot afschuiven uitgegaan van het niet-associatieve Mohr-Coulomb model. Het effect van de vlakke vervormingstoestand op de schuifsterkte is verdisconteerd in de modelonzekerheidsfactor.

Meer informatie over het associatief en niet-associatief grondgedrag kan worden gevonden in [Teunissen, 2016].

Versie 1.0: 2 juli 2025

Cohesie van grond

De cohesie (c' [kN/m²]) is een van de twee wrijvingsparameters die tezamen de gedraineerde schuifsterkte van grond karakteriseren. De andere wrijvingsparameter is de Hoek van inwendige wrijving.

Het natuurkundig begrip cohesie is strikt genomen de aantrekkingskracht tussen gronddeeltjes. Cohesie wordt onder andere veroorzaakt door elektromagnetische bindingen, de Van der Waals-krachten. In de geotechniek worden ook tot de cohesie gerekend, het effect van cementatie op de schuifsterkte van grond en het effect van capillaire krachten in deels verzadigde grond. Dit laatste staat ook wel bekend als adhesie. Cementatie ontstaat meestal door mineralen en organische stoffen die chemisch aan het oppervlak van meerdere gronddeeltjes vastzitten en daardoor de deeltjes als cement bijeenhouden. De cementatie veroorzaakt relatief zeer sterke bindingen, waardoor de grond stevig tot hard wordt. Cementatiebindingen vormen zich meestal pas na verloop van uren tot soms jaren. De verbindingen zijn echter weinig flexibel en worden daardoor bij grotere vervormingen verbroken.

De cohesie van vooral klei wordt voor een belangrijk deel veroorzaakt door de affiniteit van de kleideeltjes voor water. Watermoleculen hechten zich immers aan deze deeltjes, waardoor ze een verbinding kunnen vormen tussen die deeltjes. Daarnaast is voor cohesie de hechting van watermoleculen aan opgeloste stoffen van belang. Door de beweeglijkheid van watermoleculen blijft cohesie als gevolg van hechting van watermoleculen ook bestaan als klei sterk gekneed wordt. Hier spelen de Atterbergse grenzen en de consistentie-index een grote rol, zie Waterhoudend vermogen (vervolg) - Eigenschappen van klei. Bij kleisoorten met een relatief hoge uitrolgrens ten opzichte van

de vloeigrens en dus een relatief lage plasticiteitsindex, zit veel water dat niet bijdraagt aan de cohesie van de grond.
Een afnemend watergehalte doet de cohesie van verzadigde klei toenemen, omdat de deeltjes dichter bij elkaar komen te liggen. Een klei gaat zich dan meer als plastische vaste stof gedragen dan als dikke vloeistof. Een verder gaande verdroging leidt tot afnemende plasticiteit.

In de Critical State Soil Mechanics is cohesie het gevolg van overconsolidatie. Bij het deformeren en afschuiven van overgeconsolideerde grond kan een relatief hoge piekwaarde van de schuifsterkte worden gemobiliseerd. Wanneer deze pieksterkte wordt overschreden, treedt vaak verzwakking (softening) van de grond op.

De cohesie wordt normaliter bepaald door het uitvoeren van triaxiaalproeven of direct simple shear proeven op verschillende grondmonsters. Als de resultaten van de proeven worden uitgezet in een grafiek van de schuifsterkte τ als functie van de effectieve spanning σ' en een bezwijklijn wordt geconstrueerd door de gemeten piekwaarden van de schuifsterkte, is de waarde waar deze lijn de y-as ($\sigma' = 0$) snijdt gelijk aan de cohesie. Omdat de cohesie het gevolg kan zijn van verschillende oorzaken (cementatie, overconsolidatie) en de mate daarvan sterk kan variëren, is de waarde van de cohesie sterk variabel.

De cohesie wordt niet rechtstreeks gemeten in een enkele triaxiaalproef of een direct simple shear proef. Het is het resultaat van de extrapolatie vanuit meerdere metingen op verschillende grondmonsters naar het punt $\sigma' = 0$. Omdat verschillende monsters elk hun eigen samenstelling hebben, heeft elk monster zijn eigen cohesie. De waarde die wordt gevonden voor de cohesie uit de extrapolatie van de bezwijklijn is dus mede afhankelijk van de trekking uit de spreiding van de werkelijke cohesie.

Cohesie is gerelateerd aan de pieksterkte van de grond die optreedt bij relatief geringe vervormingen. Voor de analyse van het mechanisme afschuiven is de critical state of ultimate state de relevante maat voor de schuifsterkte van de grond, de schuifsterkte bij grotere vervormingen. Bij de critical state of ultimate state is cohesie nul volgens de Critical State Soil Mechanics. Dat betekent dat als dat als uitgangspunt wordt gehanteerd bij de analyse van het mechanisme afschuiven, dat daarbij een interpretatie van de proefresultaten hoort die uitgaat van $c' = 0$, zie Hoek van inwendige wrijving.

De cohesie wordt relevant wanneer de sterkte van onverzadigde grond ook in beschouwing wordt genomen. Zie ook: Piek-schuifsterkte versus grote-rek-schuifsterkte.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Hoek van inwendige wrijving

De hoek van inwendige wrijving (φ' [°]) is een maat voor de wrijving tussen gronddeeltjes. Het is een van de twee wrijvingsparameters die tezamen de gedraineerde schuifsterkte van grond karakteriseren. De wrijvingsparameter is de Cohesie van grond.

Bij een toenemende normaalspanning op de grond neemt onder gedraineerde condities de wrijving tussen de gronddeeltjes evenredig toe. Dit wordt gekarakteriseerd met de hoek van inwendige wrijving.

Voor het mechanisme afschuiven bij dijken is de critical state hoek van inwendige wrijving (φ'_{cs}) van belang. Bij mechanisme afschuiven zijn grote vervormingen nodig om de schuifsterkte van de grond langs het gehele schuifvlak volledig te mobiliseren. Deze grote vervormingen corresponderen met de critical state, zie artikel Schuifsterkte in CSSM model.

Voor het uitvoeren van gedraineerde stabiliteitsanalyses dan wel voor de schuifsterkte van goed

doorlatende grondlagen wordt gebruik gemaakt van gedraineerde schuifsterkte-eigenschappen ofwel effectieve schuifsterkteparameters (hoek van inwendige wrijving). Ook boven het freatisch vlak (dijksmateriaal) wordt de hoek van inwendige wrijving toegepast.
In de Tabel zijn een aantal grondsoorten opgenomen die op basis van de hoek van inwendige wrijving worden geanalyseerd. Voor andere grondsoorten moet een onderbouwde keuze worden gemaakt voor de modellering op basis van gedraineerd, ongedraineerd of transitional gedrag. Dit kan op basis van sonderingen en uit proeven afgeleide parameters en classificatie.

De hoek van inwendige wrijving is in D-Stability een stochast met een verwachtingswaarde en een standaardafwijking en een lognormale verdeling.

Voor het berekenen van de gedraineerde schuifsterkte van goed doorlatende grondlagen wordt normaliter uitgegaan van het Mohr-Coulomb criterium met niet-associatief grondgedrag. De achtergrond hiervan wordt toegelicht in het artikel Gedraineerde schuifsterkte. Niet-associatief grondgedrag impliceert dat de dilatantiehoek Ψ gelijk is aan 0°.

Standaardwaarden voor de hoek van inwendige wrijving

Gangbare verwachtingswaarden voor de critical state hoek van inwendige wrijving φ'_{cs} en de bijbehorende variatiecoëfficiënten (VC) van φ'_{cs} voor verschillende grondsoorten zijn gegeven in onderstaande tabel.

Tabel Gangbare verwachtingswaarden voor de critical state hoek van inwendige wrijving φ'_{cs} en de bijbehorende variatiecoëfficiënten (VC) en karakteristieke waarden van φ'_{cs}.

Grondsoort	**WBI-SOS eenheid**	**Verwachtingswaarde φ'_{cs} [°]**	**Variatiecoëfficient [ ]**	**Karakteristieke waarde φ'_{cs} [°]**
Matig gesorteerd matig hoekig kwartszand	H_Rg_z.. en P_Rg_z..	34	0,05	32,4
Goed gesorteerd afgerond kwartszand (dekzand)	P_Wdz_zf	30	0,05	28,6
Zand met kleilaagjes (getijdenafzettingen)	Diversen	32	0,07	29,9
Zandige en	H_Ro_z&k, H_Rk_k,	32	0,07	29,9

siltige klei, löss, keileem (*)	P_Wls_s,			
Dijksmateriaal (*)	H_Aa_ht	32	0,10	29,0

(*) Deze grondsoorten kunnen ook gedrag als transitional soils vertonen, zie het artikel Ongedraineerde schuifsterkte van zware zandige siltige klei.

De verdelingsfunctie is lognormaal. Voor de bepaling van een karakteristieke waarde kan bij het gebruik van standaardwaarden worden uitgegaan van 20 waarnemingen.

Locatie-specifieke waarden voor de hoek van inwendige wrijving

Locatie-specifieke waarden voor de hoek van inwendige wrijving kunnen worden bepaald met gedraineerde triaxiaalproeven of ongedraineerde triaxiaalproeven met meting van de waterspanningen. Hoe een hoek van inwendige wrijving van goed doorlatende grondsoorten te bepalen uit de resultaten van dergelijke proeven is opgenomen in het artikel Hoek van inwendige wrijving bepalen uit metingen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Hoek van inwendige wrijving bepalen uit metingen

Het onderhavig artikel beschrijft hoe de hoek van inwendige wrijving voor een gedraineerde stabiliteitsanalyse uitgaande van de Critical State Soil Mechanics (CSSM) (φ'_{cs} [°]) kan worden bepaald uit laboratoriumproefresultaten. De hoek van inwendige wrijving wordt verder beschreven in het artikel Hoek van inwendige wrijving.

Algemeen

De critical state hoek van inwendige wrijving van goed doorlatende grondlagen wordt in het laboratorium bepaald met gedraineerde triaxiaalproeven met anisotrope consolidatie op ongestoorde grondmonsters of geprepareerde grondmonsters. Bij minder goed doorlatende grondlagen, bijvoorbeeld dijksmateriaal of klei uit een toplaag boven het freatisch vlak kunnen ook ongedraineerde triaxiaalproeven met meting van de waterspanning worden toegepast.

De triaxiaalproeven kunnen worden uitgevoerd op ongestoorde grondmonsters of op geprepareerde grondmonsters. Voor schoon zand kan de hoek van inwendige wrijving worden bepaald uit triaxiaaltesten op geprepareerde zandmonsters met een void ratio die overeenstemt met de in situ void ratio en spanningsniveau, op voorwaarde dat het zand niet gecementeerd is. Ongestoorde monsters moeten worden gebruikt voor siltige klei en kleiig silt en klei met zandlaagjes. Prepareren van grondmonsters van deze grondsoorten in het laboratorium is ondoenlijk. Ongestoorde monsters van deze grondsoorten kunnen worden gewonnen met conventionele boorsystemen. In andere situaties zoals zand met silt- en kleilaagjes zijn voor laboratoriumtesten ongestoorde monsters nodig die door bevriezen worden verkregen.

Het uitvoeren van betrouwbare triaxiaalproeven in het laboratorium die representatief zijn voor het in situ gedrag van zand is complex. Er zijn diverse aspecten die het proefresultaat wezenlijk kunnen beïnvloeden. De monsterpreparatiemethode, het percentage fijne deeltjes, isotrope versus anisotrope consolidatie, overconsolidatie, ageing, krachtgestuurde of rekgestuurde afschuiffase, invloed derde hoofdspanning, lokale rekmeting en invloed van het membraan zijn aspecten die het laboratoriumonderzoek complex maken.

Voor een gedraineerde stabiliteitsanalyse of de schuifsterkte van goed doorlatende grondlagen wordt uitgaande van Critical State Soil Mechanics (CSSM) alleen de critical state hoek van inwendige wrijving φ'_{cs} in rekening gebracht voor het karakteriseren van de schuifsterkte van de grond. Cohesie wordt niet in rekening gebracht. Bij het uitwerken van resultaten van triaxiaalproeven dienen de resultaten dus zodanig te worden geïnterpreteerd dat de schuifsterkte alleen wordt beschreven door een hoek van inwendige wrijving en dus geen cohesie.

Het bepalen van een critical state hoek van inwendige wrijving kan op twee manieren:

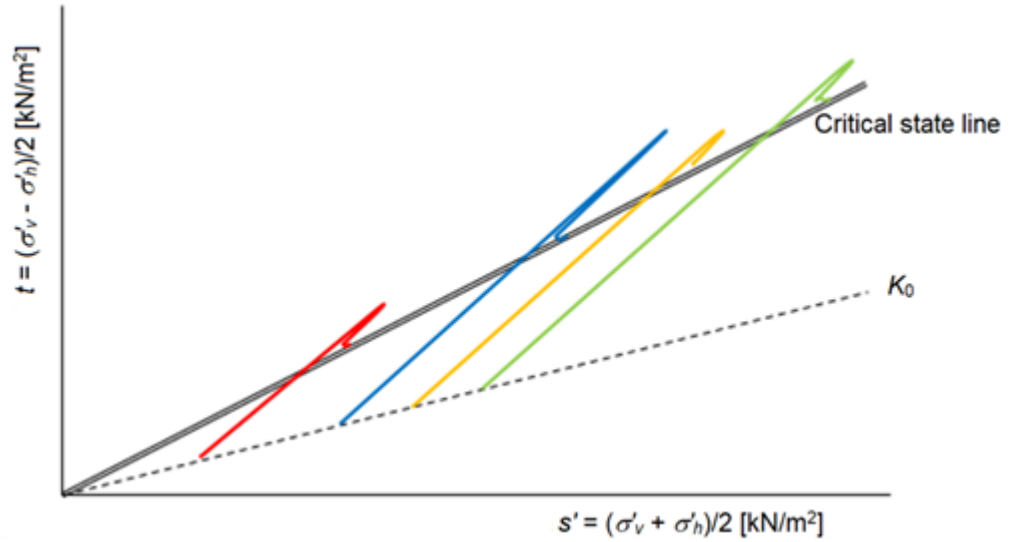
- De consolidatiespanning hoger kiezen dan de grensspanning van de proefmonsters.
- De consolidatiespanning gelijk kiezen aan de in situ verticale spanning en het monster tot ten minste 25% axiale rek af laten schuiven.

Indien de critical state niet wordt bereikt, wordt de hoek van inwendige wrijving onderschat of overschat.

Voorbeeld

Aan de hand van een aantal figuren wordt aangegeven hoe de gedraineerde triaxiaalproeven worden geïnterpreteerd om te komen tot een hoek van inwendige wrijving van goed doorlatende grondsoorten.

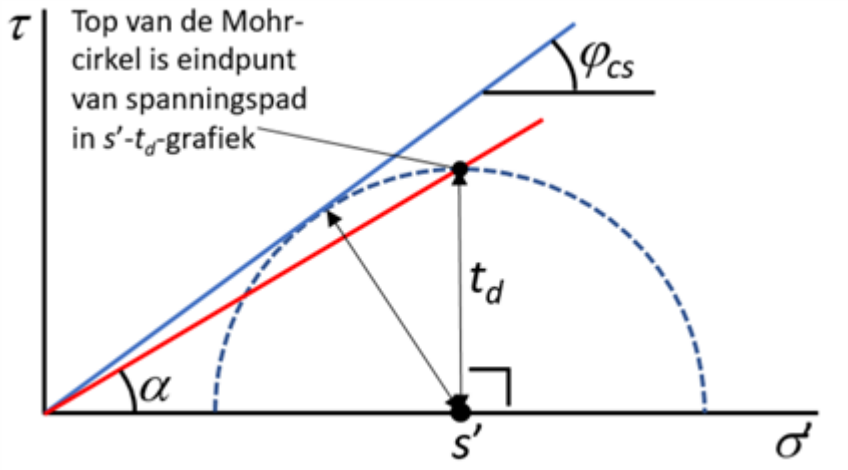
In een grafiek waar de halve deviatorspanning t_d (de helft van het verschil tussen de grootste en kleinste hoofdspanning, $(\sigma'_1 - \sigma'_3) / 2$) uit de triaxiaalproeven wordt uitgezet tegen het gemiddelde van de hoofdspanningen $s' = ((\sigma'_1 + \sigma'_3) / 2)$ kunnen de spanningspaden van de uitgevoerde triaxiaalproeven of de s' en t_d waarden bij het einde van de triaxiaalproeven worden weergegeven, zie figuur 1. In deze grafiek gaat de Critical State Line (CSL) door de s' en t_d waarden bij het einde van de proeven (critical state of ultimate state). De Critical State Line loopt volgens de critical state theorie door de oorsprong van de grafiek.



Figuur 1 Grafiek waarin de halve deviatorspanning t_d tegen het gemiddelde van de hoofdspanningen s' is uitgezet. Hierin staan spanningspaden uit gedraineerde triaxiaalproeven. De Critical State Line gaat door de s'- en t_d-waarden bij het einde van de proeven en door de oorsprong van de grafiek

De hoek van inwendige wrijving op basis van de triaxiaalproef is de hoek van de lijn langs de raakpunten van de Mohr-cirkels in een σ'- τ- grafiek, zie figuur 2. De proefresultaten van een triaxiaalproef worden door laboratoria meestal gepresenteerd in het gemiddelde van de hoofdspanningen s' en de halve deviatorspanning t_d, zie figuur 1. De waarden van s' en t_d

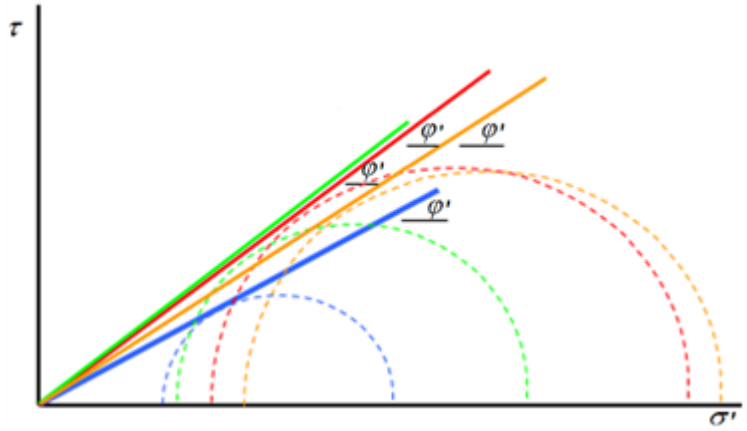
representeren de toppen van de Mohr-cirkels in een σ'- τ- grafiek, zie figuur 2. Om de hoek van inwendige wrijving te bepalen, dient een omrekening te worden uitgevoerd met $t_d/s' = \tan\alpha = \sin\varphi'_{cs}$, zoals weergegeven in figuur 2. In deze figuur is tan α gelijk aan de helling van de critical state line in figuur 1.



Figuur 2 Omrekening van de lijn door de toppunten van de Mohr-cirkel naar de lijn door de raakpunten van de Mohr-cirkels (de bezwijkomhullende)

Als er meerdere metingen beschikbaar zijn, dan blijken de critical state line en de bezwijkomhullende niet precies door de oorsprong van de s'- t_d -grafiek of σ'- τ -grafiek te lopen. Oorzaken zijn naast nauwkeurigheid van de metingen de heterogeniteit in en tussen de grondmonsters en eventuele monsterverstoring. De bezwijkomhullende is immers het resultaat van de combinatie van een serie eentraps-proeven. Elke eentraps-proef wordt uitgevoerd op een ander grondmonster. Al deze grondmonsters behoren tot dezelfde grondsoort. Maar toch kunnen er verschillen in de samenstelling van de monsters zijn, die aanleiding kunnen zijn tot verschillen in proefresultaten, zie figuur 3. Resultaten van proeven die zijn uitgevoerd op dezelfde geologische afzetting (of SOS-eenheid) kunnen bij elkaar worden genomen, waarna van elke proef de hoek van inwendige wrijving wordt berekend en van de gehele verzameling wordt de verwachtingswaarde en de standaardafwijking bepaald.

Het aantal proeven bepaalt de grootte van de Student t-factor die vermenigvuldigd met de standaardafwijking de 5% karakteristieke ondergrenswaarde bepaalt. Ongeveer 10 proeven per grondsoort is een praktische maat, daarboven neemt de Student t-factor niet zoveel meer af.



Figuur 3 De hoeken van inwendige wrijving φ'_{cs} van meerdere triaxiaalproeven worden bij elkaar genomen om een verwachtingswaarde en standaardafwijking van de hoek van inwendige wrijving te bepalen

Voor de bepaling van de normaal geconsolideerde hoek van inwendige wrijving met triaxiaalproeven is er geen noodzaak onderscheid te maken tussen de proefresultaten met herkomst onder de dijk en naast de dijk.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Ongedraineerde schuifsterkte

De ongedraineerde schuifsterkte (s_u [kN/m²]) is de schuifsterkte van grond voor situaties waarin de door vervorming gegenereerde wateroverspanning niet de gelegenheid krijgt om te dissiperen.

Strikt genomen is de ongedraineerde schuifsterkte geen grondparameter, maar een parameter die afhankelijk is van diverse factoren, waaronder de belastinggeschiedenis en de actuele belastingcondities van de grond. De ongedraineerde schuifsterkte wordt dan ook berekend met behulp van parameters die de belastinggeschiedenis en de belastingcondities karakteriseren.

De belastinggeschiedenis wordt gekarakteriseerd met de grensspanning, de OCR en/of de POP. Een nadere toelichting op deze parameters staat in het artikel Grensspanning, POP en OCR. De belastingconditie wordt meestal beschreven met de effectieve verticale in situ spanning σ'_{vi}.

De ongedraineerde schuifsterkte van de grond wordt, uitgaande van de Critical State Soil Mechanics (CSSM) en Stress History And Normalized Soil Engineering Properties (SHANSEP) methode, als volgt bepaald [Ladd, 1991]:

$s_u = \sigma'_{vi} \cdot S \cdot OCR^m$ met $OCR = \sigma'_{vy} / \sigma'_{vi}$ en $POP = \sigma'_{vy} - \sigma'_{vi}$

Waarin:

s_u De ongedraineerde schuifsterkte van de grond [kN/m²].

σ'_{vi} De effectieve verticale spanning in het specifieke punt *i* [kN/m²]. Deze wordt bepaald op basis van het gewicht van de bovenliggende grondlagen en de lokale waterspanning.

S De normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio [-].

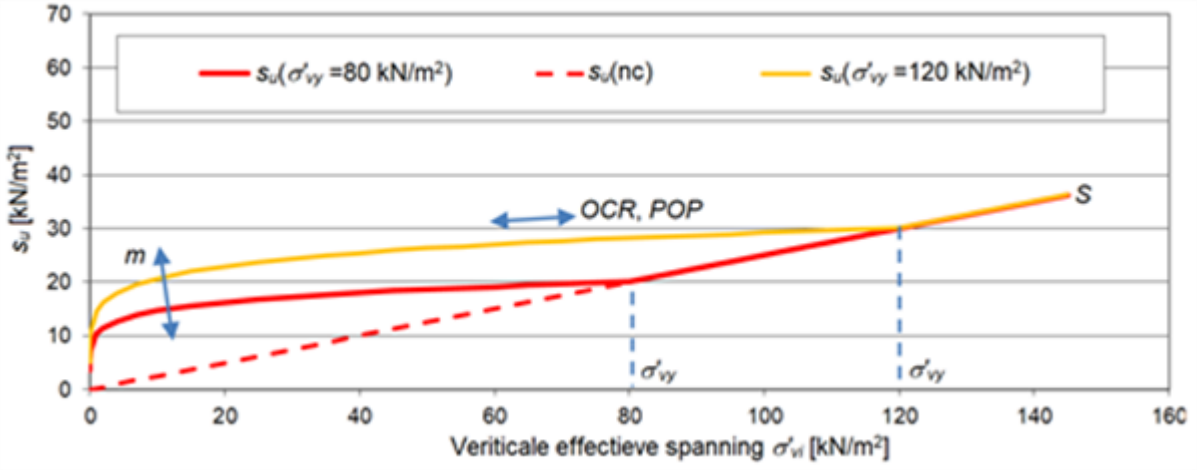
OCR De overconsolidatieratio [-].

m De sterktetoename-exponent [-].

σ'_{vy} De grensspanning [kN/m²].

POP De pre overburden pressure [kN/m²].

In onderstaande figuur is de relatie tussen de ongedraineerde schuifsterkte en de effectieve spanning volgens het SHANSEP-model, met de rol van de parameters S, m, OCR en POP weergegeven.



Figuur Relatie tussen ongedraineerde schuifsterkte en effectieve spanning volgens het SHANSEP-model, met de rol van de parameters *S*, *m*, *OCR* en *POP*

Versie 1.0: 2 juli 2025

Normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio S

De normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio (*S*) is een wrijvingsparameter voor het karakteriseren van de ongedraineerde schuifsterkte van grond onder normaal geconsolideerde condities.

De normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio (*S*) is de ongedraineerde schuifsterkte s_u gedeeld door de consolidatiespanning σ'_{vc} bij een overconsolidatieratio *OCR* = 1. De grootheid is een verhouding tussen spanningen en dus dimensieloos. In de ongedraineerde schuifsterkte ratio is naast het effect van de wrijving tussen de gronddeeltjes ook het effect van de generatie van waterspanning bij ongedraineerd grondgedrag verdisconteerd. In onderstaande tabel is aangegeven welke SOS-eenheden worden geanalyseerd op basis van de ongedraineerde schuifsterkte ratio.

S wordt in het laboratorium bepaald met eentraps anisotroop geconsolideerde triaxiaalproeven voor klei en met direct simple shear proeven voor veen. De direct simple shear proef geeft betrouwbare schuifsterkte parameters voor veen, doordat de bezwijkvorm in deze proef goed aansluit bij de structuur van veen. De proeven worden uitgevoerd met constante hoogte, omdat dit wordt gezien als een ongedraineerde proef. Meer details zijn te vinden in het Protocol laboratoriumproeven voor grondonderzoek aan waterkeringen [Greeuw, 2016].

Bij het bepalen van *S* kan gebruik worden gemaakt van de piekwaarde van de schuifsterkte of van de waarde van de schuifsterkte bij grote rek (ultimate state; voor klei en zand 25% axiale rek bij triaxiaalproeven en voor veen 40% schuifrek bij direct simple shear proeven). Voor een gebruikelijke stabiliteitsanalyse wordt uitgegaan van grote-rek-waarde. Als een scherpere analyse noodzakelijk is, kan worden overwogen of de *S* bij de piekwaarde van de schuifsterkte kan worden toegepast (zie artikel Piek-schuifsterkte versus grote-rek-schuifsterkte).

De parameter *S* wordt voor een probabilistische berekening (Riskeer) beschreven als stochast met een lognormale verdeling die wordt gekarakteriseerd met een verwachtingswaarde en standaardafwijking.

Klei met veel silt en zand (ook löss en keileem) met volumegewichten γ_{nat} van 17 à 18 kN/m³ en hoger is een aandachtspunt. Dit materiaal kan sterke dilatantie vertonen bij ongedraineerd afschuiven in triaxiaalproeven; ook bij normaal geconsolideerde condities. Deze dilatantie is niet gerelateerd aan de

overconsolidatiegraad *OCR*. De overconsolidatiegraad *OCR* is daarbij vaak niet eenduidig vast te stellen, als gevolg van een doorgaand gekromd verloop in samendrukkingsproeven. Het SHANSEP-model kan daarom vanuit de theorie niet worden gebruikt om de schuifsterkte van dit type kleien te schematiseren. Achtergronden hierbij zijn gegeven in het artikel Ongedraineerde schuifsterkte van zware zandige siltige klei. Voor alle slecht doorlatende klei wordt het SHANSEP-model toegepast. Het is daarbij essentieel dat de combinatie van de gekozen SHANSEP-parameters *S*, *m* en *OCR* past bij de karakteristieke ondergrenswaarde van de ongedraineerde schuifsterkte s_u, die is afgeleid uit laboratoriumonderzoek. Wanneer een stabiliteitsanalyse van een dijkvak waarin de genoemde kleisoorten voorkomen een te hoge faalkans oplevert bij toepassing van het SHANSEP-model, kan nader onderzoek worden ingesteld en de schuifsterkte worden geschematiseerd met profielen van de ongedraineerde schuifsterkte (bijvoorbeeld methode su-table in D-Stability).
Voor het bepalen van de normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio *S* is de aangewezen weg een stapsgewijze aanpak zoals deze is beschreven in het artikel Stapsgewijs bepalen ongedraineerde schuifsterkteparameters.

Voor de normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio *S* resulteert die aanpak in een tweetal stappen (stap 2 heeft alleen betrekking op de grensspanning en ontbreekt dus):

1 Gebruik van standaardwaarden.

3 Bepalen *S* op basis van laboratoriumonderzoek.

Stap 1: Gebruik van standaardwaarden

Voor de eerste stap is geen grondonderzoek nodig en kan gebruik worden gemaakt van de verstekwaarden in onderstaande tabel. In de tabel is een indicatie gegeven van te verwachten waarden voor de normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio *S* van veel voorkomende grondsoorten. De waarden in de tabel zijn gebaseerd op laboratoriumproeven van diverse projecten. Voor de bepaling van een karakteristieke waarde kan worden uitgegaan van $N = 20$.

Tabel Normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio S van veel voorkomende grondsoorten met koppeling aan de SOS-eenheden. Het betreft waarden bij grote rek (ultimate state).

Grondsoort	SOS-eenheid	Bandbreedte van *S* [-] [1)]	Verwachtingswaarde *S* [-]	Standaard-afwijking *S* [-] [2)]	Variatie-coëfficiënt *S* [-] [2)]
Veen mineraalarm	H_Vhv_v	0,28 – 0,54	0,42	0,04	0,09
Verslagen veen/ detritus	H_Vhv_v, H_Ml_ko	0,29 – 0,43	0,38	0,03	0,10
Veen kleiig	H_Rk_vk	0,24 – 0,38	0,29	0,03	0,12

Veen compact	H_Vbv_v	0,30 – 0,33	0,31	0,03	0,09
Gyttja	Diversen[4)]	0,27 – 0,34	0,30	0,03	0,10
Klei venig / klei organisch	H_Mp_ko, H_Ml_ko, H_Rr_o&z, H_Rk_k&v, H_Rk_ko	0,16 – 0,38 [3)]	0,29	0,06	0,20
Klei	Klei H_Mp_k, H_Rk_k, P_Mp_k, P_Om_k, P_Ova_sd	0,22 – 0,28	0,25	0,03	0,10
Klei zandig en siltig	H_Mr_kz, H_Mkw_z&k, H_Ro_z&k, P_Rk_k&s, P_Rbk_z&s	0,20 – 0,50	0,30	0,03	0,10
Löss[5)]	P_Wls_s	0,20 – 0,50	0,35	0,04	0,10
Keileem[6)]	P_Gkl_kz	0,10 – >1.0	--	--	--
Dijksmateriaal[7)]	H_Aa_ht	0,20 – 0,50	0,31	0,06	0,20

1) De lage waarde kan als karakteristieke ondergrenswaarde worden toegepast.
2) In de standaardafwijking en variatiecoëfficiënt is rekening gehouden met uitmiddeling van onzekerheid langs het schuifvlak, zodat deze waarden zonder verdere bewerking kunnen worden toegepast in D-Soil Model en Riskeer.
3) S = 0,20 mag als karakteristieke ondergrens worden toegepast, hoewel incidenteel lagere waarden kunnen worden aangetroffen.
4) Gyttja kan voorkomen in de volgende SOS: eenheden: H_Mp_ko, H_Ml_ko, H_Rr_o&z, H_Rk_k&v, H_Rk_ko, H_Rk_vk, H_vhv_v, H_vbv_v.
5) De waarden voor löss zijn indicatieve waarden op basis van literatuur.
6) De lage waarde bij Keileem betreft de triaxiaal extensie modus; bij Keileem is anisotropie van de ongedraineerde schuifsterkte relevant (zie Ongedraineerde schuifsterkte van zware zandige siltige klei). Vanwege de grote spreiding zijn verwachtingswaarden en standaardafwijking niet te geven.
7) Voor dijksmateriaal boven het freatisch vlak bij hoogwater wordt de hoek van inwendige wrijving toegepast.

Stap 3: Bepalen *S* op basis van laboratoriumonderzoek

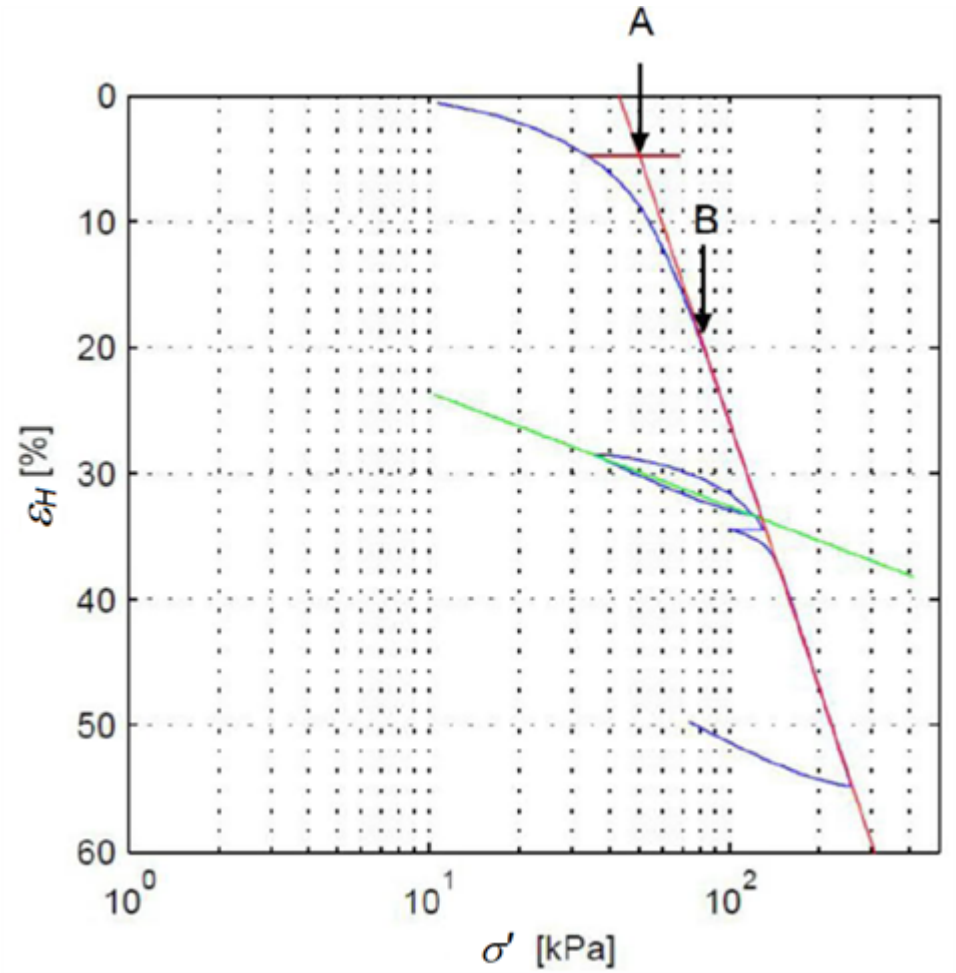
Wanneer een tweede stap met laboratoriumonderzoek nodig is, zijn er twee procedures om de normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio S te bepalen:

1. Op normaal geconsolideerde monsters.
2. Op overgeconsolideerde monsters.

Beide procedures worden hieronder beschreven en ook een in de praktijk eerder gehanteerde procedure die echter moet worden ontraden. Een uitgewerkt twee uitgewerkte voorbeelden van de bepaling wordt gegeven in Voorbeelden bepalen normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio S.

Procedure 1: Uitgaan van normaal geconsolideerde monsters

Normaal geconsolideerde monsters worden verkregen door te consolideren bij de spanning waar de gemeten zettingscurve van een samendrukkingsproef of een CRS-proef de raaklijn langs de maagdelijke tak van de zettingscurve het eerst raakt, zie de figuur, punt B. Op deze monsters worden ongedraineerde triaxiaalproeven (TX) of ongedraineerde direct simple shear (DSS) proeven uitgevoerd. De grote-rekwaarde (ultimate state) van de halve deviatorspanning t_d (= s_u) uit deze proeven gedeeld door de gekozen consolidatiespanning σ'_{vc} geeft de normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio S. Met de analyses zoals beschreven Veel voorkomende verdelingsfuncties worden de verwachtingswaarden, standaardafwijkingen en karakteristieke waarden bepaald.



Figuur Rek tegen spanning in een CRS proef. De horizontale lijn bij A is het rekniveau bij de

terreinspanning σ'_{vi} (in de figuur ca. 35 kN/m²). De spanning bij A is de gangbare definitie voor de grensspanning (in de figuur ca. 50 kN/m²). De spanning bij B is de bovengrens voor de grensspanning (in de figuur ca. 83 kN/m²).
Voordeel van deze werkwijze is dat iedere proef meteen S oplevert. Combinatie van gegevens uit verschillende proeven is niet nodig. Effecten van monsterverstoring tijdens het steken van het monster spelen bij deze procedure geen rol. Nadeel van deze procedure is dat door het opleggen van de relatief hoge consolidatiespanningen de natuurlijke structuur van het monster verloren gaat en daarmee ook een deel van de sterkte.

Procedure 2: Uitgaan van overgeconsolideerde monsters

De te beproeven monsters worden geconsolideerd bij de op basis van volumegewichten en dagelijkse gemiddelde waterspanningen geschatte in situ verticale effectieve spanning σ'_{vi}. Aangezien mag worden verondersteld dat de grensspanning veelal hoger ligt dan de verticale effectieve spanning is de grond van deze monsters overgeconsolideerd. Op deze monsters worden ongedraineerde TX- of DSS-proeven uitgevoerd. De ongedraineerde schuifsterkte (s_u), oftwel de halve deviatorspanning t_d bij grote rek (ultimate state), uit deze proeven gedeeld door de consolidatiespanning σ'_{vc} (in dit geval gelijk aan de in situ verticale effectieve spanning σ'_{vi}) geeft de overgeconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio $(s_u/\sigma'_{vc})_{OC}$.

Uit samendrukkingsproeven of CRS-proeven op een ander monster (direct erboven of eronder) is eerder de grensspanning σ'_{vy} en de overconsolidatieratio OCR afgeleid. De regressielijn door de punten van $(s_u/\sigma'_{vc})_{OC}$ tegen de OCR geeft S (en tevens de sterktetoename-exponent m) (zie de figuur in het artikel Sterktetoename-exponent m). Monster(paren) van verschillende dieptes en van naast en onder de dijk (wel binnen dezelfde grondlaag of SOS-eenheid!) zorgen voor de benodigde range in OCR-waarden.

Voordeel van deze werkwijze is dat het monster in de TX- of DSS-proeven tijdens de consolidatie niet wordt belast met een hoge spanning, zodat de natuurlijke structuur die de grond heeft opgebouwd in het veld zoveel mogelijk intact blijft (op voorwaarde dat geen monsterverstoring is opgetreden tijdens het steken van het monster). Nadeel kan zijn dat de proeven bij zeer lage spanningen moeten worden uitgevoerd, waarbij de meetnauwkeurigheid van de apparatuur een significante rol gaat spelen. Een ander nadeel is dat de schuifsterkte en de grensspanning en OCR noodzakelijkerwijze worden bepaald op verschillende monsters (van mogelijk iets verschillende samenstelling en historie). Deze werkwijze om S te bepalen is economisch als gelijktijdig een correlatie wordt opgesteld tussen de ongedraineerde schuifsterkte en de sondeerweerstand (bepaling van de conusfactor N_{kt}; zie artikel Ongedraineerde sterkte bepalen uit correlaties met sonderingen).

Ontraden methode

Daarnaast is in de praktijk nog een alternatieve methode toegepast, waarbij monsters voor ongedraineerde triaxiaalproeven of ongedraineerde DSS-proeven eerst worden geconsolideerd bij een hoge spanning boven de grensspanning (> B in bovenstaande figuur) en vervolgens worden ze opnieuw geconsolideerd bij een lagere spanning. Dit resulteert in een bekende aan het monster opgelegde OCR. Zowel de 'pre'-consolidatiespanning als de proef-consolidatiespanning waarbij de afschuiffase wordt uitgevoerd, kunnen vrij gekozen worden zodat een range van OCR waarden wordt verkregen. De regressielijn door de punten van $(s_u/\sigma'_{vc})_{OC}$ tegen de OCR geeft S (en tevens de sterktetoename-exponent m) . Deze procedure heeft als nadeel dat de structuur van de grond wordt verstoord, waardoor een deel van de sterkte van het monster verloren gaat. Door dit nadeel wordt afgeraden deze methode te gebruiken.

Nabeschouwing

De twee aanbevolen procedures leiden ten gevolge van de genoemde voor- en nadelen niet tot dezelfde resultaten. Een analyse van de verschillende proevenseries waarbij gemiddelden en standaardafwijkingen vergeleken worden geeft inzicht in de grootte van de onzekerheden in de parameters en maakt een goed gefundeerde keuze mogelijk.

Procedure 1 is in de uitvoering en uitwerking iets eenvoudiger dan procedure 2. Bij het van grof naar fijn werken kan desgewenst eerst methode 1 worden toegepast. Hiermee wordt alleen de parameter S bepaald. Indien vervolgonderzoek nodig is, kan alsnog methode 2 worden toegepast. Het nadeel hiervan is dat het veld- en laboratoriumonderzoek opnieuw moet worden uitgevoerd. Het kan daarom zinvol zijn om direct methode 2 toe te passen. Deze keuze kan vooraf worden onderbouwd door resultaten van gevoeligheidsberekeningen.

Voor de halve-deviatorspanning t_d worden de grote-rekwaarden (ultimate state) uit de eentraps ongedraineerde TX-proeven (klei) en DSS-proeven (veen) genomen.

Voor veen worden voor de bepaling van de ongedraineerde schuifsterkteratio S voor het uitvoeren van stabiliteitsanalyses DSS-proeven uitgevoerd. De grote-rekwaarden (ultimate state) van de ongedraineerde schuifsterkteratio S uit direct simple shear-proeven kunnen tot verwachtingswaarden van de ongedraineerde schuifsterkteratio worden verwerkt als aangegeven in Normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio S (bepalen uit laboratoriumproeven).

Door de uitgevoerde proeven te ordenen naar grondsoort, geologische afzetting en eventueel het volumegewicht of organische stof gehalte ontstaan groepen van proeven die bij elkaar horen. Per groep van bij elkaar behorende proeven kunnen de verwachtingswaarde en de standaardafwijking van de ongedraineerde schuifsterkteratio S worden bepaald.

Er zijn spreadsheets met documentatie beschikbaar, die kunnen worden gebruikt om de parameter S volgens procedure 2 af te leiden uit resultaten van laboratoriumproeven. Met deze spreadsheets worden ook standaardafwijkingen en karakteristieke waarden bepaald.

De ongedraineerde schuifsterkteratio neemt globaal genomen toe als het volumegewicht afneemt. Dat wil zeggen dat de ongedraineerde schuifsterkteratio van Hollandveen en Basisveen hoger is dan de ongedraineerde schuifsterkteratio van de verschillende kleien.

De interpretatie van de meetgegevens is bij de direct simple shear-proef niet vanzelfsprekend, omdat niet alle spannings-componenten (horizontale druk in membraan, schuifspanningen) bekend zijn en de oriëntatie van een eventueel afschuifvlak onbekend is. De literatuur geeft diverse manieren om de direct simple shear-proef uit te werken. De grote rek waarde (ultimate state) van de ongedraineerde schuifsterkte $s_{u,e}$ wordt vaak gelijkgesteld met de schuifsterkte bij het einde van de proef τ_e.

Voorbeeld

Voor de interpretatie van de triaxiaalproeven en direct simple shear proeven wordt verwezen naar Voorbeelden bepalen normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio S Normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio [-].

Versie 1.0: 2 juli 2025

Voorbeelden bepalen schuifsterkte ratio S

Voor het uitvoeren van ongedraineerde stabiliteitsanalyses c.q. voor de schuifsterkte van slecht doorlatende grondlagen wordt gebruik gemaakt van ongedraineerde schuifsterkte eigenschappen. Uitgaande van de SHANSEP-werkwijze zijn dit de ongedraineerde schuifsterkte ratio S, de sterkte toename exponent m en de overconsolidatieratio OCR of grensspanning σ'_{vy}.

In de eerste stap van het stapsgewijs bepalen van de sterkteparameters wordt meestal uitgegaan van standaardwaarden, zie: Stapsgewijs bepalen ongedraineerde schuifsterkteparameters. Zo ook voor de ratio S.

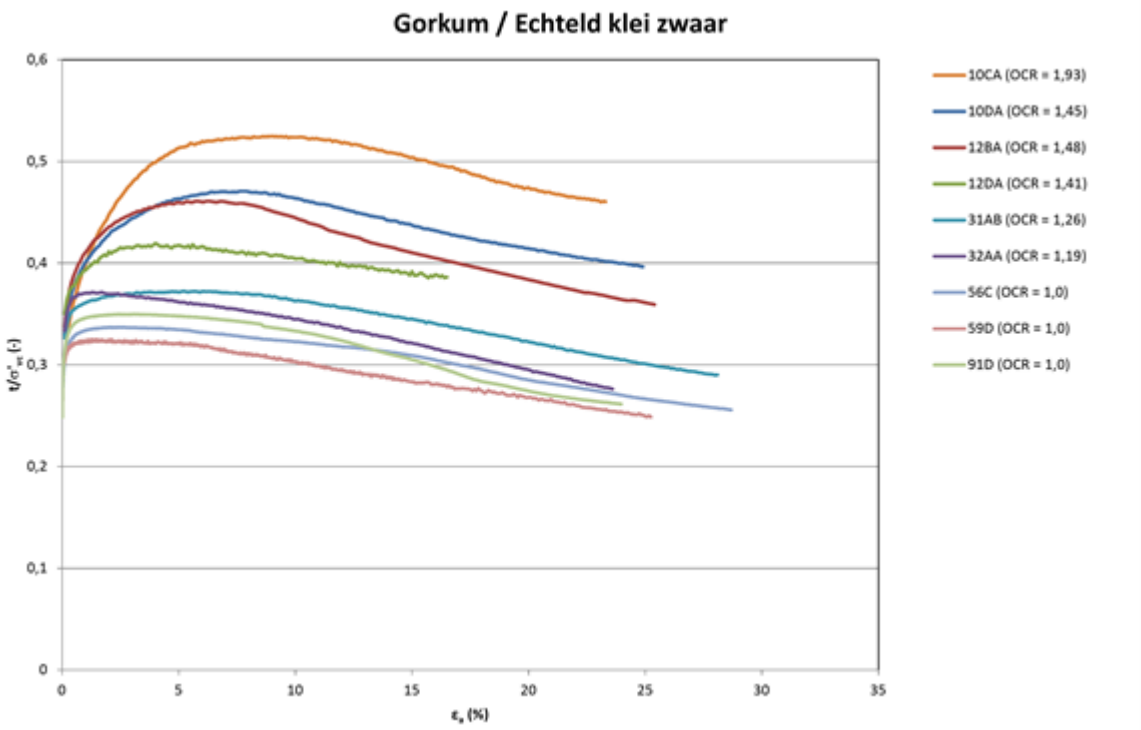
Een meer toegespitste ongedraineerde schuifsterkte ratio S (stap 3) wordt in het laboratorium bepaald op ongestoorde grondmonsters met ongedraineerde triaxiaalproeven met anisotrope consolidatie of met direct simple shear proeven. De triaxiaalproeven zijn toepasbaar voor klei; voor veen zijn direct simple shear proeven het beste alternatief. Voor het bepalen van de ongedraineerde schuifsterkteratio S bestaan verschillende procedures. Zij maken gebruik van normaal geconsolideerde monsters, of van overgeconsolideerde monsters, of gaan uit van monsters met een opgelegde *OCR*. Die laatste methode wordt ontraden. Zie verder Normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio S Normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio [-].

Voor het bepalen van de sterkte toename exponent m en de overconsolidatieratio OCR of grensspanning σ'_{vy} wordt verwezen naar de artikelen Sterktetoename-exponent m en Bepalen grensspanning, POP en OCR uit schuifsterkteparameters.

Voorbeelden

Aan de hand van een aantal figuren wordt aangegeven hoe de triaxiaalproeven en direct simple shear proeven worden geïnterpreteerd om te komen tot een ongedraineerde schuifsterkte ratio.

Triaxiaalproeven op zware klei



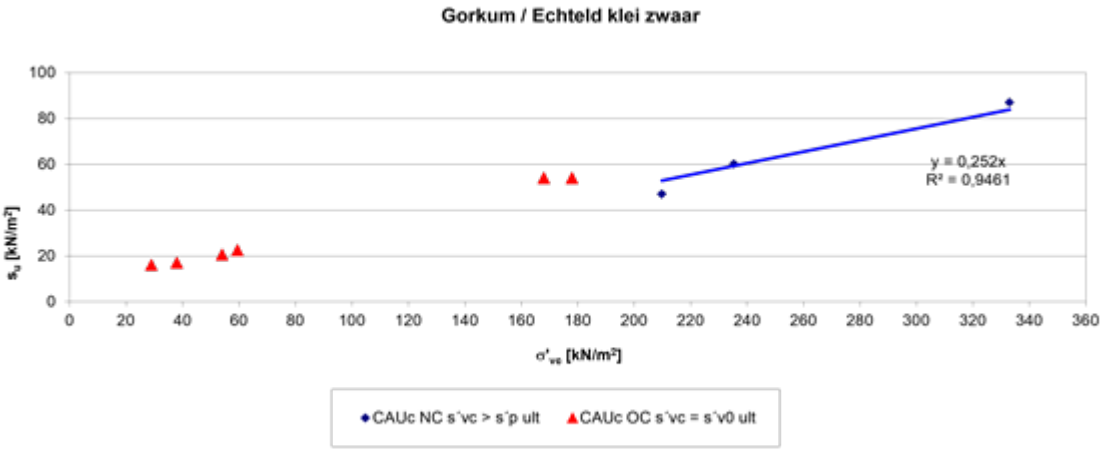
Figuur 1 Ratio t/σ'_{vc} of s_u/σ'_{vc} uitgezet tegen de axiale rek ε_a

In figuur 1 is de ratio t_d/σ'_{vc} uit triaxiaalproeven op Gorkum klei uitgezet tegen de axiale rek ε_a. Hierin is $t_d = s_u = (\sigma'_v - \sigma'_h)/2$ en σ'_{vc} is de consolidatiespanning voor de betreffende proef. Daarmee is t_d/σ'_{vc} gelijk aan s_u/σ'_{vc}. Een andere veel voorkomende aanduiding is f_{undr}. Voor f_{undr} geldt dat dit ook gelijk is aan t_d en aan s_u. Dit geldt ook bij anisotroop geconsolideerde proeven.

Bij het interpreteren van de laboratoriumproeven is het in de eerste plaats van belang onderscheid te maken tussen normaal geconsolideerde proeven en overgeconsolideerde proeven. De proeven 59D,

56C en 91D in figuur 1 zijn normaal geconsolideerde proeven (geconsolideerd bij een verticale spanning ruim hoger dan de grensspanning σ'_{vy}, zodat de overconsolidatieratio OCR = 1,0). OCR is het quotiënt van de grensspanning σ'_{vy} en de in situ verticale effectieve spanning σ'_{vi}.
De overige proeven zijn proeven op overgeconsolideerde monsters (geconsolideerd bij de in situ effectieve verticale spanning σ'_{vi} en OCR > 1,0). De overconsolidatieratio OCR kan worden afgeleid uit CRS-testen. De OCR van de overgeconsolideerde proeven is in dit voorbeeld kleiner dan 2,0. Bij waarden van OCR groter dan 2,0 vertoont grond dilatant gedrag.

De ligging van de spannings-rek-verlopen van de proeven in de grafiek is in overeenstemming met de mate van overconsolidatie van de monsters. De normaal geconsolideerde waarde van de ratio s_u/σ'_{vc} in de grafiek is 0,25. Dit is de waarde van t_d/σ'_{vc} bij 25% axiale rek bij de normaal geconsolideerde proeven 59D, 56C en 91D.

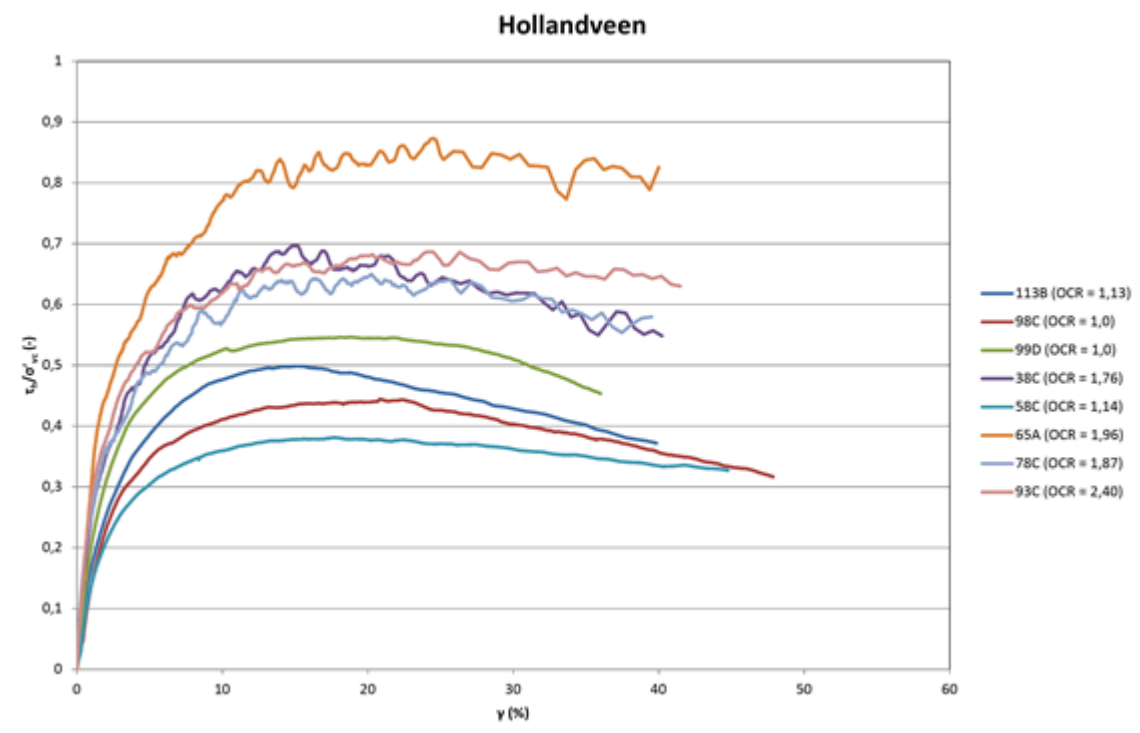


Figuur 2 Ongedraineerde schuifsterkte s_u uit de triaxiaalproeven op Gorkum klei uitgezet tegen de consolidatiespanning σ'_{vc} van de triaxiaalproeven; waarden bij 25% axiale rek.

In figuur 2 is de ongedraineerde schuifsterkte s_u uit dezelfde negen triaxiaalproeven op Gorkum klei, zie figuur 1, uitgezet tegen de consolidatiespanning σ'_{vc} van de triaxiaalproeven. De regressielijn door de resultaten van de drie normaal geconsolideerde proefstukken heeft de richtingscoëfficiënt 0,25. Deze waarde van de normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio $(s_u/\sigma'_{vc})_{nc}$ van deze klei komt overeen met de waarde in Figuur 1, waarin s_u/σ'_{vc} is uitgezet tegen de axiale rek ε_a. De resultaten van de overgeconsolideerde triaxiaalproeven liggen iets boven de regressielijn van de normaal geconsolideerde proefresultaten.

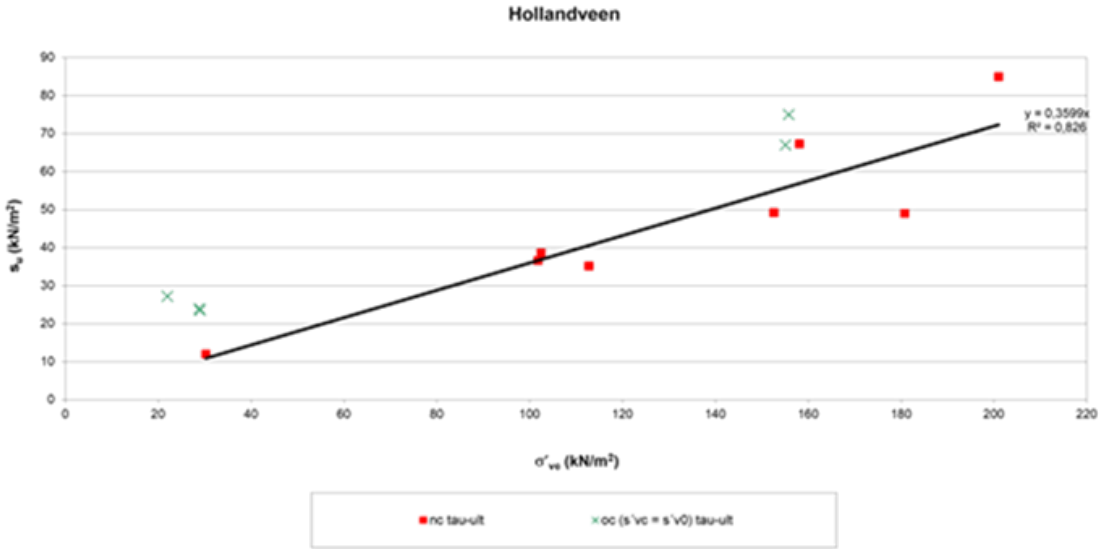
Direct simple shear proeven op Hollandveen

Voor Hollandveen volgt een zelfde serie grafieken als voorbeeld. Het betreft hier resultaten van direct simple shear testen.



Figuur 3 Ratio τ_h/σ'_{vc} ofwel s_u/σ'_{vc} uitgezet tegen de schuifrek γ

In figuur 3 is de ratio τ_h/σ'_{vc} ofwel s_u/σ'_{vc} uit de direct simple shear proeven op Hollandveen uitgezet tegen de schuifrek γ. De proeven 98C en 99D zijn normaal geconsolideerde proeven. De overige proeven zijn overgeconsolideerde proeven. De normaal geconsolideerde waarde van de ratio s_u/σ'_{vc} volgens de resultaten van de direct simple shear proeven is 0,33.



Figuur 4 Schuifsterkte s_u uit de direct simple shear proeven op Hollandveen uitgezet tegen de consolidatiespanning σ'_{vc} van de DSS proeven; waarden bij 40% schuifrek.

In Figuur 4 is de ongedraineerde schuifsterkte s_u uit de direct simple shear proeven op Hollandveen uitgezet tegen de consolidatiespanning σ'_{vc} van de direct simple shear proeven. De regressielijn door de resultaten van de acht normaal geconsolideerde direct simple shear proeven heeft de richtingscoëfficiënt 0,36. Deze waarde van de normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio $(s_u/\sigma'_{vc})_{nc}$ van veen komt ongeveer overeen met de waarde in figuur 3, waarin s_u/σ'_{vc}

is uitgezet tegen de schuifrek γ. De resultaten van de overgeconsolideerde proeven liggen weer iets boven de regressielijn van de normaal geconsolideerde proefresultaten.
Versie 1.0: 2 juli 2025

Sterktetoename-exponent m

De sterktetoename-exponent m is een parameter die in het SHANSEP-schuifsterktemodel in combinatie met de normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio S en de grensspanning σ'_{vy} wordt gebruikt voor het karakteriseren van de ongedraineerde schuifsterkte s_u.

De sterktetoename-exponent bepaalt de mate waarin het effect van de belastinggeschiedenis (grensspanning σ'_{vy}, overconsolidatieratio OCR) doorwerkt in de ongedraineerde schuifsterkte. De parameter m wordt voor een probabilistische berekening (Riskeer) beschreven als stochast met verwachtingswaarde en standaardafwijking en een lognormale verdeling.

Inleiding

De sterktetoename-exponent bepaalt de mate waarin de ongedraineerde schuifsterkte van overgeconsolideerde grond gevoelig is voor veranderingen in de verticale effectieve spanning σ'_{vi}. De verticale effectieve spanning kan lokaal afnemen als gevolg van een toename in de waterspanning door toenemende infiltratie vanuit een onderliggende aquifer, of juist toenemen door consolidatie die optreedt na een extra bovenbelasting.

Als m = 1 wordt elke verandering in effectieve spanning volledig gecompenseerd door de even grote verandering van OCR en blijft s_u gelijk. Als m = 0,5 dan leidt een relatieve afname van de effectieve spanning tot een even grote relatieve toename van OCR, maar de OCR werkt door de lage waarde van m minder hard door in de s_u en dus neemt s_u af door de afname van de effectieve spanning.

Voor het bepalen van de ongedraineerde schuifsterkteparameters is de aangewezen weg een stapsgewijze aanpak zoals deze is beschreven in het artikel Stapsgewijs bepalen ongedraineerde schuifsterkteparameters.

Voor de normaal geconsolideerde ongedraineerde sterktetoename-exponent m resulteert die aanpak in een tweetal stappen (stap 2 heeft alleen betrekking op de grensspanning en ontbreekt dus):

1. Gebruik van standaardwaarden.
2. Bepalen m op basis van laboratoriumonderzoek.

Stap 1: Gebruik van standaardwaarden

De waarde van m ligt tussen 0,5 en 1,0. Een gangbare waarde is 0,8. Die waarde kan worden toegepast als karakteristieke ondergrenswaarde. De verwachtingswaarde voor Nederlandse grondsoorten is 0,9 met variatiecoëfficiënt 0,03. In de variatiecoëfficiënt is rekening gehouden met uitmiddeling van onzekerheid langs het schuifvlak, zodat deze waarde zonder verdere bewerking kan worden toegepast in D-Soil Model en Riskeer.

Stap 2: Bepalen $m$op basis van laboratoriumonderzoek

Met behulp van laboratoriumonderzoek kan de sterktetoename-exponent m op twee manieren worden bepaald.

1. Door het uitvoeren van triaxiaalproeven of direct simple shear proeven bij verschillende waarden van de overconsolidatieratio OCR. De triaxiaalproeven of direct simple shear proeven worden geconsolideerd bij de geschatte in situ verticale effectieve spanning σ'_{vi}. Deze proeven resulteren in een overgeconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio $(s_u/\sigma'_{vc})_{OC}$.

De regressielijn door de punten van $(s_u/\sigma'_{vc})_{oc}$ tegen de OCR geeft de sterktetoename-exponent m. Bij deze werkwijze worden de normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio S Normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio [-] volgens procedure 2 (zie de paragraaf Procedure 2: Uitgaan van overgeconsolideerde monsters in het hiervoor genoemde artikel) en de sterktetoename-exponent m in samenhang bepaald.

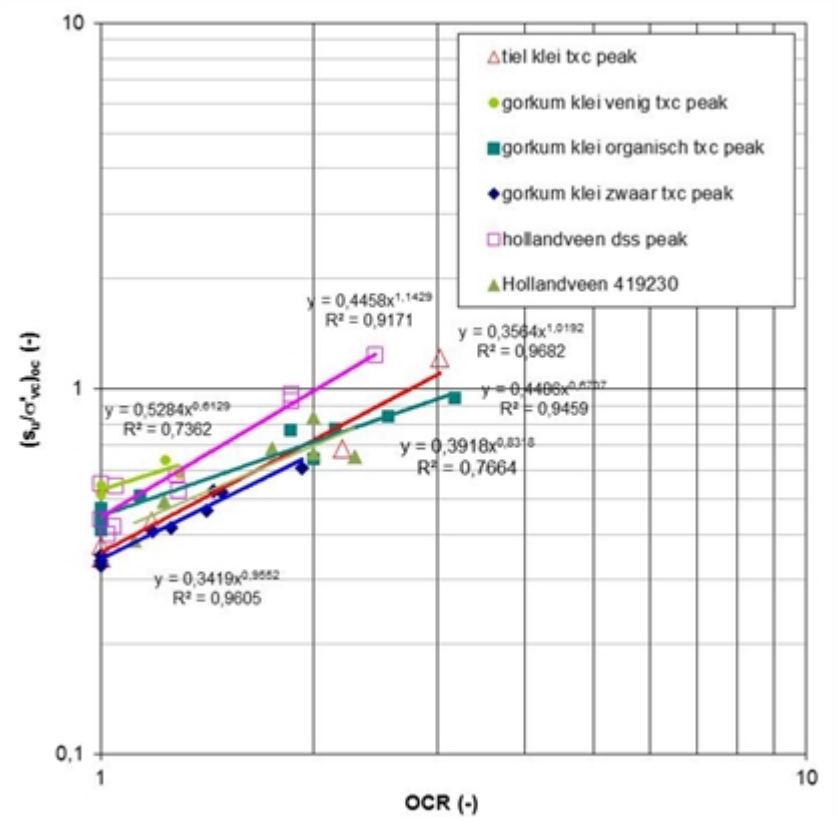
2. Door het uitvoeren van samendrukkingsproeven of CRS-proeven en het hieruit afleiden van de isotachen parameters a_{it} en b_{it}. De parameter a_{it} is de herbelast parameter en b_{it} is de maagdelijke samendrukkingsparameter. Op basis van a_{it} en b_{it} wordt bepaald uit $m = (b_{it} - a_{it}) / b_{it}$. Deze relatie is gelijkwaardig aan vergelijkbare relaties op basis van de critical state samendrukkingsparameters of Bjerrum samendrukkingsparameters.

De methode met triaxiaalproeven of direct simple shear proeven, waarbij de ongedraineerde schuifsterkte ratio S en de sterkte toename exponent m in samenhang worden bepaald, heeft inhoudelijk de voorkeur. Dit omdat deze wijze van bepaling van m gerelateerd is aan de bepaling van de schuifsterkte. Deze methode geeft onzekerheid door onzekerheid over de OCR en door het combineren van verschillende monsters met verschillende sterkte door heterogeniteit. In geval van onrealistisch hoge waarden van m (> 1,0) worden de waarden van m volgens de methode met samendrukkingsproeven of CRS-proeven als bovengrens genomen.

Er zijn spreadsheets met documentatie beschikbaar op de Github van het Kennis en Kunde Platform, die kunnen worden gebruikt om de parameter m volgens de procedure met triaxiaalproeven en direct simple shear proeven bij verschillende waarden van OCR af te leiden. Met deze spreadsheets worden ook standaardafwijkingen en karakteristieke waarden bepaald.

Voorbeeld

In Figuur 1 is de relatie tussen de (overgeconsolideerde) ongedraineerde schuifsterkteratio $(s_u/\sigma'_{vc})_{oc}$ en de overconsolidatieratio OCR weergegeven. De trendlijnen geven voor vijf grondsoorten de relatie $(s_u/\sigma'_{vc})_{oc} = S \cdot OCR^m$ weer die conform het SHANSEP-model het verband legt tussen de normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio S en de overgeconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio $(s_u/\sigma'_{vc})_{oc}$ met de overconsolidatieratio OCR en de sterktetoename-exponent m. De ratio $(s_u/\sigma'_{vc})_{oc}$ bij $OCR = 1$ is gelijk aan de normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio S. De exponent in de vergelijkingen van de trendlijnen in onderstaande figuur is de sterktetoename-exponent m.



Figuur 1 Relatie tussen de overgeconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio $(s_u/\sigma'_{vc})_{OC}$ en de overconsolidatieratio *OCR*. Merk op dat in sommige fits de macht *m* >1 (fysisch niet realistisch) als gevolg van ruis in de metingen bij lage spanning.

Wanneer de consolidatiespanning van triaxiaalproeven of direct simple shear proeven gelijk is aan de geschatte in situ verticale effectieve spanning σ'_{vi} kan dit betekenen dat de laboratoriumproeven bij zeer lage spanningen moeten worden uitgevoerd. De meetnauwkeurigheid van de apparatuur kan daarbij een significante rol gaan spelen.

Transitional soils

Bij toepassing van het SU-tabel-model voor transitional soils is ook de sterktetoename-exponent m nodig. Op transitional soils kan de CSSM-theorie worden toegepast, indien er vanuit wordt gegaan, dat elke initiële toestand van de grond een bijbehorende 'critical state line' heeft. Het is daarom aannemelijk dat het toepassen van de sterktetoename-exponent m realistisch is voor transitional soils en dat de waarde van *m* voor transitional soils vergelijkbaar is met m van andere materialen. Wanneer voor transitional soils de exponent *m* wordt bepaald op de hiervoor genoemde manier door het uitvoeren van samendrukkingsproeven of CRS-proeven en het hieruit afleiden van de isotachen parameters a en b, dan wordt een waarde voor *m* gevonden, die vergelijkbaar is met *m* van andere materialen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Grensspanning, POP en OCR

Inleiding

De grensspanning (σ'_{vy} [kN/m²]), de pre overburden pressure (*POP* [kN/m²]) en de overconsolidatieratio (*OCR* [-]) zijn een maat voor de belastinggeschiedenis van de grond. NB de indices "v" en "y" van het symbool σ'_{vy} zijn afkomstig van "verticaal" en van het Engelse "yield".

Wanneer de grensspanning relatief hoog is ten opzichte van de actuele effectieve verticale spanning (hoge overconsolidatieratio) dan is de grond relatief sterk gecompacteerd. Het poriënvolume van de grond is dan relatief klein in relatie tot de actuele effectieve verticale spanning.
In holocene grondlagen is de grootte van de grensspanning het gevolg van kruip, polderpeilfluctuaties, weersinvloeden en bodemvormende processen (rijping: fysische, chemische en biologische processen) in de grond. Deze processen zorgen voor een afname van het poriënvolume in de tijd.

Bij een effectieve spanning lager dan de grensspanning is het gedrag van de grond relatief stijf in vergelijking met het gedrag bij een effectieve spanning gelijk aan de grensspanning en de mate van wateroverspanningsontwikkeling bij ongedraineerd afschuiven is geringer.

De grensspanning is een parameter met veel spreiding, zowel lokaal als regionaal. Soms is de grensspanning gelijk aan de in-situ verticale effectieve spanning. De grensspanning kan echter ook wel 50 kN/m² of meer hoger zijn dan de in-situ verticale effectieve spanning. De grensspanning heeft een groot effect op de ongedraineerde schuifsterkte.

De grensspanning wordt het gemakkelijkst bepaald met Samendrukkingsproeven in het laboratorium. De grensspanning kan ook met empirische correlaties worden afgeleid uit sonderingen. Meer hierover in het artikel Ongedraineerde sterkte bepalen uit correlaties met sonderingen.

Relatie tussen grensspanning, POP en OCR

De relatie tussen de grensspanning en de verticale effectieve terreinspanning wordt in de praktijk op twee wijzen weergegeven:

- Met behulp van de pre overburden pressure POP. Daarbij wordt verondersteld dat de invloed van de belastinggeschiedenis over de diepte van de grondlaag (of grondlagen) constant is. In onderstaande figuur is dit grofweg het geval. POP is dan (min of meer) constant met de diepte (OCR neemt hierbij af met de diepte). Dit kan het geval zijn als de belastinggeschiedenis is gedomineerd door rijping. Met name bij lagere effectieve spanningen is het effect van rijping meestal groter dan het effect van kruip.
- Met behulp van de overconsolidatieratio OCR. Daarbij wordt verondersteld dat het effect van de belastinggeschiedenis met de diepte van de grondlaag (of grondlagen) toeneemt. OCR is dan grofweg constant met de diepte (POP neemt hierbij toe met de diepte). Dit kan het geval zijn als de belastinggeschiedenis is gedomineerd door kruip. Bij hogere effectieve spanningen is het effect van kruip meestal groter dan het effect van rijping.

In formule vorm wordt de relatie tussen de grensspanning enerzijds en de POP en de OCR anderzijds gegeven door:

$$\sigma'_{vy} = \sigma'_{vi} + POP$$

$$\sigma'_{vy} = \sigma'_{vi} \cdot OCR$$

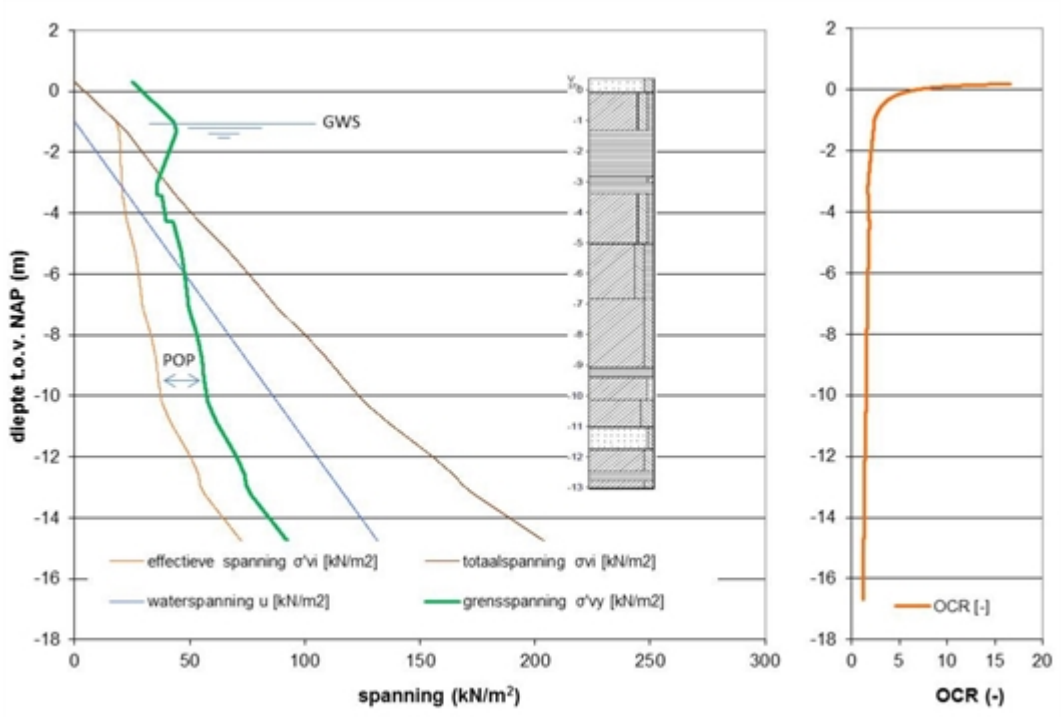
Waarin:

σ'_{vy} Grensspanning [kN/m²].

σ'_{vi} In situ effectieve verticale spanning [kN/m²].

POP Pre overburden pressure [kN/m²].

OCR OverConsolidatieRatio [-].



Figuur Totaalspanning σ'_{vi}, waterspanning u, effectieve verticale spanning σ'_{vi} en grensspanning σ'_{vy} (links) en de OCR (rechts) als functie van de diepte, in een grondprofiel.

In het artikel Bepalen grensspanning, POP en OCR uit gemeten schuifsterkteparameters worden de formules gegeven om de grensspanning, POP en OCR te berekenen uit schuifsterkteparameters afgeleid uit sonderingen. De grensspanning, POP en OCR kunnen overigens ook uit Constant rate of strain proeven en samendrukkingsproeven worden afgeleid.

Als een keuze moet worden gemaakt tussen het toepassen van POP of OCR, is het van belang dat de gekozen aanpak goed aansluit bij de beschikbare data. In het algemeen leidt de keuze voor POP tot een realistischer schematisering van de grensspanning dan de keuze voor OCR.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Grensspanning in het ontwerp

Dit artikel behandelt de wijze waarop de grensspanning kan worden gebruikt in het ontwerp van een dijkverzwaring. Daarbij komen ook adviezen met betrekking tot monitoring en gevoeligheidsberekeningen aan de orde.

Effect van dijkverzwaring op de schuifsterkte

In een stabiliteitsanalyse op basis van CSSM wordt de ongedraineerde schuifsterkte s_u in de klei- en veenlagen bepaald uit de verticale effectieve in situ spanning, de schuifsterkte ratio, de overconsolidatie ratio en de sterktetoename exponent, zie het artikel Ongedraineerde schuifsterkte.

Als voorbeeld is gekozen voor het ontwerp van een dijkverzwaring door het aanbrengen van een stabiliteitsberm. Een stabiliteitsberm is bij een CCSM-stabiliteitsanalyse (ongedraineerde benadering) minder effectief dan wanneer dezelfde grond volgens het Mohr-Coulomb model (gedraineerde benadering) zou worden beschouwd. Dit wordt veroorzaakt doordat bij het aanbrengen van een berm na consolidatie, als gevolg van de toename van de effectieve spanning de term $\sigma'_{vi} \cdot S$ is toegenomen, maar de term OCR^m is afgenomen. Door deze twee tegengestelde effecten zal, zolang de effectieve verticale spanning kleiner blijft dat de grensspanning, oftewel zolang er nog sprake is van

overconsolidatie, de s_u maar weinig toenemen. Als door verdere ophoging van de berm het normaal geconsolideerde gebied wordt bereikt, neemt de s_u evenredig toe met de toename van de effectieve spanning (na consolidatie). De berm die als verbetermaatregel is bedoeld, moet bij voorkeur zodanig hoog worden, dat de nieuwe effectieve spanning duidelijk hoger is dan de oude grensspanning. Alleen dan is de berm echt effectief. Op basis van gedraineerd grondgedrag zou de stabiliteitsberm ook bij een beperkte hoogte meteen effectief zijn, omdat de schuifsterkte volgens dat grondgedrag evenredig is met de verticale grondspanning.
Na de aanleg van bijvoorbeeld een stabiliteitsberm, kan de *OCR* weer toenemen door twee effecten:

- Toename van de grensspanning (σ'_{vy}) door kruip of uitdroging.
- Door toename van waterspanning onder maatgevende omstandigheden vindt (tijdelijk) een afname van de verticale effectieve spanning (σ'_{vi}) plaats ten opzichte van de dagelijkse omstandigheden.

De toename van de grensspanning (σ'_{vy}) in de tijd na het aanbrengen van de stabiliteitsberm blijkt zeer moeilijk te voorspellen en heeft daarom een grote onzekerheid. Dit betekent dat zonder aanvullend onderzoek er, op het moment van oplevering of na het einde van de consolidatie, moet worden aangenomen dat de grensspanning gelijk blijft aan de verticale effectieve spanning tijdens dagelijkse omstandigheden. Overigens wordt opgemerkt dat er ook een aanzienlijke onzekerheid zit in “dagelijkse omstandigheden”. Toepassen van deze grensspanning resulteert in stabiliteitsbermen die ontegenzeggelijk groter zijn dan wat uit een modellering volgens Mohr-Coulomb (gedraineerde benadering) volgt.

In de praktijk van dijkversterkingsprojecten is daarom overwogen om over te gaan tot voorbelasting en/of een vacuümconsolidatie. Op die manieren kan een hogere grensspanning worden verkregen.

Aanbevolen grensspanning voor ontwerpberekeningen

Indien een grondlaag ongedraineerd grondgedrag vertoont, kan de grensspanning op basis van de sondering in de berekening worden meegenomen. Daarnaast is het ook mogelijk om de *POP*-waarden per grondsoort te bepalen uit samendrukkingsproeven (of CRS-proeven). Aanbevolen wordt om beide te combineren om lokaal een zo goed mogelijk beeld van de ondergrond te krijgen, hanteer hierbij wel een eenduidige aanpak voor het gehele traject en wissel niet per profiel van aanpak.

Belangrijke punten vooraf t.b.v. bepaling grensspanning in berekeningen

Hierbij gelden nadrukkelijk de volgende uitgangspunten:

- Bepaling grensspanning gebeurt onder dagelijkse omstandigheid (bijvoorbeeld ten tijde van het uitvoeren van de sondering of boring).
- Freatische waterstanden en stijghoogten dienen passend te zijn bij deze situatie.
  - Voor het gebruik van sonderingen houdt dat in dat de freatische stand en stijghoogte bepaald moeten worden uit gemeten waterspanningen of meetwaarden uit dissipatietesten of peilbuismetingen (indien aanwezig).
  - Bij gebruik van vaste *POP*-waarden (op basis van laboratoriumonderzoek) dienen deze bij de verticale spanningen onder dagelijkse omstandigheden (gemiddelde freatische lijn en stijghoogte) opgeteld te worden.
- Gebruik verwachtingswaarden (gemiddelde waarden) voor het volumieke gewicht, de (grond)parameters S, m en N_{kt} bij de bepaling van de grensspanning met sonderingen.

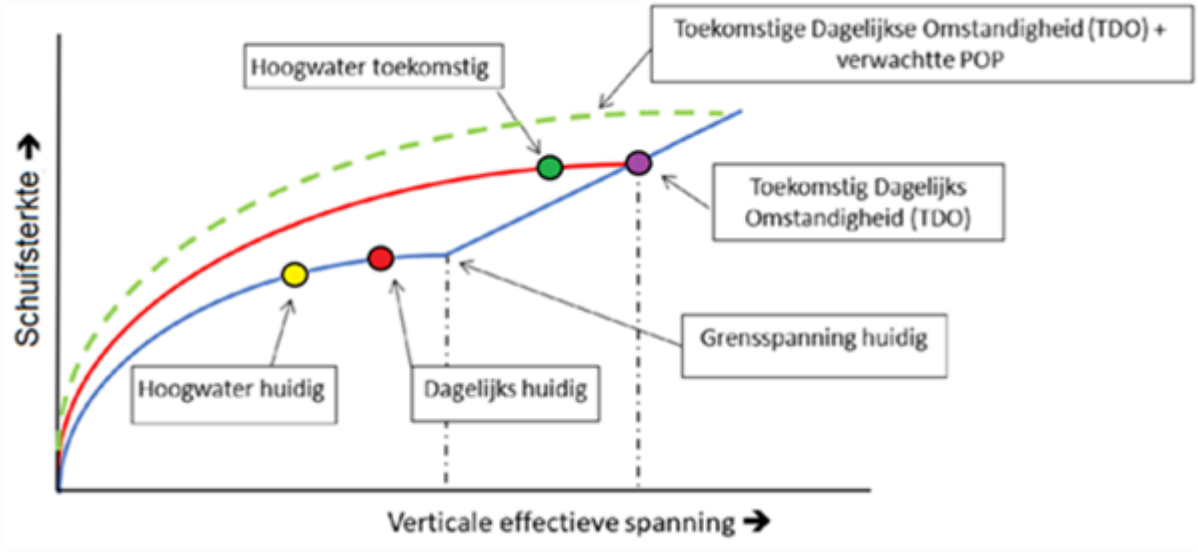
Vaststellen grensspanning volgens methode: Toekomstig dagelijkse omstandigheid (TDO)

Omdat het vrij lastig is de grensspanning in een toekomstige situatie te voorspellen (en mogelijk lukt dat in het geheel niet), is de methode “Toekomstige dagelijkse omstandigheid” (TDO) geïntroduceerd [Beurskens, 2018]. In deze methode wordt de grensspanning in de uiteindelijke situatie (bijvoorbeeld einde planperiode) gelijk verondersteld aan de korrelspanning onder de dan geldende gemiddeld “dagelijkse” omstandigheden. Door schommelingen in de freatische grondwaterstand zal, ten opzichte van de toekomstige dagelijkse omstandigheden, de grensspanning mogelijk groter zijn. Daarom leveren de gemiddelde omstandigheden dus voor het ontwerp een ‘veilige’ waarde.

Let op, zo nodig moet rekening worden gehouden met de consolidatiesnelheid van de ondoorlatende lagen in de periode na het aanbrengen van de berm. De aan te houden grensspanning is dan afhankelijk van de mate van consolidatie na uitvoering en kan als ontwerpeis worden opgegeven. Aangezien de consolidatiesnelheid onzeker is en een grote ruimtelijke spreiding kent, kan verificatie van deze ontwerpeis met metingen na een aantal jaar na de uitvoering zekerheid bieden.

Door deze korrelspanningen als grensspanningen in D-Stability op te geven zal, door het afnemen van korrelspanning door het oplopen van waterspanningen, een *POP*-waarde (en daarmee een *OCR*) ontstaan. Indien op een andere methode de grensspanning wordt verrekend zal dit aangetoond moeten worden. De grootte van deze *POP* is het verschil in effectieve spanningen (korrelspanning) tijdens normale dagelijkse omstandigheden en die tijdens hoogwater zal optreden.

In theorie zal hierdoor nog steeds de schuifspanning (enigszins) afnemen, omdat de sterktetoename exponent (m) kleiner dan 1,0 is. Echter zal het effect van met name de indringing in de onderste grondlagen veel kleiner zijn dan bij een gedraineerde berekening (o.b.v. Mohr-Coulomb), waarbij de sterkte lineair gekoppeld is aan de korrelspanning. Een schematische weergave hiervan is opgenomen in onderstaande figuur.



Figuur Overzicht ontwikkeling schuifsterkte onder dagelijkse en toekomstige omstandigheden

Toelichting op de figuur: Het rode en oranje punt geven de huidige spanningssituatie weer, waarbij het rode punt de huidige dagelijkse omstandigheid weergeeft en het oranje punt de huidige toestand onder hoogwater omstandigheden (en dus met een bepaalde waarde van POP). Bij afnemende effectieve spanning, neemt de schuifsterkte dus ook enigszins af. Hierbij is er een aanname gedaan dat er dagelijks een POP waarde aanwezig is en er dus sprake is van een overgeconsolideerde spanningssituatie. Het totale sterkte verloop is weergegeven met de blauwe lijn.

Wanneer er een ophoging plaatsvindt zal de verticale in-situ spanning (korrelspanning) oplopen (in het voorbeeld tot het paarse punt). Indien de huidige grensspanning wordt overschreven zal dit punt over de steiler oplopende tak van

de blauwe lijn gaan verschuiven. Deze korrelspanning is daarbij gelijk aan een korrelspanning onder normale dagelijkse toestand (lage waterspanningen door lage waterstanden en hogere totaalspanningen door ophoging). Het overgeconsolideerde gedrag (rode lijn) zal zich naar het verstrijken van de tijd gaan aanpassen op eenzelfde kromming als voorheen (m blijft gelijk waarmee de bolling naar verhouding gelijk zal blijven). Door het afnemen van de korrelspanning bij toenemend hoogwater, zal de schuifspanning over de rode lijn afnemen tot het punt van de laagste spanning (groene punt).

De winst hierin is dat, ten opzichte van het vasthouden van de huidige grensspanning, er altijd bij een hoogwatersituatie een *POP* > 0 kPa en daarmee *OCR* > 1,0 aanwezig zal zijn, wat een positief effect heeft op de stabiliteit. Indien dit effect niet doorgevoerd wordt, zal bij een hoogwatersituatie de grond normaal geconsolideerd grondgedrag vertonen en de sterkte lineair afnemen.

Onder hoogwatercondities nemen de waterspanningen in de deklaag toe, waardoor korrelspanningen afnemen en de mate van overconsolidatie toeneemt. Dit heeft tot gevolg dat de afname van de schuifsterkte door de afname van de effectieve spanning grotendeels wordt gecompenseerd door de toename van de overconsolidatie, met name in de indringingszone aan de onderzijde.

Overige aanbevelingen

Aanbevolen wordt om tijdens de uitvoering de ontwikkeling van de grensspanning onder nieuwe bermen te monitoren en analyseren. Dit houdt in dat voorafgaand aan ophogingen de 0-situatie op een aantal representatieve locaties goed in beeld gebracht moet worden. Hierbij dienen sonderingen gecombineerd te worden met boringen en monstername waarbij op de monsters sterkte- (DSS/TX) en samendrukkingsproeven (SAM/CRS) moeten worden uitgevoerd. Daarnaast dienen de waterspanningen voorafgaand en tijdens het ophogen ook goed gemonitord te worden. Hiermee kan een betere inschatting gemaakt worden van de ontwikkeling van de POP/grensspanning tijdens het aanbrengen van de bermen, hiermee kan tijdens de uitvoering van de werkzaamheden eventueel nog een optimalisatie plaatsvinden van de dimensies van de bermen.

Ook wordt aanbevolen de grensspanning na de dijkversterkingen te bepalen. De grensspanning is vaak het product van meer dan alleen schommelingen in freatisch of stijghoogteniveau. Wanneer een bepaalde *POP*-waarde in de huidige situatie aanwezig is, is het mogelijk dat in de toekomst zich weer een *POP* 'ontwikkelt'. Door de huidige *POP* in een gevoeligheidsberekening mee te nemen kan het effect hiervan worden nagegaan. Het ontstaan van een hogere grensspanning dan volgt uit dagelijkse omstandigheden kan ook worden nagegaan door bijvoorbeeld in en achter een berm, aangebracht in de voorgaande dijkversterkingsronde, onderzoek uit te voeren.

Daarnaast wordt aanbevolen diverse gevoeligheden te bepalen:

- Optellen van een *POP*-waarde bovenop de TDO spanning.
- Bepalen van 2D effect op korrelspanning onder en naast de dijk en deze bij een TDO berekening meenemen en invloed bepalen op de resultaten.

Zie verder het artikel over toename van de ongedraineerde schuifsterkte in de tijd.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Toename ongedraineerde schuifsterkte in de tijd

De ongedraineerde schuifsterkte neemt in de loop van de tijd toe als gevolg van kruip (ook wel veroudering of aging genoemd) van grond. Theoretisch wordt deze toename van de ongedraineerde schuifsterkte voorspeld op basis van het isotachenmodel.

In de beoordeling van de geotechnische stabiliteit van dijken en het ontwerp van dijkversterkingen op

slappe grond wordt gebruik gemaakt van de ongedraineerde schuifsterkte, s_u. Deze wordt bepaald volgens een procedure die wordt aangeduid met Stress History And Normalised Soil Engineering Properties SHANSEP (onder andere [Ladd, 1991]).
In het SHANSEP-model is de overconsolidatieratio OCR de parameter die de toename van s_u in de tijd bepaalt. Indien voor de beoordeling van de geotechnische stabiliteit of voor het ontwerp van een dijkversterking de toekomstige ongedraineerde schuifsterkte moet worden bepaald, dient dus de ontwikkeling van OCR in de tijd te worden bepaald. De andere parameters van het SHANSEP-model zijn grondeigenschappen die aangenomen worden niet te veranderen in de tijd.

Een verandering van OCR is het gevolg van een verandering in de verticale effectieve spanning, σ'_v of van de grensspanning, σ'_{vy}. De waarde van σ'_v zal veranderen indien de geometrie van het dijklichaam wordt aangepast of indien er significante veranderingen in waterspanningen optreden. Bij een gelijkblijvende σ'_v kan de grensspanning σ'_{vy} en daarmee OCR toenemen als gevolg van aging.

Het isotachenraamwerk geeft de mogelijkheid om de ontwikkeling van OCR als gevolg van aging te berekenen. Het isotachen-model zoals dat is geïmplementeerd in de Nederlandse adviespraktijk is onder andere beschreven in [D-Settlement, 2021], [Den Haan, 1994 (a)], [Den Haan, 1994 (b)], [Den Haan, 2008], [Visschedijk, 2010] en [CROW, 2022].

Uit onderzoek [Van Duinen en Stoutjesdijk, 2024] blijkt dat de huidige implementatie van het isotachen-model de ontwikkeling van OCR in de tijd overschat. Het onderzoek is uitgevoerd op twee locaties, waar geruime tijd geleden (23 jaar ten tijde van het onderzoek) dijken zijn versterkt. Bij beide locaties is een flinke ophoging aangebracht op een slappe ondergrond, zodanig dat de ondergrond normaal geconsolideerd was als gevolg van deze ophoging. Voor beide locaties is veld- en laboratoriumonderzoek uitgevoerd om de toename van OCR in de tijd te bepalen.

Uit het onderzoek volgt wel enige toename van de ongedraineerde schuifsterkte in de tijd: de OCR-waarde van de beproefde monsters ligt tussen 1,0 en 1,5. Dit is geen verwaarloosbare toename, maar minder dan voorspeld werd met de isotachen-methode voorafgaand aan het onderzoek. Het gevolg hiervan is dat de combinatie van de huidige implementatie van het isotachen-model en de SHANSEP-benadering voor het schatten van de toekomstige ongedraineerde schuifsterkte leidt tot een overschatting van deze ongedraineerde schuifsterkte.

Op basis van de gevonden onderzoeksresultaten kan wel een pragmatische aanbeveling worden gegeven voor de adviespraktijk. De gevonden OCR-waarden voor beide locaties liggen tussen 1,0 en 1,5 met een gemiddelde waarde van 1,24, een standaardafwijking van 0,10 en een karakteristieke ondergrenswaarde van 1,09. Deze waarden gelden voor een kruiptijd van 23 jaar en voor alle kleiige en venige grondsoorten. Deze waarden kunnen ook worden toegepast in dijkversterkingsprojecten, waar stabiliteitsbermen worden ontworpen voor een planperiode van minimaal 23 jaar. De genoemde waarden kunnen worden gebruikt om invulling te geven aan de verwachte ‘pre overburden pressure’ (POP) behorend bij de toekomstige dagelijkse omstandigheden (TDO), zoals voorgesteld in [Beurskens en Bisschop, 2018]; zie artikel Grensspanning in het ontwerp.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Stapsgewijs bepalen ongedraineerde schuifsterkteparameters

Dit artikel behandelt hoe stapsgewijs steeds nauwkeuriger parameterwaarden kunnen worden bepaald voor de ongedraineerde schuifsterkte.

Van grof naar fijn werken

In dit artikel wordt ingegaan op de parameters die betrekking hebben op de ongedraineerde schuifsterkte. Dat zijn de ongedraineerde schuifsterkte ratio S, de sterktetoename-exponent m, en de

grensspanning σ'_{vy} (die met de pre-overburden pressure POP en de overconsolidatieratio OCR samenhangt, zie het artikel Grensspanning, OCR en POP). De volgende stappen kunnen worden doorlopen om deze parameters te bepalen:

1. Toepassen van standaardwaarden voor *S*, *m* en *POP* (de laatste om de grensspanning σ'_{vy} te bepalen).
2. Verfijnen door de pre-overburden pressure *POP* of grensspanning σ'_{vy} te bepalen uit beschikbare sonderingen met conservatieve correlaties.
3. Verfijnen met veld- en laboratoriumonderzoek en specifieke correlaties.

Stap 1: Toepassen van standaardwaarden

Voor de eerste stap van een stabiliteitsanalyse is voor het bepalen van schuifsterkteparameters nog geen gegevensinwinning nodig. Voor de ongedraineerde schuifsterkte ratio S en de sterktetoename-exponent m zijn standaardwaarden beschikbaar (zie de betreffende links). Dit zijn realistische (niet-conservatieve) schattingen die zijn gerelateerd aan geologische afzetting, grondsoortbeschrijving en volumegewicht. In tegenstelling daarmee wordt voor het bepalen van de grensspanning σ'_{vy} voor de eerste stap van de beoordeling wel een voorzichtige (conservatieve) standaardwaarde van de pre-overburden pressure (POP) gebruikt. De grensspanning is een parameter met veel variatie. Zonder lokaal onderzoek kan daarom alleen een voorzichtige schatting worden gegeven.

Een eerste veilige schatting van de grensspanning volgt uit:

$\sigma'_{vy} = \sigma'_{vi} +$ *POP Pre overburden pressure [kN/m2]*

Waarin:

σ'_{vi} In-situ effectieve verticale spanning onder normale gemiddelde omstandigheden [kN/m²].

POP Pre overburden pressure [kN/m²].

De onderstaande tabel geeft indicatieve waarden voor *POP* voor enkele veel voorkomende afzettingen en grondsoorten. De waarden in de tabel zijn gebaseerd op laboratoriumproeven van diverse projecten. In de tabel is ook de koppeling met de SOS-eenheden gemaakt. Deze waarden gelden voor dagelijkse omstandigheden met normale gemiddelde buitenwaterstand.

Afzetting / grondsoort	WBI-SOS eenheid	Bandbreedte *POP* [kN/m²]	Verwachtings-waarde *POP* [kN/m²]	Karakteristieke waarde *POP* [kN/m²] 2)
Echteld klei ondiep 1)	H_R.._..	5 – 65	27	15
Echteld klei diep 1)	H_R.._..	0 – 75	24	8
Naaldwijk klei ondiep 1)	H_M.._.. H_E.._..	5 – 60	25	15
Naaldwijk klei diep 1)	H_M.._.. H_E.._..	0 – 30	14	7
Hollandveen	H_Vhv_v	0 – 60	11	1
Basisveen	H_Vbv_v	10 – 60	25	15
Dijksmateriaal (klei)	H_Aa_ht	0 – 150	30	7
Overig klei	Diversen	0 – 75	22	10

Tabel Indicatieve waarden voor POP voor enkele veel voorkomende afzettingen en grondsoorten. Waarden gelden voor dagelijkse omstandigheden met normale gemiddelde buitenwaterstand. 1) Met 'diep' is bedoeld onder het Hollandveen en 'ondiep' is boven het Hollandveen. Als Hollandveen afwezig is, kan voor 'ondiep' de bovenste 3 m vanaf maaiveld worden aangehouden. 2) Bij de karakteristieke waarden is rekening gehouden met het effect van uitmiddeling van onzekerheid langs

een schuifvlak.
In de software Riskeer worden de waarden van de *POP* voor de effectieve spanningscondities bij de waterstand bij de norm (of voor probabilistische berekeningen een andere verhoogde buitenwaterstand), omgerekend uit de ingevoerde waarden van *POP*, die horen bij de normale gemiddelde situatie. De software doet dit op basis van het berekende verschil in waterspanningen en effectieve spanningen voor de situatie met de normale gemiddelde buitenwaterstand en voor de situatie met de hoogwaterstand.

De variatiecoëfficiënt van *POP* (en grensspanning) bedraagt 0,45 voor Hollandveen en dijksmateriaal en 0,30 voor de overige afzettingen (rekening houdend met uitmiddeling van onzekerheid langs een schuifvlak). Voor de bepaling van de karakteristieke waarde kan worden uitgegaan van $N = 20$.

De verwachtingswaarden in de tabel zijn relatief laag ten opzichte van de totale bandbreedte en de karakteristieke ondergrenswaarden zijn relatief laag ten opzichte van de verwachtingswaarden. Dit laat enerzijds zien dat er veel onzekerheid is. Anderzijds geven de grote bandbreedte en de verschillen tussen verwachtingswaarden en karakteristieke ondergrenswaarden ook aan dat aanvullend onderzoek mogelijk tot optimalisatie kan leiden.

Indien na het uitvoeren van stap 1 optimalisatie van de uitgangspunten nodig is, is het raadzaam om met gevoeligheidsberekeningen te onderzoeken welke optimalisatie het meest effectief is en ook haalbaar is.

Stap 2: Verfijnen *POP* of grensspanning op basis van sonderingen

De voor de hand liggende activiteit in de tweede stap van een stabiliteitsanalyse is het lokaal bepalen van de pre-overburden pressure of grensspanning. De standaardwaarden voor de grensspanning in de eerste stap zullen vrijwel altijd naar boven bijgesteld kunnen worden na het uitvoeren van vervolgonderzoek. Hiervoor kunnen sonderingen worden gebruikt. Er dienen twee raaien van sonderingen in lengterichting van de dijk beschikbaar te zijn, één raai in de kruin en één binnendijks (of buitendijks in geval van het mechanisme afschuiven langs een glijvlak buitenwaarts). Omdat het over veel data per sondering en in het algemeen ook om veel sonderingen gaat, is het aan te bevelen de sondeerresultaten digitaal beschikbaar te hebben. Met een voorzichtige standaard waarde voor een correlatiecoëfficiënt kan de grensspanning uit de sonderingen worden afgeleid.

De sonderingen zijn bedoeld om op een groot aantal locaties in een dijkvak, SOS-segment of dijktraject de schuifsterkte van de grond te meten. Met de correlaties kan voor iedere sondering op een willekeurige plaats de lokale ongedraineerde schuifsterkte worden vastgesteld. Op basis hiervan wordt de lokale waarde van de grensspanning of *POP* bepaald. Deze lokaal bepaalde *POP* of grensspanning wordt met een statistische bewerking omgerekend naar een karakteristieke ondergrenswaarde van *POP* op het niveau van een dijkvak, SOS-segment of dijktraject. Zie voor meer details: Ongedraineerde sterkte bepalen uit correlaties met sonderingen.

De pre-overburden pressure of grensspanning kan ook worden bepaald met behulp van samendrukkingsproeven (oedometer proef of constant rate of strain proef). Hiervoor zijn boringen met ongeroerde monstername nodig.

Een lokale waarde van de grensspanning of *POP* kan alleen worden toegepast als er op de schaal van een potentieel schuifvlak voldoende steekproeven (sonderingen of laboratorium proeven) zijn.

De lokale waarde van de *POP* wordt samen met de generiek bepaalde parameters S en m in de stabiliteitsberekeningen toegepast.

Als nieuwe waarden voor de grensspanning dan wel *POP* zijn bepaald, kunnen hiermee de berekeningen van de eerste stap van de stabiliteitsanalyse worden herberekend.

Stap 3: Verfijnen sterkteparameters met locatie-specifieke correlaties

In stap 3 kunnen de voorzichtige correlaties uit stap 2 worden aangescherpt door het uitvoeren van veld- en laboratoriumonderzoek, bestaande uit boringen, nauwkeurige sonderingen met meting van de waterspanning, triaxiaalproeven op klei, direct simple shear proeven op veen en samendrukkingsproeven. Met gebieds-specifieke correlaties kunnen de waarden van de pre-overburden pressure of grensspanning nogmaals omhoog worden bijgesteld. Meer hier over in Ongedraineerde sterkte bepalen uit correlaties met sonderingen en Gebiedspecifiek transformatiemodel voor ongedraineerde sterkte uit sonderingen.

In deze derde stap is uitgebreid veld- en laboratoriumonderzoek nodig. Op basis van alle data worden de schuifsterkteratio S en de sterktetoename-exponent m bepaald. Daarnaast worden op basis van de onderzoeksresultaten correlaties opgesteld tussen de laboratoriumresultaten en de sondeerweerstand. Met deze parameters en aangescherpte correlaties kan de beoordeling van het mechanisme afschuiven worden uitgevoerd. Uiteraard kan er ook voor worden gekozen om eerst alleen de parameters S en m te optimaliseren op basis van de laboratoriumresultaten en in een vervolgstap de correlatie met de sondeerweerstand pas te optimaliseren.

De sonderingen kunnen eventueel ook alleen worden gebruikt om de ruimtelijke variabiliteit van de schuifsterkte in kaart te brengen en te onderzoeken of er trends in de variabiliteit van de schuifsterkte aanwezig zijn, zie het artikel Ruimtelijke variabiliteit van de sondeerweerstand. Vervolgens kunnen op basis van deze analyse de locaties voor de boringen worden gepland. Door de locaties van de boringen te kiezen op basis van het sondeeronderzoek, kan ervoor worden gezorgd dat de laboratoriumproeven zowel sterkere als zwakkere locaties vertegenwoordigen. De schuifsterkte parameters worden alleen bepaald op basis van de laboratoriumproeven op ongeroerde monsters uit de boringen. Door deze aanpak heeft de onzekerheid van de correlatie tussen de sondeerweerstand en de ongedraineerde schuifsterkte (zie Ongedraineerde sterkte bepalen uit correlaties met sonderingen) geen invloed op de karakteristieke waarden van de schuifsterkte parameters. In situaties waar er aanwijzingen zijn dat er lokaal zwakkere zones zijn met afmetingen in de orde van grootte van een potentieel afschuifvlak kan deze aanpak niet worden gevolgd (zie het artikel Ruimtelijke variabiliteit van de sondeerweerstand).

Ook in deze stap geldt dat de pre-overburden pressure of grensspanning ook kan worden bepaald met samendrukkingsproeven (oedometer proef of constant rate of strain proef).

Voor het uitvoeren van deze stap 3 is het efficiënt om als waterkeringbeheerders samen te werken. Tot nu toe is het gebruikelijk dat waterkeringbeheerders ieder voor zich alle benodigde grondmechanische gegevens verzamelen. Door samen te werken kan de omvang van het grondmechanisch onderzoek worden beperkt. Nederland kan grofweg worden ingedeeld in een beperkt aantal geologische deelgebieden. Binnen deze geologische deelgebieden kunnen gegevens van de ondergrond van verschillende beheerders worden uitgewisseld, omdat de SOS-eenheden en grondsoorten die in de beheersgebieden/dijkringen voorkomen grotendeels overeenkomen. Om samen te werken is het wel van belang dat de data op een uniforme wijze verzameld en opgeslagen wordt. Wanneer de grondmechanische gegevens onderling vergelijkbaar zijn, bevordert dit ook de vergelijkbaarheid van de stabiliteitsanalyses.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Ongedraineerde sterkte uit gebiedspecifieke correlaties met sonderingen

De ongedraineerde schuifsterkte s_u kan worden bepaald uit de sondeerweerstand met behulp van een correlatiefactor, de zogenaamde conusfactor N_{kt} voor de sondering met de piezoconus. Wanneer de bepaling met conservatieve standaard correlaties (zie het artikel Ongedraineerde sterkte bepalen uit

correlaties met sonderingen) ontoereikend is om te komen tot een acceptabel dijkontwerp dan wel een acceptabele faalkans, kan een verfijningsstap worden gemaakt door gebieds-specifieke correlaties op te stellen.

Afleiden van een gebieds-specifiek transformatiemodel

Voor het afleiden van een gebiedspecifiek transformatiemodel wordt de correlatiefactor N_{kt} bepaald door de gemeten in situ ongedraineerde schuifsterkte te relateren aan de gemeten sondeerweerstand op dezelfde locatie. De in situ ongedraineerde schuifsterkte volgt uit laboratoriumtesten zoals triaxiaalproeven voor klei, of direct simple shear proeven voor veen (beiden geconsolideerd bij de in situ verticale effectieve spanning) of uit vintesten in het veld.

Er zijn verschillende methoden om N_{kt} af te leiden, zie onderstaande figuur. De volgende twee methoden kunnen worden toegepast om een lokale/regionale waarde van N_{kt} af te leiden en de bijdrage van de onzekerheid in de correlatiefactor aan de onzekerheid in de ongedraineerde schuifsterkte s_u te bepalen (de "transformatieonzekerheid" van de correlatie). Bij deze bepaling wordt de onzekerheid van q_{net} dus niet meegenomen.

1. Gewogen regressie, door het minimaliseren van de variatiecoëfficiënt VC op de q_{net}/μ_{Nkt}-waarde voor alle (s_u, q_{net}) datapunten gezamenlijk. Hiermee wordt naast de verwachtingswaarde van N_{kt} (genoteerd als μ_{Nkt}) dus ook de (geminimaliseerde) totale variatiecoëfficiënt (VC) op de q_{net}/μ_{Nkt} waarde gevonden. Deze bepaling wijkt af van een normale regressie, waarin de standaardafwijking op q_{net}/μ_{Nkt} zou worden geminimaliseerd.

Gewogen regressie ter bepaling van de N_{kt} en VC wordt toegepast als volgt:

Formule 1 voor het berekenen van de Variatiecoëfficiënt.

$$VC_{\frac{q_{net}}{N_{kt}},tot} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N}\left(\frac{\left(s_{u,i}\cdot\mu_{N_{kt}}\right)}{q_{net,i}}-1\right)^2}{N-1}} \qquad (1)$$

Waarin:

VC Variatiecoëfficiënt. Het subscript "tot" geeft aan dat er geen rekening is gehouden met de uitmiddeling van de onzekerheid.

μ Verwachtingswaarde.

q_{net} Voor waterspanningseffecten en totaalspanning gecorrigeerde sondeerweerstand van de piëzoconus [kN/m²].

N_{kt} Conusfactor [-].

s_u Ongedraineerde schuifsterkte [kN.m²].

i Betreffende datapunt i.

N Aantal datapunten [-].

2. Statistiek op puntwaarden van N_{kt}, door het bepalen van gemiddelde en standaardafwijking voor $\ln(N_{kt})$ op basis van de per datapunt i bepaalde $N_{kt,i} = q_{net,i}/s_{u,i}$ waarden. In dit geval wordt een lognormale spreiding voor N_{kt} aangenomen. Hiermee wordt voor $\ln(N_{kt})$ dus een verwachtingswaarde $\mu(\ln(N_{kt}))$ en een standaardafwijking $\sigma(\ln(N_{kt}))$ gevonden.

Methode 1, gewogen regressie, is de al bekende methode. Methode 2, statistiek op puntwaarden van

N_{kt}, is eenvoudiger toepasbaar en sluit beter aan bij een lognormale verdeling. Voor de continuïteit wordt methode 1 ook nog genoemd.
De resulterende spreiding kwantificeert in beide gevallen de totale “transformatieonzekerheid”, die is verbonden aan het toepassen van de correlatie met de sondeerweerstand. Opgemerkt wordt dat deze onzekerheid betrekking heeft op de ongedraineerde schuifsterkte (en niet op grensspanning of *POP*).
In deze totale transformatieonzekerheid mag het niet-systematische (lokale/willekeurige) deel worden uitgemiddeld.

In het geval van methode 1 (gewogen regressie) leidt dit tot de volgende uitdrukking voor de variatiecoëfficiënt:

Formule 2 waarbij de gemiddelde variatiecoëfficiënt gelijk is aan de wortel uit de kwadratensom van het systematische en het lokale deel van de variatiecoëfficiënt.

$$VC_{\frac{q_{net}}{N_{kt}},gem} = \sqrt{VC^2_{\frac{q_{net}}{N_{kt}},tot} - VC^2_{\frac{q_{net}}{N_{kt}},lok}} \qquad (2)$$

Waarin:

$$VC_{\frac{q_{net}}{N_{kt}},gem}$$

Het systematische deel van de variatiecoëfficiënt

$$VC_{\frac{q_{net}}{N_{kt}},tot}$$

, waarbij lokale en willekeurige effecten zijn uitgemiddeld [-].

$$VC_{\frac{q_{net}}{N_{kt}},lok}$$

Het lokale deel van de variatiecoëfficiënt

$$VC_{\frac{q_{net}}{N_{kt}},tot}$$

[-]. Dit lokale gedeelte mag worden uitgemiddeld. Indicatief geldt:

$$VC_{\frac{q_{net}}{N_{kt}},lok} \approx 0{,}75.VC_{\frac{q_{net}}{N_{kt}},tot}$$

.

In het geval van methode 2 (statistiek op N_{kt} met lognormale verdeling) leidt dit analoog tot de volgende uitdrukkingen:

Formule 3, waarbij de gemiddelde variatiecoëfficiënt van de logaritme van de conusfactor gelijk is aan de wortel uit de kwadratensom van het systematische en het lokale deel van de variatiecoëfficiënt.

$$\sigma^2_{\ln N_{kt},gem} = \sqrt{\sigma^2_{\ln N_{kt},tot} - \sigma^2_{\ln N_{kt},lok}} \qquad (3)$$

Waarin:

$$\sigma^2_{\ln N_{kt},gem}$$

Het systematische deel van de variantie

$$\sigma^2_{\ln N_{kt},tot}$$

waarbij lokale en willekeurige effecten zijn uitgemiddeld.

$$\sigma^2_{\ln N_{kt},lok}$$

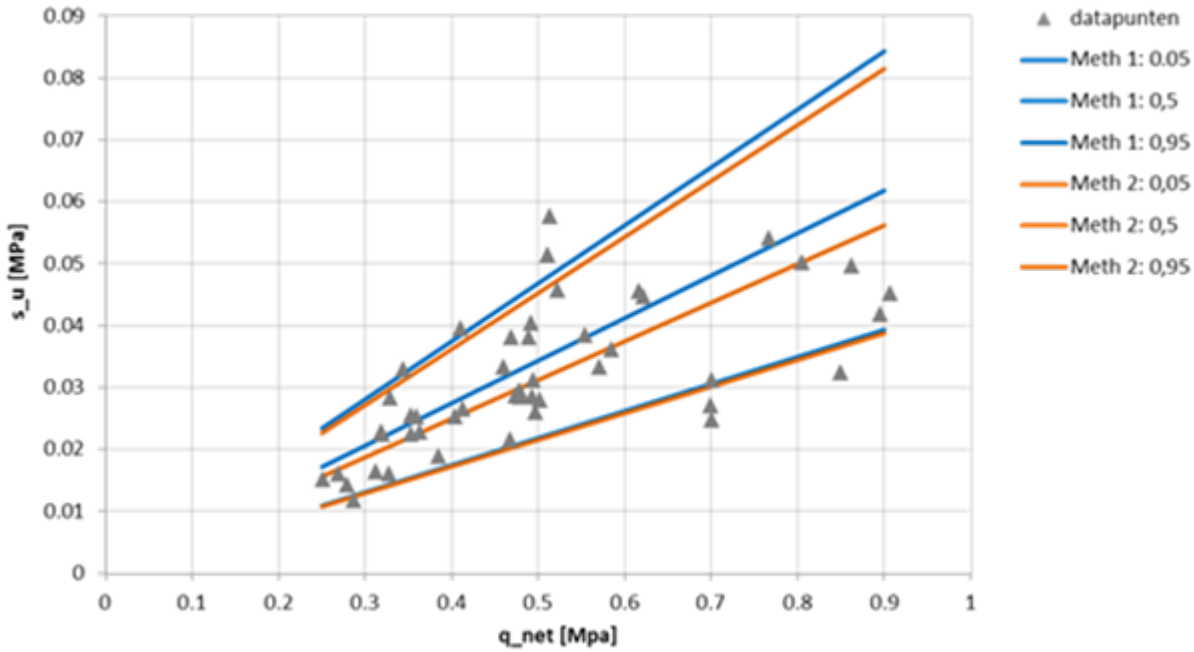
Het lokale deel van de variantie

$$\sigma^2_{\ln N_{kt},tot}$$

, dat mag worden uitgemiddeld. Indicatief geldt daarbij weer:

$$\sigma_{\ln N_{kt},lok} \approx 0{,}75.\sigma_{\ln N_{kt},tot}$$

.



Figuur Voorbeeld: 90 % betrouwbaarheidsinterval voor $s_u=q_{net}/N_{kt}$ weergegeven door de lijn voor de verwachtingswaarde en de lijnen voor de 5% over- en onderschrijdingswaarden van de N_{kt}. Getoond worden de resultaten volgens methode 1 (N_{kt}=14,6 en VC(gem(q_{net}/N_{kt}))=0,22) en volgens methode 2 ($N_{kt}(p=0{,}05)$=11,0; $N_{kt}(p=0{,}5)$=16,0; $N_{kt}(p=0{,}95)$=23,2).

Aandachtspunten bij het nauwkeurig bepalen/optimaliseren van de conusfactor N_{kt} zijn:

- De eisen die worden gesteld aan de nauwkeurigheid van de sonderingen die gebruikt worden bij het afleiden van een regionale/lokale waarde van de conusfactor N_{kt} zijn aangegeven in het artikel Algemene aanbevelingen bij het gebruik van sonderingen voor parameterbepaling.
- De conusfactor N_{kt} en transformatieonzekerheid kunnen alleen worden bepaald wanneer voldoende laboratoriumonderzoek beschikbaar is op de locaties waar de sonderingen zijn uitgevoerd. Hierbij moet worden gedacht aan orde 25 tot 50 triaxiaalproeven of direct simple shear proeven voor een grondlaag verdeeld over circa 10 boringen.
- De conusweerstand die gerelateerd wordt aan de gemeten in situ schuifsterkte, kan worden uitgemiddeld over de hoogte van het monster waarop de schuifsterkte is bepaald. Deze meting is immers ook een 'gemiddelde sterkte' over de hoogte van het monster. De invloed van deze uitmiddeling op de waarden van $q_{net,i}$ en dus op N_{kt} zal echter in de meeste gevallen beperkt zijn, omdat de monsterhoogte beperkt is.
- Het afgeleide transformatiemodel is in principe alleen geldig voor het bereik van q_{net}-waarden

waarvoor datapunten beschikbaar zijn. Voor het gebruik van N_{kt} buiten het 'gekalibreerde bereik' (bijvoorbeeld voor netto conusweerstanden < 0,25 MPa en > 0,9 MPa in de figuur), moet aannemelijk gemaakt worden dat dit is toegestaan en waarom.

- Bedenk dat N_{kt} per grondlaag of SOS-eenheid bepaald moet worden. Door een grotere set van (s_u, q_{net}) datapunten, wordt de steekproef groter en de schatting van N_{kt} beter.
  Daarnaast neemt de Student-t factor af bij een groter aantal datapunten. Bij onvoldoende laboratoriumtesten kan de N_{kt} gedomineerd worden door 'toevalligheden'.
- Zorgvuldige registratie van de diepte van monsterbussen en individuele monsters is nodig om een goede correlatie met de sondeerweerstand te kunnen maken. In de praktijk gaat dit gemakkelijk mis. Het gaat hier nadrukkelijk ook om de diepte van een grondmonster binnen een monsterbus.
- Monsters voor laboratoriumproeven moeten niet te dicht bij grondlaagscheidingen worden gekozen; ten minste 10 cm en zo mogelijk 20 cm afstand houden, omdat een sondeerconus een grondlaagscheiding al voelt voordat de conus bij de grondlaagscheiding is aangekomen. Als hier geen rekening mee wordt gehouden kan dit een hoge variantie voor N_{kt} veroorzaken.
- Het is van groot belang om zorgvuldig te werk te gaan bij het schematiseren van de opbouw van de ondergrond en de waterspanningen (niveau freatisch vlak en verloop waterspanning in de diepte). Schematiseringsonzekerheden en fouten hierin leiden gemakkelijk tot onjuiste waarden van de effectieve verticale spanning. Dit werkt door in de keuze voor de consolidatiespanning voor triaxiaal- en direct simple shear proeven en daarmee ook in de afleiding van de correlatiefactor N_{kt}.
- Bij een hoge berekende variantie van N_{kt} kan worden overwogen een tweede sondering op de ijklocaties uit te voeren. Door de afstand tussen boringen en sonderingen ontstaat ruis in N_{kt} als gevolg van heterogeniteit van de grond. Twee sonderingen naast een boring geven een goed beeld van deze mogelijke ruis. De transformatie-onzekerheid kan hierop worden aangepast. Eventueel kan overwogen worden om de tweede sondering met een hogere sondeerklasse uit te voeren.
- Er kan worden overwogen om onderscheid te maken in N_{kt} onder de dijk en naast de dijk, omdat de OCR invloed heeft op N_{kt}. Daarnaast hebben meetonzekerheden relatief meer invloed bij de lagere spanningen naast de dijk dan bij de hogere spanningen onder de dijk. Opdelen geeft lagere variatiecoëfficiënten, maar kan alleen als er voldoende data in de opgedeelde datasets overblijft.
- Mogelijke oorzaken van ruis zijn sterkere en zwakkere zones in grondlagen en zones met iets meer of minder lokale drainage rondom de sondeerconus. Een extra CPT of extra laboratorium testen op de ijklocaties helpen om meer inzicht te krijgen in de spreiding die hierdoor ontstaat.
- Het verkleinen van de afstand tussen een boring en sondering verkleint de 'ruis' tussen twee metingen van een (s_u, q_{net}) datapunt. De aanbevolen afstand tussen een boring en sondering is 2,0 meter.
- Wanneer met ongedraineerde schuifsterkte ratio S, sterktetoename-exponent m en grensspanning σ'_{vy} wordt gewerkt, is het verstandig om te controleren op consistente samenhang van de parameterwaarden voor de grensspanning σ'_{vy}, ongedraineerde schuifsterkte s_u, normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio S, sterkte toename exponent m en conusfactor N_{kt}.
- Door het uitvoeren van cross checks, bijvoorbeeld met in situ vinproeven, kan een N_{kt}-waarde die op basis van laboratoriumproeven bepaald is, worden geverifieerd. Ook kunnen hiermee overige parameters en schematiseringskeuzes worden gecontroleerd.

Dit verkleint de onzekerheid in s_u door een kleinere invloed van de interpretatie van in situ spanning.

Optimalisatie van de transformatieonzekerheid

De intrinsieke transformatie-onzekerheid heeft betrekking op onder andere verschillen tussen de proeven in drainage-omstandigheden, reksnelheden en anisotropie van de ongedraineerde schuifsterkte. In de praktijk bestaat de transformatie-onzekerheid ook uit meetonzekerheden bij het sonderen en bij het uitvoeren van laboratoriumonderzoek. Ook ontstaat er onzekerheid door het feit dat de boringen waaruit de monsters voor de laboratoriumproeven zijn genomen en de sonderingen waarop de correlatie is gebaseerd niet exact op hetzelfde punt kunnen worden gemaakt.

Bij de transformatie-onzekerheid wordt onderscheid gemaakt tussen willekeurige onzekerheden en systematische onzekerheden. Willekeurige onzekerheden veroorzaken ruis in de correlatiefactor, maar middelen uit. Systematische onzekerheden middelen niet uit. De transformatieonzekerheid kan worden geoptimaliseerd door een betere inschatting te maken van het aandeel niet-systematische onzekerheid in de totale onzekerheid van het transformatiemodel. Deze uitmiddeling van de onzekerheid bepaalt in grote mate de nauwkeurigheid van de correlaties.

Een inschatting van het aandeel willekeurige/lokale onzekerheid kan verkregen worden door meerdere sonderingen op korte tussenafstand van elkaar uit te voeren, door meerdere grondmonsters uit dezelfde boring te halen, en door de resultaten van verschillende ijkvelden met elkaar te vergelijken. Ook kan door verschillende meetmethoden voor ongedraineerde schuifsterkte een beeld gekregen worden van het aandeel willekeurige onzekerheid in s_u, bijvoorbeeld door triaxiaalproeven te verifiëren met een vintest.

[Van der Krogt, 2018] beschrijft een methode om de verhouding tussen het totaal van de verschillende willekeurige onzekerheden en de totale onzekerheid van de transformatie te schatten op basis van de variatiecoëfficiënt van de individuele willekeurige foutenbronnen. In de praktijk is het echter niet eenvoudig om deze verschillende willekeurige onzekerheden apart te kwantificeren. Eerste schattingen van willekeurige fouten die bijdragen aan de transformatieonzekerheid zijn:

- De ruimtelijke onzekerheid van de schuifsterkte als gevolg van het feit dat een sondering en boring waaruit monsters zijn genomen voor het uitvoeren van laboratorium testen voor het bepalen van de N_{kt}-waarde niet op hetzelfde punt kunnen worden gemaakt. Dit leidt tot een variatiecoëfficiënt in de orde van 0,15 tot 0,65 afhankelijk van het afzettingsmilieu en de gebruikte conusklasse. Dit blijkt uit het feit dat twee sonderingen die op orde 2 m afstand van elkaar zijn uitgevoerd grote verschillen in meetwaarden kunnen laten zien. Op dezelfde diepte zijn deze verschillen vaak in de orde van 5% tot 30%, maar kunnen bij sterk gelaagde ondergrond oplopen tot een factor 2 tot 4.
- Voor de meetonzekerheid bij triaxiaal- en direct simple shear proeven (meetonzekerheid drukopnemers, membraancorrectie etc.) kan een variatiecoëfficiënt worden geschat van circa 0,02 bij lage effectieve spanningen tot circa 0,12 bij hoge effectieve spanningen [Greeuw, 2009]. Hiervan is het overgrote deel willekeurige fout.
- Ten aanzien van het meten van de sondeerweerstand q_c bedraagt de variatiecoëfficiënt als gevolg van meetonzekerheid naar schatting circa 0,02 voor een klasse 1 conus bij hoge spanningen tot 0,06 bij lage spanningen en 0,06 voor een klasse 2 conus bij hoge spanningen tot 0,20 bij lage spanningen [Peuchen et al, 2014; NEN-EN-ISO-22476-1). Ook bij deze waarden geldt dat dit in grote mate willekeurige fouten betreft. Wanneer ook de onzekerheid van de meting van de waterspanning, u_2, hierbij wordt betrokken, neemt de variatiecoëfficiënt nog verder toe.
- Verder kunnen effecten van monsterverstoring en schematiseringskeuzes (zoals de effectieve spanning) worden genoemd, met een variatiecoëfficiënt van orde 0,10.

Het aandeel niet-systematische fouten in de totale onzekerheid is op basis van bovenstaande gegevens niet generiek af te leiden, omdat de genoemde foutbijdragen bij andere spanningen tot andere variatiecoëfficiënten leiden en het optellen van variatiecoëfficiënten alleen is toegestaan bij een constante variatiecoëfficiënt. Daarnaast zijn de genoemde variatiecoëfficiënten zeer variabel. Onder aanname van een constant gemiddelde is een voorzichtige schatting van het willekeurige/lokale aandeel in de totale transformatie-onzekerheid op basis van bovenstaande gegevens in de orde

$$VC_{\frac{q_{net}}{N_{kt}}.lok} \approx 0{,}75 \cdot VC_{\frac{q_{net}}{N_{kt}}.tot}$$

In dat geval is er sprake van ongeveer één derde uitmiddeling van de transformatieonzekerheid, zie vergelijking (2):

Formule 4 waaruit blijkt dat de boven de formule genoemde aanname leidt tot een ca. één derde lagere waarde voor het gemiddelde ten opzichte van de totale onzekerheid.

$$VC_{\frac{q_{net}}{N_{kt}}.gem} = \sqrt{\left(VC_{\frac{q_{net}}{N_{kt}}.tot}\right)^2 - \left(0{,}75 \cdot VC_{\frac{q_{net}}{N_{kt}},tot}\right)^2} = 0{,}66 \cdot VC_{\frac{q_{net}}{N_{kt}}.tot} \qquad (4)$$

De transformatieonzekerheid bepaalt vaak in grote mate de totale onzekerheid van de uit sonderingen afgeleide ongedraineerde schuifsterkte of grensspanning. Optimalisatie is mogelijk door per project het aandeel van willekeurige/lokale onzekerheid in de totale transformatieonzekerheid beter in te schatten. Hierdoor kan de uitmiddeling groter zijn, waardoor de onzekerheid kleiner wordt en karakteristieke waarden gunstiger. De belangrijkste factor hierbij is om een goede schatting te maken van de ruimtelijke variabiliteit tussen een boring en sondering door enkele sonderingen op korte tussenafstand (2 meter) te doen. Het aandeel willekeurige fouten in de totale onzekerheid kan voor de lokale situatie ingeschat worden door een foutenanalyse door middel van een Monte Carlo Simulatie. Zeker wanneer het aandeel willekeurige fouten aanzienlijk is, zal de uitmiddeling van de transformatieonzekerheid ook significant zijn.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Ongedraineerde schuifsterkte uit correlaties met sonderingen

De ongedraineerde schuifsterkte (s_u [kN/m²]) kan worden bepaald uit de sondeerweerstand met behulp van een correlatiefactor, de zogenaamde conusfactor N_{kt} voor de sondering met de piëzoconus, dan wel de N_c voor de sondering zonder waterspanningsmeting. Dit artikel gaat in op de methode die gebruik maakt van standaard correlaties tussen sondeerwaarden en de ongedraineerde schuifsterkte. Het artikel Gebiedspecifiek transformatiemodel voor ongedraineerde sterkte uit sonderingen behandelt hoe een gebiedspecifieke correlatie te bepalen.

De formule voor het berekenen van de ongedraineerde schuifsterkte uit de sondeerweerstand met behulp van een correlatie luidt:

$s_u = q_{net} / N_{kt}$ (1)

Waarin:

s_u Ongedraineerde schuifsterkte [kN/m²].

q_{net} Voor waterspanningseffecten en totaalspanning gecorrigeerde sondeerweerstand van de piëzoconus, zie formule (2) [kN/m²].

N_{kt} Correlatiefactor: de empirisch bepaalde conusfactor [-].

Bij het toepassen van sonderingen om de ongedraineerde schuifsterkte en POP, OCR en grensspanning te bepalen, kan worden gestart met een grove aanpak, waarbij wordt uitgegaan van standaard correlaties en onzekerheden (standaard waarde voor N_{kt} met variatiecoëfficiënt).

Deze aanpak is een goede eerste stap, wanneer veel sonderingen beschikbaar zijn, maar bij deze sonderingen geen laboratoriumonderzoek beschikbaar is op basis waarvan specifieke gebiedsgebonden correlaties kunnen worden opgesteld. De eisen die worden gesteld aan sonderingen zijn aangegeven in het artikel Algemene aanbevelingen bij het gebruik van sonderingen voor parameterbepaling.

De waarde van de conusfactor N_{kt} ligt voor verzadigde grond doorgaans tussen 10 en 20 [Robertson, 2012; Mayne, 2007]. Dit is tevens de ervaring die is opgedaan bij de SBW, WBI, en Dijken Op Veen onderzoeken [Van Duinen, 2013; Zwanenburg, 2012]. Hogere waarden, tot N_{kt} = 30, komen in de literatuur soms ook voor. Een waarde van 20 voor N_{kt} kan worden gezien als een veilige gemiddelde waarde voor het afleiden van de verwachtingswaarde van de ongedraineerde schuifsterkte s_u uit de gecorrigeerde sondeerweerstand q_{net} op basis van een CPTu (of ongedraineerde schuifsterkte ratio s_u/σ'_{vi} uit de genormaliseerde sondeerweerstand $Q_t = q_{net}/\sigma'_{vi}$). De variatiecoëfficiënt voor s_u of s_u/σ'_{vi} op basis van sondeerwaarden is 0,25. In combinatie met de verwachtingswaarde van N_{kt} van 20 is dit op basis van ervaringen in verschillende projecten een voorzichtige waarde.

De correctie van de sondeerweerstand voor waterspanningseffecten en totaalspanning vindt plaats met de volgende formules:

$q_{net} = q_t - \sigma_{vi}$ en $q_t = q_c + u_2 (1 - a_c)$ (2)

Waarin:

q_{net} Voor waterspanningseffecten en totaalspanning gecorrigeerde sondeerweerstand van de piëzoconus [kN/m²].

q_t Voor waterspanningseffecten gecorrigeerde sondeerweerstand van de piëzoconus [kN/m²].

σ_{vi} In situ verticale totaalspanning [kN/m²].

q_c Gemeten conusweerstand [kN/m²].

u_2 Met de piëzoconus gemeten waterspanning (waterspanningsopnemer achter de conuspunt) [kN/m²].

a_c Relatieve oppervlakte van de spleet bij het waterspanningsfilter, de waarde is afhankelijk van het fabricaat van de conus [-] (Zie NEN-EN-ISO-22476-1).

In situaties waar een CPT zonder meting van de waterspanning u_2 wordt toegepast, dient een conusfactor N_c van 25 te worden toegepast op de gemeten sondeerweerstand q_c. Voor de correctie voor de waterspanning kan in dat geval worden uitgegaan van de stationaire waterspanning (u_0).

Onverzadigde grond heeft een zeer hoge schuifsterkte, mede als gevolg van zuigspanning. Als gevolg daarvan wordt in onverzadigde grond een zeer hoge sondeerweerstand gemeten.

Wanneer de verzadigingsgraad van de grond toeneemt, neemt de zuigspanning af en neemt de schuifsterkte ook af. Een sondering die is uitgevoerd onder normaal dagelijkse omstandigheden in de zomer kan hierdoor een aanmerkelijk hogere sondeerweerstand meten dan dat zou worden gemeten in een natte periode in de winter. Zie verder het artikel Schuifsterkte in de (initieel) onverzadigde zone.

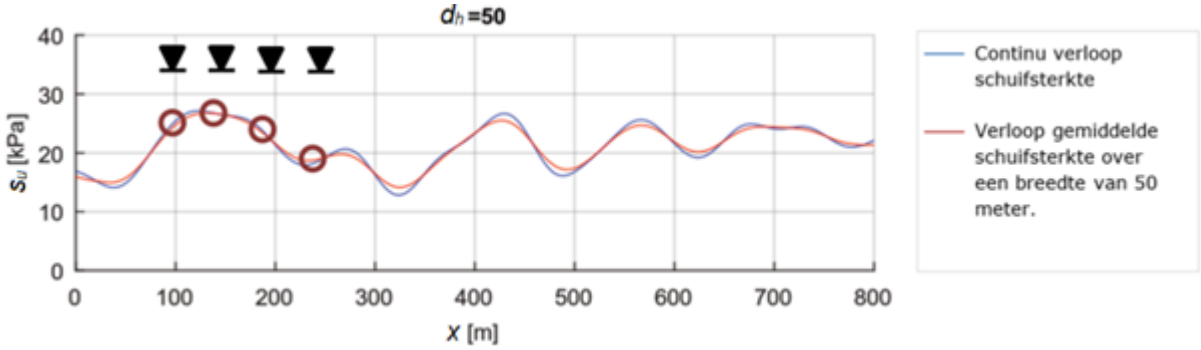
Wanneer de conservatieve standaard correlaties ontoereikend zijn om te komen tot een acceptabel dijkontwerp dan wel een acceptabele faalkans, kan een verfijningsstap worden gemaakt door gebiedspecifieke correlaties op te stellen. Het artikel Gebiedspecifiek transformatiemodel voor ongedraineerde sterkte uit sonderingen gaat daar op in.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Ruimtelijke variabiliteit van de sondeerweerstand

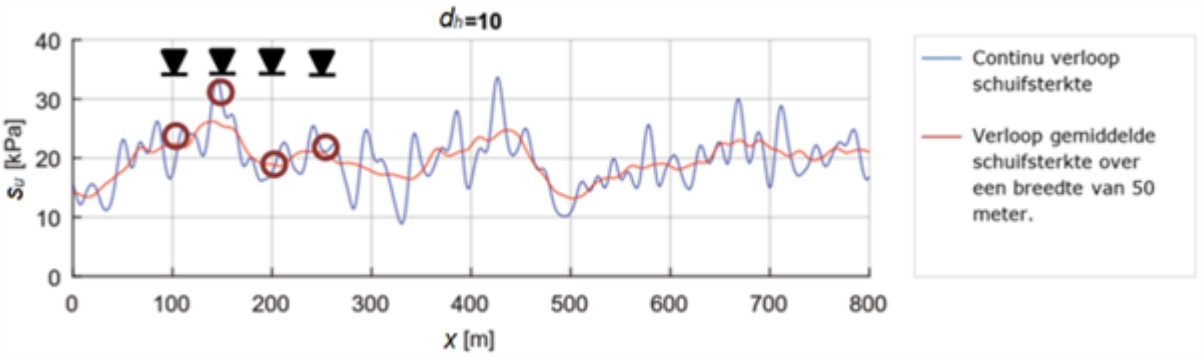
Een schuifsterkte die bepaald is op basis van sonderingen, is een lokale waarde van de ongedraineerde schuifsterkte gemiddeld over een grondlaag. In principe geeft een sondering dus alleen een schatting van de schuifsterkte op de locatie waar deze is uitgevoerd. Het is echter de vraag in hoeverre dezelfde sterkte ook over de gehele breedte van een potentieel afschuifvlak aanwezig zal zijn. Dit hangt voornamelijk af van de ruimtelijke correlatiestructuur. De correlatielengte, of fluctuatieschaal is hiervoor een maat. Daarnaast kan de sterkte tussen de beschikbare sonderingen mogelijk nog lager zijn.

Het Technisch Rapport Actuele Sterkte [ENW, 2009] geeft een indicatie van de horizontale correlatielengte van 50-150 meter. Op basis van dat uitgangspunt is een sondering representatief over een afstand van een potentieel schuifvlak (50-100 meter). In het geval wanneer er minimaal iedere 50 meter een sondering is, is de slechtste sondering representatief voor de sterkte over de breedte van een potentieel afschuifvlak. Deze sondering is dan representatief voor het berekende dwarsprofiel in een dijkvak. Dit wordt geïllustreerd in figuur 1. De aanpak voor deze situatie is beschreven in de volgende paragraaf: De ongedraineerde schuifsterkte en POP bepalen uit één sondering.



Figuur 1 Bij correlatielengtes in de orde van 50-150 meter geven afzonderlijke sonderingen met een tussenafstand van 50 meter (rode cirkels) een goed beeld van de sterkte die over de breedte van een potentieel afschuifvlak in de ondergrond aanwezig is (rode lijn).

Er kan echter ook sprake zijn een veel kortere correlatielengte, in de orde van enkele meters tot enkele tientallen meters [Van Duinen, 2019]. Dit is onder meer afhankelijk van de ontstaansgeschiedenis van de ondergrond. Als blijkt dat de variatie tussen twee sonderingen op korte afstand van elkaar juist groot is, is een enkele sondering niet representatief voor de sterkte die over de breedte van een potentieel afschuifvlak aanwezig is. In dat geval speelt uitmiddeling een rol, zie de rode lijn in figuur 2. In dit geval wordt de werkwijze zoals beschreven in de paragraaf Ongedraineerde schuifsterkte en POP bepalen op basis van meerdere sonderingen aanbevolen. Lokale waarden van de ongedraineerde schuifsterkte uit sonderingen kunnen dan alleen worden toegepast wanneer er op de schaal van een potentieel schuifvlak voldoende sonderingen beschikbaar zijn om een deugdelijke uitspraak te doen over de mate van variabiliteit en uitmiddeling (minimaal 5 sonderingen per 100 meter).



Figuur 2 Bij correlatielengtes die een orde kleiner zijn dan de breedte van een potentieel afschuifvlak, geven afzonderlijke sonderingen (rode cirkels) met een tussenafstand van 50 meter geen goed beeld van de gemiddelde sterkte die over de breedte van een potentieel afschuifvlak in de ondergrond aanwezig is (rode lijn).

Een dergelijke grote hoeveelheid grondonderzoek (sondeerafstanden <<50m) waarbij het daadwerkelijke verloop van de gemiddelde schuifsterkte geschematiseerd kan worden is meestal alleen beschikbaar voor een nadere analyse van de overstromingskans, of bij een dijkversterking. Daarnaast is een korte sondeerafstand ook vaak praktisch onmogelijk, bijvoorbeeld door obstakels op of om de dijk. Daarom wordt een werkwijze beschreven om een inschatting te maken van de sterkte op een locatie zonder sondering op basis van alle beschikbare sonderingen op het niveau van een dijkvak, SOS-segment of dijktraject. Hierbij moet rekening worden gehouden met variabiliteit tussen sonderingen, de afstand waarop de conusweerstand fluctueert, de onzekerheid in de transformatie van conusweerstand naar sterkte en het aantal beschikbare sonderingen.

Bij het bepalen van de representatieve waarde voor de schuifsterkte uit sonderingen kan de van grof naar fijn aanpak gevolgd worden.

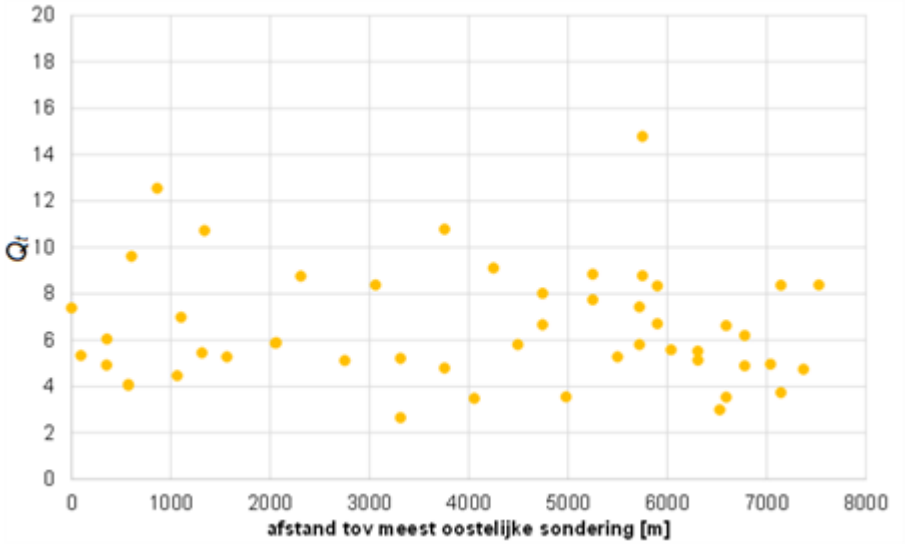
Grof: sondeerafstand 200-500 meter

Een sondering zegt alleen iets over de lokale schuifsterkte. Afhankelijk van de correlatielengte, kan de lokale meting representatief zijn voor de breedte van een potentieel glijvlak (zoals in figuur 1) of een toevallige hoge of lage meting (zoals in figuur 2) zijn. Bij een sondeerafstand van 200 meter is de tussenafstand zo groot dat de schuifsterkte tussen twee sonderingen als gevolg van variabiliteit ook hoger en lager kan zijn dan op de locatie van de twee sonderingen. De verwachtingswaarde en onzekerheid van de sterkte in een bepaalde laag of SOS-eenheid, op een willekeurige plaats in het dijkvak/traject of SOS-segment, kan worden ingeschat op basis van statistiek op meerdere sonderingen. Dit is in de paragraaf Ongedraineerde schuifsterkte en POP bepalen op basis van meerdere sonderingen beschreven.

Statistiek op meerdere sonderingen kan alleen worden toegepast op een statistisch homogeen veld. Dit is alleen van toepassing wanneer er sprake is van een constant gemiddelde en een constante variabiliteit over het gehele veld. Een voorbeeld hiervan is gegeven in figuur 3. Om statistiek te kunnen toepassen moet dit dus eerst aannemelijk gemaakt worden. Een constant gemiddelde en constante variabiliteit is aannemelijk wanneer de geanalyseerde data dezelfde geologische afzetting betreft en deze geen ruimtelijke trend bevat.

Ruimtelijke trends kunnen bijvoorbeeld het gevolg zijn van de geologie of het afzettingsmilieu. In het geval van ruimtelijke trends moet hier rekening mee gehouden worden, en kan de schuifsterkte tussen twee sonderingen niet als onafhankelijke waarde gezien worden. Trends in de ongedraineerde schuifsterkte kunnen ook het gevolg zijn van verschillen in de geometrie, laagdikte en waterspanning. Dit soort trends kunnen uit de data worden gefilterd door te werken met de genormaliseerde

conusweerstand Q_t. Op deze manier worden verschillen als gevolg van verschillen in spanningsniveau uitgesloten.



Figuur 3 Voorbeeld van een grote sondeerafstand en een constant gemiddelde van Q_t. Er zijn geen trends waarneembaar over de 8 kilometer en ook geen trends over 100-den meters.

Bij een sondeerafstand van 200-500 meter is er onvoldoende data om te zeggen of de lokale sterkte uit een enkele sondering wel of niet representatief is voor de breedte van een potentieel schuifvlak. Daarom kunnen individuele sonderingen niet worden genegeerd. Op locaties waar de karakteristieke waarde van de ongedraineerde schuifsterkte van één sondering lager is dan de karakteristieke waarde op basis van meerdere sonderingen, moet worden gecontroleerd of er sprake is van een lage sterkte die over de breedte van een potentieel afschuifvlak voorkomt. Hiervoor moeten aanvullende sonderingen worden uitgevoerd met korte tussenafstanden (10-50 meter). Als sonderingen op korte afstand ook een lage sterkte aangeven, is het aannemelijk dat de zwakke plek aanwezig is over de lengte van een potentieel afschuifvlak. In dat geval moet de zwakke sondering als representatief voor het dwarsprofiel worden gezien. Discontinuïteiten en specifieke/afwijkende zwakke lagen moeten apart geschematiseerd worden.

Bij een sondeerafstand van ca. 200 meter is er onvoldoende data om de variabiliteit over de breedte van een potentieel afschuifvlak vast te stellen. Daardoor is er onvoldoende data om uitmiddeling van horizontale variatie in rekening te kunnen brengen.

Enkele aandachtspunten:

- De op basis van de statistiek berekende waarde is de beste schatting voor een locatie in een dijkvak waarvan de sterkte als onafhankelijk kan worden beschouwd. Hiermee wordt bedoeld dat de afstand tot een bestaande sondering enkele malen groter is dan de dominante correlatielengte.
- De karakteristieke waarde van de ongedraineerde schuifsterkte op basis van statistiek verdisconteert voor de variabiliteit en de transformatieonzekerheid. Het betreft hier de 5% karakteristieke ondergrenswaarde voor de sterkte in het hele dijkvak/traject op een locatie zonder sondering. De waarde is niet noodzakelijkerwijs de ondergrens van de sterkte op een traject, omdat van lokale sonderingen niet kan worden uitgesloten dat deze representatief zijn voor een afschuifvlak.
- Als het aantal beschikbare sonderingen binnen een dijkvak te beperkt is, wordt de steekproef erg klein. In dat geval kunnen ook sonderingen uit naastgelegen dijkvakken meegenomen worden in de statistische analyse. Let wel dat dit alleen mogelijk is wanneer het dezelfde

geologische afzetting betreft en de naastgelegen sonderingen niet significant andere waarden geven.

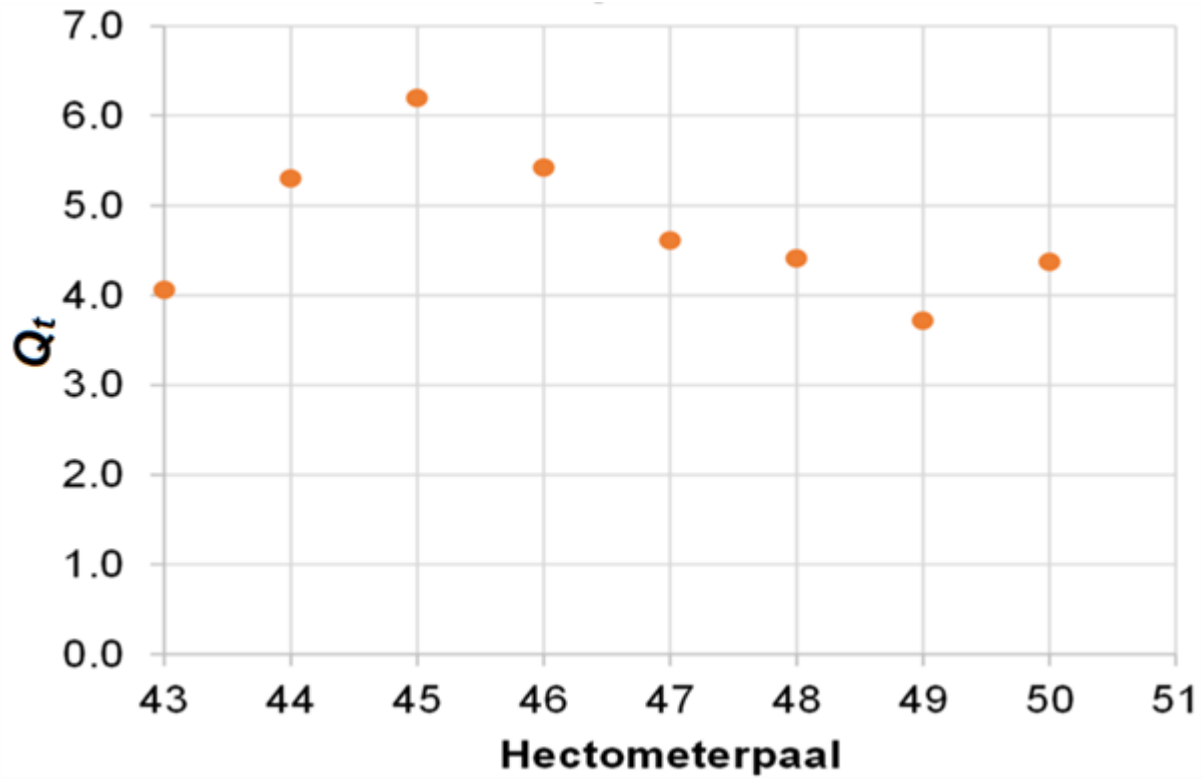
- Hoe groter het areaal van de dataset, hoe groter de verwachte variabiliteit is. Mogelijk is de gevonden variabiliteit zo groot, dat de karakteristieke waarden zeer laag zijn. In dat geval kan het soms gunstiger zijn om met default waarden voor bijvoorbeeld POP te rekenen.

Middel: sondeerafstand 50-200 meter

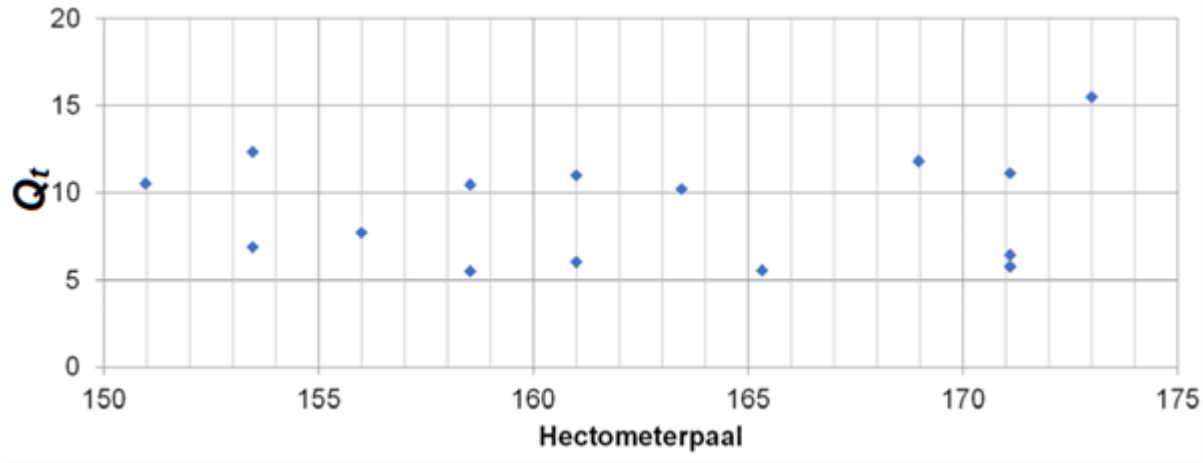
Bij een sondeerafstand van 50-200 meter is de tussenafstand zo groot dat de schuifsterkte tussen twee sonderingen als gevolg van variabiliteit ook hoger en lager kan zijn dan op de locatie van de twee sonderingen. De verwachtingswaarde en onzekerheid van de sterkte in een bepaalde laag of SOS-eenheid, op een willekeurige plaats in het dijkvak/traject of SOS-segment, kan worden ingeschat op basis van statistiek op meerdere sonderingen. Dit is in paragraaf Ongedraineerde schuifsterkte en POP bepalen op basis van meerdere sonderingen beschreven.

Met sonderingen met een tussenafstand van 50 of 100 meter is het mogelijk om trends over de breedte van een potentieel afschuifvlak vast te stellen, maar de data is beperkt. Signalen voor trends zijn bijvoorbeeld wanneer de genormaliseerde conusweerstand Q_t tussen twee of meerdere opeenvolgende sondeerpunten structureel een hoge(re) of lage(re) waarde heeft. Wanneer de waarde van Q_t willekeurig altereert tussen een hoge en lage waarden, is het minder waarschijnlijk dat er sprake is van een trend.

Wanneer er sprake is van een ruimtelijke trend, moet met deze trend rekening gehouden worden. Bij een minimale sondeerafstand van 50 meter, en sterk gecorreleerde sondeerwaarden tussen twee sonderingen, is de slechtste sondering representatief voor de aanwezige sterkte over de breedte van een potentieel afschuifvlak. Dit is bijvoorbeeld het geval in figuur 1, waarbij het 'werkelijke' verloop van de schuifsterkte (blauwe lijn) dicht bij de sondeerwaarden (rode cirkels) ligt. De gemiddelde en karakteristieke waarden voor grensspanning en POP (top en bottom) kunnen in dit geval berekend worden volgens paragraaf Ongedraineerde schuifsterkte en POP bepalen uit één sondering. Een ander voorbeeld met een trend (bij een sondeerafstand van 100 m) is gegeven in figuur 4. In het voorbeeld in figuur 5 met een sondeerafstand van gemiddeld orde 150 m is daarentegen geen trend waarneembaar. Indien gebruik wordt maakt van grotere sondeerafstanden, moet er rekening mee gehouden worden dat er tussen twee sonderingen een nog lagere sterkte aanwezig kan zijn. In dat geval moet met een ruimtelijke onzekerheid tussen de sondeerpunten worden gerekend. Deze onzekerheid kan worden geschat met hulp van geostatistische methoden zoals Kriging [Firouzianbandpey, 2015]. Bijlage D in Technisch Rapport Actuele Sterkte (ENW, 2009) geeft hier ook aanknopingspunten voor.



Figuur 4 Voorbeeld van het verloop van Q_t over een dijkvak. In dit geval moet de lokale sondering bij 43 of 49 gebruikt worden, omdat verondersteld wordt dat deze (minimale) sterkte over de breedte van een afschuifvlak aanwezig is.



Figuur 5 Voorbeeld van het verloop van Q_t over een dijkvak, waarbij er geen trend is.

Wanneer er geen ruimtelijke trend tussen sonderingen wordt vastgesteld, dan kan de verwachtingswaarde en onzekerheid van de sterkte in een bepaalde laag of SOS-eenheid, op een willekeurige plaats in het dijkvak/traject of SOS-segment worden ingeschat op basis van statistiek op meerdere sonderingen. Dit is in paragraaf Ongedraineerde schuifsterkte en POP bepalen op basis van meerdere sonderingen beschreven.

Ook hier moet op locaties waar de karakteristieke waarde op basis van één sondering lager is dan de karakteristieke waarde op basis van meerdere sonderingen, worden gecontroleerd of er sprake is van een lage sterkte die over de breedte van een potentieel afschuifvlak voorkomt. Hiervoor moeten aanvullende sonderingen worden uitgevoerd met korte tussenafstanden. Discontinuïteiten en specifieke/afwijkende zwakke lagen moeten apart geschematiseerd worden.

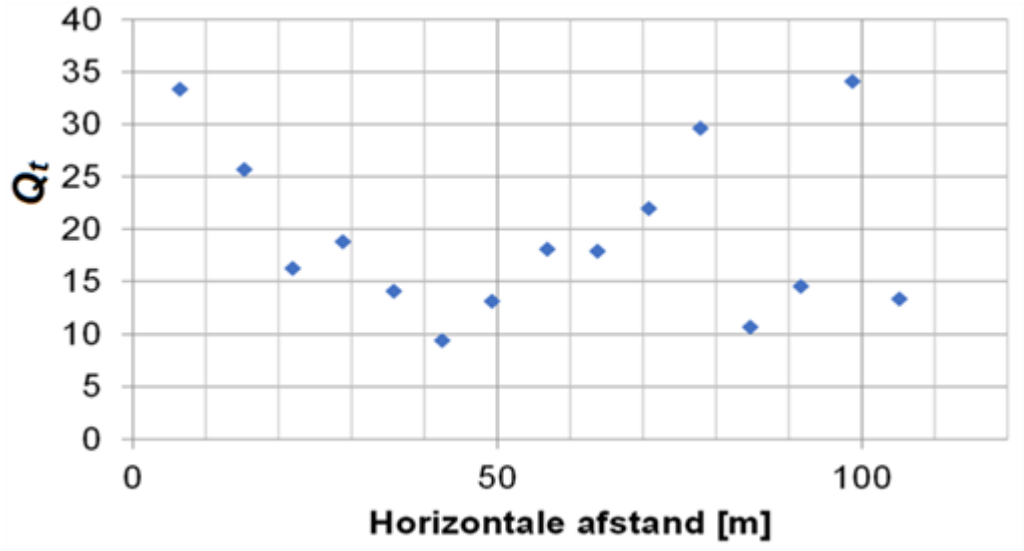
Bij een sondeerafstand van 50 meter is er onvoldoende data om de variabiliteit en trends over de breedte van een potentieel afschuifvlak vast te stellen. Daardoor is er onvoldoende data om uitmiddeling van horizontale variabiliteit in rekening te kunnen brengen.

Fijn: sondeerafstand 10-50 meter

Bij een sondeerafstand van 10-50 meter is de tussenafstand tussen sonderingen zo klein dat er meerdere sonderingen over de breedte van een potentieel afschuifvlak aanwezig zijn (zie figuur 6). Deze sonderingen kunnen gebruikt worden om in te schatten of een sondering representatief is voor de aanwezige sterkte over de breedte van een potentieel afschuifvlak. De representatieve sondering(en) kunnen gebruikt worden om lokaal mee te rekenen.

Bij sonderingen met een tussenafstand van 10 meter, kan ook een inschatting gemaakt worden van de variabiliteit die plaatsvindt over de breedte (B_G) van een potentieel afschuifvlak. Op basis van deze analyse kan ingeschat worden hoeveel uitmiddeling er over de breedte van een potentieel afschuifvlak in rekening gebracht kan worden. Bijvoorbeeld door de variantieverhouding tussen variantie op de schaal van een schuifvlak en de totale variantie in het veld $\Gamma^2=(\sigma^2_{lokaal})/(\sigma^2_{totaal})$, zie Uitmiddeling van spreiding over glijvlak. Ook kan de correlatielengte geschat worden, en de uitmiddeling op basis van vuistregels berekend worden $\Gamma^2 \approx \delta_Z/B_G$ [Vanmarcke, 1977].

De verwachtingswaarde en onzekerheid van de sterkte in een bepaalde laag of SOS-eenheid, op een willekeurige plaats in het dijkvak/traject of SOS-segment, kan worden ingeschat op basis van statistiek op meerdere sonderingen, zoals in het artikel Ongedraineerde schuifsterkte en POP bepalen op basis van meerdere sonderingen beschreven. Hierbij kan dan de variantiereductie factor op σQ_t worden toegepast.



Figuur 6 Voorbeeld sondeerafstand 10 meter. Reken met een set aan sonderingen. Reken met het gemiddelde over het schuifvlak, breng uitmiddeling over de breedte in rekening. (gamma=0,0 á 0,25).

Versie 1.0: 2 juli 2025

Su en POP bepalen uit één sondering

Dit artikel gaat in op het bepalen van de ongedraineerde schuifsterkte (s_u [kN/m²]) op grond van correlatie met sondeerwaarden verkregen uit één sondering. In welke gevallen deze aanpak zinvol is wordt behandeld in het artikel Ongedraineerde sterkte bepalen uit correlaties met sonderingen. Een aanpak die rekening houdt met de ruimtelijke variabiliteit van de sondeerweerstand, wordt behandeld in: Ongedraineerde schuifsterkte en POP bepalen op basis van meerdere sonderingen.

Inleiding

Bij een minimale sondeerafstand van 50 meter, en sterk gecorreleerde sondeerwaarden tussen twee sonderingen, is de slechtste sondering representatief voor de aanwezige sterkte over de breedte van een potentieel afschuifvlak. De volgende stappen worden doorlopen om de ongedraineerde schuifsterkte, *POP*, *OCR* en grensspanning voor een grondlaag af te leiden uit één sondering:

1. Corrigeren van de gemeten sondeerweerstand voor waterspanning en totaalspanning.
2. Berekenen van de ongedraineerde schuifsterkte uit de gecorrigeerde sondeerweerstand.
3. Schematiseren van laagscheidingen en lineariseren van de schuifsterkte over de laagdikte.
4. Berekenen van de karakteristieke waarde van de ongedraineerde schuifsterkte s_u.
5. Berekenen van de verwachtingswaarde en karakteristieke waarde van *OCR*, grensspanning en *POP*.

De onzekerheid ten aanzien van de grensspanning, *OCR* of *POP* is niet volledig identiek aan de onzekerheid van de ongedraineerde schuifsterkte. Daarom wordt eerst de gemiddelde en karakteristieke waarde van de ongedraineerde schuifsterkte berekend. Vervolgens wordt hiermee de gemiddelde en karakteristieke waarde van de grensspanning, *OCR* of *POP* berekend. Een kansverdeling voor grensspanning, *OCR* of *POP* kan vervolgens gefit worden op de gemiddelde en karakteristieke waarde.

1. Corrigeren van de gemeten sondeerweerstand

Om de ongedraineerde schuifsterkte s_u af te leiden uit de sondeerweerstanden worden de gemeten sondeerweerstanden eerst gecorrigeerd voor de gemeten waterspanning u_2 en de totaalspanning σ_{vi}. De correctie van de gemeten sondeerweerstanden vindt plaats volgens formule (2) uit Ongedraineerde sterkte bepalen uit correlaties met sonderingen.

2. Berekenen van de ongedraineerde schuifsterkte uit de gecorrigeerde sondeerweerstand

De ongedraineerde schuifsterkte s_u kan afgeleid worden uit sonderingen door gebruik te maken van een correlatie. De ongedraineerde schuifsterkte volgt uit de voor waterspanningseffecten en totaalspanning gecorrigeerde sondeerweerstand gedeeld door de conusfactor N_{kt}:

$$s_u = q_{net} / N_{kt} \quad (1)$$

Waarin:

s_u Ongedraineerde schuifsterkte [kN/m²].

q_{net} Voor waterspanningseffecten en totaalspanning gecorrigeerde sondeerweerstand van de piëzoconus [kN/m²].

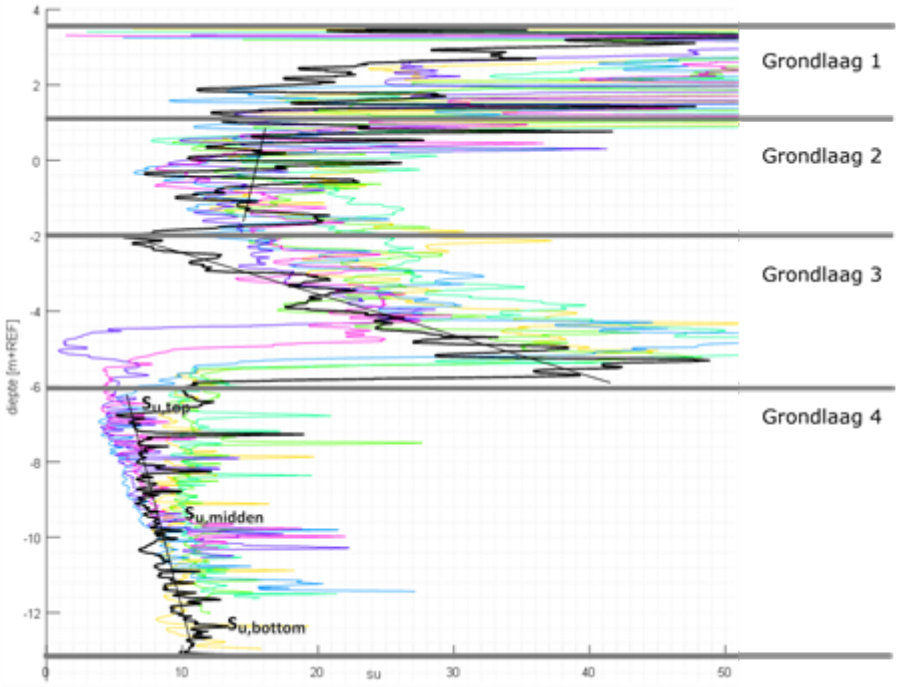
N_{kt} Empirisch bepaalde conusfactor [-].

3. Schematiseren van laagscheidingen en lineariseren van de ongedraineerde schuifsterkte $s_u$over de laagdikte

Sonderingen geven een continu profiel van de sterkte over de diepte van de grond. Omdat een glijvlak meestal hele grondlagen doorsnijdt, zijn we geïnteresseerd in de gemiddelde schuifsterkte over een grondlaag. Bij een laagdikte groter dan de verticale fluctuatieschaal, (bijvoorbeeld 1 m laagdikte bij een verticale correlatielengte 30 cm) zijn voldoende sondeerpunten (minimaal iedere 2 cm) beschikbaar om een goed beeld te krijgen van de gemiddelde schuifsterkte over de laagdikte.

In veel gevallen komt het voor dat de conusweerstand en ongedraineerde schuifsterkte verloopt over de diepte. Wanneer een schuifsterkte aan de bovenkant verschilt van de schuifsterkte aan de onderkant (of vice versa), moeten dit apart worden gemodelleerd. Een glijvlak kan immers ook alleen door het bovenste deel van een grondlaag heen gaan. Met andere woorden, wanneer er een trend (in *POP*, *OCR* of grensspanning) over de diepte consequent in sonderingen aanwezig is, zie figuur 8, moet deze trend deel uitmaken van de modellering, een rekenkundig gemiddelde volstaat niet. In Riskeer en BM – Macrostabiliteit is dit niet mogelijk; in D-Stability is het mogelijk om in een grondlaag een andere *POP* of *OCR* voor de bovenkant en de onderkant van de grondlaag toe te passen.

De werkwijze om tot een gemiddelde *POP* of een gelineariseerd *POP* profiel over de laagdikte te komen, gaat via de gelineariseerde ongedraineerde schuifsterkte s_u. De gelineariseerde ongedraineerde schuifsterkte s_u, wordt bepaald door per sondering en per laag binnen de sondering een lineaire fit (met de kleinste kwadraten methode) te maken door het verloop van de ongedraineerde schuifsterkte over de diepte. Dit resulteert in een $s_{u,top}$, $s_{u,bottom}$ en $s_{u,midden}$ per sondering per laag. Aanbevolen wordt om meetpunten in een zone boven en onder de laagscheidingen niet mee te nemen in de regressie, omdat de conus hier de invloed van de boven- en onderliggende grondlaag 'voelt'. Een zone van 1 tot 3 maal de diameter van de conuspunt (ca. 15 cm) is een realistische aanname voor de hoogte van de zone. De bovengenoemde operaties kunnen worden uitgevoerd met de 'CPT-tool'.



Figuur In de grondlagen 3 en 4 is een duidelijke trend over de diepte zichtbaar. De sterkte aan de bovenzijde van de lagen is beduidend lager dan aan de onderzijde en moet ook als zodanig gemodelleerd worden. Voor grondlaag 2 is het verschil tussen een lineair verloop of constante waarde niet significant.

4. Berekenen van de karakteristieke waarde van de ongedraineerde schuifsterkte s_u

De met de gemiddelde N_{kt} berekende schuifsterkte is de beste schatting van de schuifsterkte op de locatie van een sondering. De ongedraineerde schuifsterkte s_u heeft betrekking op het lokale gemiddelde over de laagdikte (laag-gemiddelde). Er wordt hierbij verondersteld dat de spreiding rond het lokale gemiddelde uit middelt. Er moet echter rekening gehouden worden met de onzekerheid in de gebruikte correlatie. De resulterende spreiding (uit vergelijking 1 of 3) kwantificeert in beide

gevallen de totale “transformatieonzekerheid”, die is verbonden aan het toepassen van de correlatie met de sondeerweerstand. Deze onzekerheid heeft betrekking op de indirect gemeten ongedraineerde schuifsterkte (dus op q_{net}/N_{kt} of ln(N_{kt}) en niet op grensspanning of POP). Verder moet rekening worden gehouden met de statistische onzekerheid door een beperkt aantal datapunten bij het afleiden van de correlatie.
De karakteristieke waarde van de gelineariseerde s_u wordt berekend door de rekening te houden met (het systematische deel van) de transformatieonzekerheid en de statistische onzekerheid van de correlatie. De onderstaande formules kunnen hierbij gebruikt worden om waarden van $s_{u,top,kar}$, $s_{u,bottom,kar}$ en $s_{u,midden,kar}$ te berekenen. De waardes voor

$$VC_{\frac{q_{net}}{N_{kt}}.gem}$$

en

$$\sigma_{ln\,N_{kt},gem}$$

volgen uit de vergelijkingen (2) en (3) uit paragraaf Afleiden van een gebieds-specifieke correlatie van het artikel Ongedraineerde sterkte bepalen uit correlaties met sonderingen, gebiedspecifiek.

In het geval van methode 1 (gewogen regressie) leidt dit tot de volgende uitdrukkingen:

Formule 2 voor het berekenen van de karakteristieke waarde van de ongedraineerde schuifsterkte

$$s_{u,kar} = \frac{q_{net}}{\mu_{N_{kt}}}.\left(1 - T_{N-1}^{0,05}.VC_{\frac{q_{net}}{N_{kt}}gem}.\sqrt{1+\frac{1}{N}}\right) \qquad (2)$$

Formule 3 voor het berekenen van de karakteristieke waarde van de empirisch bepaalde conusfactor

$$N_{kt,kar} = \frac{q_{net}}{s_{u,kar}} = \frac{\mu_{N_{kt}}}{\left(1-T_{N-1}^{0,05}.VC_{\frac{q_{net}}{N_{kt}}gem}.\sqrt{1+\frac{1}{N}}\right)} \qquad (3)$$

Met:

$$VC_{\frac{q_{net}}{N_{kt}}.gem}$$

Systematische transformatieonzekerheid [-]. Hierbij is het niet-systematische deel in de totale transformatieonzekerheid uitgemiddeld.

$$\mu_{N_{kt}}$$

Verwachtingswaarde van N_{kt}, zoals volgt uit de minimalisatie van

$$VC_{\frac{q_{net}}{N_{kt}}.tot}$$

door middel van “gewogen” regressie.

$$T_{n-1}^{0.05}$$

Waarde van de student–t verdeling bij 5% onder of overschrijdingskans met N-1 vrijheidsgraden, waarbij N het aantal onafhankelijke (s_u, q_{net}) datapunten is voor de N_{kt} bepaling.

In het geval van methode 2 (statistiek op N_{kt} met lognormale verdeling) leidt dit analoog tot de volgende uitdrukkingen:

Formule 4 voor het berekenen van de karakteristieke waarde van de ongedraineerde sterkte su

volgens methode 2

$$s_{u.kar} = \frac{q_{net}}{N_{kt.kar}}$$

(4)

Formule 5 voor het berekenen van de karakteristieke waarde van de empirisch bepaalde conusfactor

$$N_{kt,kar} = exp\left(\mu_{lnN_{kt}} + T_{N-1}^{0,05} \cdot \sigma_{lnN_{kt,gem}} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{N}}\right) \qquad (5)$$

Waarin:

$$\sigma_{lnN_{kt},gem}$$

Maat voor de systematische transformatieonzekerheid. Hierbij is het niet-systematische deel in de totale transformatieonzekerheid uitgemiddeld.

De twee methoden zullen overigens wel leiden tot verschillende karakteristieke waarden. Zie bijvoorbeeld de figuur in het artikel Ongedraineerde sterkte bepalen uit correlaties met sonderingen, gebiedsspecifiek. Er is een lichte voorkeur voor het toepassen van methode 2 (het toepassen van statistiek op puntwaarden van N_{kt}) vanwege de eenvoud van de methode, de mogelijkheid van het toepassen van de lognormale verdeling, en het relatief kleine verschil in karakteristieke waarde.

5. Berekenen van de verwachtingswaarde en karakteristieke waarde van *OCR*, grensspanning en *POP*

Vervolgens kan de *POP* aan de boven en onderkant van de laag worden teruggerekend uit de ongedraineerde schuifsterkte s_u, door gebruik te maken van de SHANSEP formulering van ongedraineerde schuifsterkte (zie artikel Ongedraineerde schuifsterkte). Let op dat de waarde van de ongedraineerde schuifsterkte s_u betrekking heeft op de gelineariseerde waarde, dat wil zeggen $s_{u,top}$, $s_{u,bottom}$ en $s_{u,midden}$.

Vervolgens worden de lokale waarde van de gemiddelde en karakteristieke OCR, grensspanning of POP teruggerekend met vergelijkingen in het artikel Bepalen grensspanning, OCR en POP uit gemeten schuifsterkteparameters.

Deze waarden zijn direct invoer voor Riskeer. Voor ondersteuning van dit proces is de CPT-tool beschikbaar (verkrijgbaar via de Github van het Kennis en Kunde Platform). Deze tool is ook geschikt voor het bepalen van de karakteristieke waarde van de grensspanning/*POP* voor één enkele sondering. Voor het bepalen van de standaardafwijking van de grensspanning of *POP* (als invoer voor Riskeer), waarbij rekening wordt gehouden met de Student-t factor en lognormale verdeling.

Voor de bepaling van de grensspanning of *POP* is het van groot belang om zorgvuldig en consistent te werk te gaan bij het schematiseren van de opbouw van de ondergrond en de waterspanningen. Schematiseringsonzekerheden en fouten hierin leiden gemakkelijk tot onjuiste waarden van de effectieve verticale spanning. Dit werkt door in de afleiding van de grensspanning of *POP*. Lage of negatieve *POP* waarden kunnen hiervan het resultaat zijn. Ook kan een grote transformatieonzekerheid ervoor zorgen dat de karakteristieke waarde van de in situ ongedraineerde sterkte op basis van sonderingen lager is dan de karakteristieke waarde van de schuifsterkte op basis van de normaal geconsolideerde schuifsterkte-ratio (S) uit laboratorium proeven. In dit geval is het raadzaam om een nauwkeuriger waarde voor N_{kt} te bepalen, of om terug te vallen op defaultwaarden van *POP*.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Su en POP bepalen uit meerdere sonderingen

Dit artikel gaat in op het bepalen van de ongedraineerde schuifsterkte (s_u [kN/m²]) op grond van correlatie met sondeerwaarden verkregen uit meerdere sonderingen. In welke gevallen deze aanpak zinvol is wordt behandeld in het artikel Ongedraineerde sterkte bepalen uit correlaties met sonderingen. Voor situaties met een minimale sondeerafstand van 50 meter en sterk gecorreleerde sondeerwaarden tussen twee sonderingen kan de bepaling van de ongedraineerde schuifsterkte worden uitgevoerd op basis van één sondering. Deze aanpak wordt behandeld in: Ongedraineerde schuifsterkte en POP bepalen uit één sondering.

Inleiding

De verwachtingswaarde en onzekerheid van de ongedraineerde schuifsterkte op een willekeurige locatie in een statistisch homogeen dijkvak kan worden bepaald op basis van statistiek op meerdere sonderingen. De ongedraineerde schuifsterkte, grensspanning of *POP* zijn echter geen materiaalparameters, maar statusvariabelen die de toestand van de grond aangeven. Dit betekent dat zulke 'quasi-parameters' niet zonder meer kunnen worden gezien als een parameter zonder ruimtelijk (trendmatig) verloop. Alleen wanneer aannemelijk gemaakt kan worden dat het verloop van de quasi-parameter over een dijkvak/traject als trendloos verondersteld kan worden, kan deze als lokale/regionale eigenschap gezien worden op het niveau van een dijkvak, SOS-segment of dijktraject. Daarnaast kan de ongedraineerde sterkte/*POP* alleen als lokale/regionale eigenschap gezien worden voor parameters in dezelfde geologische afzetting.

Omdat de ongedraineerde schuifsterkte en *POP* statusvariabelen zijn, zijn deze sterk afhankelijk van de lokale effectieve spanning. De lokale waarde van de *POP* hangt dus sterk af van de lokale dijkhoogte, bodemopbouw, dikte van bovenliggende lagen, volumiek gewicht, etc.. Om een statistische analyse op meerdere sonderingen te doen, moeten effecten van geometrie, bodemopbouw en waterspanning uitgesloten worden. Dit kan door te werken met voor effectieve spanning genormaliseerde waarden voor de conusweerstand Q_t. Q_t gedeeld door N_{kt} geeft de in situ ongedraineerde schuifsterkte-ratio s_u/σ'_{vi}. Voor een individuele sondering maakt het niet uit of Q_t gedeeld wordt door N_{kt} of dat de lokale ongedraineerde sterkte gedeeld wordt door de verticale effectieve spanning, zie vergelijking (1) en (2). In de hieronder beschreven werkwijze wordt voor het gemak met statistiek op de waarde van Q_t gewerkt.

$$Q_t = q_{net} / \sigma'_{vi} \quad (1)$$

$$S = s_u/\sigma'_{vi} = Q_t / N_{kt} = (q_{net} / \sigma'_{vi}) / N_{kt} \quad (2)$$

Waarin:

Q_t Met de in situ verticale effectieve spanning genormaliseerde sondeerweerstand [-].

q_{net} Voor waterspanningseffecten en totaalspanning gecorrigeerde sondeerweerstand van de piëzoconus [kN/m²] (zie vergelijking (2) in Ongedraineerde sterkte bepalen uit correlaties met sonderingen).

σ'_{vi} In situ verticale effectieve spanning [kN/m²].

S Ongedraineerde schuifsterkte-ratio [-].

s_u Ongedraineerde schuifsterkte [kN/m²].

N_{kt} Correlatiefactor: de empirisch bepaalde conusfactor [-].

De werkwijze voor het bepalen van de verwachtingswaarde en onzekerheid van de ongedraineerde schuifsterkte, *POP*, *OCR* en grensspanning voor een grondlaag af te leiden uit meerdere sonderingen kent de volgende stappen:

1. Bereken per laag en per sondering de gemiddelde waarde van de met de verticale effectieve spanning genormaliseerde conusweerstand Q_t.
2. Bepaal het gemiddelde en de standaardafwijking van de gemiddelde Q_t waarde over meerdere sonderingen.
3. Bereken de gemiddelde en karakteristieke waarden van de genormaliseerde conusweerstand, op basis van meerdere sonderingen.
4. Vertaal de gemiddelde en karakteristieke genormaliseerde conusweerstand in een lokale waarde voor de ongedraineerde schuifsterkte, grensspanning of *POP*.

De volgende paragrafen lichten deze stappen nader toe.

1. Bereken per laag en per sondering de gemiddelde waarde van de met de verticale effectieve spanning genormaliseerde conusweerstand Q_t

De met de verticale effectieve spanning genormaliseerde conusweerstand Q_t, voor elke individuele sondeerwaarde wordt berekend volgens vergelijking (1). Vervolgens moet het gemiddelde over de laagdikte per sondering *j* berekend worden. Om de notatie eenvoudig te houden wordt $Q_{t,j}$ gebruikt voor het gemiddelde van Q_t in een laag in sondering *j*.

2. Bepaal het gemiddelde en de standaardafwijking van de gemiddelde Q_t-waarde over meerdere sonderingen

Het gemiddelde μ en de standaardafwijking σ van de genormaliseerde conusweerstand Q_t per laag en per sondering kunnen worden bepaald met onderstaande uitdrukkingen. Dit leidt tot waarden voor μQ_t en σQ_t per dijkvak, dijktraject of SOS-segment. Op welke schaal de statistische analyse wordt uitgevoerd, is afhankelijk van het aantal sonderingen en de mate waarin de beschouwde sonderingen onderdeel zijn van een statistisch homogene dataset. Er zijn formules voor de normale verdeling:

$$\mu Q_t = \Sigma(Q_{t,j}/N) \quad (3)$$

$$\sigma Q_t = \sqrt{((Q_{t,j} - \mu.Q_t)^2/(N-1))} \quad (4)$$

en voor de lognormale verdeling:

$$\mu \ln(Q_t) = \Sigma(\ln(Q_{t,j}) /N) \quad (5)$$

$$\sigma \ln(Q_t) = \sqrt{(\Sigma(\ln(Q_{t,j}) - \mu \ln(Q_t))^2 / (N-1))} \quad (6)$$

Waarin:

$Q_{t,j}$ Gemiddelde genormaliseerde conusweerstand Q_t voor een laag in sondering *j* [-]

N Aantal waarnemingen, sonderingen [-].

μQ_t Regionaal gemiddelde van de gemiddelde genormaliseerde conusweerstand Q_t in het beschouwde dijkvak [-].

σQ_t Regionale standaardafwijking van de gemiddelde genormaliseerde conusweerstand Q_t in het beschouwde dijkvak [-].

3. Bereken de gemiddelde en karakteristieke waarden van de genormaliseerde conusweerstand, op basis van meerdere sonderingen.

De verwachtingswaarde van de gemiddelde genormaliseerde conusweerstand $Q_{t,gem}$ op een willekeurige locatie is:

Normale verdeling: $Q_{t,gem} = \mu Q_t$ (7)

Lognormale verdeling: $Q_{t,gem} = \exp(\mu.\ln(Q_t) + \frac{1}{2} (\sigma.\ln(Q_t) \cdot \sqrt{(1+1/N)}) 2)$ (8)

Bereken de karakteristieke waarde $Q_{t,kar}$ van de genormaliseerde conusweerstand door de ruimtelijke variabiliteit en de statistische onzekerheid te verdisconteren:

Normale verdeling: $Q_{t,kar} = \mu Q_t - T_{0,05,N-1} \cdot \sigma Q_t \cdot \sqrt{(1+1/N)}$ (9)

Lognormale verdeling: $Q_{t,kar} = \exp(\mu\ln(Q_t) - T_{0.05,N-1} \cdot \sigma\ln(Q_t) \cdot \sqrt{(1+1/N)})$ (10)

Waarin:

$T_{0.05,N-1}$ Waarde van de student–t verdeling bij 5% onder of overschrijdingskans met N-1 vrijheidsgraden, waarbij N het aantal beschouwde sonderingen in het dijkvak is [-].

Omdat er gewerkt wordt met een gemiddelde waarde van $Q_{t,j}$ is er al rekening gehouden met uitmiddelling van variatie over de dikte van een laag. Om die reden blijft de 'spreidingsreductiefactor' Γ^2 conform Bepalen van karakteristieke waarde voor grondparameters op basis van een regionale proevenverzameling achterwege. Alleen wanneer er voldoende data beschikbaar is om een inschatting te maken van de uitmiddeling over de breedte van een potentieel afschuifvlak, kan variantiereductie in horizontale richting (Γ_h^2) worden toegepast. In dit geval luidt de uitdrukking:

$Q_{t,kar} = \mu Q_t - T_{0.05,N-1} \cdot \sigma Q_t \cdot \sqrt{(\Gamma_h^2+1/N)}$ (11)

Let wel dat de standaardwaarde van Γ^2 (1- α = 1-0,75 = 0,25) uit Bepalen van karakteristieke waarde voor grondparameters op basis van een regionale proevenverzameling slaat op puntmetingen van een grondeigenschap in een regionale verzameling. In bovenstaande situaties hebben we het echter al over gemiddelde waarden over de laagdikte per sondering. Een hogere waarde voor Γ_h^2 zou daarom logischer zijn. Zonder voorkennis kan een waarde van Γ_h^2 =0,5 gebruikt worden.

Wanneer een verzameling sonderingen echter als lokale verzameling op te vatten is, bijvoorbeeld wanneer meerdere sonderingen over 200 meter breedte beschikbaar zijn, lijkt op basis van onderzoek een hogere waarde Γ_h^2 = 075 reëel.

4. Vertaal de gemiddelde en karakteristieke genormaliseerde conusweerstand in een lokale waarde voor de ongedraineerde schuifsterkte, grensspanning of *POP*.

De lokale waarde van de ongedraineerde schuifsterkte volgt uit de berekende gemiddelde en karakteristieke waarde van de genormaliseerde conusweerstand gedeeld door de correlatiefactor N_{kt} en te vermenigvuldigen met de lokale effectieve spanning σ'_{vi} in het dwarsprofiel waar gerekend wordt:

$s_{u,\,gem} = \sigma'_{vi} \cdot Q_{t,gem} / N_{kt}$ (12)

$s_{u,kar} = \sigma'_{vi} \cdot Q_{t,kar} / N_{kt,kar}$ (13)

De lokale waarde van de gemiddelde en karakteristieke OCR, grensspanning of POP volgen uit de vergelijkingen in het artikel Bepalen grensspanning, OCR en POP uit gemeten schuifsterkteparameters.

Toepassingsvoorwaarden voor deze methode zijn:

- De data moet dezelfde geologische afzetting betreffen.

- De data mag geen trend bevatten of de trend moet uit de data worden gefilterd (verschillen in spanningsniveau of eventuele trends door geologie).
- Bij eventuele uitbijters moeten aanvullende sonderingen worden uitgevoerd (met korte afstanden) om te controleren op discontinuïteiten / zwakke plekken.

Enkele aanbevelingen bij het toepassen van statistiek op meerdere sonderingen:

- Voor de statistische analyse is het uitgangspunt dat ten minste 10 sonderingen in het dijkvak, SOS-segment of dijktraject beschikbaar zijn.
- De sonderingen voor de statistische analyse moeten ongecorreleerd zijn; dat wil zeggen dat de onderlinge afstand tussen de sonderingen niet kleiner moet zijn dan 25 m.
- Bij het toepassen van statistiek op sondeerweerstanden is het van belang dat alle sonderingen van dezelfde sondeerklasse zijn, aangezien sonderingen van verschillende sondeerklasse verschillende meetonzekerheden hebben.
- Sonderingen moeten op representatieve locaties gedaan zijn. Niet bij op- en afritten. Ook niet bij inrit van een perceel, die hoger ligt dan de directe omgeving.
- Om te controleren of de dataset statistisch homogeen is, moet sondeerdata geanalyseerd worden op ruimtelijke trends. Op basis daarvan kan een keuze gemaakt worden over de grootte van de dataset.
- Wanneer de onzekerheid in N_{kt} grotendeels voortkomt uit ruimtelijke variabiliteit van het transformatiemodel, is er mogelijk sprake van een dubbeltelling van onzekerheid. Hier is alleen sprake van wanneer de N_{kt} afgeleid is met datapunten die hetzelfde gebied beslaan als waar de gemiddelde waarde van Q_t over bepaald is. In dit geval is een deel van de transformatieonzekerheid al in de karakteristieke waarde van Q_t verwerkt. Het delen door de karakteristieke waarde van N_{kt} is dan te conservatief.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Grensspanning, POP en OCR uit schuifsterkteparameters afgeleid uit sonderingen

In dit artikel behandelt hoe de grensspanning, POP en OCR te berekenen uit schuifsterkteparameters s_u, S en m afgeleid uit sonderingen. Het artikel Grensspanning, POP en OCR geeft een beschrijving van deze parameters.

De overconsolidatieratio OCR volgt uit de volgende formule:

$$OCR = (s_u / (\sigma'_{vi} \cdot S))^{1/m} \quad (1)$$

Waarin:

OCR Overconsolidatieratio [-].

s_u Ongedraineerde sterkte afgeleid uit de sondeerweerstand [kN/m²].

σ'_{vi} In situ effectieve verticale spanning onder normale gemiddelde omstandigheden [kN/m²].

S Normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio [-].

m Sterktetoename exponent [-].

Uitgaande van de overconsolidatieratio zijn vervolgens de pre overburden pressure POP en de grensspanning σ'_{vy} te berekenen met:

$$POP = \sigma'_{vi} (OCR - 1) \quad (2)$$

en $\sigma'_{vy} = \sigma'_{vi} \cdot OCR$ (3)

Waarin:

POP Pre Overburden Pressure [kN/m²].

OCR Overconsolidatieratio [-].

σ'_{vy} Grensspanning [kN/m²].

σ'_{vi} In situ effectieve verticale spanning onder normale gemiddelde omstandigheden [kN/m²].

NB Met de formules (1) t/m (3) kunnen de grensspanning, de *POP* en de *OCR* worden berekend uit de in proeven gemeten ongedraineerde schuifsterkte. Met de geïnverteerde versie van deze formules, die in het artikel Ongedraineerde schuifsterkte zijn gegeven, zijn vervolgens de ongedraineerde schuifsterktes die horen bij een specifieke belastingsituatie, voor bijvoorbeeld hoogwater, te berekenen.

Voor het bepalen van gemiddelde waarden (subscript: gem) leidt dit tot de volgende uitdrukkingen:

$OCR_{gem} = (s_{u,gem} / (\sigma'_{vi} \cdot S_{gem}))^{(1/m_{gem})}$ (4)

$POP_{gem} = \sigma'_{vi} (OCR_{gem} - 1)$ (5)

$\sigma'_{vy,gem} = \sigma'_{vi} \cdot OCR_{gem}$ (6)

En voor karakteristieke waarden (subscript: kar) leidt dit tot de volgende uitdrukkingen:

$OCR_{kar} = (s_{u,kar} / (\sigma'_{vi} \cdot S_{kar}))^{(1/m_{kar})}$ (7)

$POP_{kar} = \sigma'_{vi} (OCR_{kar} - 1)$ (8)

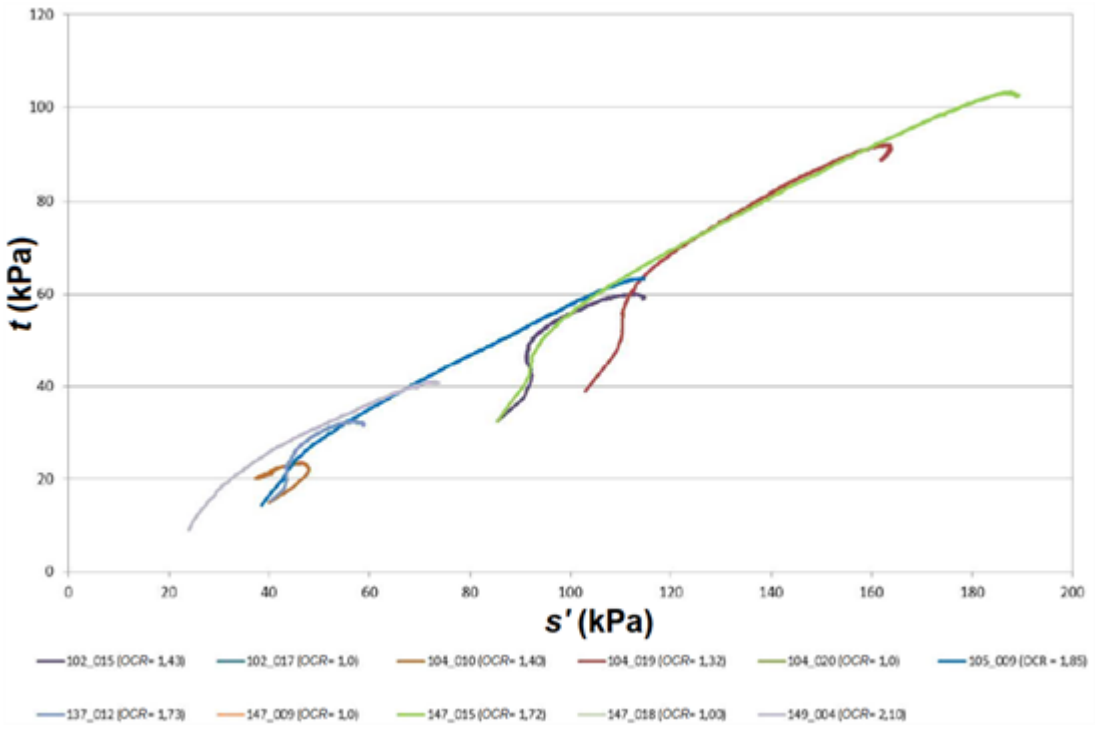
$\sigma'_{vy,kar} = \sigma'_{vi} \cdot OCR_{kar}$ (9)

Versie 1.0: 2 juli 2025

Ongedraineerde schuifsterkte van zware zandige siltige klei

Inleiding 'transitional soils'

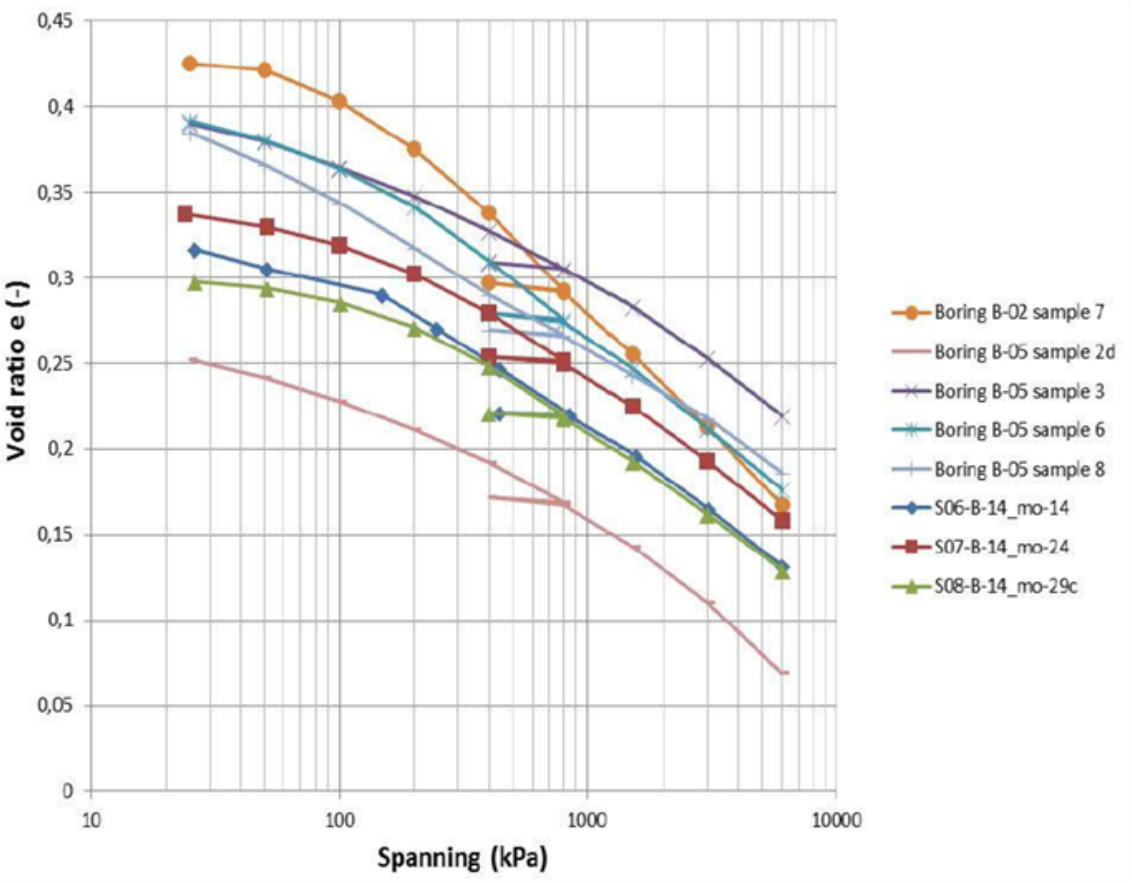
Zandige klei en siltige klei met hoge volumegewichten (γ_{nat} > 17 à 18 kN/m³) blijkt ander gedrag bij ongedraineerd afschuiven te vertonen dan klei met lagere volumegewichten: er is sprake van sterk dilatant gedrag, ongeacht de mate van overconsolidatie (*OCR*) en vaak ook bij normaal geconsolideerde condities. Dit gedrag komt niet overeen met wat op basis van de CSSM-theorie en SHANSEP-techniek voor klei mag worden verwacht, zie Schuifsterke in CSSM model. Het is internationaal een recent inzicht dat het gedrag van deze 'transitional soils' niet volledig aansluit bij de CSSM-theorie. Dit afwijkende gedrag speelt bij siltige en zandige klei in (het oosten van) het rivierengebied, bij Keileem in Noord-Nederland, waarschijnlijk ook bij löss in Zuid-Nederland en regelmatig ook bij dijksmateriaal. De ongedraineerde schuifsterkte van de zandige en siltige klei heeft vaak een grote bandbreedte. Deze grote bandbreedte levert, ondanks een hoge verwachtingswaarde, een relatief lage karakteristieke waarde van de ongedraineerde schuifsterkte. Figuur 1 geeft een voorbeeld van dilatant gedrag bij ongedraineerd afschuiven in triaxiaal compressie proeven op zware zandige siltige klei in het bovenrivierengebied (initieel verzadigde grond).



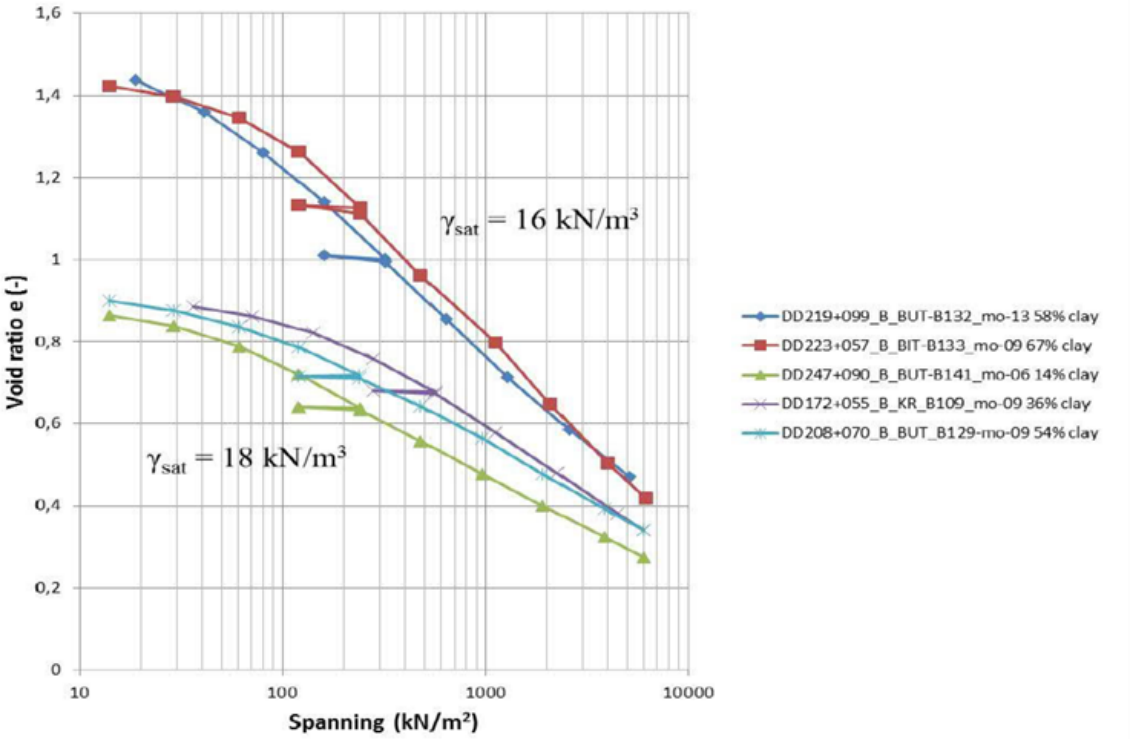
Figuur 1 Verloop van de schuifsterkte t_d als functie van de effectieve spanning s' voor een 11-tal zware zandige siltige kleimonsters uit het bovenrivierengebied. Voorbeeld van dilatant gedrag bij ongedraineerd afschuiven van siltige klei in het bovenrivierengebied.

Het voorbeeld in figuur 1 laat zien dat nagenoeg alle triaxiaalproeven dilatant gedrag vertonen bij ongedraineerd afschuiven. Daarbij is er geen relatie met de genoemde waarden van *OCR*.

De relatie tussen de ongedraineerde schuifsterkte en *OCR* is minder eenduidig dan bij kleien met lagere volumegewichten. Deels wordt dit ook veroorzaakt doordat de grensspanning niet altijd eenduidig is vast te stellen uit samendrukkingsproeven, als gevolg van het continue gekromde verloop van de samendrukkingscurves (figuur 2 en figuur 3). Het gekromde verloop wordt sterker naarmate het volumegewicht van de klei hoger is. Bij Keileem (figuur 2) is het gekromde verloop daardoor sterker dan bij zware zandige siltige klei in het bovenrivierengebied (Figuur 3). De curves convergeren ook niet naar elkaar toe. Merk hierbij op dat de samendrukkingsproeven zijn doorgezet tot 6000 kPa, wat veel hoger is dan gebruikelijk. Uitgaande van het protocol voor het uitvoeren van laboratoriumproeven, zouden deze samendrukkingsproeven zijn doorgezet tot 500 à 1000 kPa. Als de samendrukkingsproeven worden doorgezet tot een hogere spanning, leidt dit tot een andere raaklijn aan de curve en daardoor tot een hogere waarde van de grensspanning. De bij Figuur 1 genoemde waarden van *OCR* zijn dan ook arbitrair.



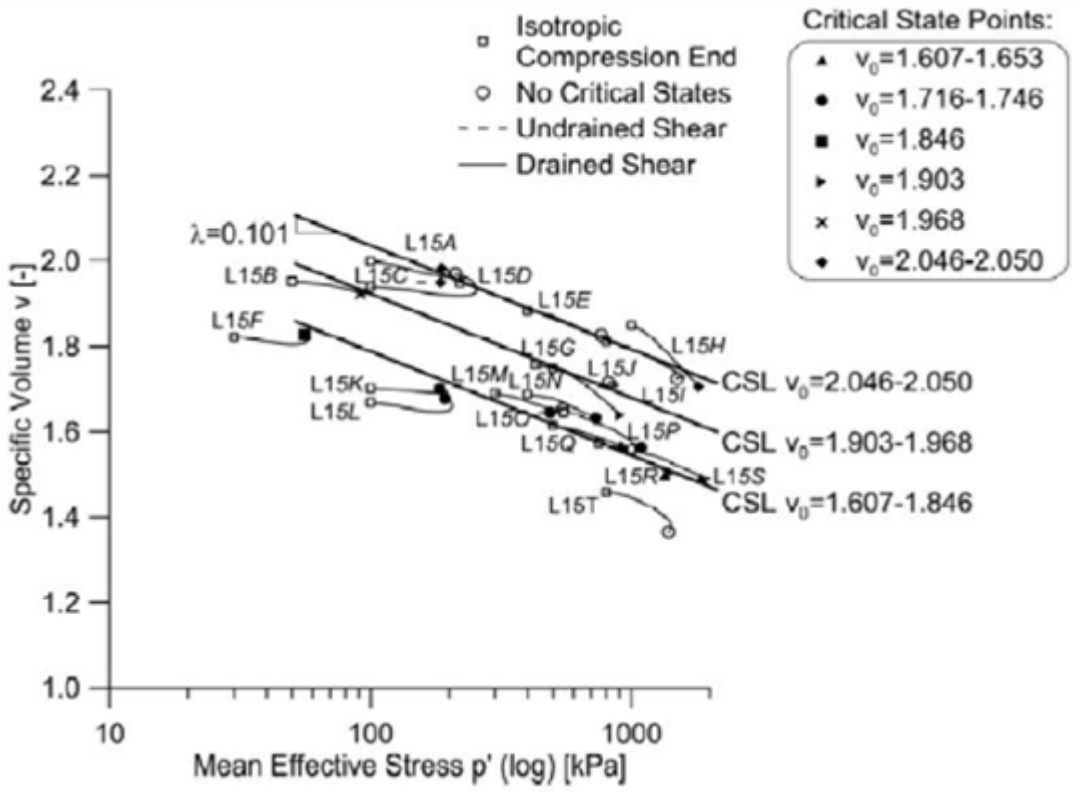
Figuur 2 Voorbeelden van samendrukkingscurves van Keileem



Figuur 3 Voorbeelden van samendrukkingscurves van siltige klei in het bovenrivierengebied

Op basis van verschillende onderzoeken door diverse auteurs [o.a. Ponzoni, 2014 en Shipton, 2015] blijkt dat de ligging van de 'critical state line' in het vlak van specifiek volume v tegen gemiddelde

effectieve spanning (v=1+*e*, met *e* is het poriëngetal) bij 'transitional soils' afhankelijk is van de initiële toestand van de grond (figuur 4).
'Transitional soils' hebben een robuuste structuur, die ook bij afschuiven naar de critical state niet geheel verloren gaat. De initiële dichtheid van de grond blijft relevant, ook bij heel grote rek in laboratoriumproeven, zowel bij samendrukking als afschuiven. CSSM-theorie kan worden toegepast indien er vanuit wordt gegaan dat elke initiële toestand van de grond een bijbehorende 'critical state line' heeft. Omdat het praktisch onmogelijk is om de ruimtelijke variabiliteit van de in situ initiële toestand (combinatie van in situ spanning en in situ watergehalte of het poriëngetal) binnen een grondlaag vast te stellen, is het niet werkbaar om meerdere critical state lines vast te stellen en deze toe te passen bij stabiliteitsanalyses.

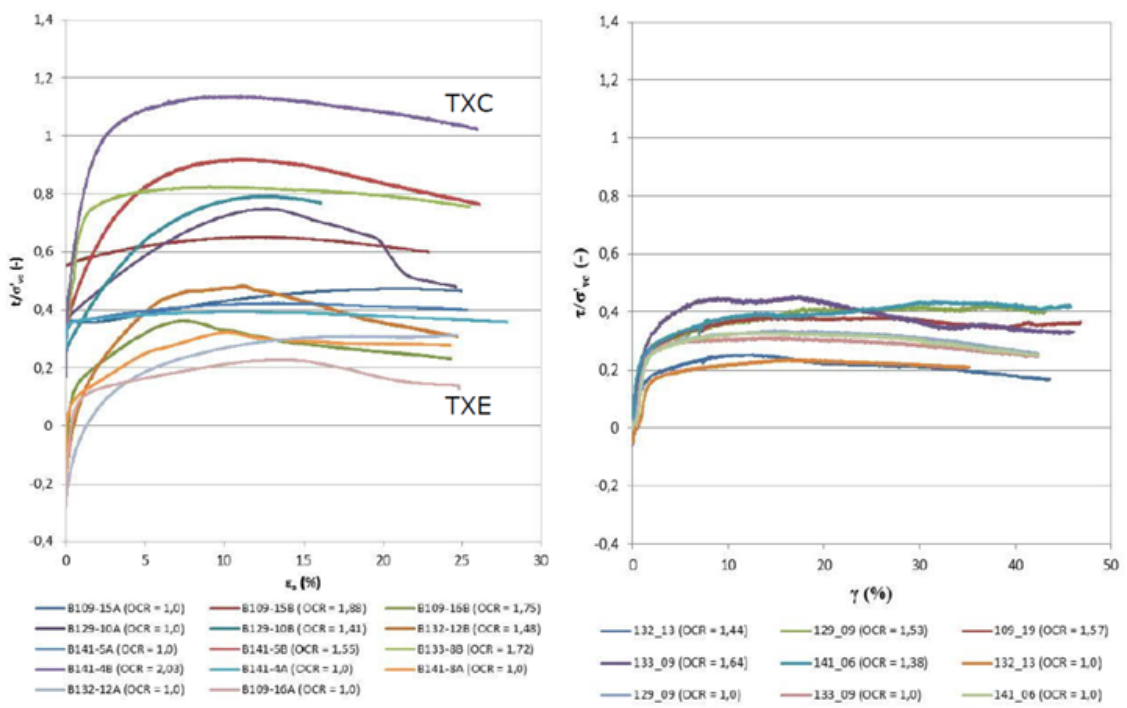


Figuur 4 Voorbeeld van de ligging van de critical state line afhankelijk van het specifiek volume v van het materiaal. Siltige klei met 10 a 20% lutum van de lagunes bij Venetië [Ponzoni, 2014]

Anisotropie ongedraineerde schuifsterkte

Bij ongedraineerde schuifsterkte speelt anisotropie een rol. De bezwijkmodus ofwel de richting van het afschuifvlak ten opzichte van de richting van de hoofdspanningen bepaalt mede de grootte van de ongedraineerde schuifsterkte. Dit betreft in de CSSM-theorie de piekwaarde van de ongedraineerde schuifsterkte. Wanneer de piekwaarde is overschreden en het afschuiven wordt doorgezet, neemt de schuifsterkte af naar de ultimate state (en op enig moment wordt dan ook de critical state bereikt). Op basis van CSSM-theorie zouden spanning-rek relaties van verschillende type laboratorium testen (triaxiaal compressie, triaxiaal extensie en direct simple shear) moeten convergeren naar vergelijkbare ongedraineerde schuifsterkte ratio's bij grote rek. Dit is een van de overwegingen bij de keuze voor het WBI 2017 voor het uitgangspunt om de schuifsterkte te bepalen bij 25% axiale rek en 40% schuifrek. Bij de veel voorkomende grondsoorten is er geen sprake meer van een effect van ongedraineerde schuifsterkte anisotropie bij deze grote rek. Overigens is alleen bij laboratorium proeven met 'plane-strain' condities (biaxiaal en direct simple shear) sprake van een volledig samenvallen van de spanning-rek relaties bij grote rek. Bij axiaal-symmetrische proeven is er wel

convergentie bij grote rek, maar geen volledig samenvallen van de spanning-rek relaties.
Bij zware zandige siltige klei en Keileem blijkt bij grote rek nog steeds sprake van een duidelijk effect van anisotropie van de ongedraineerde schuifsterkte (figuur 5). De ongedraineerde schuifsterkte ratio van triaxiaal compressie proeven is aanmerkelijk hoger dan de ongedraineerde schuifsterkte ratio van direct simple shear en triaxiaal extensie proeven. Dit kan waarschijnlijk ook worden toegeschreven aan de robuuste structuur van 'transitional soils', die ook bij afschuiven naar de critical state niet geheel verloren gaat. Bij Keileem lijkt er bovendien een effect te zijn van de richting van de stuwing van deze afzetting op de ongedraineerde schuifsterkte in direct simple shear proeven.



Figuur 5 Ongedraineerde schuifsterkte anisotropie bij siltige klei met triaxiaal compressie proeven (TXC) en triaxiaal extensie proeven (TXE) (links) en direct simple shear proeven (rechts)

Aanbevolen werkwijze voor 'transitional soils'

Het voorgaande resulteert er in dat het schematiseren van de ongedraineerde schuifsterkte van 'transitional soils' met profielen van de ongedraineerde schuifsterkte tegen de diepte of met relaties van de ongedraineerde schuifsterkte tegen de effectieve spanning technisch inhoudelijk de voorkeur heeft boven een aanpak op basis van de relatie tussen ongedraineerde schuif-sterkte en overconsolidatieratio (SHANSEP-techniek; WBI methode). Profielen van de ongedraineerde schuifsterkte tegen de diepte kunnen worden toegepast bijvoorbeeld met de methode Su-tabel in D-Stability. Daarbij kan de gemeten ongedraineerde schuifsterkte $s_{u,dagelijks}$ worden geschaald naar $s_{u,hoogwater}$ met de volgende relatie:

Formule waarmee de gemeten ongedraineerde schuifsterkte su,dagelijks worden geschaald naar su,hoogwater.

$$S_{u,hoogwater} = S_{u,dagelijks}\left(\frac{\sigma_{vi,hoogwater}}{\sigma_{vi,dagelijks}}\right)^{1-m}$$

Waarin:

$s_{u,hoogwater}$ Ongedraineerde schuifsterkte onder hoogwateromstandigheden [kN/m²].

$s_{u,dagelijks}$ Ongedraineerde schuifsterkte onder dagelijkse omstandigheden [kN/m²].

$\sigma_{vi,hoogwater}$ Verticale grondspanning onder hoogwateromstandigheden [kN/m²].

$\sigma_{vi,dagelijks}$ Verticale grondspanning onder dagelijkse omstandigheden [kN/m²].

m Sterktetoename-exponent [-].

Let op, alhoewel deze methode inmiddels is geïmplementeerd in D-Stability, is de methodiek nog onderwerp van discussie en nader onderzoek. Voor de laatste stand van zaken: neem contact op met de Helpdesk-water.

Om vast te stellen of een grondlaag 'transitional soil' gedrag heeft, is een doorgaand gekromd verloop van samendrukkingscurves uit CRS- of samendrukkingsproeven tot heel hoge spanning (6000 kPa) een goede indicator. Hierbij is het bepalen van grensspanning of overconsolidatie-graad *OCR* niet mogelijk.

Bij het bepalen van de ongedraineerde schuifsterkte parameters moet worden gecontroleerd of het effect van ongedraineerde schuifsterkte anisotropie wordt afgedekt door de karakteristieke ondergrenswaarde van de ongedraineerde schuifsterkte uit triaxiaal compressie proeven. Hiervoor moeten naast triaxiaal compressie proeven ook enkele direct simple shear proeven en triaxiaal extensie proeven worden uitgevoerd.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Schuifsterkte in de (initieel) onverzadigde zone

In Nederland wordt voor grondmechanische berekeningen vrijwel altijd uitgegaan van volledig met water verzadigde grond of van volledig droge grond. Onder het normale gemiddelde freatisch vlak wordt de grond volledig met water verzadigd verondersteld. Boven het normale gemiddelde freatisch vlak wordt voor de beschrijving van de schuifsterkte van de grond uitgegaan van volledig droge grond.

Ook voor waterkeringen is dat altijd de gangbare aanpak geweest. In de praktijk wordt daarom meestal de gedraineerde schuifsterkte toegepast voor (initieel) onverzadigde kleiige grondlagen. Vaak is de gedachte dat dit kleiige materiaal toch goed doorlatend kan zijn vanwege structuurvorming en krimpscheuren en dat derhalve de aanname van gedraineerd grondgedrag daarom een verdedigbare keuze is. Ook het relatief hoge zandgehalte in klei in Oost-Nederland wordt vaak als argument gezien om de gedraineerde schuifsterkte toe te passen.

Boven het normale gemiddelde freatisch vlak is de grond echter niet volledig droog, maar ook daar is vocht aanwezig. Tussen het freatisch vlak en het maaiveld neemt het vochtgehalte in de grond af en neemt het gehalte lucht in de grond toe. Het vochtgehalte varieert in de tijd onder invloed van neerslag, verdamping en grondwaterfluctuaties. Dit zorgt er ook voor dat het niveau van het freatisch vlak variabel is in de tijd. De zone boven het freatisch vlak wordt de onverzadigde zone genoemd, hoewel in deze zone ook deels nog sprake kan zijn van volledige verzadiging (capillaire zone). Klei kan tot enkele meters boven het freatisch vlak volledig met water verzadigd zijn.

Wat de onverzadigde zone bijzonder maakt is de negatieve waterspanning (capillaire spanning of zuigspanning) in deze zone. Dit geeft de grond extra sterkte. Deze extra sterkte kan aanzienlijk zijn. Vanwege de variatie van het vochtgehalte in de tijd is deze extra sterkte echter ook variabel. Onder invloed van het variërende vochtgehalte en zuigspanning zwelt en krimpt de klei in de onverzadigde zone voortdurend. Hierbij treedt structuurvorming of aggregaatvorming op: er ontstaat een systeem van kluiten (aggregaten) en scheuren. In deze zone vindt ook oxidatie van klei plaats, waardoor de klei een bruinige kleur krijgt.

Uit onderzoek volgt dat de keuze om de gedraineerde schuifsterkte toe te passen in kleiig materiaal in de (initieel) onverzadigde zone een conservatieve keuze is. Onder relatief natte omstandigheden, als de verzadigingsgraad relatief hoog is, blijkt de ongedraineerde schuifsterkte te worden gemobiliseerd. Deze ongedraineerde schuifsterkte blijkt hoger te zijn dan de gedraineerde schuifsterkte op basis van alleen een hoek van inwendige wrijving. Onder relatief droge omstandigheden, als de zuigspanning hoog is, blijkt tot enkele meters onder maaiveld een hogere schuifsterkte dan de ongedraineerde schuifsterkte te worden gemobiliseerd.

Het onderzoek naar de schuifsterkte van de (initieel) onverzadigde zone is lopend onderzoek. Er is een handelingsperspectief beschikbaar voor het beoordelen en ontwerpen van de geotechnische stabiliteit van waterkeringen, voor situaties waar de schuifsterkte van de capillaire zone en de (initieel) onverzadigde zone een relevante invloed heeft op de faalkans door het mechanisme afschuiven langs een glijvlak.

Meer informatie is te vinden in Rode Draad 7 van Adviesteam Dijkontwerp: Suggesties en aandachtspunten ten aanzien van omgang met onzekerheden bij Handelingsperspectief schuifsterkte onverzadigde zone, april 2024.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Piek-schuifsterkte versus grote-rek-schuifsterkte

Bij het vaststellen van de schuifsterkte parameters moet een keuze worden gemaakt of het gaat om de piek waarden, de waarden bij grote rek (ultimate state) of om de residuele schuifsterkte. Voor een beoordeling wordt consequent uitgegaan van de ultimate state parameters. Het onderhavige artikel geeft informatie bedoeld voor geavanceerdere analyses, die bijvoorbeeld in het kader van een nadere analyse van de overstromingskans kunnen worden uitgevoerd.

Voor het analyseren van het mechanisme afschuiven van taluds van ophogingen is de schuifsterkte bij grote rek uit triaxiaal- en direct simple shear proeven de standaard keuze voor de gemobiliseerde schuifsterkte langs een schuifvlak. Door uit te gaan van de schuifsterkte bij grote rek is de achterliggende aanname dat de schuifsterkte langs het hele schuifvlak volledig is gemobiliseerd. Langs het gehele schuifvlak levert de grond een bijdrage aan de stabiliteit van het talud.

Om de schuifsterkte langs het gehele schuifvlak te mobiliseren is grote vervorming nodig in het actieve en passieve deel van het schuifvlak. Met name in het passieve deel van het schuifvlak is veel vervorming nodig om de schuifsterkte volledig te mobiliseren. Om de piek van de mobiliseerbare schuifsterkte in het actieve deel van het schuifvlak te mobiliseren is beperkte vervorming van een talud voldoende. Dit verschil in de grootte van de vervorming die nodig is om de schuifsterkte te mobiliseren is het gevolg van de anisotropie van de grond. Door de ADP-methode [Ladd, 1991] toe te passen kan het effect van anisotropie van de ongedraineerde schuifsterkte in rekening worden gebracht in een glijvlak-analyse. De ADP-methode gaat er van uit dat het grondgedrag in de actieve zone goed wordt gerepresenteerd door triaxiaal compressie proeven en het grondgedrag in de passieve zone door triaxiaal extensie proeven. Direct simple shear proeven representeren het grondgedrag in de zone tussen de actieve en passieve zone.

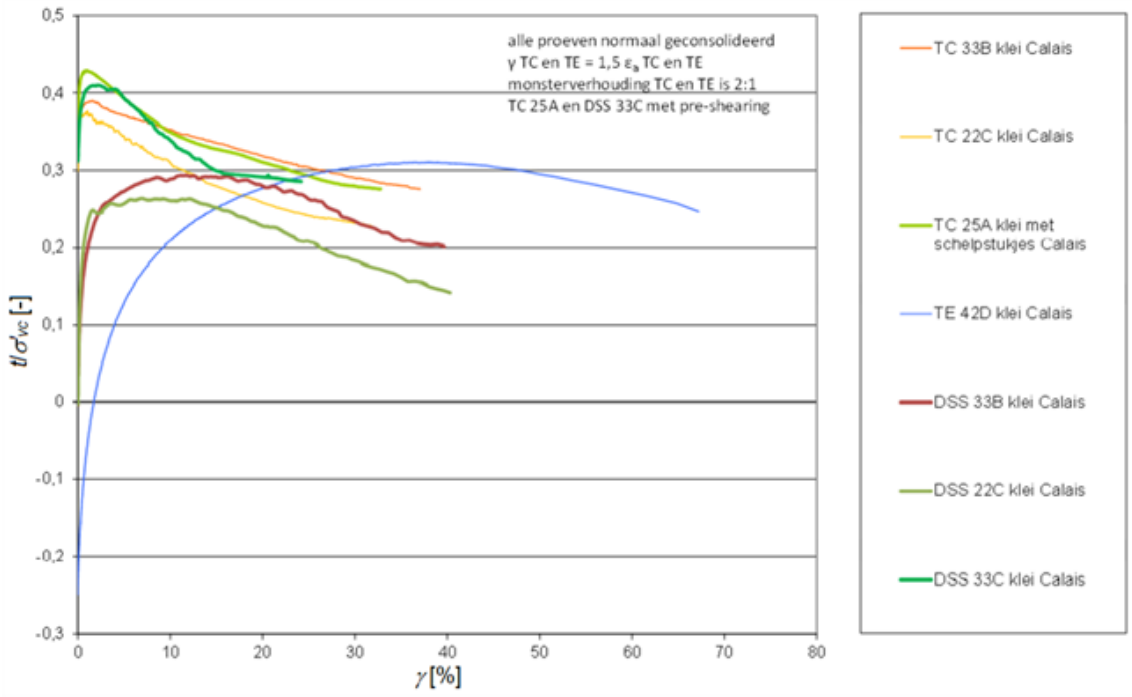
Na het optreden van de piek van de mobiliseerbare schuifsterkte neemt de sterkte van de grond bij toenemende vervorming af (softening). Wanneer grote vervorming optreedt bij instabiliteit van een talud en de vervorming zo groot is dat de gemobiliseerde schuifsterkte in het passieve deel van het schuifvlak een maximum heeft bereikt, is de schuifsterkte in het actieve deel van het schuifvlak al over de piek heen en is gereduceerd tot een lagere schuifsterkte. De maximaal mobiliseerbare schuifsterkte wordt overschat wanneer er van wordt uitgegaan dat de piekwaarde van de schuifsterkte langs het gehele schuifvlak tegelijkertijd wordt gemobiliseerd. Wanneer wordt uitgegaan van gelijke

optredende rekken langs het gehele schuifvlak, kan een grootte van de rek worden bepaald waarbij de gemobiliseerde schuifsterkte langs het gehele schuifvlak maximaal is (strain compatibility [Ladd, 1991]). Dit resulteert in een waarde van de schuifsterkte die lager ligt dan de piekwaarde van de schuifsterkte in het actieve deel van het schuifvlak.

Spanningsrotatie: pre-shearing

Bij bestaande ophogingen zijn rondom het talud de richting van de spanningen in de ondergrond geroteerd ten opzichte van de onbelaste situatie. Daardoor is de mobiliseerbare schuifsterkte daar hoger dan in de onbelaste ondergrond naast de ophoging. Dit effect staat bekend als pre-shearing en dit beïnvloedt het effect van de hierboven genoemde anisotropie ([Ladd, 1991; Jardine, 2002; Zdravkovic, 2001]). De ADP-methode is daardoor niet zonder meer van toepassing bij het analyseren van de taludstabiliteit van bestaande ophogingen. De hogere sterkte is er alleen in de zone waar de grootte en richting van de spanningen veranderen door de aanleg van de ophoging. Op enige afstand (enkele meters) naast het talud is er geen effect van pre-shearing. Door het effect van pre-shearing wordt de pieksterkte van de grond hoger, maar na het overschrijden van de pieksterkte neemt de schuifsterkte snel af tot een lagere waarde. De schuifsterkte bij grote rek verandert niet als gevolg van pre-shearing. Door het effect van pre-shearing wordt het grondgedrag brosser. Bros gedrag heeft het gevaar van progressief falen. Als gevolg van pre-shearing kan de schuifsterkte langs het schuifvlak met 20 tot 50% toenemen.

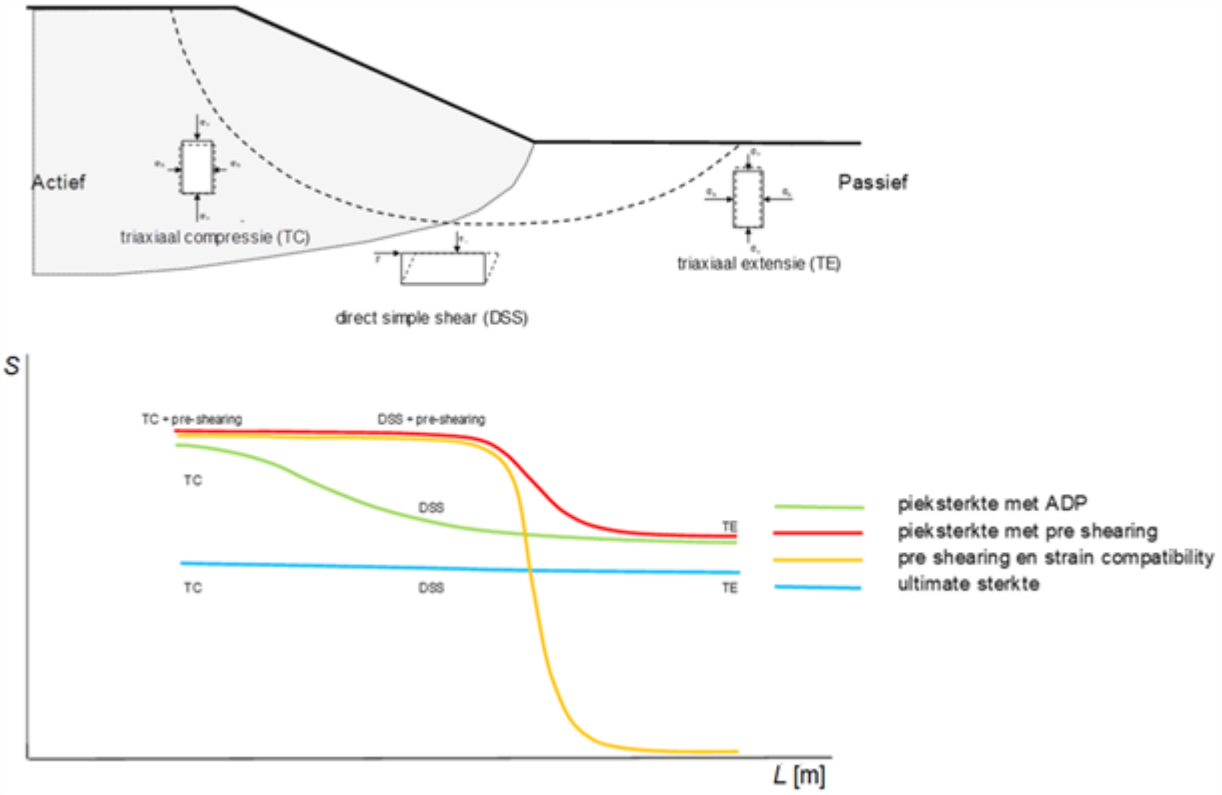
Dit grondgedrag langs een schuifvlak maakt een goede keuze van de schuifsterkte parameters complex en niet zonder meer voor de hand liggend. In een Eindige Elementen Model met een complex grondgedragsmodel zou het gehele spannings-vervormingsgedrag in rekening kunnen worden gebracht. In een glijvlakanalyse moet een keuze voor de schuifsterkte-parameters worden gemaakt die recht doet aan het complexe grondgedrag in het veld.



Figuur 1 Genormaliseerde schuifspanning tegen schuifrek op basis van resultaten van triaxiaal compressie proeven, direct simple shear proeven en triaxiaal extensie proeven op klei

In figuur 1 is de genormaliseerde schuifspanning tegen schuifrek weergegeven op basis van resultaten van triaxiaal-compressieproeven, direct simple shear proeven en triaxiaal-extensieproeven op klei. De proeven 25A en 33C zijn met pre-shearing uitgevoerd en laten de hoogste piekwaarde van de

schuifsterkte zien. Bij deze proefresultaten is zichtbaar dat een pieksterkte en een lagere schuifsterkte bij grote rek wordt gemobiliseerd. Bij de triaxiaal- extensieproef treedt de pieksterkte op bij een grotere rek dan bij de direct simple shear proeven. Bij de triaxiaal-compressieproeven ligt de pieksterkte bij een kleinere rek dan bij de direct simple shear proeven. De grootte van de pieksterkte is bij de triaxiaal-compressieproef het hoogst en bij de triaxiaal-extensieproef en bij de direct simple shear proef lager. Bij grote rekken is de schuifsterkte voor de triaxiaal-compressieproeven en triaxiaal-extensieproeven ongeveer gelijk, terwijl de schuifsterkte van de direct simple shear proeven iets lager ligt. De verschillen in grootte van de pieksterkte en de verschillen in grootte van de rek waarbij de pieksterkte optreedt zijn effecten van de anisotropie van de grond.
De triaxiaalproef 25A en direct simple shear proef 33C laten zien dat door pre-shearing de pieksterkte toeneemt en dat het gedrag van de grond brosser wordt. Bij de direct simple shear proef is de sterktetoename het grootst. De pieksterkte in de triaxiaal-compressieproef en de direct simple shear proef zijn nagenoeg gelijk. De piekwaarde van de schuifsterkte wordt in de direct simple shear proef met pre-shearing gemobiliseerd bij een kleinere rek.



Figuur 2 Schematische weergave van de ongedraineerde schuifsterkte ratio *S* langs het schuifvlak met effecten van anisotropie, pre shearing, softening en strain compatibility

In figuur 2 is schematisch aangegeven welke schuifsterkte wordt gemobiliseerd langs het schuifvlak. Hierbij zijn de effecten van anisotropie, pre-shearing, softening en strain compatibility zichtbaar gemaakt. In de dwarsdoorsnede van de ophoging is een schuifvlak aangegeven met de drie zones waar de triaxiaal-compressieproeven, direct simple shear proeven en triaxiaal-extensieproeven representatief zijn volgens de eerder genoemde ADP-methode. Uitgaande van de sterkte bij grote rek (ultimate state) is de ongedraineerde schuifsterkte ratio *S* langs het gehele schuifvlak ongeveer gelijk. Uitgaande van de maximaal mobiliseerbare schuifsterkte in de verschillende delen van het schuifvlak is er verschil in de schuifsterkte in de drie delen van het schuifvlak als gevolg van anisotropie (pieksterkte ADP). Door verschillen in optredende rek langs het schuifvlak kan de schuifsterkte echter niet overal tegelijkertijd maximaal zijn. Door pre shearing neemt de mobiliseerbare schuifsterkte toe in de zone onder het talud (pieksterkte met pre shearing). Echter ook hier geldt dat door verschillen in

optredende rek langs het schuifvlak de schuifsterkte niet overal tegelijkertijd maximaal kan zijn. Wanneer rekening wordt gehouden met de verschillen in de optredende rekken (strain compatibility) langs een schuifvlak moet de ongedraineerde schuifsterkte ratio S worden gecorrigeerd. Dit kan door aan de ongedraineerde schuifsterkte ratio S in de passieve zone een heel lage waarde toe te kennen (pre shearing en strain compatibility).
Het voorgaande geeft twee mogelijkheden voor het bepalen van de ongedraineerde schuifsterkte ratio S:

- Sterkte bij grote rek (ultimate state) toepassen. De schuifsterkte bij grote rek (schuifrek 40%) wordt langs het hele schuifvlak toegepast. Bij veen is de piek van de schuifsterkte in een direct simple shear proef pas bereikt bij 40% schuifrek of meer. Een schuifrek van 40% in een direct simple shear proef correspondeert met een axiale rek van 25% in een triaxiaal compressie proef [Ladd, 2004]. De ongedraineerde schuifsterkte ratio S heeft bij grote rek dezelfde waarde langs het gehele schuifvlak (zie figuur 2). Aan de actieve zijde is de schuifsterkte ruim over piek heen en aan de passieve zijde is de maximale sterkte gemobiliseerd. Dit is in een beoordeling de werkwijze voor de eerste analyse van de overstromingskans . Wanneer geen veen aanwezig is, zou eventueel een lagere rek kunnen worden toegepast (≥15% axiale rek).
- Pieksterkte als gevolg van pre-shearing benutten. Dit heeft een gunstig effect op de sterkte onder het talud van de dijk. De ongedraineerde schuifsterkte ratio S is hoog in het actieve deel van het schuifvlak en bij de teen van het talud. De sterkte in de passieve zone van het schuifvlak (naast de dijk) is echter nog lang niet gemobiliseerd en daardoor heel laag (nihil) op het moment dat de sterkte aan de actieve zijde al maximaal is gemobiliseerd (zie figuur 1). Daardoor moeten verschillende waarden van S langs het schuifvlak worden toegepast (onder de dijk en naast de dijk). Deze werkwijze kan in de beoordeling in de nadere analyse van de overstromingskans worden toegepast als mogelijkheid voor aanscherping.

In de eerste analyse van faalpaden voor het mechanisme afschuiven wordt de schuifsterkte bij grote rek (ultimate state) toegepast. De schuifsterkte bij grote rek (schuifrek 40%) wordt langs het hele schuifvlak toegepast. De ongedraineerde-schuifsterkte ratio S heeft bij grote rek ongeveer dezelfde waarde langs het gehele schuifvlak, zie figuur 2. Aan de actieve zijde van het schuifvlak is de schuifsterkte ruim over piek heen en aan de passieve zijde van het schuifvlak is de maximale sterkte gemobiliseerd. Bij veen is de piek van de schuifsterkte in een direct simple shear proef pas bereikt bij 40% schuifrek of meer. Een schuifrek van 40% in een direct simple shear proef correspondeert ongeveer met een axiale rek van 25% in een triaxiaal- compressieproef [Ladd, 2004]. Triaxiaalproeven dienen daarom te worden doorgezet tot een axiale rek van 25% en direct simple shear proeven worden doorgezet tot 40% schuifrek (zie het Protocol laboratoriumproeven voor grondonderzoek aan waterkeringen; [Greeuw, 2016].

Versie 1.0: 2 juli 2025

Schuifsterkte bij ondiepe glijvlakken en afschuiven bekleding

De schuifsterkte van de toplaag van de kering is één van de bepalende eigenschappen voor de weerstand tegen het optreden van ondiepe glijvlakken. De sterkte wordt in praktijk bepaald door aspecten als het lutumgehalte, doorworteling, scheurvorming, etc. Voor kleiige grond is de schuifsterkte in principe vergelijkbaar met die van de klei in de initieel onverzadigde zone in de kern van de dijk, maar zal in werkelijkheid lager zijn als gevolg van scheurvorming in de toplaag [Van Duinen, 2021].

Voor een eerste benadering kan worden uitgegaan van een factor vier lagere schuifsterkte dan die van de kern van de dijk (zie Handelingsperspectief schuifsterkte onverzadigde zone, Van Duinen, 2021). Als

blijkt dat ondiepe glijvlakken tot een faalpad leiden dat significant bijdraagt aan de overstromingskans dan is het raadzaam om de schuifsterkte altijd te bepalen op basis van locatie-specifiek laboratoriumonderzoek.
Versie 1.0: 2 juli 2025

4.5 Doorlatendheid

Doorlatendheid grond

De doorlatendheid van grond is het vermogen van grond om vloeistof door te laten. De doorlatendheid wordt gekarakteriseerd door de parameter *k* [m/s of m/etmaal]. Daarbij wordt soms onderscheid gemaakt tussen isotrope en anisotrope doorlatendheid. Men spreekt van isotrope doorlatendheid als de doorlatendheid van de grond onafhankelijk is van de richting. In gesedimenteerde grondlagen in deltagebieden is de horizontale doorlatendheid gewoonlijk een factor 1,5 (zand) tot 3 (klei en veen) groter dan de verticale doorlatendheid. In de vereenvoudigde schematisering (verticale stroming in de toplaag en horizontale stroming in de zandlaag) kan hiermee rekening worden gehouden.

De doorlatendheid van de kleibekleding van grondconstructies is van directe invloed op de prestaties van het grondlichaam in zijn functie als waterkering. De doorlatendheid bepaalt namelijk de hoogte van de freatische lijn bij situaties met extreem hoogwater en is daarmee van invloed op het mechanisme afschuiven langs een glijvlak.

De doorlatendheid van klei en veen in de ondergrond bepaalt mede het samendrukkingsgedrag. De doorlatendheid van deze lagen is van directe invloed op:

- De consolidatie, dus het zettingsverloop.
- De stabiliteit tijdens de uitvoering in verband met de aanpassing van de lagen (mate van consolidatie) aan de opgebrachte belasting.
- Het uitvoeringstempo.

De doorlatendheid van zand van een watervoerende laag (pakket) is van belang bij de potentiaalontwikkeling in de zandlaag onder en achter de dijk en daarmee voor de mechanismen piping en afschuiven lang een glijvlak binnenwaarts.

De doorlatendheid kan direct worden bepaald door middel van doorlatendheidsproeven. Hiervoor kan de constant head proef (bij goed doorlatende gronden zoals zand) of de falling head proef (bij slecht doorlatende grondsoorten zoals klei) worden gebruikt. Daarnaast leveren waterspanningssonderingen een grove inschatting van de doorlatendheid, zie het artikel Indicatie doorlatendheid uit waterspanningssonderingen.

De praktijk toont aan dat de bepaling van de doorlatendheid van met name klei en veen in het laboratorium slecht reproduceerbaar is en een flinke spreiding in proefresultaten vertoont. Daarom zijn veldproeven zoals de pompproef, de infiltratieproef of de proef van Hooghoudt te prefereren. De pompproef geeft informatie over met name de doorlatendheid van het watervoerende zandpakket en de hydraulische weerstand van de afdekkende slecht doorlatende lagen. De infiltratieproef is geschikt voor de bovenste lagen direct beneden maaiveld en de proef van Hooghoudt voor lagen beneden het grondwater tot circa 4 m beneden het maaiveld.

In het kruiponderzoek van de TAW [CUR 1993; CUR 1995; CUR 1997]is gebleken, dat de berekeningsresultaten van de modellen Msettle en het Soft Soil Creep model in Plaxis inzake het grondgedrag erg gevoelig zijn voor de grootte van de doorlatendheid.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Indicatie doorlatendheid uit waterspanningssonderingen

Bij sonderingen kunnen de sondeerresultaten als indicatie worden gebruikt om onderscheid te maken tussen goed doorlatende grondlagen enerzijds en matig tot slecht doorlatende lagen anderzijds. Hiervoor zijn verschillende sondeerparameters afgeleid. Ook kunnen transitional soils hiermee worden geïdentificeerd .Voor een aantal van deze sondeerparameters zijn sonderingen met meting van de waterspanning (u_2) nodig.

Parameters die indicatief zijn voor doorlatendheid

Verzadigde grondlagen die voldoen aan bepaalde voorwaarden kunnen worden beschouwd als goed doorlatende grondlagen. Die voorwaarden hebben betrekking op de volgende parameters:

1. Het wrijvingsgetal.

2. De genormaliseerde waterspanning.

3. De genormaliseerde waterspanning volgens Schneider.

4. De classificatie index volgens Been en Jefferies.

5. De classificatie index I_B volgens Robertson.

6. De consolidatiecoëfficiënt op basis van dissipatietesten.

Het verdient aanbeveling om bij de afweging meerdere van deze parameters te betrekken. Hieronder wordt ingegaan op de betreffende parameters en de daaraan gestelde voorwaarden voor een goed doorlatende grondlaag

1. Wrijvingsgetal

Het wrijvingsgetal R_f [%] volgens [Begemann, 1965] wordt gegeven door:

$R_f = f_s / q_c \times 100\%$ (1)

Waarin:

f_s Gemeten wrijvingsweerstand [MPa].

q_c Gemeten conusweerstand [MPa].

De indicatie voor een goede doorlatendheid op basis van het wrijvingsgetal [%]: $R_f < 1{,}5$.

2. De genormaliseerde waterspanning

De genormaliseerde wateroverspanning B_q [-] wordt gegeven door:

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_{net}} \qquad (2)$$

Waarin:

u_2 Met de piëzoconus gemeten waterspanning (waterspanningsopnemer achter de conuspunt) [kN/m²].

u_0 In situ stationaire waterspanning [kN/m²].

q_{net} Voor waterspanningseffecten en totaalspanning gecorrigeerde sondeerweerstand van de piëzoconus [kN/m²] (voor de genoemde correcties, zie het artikel Ongedraineerde sterkte bepalen uit

correlaties met sonderingen).
De indicatie voor een goede doorlatendheid op basis van de genormaliseerde waterspanning [-]: B_q < 0,05 à 0,10.

3. De genormaliseerde waterspanningen volgens Schneider

Schneider [Schneider, 2008] normaliseert waterspanningen door de wateroverspanning te delen door de in situ verticale effectieve spanning σ'_{vi}:

$$B_S = \frac{u_2 - u_0}{\sigma'_{vi}} \qquad (3)$$

Waarin:

B_S Genormaliseerde wateroverspanning volgens Schneider [-].

u_2 Met de piëzoconus gemeten waterspanning (waterspanningsopnemer achter de conuspunt) [kN/m²].

u_o In situ stationaire waterspanning [kN/m²].

σ'_{vi} In situ verticale effectieve spanning [kN/m²].

De indicatie voor een goede doorlatendheid die daarbij hoort:

$$B_S < 0{,}5 \text{ à } 1{,}0$$

.

4. De classificatie index volgens Been en Jefferies.

[Been en Jefferies, 1992] classificeerden de grond op basis van de volgende index:

$$I_{c,B\&J} = \sqrt{\left(3 - log\left(Q_t\left(1 - B_q\right) + 1\right)\right)^2 + \left(1{,}5 + 1{,}3log(F_r)\right)^2} \qquad (4)$$

Waarin:

Q_t Genormaliseerde dimensieloze sondeerweerstand [-].

B_q Genormaliseerde dimensieloze wateroverspanning [-], zie onder de paragraaf De genormaliseerde waterspanning.

F_r Genormaliseerde wrijvingsratio [%].

De genormaliseerde dimensieloze sondeerweerstand [-] wordt gegeven door:

$Q_t = q_{net} / \sigma'_{vi}$

Waarin:

q_{net} Voor waterspanningseffecten en totaalspanning gecorrigeerde sondeerweerstand van de piëzoconus [kN/m²]. Zie Ongedraineerde sterkte bepalen uit correlaties met sonderingen.

σ'_{vi} In situ verticale effectieve spanning [kN/m²].

De F_r, de genormaliseerde wrijvingsratio [%] wordt gegeven door:

$F_r = (f_s / q_{net}) \times 100\%$

Waarin:

f_s Gemeten wrijvingsweerstand [kN/m²].

q_{net} Voor waterspanningseffecten en totaalspanning gecorrigeerde sondeerweerstand van de piëzoconus [kN/m²].

De indicatie voor een goede doorlatendheid op basis van de classificatie index volgens Been en Jefferies [-]: $I_{c,B\&J} < 2{,}4$.

5. De classificatie index I_B volgens Robertson

Voor het classificeren van transitional soils kan de volgende index worden gebruikt (Robertson, 2016):

$I_B = 100(Q_{tn} + 10)/(Qtn\ F_r + 70)$

Waarin:

Q_{tn} Genormaliseerde dimensieloze sondeerweerstand [-].

F_r Genormaliseerde wrijvingsratio [%].

De genormaliseerde dimensieloze sondeerweerstand [-] wordt gegeven door:

$Q_{tn} = [(q_t - \sigma_v)/p_a](p_a/\sigma_{vi})^n$

Waarin:

q_t Voor waterspanningseffecten gecorrigeerde sondeerweerstand van de piëzoconus [kN/m²].

σ_v verticale toptaalspanning

p_a atmospherische druk [kPa]

σ'_{vi} In situ verticale effectieve spanning [kN/m²].

n spanningsexponent [-] ($n = 0.381(I_c) + 0.05(\sigma_{vo}/p_a) - 0.15 \leq 1{,}0$)

De F_r, de genormaliseerde wrijvingsratio [%] wordt gegeven door:

$F_r = (f_s / q_{net}) \times 100\%$

Waarin:

f_s Gemeten wrijvingsweerstand [kN/m²].

q_{net} Voor waterspanningseffecten en totaalspanning gecorrigeerde sondeerweerstand van de piëzoconus [kN/m²].

6. Consolidatiecoëfficiënt op basis van dissipatietesten

Een dissipatietest betreft een test waarmee wordt gemeten welke tijd nodig is om de wateroverspanning, die wordt gegenereerd door het wegdrukken van een sondeerconus, te laten dissiperen. De consolidatiecoëfficiënt wordt afgeleid uit dissipatietesten. Hiervoor zijn vanuit de literatuur diverse methoden bekend. Een veel gebruikte methode is die van Houlsby & Teh (1988).

Deze auteurs maken gebruik van een dimensieloze tijdfactor om de consolidatiecoëfficiënt te relateren aan de duur van de dissipatie. Door Mayne (2007) is een benaderende oplossing opgesteld, die gebruik maakt van het werk van Houlsby en Teh (1988), en waarmee het genormaliseerde disspatieverloop ₂ wordt gefit door het variëren van de consolidatiecoëfficiënt.

Voor consolidatiecoëfficiënten c_h < 1*10^{-5} m/s^2 kan worden uitgegaan van slecht doorlatend materiaal met ongedraineerd gedrag.

Samenvatting

Samenvattend kan globaal worden gesteld dat grondlagen die voldoen aan de volgende voorwaarden, kunnen worden beschouwd als 'goed doorlatend':

- R_f < 1,5 [%].
- B_q < 0,05 à 0,10 [-].
- $\frac{u_2-u_0}{\sigma'_{vi}} < 0,5$ à 1,0 [-].
- $I_{c,B\&J}$ < 2,4 [-].
- I_B > 32 [-].
- c_h > 1*10^{-5} m/s^2

Het verdient aanbeveling om bij het maken van onderscheid, tussen goed doorlatende grondlagen enerzijds en matig tot slecht doorlatende lagen anderzijds, meerdere van deze parameters te betrekken.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Pomp-, put- en infiltratieproeven

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

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

Met pomp- en putproeven kunnen geohydrologische parameters zoals het doorlaatvermogen en de bergingscoëfficiënt (S_z [-]) van een watervoerend pakket (zie artikel Waterberging in grond, freatisch en elastisch) worden bepaald, alsmede de hydraulische weerstand tegen verticale stroming door een slecht doorlatende laag.

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

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

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

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

Versie 1.0: 2 juli 2025

4.6 Vervormingseigenschappen

Samendrukbaarheid, het isotachenmodel

De samendrukbaarheid van grond onder invloed van een (veranderende) belasting is afhankelijk van verschillende eigenschappen van de grond. De belastinggeschiedenis en de doorlatendheid spelen bij het proces van samendrukking van een grondmonster een rol. Voor het beschrijven van de samendrukbaarheid zijn verschillende modellen gebruikt. Het zogenaamde a, b, c-isotachenmodel beschrijft de laatste stand der kennis.

Inleiding

In Nederland is decennialang het zettingsmodel van Buisman-Koppejan voor slappe grondsoorten gehanteerd. Met name het langeduur vervormingsgedrag wordt niet correct beschreven. De methode Buisman-Koppejan dient daarom niet meer te worden toegepast.

De daarna via de NEN geïntroduceerde Cc, Cα-methode is een door Den Haan [Den Haan, 2003] ontwikkelde methode, waarin de theorie van Bjerrum is gecombineerd met een uitwerking van samendrukkingsproeven waarbij wordt uitgegaan van de natuurlijke rek in plaats van de tot dan toe gebruikelijke lineaire rek. Dat levert een betere beschrijving van het gedrag van slappe grondsoorten bij stapsgewijze belasting op.

De a, b, c-isotachenmodel

Den Haan [Den Haan, 2003] introduceerde het a, b, c-isotachenmodel, wat een verbetering van het NEN-Bjerrum isotachenmodel inhoudt. De natuurlijke rek vormt het uitgangspunt om de grond te karakteriseren. Een specifieke uitwerking van de resultaten van de gebruikelijke samendrukkingsproef levert de parameters van het a, b, c-isotachenmodel. Welke parameters te hanteren is concreet uitgewerkt in onderstaande tabel die is ontleend aan [Den Haan, 2004], een artikel dat verdere achtergronden geeft.

	Symbool	Naam	Formele Definitie	Definitie volgens Benadering
a,b,c-isotachenmodel	a_{it}	directe compressiecoëfficiënt	$\frac{\Delta\varepsilon_d^H}{\Delta \ln \sigma'_v}$	$\left[\frac{\Delta\varepsilon^H}{\Delta \ln \sigma'_v}\right]_{\sigma'_v<p_g}$
	b_{it}	seculaire compressiecoëfficiënt	$\left[\frac{\Delta\varepsilon^H}{\Delta \ln \sigma'_v}\right]_{\dot{\varepsilon}_v^H=\ constant}$	$\left[\frac{\Delta\varepsilon^H}{\Delta \ln \sigma'_v}\right]_{\sigma'_v>p_g}$
	c_{it}	seculaire reksnelheidscoëfficiënt	$\left[\frac{\Delta\varepsilon_s^H}{-\Delta \ln \dot{\varepsilon}_s^H}\right]_{\sigma'_v=constant}$	$\left[\frac{\Delta\varepsilon^H}{\Delta \ln t}\right]_{\sigma'_v=constant}$
NEN-Bjerrum isotachenmodel	$RR=\frac{C_{sw}}{1+e_o}$	recompressie ratio	$\frac{\Delta\varepsilon_d}{\Delta \log \sigma'_v}$	$\left[\frac{\Delta\varepsilon}{\Delta \log \sigma'_v}\right]_{\sigma'_v<p_g}$
	$CR=\frac{C_c}{1+e_o}$	compressie ratio	$\left[\frac{\Delta\varepsilon}{\Delta \log \sigma'_v}\right]_{\dot{\varepsilon}_s=\ constant}$	$\left[\frac{\Delta\varepsilon}{\Delta \log \sigma'_v}\right]_{\sigma'_v>p_g}$
	C_α	kruipcoëfficiënt	$\left[\frac{\Delta\varepsilon_s}{-\Delta \log \dot{\varepsilon}_s}\right]_{\sigma'_v=constant}$	$\left[\frac{\Delta\varepsilon}{\Delta \log t}\right]_{\sigma'_v=constant}$
Notaties	$\dot{\varepsilon}$	$d\varepsilon / dt$, verkorte schrijfwijze voor de tijdsafgeleide van de rek	ε_d	directe (elastische) rek
	ε^H	natuurlijke (Hencky) rek	ε_c	seculaire (kruip) rek

Tabel Samendrukkingsparameters, symbolen, namen en definities

Versie 1.0: 2 juli 2025

Dilatantie

Dilatantie is het optreden van een plastische volumeverandering van het korrelskelet als gevolg van een schuifspanningsverandering in de grond. Als materiaal dilatant gedrag vertoont, dan is er sprake van een toename van volume bij schuifvervorming. Als schuifvervorming leidt tot een volumeafname (negatieve dilatantie), dan heet dit contractant gedrag.

De dilatantie (positief en negatief) wordt gekarakteriseerd met de dilatantiehoek (Ψ [°]).

Dicht gepakte zanden vertonen dilatant gedrag; los gepakte zanden en cohesieve grondsoorten vertonen normaliter contractant gedrag.

Bij verzadigde gronden beïnvloeden vervormingen door dilatant/contractant gedrag de water(over)spanningen.

Een schuifvervorming in losgepakt zand leidt tot een volumeafname (compactie) van het korrelskelet. Omdat deze volumeverandering niet mogelijk is zonder dat er poriewater afstroomt, nemen de waterspanningen toe. Als bij de schuifvervorming geen sprake is van een toename van de totaalspanning, dan moet de gemiddelde effectieve spanning afnemen. Zo kan een kleine schuifvervorming als gevolg van trillingen, tot instabiliteit, een zettingsvloeiing, leiden.

Omdat dicht gepakte zanden dilatant gedrag vertonen, nemen de waterspanningen bij schuifvervorming van deze zanden juist af, hetgeen de stabiliteit verhoogt.

Contractant gedrag bij cohesieve verzadigde gronden leidt, omdat deze gronden relatief slecht doorlatend zijn, tot langduriger wateroverspanningen. Daardoor kan de aanzet tot een afschuiving, het begin van een glijvlak, leiden tot het lokaal teruglopen van de schuifsterkte, waardoor de aanzet tot een glijvlak zich verder kan ontwikkelen tot er sprake is van een volledige afschuiving.

Bij gedraineerd afschuiven in klei en veen wordt geen positieve dilatantie waargenomen. Voor alle cohesieve grondsoorten is de defaultwaarde voor de dilatantiehoek dan ook 0°. Voor zand is de

dilatantie sterk afhankelijk van de verdichtingsgraad. Een vuistregel voor de dilatantiehoek van zand geeft een waarde gelijk aan de effectieve hoek van inwendige wrijving minus 30°, met een minimum van 0°. Maar doorgaans wordt, ook voor zand, een dilatantiehoek van 0° aangehouden.
Indien CD-triaxiaalproeven op zand voorhanden zijn, kan uit de resultaten van deze proeven de dilatantiehoek worden afgeleid.

Het artikel Gedraineerde schuifsterkte gaat in op relatie tussen de schuifsterkte en de dilatantiehoek Ψ. Het gaat ook in op de bij verschillende rekenmethoden te hanteren waarden.

Versie 1.0: 2 juli 2025

4.7 Overige grondparameters

Volumiek gewicht

Het volumiek gewicht van grond (γ_{nat} of γ_{dr}[kN/m^3]) is het gewicht van grond per volume-eenheid.

Het volumiek gewicht speelt een belangrijke rol in stabiliteits-, piping- en zettingsberekeningen. Het volumiek gewicht is in een stabiliteitsanalyse van belang omdat:

- Het volumiek gewicht van grond bepaalt mede de effectieve spanning ter plaatse van het potentiële glijvlak en is daarom mede bepalend voor de grootte van de te mobiliseren schuifweerstand.
- Bij een stabiliteitsanalyse is het volumiek gewicht van de grond aan de actieve kant van het potentiele glijvlak van belang voor de aandrijvende kracht en aan de passieve kant voor de tegenwerkende kracht.
- Het volumiek gewicht van de slecht doorlatende deklaag aan de binnenzijde van de dijk is bepalend voor het al dan niet opdrukken (opdrijven of opbarsten) van deze deklaag.

Een hoge waarde voor het volumiek gewicht leidt bij zettingsberekeningen tot grotere zettingen. Een lage waarde van het volumiek gewicht leidt bij pipingberekeningen tot een grotere kans op opbarsten. In een pipinganalyse wordt daarom gerekend met een laag-karakteristieke-waarde.

Er wordt onderscheid gemaakt tussen het verzadigde volumegewicht γ_{nat} en het onverzadigde volumegewicht γ_{dr}. Onder het freatisch vlak wordt de grond geacht volledig met water verzadigd te zijn. Boven het freatisch vlak is de grond niet volledig met water verzadigd, maar deels onverzadigd. Boven het freatisch vlak is daarom in principe het onverzadigde volumegewicht van toepassing. Voor klei wordt er normaliter van uitgegaan dat de grond boven het freatisch vlak nog zoveel water bevat dat het onverzadigde en verzadigde volumegewicht nagenoeg gelijk zijn. Voor zand is het onverzadigde volumegewicht duidelijk lager dan het verzadigde volumegewicht. Voor zand boven het freatisch vlak is het volumegewicht 16 tot 18 kN/m^3.

Het volumiek gewicht wordt in een stabiliteitsberekening (D-Stability) gekarakteriseerd met een deterministische waarde of een karakteristieke onder- of bovengrenswaarde. De 5% ondergrens en de 95% bovengrens voor γ_{nat} volgen uit een lognormale verdeling die aan de onderzijde is begrensd door het volumegewicht van water (γ_w = +10 kN/m^3).

Het volumiek gewicht van grondlagen wordt bepaald op ongeroerde grondmonsters uit boringen door het gewicht en het volume van de ongeroerde grondmonsters vast te stellen.

Wanneer lokale informatie (metingen aan monsters uit boringen) beschikbaar is, wordt de per grondlaag gemiddelde waarde gebruikt in de stabiliteitsanalyse, zie [Kruse, 2015].

Wanneer geen lokale metingen beschikbaar zijn, kan eventueel worden teruggevallen op een regionale proevenverzameling van het volumiek gewicht van grondlagen, of de generieke waarden uit

onderstaande tabel. Als geen lokale informatie beschikbaar is, moet niet de gemiddelde waarde worden gebruikt, maar worden twee scenario's onderscheiden in de stabiliteitsanalyse, één met de karakteristieke bovengrens van het volumiek gewicht en één met de karakteristieke ondergrens van het volumiek gewicht. Daarmee wordt recht gedaan aan het feit dat een hoog volumiek gewicht zowel een positief effect (via schuifsterkte en tegenwerkend moment) als een negatief effect (via aandrijvend moment) heeft in een stabiliteitsanalyse. Het rekenen met zowel de karakteristieke bovengrens van het volumiek gewicht als met de karakteristieke ondergrens van het volumiek gewicht wordt door de gangbare software ondersteund.

Grondsoort	SOS eenheid	Verzadigd volumiek gewicht γ_{nat} [kN/m^3]
Veen mineraalarm	H_Vhv_v	10 – 11
Verslagen veen / detritus	H_Vhv_v, H_Ml_ko	10 – 11
Veen kleiig	H_Rk_vk	11 – 12
Veen compact	H_Vbv_v	10 – 12
Gyttja	Diversen [1)]	10,5 – 13
Klei venig / klei organisch	H_Mp_ko, H_Ml_ko, H_Rr_o&z, H_Rk_k&v, H_Rk_ko	12 – 14
Klei	H_Mp_k, H_Rk_k P_Mp_k, P_Om_k P_Ova_sd	13 – 16
Klei zandig en siltig	H_Mr_kz, H_Mkw_z&k H_Ro_z&k, P_Rk_k&s P_Rbk_z&s	16 – 21
Zand	Diversen	18 – 21
Loss	P_Wls_s	16 – 21
Keileem	P_Gkl_kz	19 – 23
Dijksmateriaal	H_Aa_ht	14 - 21

Tabel Te verwachten waarden van de verzadigde volumieke gewichten γ_{nat} van veel voorkomende grondsoorten.

[1)] In de volgende SOS-eenheden kan gyttja voorkomen: H_Mp_ko, H_Ml_ko, H_Rr_o&z, H_Rk_vk, H_Vhv_v, H_Vbv_v.

Versie 1.0: 2 juli 2025

4.8 Karakteristieke schattingen van grondparameters

Karakteristieke waarden van grondparameters

In een semi-probabilistische geotechnische analyse wordt uitgegaan van karakteristieke schattingen van de gemiddelde waarden van de grondeigenschappen binnen de grondlagen ter plaatse van de locatie waarvoor de analyse wordt uitgevoerd.

Een karakteristieke schatting is een schatting die door de werkelijk aanwezige waarde slechts met een kleine kans wordt onderschreden (bij sterkte-eigenschappen) of overschreden (bij belastingen).

In de Nederlandse voorschriften en richtlijnen wordt in het algemeen uitgegaan van een onder- of overschrijdingskans van 5%.

Achtergronden

De term 'werkelijk aanwezige waarde van grondeigenschappen' genoemd in de inleiding vergt enige toelichting. Bij het meten van de sterkte-eigenschappen van grond wordt de waarde bepaald die representatief is voor het volume van de grond dat bij de meting wordt aangesproken. Bij, bijvoorbeeld, een triaxiaalproef is dat een grondmonster van hooguit enige honderden cm^3, bij in situ

metingen, zoals sonderen gaat het om invloedsgebiedjes in de grond van hooguit enkele kubieke decimeters. In geotechnische analyses daarentegen gaat het om glijvlakken (bij evenwichtsanalyses) of aangesproken grondvolumes (bij vervormingsanalyses) met afmetingen in de orde van tientallen m^3. De afmetingen van de aangesproken grond bij laboratorium- of in situ proeven zijn dus klein ten opzichte van de afmetingen van glijvlakken of aangesproken volumes bij vervormingsproblemen. Let op, als het gaat om de meting van de doorlatendheid van grond is de schaal waarop de grond wordt aangesproken veel variabeler. Er zijn meettechnieken waaruit een lokale waarde van de doorlatendheid volgt en metingen die een doorlatendheid van een aquifer opleveren. In de eerste categorie horen thuis de laboratoriummetingen op monsters en de waterspanningssonderingen. De responsmetingen op een hydraulische belasting, bijvoorbeeld een hoogwater, leveren na interpretatie een veel grootschaliger doorlatendheid op.

De lokaal gemeten waarden van grondeigenschappen worden wel aangeduid als 'puntwaarden'. Binnen glijvlakken enz. kunnen puntwaarden van de grondeigenschappen variëren. Voor de evenwichts- of vervormingsanalyses zijn de gemiddelden van de grondeigenschappen binnen de aangesproken glijvlakken of grondvolumes van belang. Met de 'werkelijke aanwezige waarde' in bovenstaande alinea wordt bedoeld het aanwezige gemiddelde van de grondeigenschap binnen het aangesproken glijvlak of volume. Variaties in puntwaarden worden daarbij min of meer uitgemiddeld.

Deze gedachte heeft geleid tot het gebruik in de (Nederlandse) geotechniek om bij het vaststellen van de grondeigenschappen aan de hand van laboratorium- of in situ proeven te werken met karakteristieke schattingen van het gemiddelde van de proevenserie (binnen een grondlaag). In feite zijn dat karakteristieke schattingen van het gemiddelde van de grondlaag binnen het onderzoeksgebied (dit is het geografische gebied waaruit de grondmonsters worden getrokken of waarin de in situ metingen plaatsvinden). Bedacht moet worden in hoeverre gemiddelden binnen zo'n onderzoeksgebied representatief zijn voor een glijvlak of aangesproken volume bij een vervormingsprobleem. Zolang het onderzoeksgebied min of meer overeenkomt met het gebied waarin het glijvlak of dat aangesproken grondvolume is gesitueerd, is dit aannemelijk. In dat geval kan van lokaal grondonderzoek worden gesproken. Wanneer het onderzoeksgebied veel groter is, zoals bijvoorbeeld bij regionale proevenverzamelingen het geval is, moet er rekening mee worden gehouden dat de gemiddelden over glijvlakken of aangesproken grondvolumes binnen het onderzoeksgebied aanzienlijk kunnen afwijken van het overall gemiddelde van het hele onderzoeksgebied. Het gemiddelde van de proevenverzameling is dan niet representatief voor het gemiddelde langs een glijvlak. Bij het vaststellen van karakteristieke waarden ten behoeve van geotechnische analyses aan de hand van regionale proevenverzamelingen moet rekening worden gehouden met de spreiding van gemiddelden langs een glijvlak binnen het onderzoeksgebied.

Het recept wijkt daardoor af van het recept voor het bepalen van karakteristieke waarden uit lokaal grondonderzoek [van Esch, 1997].

In de Nederlandse normen wordt, conform de Eurocodes, een semi-probabilistische opzet van de rekenkundige analyses voorgestaan. De karakteristieke waarden voor belastingen worden vermenigvuldigd met partiële veiligheidsfactoren, de belastingfactoren, en de karakteristieke waarden voor sterkte-eigenschappen worden gedeeld door partiële veiligheidsfactoren (de materiaalfactoren). Daarmee vinden we de ontwerp- of rekenwaarden, die in de analyse worden ingevoerd.

Karakteristieke waarden voor schuifsterkteparameters

Deze paragraaf spitst zich toe op de schuifsterkteparameter s_u. Echter, in beginsel is de methodiek ook toepasbaar op andere grondmechanische parameters. De spreiding in resultaten van proeven op een serie grondmonsters wordt in het algemeen toegeschreven aan ruimtelijke variabiliteit van

grondeigenschappen (binnen een en dezelfde grondlaag). Hoewel niet uitgesloten moet worden dat niet-reproduceerbaarheid van grondmechanische proeven ook voor een deel oorzaak is van spreiding in proefresultaten, wordt er in het navolgende van uit gegaan dat de bijdrage door ruimtelijke variabiliteit dominant is.
Voor een goed begrip van de methodiek is inzicht in het onderliggende (generieke) conceptuele model voor ruimtelijke spreiding gewenst; dit model wordt dan ook als eerste behandeld. Vervolgens wordt ingegaan op hoe uitmiddelen van die ruimtelijke spreiding nodig is om te komen tot representatieve waarden voor een glijvlak. Aparte artikelen behandelen het berekenen van de karakteristieke schattingen uitgaande van lokaal grondonderzoek en uitgaande van een regionale proevenverzameling.

Conceptueel stochastisch model voor ruimtelijke spreiding

Het model wordt beschreven voor één schuifsterkteparameter, bijvoorbeeld de ongedraineerde schuifsterkte, s_u binnen een grondlaag. Aangenomen is dat binnen de betreffende grondlaag geen sprake is van een aanwijsbare of verklaarbare trend, zoals bijvoorbeeld toename met de diepte. Hoewel gemiddeld genomen de waarde van s_u overal ongeveer hetzelfde is, zal er, door ruimtelijke variatie binnen de laag, op verschillende plaatsen een verschillende waarde worden gemeten. Aangenomen wordt dat s_u continu van plaats tot plaats binnen de laag op onvoorspelbare wijze rond de overall gemiddelde waarde fluctueert, maar dat het karakter van de fluctuaties (dat wil zeggen grootte van de afwijking ten opzichte van het overall gemiddelde en de 'snelheid' van fluctuaties) overal binnen de laag ongeveer hetzelfde is.

Het variatiepatroon van s_u wordt dan gemodelleerd als een stationair stochastisch veld. Dat wil zeggen dat de feitelijke waarde in elk punt binnen de laag als een stochast wordt opgevat, en dat dus de gerealiseerde waarde in een willekeurig punt getrokken lijkt uit een kansverdelingsfunctie. Basiskenmerken van de kansverdelingsfunctie zijn het kansverdelingstype, waarvoor in dit verband de normale verdeling wordt genomen, de verwachtingswaarde μ_{su} (die het 'overall gemiddelde' representeert) en de standaardafwijking σ_{su} (die de grootte van de fluctuaties ten opzichte van het gemiddelde reflecteert). Stationariteit wil zeggen dat wanneer twee willekeurige posities, x_1 en x_2, binnen de laag worden beschouwd, geldt dat de verwachtingswaarden van $s_u(x_1)$ en $s_u(x_2)$ gelijk zijn ($E[s_u(x_1)] = E[s_u(x_2)] = m_{su}$), dat de standaardafwijkingen gelijk zijn ($\sigma(s_u(x_1)) = \sigma(s_u(x_2)) = \sigma_{su}$) en dat de correlatie tussen $s_u(x_1)$ en $s_u(x_2)$ uitsluitend een functie is van de afstandscomponenten (horizontaal, verticaal) tussen de twee punten. In het algemeen geldt dat bij kleine afstand de correlatie bijna gelijk 1,0 is, er is dan continuïteit van het variatiepatroon, en dat met het toenemen van de afstandscomponenten de correlatie afneemt tot nul. De functie die de afname van de correlatie als functie van de afstandscomponenten weergeeft, wordt de autocorrelatiefunctie genoemd. De literatuur geeft verschillende vormen van autocorrelatiefuncties aan. Het type dat ten grondslag ligt aan de beschouwingen in dit artikel luidt:

Formule 1, voor de autocorrelatie als functie van onderstaande parameters.

$$\rho(\delta_z, \delta_y) = e^{-\frac{\delta_z^2}{D_z^2}} \cdot \left[(1-\alpha) + \alpha e^{-\frac{\delta_y^2}{D_y^2}} \right] \qquad (1)$$

Waarin:

ρ de correlatie tussen twee punten als functie van δ_z en δ_y [-].

δ_z de horizontale afstand tussen de twee punten [m].

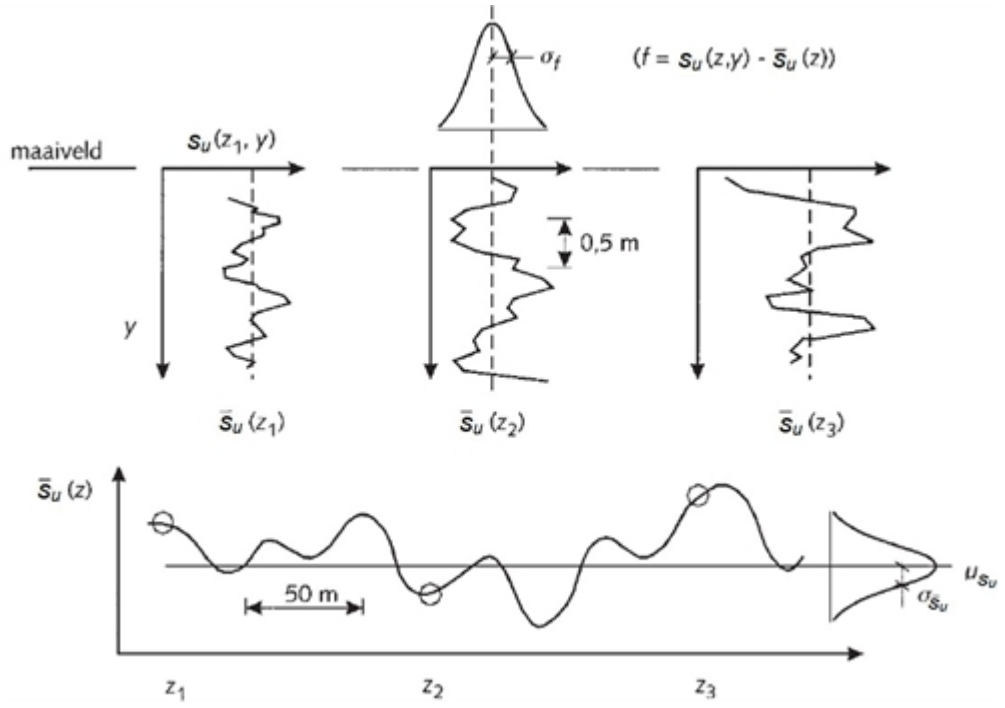
δ_y de verticale afstand tussen de twee punten [m].

D_z de horizontale correlatieschaal of correlatielengte [m].

D_y de verticale correlatieschaal of correlatielengte [m].

α de verhouding van de variantie binnen een enkele verticaal en de variantie van alle metingen ten opzichte van het gemiddelde over het gehele meetgebied [-].

Hoe kleiner de correlatieschaal, des te sneller neemt de correlatie af. Dit manifesteert zich als snellere fluctuaties van het variatiepatroon, zie figuur 1.



Figuur 1 Mogelijk variatiepatroon van ongedraineerde schuifsterkte in een slappe kleilaag

In de figuur 1 zijn vier grafieken getekend. De bovenste drie geven een (denkbeeldig) verloop van de schuifsterkte als functie van de diepte y weer, op een drietal locaties langs een raai in het terrein (bijvoorbeeld de kruinlijn van een dijk of weglichaam). De locaties worden aangegeven met de (horizontale) lijncoördinaten $z = z_1$, $z = z_2$ en $z = z_3$. De gemiddelden van s_u langs de drie verticalen kunnen verschillend zijn. In de onderste grafiek is het (denkbeeldige) verloop geschetst van het gemiddelde van s_u langs de verticalen, als functie van de locatiecoördinaat z. De gemiddelden ter plaatse van $z = z_1$, $z = z_2$ en $z = z_3$ zijn hierin omcirkeld aangegeven.

Hiermee is een denkbaar variatiepatroon voor ongedraineerde schuifsterkte in een slappe kleilaag weergegeven; met snelle fluctuaties in verticale richting en betrekkelijk langzame fluctuaties in horizontale richting. Het conceptuele model is als volgt. Wanneer langs een bepaalde verticaal de schuifsterkte wordt gemeten, zal spreiding in de 'puntwaarden' ten opzichte van het gemiddelde over de verticaal geconstateerd worden. Wordt een andere verticaal gekozen dan wordt, afgezien van statistische steekproefeffecten, eenzelfde spreiding rond het gemiddelde van die verticaal gevonden. Worden alle puntmetingen langs een groot aantal verticalen samengevoegd, dan is de spreiding ten opzichte van het gemiddelde van alle waarnemingen groter dan de spreiding in een enkele verticaal. De parameter α is de verhouding van de variantie van de spreiding binnen een enkele verticaal en de variantie van de spreiding van alle metingen ten opzichte van het gemiddelde over het gehele meetgebied. Met andere woorden, naast de spreiding binnen een enkele verticaal is er ook spreiding van de gemiddelden over een verticaal. Populair gezegd, er zijn verticalen die gemiddeld genomen sterker zijn dan het gemiddelde van de hele grondlaag en er zijn verticalen die zwakker zijn dan het

gemiddelde van de hele grondlaag. Indien α = 1, dan is er, afgezien van statistische steekproefeffecten geen verschil tussen de verticalen en zou de spreiding langs een verticaal even groot zijn als de spreiding in de gehele grondlaag. Die veronderstelling is alleen aannemelijk wanneer het totale meetgebied, dus het gebied waarin langs verticalen de schuifsterkte is gemeten niet al te groot is. Bij regionale proevenverzamelingen is het meetgebied vaak vele kilometers groot, de veronderstelling dat in zo'n meetgebied niet stelselmatig relatief sterke en zwakke plekken aanwezig zijn, is dan minder aannemelijk.
Algemeen wordt aangenomen dat in natuurlijk afgezette grondlagen in verticale richting *y* veel snellere fluctuaties optreden dan in horizontale richting *z*. Fluctuaties in verticale richting representeren variaties van afzettingscondities in de tijd. Wordt de parameter α gelijk aan 1,0 gekozen, dan verandert de autocorrelatiefunctie in een enkelvoudige e-macht die veelal in de literatuur wordt toegepast:

Formule 2, voor de autocorrelatie voor α =1,0.

$$\rho(\delta_z, \delta_y) = \mathrm{e}^{-\left[\frac{\delta_z^2}{D_z^2}+\frac{\delta_y^2}{D_y^2}\right]} \qquad (2)$$

Waarin:

ρ de correlatie tussen twee punten als functie van δ_z en δ_y [-].

δ_z de horizontale afstand tussen de twee punten [m].

δ_y de verticale afstand tussen de twee punten [m].

D_z de horizontale correlatieschaal of correlatielengte [m].

D_y de verticale correlatieschaal of correlatielengte [m].

Uitmiddeling van spreiding over glijvlak

De in geotechnische analyses benodigde parameters zijn in het algemeen representatieve schattingen voor gemiddelden van grondeigenschappen over een glijvlak of een ander aangesproken volume. Vanwege de spreiding van puntwaarden en het feit dat steekproeven om parameters voor geotechnische analyses te schatten per definitie eindig zijn, zijn ook de schattingen voor gemiddelden over een glijvlak onzekere grootheden. Met andere woorden, het gemiddelde van een grondeigenschap over een glijvlak is ook een stochast. De spreiding van die stochast is echter kleiner dan de spreiding van puntwaarden van de grondeigenschap, omdat uitmiddeling plaatsvindt. Voor bijvoorbeeld de ongedraineerde schuifsterkte geeft dit de volgende formule:

Formule 3, voor de over een glijvlak gemiddelde schuifsterkte als functie van de puntvariantie en de variantiereductiecoëfficiënt.

$$\sigma^2(s_{u,G}) = \Gamma^2(G)\sigma^2_{s_u} \qquad (3)$$

Waarin:

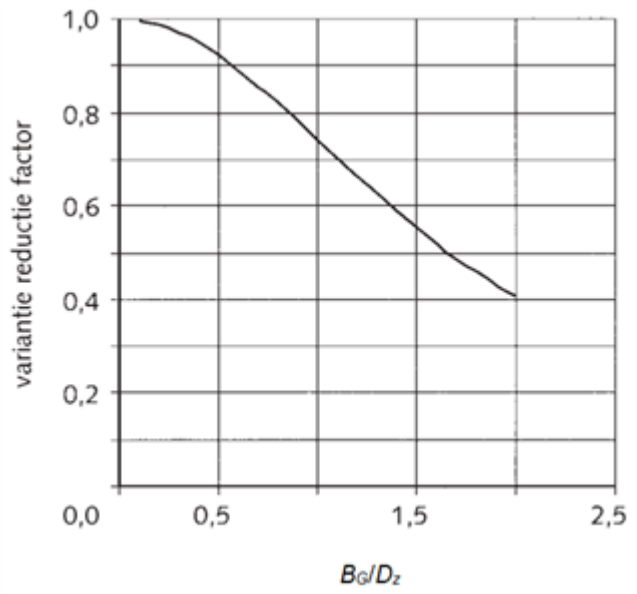
$\sigma^2(s_u,G)$ Variantie van de gemiddelde schuifsterkte over een glijvlak G [kN/m²]².

Puntvariantie van de schuifsterkte [kN/m²]².

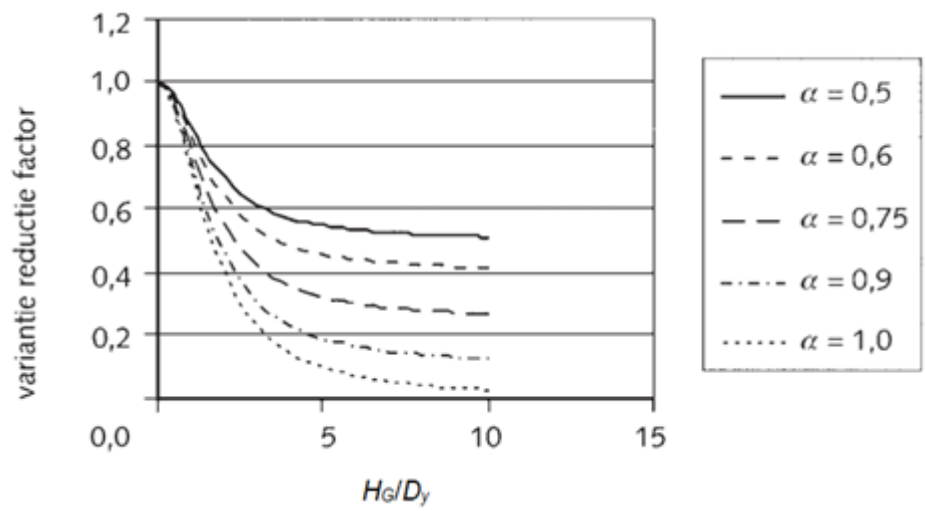
$\Gamma^2(G)$ Variantiereductiefactor voor het glijvlak G [-].

In de uitmiddeling spelen twee bijdragen een rol, namelijk uitmiddeling in verticale richting en uitmiddeling in horizontale richting. Omdat glijvlakafmetingen in verticale richting (5 tot 10 meter)

groot zijn ten opzichte van de verticale correlatieschaal, D_y, die in de orde van enkele decimeters ligt, is de uitmiddeling in verticale richting groot. Afmetingen van een glijvlak in horizontale richting zijn in het algemeen niet groot ten opzichte van de horizontale correlatieschaal, D_z, die in de orde van 50 tot 100 meter of meer ligt. Derhalve is uitmiddeling in horizontale richting beperkt. Een indicatie van de mate van uitmiddeling, dus de grootte van de variantiereductiefactor wordt verkregen door een '(rechthoekig) verticaal glijvlak' te beschouwen met afmetingen H_G in verticale richting en B_G in horizontale richting.
In de twee onderstaande figuren is het verloop van de variantiereductiefactoren voor de horizontale en de verticale richting weergegeven. Een praktische indicatierange voor B_G/D_z is 0,5 tot 1,5; uit de eerste, figuur 2, blijkt dat de variantiereductie door uitmiddeling in horizontale richting daarbij betrekkelijk beperkt is.



Figuur 2 Variantiereductiefactor voor uitmiddeling in horizontale richting



Figuur 3 Variantiereductiefactor voor uitmiddeling in verticale richting

Uit figuur 3 blijkt dat bij de normaliter grote verhoudingen tussen glijvlakafmeting in verticale richting (minimaal enkele meters) en de verticale correlatieschaal (aanname vooralsnog: enkele decimeters) de variantiereductiefactor al gauw in de buurt van de limietwaarde, namelijk (1-α) komt. Dit betekent dat binnen een glijvlak verticale fluctuaties van de schuifsterkte grotendeels worden uitgemiddeld.

Ruwweg gezegd impliceert dit dat een schatting van de gemiddelde waarde van de schuifsterkte in de grondlaag ter plaatse van het glijvlak een goede indicatie is voor de gemiddelde schuifsterkte binnen het glijvlak.
Hiermee is een onderbouwing gevonden voor het in de inleiding genoemde gebruik binnen de Nederlandse geotechniek om voor geotechnische analyses uit te gaan van karakteristieke schattingen voor laaggemiddelden. In beginsel gaat het daarbij om laaggemiddelden ter plaatse van de specifieke (glijvlak)locatie waarvoor de geotechnische analyse wordt uitgevoerd. Van glijvlaklocatie tot glijvlaklocatie kan de gemiddelde schuifsterkte van de grondlaag variëren. De variantie van deze spreiding is, bij benadering, gelijk aan (1 - α) keer de puntvariantie σ^2_{su}. Met andere woorden, de variantiereductiefactor $\Gamma^2(G)$ is ruwweg gelijk aan (1 - α).

Versie 1.0: 2 juli 2025

Karakteristieke waarde op basis van een regionale proevenverzameling

Bij regionaal grondonderzoek is het meetgebied waarin in situ proeven worden uitgevoerd of grondmonsters ten behoeve van laboratoriumproeven worden gewonnen (binnen eenzelfde grondlaag) van regionale omvang. Het bestand met proefresultaten wordt ook wel aangeduid als regionale proevenverzameling.

Als er slechts lokaal grondonderzoek is uitgevoerd, dan levert dat een lokale proevenverzameling op. Hoe daaruit te komen tot karakteristieke waarden is onderwerp van dit artikel. Het artikel Karakteristieke waarden van grondparameters behandelt het stochastisch model van de ondergrond dat daarbij wordt gebruikt en hoe dat model te karakteriseren. Het artikel Karakteristieke waarde op basis van een lokale proevenverzameling behandelt de methode om uit een *lokale* proevenverzameling te komen tot karakteristieke waarden voor de schuifsterkte.

Het opzetten van regionale proevenverzamelingen is ontstaan bij de dijkversterkingswerken op grote schaal langs de grote rivieren, met name in het westen van ons land. De gedachte was dat de resultaten van grondonderzoek, dat ten behoeve van het ontwerp van dijkversterkingentrajecten op verschillende locaties werd uitgevoerd, goed bruikbaar zijn om eerste indicaties van grondeigenschappen af te leiden voor nieuw aan te pakken trajecten in dezelfde regio. Door de resultaten van lokale grondonderzoeken in de verschillende trajecten samen te voegen, ontstaan verzamelingen van proeven, waarvan de steekproefgrootte aanzienlijk groter is dan bij lokaal grondonderzoek en dus de statistische onzekerheid kleiner is dan bij lokaal grondonderzoek [Van Esch, 1997]. Dit laatste is juist, voor zover het gaat om de statistische onzekerheid van het overall gemiddelde van de grondeigenschap in de hele regio. Naast deze onzekerheid speelt echter de ruimtelijke variabiliteit van 'lokale gemiddelden' ten opzichte van het overall gemiddelde een rol. De variantie hiervan is, zoals afgeleid in het artikel over karakteristieke waarden van grondparameters gelijk aan:

$$\Gamma^2(G) \approx (1-\alpha) \qquad 1)$$

Waarin:

$\Gamma^2(G)$ Variantiereductiefactor voor het glijvlak G [-].

α Verhouding van de variantie binnen een enkele verticaal en de variantie van alle metingen ten opzichte van het gemiddelde over het gehele meetgebied [-].

Uitgaande van een normale verdeling luidt de formule op basis van een regionale proevenverzameling:

$$\mathrm{kar}(s_{u,gem}) = \mu_{s_u,prv} - \mathrm{t}_{N-1}^{0,05}\sigma_{s_u,prv}\sqrt{\Gamma^2 + \frac{1}{N}} \qquad (2)$$

En, uitgaande van een log-normale verdeling luidt de formule voor de karakteristieke mediane-waarde langs het glijvlak:

$$\mathrm{kar}(s_{u,med}) = e^{\left\{\mu_{\ln(s_u),prv} - \mathrm{t}_{N-1}^{0,05}\,\sigma_{\ln(s_u),prv}\sqrt{\Gamma^2+\frac{1}{N}}\right\}} \qquad (3)$$

Waarin:

$s_{u,gem}$ De langs het schuifvlak gemiddelde ongedraineerde schuifsterkte [kN/m²].

$s_{u,med}$ De mediane waarde langs het schuifvlak van de ongedraineerde schuifsterkte [kN/m²].

$$\mu_{s_u}$$

Rekenkundig gemiddelde van de steekproef van de ongedraineerde schuifsterkte [kN/m²].

$$\mu_{\ln(s_u)}$$

Rekenkundig gemiddelde van de logaritmen van de steekproefuitkomsten van de ongedraineerde schuifsterkte.

$$\mathrm{t}_{N-1}^{0,05}$$

Student t-factor, die hoort bij de 5% overschrijdingskans en het aantal 'vrijheidsgraden' N-1 [-]. Voor waarden zie de tabel in het artikel over de sterkte gebaseerd op een lokale proevenverzameling.

Let op, formule (3) geeft de mediane waarde van de schuifsterkte langs het schuifvlak, terwijl eigenlijk de langs het schuifvlak gemiddelde waarde zou moeten worden gebruikt. In het algemeen zullen de verschillen beperkt zijn en is deze mediane waarde iets conservatiever dan de gemiddelde waarde.

De index $_{prv}$ geeft aan dat het om waarden gebaseerd op de regionale proevenverzameling gaat. Over de grootte van de parameter α van het stochastisch veld, en dus over de grootte van Γ^2 is tot nu toe weinig gezegd. Visuele inspecties van bestaande proevenverzamelingen van schuifsterkteparameters (gebaseerd op celproeven) voor diverse ondergrondlagen in de Alblasserwaard, indiceren een range van α, variërend van 0,5 en 1,0. In de Leidraad voor het ontwerpen van Rivierdijken deel 2, Benedenrivierengebied, is uitgegaan van een α-waarde van 0,75 (Γ^2 = 0,25).

In het kader van een latere TAW-studie [Calle en Van der Meer, 1997] is getracht waarden van α scherper te bepalen met behulp van formele statistische toetsen op proevenverzamelingsmateriaal. Het teleurstellende resultaat hiervan was dat op basis van de beschikbare proevenverzamelingen geen eenduidige, statistisch onderbouwde, uitspraken over de grootte van de parameter α zijn te geven. Geen van de formele hypotheses α = 1, α = 0,75 en α = 0,5 kunnen op basis van het in de proevenverzamelingen beschikbare waarnemingsmateriaal worden verworpen. De parameter α is dus een onzekere grootheid. Voor de geotechnische ingenieurspraktijk betekent dit dat een keuze moet worden gemaakt, waarbij voorop moet staan dat die keuze in elk geval tot een redelijk veilige ontwerpmethodiek leidt. Vooralsnog lijkt de keuze die in de Leidraad Rivierdijken is gemaakt een verstandige keuze.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Karakteristieke waarde op basis van een lokale proevenverzameling

Bij het bepalen van een karakteristieke waarde voor de schuifsterkte van grond kan gebruik worden gemaakt van een lokale of van een regionale proevenverzameling. Er is sprake van een lokale

proevenverzameling als bij grondonderzoek het meetgebied, dat wil zeggen het gebied waarin in situ proeven worden uitgevoerd of grondmonsters worden gewonnen ten behoeve van laboratoriumproeven, beperkt is tot een gebied waarbinnen regionale variaties (bijna) geen rol spelen. Het artikel Karakteristieke waarde op basis van een regionale proevenverzameling behandelt de methode om uit een *regionale* proevenverzameling te komen tot karakteristieke waarden voor de schuifsterkte.
Gezien het bovenstaande moeten dan de afmetingen van zo'n gebied niet groot zijn ten opzichte van de horizontale correlatieschaal D_z. Dus bijvoorbeeld niet groter dan 100 tot 150 meter in de lengterichting van een dijk en eenzelfde afmeting in de richting dwars op de dijk.

Bij het bepalen van karakteristieke waarden moet onderscheid worden gemaakt tussen twee situaties:

- Een representatieve parameterwaarde is een gemiddelde langs een glijvlak of het gemiddelde van een groter grondvolume.
- Een representatieve parameterwaarde is een "puntwaarde".

Het artikel Karakteristieke waarden van grondparameters gaat in op de achtergronden van het stochastisch model voor ruimtelijke spreiding.

Karakteristieke waarde voor rekenmethode waarbij sprake is van uitmiddelen

Als voor het te gebruiken rekenmodel de grondeigenschap langs een lijn of in een groter volume relevant is, dan is het gemiddelde dat in de steekproef van waarnemingen wordt gevonden een redelijke indicatie voor de gemiddeld aanwezige grondparameter bij bezwijken in dit meetgebied. Voorbeelden hiervan zijn de schuifsterkte die langs een glijvlak werkzaam is of het volumegewicht van de grond in de actieve zone van een glijvlakberekening. Voor bijvoorbeeld de ongedraineerde schuifsterkte kan de karakteristieke waarde van het gemiddelde van de grondlaag, uitgaande van een normaal verdeelde populatie worden berekend met:

$$kar(\mu_{s_u}) = \mu_{s_u} - \frac{t_{N-1}^{0,05}\sigma_{s_u}}{\sqrt{N}} \qquad (1)$$

Waarin:

$$\mu_{s_u}$$

Rekenkundig gemiddelde van de steekproef van de ongedraineerde schuifsterkte [kN/m²].

$$\sigma_{s_u}$$

Standaardafwijking van de steekproef van de ongedraineerde schuifsterkte [kN/m²].

$$t_{N-1}^{0,05}$$

Student t-factor, die hoort bij de 5% overschrijdingskans en *N*-1 vrijheidsgraden, zie onderstaande tabel [-].

N Aantal (onafhankelijke) waarnemingen in de steekproef bij het lokale grondonderzoek [-].

In onderstaande tabel zijn waarden voor de Student t-factor gegeven, als functie van de steekproefgrootte *N*.

N	3	4	5	6	8	10	15	20	∞
$t_{N-1}^{0,05}$	2,920	2,353	2,132	2,015	1,895	1,833	1,761	1,729	1,645

Tabel 5%-waarden van de Student t-factor voor verschillende steekproefgrootten.

Wanneer de steekproefgrootte toeneemt convergeert de steekproefvariantie naar de populatievariantie σ_{su}^2, en gaat de Student t-factor naar de 95-percentielwaarde van de standaardnormale kansverdeling, namelijk 1,645.

Bij een relatief grote spreiding in de steekproef is het verstandig om uit te gaan van een log-normaal verdeelde populatie. Daarmee worden negatieve waarden van de schuifsterkte uitgesloten, wat fysisch realistischer is. De werkwijze daarbij is dat van de steekproefwaarnemingen eerst de logaritmen wordt genomen, vervolgens daarvan het gemiddelde en de standaardafwijking. Hiermee wordt conform (1) de karakteristieke ondergrens bepaald en van het resultaat wordt de exponent bepaald. In formulevorm:

$$kar(\mu_{s_u}) = e^{\left\{\mu_{\ln(s_u)} - \frac{t_{N-1}^{0,95}\,\sigma_{\ln(s_u)}}{\sqrt{N}}\right\}} \qquad (2)$$

Waarin:

$$\mu_{\ln(s_u)}$$

Rekenkundig gemiddelde van de logaritmen van de steekproefuitkomsten van de ongedraineerde schuifsterkte.

$$\sigma_{\ln(s_u)}$$

Standaardafwijking van de logaritmen van de steekproefuitkomsten van de ongedraineerde schuifsterkte.

Student-t-factor

$$t_{N-1}^{0,05}$$

Student t-factor, die hoort bij de 5% karakteristieke ondergrenswaarde en het aantal 'vrijheidsgraden' *N*-1 [-].

N Aantal (onafhankelijke) waarnemingen in de steekproef bij het lokale grondonderzoek [-].

Opgemerkt wordt dat naarmate het aantal waarnemingen in de steekproef groter is, het verschil tussen het gemiddelde van de steekproef en de karakteristieke ondergrens kleiner wordt. In het extreme geval, namelijk bij oneindig veel waarnemingen, gaat dit verschil naar nul. Dit verschil reflecteert uitsluitend statistische onzekerheid over de verwachtingswaarde van de gemiddeld aanwezige schuifsterkte ter plaatse van het glijvlak, die afneemt naarmate het aantal waarnemingen in de steekproef toeneemt.

Ruimtelijke variatie van de schuifsterkte speelt bij de bepaling van de karakteristieke waarde geen andere rol dan dat daardoor, in combinatie met de beperkte omvang van de steekproef, onzekerheid over de werkelijk aanwezige gemiddelde schuifsterkte binnen het glijvlak wordt veroorzaakt.

Karakteristieke waarde voor rekenmethode waarbij *geen*sprake is van uitmiddelen

Vermeld zij dat wanneer het in de geotechnische analyse gaat om "puntwaarden", de ruimtelijke variatie een andere rol speelt. De formules voor de karakteristieke waarde luiden dan:

$$kar(X) = \mu_X - t_{N-1}^{0,05}\sigma_X\sqrt{1+\frac{1}{N}} \qquad (3)$$

en uitgaande van een log-normale verdeling:

$$kar(X) = e^{\left\{\mu_{\ln(X)} - t_{N-1}^{0,05}\,\sigma_{\ln(X)}\sqrt{1+\frac{1}{N}}\right\}} \quad (4)$$

Waarin:

X De betreffende grondparameter.

t Student t-factor [-].

N Aantal (onafhankelijke) waarnemingen in de steekproef bij het lokale grondonderzoek [-].

Een voorbeeld van een geotechnische analyse, waarbij met de karakteristieke waarde van de puntwaarden moet worden gerekend, is een opbarstanalyse. Hierbij gaat het om de dikte van de afdekkende klei/veenlaag op de kritieke locatie, en niet om de gemiddelde dikte in een gebied. Wanneer een serie waarnemingen van de dikte, bijvoorbeeld uit sonderingen, beschikbaar is, moet de karakteristieke ondergrensschatting van de dikte worden bepaald met de formules (3) of (4).

Versie 1.0: 2 juli 2025

5. Rekenmodellen voor geotechnische instabiliteit

Rekenmodellen afschuiven

Dit artikel geeft een korte introductie van de belangrijkste rekenmodellen die kunnen worden gebruikt voor het afschuiven van een waterkerend dijklichaam. Een beschrijving van deze rekenmodellen is gegeven in achterliggende artikelen.

Inleiding

Voor de analyse van afschuiven is een groot aantal rekenmodellen ontwikkeld om bij iedere omstandigheid de juiste analyse uit te voeren. Deze modellen variëren van eenvoudige vuistregels voor een veilige geometrie, via vele evenwichtsbeschouwingen tot complexe eindige elementenanalyses.

Van oudsher wordt de stabiliteit van grondlichamen beoordeeld met (cirkelvormige) glijvlakmodellen, omdat die met handmatig rekenwerk nog oplosbaar waren. Momenteel worden ook eindige-elementen-methodes (EEM) ingezet voor stabiliteitsanalyses, echter dergelijke zware rekenmodellen zijn vooral nuttig als de stabiliteit van een combinatie van constructie en grondlichaam moet worden geanalyseerd. Voor grondlichamen blijft de methode Bishop een waardevol instrument voor de stabiliteitsanalyse.

Voorzichtigheid blijft echter geboden. Als er sprake kan zijn van opdrijven van het achterland, wat in het benedenrivierengebied zeker niet altijd kan worden uitgesloten, dan is een LiftVan-analyse noodzakelijk. Maar ook in andere specifieke gevallen, zoals de kade van Wilnis, leveren een aanpak met cirkelvormig glijvlakken, geen realistische situatie op.

In dit artikel wordt ingegaan op de volgende rekenmodellen:

- Glijvlakmodellen.
- Eindige Elementen Modellen.
- Material Point Method.

Berekenen waterspanningen gaat in op het bepalen van de interne belasting door waterspanningen.

Glijvlakmodellen

De glijvlakmodellen vormen een verzameling rekenmodellen gebaseerd op analytische methoden waarmee de stabiliteit van taluds kan worden bepaald. De eerste rekenkundige beschouwing van een cirkelvormig glijvlak in grond dateert van 1936, opgesteld door Fellenius. Verbeterde modellen waarbij naast het momentenevenwicht ook het horizontaal en verticaal evenwicht werd beschouwd, alsmede niet cirkelvormige glijvlakken, volgden daarna. Mede vanwege de beperkte rekenkracht werd echter een versimpelde methode van Bishop [Bishop, 1955] populair. In deze methode is aangenomen dat het glijvlak cirkelvormig is, en dat de horizontale krachten tussen de lamellen waarin het afschuivende grondlichaam is opgedeeld, niet in het evenwicht hoeven te worden meegenomen. Bishop toont aan dat deze aannamen slechts een kleine invloed hebben op de stabiliteit als er sprake is van een homogeen grondlichaam en een hydrostatische waterspanning.

Als er sprake is van opdrijven van het achterland, dan blijkt Bishop niet te voldoen. Voor die specifieke situatie is het rekenmodel LiftVan ontwikkeld. Naast een glijcirkel in de actieve zone kent dit model een horizontale drukstaaf in de passieve zone waar er sprake is van opdrijven. Deze drukstaaf brengt de kracht uit de actieve zone over naar een glijcirkel achter de opdrijfzone.

In de loop der jaren, zeker als de rekencapaciteit toeneemt, komen er alternatieve glijvlakmodellen beschikbaar, waarbij aan alle drie de evenwichtsvoorwaarden wordt voldaan en waarbij het kritische glijvlak wordt gezocht binnen een opgegeven zone zoals bij de methode Spencer.

Ten behoeve van de dagelijkse praktijk zijn deze glijvlak-methoden geïmplementeerd in softwarepakketten [D-Stability].

Glijvlakberekeningen geven niet rechtstreeks het potentieel meest gevaarlijke glijvlak. Het glijvlak wordt in de berekening voorgeschreven. Maar uit de resultaten van veel berekeningen van verschillende (opgegeven) glijvlakken kan het potentieel meest gevaarlijke glijvlak, dat is het vlak met de laagste veiligheid tegen afschuiven, worden bepaald. Voor de manier waarop het kritische glijvlak wordt bepaald, zijn verschillende zoekalgoritmen ontwikkeld.

De verscheidene berekeningsmethoden zijn te onderscheiden naar de vorm van de beschouwde glijvlakken en naar de schuifspanningsverdeling die langs het glijvlak in rekening wordt gebracht. Een aantal glijvlakmethoden gaan uit van cirkelvormige glijvlakken. In het algemeen zijn de rekenmethoden tweedimensionaal van opzet; in de richting loodrecht op de doorsnede wordt het glijvlak naar beide zijden oneindig uitgestrekt gedacht.

Soms wordt ook horizontaal afschuiven beschouwd. Bij het analyseren van het mechanisme afschuiven van primaire waterkeringen is dit echter geen gebruikelijke controle.

In de dagelijkse adviespraktijk worden de glijvlakmodellen veelal toegepast voor grondlichamen. Deze grondlichamen kunnen eventueel versterkt zijn door geotextielen of dijkvernagelingstechnieken.

In deze Technische leidraden wordt ingegaan op de volgende glijvlakmodellen:

- Methode Bishop, rekenmodel afschuiven langs een diep glijvlak.
- Methode LiftVan, rekenmodel afschuiven langs een diep glijvlak.
- Methode Spencer, rekenmodel afschuiven lang diep of ondiep glijvlak.

Daarnaast is er een artikel gewijd aan de Glijvlak zoekroutines.

Eindige ElementenModellen

Een Eindig Elementen-Model (EEM) is een numeriek rekenmodel waarbij de werkelijkheid wordt gediscretiseerd door een groot aantal elementen. De vervormingseigenschappen van de elementen

levert een set vergelijkingen de constitutieve vergelijkingen, die de verplaatsingen van de uiteinden dan wel hoekpunten van het element beschrijft als gevolg van de krachten op het element. De eis dat er evenwicht van krachten is in de knooppunten èn dat de verplaatsingen van aan elkaar grenzende uiteinden/hoekpunten van de elementen in elk knooppunt overeenkomen leveren de evenwichtsvergelijkingen en de continuïteitsvergelijkingen. Op grond van die set vergelijkingen en de belastingen die inwerken op het elementen-mesh kunnen verplaatsingen en spanningen worden berekend.
Om te komen tot een goede beschrijving van de stabiliteit van waterkeringen moet het materiaal, de grond, niet alleen bestaan uit een vaste stof, het korrelskelet maar ook uit grondwater. Om de waterbeweging in de grond goed te kunnen beschrijven levert dit naast een extra set (water)balansvergelijkingen, ook gecompliceerdere materiaalmodellen op waarbij de grondsterkte afhankelijk is van de lokale waterspanning.

Eindige elementenmodellen worden voor waterkeringen vooral toegepast in complexe situaties, waarin constructieve elementen samen met een grondlichaam de stabiliteit gedurende hoogwater moet verzorgen.

Voor toepassing van EEM-rekentechnieken voor waterkeringen wordt verwezen naar de diverse publicaties vanuit de Project Overstijgende Verkenningen Macrostabiliteit (POVM) en DIV:

- POVM-publicatie Eindige Elementenmethode
- POVM-publicatie Langsconstructies
- POVM-publicatie Vernagelingstechnieken
- DIV-publicaties

Material Point Method

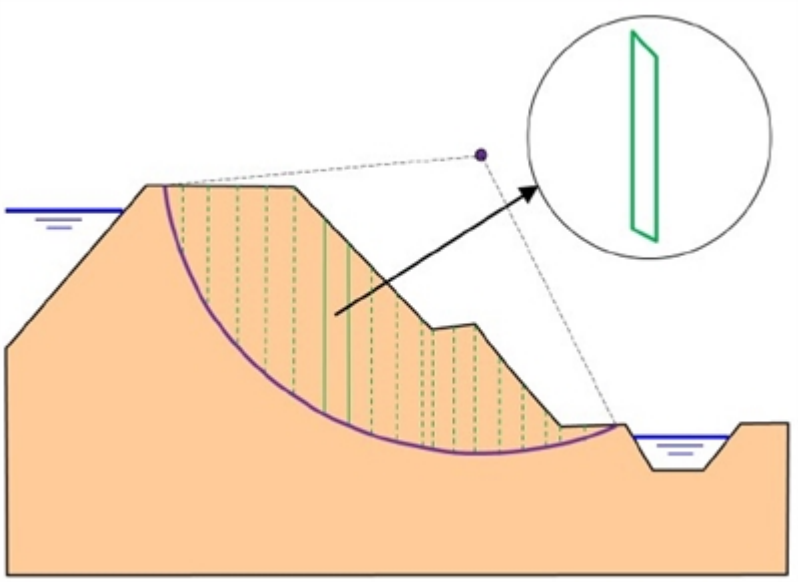
De Material Point Method (MPM) is een numeriek rekenmodel waarbij de werkelijkheid wordt gediscretiseerd door een groot aantal materiaal punten die door het rekengrid kunnen verplaatsen onder invloed van de belastingen. Het model is aanvankelijk ontwikkeld voor vloeistofstromen, maar inmiddels beschikbaar voor meer-fase materialen. Het model wordt vooral toegepast als er sprake is van zeer grote verplaatsingen. Voor waterkeringen is dit type rekenmodel slechts voor onderzoeksdoeleinden ingezet.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Methode Bishop, rekenmodel afschuiven langs diep glijvlak

Alle glijvlakmodellen zijn gebaseerd op discretisatie van het grondmassief dat bij de afschuiving in beweging komt. Dit grondmassief wordt opgedeeld in verticale schijven, de zogenaamde lamellen, zie figuur. Door aannamen te doen en een aantal evenwichtsvergelijkingen op te stellen wordt een set vergelijkingen verkregen die kan worden opgelost. Dit levert de stabiliteitsfactor die hoort bij het gekozen glijvlak.

Door een groot aantal glijvlakken door te rekenen wordt de laagste stabiliteitsfactor gevonden die hoort bij het meest gevaarlijke glijvlak, zie ook het artikel Rekenmodellen afschuiven langs diep glijvlak.



Figuur 1 Dijk met cirkelvormig schuifvlak, waarbij de afschuivende moot grond is onderverdeeld in verticale lamellen.

Bij de methode Bishop levert het verticale evenwicht van elke lamel een vergelijking op. Daarbij wordt veronderstelt dat er geen verticale resultante is van de twee krachten die op beide zijvlakken van een lamel werken. Voor de schuifspanning die onder de lamel wordt gemobiliseerd, wordt uitgegaan van de schuifsterkte gedeeld door de te bepalen stabiliteitsfactor.
Ook het momentenevenwicht voor de totale afschuiving levert een vergelijking op. Het momentenevenwicht wordt bepaald door de bijdragen daaraan over alle lamellen te sommeren. Het gaat om:

- Het aandrijvend moment volgt uit:
  - Het gewicht van de verschillende lamellen in de actieve zone maal de horizontale afstand tussen de betreffende lamel en het rotatie-middelpunt.
  - Eventuele externe belastingen in de actieve zone (bijvoorbeeld verkeer) maal de horizontale afstand tussen de betreffende belasting en het rotatie-middelpunt.
- Het tegenwerkend moment bestaat uit:
  - Het gewicht van de verschillende lamellen in de passieve zone maal de horizontale afstand tussen de betreffende lamel en het rotatie-middelpunt.
  - De wrijvingskracht langs het gehele schuifvlak die wordt gemobiliseerd. Dit is de schuifsterkte aan de onderzijde van alle lamellen gedeeld door de stabiliteitsfactor.

Daarnaast kunnen ook waterdrukken op eventueel aanwezige verticale wanden en/of aanwezige verankeringen (geo-textielen of dijkvernagelingstechnieken) ook nog momenten opleveren waarmee rekening moet worden gehouden.
Uit de vergelijkingen voor het verticale en het momenten-evenwicht volgt de stabiliteitsfactor voor het gekozen glijvlak. De stabiliteitsfactor F voor een specifiek glijvlak is de waarde van de factor waardoor de schuifsterkte τ langs dat glijvlak wordt gedeeld, zodat er precies evenwicht is.

Glijvlak zoekalgoritme voor Bishop

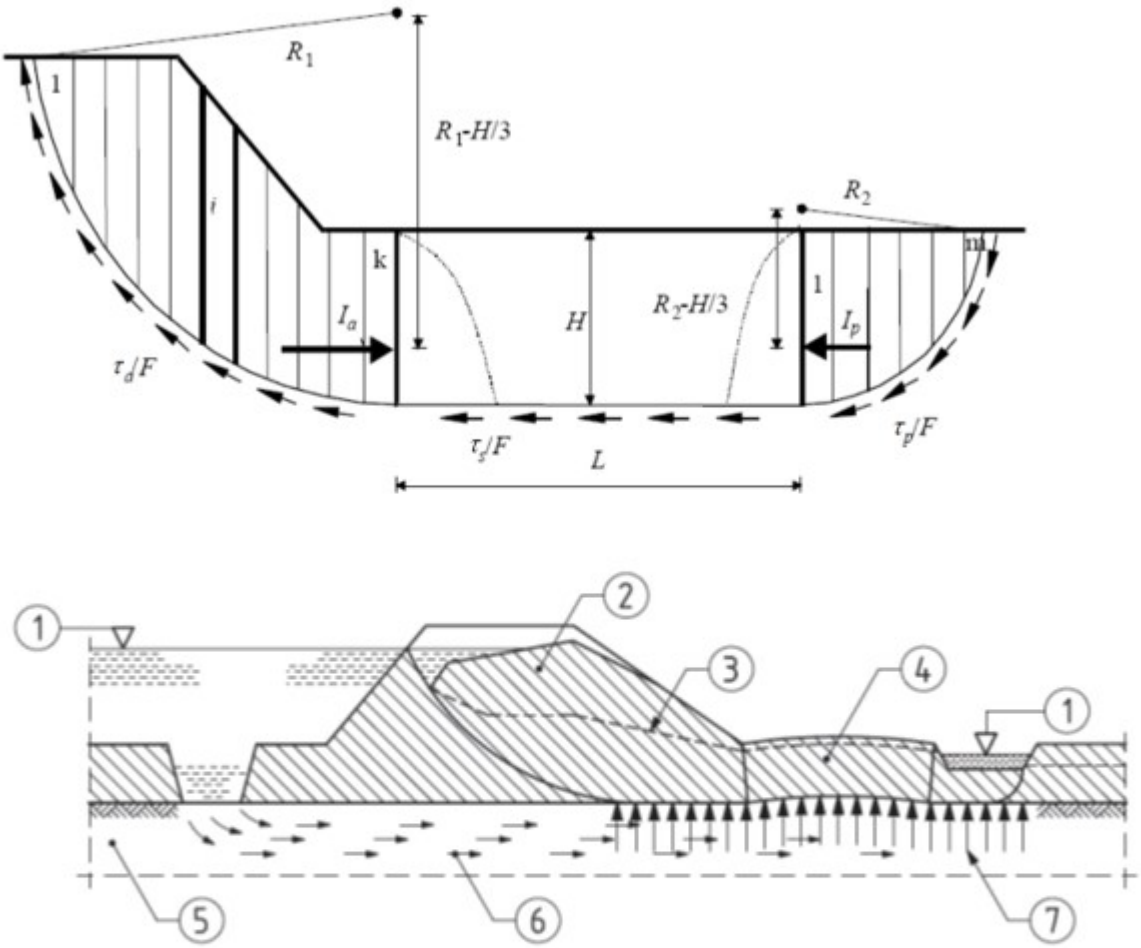
Voor het zoeken van het meest kritische glijvlak wordt bij de methode Bishop normaliter uitgegaan van een vooraf gekozen set berekeningen gekarakteriseerd door een set parameters die ieder stapsgewijs worden doorlopen van een minimum waarde tot een maximum waarde. Dit wordt ook wel aangeduid als de rekengrid- of de “brute force” methode.

Op de glijvlak-zoekalgoritmes wordt ingegaan in het artikel Glijvlak zoekroutines.
Versie 1.0: 2 juli 2025

Methode LiftVan, rekenmodel afschuiven langs diep glijvlak

In 1999 is de methode LiftVan ontwikkeld voor het beoordelen van het mechanisme afschuiven langs diep glijvlak van dijktaluds bij opdrijven. Het model sluit goed aan bij de modellering die volgens de Bishop-methode voor stabiliteit wordt gehanteerd [Van, 2001]. De methode is in de software D-Stability geïmplementeerd onder de naam Uplift-Van.

Evenals bij het Bishop-model wordt de stabiliteitsfactor bepaald door te berekenen door welke stabiliteitsfactor F de schuifsterkte τ langs het glijvlak kan worden gedeeld, zodat er precies evenwicht is. In overeenstemming met de methode Bishop wordt voor het cirkelvormige aandrijvende (linker cirkeldeel in figuur 1) en passieve deel van het glijvlak (rechter cirkeldeel in figuur 1) het momentenevenwicht beschouwd. Voor het rechte deel van het glijvlak, de zogenaamde drukstaaf met lengte L, wordt horizontaal evenwicht vereist. Aan de actieve zijde van de drukstaaf zal een resulterende interlamelkracht I_a ontstaan die uit het momentenevenwicht van dit actieve cirkeldeel volgt. Deze kracht I_a dient door de drukstaaf opgenomen te moeten worden. Omdat de effectieve grondspanning toeneemt met de diepte wordt aangenomen dat deze kracht zich op 1/3 van de onderkant van de drukstaaf bevindt. Dit is een veilige aanname, omdat in werkelijkheid deze kracht iets hoger aangrijpt (tussen 1/3 en 1/2), waardoor het aandrijvende moment iets kleiner zal zijn. In figuur 1 is het principe van het rekenmodel LiftVan weergegeven.



Waarbij:

1 Vrij waterniveau

2 Dijklichaam

3 Waterstand in de dijk

4 Grondmoot, die horizontaal en door de opwaartse waterdruk wordt belast ("drukstaaf")

5 Diepe zandlaag

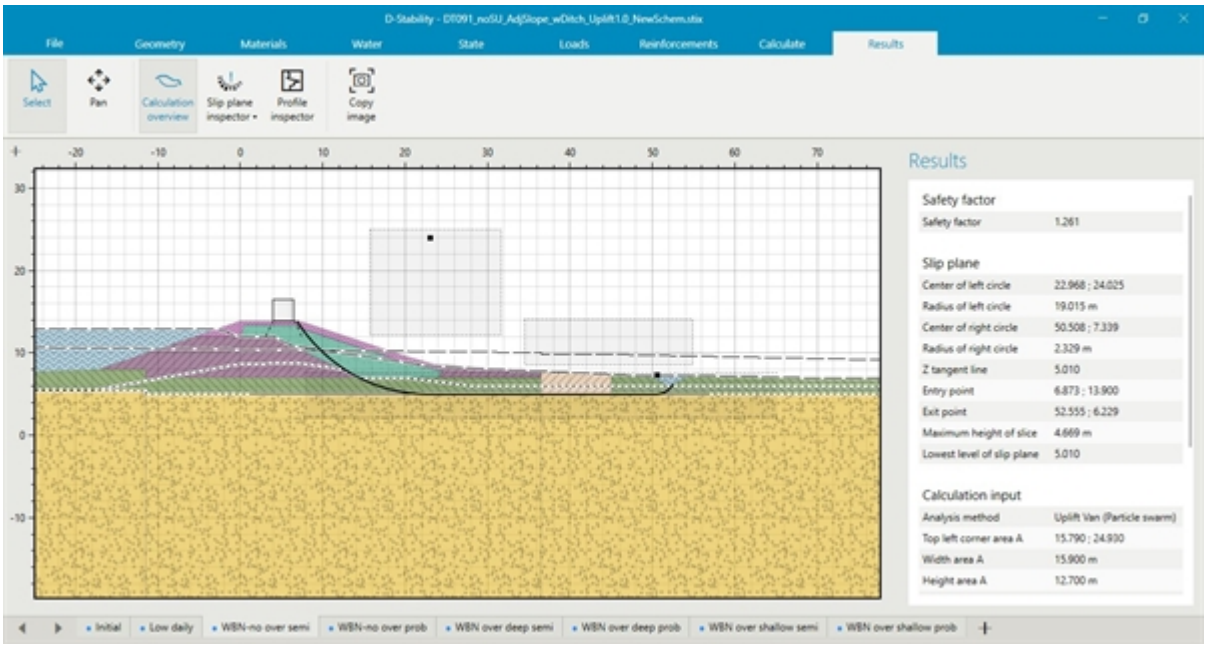
6 Grondwaterstroming

7 Opwaartse waterdruk onder de deklaag

Figuur 1 Principe van het rekenmodel LiftVan voor opdrijven.

Omdat met dit rekenmodel voor opdrijven andere stabiliteitsfactoren dan met Bishop worden berekend, moeten ook andere modelfactoren dan voor Bishop worden toegepast. De modelfactoren zijn onderdeel van de complete veiligheidsfilosofie betreffende het gevaar voor inundatie door het mechanisme afschuiven. Het model is geverifieerd middels vergelijking met andere analytische modellen en eindige-elementenmodellen voor een representatief aantal over Nederland verspreide dijkdwarsdoorsneden. Er zijn vergelijkende berekeningen uitgevoerd met Bishop, Spencer, LiftVan en Plaxis. Daaruit kan worden geconcludeerd dat dit opdrijfmodel LiftVan consistent is met deze andere modellen voor het mechanisme afschuiven. De huidige veiligheidsfilosofie met betrekking tot macrostabiliteit, inclusief schade, model, materiaal- en schematiseringsfactoren is opgebouwd uitgaande van jarenlange ervaring op het gebied van dijken, waarbij de stabiliteit is berekend met de

methode Bishop (D-Stability).
Het model is geïmplementeerd en geïntegreerd in het softwareprogramma D-Stability. . In het rekenmodel wordt gezocht naar de horizontale raaklijn die de laagste veiligheidsfactor oplevert. Wanneer de Bishop-oplossing het meest kritische glijvlak is, zal LiftVan hiernaar convergeren. Hierdoor kunnen met hetzelfde model zowel grote LiftVan-glijvlakken als cirkelvormige glijvlakken worden berekend. Dit model heeft daarmee ook een grotere vrijheid om een meer kritisch glijvlak met een lagere veiligheidsfactor dan Bishop te vinden. In figuur 2 is het resultaat van een LiftVan-berekening met zoekopdracht weergegeven.



Figuur 2 Berekeningsresultaat van een berekening met het LiftVan-model met meerdere raaklijnen en met verwachtingswaarden en standaardafwijkingen van de ongedraineerde schuifsterkte op basis van de eindwaarde van triaxiaalproeven.

Glijvlak zoekalgoritme LiftVan

Net als bij Bishop doorloopt de methode LiftVan voor het zoeken van het meest kritische glijvlak een set berekeningen op grond van een set parameters die ieder stapsgewijs worden doorlopen. De “brute force” methode van Bishop levert echter een forse rekentijd op, terwijl de nauwkeurigheid van het resultaat nog iets beter kan. Daarom is voor LiftVan een Partical Swarm algoritme geïmplementeerd in D-Stability.

Dit zogenaamde DSPO-algoritme (Differential Evolution Accelerated Particle Swarm Optimization), zie het artikel Glijvlak zoekroutines, levert met relatief weinig rekentijd een nauwkeuriger resultaat. Dat zoekalgoritme is daarom het enige beschikbare zoekalgoritme in D-Stability.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Methode Spencer, rekenmodel afschuiven

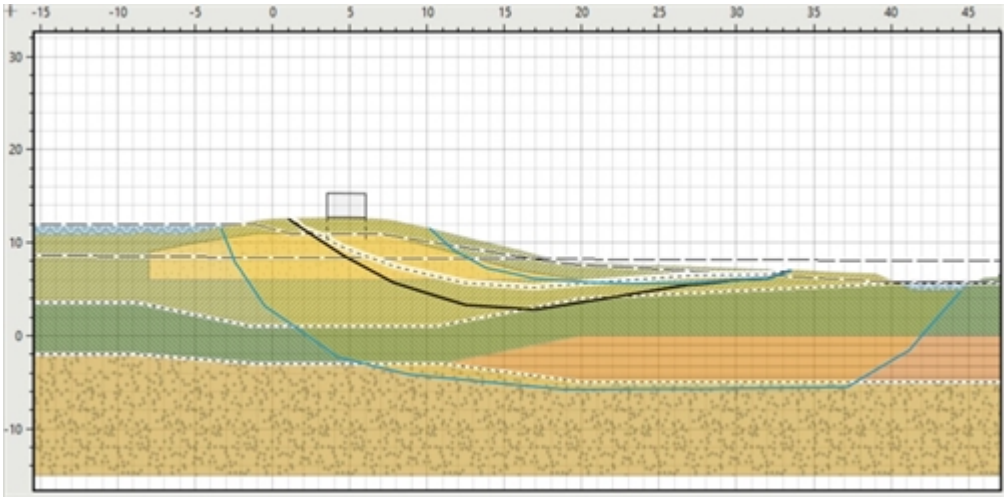
De methode Spencer is een rekenmethode voor het mechanisme afschuiven die gebruik maakt van vrije glijvlakken. Die glijvlakken kunnen cirkelvormig zijn, maar een vrij te kiezen glijvlak gebaseerd op een groot aantal vrijheidsgraden in combinatie met een handig zoekalgoritme, biedt een scherpere rekenmethode voor complexere situaties.

Spencer (vrije glijvlakken)

Er kunnen omstandigheden zijn waarbij het afschuiven langs een cirkelvormig glijvlak niet als meest ongunstige geval kan worden aangemerkt. Indien in de ondergrond een grondlaag van beperkte dikte aanwezig is met relatief geringe sterkte-eigenschappen zal de stabiliteit niet alleen moeten worden gecontroleerd op afschuiving langs cirkelvormige glijvlakken maar ook op afschuiving langs een min of meer horizontaal glijvlak door de genoemde relatief slechte grondlaag. Dit kan ook optreden indien door een hoge stijghoogte in het watervoerende pakket het afdichtende slappe lagen pakket opdrijft. Hoewel dit laatste in de meeste voorkomende gevallen wordt afgevangen door afhankelijk van de opdrukveiligheid (<1,20) te kiezen voor een niet cirkelvormig glijvlak rekenmodel (methode LiftVan), dient men er op bedacht te zijn dat ook bij hogere opdrukveiligheden niet-cirkelvormige glijvlakken dominant kunnen zijn. Hier kan bijvoorbeeld worden gedacht aan de situatie met dijken of bermsloten met een steil talud. Het grote verschil van de methode Spencer met de cirkelvormige glijvlakberekeningen volgens de theorie van Bishop is dat naast het momentenevenwicht ook het horizontaal evenwicht wordt bekeken. Deze beschouwing wordt de methode Spencer genoemd en wordt onder andere beschreven in paragraaf 5.9 van het CUR-rapport [Construeren met grond, 1993]. Evenals bij een Bishop-analyse wordt bij deze methode het (willekeurig gevormd) glijvlak als randvoorwaarde aan de berekening opgelegd.

Het vrije glijvlak met de methode Spencer

De eerder genoemde analytische glijvlakberekeningen geven niet direct het potentieel meest gevaarlijke glijvlak omdat het als randvoorwaarde aan de berekening wordt opgelegd. Voor cirkelvormige glijvlakken wordt meestal een middelpuntengrid met tangentlijnen gebruikt om alle mogelijke afschuivingen te definiëren. Degene met de laagste veiligheidsfactor wordt als het meest kritisch beschouwd.
De methode Spencer kan de veiligheidsfactor berekenen van ieder willekeurig glijvlak. Door de methode Spencer te koppelen aan een zoekmethodiek die de weg van de minste weerstand in een grondlichaam vindt, wordt het middelpuntengrid met tangentlijnen overbodig. Het vrije glijvlak met de methode Spencer vindt binnen bepaalde randvoorwaarden de weg van de minste weerstand (zie Figuur 1). Het zoekgebied waarbinnen de methodiek zoekt naar het meest kritische glijvlak wordt begrensd door een boven- en ondergrens-glijvlak op te geven, de blauwe lijnen in Figuur 1.



Figuur 1 Voorbeeld meest kritische afschuiving langs een vrij glijvlak.

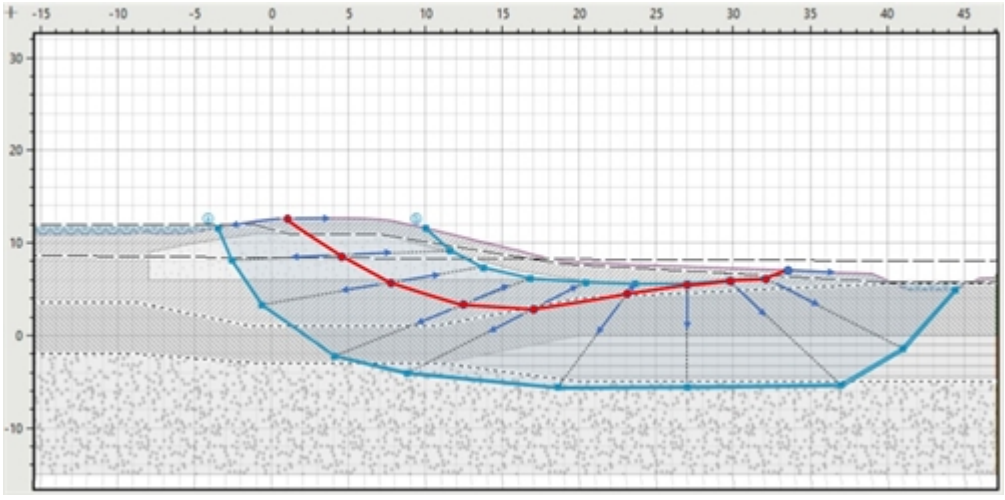
Omdat het vrije glijvlak de weg van de minste weerstand vindt, zonder een vooraf opgelegd bezwijkvlak, kan het beter overweg met een inhomogene bodemopbouw.
Bij een lichtgewicht dijklichaam (bijvoorbeeld een veenkade) bestaat de kans dat de horizontale krachten een relatief grote rol gaan spelen in de evenwichtsbeschouwing. Bishop controleert het verticale- en het momentenevenwicht maar de horizontale krachten zijn niet per definitie in

evenwicht. Het vrije glijvlak gebruikt de methode Spencer, die wél een volledige evenwichtsbeschouwing voor de lamellen bevat met een aanname van de richting van de kracht tussen de lamellen. Hierdoor zal de methode ook in geval van een droogte-analyse realistischer resultaten geven. Het vrije glijvlak zal in een dergelijk geval een lagere evenwichtsfactor geven dan Bishop, maar een hogere dan wanneer uitsluitend het horizontale evenwicht beschouwd wordt in een versimpeld model ten opzichte van de werkelijkheid.
Een belangrijk verschil tussen Bishop (en LiftVan) en Spencer is dat er bij Spencer niet "afgesnoten" wordt. Afsnuiten duidt op het aftoppen van de maximale schuifkracht onderop een lamel wanneer deze steil uittreedt. Onrealistisch grote schuifspanningen worden berekend wanneer de onderkant van een lamel een grotere hoek heeft dan $\varphi/2 - 45^{\circ}$. De schuifspanning τ kan bij Bishop en LiftVan niet groter worden dan dit maximum.
Omdat het vrije glijvlak niet verplicht steil uittreedt, hoeft ook niet afgesnoten te worden. Vaak vindt het algoritme vanuit een diepere laag een wig naar het maaiveld in plaats van een cirkelvorm. Het niet afsnuiten zorgt ervoor dat de veiligheidsfactor met de methode Spencer hoger kan worden berekend dan bij Bishop en LiftVan.

Gezien bovengenoemde wordt aanbevolen Spencer naast Bishop en LiftVan te gebruiken. Zeker voor gevallen waarvan mag worden verwacht dat de berekende stabiliteitsfactor of de vorm van het glijvlak afwijkt van hetgeen met Bishop of LiftVan is berekend. Als de berekende stabiliteitsfactor met Spencer lager is, dient dit als maatgevend te worden beschouwd, tenzij kan worden onderbouwd dat de berekening met Spencer niet juist is. Mogelijk mag bij Spencer een andere modelfactor worden toegepast.

Glijvlak zoekalgoritme Spencer

Voor de het zoeken van het meest kritische glijvlak bij de methode Spencer is het gebruikelijke zoekalgoritme waarbij domweg alle mogelijke combinaties worden doorgerekend niet praktisch, omdat het aantal vrijheidsgraden erg groot is. Door gebruik te maken van een zogenaamd "genetisch algoritme" wordt het aantal uit te voeren berekeningen beperkt. In het artikel Glijvlak zoekroutines wordt onder andere dit "genetisch algoritme" nader toegelicht.
Het zoekgebied waarbinnen de afschuiving moet plaatsvinden moet gedefinieerd worden. Dit gebeurt door in de dwarsdoorsnede van het grondlichaam twee lijnen te definiëren. De bovenste lijn – dicht bij het maaiveld – definieert de bovenste randvoorwaarde van de afschuiving. Er zal uitsluitend onder deze lijn gezocht worden. De onderste lijn definieert de onderste randvoorwaarde. Het intrede- en uittredepunt van deze onderste randvoorwaarde moet buiten de bovenste randvoorwaarde liggen. De diepte van deze onderste randvoorwaarde reikt normaal gesproken tot in het Pleistocene zand. Zowel de bovenste als de onderste randvoorwaarde bestaat uit een lijn door een aantal punten. Dat aantal punten moet voor beide randvoorwaarden gelijk zijn. De punten van de bovenste- en de onderste randvoorwaarde worden via een rechte lijn met elkaar verbonden. Uitzondering hierop zijn de eerste en laatste punten, deze worden via het maaiveld met elkaar verbonden. De punten op deze verbindingslijnen, zie Figuur 2, beschrijven een glijvlak. Het zoekalgoritme schuift met deze punten om het glijvlak met de minste weerstand te vinden.



Figuur 2 De rode punten die het glijvlak beschrijven kunnen vrij bewegen langs de verbindingslijnen tussen de onder- en bovengrens, op zoek naar het meest kritische glijvlak.

Uit ervaring blijkt dat wanneer de randvoorwaarden met 8 à 12 punten gedefinieerd worden, er voldoende vrijheid is om een willekeurig glijvlak te vormen. Minder punten maakt het glijvlak hoekig en meer punten vereist een langere rekentijd of gaat ten koste van de precisie.

Het zoekalgoritme heeft een aantal parameters nodig om optimaal te functioneren. Hiervoor zijn binnen D-Stability standaardwaarden aanwezig. Een te groot zoekgebied kan leiden tot minder precisie in het antwoord door een lokaal minimum. Wanneer meer precisie of een snellere rekentijd gewenst is, kunnen de zoekparameters gewijzigd worden of kan gekozen worden voor een grondige (thorough) berekening.

Voor verdere details over de opzet van een berekening met de methode Spencer wordt verwezen naar de handleiding [Van der Meij, 2014].

Versie 1.0: 2 juli 2025

Glijvlak zoekroutines

Omdat glijvlakberekeningen de stabiliteit bepalen van een voorgeschreven glijvlak dat vrijwel zeker afwijkt van het glijvlak dat de laagste stabiliteit kent, zijn er glijvlak zoekroutines ontwikkeld. De betreffende zoekroutines bepalen voor welke glijvlakken de stabiliteit moet worden berekend. Het glijvlak met de laagste stabiliteitsfactor is uiteindelijk het meest kritische glijvlak.

Er zijn verschillende glijvlak-zoekroutines beschikbaar. Voor elk glijvlak-rekenmodel is er een routine die de voorkeur verdient. In D-Stability is bij iedere evenwichtsbeschouwing het best geschikte zoekalgoritme ingebouwd.

Dit artikel behandelt de volgende routines:

• De rekengrid-methode (brute force).

• Differential Evolution Accelerated Particle Swarm Optimization (Bee Swarm).

• Genetisch algoritme.

De rekengrid-methode

De rekengrid-methode, in D-Stability aangeduid als brute force methode, gaat voor het zoeken van het meest kritische glijvlak uit van een vooraf gekozen set glijvlakken waarvoor stuk voor stuk de stabiliteitsfactor wordt berekend. De glijvlakken worden gekarakteriseerd door een set parameters

die ieder stapsgewijs worden doorlopen van een minimum waarde tot een maximum waarde. Voor het rekenmodel Bishop is het glijvlak cirkelvormig. De volgende drie parameters karakteriseren normaliter dat glijvlak:

1. De horizontale coördinaat van het rotatiecentrum van het glijcirkel.
2. De verticale coördinaat van het rotatiecentrum van het glijcirkel.
3. De straal van de glijcirkel of de tangentlijn behorende bij het middelpunt.

Na het evalueren van alle (toegestane) glijcirkels, is de glijcirkel met de laagste gevonden stabiliteitsfactor de meest kritische glijcirkel.

Een nuttige optie bij dit zoekalgoritme kan de volgende zijn: als de laagst gevonden stabiliteitsfactor hoort bij een glijvlak dat hoort bij een grens van het zoekbereik, kan dat zoekbereik telkens met een extra stap worden uitgebreid totdat het meest kritische glijvlak niet meer op één van de grenzen van het zoekbereik is gebaseerd.

Deze optie is uiteraard alleen handig als het zoekbereik niet bewust is ingeperkt om glijvlakken uit te sluiten die uiteindelijk niet tot falen van de kering leiden, zie het artikel Kritsch glijvlak en vervolgmechanismen bij afschuiven langs een diep glijvlak.

Dit algoritme is bruikbaar als het aantal vrijheidsgraden dat in gebruik is om de potentiële glijvlakken te beschrijven, beperkt is. Voor de methode Bishop, met drie vrijheidsgraden, is dit het meest voor de hand liggende zoekalgoritme. Als wordt uitgegaan dat er voor iedere vrijheidsgraad 10 berekeningen moeten worden gemaakt, is voor een Bishop-analyse het berekenen van een stabiliteitsfactor voor 10x10x10 = 1000 opgelegde glijcirkels noodzakelijk. Voor het rekenmodel LiftVan, die vijf vrijheidsgraden kent, is het aantal berekeningen dan niet orde 1.000, maar orde 100.000

Daarom is voor een LiftVan-analyse de hierna behandelde zoekroutine qua rekentijd te verkiezen.

Differential Evolution Accelerated Particle Swarm Optimization

Voor de methode LiftVan zijn de vrijheidsgraden gekarakteriseerd met de volgende vijf parameters:

1. De horizontale coördinaat van het rotatiecentrum van de afschuiving in de actieve zone.
2. De verticale coördinaat van het rotatiecentrum van de afschuiving in de actieve zone.
3. Het niveau van het horizontale deel van het glijvlak in de passieve zone.
4. De horizontale coördinaat van het rotatiecentrum van de afschuiving in de passieve zone.
5. De verticale coördinaat van het rotatiecentrum van de afschuiving in de passieve zone.

Er zijn nog andere geometrieparameters die het glijvlak beschrijven, maar die zijn afhankelijk van de bovengenoemde:

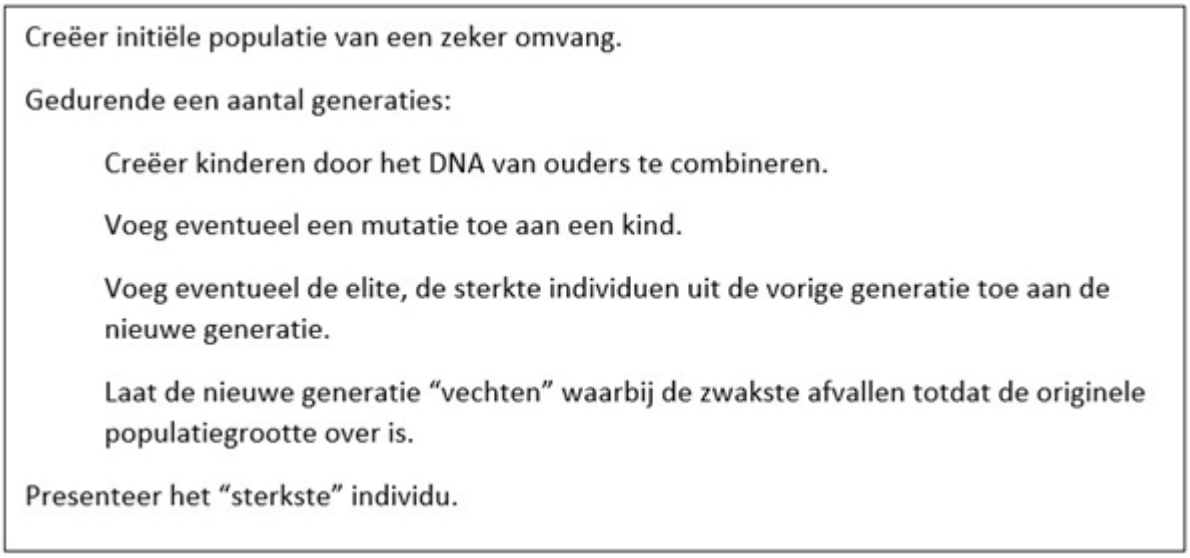
- De straal van de glijcirkel in de actieve zone: verschil tussen de verticale coördinaat van het rotatiecentrum van de afschuiving in de actieve zone en het niveau van het horizontale deel van het glijvlak.
- De lengte van het horizontale deel van het glijvlak in de passieve zone: het verschil tussen de horizontale coördinaten van het passieve en het actieve rotatiecentrum.
- De straal van de glijcirkel in de passieve zone: verschil tussen de verticale coördinaat van het rotatiecentrum van de afschuiving in de passieve zone en het niveau van het horizontale deel van het glijvlak.

Dit maakt berekenen van alle denkbare combinatie een zeer tijdrovende klus, terwijl stapsgewijs naar een minimale stabiliteitsfactor zoeken de kans oplevert dat er slechts een lokaal minimum wordt

gevonden. Die kans is voor de methode LiftVan niet denkbeeldig omdat evaluatie van verschillende berekeningen sets heeft geleerd dat lokale minima met steile gradiënten rond die minima gebruikelijk zijn voor de gevonden stabiliteitsfactor als functie van de beschrijvende parameters.
Dat maakt dat voor de methode LiftVan een op het Differential Evolution Accelerated Particle Swarm Optimization (DPSO) algoritme gebaseerd zoekproces is ontwikkeld. Daarbij wordt steeds een flinke set situaties (Swarm) doorgerekend, dat verkleint de kans om het meest kritische glijvlak te missen. Op grond van de uitkomsten wordt de set situaties bijgesteld (een nieuwe generatie met een bepaalde mate van mutatie) en opnieuw doorgerekend. Evaluatie van deze zoekroutine aan de hand van een tiental dwarsprofielen waar het opdrijfmechanisme een rol speelde, heeft een set standaard stuurparameters opgeleverd. Zo wordt als geoptimaliseerde set omvang 75 stuks en als aantal iteraties (=generaties) 24 aanbevolen. Uit een vergelijking van dit algoritme met andere algoritmen bleek het DPSO-algoritme een nauwkeuriger en stabielere uitkomst op te leveren [Van der Meij, 2019].

Genetisch algoritme

Het genetisch algoritme is gebaseerd op de theorie van Darwin, te weten de Survival of the fittest, oftewel het overleven van de best aan de omgeving aangepaste. Het schema in Figuur 1 toont de stappen die het algoritme doorloopt om tot een optimale oplossing te komen.

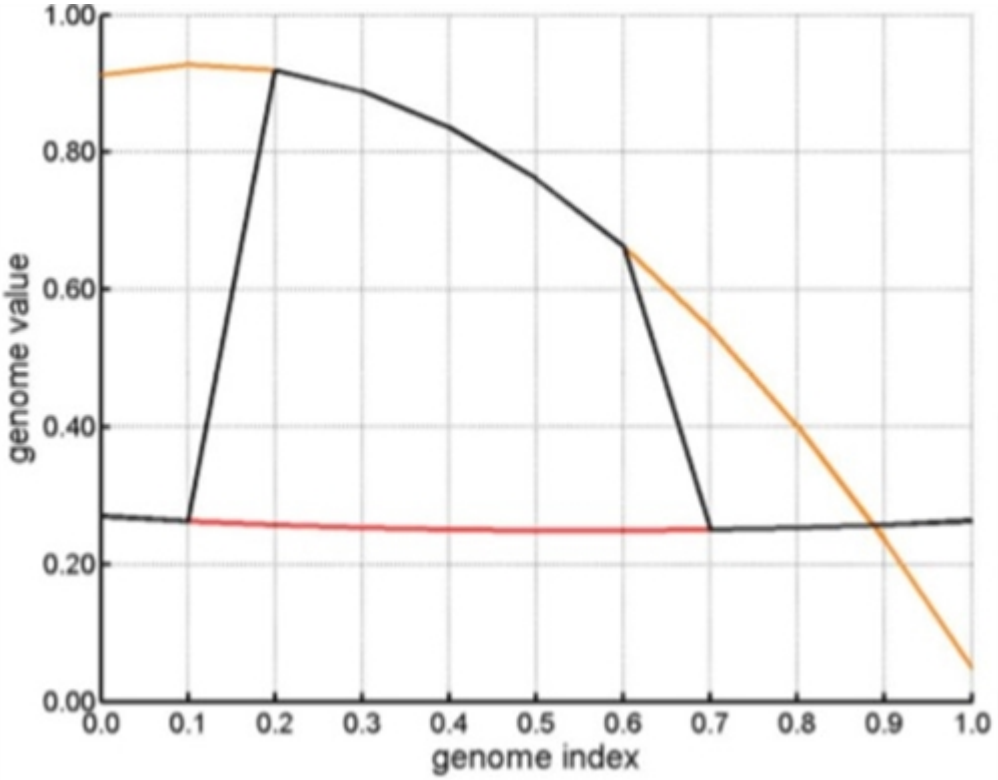


Figuur 1 Structuurdiagram van het genetisch algoritme.

Een glijvlak, een individu, bevat DNA ter codering van zijn eigenschappen. Voor een Bishop glijcirkel is een lijst met drie eigenschappen voldoende, te weten de x- en y-coördinaat van het middelpunt van de cirkel, en de straal R_g van de cirkel. Kinderen worden gecreëerd door willekeurig de x-, y- en R_g-waarde van de ouders met elkaar te combineren. Het bepalen van de mate van aanpassing (fit) gebeurt door de stabiliteitsfactor uit te rekenen. Individuen met de hoogste stabiliteitsfactoren vallen af.

Het individu bij de methode Spencer [van der Meij 2010] bestaat uit een lijst die een lengte heeft gelijk aan het aantal punten langs het glijvlak. Deze lijst bevat waardes tussen de 0 en 1 die aangeven hoe ver het glijvlakpunt bij de ondergrens van het zoekgebied (zie ook Figuur 2 in het artikel Methode Spencer) verwijderd is. Bij een waarde nul ligt het punt van het glijvlak op de ondergrens, bij 0,5 ligt het punt halverwege en bij een waarde 1 ligt het punt op de bovengrens van het zoekgebied. Kinderen worden gecreëerd aan de hand van een "single point-" of "double point cross-over". Bij een single point cross-over is het begin van één glijvlak (de vader) afkomstig en het einde van een ander glijvlak (de moeder). Double point cross-over is het begin en eind afkomstig van een glijvlak en met het

midden van een ander glijvlak. Figuur 2 geeft een dubbel point cross-over grafisch weer. Deze stuurparameters zijn ingesteld in D-Stability (naar [Pasik, 2017]) en niet toegankelijk voor een gebruiker.



Figuur 2 Voorbeeld van een dubbel point cross-over tussen de 11 kenmerken van ouder 1 (rood) en ouder 2 (oranje).

Mutaties kunnen worden geïntroduceerd door in een willekeurige punt een sprong naar een willekeurig andere waarde te hanteren, dan wel een geringe verandering (creep) aan te nemen.

Het “vechten” vindt plaats aan de hand van de glijvlakberekening. Het glijvlak met de hoogste veiligheidsfactor is het “zwakst”. Dit glijvlak wijkt namelijk het verste af van het gezochte kritische glijvlak. De zwakste individuen worden uit de populatie verwijderd.

Nadat het sterkste individu gevonden is, doet D-Stability nog een extra optimalisatie stap. Met de gradiënt gebaseerde optimalisatiemethode Levenberg-Marquardt [Marquardt, 1963] wordt het “sterkste” individu verder geoptimaliseerd. Dit betekent in de praktijk dat het gevonden glijvlak glad getrokken wordt, wat resulteert in een betere vorm en een nog iets lagere veiligheidsfactor.

In de software D-Stability is er voor elk van de drie glijvlakmethoden, Bishop, LiftVan en Spencer, een standaard set stuurparameters voorhanden. Die standaard set levert normaliter een snelle en accurate convergentie bij een niet al te groot zoekgebied. Voor iedere methode kan de gebruiker zelf meer grondig zoeken indien de gebruiker verwacht dat de precisie onvoldoende is.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Rekenen aan afschuiven bij opdrukken achterland

Het opdrukken van het achterland kan het mechanisme afschuiven in binnenwaartse richting sterk beïnvloeden. In dit artikel worden de gevolgen van opdrukken voor het rekenen aan het mechanisme afschuiven langs een diep glijvlak binnenwaarts beschreven. Het mechanisme dat optreedt bij opdrukken en de twee verschijningsvormen van opdrukken, te weten opdrijven en opbarsten, worden

beschreven in het artikel Afschuiven langs een diep glijvlak bij opdrukken achterland.

Inleiding

In die gevallen waar ter plaatse van het achterland een relatief slecht doorlatend pakket (deklaag) aanwezig is boven een watervoerende zandlaag dient te worden nagegaan of er een potentieel gevaar bestaat voor opdrukken van dit slecht doorlatende pakket. Dit als gevolg van hoge waterspanningen/ stijghoogten van het grondwater in deze zandlaag. Daartoe moet de grenspotentiaal worden berekend en vergeleken met de daadwerkelijk optredende waterspanning op het grensvlak van watervoerende laag en deklaag, zie het artikel Berekenen van de grenspotentiaal.

Opdrukken kan leiden tot een aanzienlijke reductie van de stijghoogten in het watervoerend zandpakket binnendijks, onder de deklaag. Ook de waterspanning in het watervoerend zandpakket onder de dijkkan hierdoor worden gereduceerd. Aan de andere kant leidt opdrukken ook tot een afname van de schuifweerstand in de opdrukzone. Het heeft daarom een groot effect op de dijkstabiliteit, het mechanisme afschuiven langs een diep glijvlak binnenwaarts.

In de stabiliteitsanalyse moet daarom rekening worden gehouden met opdrukken als de veiligheid tegen opdrukken kleiner is dan 1,20. En er dient onderscheid te worden gemaakt tussen de twee verschijningsvormen:

- Opdrijven.
- Opbarsten.

Rekenen met opdrijven

We beschouwen eerst een situatie met opdrijven. In een normale situatie, met lage waterstand, ontleent het dijklichaam een zekere steun aan het grondlagenpakket landwaarts van de binnenteen. Bij hoogwater kan dit grondlagenpakket gaan opdrijven. De schuifweerstand in de actieve zone zal dan, als residuele schuifsterkte, vrijwel geheel zijn gemobiliseerd. Door de hoge potentiaal in het zandpakket vermindert de korrelspanning op het scheidingsvlak tussen slappe lagen en zand, en na enige tijd ook in de onderste zone van de slappe lagen zelf. Hierdoor neemt de maximaal mobiliseerbare schuifweerstand in deze zone af. Bij plaatselijk opdrijven, als de grenspotentiaal optreedt, gaat de schuifweerstand op het scheidingsvlak geheel verloren.

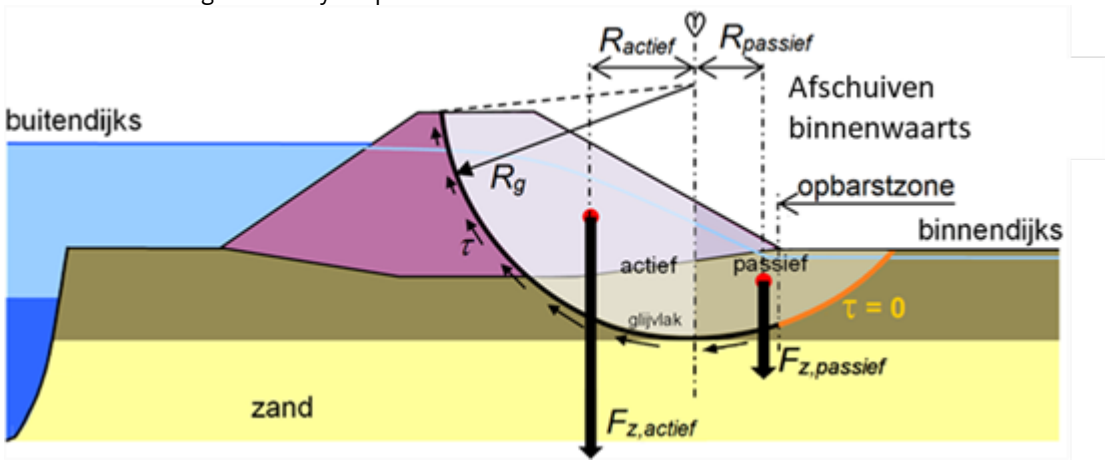
Als de deklaag achter de dijk opdrijft, kunnen horizontale krachten vanuit de actieve zone niet meer worden afgedragen via schuifspanningen naar de zandondergrond. De opgedreven deklaag fungeert dan als een slappe ‘drukstaaf’ die de horizontale krachten afdraagt dieper het achterland in. Een vergelijkbaar mechanisme treedt al op als van volledig opdrijven nog geen sprake is, maar als op het grensvlak tussen de deklaag en het zand door potentiaalstijging al een aanzienlijke reductie optreedt van de schuifweerstand. Bij opdrijven wordt de sterkte van de deklaag zelf niet aangetast, afgezien van de onderste zone (de Indringingslaag). In het artikel LiftVan is uiteengezet hoe de stabiliteit in dat geval berekend kan worden met de methode LiftVan.

Rekenen met opbarsten

Als de deklaag een beperkte dikte heeft, wordt aangenomen dat zodra de grenspotentiaal wordt bereikt, zich in de opdrukzone door scheurvorming kanalen vormen waardoor kwel vanuit de zandlaag kan uittreden naar het maaiveld.

Als bij een beperkte dikte van de deklaag de grenspotentiaal wordt bereikt, wordt er gangbaar van uitgegaan dat de sterkte van de deklaag achter de dijk ernstig aangetast raakt. Een Spencer analyse of een analyse met het model LiftVan waarbij de sterkteparameters in de opbarstzone zijn gereduceerd tot nul is voor deze situatie de gangbare aanpak, en levert dan een veilige benadering. Aan de

passieve zijde van de glijcirkel, zie Figuur, wordt uiteraard rekening gehouden met het tegenwerkende moment als gevolg van het eigen gewicht van de passieve zone: de zwaartekracht ($F_{z,passief}$) maal de arm ten opzichte van het rotatiecentrum ($R_{passief}$). Maar voor het deel van het glijvlak dat in de opbarstzone ligt, wordt gangbaar geen schuifsterkte τ in rekening gebracht. Deze benadering levert conservatieve veiligheidsanalyse op.



Figuur 1 Conservatieve schematisatie bij opbarsten: glijcirkel met schuifsterkte nul in de zone binnendijks van de teen.

Recent onderzoek naar het fenomeen opbarsten heeft aangetoond, dat de slecht doorlatende deklaag aan de binnenzijde van een dijk wel kan scheuren, maar niet over een grotere zone de volledige sterkte verliest als deze deklaag wordt opgedrukt door een hoge stijghoogte (grenspotentiaal). De voorlopige conclusie van dit onderzoek is daarom dat er geen aanleiding is om de schuifsterkte in de deklaag bij een hoogwater situatie over een grote zone tot nul te reduceren.

Een belangrijk punt is, dat in centrifugeproeven waarin het opdrukken van de deklaag is gesimuleerd, zich geen passief glijvlak ontwikkelde bij het bezwijken van het dijktalud. Daardoor is onzeker in welke mate de sterkte van de binnendijkse deklaag bijdraagt aan de stabiliteit van een dijktalud. Merk hierbij op dat ditzelfde mogelijk ook geldt voor situaties met opdrijven.

Aandachtspunten voor het schematiseren van de binnendijkse deklaag zijn:

- Het waterspanningsverloop in de deklaag moet realistisch worden geschematiseerd, zodat dit resulteert in een realistisch beeld van de effectieve spanning in de deklaag. Op basis hiervan kan in het glijvlakmodel een realistische schuifsterkte in rekening worden gebracht. Zie hiervoor het artikel ‘Indringingslengte’.
- Bij zandige klei kan de schuifsterkte wel tot nul reduceren bij hoogwater omstandigheden. Zie hiervoor het artikel ‘Transitional soils’.

Voor verdere en actuele informatie wordt verwezen naar het Handelingsperspectief tussenresultaten Piping en Macrostabiliteit van het Project Praktijkonderzoek Opbarsten bij Dijken (POD)

In rekening te brengen waterspanningen

In de stabiliteitsberekening moet in geval van opdrijven en opbarsten de waterspanningen in de ondergrond als een extra (interne) randvoorwaarde in de evenwichtsbeschouwing worden meegenomen. Daartoe moet een goede weergave van het stromingsbeeld in de modellering worden gevormd. De grenspotentiaal (ϕ_g) is bij opdrijven en opbarsten de cruciale parameter. Het artikel Grenspotentiaal beschrijft hoe de grenspotentiaal en de opdrukveiligheid (N_{opdr}) te berekenen.

De artikelen Berekenen van de opdruklengte bij stationaire stroming en Berekenen van de

opdruklengte bij niet-stationaire stroming behandelen analytische modellen voor het bepalen van de lengte waarover deze grenspotentiaal werkzaam is.
Versie 1.0: 2 juli 2025

Rekenmodellen voor afschuiven en/of afdrukken van de bekleding en uitspoelen

De rekenmodellen voor afschuiven en/of afdrukken van bekleding kennen een aantal kennishiaten. Ook is het veiligheidsniveau niet duidelijk, zie het artikel Veiligheidsanalyse afschuiven en/of afdrukken van de bekleding en uitspoelen.

Rekenmodellen voor afschuiven

Voor afschuiven van de bekleding kunnen in principe de rekenmodellen voor het mechanisme afschuiven langs een diep glijvlak worden gebruikt, waarbij dan wel specifiek naar ondiepe glijvlakken langs de bekleding moet worden gekeken. Bij voorkeur wordt gebruik gemaakt van het model Spencer.

In het artikel Schuifsterkte bij ondiepe afschuiving [nog op te stellen] is de huidige stand van kennis opgenomen over de schuifsterkte die in dit geval kan worden toegepast in de rekenmodellen.

Voor kleidijken moet in de schematisering ook de dikte van de afschuivende laag worden bepaald. De buitenste kleilaag is vanwege de bodemstructuur relatief doorlatend ten opzichte van de kleikern of onderlaag, waardoor deze laag als gevolg van golfoverslag snel kan verzadigen en er een voor de stabiliteit ongunstige grondwaterstroming op gang kan komen die min of meer parallel aan het talud loopt. Voor de dikte van deze laag kan bij een kleidijk in eerste instantie 1 m worden aangehouden, tenzij er vanuit lokale ervaring of vanuit aanleg/ontwerp aanwijzingen zijn dat er overgangen in de grond zijn op een andere diepte (dit kan bijvoorbeeld het geval zijn als er voor de toplaag een ander type klei is gebruikt dan voor de kern of onderlaag).

Ook bij zanddijken met een kleibekleding kan een toplaag afschuiven over een onderlaag door verschillen in de doorlatendheid. Dit proces is met name waargenomen als de hechting tussen de toplaag en onderlaag beperkt is. Indien de onderlaag veel zwaarder gecompacteerd is dan de toplaag dan kunnen wortels hier niet in doordringen wat de hechting negatief beïnvloedt.

De dikte van afschuivende laag kan in een nadere analyse van de overstromingskans worden vastgesteld met veldonderzoek, duidelijke overgangen in bodemstructuur, mate van compactie en/of samenstelling van de klei zijn een reden om af te wijken van de standaardwaarde voor de dikte.

Rekenmodellen voor afdrukken

Voor afdrukken van de bekleding kan het rekenmodel afdrukken bekleding worden gebruikt, zie de artikelen Fenomenologische beschrijving afschuiven en/of afdrukken van de bekleding en uitspoelen en Veiligheidsanalyse afschuiven en/of afdrukken van de bekleding en uitspoelen. Als blijkt dat de veiligheid tegen afdrukken te klein is, wordt aanbevolen om een uitgebreidere beschouwing uit te voeren van het fysisch gedrag in geval van falen door afdrukken. Hiervoor kan specialistische kennis worden ingezet.

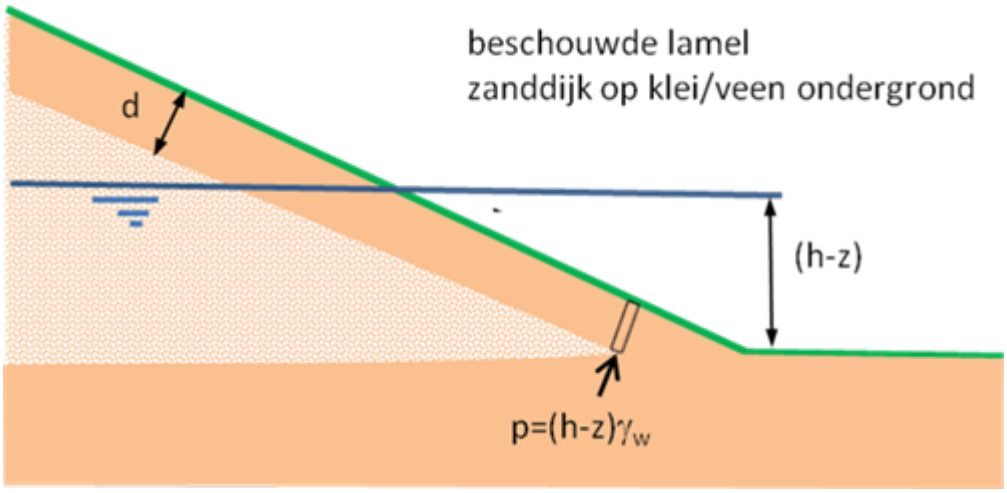
Rekenmodellen voor uitspoelen en afschuiven door grondwaterstroming

Voor het analyseren van afschuiven en uitspoelen van zand door grondwaterstroming wordt onderscheid gemaakt tussen een situatie met uitstroming boven water en onder water. Voor uitspoelen van zand door schade of scheuren in een kleibekleding wordt verwezen naar het artikel Rekenmodel uitspoelen zand door bekleding.

Versie 1.0: 2 juli 2025

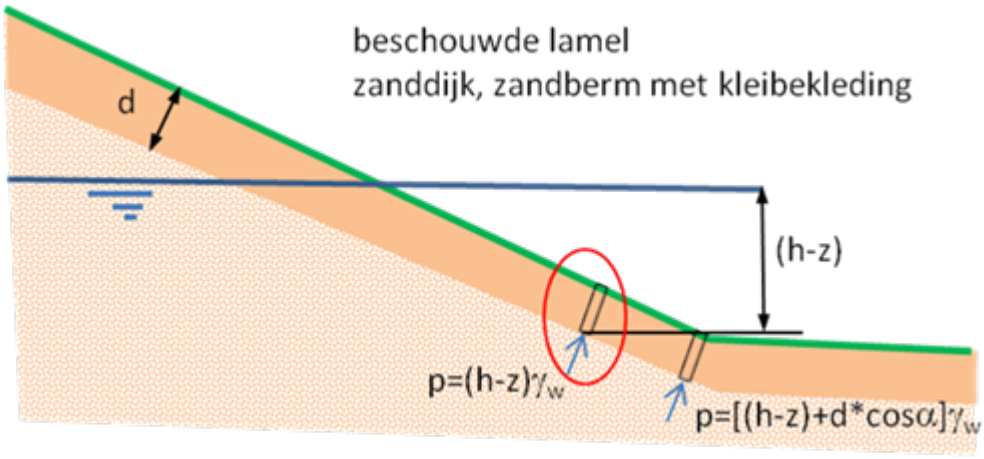
Rekenmodel afdrukken bekleding

Een eenvoudige formule beschouwt het loodrecht evenwicht van een lamel kleibekleding, waarvan de onderkant op het niveau z ligt. Hierbij is uitgegaan van de situatie waarbij de zanddijk op een slecht doorlatende laag ligt, zie Figuur 1.



Figuur 1 Beschouwde lamel loodrecht evenwicht (afdrukken).

In de praktijk hebben zanddijken vaak ook een zandberm met daarop een kleibekleding, zie Figuur 2.



Figuur 2 Beschouwde lamel loodrecht evenwicht (afdrukken).

In dit laatste geval van een zanddijk met zandberm kan de weerstand tegen afdrukken ongunstiger worden, omdat de waterdruk onder een dieper gelegen lamel, zoals aangegeven Figuur 2, d*cos α* yw hoger kan zijn. Deze waterdruk kan hier echter alleen optreden als er helemaal geen polderwaartse afstroming van water door de berm mogelijk is, wat in de praktijk onwaarschijnlijk is. Zowel de plaats van de meest ongunstige lamel en de waterdruk zijn onzeker. Onderstaand rekenmodel is gebaseerd op de situatie in Figuur 2. Verondersteld wordt dat onzekerheden worden afgedekt door de modelfactor.

De wrijving langs de wanden van de lamel worden in de formule verwaarloosd, hetgeen leidt tot de evenwichtsvoorwaarde:

Formule 1.

$$\cos\alpha \geq \frac{\gamma_n \cdot \gamma_d \cdot \gamma_{m,\rho} \cdot \rho_w (h-z)}{\rho_g \cdot d}$$

Waarin:

ρ_g Volumieke massa natte grond [kg/m3].

ρ_w Volumieke massa water [kg/m3].

$\gamma_{m,\rho}$ Partiële veiligheidsfactor op volumieke massa grond [-].

α Taludhelling [o].

d Laagdikte [m].

(h-z) Ligging van het freatisch vlak onder het binnentalud ten opzichte van teen niveau [m].

γ_d* γ_n Modelfactor x schadefactor [-].

Uitgedrukt als stabiliteitsfactor:

Formule 2.

$$\mathrm{SF} = \frac{R}{S} = \frac{1}{\gamma_n \cdot \gamma_d} \frac{\cos\alpha \cdot d \cdot \frac{\rho_g}{\gamma_{m,\rho}}}{(h-z)\rho_w}$$

Net als bij de eerdere formule in safety-factor vorm wordt getoetst aan 1.

De formule als Z-functie:

Formule 3.

$$Z = R - S = \left[\cos\alpha \cdot d \cdot \frac{\rho_g}{\gamma_{m,\rho}}\right] - \gamma_n \cdot \gamma_d \left[(h-z)\rho_w\right]$$

Versie 1.0: 2 juli 2025

Rekenmodel uitspoelen en afschuiven van zand zonder kleibekleding

Bij uitspoelen van zand (zonder kleibekleding) wordt onderscheid gemaakt tussen het deel van het talud boven water en het deel onder water. Het uitspoelen van zand door scheuren of gaten in een kleibekleding is beschreven in het artikel Rekenmodel uitspoelen zand door bekleding.

Zandig talud boven water

Zanddijken zonder kleibekleding worden beoordeeld op het uitspoelen van korrels en aan afschuiven. Er wordt uitgegaan van horizontaal uit het talud tredend grondwater. Uitspoelen wordt gecontroleerd met de formule:

$$\tan\alpha \leq \sqrt{\frac{\rho_g - \rho_w}{\rho_w \cdot \gamma_n \cdot \gamma_d \cdot \gamma_{m,\rho}}}$$

Waarin:

ρ_g Volumieke massa natte grond [kg/m3].

ρ_w Volumieke massa water [kg/m3].

$\gamma_{m,\rho}$ Partiële veiligheidsfactor op volumieke massa grond [-].

α Taludhelling [°].

γ_d *γ_n Modelfactor x schadefactor [-].

Bij een volumieke massa van de grond van 2000 kg/m³ (gangbaar voor verzadigd zand zand), is de maximaal toegelaten taludhelling iets steiler dan 1:1,5. Omdat taludhellingen steiler dan dit in de praktijk zelden voorkomen zal dit mechanisme zelden bepalend zijn voor de overstromingskans.

Afschuiven van een zandtalud boven water, bij horizontaal uittredend grondwater wordt gecontroleerd met de formule:

$$\tan\phi' \geq \frac{\gamma_n \cdot \gamma_d \cdot \gamma_{m,\phi} \cdot \rho_g \cdot g \cdot \sin\alpha}{\rho_g \cdot g \cdot \cos\alpha - \frac{\rho_w \cdot g}{\cos\alpha}}$$

φ' Hoek van inwendige wrijving [°].

ρ_g Volumieke massa natte grond [kg/m³].

ρ_w Volumieke massa water [kg/m³].

$\gamma_{m,\varphi}$ Partiële veiligheidsfactor op tan(φ') [-].

α Taludhelling [°].

g zwaartekrachtsversnelling [m/s²]

γ_d *γ_n Modelfactor x schadefactor (voor evenwijdig evenwicht) [-]

Bij een volumieke massa van de grond van 2000 kg/m³ (gangbaar voor verzadigd zand zand), en φ'=35° is de maximaal toegelaten taludhelling iets flauwer dan 1:4. Afschuiven is veruit maatgevend boven uitspoelen.

Zandig talud onder water

De aandrijvende kracht voor het uitspoelen van zandkorrels uit een onderwatertalud en het afschuiven van een zandtalud onder water is het verhang ter plaatse van het talud i [-]. Bij een talud onder water zal het grondwater loodrecht uittreden. De grootte van het verhang moet worden bepaald met een grondwaterstromingsberekening of een veilige schematisering. De controle op uitspoelen van zandkorrels gebeurt met de formule:

$$\cos\alpha \geq \frac{\gamma_n \cdot \gamma_d \cdot \gamma_{m,\rho} \cdot i_{\perp} \rho_w}{\rho_g - \rho_w}$$

ρ_g Volumieke massa natte grond [kg/m³].

ρ_w Volumieke massa water [kg/m³].

$\gamma_{m,\rho}$ Partiële veiligheidsfactor op volumieke massa grond) [-].

α Taludhelling onderwatertalud [°].

g zwaartekrachtsversnelling [m/s²]

i Lokaal verhang ter plaatse van talud [-]

γ_d *γ_n Modelfactor x schadefactor [-]

Het afschuiven van een zandtalud onder water kan worden berekend met:

$$\tan\phi' \geq \frac{\gamma_n \cdot \gamma_d \cdot \gamma_{m,\phi}\left(\rho_g - \rho_w\right)\cdot \sin\alpha}{\rho_g \cdot \cos\alpha - \rho_w\left(\cos\alpha + i_\perp\right)}$$

ρ_g Volumieke massa natte grond [kg/m³].

ρ_w Volumieke massa water [kg/m³].

φ' Hoek van inwendige wrijving [°].

$\gamma_{m,\tan(\varphi)}$ Partiële veiligheidsfactor op tan(φ') [-].

α Taludhelling onderwatertalud [°].

i Lokaal verhang ter plaatse van talud [-]

g zwaartekrachtsversnelling [m/s²]

γ_d *γ_n Modelfactor x schadefactor voor evenwijdig evenwicht [-]

Versie 1.0: 2 juli 2025

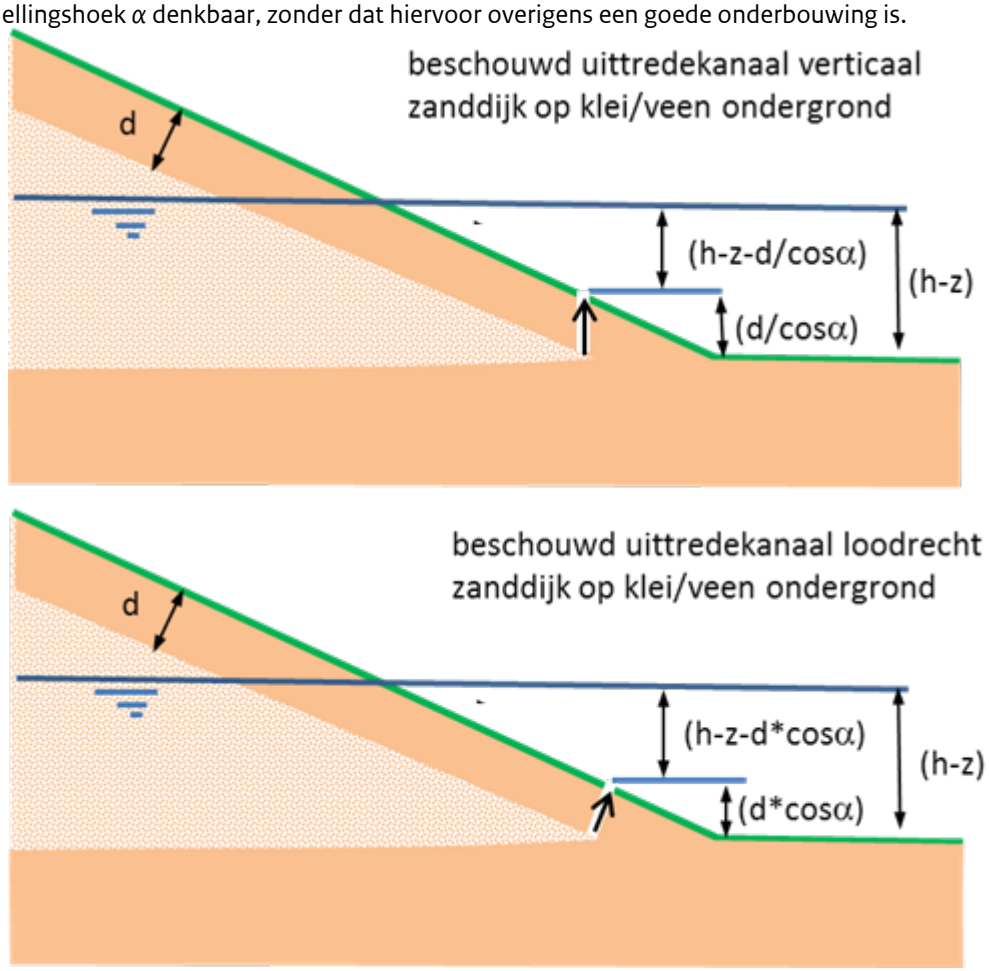
Rekenmodel uitspoelen zand door bekleding

Het uitspoelen van zand uit de kleilaag kan worden gemodelleerd door het optredende verhang te vergelijken met een kritisch verhang. Het optredend verhang kan worden geschat door het verschil tussen de grondwaterstand in de zandkern en de ligging van de bovenkant van het uittredekanaal, gedeeld door de lengte van het uittredekanaal. Hierbij heeft de oriëntatie van het uittredekanaal een grote invloed. Een horizontale graafgang of een die van de kern naar beneden loopt, zal veel sneller uitspoeling geven dan verticale graafgangen.

Het water dat uitspoelt door de bekleding moet ook weer aangevoerd worden. Opgemerkt wordt dat voeding van water vanuit een verzadigd medium (zandkern) anders, langzamer, werkt dan vanuit vrij buitenwater. Dit zou met behulp van grondwaterstromingsberekeningen en eventueel experimenteel onderzoek kunnen worden onderzocht. Het kritisch verhang is het verhang waarbij zandtransport optreedt. In theorie zal bij een verticaal gericht verhang in een zandpakket gelijk aan (ρ_g - ρ_w) / ρ_w drijfzand ontstaan, waarbij ρ_g gelijk is aan de soortelijke massa van grond, en ρ_w de soortelijke massa van water is. Voor normaal gepakt zand met ρ_g =2000 kg/m³ levert dit een kritisch verhang op van 1. De korrelspanning is in deze situatie 0 Pa, het korrelskelet zweeft als het ware in het water. Bij het opbarsten van een horizontaal klei- en of veenpakket kan in de praktijk eerder zandtransport optreden, namelijk bij een verhang van circa 0,8-1. Een tot nu toe geaccepteerd veilig criterium voor verticaal zandtransport is 0,5[-]

Als het uittredekanaal een gevolg is van afdrukken of opbarsten van de kleilaag of het gevolg van een scheur door te nat aangebracht materiaal, dan is het waarschijnlijk dat het uittredekanaal een oriëntatie heeft die loodrecht op het talud tot verticaal is. Alleen als het uittredekanaal een gevolg is van graverij, of een slechte inkassing van de kleilaag op de ondergrond dan kan de oriëntatie flauwer

worden. Voor sterk van verticaal afwijkende oriëntaties van het uittredekanaal is onbekend in hoeverre het kritisch verhang afneemt. Het verdient de aanbeveling om de kans op voorkomen van deze situaties en de gevolgen voor de veiligheid te onderzoeken. Op dit moment wordt het echter buiten beschouwing gelaten. Bij een kleine afwijking van de verticaal is een correctie met de cos van de hellingshoek α denkbaar, zonder dat hiervoor overigens een goede onderbouwing is.



Figuur 1 Schematische weergave oriëntatie uittredekanaal met verval gegeven een grondwaterstand (h-z) in de zandkern, en de laagdikte van de kleilaag d.

Het verhang *i* over het uittredekanaal voor de drie bovenstaande gevallen is gelijk aan:

$$i_{vertikaal} = \frac{h - z - \frac{d}{\cos\alpha}}{\frac{d}{\cos\alpha}} = \frac{(h-z)}{d}\cos\alpha - 1$$

$$i_{loodrecht} = \frac{h - z - d\cos\alpha}{d} = \frac{h-z}{d} - \cos\alpha$$

Voor het kritisch verhang kan bijvoorbeeld, zonder verdere onderbouwing of onderzoek, bij benadering worden uitgegaan van:

$$i_{k,vertikaal} = 0.3$$

$$i_{k,loodrecht} = cos\alpha \cdot 0.3$$

Door het kritische verhang te delen door het optredende verhang kan een stabiliteitsfactor (SF) worden berekend. Dit leidt tot de volgende formules:

$$SF_{vertikaal} = \frac{i_{k,vertikaal}}{i_{vertikaal}} = \frac{0.3}{\frac{(h-z)}{d} cos\alpha - 1} = \frac{0.3d}{(h-z) \cdot cos\alpha - d}$$

$$SF_{loodrecht} = \frac{i_{k,loodrecht}}{i_{loodrecht}} = \frac{0.3 \cdot cos\alpha}{\frac{(h-z)}{d} - cos\alpha} = \frac{0.3 \cdot d \cdot cos\alpha}{(h-z) - d \cdot cos\alpha}$$

Boven de kritische waarden van (*h*-*z*) is uitspoelen van zand mogelijk, mits er een scheur of gat aanwezig is in de bekleding, ofwel door bodemstructuurvormende processen en graverij, ofwel als gevolg van opbarsten. Opgemerkt wordt dat voor het kritische verhang de veilige waarde van 0,3 is aangehouden in lijn met piping.

Indien kan worden aangetoond dat de kleibekleding aanvankelijk geen gaten of scheuren in de teen van de dijk heeft, dan zal eerst afschuiven en/of afdrukken van de kleilaag moeten optreden voordat uitspoeling van zand mogelijk is.

Versie 1.0: 2 juli 2025

6. Oplossingen voor dijkverbetering

6.1 Uitvoering

Uitvoering dijkverbetering

De uitvoering van een dijkverbetering is de fase van de levenscyclus van de dijk waarin deze wordt aangepast zodanig dat hij voldoet aan (nieuwe) eisen. In dit artikel gaat het daarbij om aanpassing van de dijkhoogte en/of het aanbrengen/verhogen van bermen. Het uiteindelijk doel van een dijkverbetering is meestal het verbeteren van de veiligheid van de kering, al zijn dijkverzwaringen gericht op nevenfuncties, zoals verkeer, ook mogelijk.

Door het verzwaren van het dijkprofiel neemt het gewicht van het dijklichaam toe. Op de korte termijn, tijdens de werkzaamheden zelf, of gedurende enkele jaren daarna, kan dat consequenties hebben voor de veiligheid van de waterkering. Een toename van het eigen gewicht leidt in eerste instantie tot een even grote toename van de waterspanningen in relatief ondoorlatende lagen in de ondergrond, waardoor de schuifsterkte van die lagen in eerste instantie nog niet toeneemt. De stabiliteit en of de veiligheid van de waterkering kan op de korte termijn dus teruglopen als gevolg van een dijkverzwaring. Een ontwerp (stabiliteits- en veiligheidsanalyse) van de uitvoeringsfase is dus noodzakelijk om de risico's te beheersen.

Het artikel Veiligheid waterkering tijdens dijkverbetering gaat in op specifieke aspecten van de

veiligheidsanalyse van de uitvoeringsfase. Het artikel Stabiliteit tijdens uitvoering dijkverbetering behandelt aspecten en oplossingen die de verminderde stabiliteit in de uitvoeringsperiode en daarna beheersen. Meten om te kunnen bijsturen gedurende de werkzaamheden, zie Uitvoeringsbegeleiding dijkverbetering kan daarbij cruciaal zijn.
De wijze van dijkverzwaring is uiteraard van groot belang voor enerzijds de veiligheid en anderzijds de hinder voor de omgeving. Bij een traditionele dijkverzwaring in grond, zie Aanbrengen en verdichten van grond, zal het ruimtebeslag van de verzwaring veelal niet al te zwaar wegen. Als er echter vanuit de omgeving strikte eisen worden gesteld, zijn andere dijkverzwaringstechnieken het overwegen waard, zoals:

- Grondverbetering voor dijkversterking.
- Drainagetechnieken.
- Stabiliteitsverhogende constructies.
- Vernagelingstechnieken.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Veiligheid waterkering tijdens dijkverbetering

Veiligheid en kostenoptimalisatie uitvoering dijkversterking

De situatie tijdens de uitvoering van dijkversterkingswerkzaamheden is grondmechanisch gezien vaak minder stabiel dan de eindtoestand. Dit komt door de tijdens het ophogen gegenereerde wateroverspanningen in ondoorlatende lagen in de ondergrond die slechts langzaam dissiperen. Is de kans op instabiliteit tijdens de uitvoering te hoog, dan is het faseren van de uitvoering door op te hogen in meerdere slagen een veel gekozen oplossing. De kans op instabiliteit kan beter worden ingeschat naarmate men meer zekerheid heeft omtrent het verloop van het proces van dissiperen van de wateroverspanningen.

Werkzaamheden aan een dijklichaam leiden veelal dus tot een lagere stabiliteit. Maar in principe geldt dat de veiligheid van de dijk (of het waterkerend vermogen) niet minder mag worden tijdens de uitvoering. Dit houdt in dat tijdens de winterperiode, in het stormseizoen, van 15 oktober tot 15 maart (rivierdijken) of 15 april (zee- en meerdijken) in principe geen werkzaamheden mogen worden uitgevoerd. Een andere aanduiding voor deze periode is het gesloten seizoen. Werkzaamheden die de veiligheid op geen enkele wijze aantasten kunnen in overleg met de beheerder wel worden toegestaan.

Ook buiten het gesloten seizoen, in de zomer mag de veiligheid door werkzaamheden niet ontoelaatbaar worden aangetast. In die periode zijn de hydraulische belastingen over het algemeen geringer waardoor tijdens werkzaamheden de sterkte, de stabiliteit per saldo wat geringer mag zijn. Het artikel Stabiliteit tijdens de uitvoering gaat wat dieper in op de relevante belastingen.

Van de stabiliteitseisen kan worden afgeweken indien extra maatregelen worden getroffen om de veiligheid te garanderen. Zo kan bij rivierdijken de komst van een hoogwater(golf) een bepaald aantal dagen vooraf worden voorspeld. De veiligheid van de waterkering is gegarandeerd als de aannemer in staat is de sterkte van de dijk binnen enkele dagen bijvoorbeeld op de oude sterkte te brengen.

Als tijdens of na de werkzaamheden de bekleding van het buitentalud niet aanwezig of gereed is in de winterperiode, moet een tijdelijke bescherming worden aangebracht.

Voor de aan te houden veiligheden ten aanzien van de stabiliteit tijdens uitvoeringssituaties dient onderscheid te worden gemaakt tussen afschuivingen die de veiligheid van de waterkering aantasten en afschuivingen die uitsluitend schade aan het werk tot gevolg hebben. Bij de eerste is de bescherming van het achterland in het geding en moet het veiligheidscriterium zoveel mogelijk

aansluiten bij de faalkanseis voor het betreffende dijkvak. Een wel gehanteerde richtlijn voor de veiligheid is de veiligheid die het dijkvak had voor het moment van verbetering.
Bij afschuivingen die uitsluitend schade aan het werk tot gevolg hebben, gaat het om een economische afweging, gesteld dat de veiligheid op de bouwplaats niet in het geding is. De kosten van de uitvoering worden bij uitsluitend schade afgezet tegen de kosten van reparaties ten gevolge van afschuivingen.

Bij de economische optimalisatie is het tempo van ophogen veelal een relevante parameter. Een laag tempo heeft hoge kosten tot gevolg, maar de verwachte kosten van schadeherstel stijgen naarmate de kans op instabiliteit toeneemt bij een hoger van het tempo van ophogen.

Uit onderzoek is gebleken dat zo'n economisch optimum bij relatief grote instabiliteitskansen wordt bereikt, namelijk in de orde van 10^{-2} tot $3*10^{-2.}$ Deze kansen liggen ordes hoger dan toelaatbare instabiliteitskansen, die aansluiten op faalkanseis voor het betreffende dijkvak (10^{-5} tot 10^{-6} per jaar).

Bij het beoordelen van de stabiliteit gedurende een geplande uitvoeringssituatie moet dus worden nagegaan in hoeverre kritieke glijvlakken of glijcirkels het waterkerende vermogen van de (oude) dijk aantasten. Als regel wordt gesteld, dat glijvlakken die, eventueel na een secundaire afschuiving, de kruin aantasten, moeten voldoen aan de strenge faalkanseis gebaseerd op de voor de uitvoeringsperiode relevante waterstanden. Hier kan alleen van af worden geweken indien middels een risicoanalyse is aangetoond dat de veiligheid voldoende blijft.

Naast de veiligheid (stabiliteit) van de waterkering tijdens de uitvoeringsfase speelt ook de veiligheid van het bouwproces en belendingen een belangrijke rol. Zie hiervoor het [Handboek Dijkenbouw, 2018].

Invloed van de wijze van grondverzet op de veiligheid tijdens uitvoering

Voor de stabiliteitbeoordeling tijdens een uitvoering is het van belang de optredende water(over)spanningen in het (oude en nieuwe) dijklichaam en de ondergrond veilig in te schatten. De mate van onzekerheid met betrekking tot waterspanningsontwikkeling is sterk afhankelijk van de wijze van aanbrengen van nieuw dijkmateriaal: opspuiten of droog inrijden.

Bij droog inrijden is de generatie van wateroverspanningen in de ondergrond betrekkelijk goed voorspelbaar. Moeilijker is het om de mate van dissipatie van wateroverspanningen als functie van de tijd na het aanbrengen van een ophoogslag te voorspellen. Om die reden is een aanzienlijke veiligheidsmarge wenselijk ten aanzien van de consolidatiecoëfficiënt voor het ontwerp van het uitvoeringstraject.

Afhankelijk van het al dan niet monitoren van de waterspanningen tijdens de uitvoering, wordt een hogere of lagere partiële materiaalfactor voor de consolidatiecoëfficiënt gehanteerd. Toepassen van een lagere materiaalfactor is alleen gerechtvaardigd als op basis van de waargenomen waterspanningen tijdens de uitvoering direct geëigende maatregelen worden genomen als zich onverwachte ongunstige ontwikkelingen met betrekking tot de stabiliteit voordoen.

Bij opspuiten is de ontwikkeling van waterspanningen in de ondergrond en dijklichaam aanzienlijk ongunstiger en onzekerder, doordat het tempo van ophogen dikwijls veel hoger ligt, het stort verzadigd is en de werkwijze minder flexibel is dan bij inrijden, waardoor de mogelijkheid kleiner is om effectief in te grijpen bij onverwachte waterspanningsontwikkelingen.

De partiële materiaalfactor voor de consolidatiecoëfficiënt die voor de veiligheidsanalyse voor hydraulische verwerking wordt gehanteerd, moet ook weer afhankelijk zijn van de intensiviteit van de bewaking van de uitvoeringsbegeleiding. Echter, hij zal normaliter altijd hoger zijn dan die voor droog grondverzet.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Stabiliteit tijdens de uitvoering dijkverbetering

Indien in de ondergrond slappe lagen van enige dikte voorkomen, moet rekening worden gehouden met wateroverspanningen die ontstaan door het aanbrengen van een grondophoging. Dit is van belang voor het bepalen van de stabiliteit van de dijk tijdens de uitvoering en om na te gaan of het ontwerp realiseerbaar is.

De eindsituatie, zijnde 100% consolidatie, wordt pas lange tijd na de uitvoering van een werk bereikt. Dus gedurende een langere periode heeft de waterkering een lagere stabiliteit.

Algemeen

Naast beoordeling van een dijkversterkingsontwerp voor de volledig geconsolideerde eindsituatie, moet ook de stabiliteit gedurende de uitvoering en de aansluitende periode worden vastgesteld. Dat is om twee redenen van belang. Ten eerste moet de veiligheid tegen dijkdoorbraak als gevolg van instabiliteit gedurende de uitvoeringsfase en de eerste winter na gereedkomen voldoende gewaarborgd zijn. Ten tweede moet het beoogde ontwerp ook technisch realiseerbaar zijn. Om het eindresultaat op een veilige manier te kunnen realiseren kunnen stabiliteitsverhogende maatregelen noodzakelijk zijn. De volgende paragraaf, Maatregelen ter verbetering van de stabiliteit tijdens de uitvoering, geeft een opsomming van verschillende mogelijkheden. In de rest van het huidige artikel wordt achtereenvolgens ingegaan op de belastingen waarmee tijdens de uitvoering rekening moet worden gehouden, stabiliteit van de bouwfase, al dan niet onderverdeelt in diverse ophoogslagen met het daarbij behorende tempo van ophogen.

De rekenmodellen voor de stabiliteitsanalyse van de uitvoering zijn geen andere dan die voor het ontwerp van de eindsituatie, zie het artikel Rekenmodellen voor afschuiven.

Maatregelen ter verbetering van de stabiliteit tijdens de uitvoering

Als een ophoging niet in één keer kan worden aangebracht zonder verlies van stabiliteit, zijn maatregelen nodig. Mogelijkheden zijn:

- De ophoging in fasen aanbrengen, met een consolidatieperiode tussen de fasen.
- Verticale drains aanbrengen om het consolidatieproces te versnellen.
- Een grondverbetering toepassen.
- De stabiliteit verbeteren met geotextielen of geogrids.
- Ophogen met licht materiaal.
- In uitzonderingsgevallen, de beoogde geometrie aanpassen, door bijvoorbeeld grotere bermen of flauwere taluds te realiseren.

De berekeningsmethodiek krijgt aandacht onder de kop Bepalen van de uitvoeringsfasering.

Het artikel Grondverbetering voor dijkversterking behandelt bijzondere uitvoeringswijzen, zoals grondstabilisatie, lichte ophoogmaterialen en de toepassing van geokunststoffen.

Informatie over de toepassing van verticale drainage is te vinden in het artikel Consolidatie met drainageconstructies en vacuüm consolidatie.

Belastingen tijdens de uitvoering

Net als voor het ontwerp van de eindsituatie moet een stabiliteitsanalyse van de uitvoering rekening houden met een combinatie van belastingen. Afgezien van belasting door bouwverkeer, zijn de belangrijkste belastingen voor de bouwfasen de belasting door de waterstanden en de

water(over)spanningen veroorzaakt door het eigengewicht van de ophoging.

Belasting door de buitenwaterstand

Als een hoge buitenwaterstand een rol speelt bij de stabiliteit, dan moet worden gerekend met extreme waterstanden. Voor werkzaamheden in de zomerperiode is daarbij de hoogwaterstatistiek voor de zomerperiode relevant. Voor zee- en meerdijken is hierover enige informatie opgenomen in de Leidraad Zee- en Meerdijken. Meer informatie en informatie over waterstanden is te verkrijgen op de websites Rijkswaterstaat waterdata en Rijkswaterstaat waterinfo. T.z.t. link naar artikel Waterstanden zomerseizoen.

Als praktische waarde werd een waterstand aanbevolen die 0,50 m lager ligt dan de laagste bestaande kruinhoogte in het dijktraject aan het begin van de versterkingsronde, rekening houdend met het daarbij optredende rivierverhang.

Bij zee- en meerdijken kan een waterstand worden aangehouden die ongeveer gelijk is aan de kruinhoogte, verminderd met de waakhoogte die volgens het ontwerp nodig is.

De vertaling van waterstand(sverloop)en naar een in rekening te brengen waterspanning(sverloop) voor de uitvoering is niet wezenlijk anders dan voor de uiteindelijke eindsituatie, met uitzondering dat een waterspanning(sverloop) voor de uitvoering moet worden aangevuld met de wateroverspanning als gevolg van het eigengewicht van de ophoging, zie de volgende paragraaf.

Belasting door wateroverspanningen als gevolg van het eigengewicht van de ophoging

Naast waterspanningen gegenereerd door hoge buitenwaterstanden spelen wateroverspanningen ten gevolge van het eigengewicht van de ophoogslagen een essentiële rol.

Ten gevolge van eerdere dijkverhogingen kunnen nog initiële wateroverspanningen aanwezig zijn. Die kunnen worden aangetoond met waterspanningsmetingen. Zie ook het artikel Uitvoeringsbegeleiding dijkverbetering. Dergelijke wateroverspanningen zijn van invloed op sterkte van de dijk.

Berekenen van wateroverspanning door toename van eigen gewicht

Wateroverspanningen in de uitvoeringsfase hebben in eerste instantie weinig met de geohydrologische beschrijving te maken. Wel vormt de geohydrologische beschrijving het ‘uitgangspunt’, waarop de wateroverspanningen ten gevolge van ophoogwerkzaamheden worden gesuperponeerd. Bij het aanbrengen van ophogingen voor aanleg of versterking van grondconstructies wordt de sterkteafname in eerste instantie vooral bepaald door de toename van de waterspanningen. In principe nemen door het consolidatieproces de wateroverspanningen mettertijd af, met als gevolg een toename van de effectieve spanningen ofwel de sterkte. Toch kunnen de waterspanningen evenzo in de tijd toenemen, bijvoorbeeld door een oplopende buitenwaterstand, door extreme neerslag of door vervormingen, met name in grondconstructies op zeer slappe ondergronden.

Vaak, bijvoorbeeld in het benedenrivierengebied, is de initiële sterkte onvoldoende om de totale aanvulling te dragen. Een gefaseerde uitvoering is in die gevallen de eerst aangewezen oplossing: de dijk wordt in stappen opgehoogd, waardoor de wateroverspanningen per stap beperkt zijn en tussen de stappen voldoende tijd krijgen om (deels) te dissiperen. Een gefaseerde uitvoering zorgt ervoor dat de effectieve spanningen in de ondergrond geleidelijk toenemen en daarmee de sterkte.

De stabiliteit tijdens de verschillende uitvoeringsstadia begrenst het uitvoeringstempo. Voor de verschillende uitvoeringsstadia moet daartoe de grootte van de wateroverspanningen en de consolidatiesnelheid worden berekend.

Is op basis van de geometrie en de grondeigenschappen te verwachten dat de schuifvervormingen

beperkt zullen blijven, dan kan de toename van de waterspanningen worden voorspeld op grond van de elasticiteitstheorie. Het consolidatieverloop kan dan globaal worden berekend met de eendimensionale consolidatietheorie van Terzaghi.
Zijn de schuifvervormingen daarentegen groot, wat te verwachten is bij een lage stabiliteitsfactor, dan zijn de wateroverspanningen groter dan op basis van de elasticiteitstheorie wordt voorspeld. Dit is een gevolg van de plasticiteit en de contractie (zie het artikel Constitutieve modellen voor grond). De grootte van de wateroverspanningen kan in dat geval worden voorspeld met behulp van een elementenmodel gebaseerd op een elasto-plastisch grondmodel, zoals het Soft Soil Creep Model.

Tweedimensionale consolidatie

Wordt het consolidatiegedrag van de grond in sterke mate beïnvloed door horizontale deformatie en/of horizontale afstroming van het overspannen grondwater, dan is een tweedimensionale beschouwing gewenst. Dit is het geval bij anisotrope veenlagen (zie het artikel Anisotropie) waar de horizontale doorlatendheid, als gevolg van het vervormingsproces een veelvoud van de verticale waarde kan zijn.

Een tweedimensionale consolidatieberekening kan eveneens gewenst zijn als de breedte van de ophoging relatief klein is ten opzichte van de dikte van het samendrukbare pakket. In dat geval treedt namelijk zowel spanningsspreiding op in de ondergrond alsmede tweedimensionale stroming van het poriënwater.

Met behulp van een eindige-elementenmethode kan het tweedimensionale consolidatiegedrag worden berekend. Hierbij wordt gebruik gemaakt van de basisvergelijkingen die door Biot zijn opgesteld.

Ten gevolge van kruipverschijnselen kan de voorspelde consolidatiesnelheid tegenvallen: de wateroverspanningen blijven hoog. Deze effecten kunnen worden berekend met EEM op basis van het Soft Soil Creep Model. Indien de berekende wateroverspanningen kritiek zijn voor de stabiliteit tijdens de uitvoering van het werk, dan is het wenselijk de wateroverspanningen tijdens de uitvoering te meten met elektrische waterspanningsmeters. De werkelijke waterspanningen kunnen namelijk sterk afwijken van de berekende. Onzekerheden in de laagopbouw, het rekenmodel en de waterdoorlatendheid zijn daarvan de voornaamste oorzaken.

Het kan gewenst zijn de rekenresultaten gedurende de uitvoering bij te stellen, om te voorkomen dat de uitvoering onnodig lang duurt of dat de risico's ongewenst hoog oplopen.

Squeezing

Onder invloed van een belasting op het maaiveld kan een slappe laag, direct of dicht onder het maaiveld, worden weggeperst. Dit verschijnsel, dat ook wel het ijswafeleffect wordt genoemd, is algemeen bekend als zijdelings wegpersen of 'squeezing'. Tijdens de uitvoering van dijkversterkingwerkzaamheden kan dit van belang zijn. Squeezing wordt veroorzaakt doordat lokaal en in relatief korte tijd wateroverspanningen ontstaan in een weinig draagkrachtige laag, waardoor de schuifspanning de aanwezige schuifsterkte overschrijdt.

Voor de berekeningsmethode 'IJsseldijk' wordt verwezen naar par. 5.9.6 van CUR-publicatie 162 [CUR, 2022].

Bepalen van de uitvoeringsfasering

De algemene gang van zaken bij het bepalen van de uitvoeringsfasering is als volgt:

1. Bereken bij welk consolidatiepercentage de geplande totale ophoging een voldoende hoge

evenwichtsfactor heeft.

2. Nadat de hydrodynamische periode is berekend, kan worden vastgesteld hoe lang de uitvoeringsduur is om de totale ophoging te realiseren.
3. Als de onder 2 berekende uitvoeringsduur te lang blijkt te zijn, wordt nagegaan wat het effect is van verticale drainage.
4. Binnen de gevonden totale uitvoeringsduur wordt nagegaan hoe de verschillende fasen in de tijd zo effectief mogelijk kunnen worden verdeeld.

Ad 1: De evenwichtsfactor van de totale ophoging wordt berekend bij een aantal consolidatiepercentages, bijvoorbeeld 30, 60 en 90%. Interpolatie naar de vereiste evenwichtsfactor levert het benodigde consolidatiepercentage, bijvoorbeeld 50%.

Ad 2: Uit berekeningen of uit grondmechanische handboeken kan worden afgeleid hoe lang het duurt (een gedeelte van de hydrodynamische periode) om het benodigde consolidatiepercentage te bereiken. Bijvoorbeeld 50% aanpassing wordt bereikt na 10% van de duur van de hydrodynamische periode.

Ad 3: Is het volgens de berekening niet mogelijk het werk in de beschikbare periode te realiseren, dan kunnen verticale drains de oplossing bieden. Daarbij wordt indien nodig een kleinere hart op hart afstand geaccepteerd dan volgens het gebruikelijke stramien. Voor de berekening van het effect van verticale drainages is inzicht nodig in de horizontale k-waarde (doorlatendheid). Bijna altijd worden kunststofdrains toegepast.

De uitvoeringsstabiliteit is slechts in uitzonderingsgevallen reden om het ontwerp van de eindsituatie dijkgeometrie te wijzigen. Wijzigingen in het ontwerp kunnen bestaan uit het maken van hogere of bredere bermen of het toepassen van lichter ophoogmateriaal. Indien een uitvoering in grond op te grote bezwaren stuit in verband met de bouwtijd dan kan het ontwerp worden aangepast door het toepassen van alternatieve materialen of constructies, zie de opsomming onder Maatregelen ter verbetering van de stabiliteit tijdens de uitvoering.

Ad 4: Op basis van berekeningen wordt vastgesteld welk aanpassingspercentage vereist is om de diverse fasen van het werk te maken met in acht name van de vereiste veiligheid. Vervolgens kan het gevonden aanpassingspercentage worden vertaald in uitvoeringsduur respectievelijk wachttijden. De berekende aanpassingen worden meestal als gemiddelde waarden over het gehele pakket ingevoerd. Beter is, en dat gebeurt in gevallen waarbij optimalisering nodig is, de aanpassing als functie van de afstand tot de doorlatende randen in te voeren (zie Deformaties en zettingen).

Eisen aan uitvoeringsperiode gelet op de uitvoeringsduur

Een belangrijk gegeven, dat volgt uit de berekening van de stabiliteit tijdens de uitvoering en de te volgen uitvoeringsmethodiek, is de tijdsduur die in beslag wordt genomen door de bouw. Hierbij dient te worden bedacht dat in het winterseizoen, waarin de kans op extreme hydraulische belastingen maximaal is, geen of slechts zeer beperkt werkzaamheden kunnen worden uitgevoerd. In het laatste jaar van de uitvoering dient tijd te worden gereserveerd voor de afwerking.

Bij buitenwaartse versterking van zeedijken, zeker als die in zand worden uitgevoerd, is het bijna altijd een eis dat het werk in één seizoen gereed komt. Voor het stormseizoen begint, dient een verdedigd dijklichaam aanwezig te zijn. De relatief korte uitvoeringsduur kunnen maatregelen nodig maken om de stabiliteit tijdens de uitvoering te verhogen.

In sommige gevallen kan vooruitlopend op het eigenlijke werk een voorbelasting worden aangebracht.

Uitvoeringsbegeleiding dijkverbetering

Uitvoeringsbegeleiding gebaseerd op metingen dient veelal twee doelen:

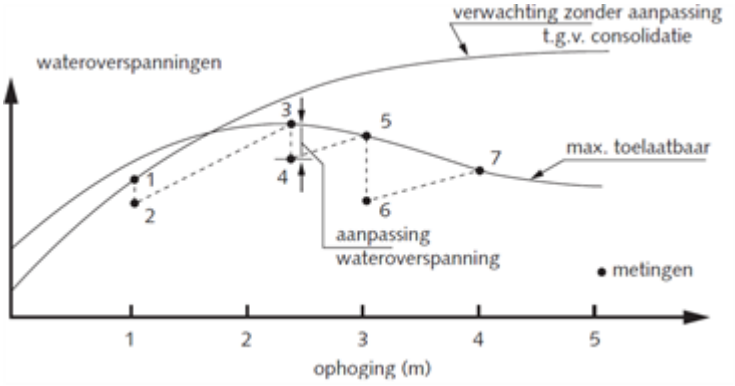
- Bewaken van de stabiliteit tijdens de werkzaamheden.
- Verkrijgen van zekerheid ten aanzien van een veilige eindsituatie.

Stabiliteit tijdens de werkzaamheden

Als slappe lagen van enige dikte voorkomen, leidt het aanbrengen van grondaanvullingen tot wateroverspanningen in die lagen. In het ontwerp is nagegaan of de stabiliteit tijdens de uitvoering voldoende is en zijn zo nodig aanvullende maatregelen uitgewerkt, of is een uitvoeringsfasering opgesteld. Als de voortgang van de werkzaamheden afhankelijk is gesteld van de waterspanningen in de samendrukbare lagen, zullen de waterspanningen gemeten en geëvalueerd moeten worden om de kans op evenwichtsverlies tijdens de uitvoering zoveel mogelijk te beperken.

De berekeningen bevatten namelijk diverse onzekerheden, bijvoorbeeld in de grondopbouw of de grondeigenschappen, of in reeds aanwezige wateroverspanningen.

De metingen zijn vooral van belang als de stabiliteit en/of de voortgang van de consolidatie volgens de vooraf gemaakte berekeningen niet zondermeer verzekerd is. Door tijdens de uitvoering de zakkingen (zakbaken) en de waterspanningen onder of nabij de ophoging te meten, kan worden gecontroleerd of het proces van consolidatie overeenkomstig de verwachting verloopt. De verwachtingswaarde wordt echter meestal niet rechtstreeks gebruikt. De begeleiding tijdens de uitvoering is er in hoofdzaak op gericht na te gaan of de werkelijke wateroverspanning beneden de lijn met de voor iedere fase geldende maximaal toelaatbare wateroverspanning blijft, zie onderstaande figuur. In Construeren met Grond [CUR, 1992] is dit verder uitgewerkt.



Figuur Verwachte wateroverspanning als functie van de ophoging

De lijn voor de maximaal toelaatbare wateroverspanning in bovenstaande figuur geeft een indicatie omtrent het werkelijke evenwicht tijdens de uitvoering. De methode wordt reeds jarenlang gebruikt, en de betrouwbaarheid van dit hulpmiddel is uit praktijkervaringen gebleken. Natuurlijk kan de gemeten waterspanning ook in een normale stabiliteitsanalyse worden ingevoerd, volgens een methode die zo goed mogelijk overeenstemt met de berekeningen uit de ontwerpfase. Het evenwicht op het moment van meten kan dan worden beoordeeld.

Op grond van een goede bewaking kan het tempo van een gefaseerde ophoging worden bijgestuurd. Bijsturen kan door aanpassen van de hoogte van de ophoogslagen en/of door de wachtperiode tussen de slagen aan te passen.

Verkrijgen van een veilige situatie na beëindiging werkzaamheden

In die gevallen waar er samendrukbare lagen van enige dikte voorkomen, zal de consolidatie nog niet volledig hebben plaatsgevonden bij de oplevering van het werk. Dit betekent dat nog wateroverspanningen aanwezig zijn, die consequenties kunnen hebben voor de veiligheid van de waterkering.

De veiligheid na het beëindigen van de werkzaamheden betreft in principe alle mogelijke mechanismen. De uitvoeringsbegeleiding is echter veelal gericht op het mechanisme afschuiven van de waterkering na afloop van de werkzaamheden en de kruinhoogte na volledige consolidatie van de waterspanningen. Het artikel Overhoogte bij uitvoering dijkverbetering gaat in op dat laatste aspect.

Stabiliteit gedurende de consolidatie

De respons van de waterspanningen op de fasering van de werkzaamheden is bruikbaar voor (het bijstellen van) de voorspelling van het verloop van de waterspanningen na afloop van de werkzaamheden. Als de consolidatie minder snel verloopt dan volgens het ontwerp is voorzien dan moet de beheerder hierover vanuit de uitvoeringsorganisatie geïnformeerd worden middels een overzichtelijke rapportage. Het beleid met betrekking tot ontgravingen of andere werkzaamheden nabij de dijk in de consolidatieperiode moet wellicht strikter zijn dan daarna. En zo nodig moeten passende maatregelen worden genomen om de stabiliteit te waarborgen tot het moment dat de wateroverspanningen voldoende zijn teruggelopen om te voldoen aan het vereiste stabiliteitscriterium.

Meten voor uitvoeringsbegeleiding

Te meten parameters

De belangrijkste parameters die bij de uitvoeringsbegeleiding een rol spelen en dus voor meten in aanmerking komen, zijn:

- De waterspanning in de slappe laag (lagen).
- De ligging van de freatische lijn.
- De buitenwaterstand.
- De zakkingen.
- De horizontale verplaatsingen.

Uit de waterspanning in de slappe laag, in combinatie met de bovenbelasting, volgt de korrelspanning en daarmee de opneembare schuifsterkte die cruciaal is voor het mechanisme afschuiven.

De ligging van de freatische lijn bepaalt voor een deel de bovenbelasting.

De buitenwaterstand is een van de belastingen in de stabiliteitsanalyse.

De zakkingen in combinatie met de waterspanningen geven informatie over het verloop van de consolidatie en daarmee over de kruinhoogte-ontwikkeling na afloop van de werkzaamheden.

Horizontale verplaatsingen leveren informatie over (beginnende) afschuiving die tot extra waterspanningen kan leiden. Zie de paragraaf Vervormingen.

Meetlocatiekeuze

Het aantal locaties waar de ondergrond anders kan reageren dan verwacht, is veel groter dan het aantal locaties waarop redelijkerwijs meetinstrumenten kunnen worden geplaatst. Men moet dus goed nadenken over de keuze van de te bewaken locaties.

Bij de keuze van de meetlocaties spelen ook de werkzaamheden een rol. Enerzijds mag de

aanwezigheid van de meters de werkzaamheden niet al te veel hinderen en anderzijds moet worden voorkomen dat de meters en/of de kabels beschadigd raken. Op de gekozen locaties worden waterspanningsmeters veelal in of iets buiten de teen van het talud of de berm geplaatst, dus buiten de ophoging, zodat ze de werkzaamheden niet bemoeilijken.
De locaties van de waterspanningsmeters worden zodanig geselecteerd dat de waterspanningsmeters zinvolle en voldoende informatie geven. De grondophoging, de dikte van het pakket slappe lagen en de ligging van een eventuele glijcirkel spelen hierbij een rol. Anders dan bij de berekeningen vaak wordt verondersteld, kan ook naast een grondophoging een wateroverspanning gegenereerd worden.

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

In Construeren met grond [CUR, 2022] wordt in detail ingegaan op het plaatsen van waterspanningsmeters en het interpreteren van de metingen.

Ophogen in den droge of opspuiten

Stabiliteitsbewaking bij spuitwerk is over het algemeen gecompliceerder dan bij een ophoging in den droge. Bij een ophoging in den droge zijn de slagen minder dik en is ingrijpen op ieder moment mogelijk. Bij het spuiten van dikke lagen kan de belastingtoename nabij de waterspanningsmeters zo snel zijn dat zonder een zeer intensieve bewaking tijdig ingrijpen niet mogelijk is.

Validatie en interpretatie van metingen

Freatische lijn en wateroverspanning

Een waterspanningsmeter meet in het algemeen de absolute druk, terwijl men geïnteresseerd is in de wateroverspanning. Om die af te leiden van de gemeten waarde is ook informatie over de ligging van de freatische lijn nodig, die apart gemeten moet worden. Informatie over de ligging van de freatische lijn is op zich natuurlijk ook al van belang. Omdat ook buitenwaterstanden invloed hebben op waterspanningen, bijvoorbeeld via het watervoerende pakket, of via de freatische lijn, is het aan te bevelen om bij elk uitvoeringsproject ook de buitenwaterstand te registreren.

Betrouwbaarheid van de metingen

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

Wanneer meerdere metingen elkaar bevestigen dan geeft dat een positieve indicatie van de betrouwbaarheid van de metingen.

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

Vervormingen

Indien de waterspanningen niet teruglopen of zelfs oplopen, zonder dat er een ophoging plaatsvindt, dan bestaat de mogelijkheid dat vervormingen van de grond, anders dan zettingen, waterspanningen genereren. Dit kan het geval zijn als er kruip optreedt, maar ook als er een doorgaande schuifvervorming optreedt. In dergelijke gevallen is het aan te raden om de gemeten horizontale verplaatsingen te checken en waakzaam te zijn op andere verschijnselen die kunnen duiden op een afschuiving. Indien er mogelijk een afschuiving optreedt, dan moeten de stabiliteitsberekeningen nader beschouwd worden. Aanvullend grondonderzoek is veelal wenselijk om na te gaan of lokaal wellicht lagen aanwezig zijn met lagere schuifsterkte-eigenschappen, of met een lager gewicht in het passieve deel van het glijvlak.

Grootschalige plastische vervormingen kunnen optreden nog zonder dat echt sprake is van een afschuiving. In dat geval is de actuele stabiliteitsfactor gelijk aan of iets meer dan 1,0. In deze situatie kunnen ook wateroverspanningen gegenereerd worden. Dit kan voorkomen worden door ofwel een voorzichtiger inschatting van de sterkte parameters ofwel een iets ruimere vereiste stabiliteitsfactor aan te houden bij het bepalen van de uitvoeringsstabiliteit.

Omdat plastische vervormingen wateroverspanningen kunnen genereren moet de uitvoeringsbegeleiding ervoor waken dat de maximale hoogte per slag niet wordt overschreden, ook niet tijdelijk door bijvoorbeeld een gronddepot.

Waterstanden en neerslag

De buitenwaterstand en het polderpeil zijn van invloed op de waterspanningen in de slappe lagen. Zij dienen daarom tijdens de uitvoering gemeten en uitgelezen te worden.

Door overvloedige regenval kan de freatische lijn in het dijklichaam hoger komen te liggen. Ook dit kan de stabiliteit nadelig beïnvloeden. Tijdens de uitvoering, als afdekkende lagen zoals een wegverharding of afdekkende kleilagen zijn verwijderd, kan de invloed van neerslag al snel groter zijn dan anders. Bij het ontwerp van de uitvoering zal met dit aspect veelal geen rekening worden gehouden. Maar extra infiltratie door overvloedige neerslag kan mogelijk wel een oorzaak zijn voor afwijkende waterspanningen die bij de uitvoeringsbegeleiding worden geconstateerd. De ligging van de freatische lijn dient dan ook te worden gemeten.

Als de genoemde belastingen ongunstiger dreigen te worden dan in de berekeningen is aangenomen, dan dienen maatregelen genomen te worden om mogelijke negatieve gevolgen te voorkomen. Met name opbarsten, het mechanisme afschuiven en piping dienen hierbij aandacht te krijgen.

Opbarsten en het mechanisme afschuiven kunnen niet alleen de veiligheid tegen overstromen aantasten, maar ook de veiligheid op de bouwplaats. Zie ook het artikel Veiligheid waterkering tijdens dijkverbetering.

Epiloog

Bij de interpretatie van de metingen is evalueren van de verschillende verlopen van de parameters in onderlinge samenhang noodzakelijk om de oorzaak van afwijkingen van de voorspellingen vast te stellen. Alleen dat leidt tot een adequate bijstelling van de voorspellingen van de nog resterende bouwfasen tot aan de eindsituatie.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Kwaliteitscontrole bij uitvoering dijkverbetering

Dit artikel spitst zich toe op de kwaliteitscontrole van de bij de dijkverbetering toegepaste materialen. De bewaking van de dijkstabiliteit gedurende de uitvoering komt aan bod in Uitvoeringsbegeleiding dijkverbetering. Rapportage van de bevindingen van de uitvoeringsbegeleiding maakt onderdeel uit

van de eventueel noodzakelijke revisie van het ontwerp van de dijkverbetering.

Grondeigenschappen

De aangebrachte grond dient te worden gecontroleerd met betrekking tot de samenstelling en verdichting. Hierdoor kan worden nagegaan of de grond inderdaad de eigenschappen heeft verkregen die in het ontwerp zijn aangehouden. Afhankelijk van de grondeigenschappen die in het ontwerp zijn aangehouden en de invloed daarvan op de diverse mechanismen, zal meer of minder aandacht aan de samenstelling en verdichting van de grond moeten worden gegeven. Voor de eisen die aan klei worden gesteld wordt verwezen naar de documenten vermeld onder literatuur.

Keuring van grond is omschreven in de Standaard RAW-bepalingen [CROW, 2020]. De definitieve controle vindt plaats door middel van steekproeven, welke na verwerking van de grond worden genomen. De samenstelling wordt in een laboratorium vastgesteld voor een beperkt aantal monsters, conform de Standaard RAW-bepalingen. De verdichting wordt, eveneens op basis hiervan gecontroleerd.

Naast de keuringen die in de Standaard RAW-bepalingen worden voorgeschreven, verdient het de aanbeveling om doorlopend gedurende het werk de samenstelling en verdichting in te laten schatten door ervaren personeel.

De verdichtingsgraad van zand kan tussentijds worden ingeschat met behulp van een penetrometer of een handsondeerapparaat. Bij twijfel over de verdichting van klei kunnen aanvullend ook proefsleuven worden gegraven. Hiermee kan worden nagegaan of er nog holtes in de klei aanwezig zijn.

Revisie van informatie

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

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

- Informatie over wijzigingen in het ontwerp, inclusief eventuele aanvullende ontwerpberekeningen.
- Keuringsrapporten van de toegepaste materialen, waaronder grond.
- Afwijkingen in de grondopbouw of -eigenschappen die zijn geconstateerd, bijvoorbeeld door directe waarneming van de grondlagen in afgravingen of die indirect blijken uit uittredend water, uit vervormingen of uit andere verschijnselen die op een (lokale) afwijking in de bodemopbouw wijzen.
- Eventuele resultaten van waterspanningsmetingen, afgezet tegen de vooraf verwachte snelheid van consolidatie.
- Aanvullend grond- en geohydrologisch onderzoek dat tijdens de uitvoering is gedaan.
- Resultaten van zettingsmetingen en de bijgestelde zettingsprognose, zie het artikel Overhoogte bij uitvoering dijkverbetering.
- Revisiemetingen of eindopnamen waaruit eventuele afwijkingen in de gerealiseerde geometrie blijken.
- Bijzonderheden tijdens de uitvoering.
- Bijzonderheden ten aanzien van beheer en onderhoud, bijvoorbeeld omdat er bijzondere constructies of niet waterkerende objecten in het dijkvak aanwezig zijn, of omdat er bepaalde aannamen in het ontwerp zijn gedaan, waarbij in de praktijk middels inspectie blijvend moet worden voldaan.

Deze informatie bevat tezamen met de ontwerprapporten en het bestek alle informatie die de beheerder van de waterkering nodig heeft voor het beheer van de dijk. Specifieke onderhoudsvoorschriften voor bijvoorbeeld een grasmat of bijzondere constructies kunnen hier nog aan worden toegevoegd.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Koppeling tussen ontwerp en uitvoering van dijkverbetering

Ontwerpuitgangspunten

Diverse uitgangspunten met betrekking tot materiaalparameters gehanteerd in het ontwerp hebben invloed op de veiligheid in de eindsituatie. Bij de uitvoering worden deze parameters echter bepaald, of kan erover nadere informatie op tafel komen. Dit betreft onder andere:

- De doorlatendheden van de toe te passen grondsoorten, zij beïnvloeden de optredende waterspanningen, de ligging van de freatische lijn.
- Het gewicht van opbarstbermen, moet het mechanisme opdrukken achterland en opbarsten (Piping) voorkomen.
- Het gewicht van de dijkverhoging, is onderdeel van het aandrijvend moment voor het mechanisme afschuiven .

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

Terugkoppeling naar ontwerp

Waarnemingen gedaan tijdens de uitvoering van een dijkverbetering bieden de mogelijkheid om ontwerpuitgangspunten te verifiëren. Voorwaarde hiervoor is dat de dagelijkse toezichthouder weet waarop hij moet letten. Enige kennis van dijken en (faal)mechanismen in het algemeen en van het betreffende ontwerp in het bijzonder is daarbij nodig. De terugkoppeling kan vooral betrekking hebben op de grondopbouw en op verschijnselen als uittredend water.

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

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

Als (geo)hydrologische aspecten tijdens de uitvoering van een project een belangrijke rol kunnen spelen, overweeg dan om een (geo)hydrologische paragraaf in het bestek op te nemen. In een dergelijke worden de diverse uitgangspunten en belastingen beschreven.

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

Versie 1.0: 2 juli 2025

Overhoogte bij uitvoering dijkverbetering

De overhoogte bij uitvoering van een dijkverzwaring is het verschil tussen de aanleghoogte en de beoogde kruinhoogte na de zichtperiode van het ontwerp.

De aanleghoogte van de kruin van de dijk en eventueel van bermen, dient tenminste gelijk te zijn aan de ontwerphoogte vermeerderd met de zettingen die binnen de planperiode kunnen optreden, zie figuur. In het algemeen zijn zettingsberekeningen noodzakelijk om de zettingen in te schatten. Zie voor het karakteriseren van de vervormingseigenschappen van de grond het artikel Samendrukbaarheid, het isotachenmodel.

De resultaten van de zettingsberekeningen kunnen worden bijgesteld aan de hand van metingen tijdens de uitvoering. Hiertoe worden van oudsher zakbaken geplaatst, die regelmatig worden ingemeten. Van belang voor de prognose is nog dat inzicht bestaat in de waterstand, de freatische lijn, in het stort. Door de wand van de zakbaken aan de onderzijde van perforaties te voorzien kunnen ze tevens als open peilbuis fungeren. Verder is het verloop van de waterspanning in eventuele slappe lagen in de ondergrond van belang. Ook waterspanningsmetingen horen daarom bij een goede uitvoeringsbegeleiding, zie ook Uitvoeringsbegeleiding dijkverbetering.

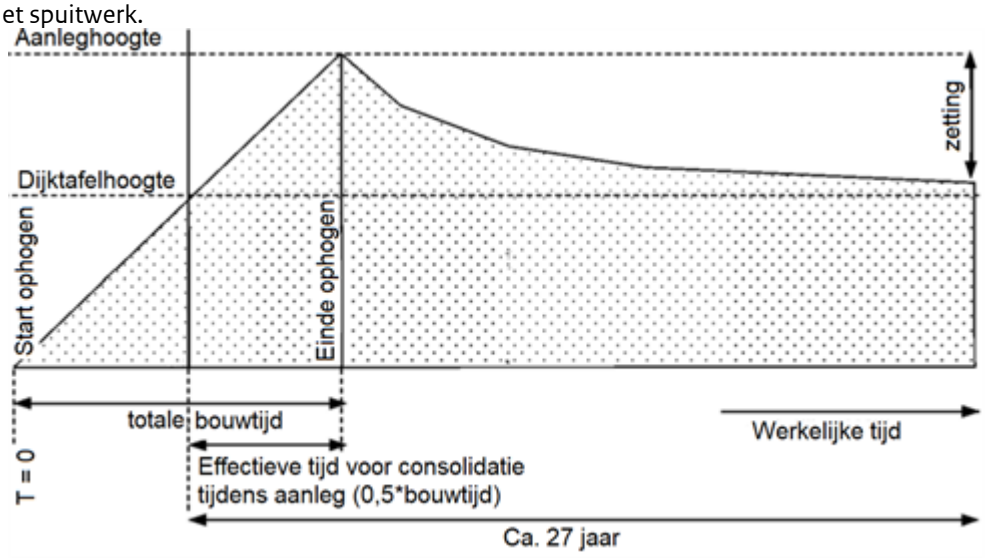
Een prognose voor de zetting volgt uit extrapolatie van de metingen. Hierbij moet rekening gehouden te worden met het feit dat de metingen deels zijn gedaan terwijl de ophoging nog niet volledig was aangebracht.

Hoewel van het grootste belang, is de juiste hoogte van de kruin niet de enige randvoorwaarde voor het opleveringsprofiel. Het zal immers duidelijk zijn dat het op te leveren profiel zowel in dwars- als in lengterichting goed moet ogen. Een complicerende factor is dat bij toepassing van zand in de kern en de klei als afdeklaag ernaar wordt gestreefd de overhoogte zoveel mogelijk in het goedkope zand aan te brengen, en niet in de klei. Dit betekent dat al bij het profileren van het zand na ophoging een goede prognose van de zettingen bekend moet zijn. Zo niet, dan moet ofwel aangebracht zand weer worden verwijderd, ofwel het tekort aan overhoogte in klei worden aangebracht. Een goed samenspel tussen directie en grondmechanisch adviseur is in deze onontbeerlijk.

Voor de onzekerheid in de zettingsprognose op basis van metingen is de wijze van aanbrengen van de grond, zie Aanbrengen en verdichten van grond, van belang.

Bij hydraulisch grondverzet, spuitwerk, is de zettingsprognose veelal minder nauwkeurig. Vanwege het hoge tempo van de uitvoering zal het zettingsproces in het algemeen ten tijde van de prognose minder goed op gang zijn gekomen. Bovendien is de meetreeks voor het maken van een extrapolatie relatief kort. En ook komt de configuratie van het dwarsprofiel direct na het spuiten, slecht overeen

met het uiteindelijk te realiseren dwarsprofiel. Een betrouwbare prognose op basis van metingen kan alleen worden gegeven als de meetreeks voldoende lang is. Dit houdt in dat bij een uitvoering met hydraulisch grondverzet een betrouwbare prognose niet kan worden gegeven kort na gereedkomen van het spuitwerk.



Figuur Dijkhoogte als functie van de tijd na de start van de uitvoering

Maar meestal is het toch raadzaam om de dijk niet af te werken direct nadat de laatste ophoging is aangebracht. De restzettingen zijn dan immers nog relatief hoog en verlopen snel, waardoor schade kan ontstaan aan een harde bekleding, zoals een steenzetting of een asfaltverharding. In sommige gevallen wordt daarom een seizoen gewacht met het definitief afwerken van de dijk. In de tussentijd zal veelal een tijdelijk afwerking aangebracht moeten worden.

Bij geleidelijk en laagsgewijs ophogen zoals bij droog grondverzet, bedraagt de bouwtijd gemiddeld 2 maal de effectieve consolidatietijd gedurende de bouw. In de figuur is dit schematisch weergegeven. Maar ook voor droog grondverzet is de tijdsduur totdat de eindsituatie is bereikt, veelal een veelvoud van de totale bouwtijd. Evaluatie van de respons van de waterspanningen en zakkingen op de verschillende ophoogslagen leert of de voorspelde kruinhoogte in de eindsituatie gerealiseerd gaat worden. Door gedurende de uitvoering de metingen te evalueren, kan, indien nodig, de laatste ophoogslag worden bijgesteld om te komen tot een nauwkeuriger benadering van de beoogde eindsituatie.

Indien bij de uitvoering verticale drainage is toegepast, zie ook het artikel Consolidatie met drainage constructies en vacuüm consolidatie, kan bij de zettingsprognose een complicatie optreden door het afwijkende consolidatiegedrag. Een deskundige interpretatie van zettingsmetingen en waterspanningsmetingen is in dit geval zeker op zijn plaats.

In de praktijk blijkt de verrekenmethode voor de bouwstoffen eveneens van invloed te zijn op de gerealiseerde ophoging, in verband met de economische motieven van de aannemer.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Aanbrengen en verdichten van grond

In de uitvoeringsfase van dijkverbeteringsprojecten is het grondverzet een belangrijk aspect. Grondverzet is gedefinieerd als: alle activiteiten op het gebied van ontgraving, aanvoeren, transport, aanbrengen en verdichten van grond.

Inleiding

Dit artikel gaat in op het aanbrengen en verdichten van de grond. De wijze van aanbrengen is veelal van invloed op de stabiliteit van het te verzwaren dijklichaam. De wijze van aanbrengen bepaalt daarmee de veiligheid van de kering tijdens de uitvoering en daarmee het tempo van de uitvoering.

Daarnaast is de wijze van aanbrengen en verdichten van belang voor het verkrijgen van de vereiste grondmechanische kwaliteiten. Voor ontgraving en transport wordt verwezen naar de diverse handboeken op dat gebied. Alle zaken met betrekking tot het grondverzet moeten in de uitvoeringsvoorschriften of de resultaatsverplichtingen worden opgenomen. Een aantal zaken is geregeld in de Standaard RAW-bepalingen. Daarnaast is veel informatie opgenomen in het Handboek dijkenbouw.

Twee wijzen van aanbrengen van grond bij dijkverbeteringen worden onderscheiden:

- Ophogen in den droge.
- Hydraulisch verwerken.

Ophogen in den droge

Bij ophogen in den droge wordt het materiaal, zowel zand als klei, direct zo goed mogelijk onder profiel in het werk gereden, bijvoorbeeld met vrachtwagens of dumptrucks.

Voordat met het aanbrengen van grond wordt begonnen, dient het bestaande maaiveld zodanig te zijn bewerkt dat een goede aansluiting aan de nieuw aan te brengen grond tot stand kan komen. Hiertoe wordt de vegetatie, zoals een graszode, struiken inclusief wortels en eventuele bomen inclusief stobben, verwijderd. Onderwatertaluds en sloten worden opgeschoond, wat inhoudt dat ook hier de vegetatie wordt verwijderd en tevens een eventueel aanwezige sliblaag. Het maaiveld kan verder nog worden opgeruwd door middel van frezen. Het aanbrengen van een inkassing bij een ophoging op een bestaand talud voorkomt dat een preferent glijvlak wordt gecreëerd. De oorspronkelijke bovengrond kan van belang zijn in verband met de ontwikkeling van vegetatie na gereedkomen van het werk. In die gevallen wordt de bovengrond apart opgeslagen en later weer gebruikt bij de afwerking.

Zand, mits met het juiste vochtgehalte, laat zich relatief gemakkelijk verwerken. Door het materiaal in dunne lagen uit te spreiden en het transport versporend te laten plaatsvinden, wordt tijdens het inbrengen de vereiste dichtheid van de grond bereikt. In sommige gevallen kan het nodig zijn om aanvullend te verdichten met een trilplaat of trilwals, teneinde de in het bestek voorgeschreven verdichting te behalen. De te verdichten laagdikte dient niet groter te zijn dan 0,4 m.

Klei kan onder water niet voldoende worden verdicht en moet daarom altijd in den droge worden verwerkt. In het artikel Aanbrengen en verdichten - Uitvoeringsaspecten en in de Standaard RAW-bepalingen worden aanwijzingen gegeven voor de verwerking en verdichting van klei, zowel in de kern als in de bekleding. Enkele aandachtspunten hieruit zijn in het navolgende samengevat.

Om een optimale verdichting te verkrijgen, moet ook de klei worden aangebracht in lagen van maximaal 0,40 m dikte, die ieder afzonderlijk worden verdicht, bijvoorbeeld met een voertuig met rupsbanden. Verdichten door een machine op luchtbanden of met de bak van een graafmachine geeft zelden of nooit de vereiste verdichtingsgraad en wordt daarom afgeraden. Voor het verkrijgen van een goede verdichting is het van essentieel belang dat de klei voldoet aan de eisen ten aanzien van verwerkbaarheid en verdichtbaarheid. Dit betreft specifiek het vochtgehalte. Klei mag niet in bevroren toestand worden verwerkt, een goede verdichting is dan niet mogelijk is. Na verdichting moet de droge dichtheid tenminste 97% van de proctordichtheid (éénpuntsproctorproef) bij het aanwezige watergehalte bedragen.

Door te sterk verdichten kan een verlies aan stevigheid van de klei ontstaan en de doorworteling, van belang voor de toplaag, verloopt zeer moeizaam en langzaam, zie Ontwerp van deklagen - Klei in functionele onderdelen. Om die reden dient de klei die over het gemaakte werk wordt aangevoerd, versporend te worden uitgereden. De klei dient zodanig te worden verwerkt dat door neerslag geen plassen op de klei kunnen blijven staan. Oftewel, de kleilagen moeten afwaterend worden aangebracht.

Het aanbrengen van grond op een talud vanaf de kruin moet worden vermeden, omdat dan de vereiste verdichting niet of moeilijk kan worden bereikt. Beter is het om te beginnen bij de teen van de dijk, waarna de verdichting in horizontale lagen plaatsvindt.

De meest recente informatie omtrent het verdichten van kleilagen is opgenomen in het rapport [Vier quick wins grond en klei, 2018]

Hydraulisch verwerken

Bij het aanleggen van grote zandlichamen of het aanbrengen van zand onder water is het hydraulisch verwerken, het opspuiten van zand, in het algemeen een aantrekkelijke methode. Vanwege hinder en eventuele schadelijke gevolgen voor de omgeving wordt soms afgezien van deze mogelijkheid. Meestal wordt gespoten in een bovenwaterstort, tussen de bestaande dijk en een perskade. Bij het spuiten boven water worden in het algemeen hoge verdichtingsgraden bereikt. Soms, bij diepere oevers, wordt gespoten in een onderwaterstort. Indien geen perskaden worden gebruikt, vloeit het zand onder relatief flauwe hellingen uit. Bij deze werkwijze ontstaan er losse (verwekingsgevoelige) pakkingen. Onder water storten van zand wordt daarom niet aangeraden.

Het is beter om eerst tot boven (laag)water een vloer van grof materiaal te leggen en zand in het bovenwaterstort zo goed mogelijk te verdichten.

Consequenties van de wijze van grondverzet voor de stabiliteit

Bij het spuiten in een bovenwaterstort zijn vanuit grondmechanisch oogpunt een aantal punten anders dan bij het ophogen in den droge:

- Het tempo van ophogen ligt dikwijls veel hoger dan bij droog inrijden.
- Het stort is waterverzadigd, waardoor vanuit het stort water binnendringt in het (oude) dijklichaam en de perskaden.
- De werkwijze is bij hydraulische verwerking minder flexibel dan bij droog inrijden, waardoor de mogelijkheid kleiner is om effectief in te grijpen bij onverwachte waterspanningsontwikkelingen.

De stabiliteit van de grondconstructie, inclusief eventuele hulpconstructies zoals een perskade, dient in alle stadia te zijn gewaarborgd. Dit kan gevolgen hebben voor het ruimtebeslag of het materiaalgebruik, welke tijdig moeten zijn onderkend. Ter verbetering van de stabiliteit bij opspuiten van zand kunnen diverse maatregelen worden toegepast. Gedacht kan worden aan een folie om een perskade van klei af te dekken, waarmee kan worden voorkomen dat de perskade geheel verweekt. Een snelle afvoer van het overtollige water beperkt risico's. De waterstand in het stort vormt namelijk een belasting (eigen gewicht) in de actieve zone van een eventuele afschuiving. Ook beperkt snelle afvoer van het stortwater de infiltratie naar de omgeving. Beiden hebben grote invloed op de stabiliteit.

De fasering van het werk zal meestal van te voren op basis van berekeningen plaatsvinden. De uitvoeringsmethode, de tijd die nodig is voor de ophoging en de capaciteit van het materieel kunnen hieruit worden afgeleid. In de berekeningen kan desgewenst rekening worden gehouden met

maatregelen om de benodigde tijd te verkorten, zoals extra drainage of bronbemaling. Controle tijdens de uitvoering van de uitgangspunten, die in de berekeningen zijn gebruikt, blijft altijd nodig. Omdat bij het spuiten de belastingtoename veel groter is dan bij een ophoging in den droge, kunnen de waterspanningen in de ondergrond snel oplopen. Zonder een zeer intensieve bewaking van de uitvoering is tijdig ingrijpen niet mogelijk.
Versie 1.0: 2 juli 2025

7. Beheer

Zorgplicht

De zorgplicht houdt in dat de beheerder de wettelijke taak heeft om de primaire kering aan de veiligheidseisen te laten voldoen en voor het noodzakelijke preventieve beheer en onderhoud te zorgen. Om die reden worden de keringen door de beheerder regelmatig geïnspecteerd om te beoordelen of de fysieke toestand van de kering nog in overeenstemming is met de ontwerpuitgangspunten, zie de artikelen Monitoring en life-cycle management en Inspectie. In het geval de fysieke toestand van de kering door bijvoorbeeld technische veroudering of (storm)schade niet meer voldoet aan de minimale ontwerpuitgangspunten dient de beheerder de nodige onderhouds- en herstelmaatregelen te treffen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Monitoring en life-cycle management

Gedurende de totale levenscyclus van een waterkering verdienen diverse aspecten de aandacht van de beheerder. Monitoring en inspectie gedurende de verschillende levensfasen van een waterkering spelen daarbij een belangrijke rol. In dit artikel is onderscheid gemaakt in de ontwerpfase, de realisatiefase en de gebruiksfase.

In het algemeen kenmerkt zich een beheercyclus voor een waterkering door 3 fasen:

1. Ontwerpen en versterken (ontwerp- en realisatiefase).
2. Dagelijks beheer, onderhoud en eventuele calamiteiten (gebruiksfase).
3. Beoordelen van de waterkering.

Waterkeringen hebben meestal meer functies dan de primaire: waterkeren. Dit artikel gaat echter alleen in op enkele aspecten van de primaire functie.

Ontwerpfase

Het ontwerp (van een waterkering) levert de uitgangspunten op die tijdens de realisatiefase en het dagelijks beheer, de gebruiksfase, moeten worden bewaakt (inspectie en monitoring) om de veiligheid van de waterkering te garanderen.

Realisatiefase

De realisatiefase is een fase van de levenscyclus die speciale aandacht verdient, omdat de sterkte gedurende een dijkverbetering namelijk veelal geringer is dan voordien en zeker geringer is dan in de beoogde eindsituatie. Afhankelijk van de belastingen die gedurende de uitvoeringsfase kunnen optreden kan daardoor de faalkans van de waterkering geringer zijn.

Bij de reconstructie van een te zwakke bekleding wordt de oude bekleding veelal verwijderd voordat de nieuwe wordt aangebracht. De erosiebestendigheid is gedurende de uitvoeringsfase daardoor veel geringer. Bewaken van te verwachten belastingen en zo nodig achter de hand houden van

noodmaatregelen is geboden.
Als de realisatiefase de uitvoering van een dijkverzwaring betreft, zal de veiligheid van het mechanisme afschuiven tijdens de uitvoering vrijwel altijd beperkt zijn. Zie het artikel Stabiliteit tijdens de uitvoering dijkverbetering. En een lagere dijkstabiliteit heeft uiteraard ook mogelijk consequenties voor de veiligheid van de kering. Het artikel Uitvoeringsbegeleiding dijkverbetering gaat in op monitoring gedurende de uitvoering. Vanuit de uitvoeringsfase is rapportage gewenst met betrekking tot nieuwe informatie verzameld tijdens de uitvoeringsfase, zie Kwaliteitscontrole bij uitvoering dijkverbetering.

Gebruiksfase

De gebruiksfase kan worden opgedeeld in drie subfasen. Als voorbeeld om deze te illustreren wordt uitgegaan van een dijk.

In de eerste fase is de dijk nog niet op volle sterkte. Waterspanningen zijn mogelijk nog onvoldoende gedissipeerd, zie de paragraaf Consolidatie na dijkverzwaring verderop. Een steenzetting is over het algemeen pas echt goed ingewassen als er een lichte storm overheen is gegaan. Een grasbekleding heeft enkele jaren nodig om een goed doorwortelde zode te ontwikkelen. Gedurende de eerste winterseizoenen vraagt dit mogelijk om extra aandacht voor eventuele noodmaatregelen.

In de tweede fase is de sterkte in principe ruim voldoende, maar via periodieke inspectie wordt de vinger aan de pols gehouden om vast te stellen of zich geen onvoorziene situaties voordoen (schadegevallen) en om na te gaan in hoeverre verouderingsverschijnselen onderhoud op termijn nodig maken. Controle op het dichtslibben van een in de dijk aanwezige drainage is hiervan een voorbeeld, zie de paragraaf Dichtslibben drainage.

De derde fase betreft het naderen van het einde van de levensduur. Veelal zal dit verschillende aspecten van de dijk betreffen, die op verschillende tijdstippen na de realisatie leidt tot (groot) onderhoud dan wel reconstructie. Dit kan uiteenlopen van het aanvullen van het inwasmateriaal dat in de loop van verschillende stormseizoenen ter ver is uitgespoeld uit een zuilenzetting, tot een kruinhoogte die tekort gaat schieten als gevolg van zettingen. Afhankelijk van het belang van het aspect, de omvang en de ernst waarvoor moet worden ingegrepen, zal meteen actie worden ondernomen of met een verhoogde inspectiefrequentie de vinger aan de pols worden gehouden tijdens het uitwerken van plannen voor reconstructie.

Consolidatie na dijkverzwaring

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

Op basis van de metingen van waterspanningen en/of zettingen kan een prognose gedaan worden over het verdere verloop van de consolidatie en, daarvan afgeleid, van het verdere verloop van de stabiliteit en zettingen. Voor de beheerder is dit belangrijke informatie.

In de periode dat de eindstabiliteit nog niet bereikt is, zal de beheerder meer alert moeten zijn in geval van hoogwater. Ook zal het beleid met betrekking tot ontgravingen of andere werkzaamheden nabij de dijk in deze periode wellicht strikter moeten zijn dan daarna. De beheerder moet hierover geïnformeerd worden middels een overzichtelijke rapportage.

Als de consolidatie nog wezenlijke eisen stellen aan het beheer, denk aan de noodzaak tot het treffen van tijdelijke maatregelen bij voorspeld hoogwater, dan ligt voortzetting van (een deel van) de waterspanningsmetingen uit de uitvoeringsbegeleiding voor de hand.

Dichtslibben drainage

Drainage bij een dijk moet regelmatig geïnspecteerd worden, zeker als deze voor het functioneren van de dijk uit het oogpunt van veiligheid essentieel is. Bij voorkeur wordt een onderhoudsplan opgesteld, waarin rekening is gehouden met de aard en de functie van de drainage [Anema, 2000]. Dit STOWA-rapport richt zich op buisdrainages, met name drainages toegepast bij de binnenteen van een dijk. Het rapport gaat in op:

- Ontwerp (een zeer korte omschrijving van de hoofdlijn).
- Aanleg.
- Type drainagebuizen en omhullingsmaterialen.
- Verstoppingsproblemen.
- Inspectiemethoden.
- Onderhoudsmogelijkheden en frequenties.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Inspectie en monitoring

Inspectie is het waarnemen of monitoren door de beheerder om de toestand van de waterkering te bewaken. Het kan daarbij gaan om visuele waarnemingen, maar ook om registratie met behulp van meetinstrumenten.

Periodieke inspectie is een essentieel onderdeel van de Zorgplicht.

Vormen van waarnemen

Visuele waarneming

Van oudsher betreft inspectie het doen van visuele waarnemingen. Een waarnemer gaat daartoe daadwerkelijk langs een dijktraject en signaleert verschijnselen en registreert deze in een logboek en/of fotografisch. De hecto-metrering van de dijk is hierbij de referentie.

De visuele waarnemingen betreffen vaak specifieke verschijnselen. Voor verschijnselen die grondwater-gerelateerd zijn, wordt verwezen naar Verschijnselen veroorzaakt door grondwaterbeweging in het artikel Waterspanningen meten en/of monitoren.

Als een visuele waarneming wijst op een mogelijk probleem, dan is dat reden om aanvullend onderzoek te doen teneinde de aard en omvang van het eventuele probleem te bepalen.

Registreren met meetinstrumenten

Waarnemingen vinden tegenwoordig steeds meer plaats met meetinstrumenten. Dat kan enerzijds gaan om momentopnamen, bijvoorbeeld een scan van de dijkgeometrie, maar ook een tijdregistratie van de waterspanning in een enkel meetpunt of een tijdregistratie van de vervormingen langs een lijn, door middel van een frequent doorgemeten glasvezelkabel. Daarnaast wordt de laatste jaren steeds frequenter gebruik gemaakt van satellietdata en infrarood- en lasertechnologieën en inzet van drones .

Opgemerkt moet worden, dat niet voor alles en op alle locaties sensoren beschikbaar zijn, die ook nog eens de benodigde (gewenste) informatie opleveren. Derhalve blijft visuele waarneming altijd een belangrijk aspect in het beheer van een waterkering

Interpretatie van waarnemingen

Eén enkele waarneming is veelal niet zo waardevol, al is een constatering van een schadegeval als gevolg van hoogwater en/of storm uiteraard reden om (nood-/herstel)maatregelen te nemen.

Fenomenen die niet per se tot de schadegevallen hoeven te worden gerekend, kunnen wel een indicatie geven van potentiële problemen. Specifieke voorbeelden voor grondwater gerelateerde problemen staan worden gegeven in het artikel Verschijnselen veroorzaakt door grondwaterbeweging. Maar ook ongelijke zettingen kunnen aanleiding vormen tot nader onderzoek.

Een enkele meting van een parameter is ook waardevol als er een referentie of minimumwaarde voor die parameter beschikbaar is. Een gemeten kruinhoogte maakt, zodra deze vergeleken is met de benodigde kruinhoogte, meteen duidelijk of de benodigde kruinhoogte nog aanwezig is.

Als er geen evidente schade is, levert signaleren van veranderingen een meerwaarde. Combineren van verschillende waarnemingen, zeker als het gaat om tijdregistraties, biedt bijvoorbeeld mogelijkheden te extrapoleren naar de extremere belastingen, dan wel naar het einde van een zichtperiode. Om waarnemingen goed met elkaar te kunnen vergelijken, moeten plaats en tijdstip van de waarnemingen altijd goed zijn vastgelegd.

De respons van een of meerdere waterspanningsmeters op een simultaan geregistreerde hoogwatergolf van de rivier, maakt bijvoorbeeld extrapolatie van de waterspanningen naar extremer situaties mogelijk (Analytische modellen voor de interpretatie van peilbuiswaarnemingen).

Vergelijken van de dijkgeometrie op verschillende tijdstippen kan duidelijk maken of het beoogde kruinniveau tot het eind van de zichtperiode nog aanwezig zal zijn.

In een faalkansanalyse spelen een groot aantal parameters een rol. Verschillende combinaties van parameterwaarden leiden tot dezelfde faalkans. Een enkel afkeurcriterium voor een specifieke parameter is dus niet mogelijk. Maar voor de eenvoud van de praktijk van de inspectie is het beter om met drempelwaarden te werken: interventiewaarden waaraan de waargenomen waarden worden getoetst. Als een drempelwaarde wordt overschreden is dat reden om actie te ondernemen. Door per parameter verschillende drempelwaarden te definiëren kan een mate van urgentie worden vastgelegd. Zo kan bijvoorbeeld passage van een eerste drempelwaarde reden zijn om de inspectie-frequentie op te voeren, om zo beter een vinger aan de pols te houden. Een herziening van de totale faalkansanalyse, waarbij ook gegevens van andere parameters kunnen worden meegenomen, kan de noodzaak tot het opnemen van groot onderhoud in de planning duidelijk maken. Bij het onverhoopt passeren van de meest extreme drempelwaarde, moeten acuut noodmaatregelen worden getroffen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Legger en beheerregister

De legger is een kaart met juridische status die waterkeringbeheerders opstellen. Hierop staat de exacte ligging van de waterkering en de daarin te onderscheiden zones (kernzone, beschermingszone en buitenbeschermingszone). De begin- en eindcoördinaten van de normtrajecten zijn daarbij voorgeschreven door de Waterwet.

Het beheerregister is een document of database met de beschrijving van de feitelijke toestand van de waterkering, met de voor het behoud van het waterkerend vermogen kenmerkende gegevens van de constructie. Dit register wordt in het kader van de Zorgplicht up-to-date gehouden door gegevens uit Monitoring en Inspectie.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Noodmaatregelen ter voorkoming van geotechnische instabiliteit

Noodmaatregelen te nemen om de stabiliteit van de waterkering te verbeteren zijn afhankelijk van de waargenomen fenomenen. Interpretatie van die fenomenen moet duidelijk maken welk

faalmechanisme dreigt op te treden of al in gang is gezet. Bij de overweging om specifieke noodmaatregelen te treffen ter voorkoming van instabiliteit, hoort altijd een beoordeling in hoeverre de kans op een ander faalmechanisme niet ontoelaatbaar stijgt als gevolg van die maatregel. Zo stellen de faalmechanismen afschuiven en piping soms tegenstrijdige eisen.
Voor dreigende afschuivingen zijn in het algemeen twee categorieën aan noodmaatregelen mogelijk:

1. Reductie van de belasting.
2. Verhoging van de sterkte.

Let op, een hoge freatische lijn in het dijklichaam wordt in deze ook als belasting gezien. In de eerste categorie, een reductie van de belasting, vallen de volgende maatregelen:

1.a Verkeersmaatregelen: weren van (zwaar) verkeer op de kruin. Aanvoer van zwaar materieel en materialen in verband met het treffen van andere noodmaatregelen, bijvoorbeeld voor het aanbrengen van een steunberm, kunnen beter via het achterland plaats vinden.

1.b Afdichten van buitentalud, voorland en of binnentalud. Het afsluiten van infiltratiemogelijkheden beperkt de waterspanningen in de dijk en het watervoerende pakket.

1.c Verlagen van de waterspanningen in het watervoerend pakket door nooddrainage naar het maaiveld. Let op, deze noodmaatregel alleen overwegen als de kans op piping is uitgesloten.

1.d In uitzonderlijke gevallen kan ijsvorming op rivieren leiden tot extra waterstandsopzet. Preventie van deze extra opzet kan door de inzet van ijsbrekers. Het benedenstrooms afvloeien van het gebroken ijs moet wel gewaarborgd zijn.

De volgende noodmaatregelen vallen in de categorie verhoging van de sterkte:

2.a Binnendijkse teensloot dempen met zand. Dempen reduceert de kans op glijvlakken die ter plaatse van de slootbodem uittreden. En er is meer tegenwerkend gewicht in de passieve zone van andere potentiële glijvlakken.

2.b Het aanbrengen van een steunberm. Een steunberm in de passieve zone van de gevreesde afschuiving komt de stabiliteit ten goede.

2.c Herstel van afgeschoven binnentalud ter voorkoming van vervolgmechanismen. Afdekken van het steile binnentalud van het aangetaste dijkprofiel na afschuiving met een geotextiel en een beperkt aantal zandzakken, reduceert de kans op vervolgmechanismen, zie het artikel Vervolgmechanismen na binnenwaarts afschuiven langs diep glijvlak.

Meer informatie over noodmaatregelen is te vinden op de website Wiki Noodmaatregelen Waterkeringen. Deze website gaat dieper in op schadebeelden, de mechanismen die daaraan ten grondslag kunnen liggen en de noodmaatregelen die kunnen worden genomen.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Instabiliteit en niet-waterkerende objecten

Niet-waterkerende objecten (NWO's) zijn objecten die niet bijdragen aan de waterkerende functie, maar die zich wel in de invloedszone van de waterkering bevinden. Voorbeelden van niet-waterkerende objecten zijn huizen en andere bebouwing, windmolens, kabels en leidingen en begroeiing in de vorm van struiken en bomen.

Invloed NWO's op het mechanisme afschuiven

De kans op het optreden van het mechanisme afschuiven van de waterkering kan toenemen als NWO's ernstig beschadigd raken. Schade aan NWO's kan dus indirect een bijdrage aan de faalkans van de waterkering leveren. Zo kan bijvoorbeeld het bezwijken van een pijpleiding die de waterkering kruist, leiden tot het instromen van buitenwater door de gebroken leiding. Ook kan bezwijken van een leiding door een explosie, of het uitstromen van het uitstromende medium, leiden tot aantasting (erosie) van het dijkprofiel.

Ontworteling van een boom op de kruin of het buitentalud kan het dijkprofiel aantasten.

Een veiligheidsanalyse moet uitwijzen of vervolgschade door bezwijken van de NWO's leidt tot significante beïnvloeding van het mechanisme afschuiven .

Invloed (bezwijk)mechanismen op NWO's

Een bezwijkmechanisme, bijvoorbeeld een afschuiving, kan ook leiden tot schade aan NWO's. Als het daarbij gaat om infrastructuur die bij calamiteiten noodzakelijk is, kan deze door een afschuiving mogelijk onbruikbaar raken. Voorbeelden van essentiële infrastructuur zijn wegen die voor inspectie, evacuatie of aanvoer van zand(zakken) noodzakelijk zijn, maar ook communicatieverbindingen.

Als er essentiële infrastructuur aanwezig is in de invloedszone, is het wenselijk na te gaan of een eventueel bezwijkmechanisme nadelige effecten heeft op de werking van deze infrastructuur, en zo ja of dit toelaatbaar is. Let op, het kan hierbij ook gaan om mechanismen die niet leiden tot falen van de waterkering. Op basis van een risicoanalyse kunnen beheerders aanvullende veiligheidseisen stellen, gelet op de overige functies van de dijk en de daarbij aanwezige NWO's.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Aansluiting van een dijk op een ander type waterkering of hoge gronden

Een aansluitingsconstructie dient om waterkeringen van een verschillend type op elkaar aan te sluiten. Onder een aansluitingsconstructie wordt het gehele dwars- en lengteprofiel van een grondconstructie verstaan, in zijn afwijkende vorm, bij de overgang van dijk naar een duin, hoge gronden of een kunstwerk. Een dergelijke aansluiting is daarmee te beschouwen als een grootschalige overgangsconstructie.
Door de afwijkende vorm van de aansluiting kunnen, onder andere door turbulentie en golfdiffractie, lokaal grotere hydraulische belastingen optreden dan in eerste instantie voor een rechte dijkstrekking zijn bepaald. Dit kan gevolgen hebben voor de morfologie, ter plaatse van de overgang van bijvoorbeeld een dijk naar een duin resulterend in een versnelde afslag.
Deze verhoogde belastingen moeten door de beheerder zelf op grond van zijn lokale ervaring, eventueel met specialistische ondersteuning, worden bepaald.

Aansluiting van dijk op duin

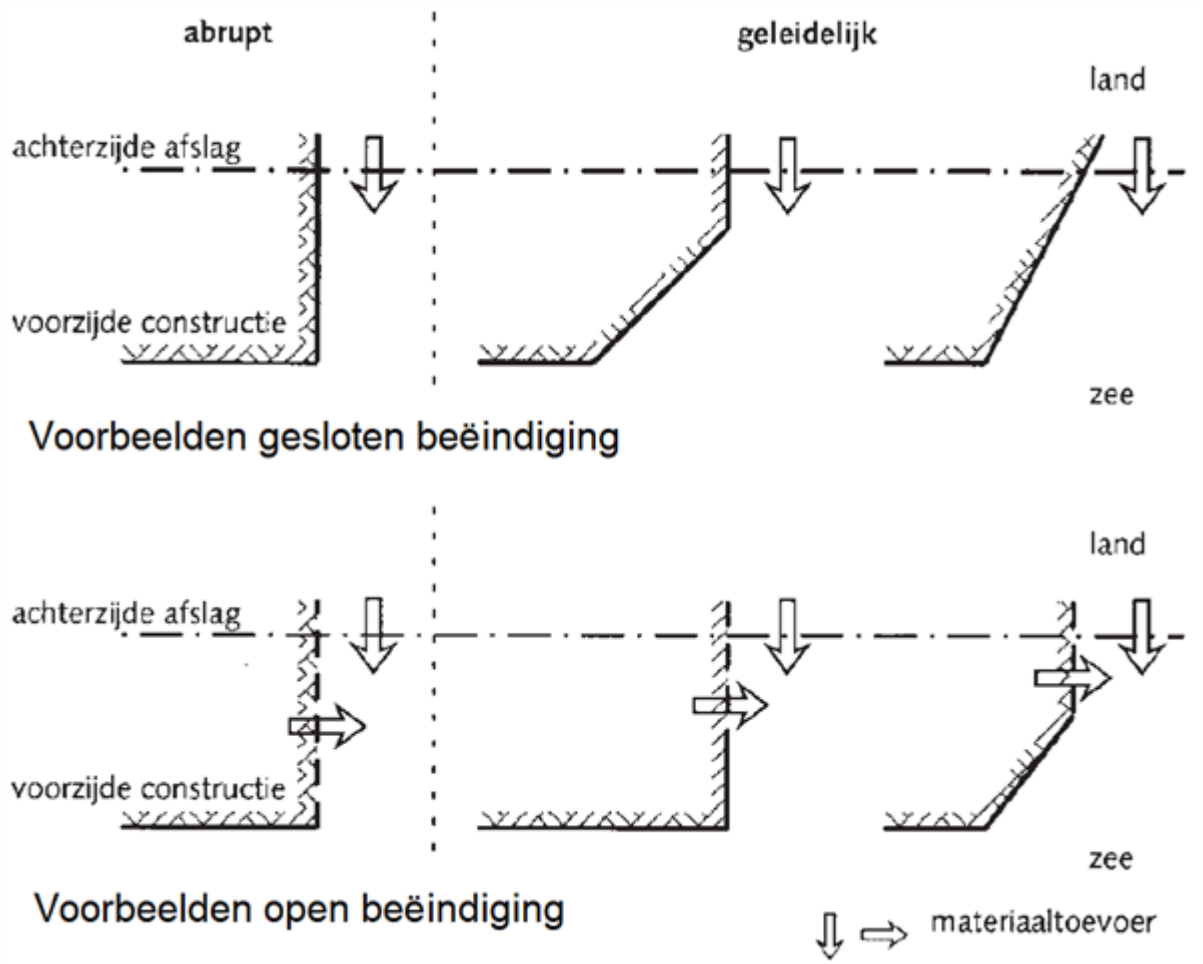
Bij de aansluiting van een dijk op een duin gaat het om de overgang van een zachte waterkering (duin) naar een harde waterkering (dijk). De aanduiding 'hard' is hierbij feitelijk slechts in relatieve zin bedoeld en kan dan ook worden opgevat als 'relatief hard'. In deze ruimere betekenis valt overigens ook de aansluiting van een onverdedigd duin op een duinvoetverdediging onder aansluitingsconstructies.

Ten aanzien van de morfologische effecten tijdens duinafslag zijn te onderscheiden, zie Figuur 1:

1. Een abrupte beëindiging.
2. Een geleidelijke overgang.

Vanuit het oogpunt van waterkering is een belangrijk onderscheid:

- Een gesloten beëindiging, waarbij de constructie reikt tot de achterkant van de afslagzone.
- Een open beëindiging, waarbij de constructie bij extreme afslag achterspoeld raakt.



Figuur 1 Type beëindiging dijk in duin (boven: gesloten beëindiging, onder: open beëindiging.

Het te kiezen type overgang wordt mede bepaald door de aanwezige duinsterkte ter plaatse van de aansluiting. Bij een marginaal duin is er geen ruimte genoeg om een gesloten eindconstructie aan te leggen zonder dwars door het duin te graven. Bij een algehele dijk- annex duinverzwaring is dat geen overwegend bezwaar. De ingreep in de totale waterkering is dan zo omvangrijk dat de doorgraving daarin zowel technisch als financieel van ondergeschikt belang is. Indien uitsluitend de overgang moet worden gemaakt dan moet doorgraving van het duin bij voorkeur worden vermeden en valt de keuze op een open beëindiging, mede vanwege de veel lagere kosten.

De overgang van een duin naar een dijk moet zodanig zijn uitgevoerd dat faalkans past binnen de daarvoor gereserveerde faalkansruimte afgeleid uit de overstromingskans voor het betreffende keringtraject. De aansluitingsconstructie moet in verband hiermee voldoende weerstand kunnen bieden tegen golfoverslag en omspoelingen. Het artikel Aansluiting duin op dijk [?] gaat dieper in op een schetsontwerp voor de aansluiting van een dijk op een duin.

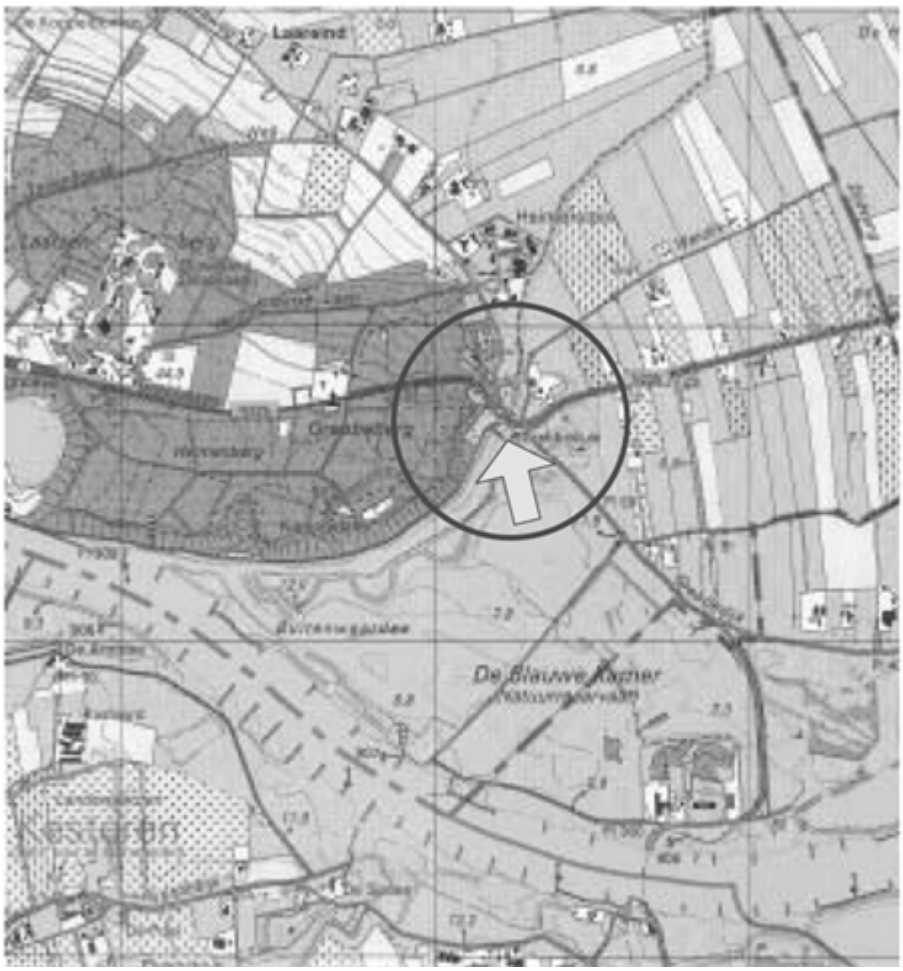
Aansluiting van dijk op kunstwerk

Aangezien de wanden van kunstwerken bijna altijd vrij strak (glad) zijn, zal bij hoge waterstanden er bijna zeker gevaar voor kwel (onder- en achterloopsheid) langs het kunstwerk aanwezig zijn. Ter voorkoming hiervan zullen zowel onder als naast het kunstwerk kwelschermen aanwezig moeten zijn. Deze schermen moeten voldoende diep steken, hoog en breed zijn om kwel, heave en/of piping te voorkomen. Rekenregels voor kwelschermen staan in het artikel Rekenregels voor kwelschermen [?], de [Leidraad waterkerende kunstwerken en bijzondere constructies, 1997] en het [Technisch rapport zandmeevoerende wellen, 1999].
Door de aanwezigheid van verticale wanden kan bij aansluitingen van een dijk op een kunstwerk versterkte golfaanval optreden. Dit vereist speciale aandacht bij het dimensioneren van de overgangsconstructies waarmee de taludbekledingen op het kunstwerk worden aangesloten. En ook zettingsverschillen tussen dijk en kunstwerk moeten door de bekleding kunnen worden opgevangen.

Aansluiting van dijk op hoge gronden

In principe gelden voor de aansluiting van een dijk op hoge gronden dezelfde regels als voor de overgang van een dijk naar een duin. Een verschil hierbij kan de samenstelling van de hoge gronden zijn, die vaker bestaan uit goed erosiebestendig materiaal. Als er geen ruimte is voor een afslagprofiel, of als een afslagprofiel niet gewenst is, moeten de aan de dijk aansluitende waterkerende taluds erosiebestendig worden uitgevoerd. Bij bandijken, die in normale toestand geen water keren, gaat het grondlichaam van de dijk meestal gewoon over in ‘de berg zand’ waardoor de hoge gronden zijn gevormd. In Figuur 2 staat als voorbeeld de aansluiting van de bandijk langs de Neder-Rijn aan de Grebbeberg.

Er moet rekening worden gehouden met de mogelijkheid dat bij (voorziene) peilstijgingen de aansluiting verder richting de hoge gronden verschuift, zie de memo [Handelingsperspectief hoge gronden en waterveiligheid, 2017].



Figuur 2 Voorbeeld van een aansluiting van dijk op hoge gronden.

Versie 1.0: 2 juli 2025

Literatuurverwijzingen

Calle, E.O.F. *Dijkdoorbraakprocessen*. GeoDelft, rapport 720201/39, maart 2002.

Van Esch, J.M. *Tijdsafhankelijke stabiliteit dijken : eindrapport.* Grondmechanica Delft, rapport CO-347950/13, november 1994.

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.

Blinde, J., C. Bisschop, M. de Visser en R. Jongejan. *Factsheet Afweging ter bepaling glijvlak voor faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts.* Kennisplatform Risicobenadering (KPR), december 2018.

De Visser, M., R. Jongejan, C. Bisschop en J. Tigchelaar. *Factsheet Werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag ; Versie 2.* Kennisplatform Risicobenadering (KPR), maart 2018.

Bisschop, C., Van Bree, B., Rijneveld, B., en De Visser, M. Rode draad nr. 4 – Falen van bekleding op binnentalud. Adviesteam Dijkontwerp. 24 december 2021.

Rode draad # 8: Aanbevelingen bij toepassing KPR-factsheet Werkwijze Macrostabiliteit bij overslag, Adviesteam Dijkontwerp. 1 september 2024.

Blinde, J., C. Bisschop, M. de Visser en R. Jongejan. *Factsheet Afweging ter bepaling glijvlak voor faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts.* Kennisplatform Risicobenadering (KPR), december 2018.

De Visser, M., R. Jongejan, C. Bisschop en J. Tigchelaar. *Factsheet Werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag ; Versie 2*. Kennisplatform Risicobenadering (KPR), maart 2018.

Rode draad # 8: Aanbevelingen bij toepassing KPR-factsheet Werkwijze Macrostabiliteit bij overslag. Adviesteam Dijkontwerp. 1 september 2024.

Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken : Deel 1 - Bovenrivierengebied. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), september 1985.

Blinde, J. en C. Bisschop.*Afweging ter bepaling glijvlak voor faalmechanisme Macrostabiliteit Binnenwaarts*. Kennisplatform Risicobenadering, Factsheet. KPR, Nieuwegein, 20 december 2018.

Blinde, J., C. Bisschop, M. de Visser en R. Jongejan. *Factsheet Afweging ter bepaling glijvlak voor faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts.* Kennisplatform Risicobenadering (KPR), december 2018.

Calle, E.O.F. *Dijkdoorbraakprocessen*. GeoDelft, rapport 720201/39, maart 2002.

Van Hoven, A., E.J. den Haan en A.P.C. Rozing. *Residual dike strength after macro-instability ; Version 2 ; WTI 2017*. Deltares, rapport 1207811-013-HYE-0001-gbh, april 2014.

Van Hoven, A. en M.A. Van. *Theorieontwikkeling rondom opdrijven : Validatie MLift onder MStab versie 8.0 ;*

Versie 1 definitief. GeoDelft, rapport SE-52029/2, februari 2000.

_____

Druk op de dijken 1995 : De toestand van de rivierdijken tijdens het hoogwater van januari-februari 1995 ; 2e druk. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), augustus 1996.

_____

Calle, E.O.F. *Dijkdoorbraakprocessen*. GeoDelft, rapport 720201/39, maart 2002.

_____

Tekst letterlijk overgenomen uit:

Kok, M., R.B. Jongejan, M.W.C. Nieuwjaar en I.C. Tánczos. *Grondslagen voor hoogwaterbescherming ; Tweede herziene druk*. Expertise Netwerk Waterveiligheid (ENW), november 2017.

_____

Tekst letterlijk overgenomen uit:

Kok, M., R.B. Jongejan, M.W.C. Nieuwjaar en I.C. Tánczos. *Grondslagen voor hoogwaterbescherming ; Tweede herziene druk*. Expertise Netwerk Waterveiligheid (ENW), november 2017.

_____

Tekst letterlijk overgenomen uit:

Kok, M., R.B. Jongejan, M.W.C. Nieuwjaar en I.C. Tánczos. *Grondslagen voor hoogwaterbescherming ; Tweede herziene druk*. Expertise Netwerk Waterveiligheid (ENW), november 2017.

_____

Tekst letterlijk overgenomen uit:

Kok, M., R.B. Jongejan, M.W.C. Nieuwjaar en I.C. Tánczos. *Grondslagen voor hoogwaterbescherming ; Tweede herziene druk*. Expertise Netwerk Waterveiligheid (ENW), november 2017.

_____

Schweckendiek, T., M. van der Krogt, B. Rijneveld en A.M. Teixeira. *Handreiking faalkansanalyse macrostabiliteit : Groene versie ; Versie 3*. Deltares, rapport 11200575-016-GEO-0005, oktober 2017.

Rijkswaterstaat: WBI2017 Code calibration: Reliability-based code calibration and semi-probabilistic assessment rules for the WBI2017, 24 June 2017

_____

Handreiking ontwerpen met overstromingskansen : Veiligheidsfactoren en belastingen bij nieuwe overstromingskansnormen. Rijkswaterstaat (RWS WVL), januari 2017.

_____

Handreiking ontwerpen met overstromingskansen : Veiligheidsfactoren en belastingen bij nieuwe overstromingskansnormen. Rijkswaterstaat (RWS WVL), januari 2017.

POVM Eindige-elementenmethode : Een publicatie van de POV Macrostabiliteit. Projectoverstijgende verkenning macrostabiliteit, maart 2020.

Schweckendiek, T., M. van der Krogt, B. Rijneveld en A.M. Teixeira. *Handreiking faalkansanalyse macrostabiliteit : Groene versie ; Versie 3*. Deltares, rapport 11200575-016-GEO-0005, oktober 2017.

Van Duinen, T.A. *Modelonzekerheidsfactoren Spencer-Van der Meij model en ongedraineerde schuifsterkte ;*

Programma WTI 2017, cluster Stabiliteit. Deltares, rapport 1207808-001-GEO-0006, september 2015.

POVM Eindige-elementenmethode : Een publicatie van de POV Macrostabiliteit. Projectoverstijgende verkenning macrostabiliteit, maart 2020.

Kanning, W., Teixeira, A., Van der Krogt, M., Rippi, K., *Derivation of the semi-probabilistic safety assessment rule for inner slope stability*. Deltares rapport 1230086-009-GEO-0030, 28 April 2017.

POVM-publicatie langsconstructies (PPL), POV Macrostabiliteit, 2020.

Calle, E.O.F. *SBW TR Grondonderzoek : Activiteit 5: Achtergrondrapport TRGS.* Deltares, rapport 1001411-009-GEO-002, maart 2010.

Calle, E.O.F., G.A.M. Kruse, M.T. van der Meer, W.R. Halter en B.M. Effing. *Schematiseren geotechnische faalmechanismen bij dijken : SBW Faalmechanismen TR Grondonderzoek; Activiteit 2*. Deltares, rapport 1001411-004-GEO-0001, juli 2009.

Stappenplan schematiseringsfactor. Arcadis, rapport 074497336:0.2, C03011.000049, februari 2010.

Adviesteam Dijkontwerp, Rode draad # 8: Aanbevelingen bij toepassing KPR-factsheet Werkwijze Macrostabiliteit bij overslag, 1 september 2024.

Calle, E.O.F. *Optimalisatie grondonderzoek vraagt heldere kansenanalyse*. Land en water (42), 36-39, november 2002.

Rekenblokje schematiseringsfactoren Macrostab CSSM 2017.

Handreiking ontwerpen met overstromingskansen : Veiligheidsfactoren en belastingen bij nieuwe overstromingskansnormen. Rijkswaterstaat (RWS WVL), januari 2017.

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.

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.

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.

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

Van der Meer et al. Technisch *Rapport Waterspanningen bij Dijken*. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen. ISBN 90-369-5563-3. Delft, september 2004, bijlage 2 (uitgewerkte casus).

Literatuur

Van der Meer et al. Technisch *Rapport Waterspanningen bij Dijken.* Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen. ISBN 90-369-5563-3. Delft, september 2004, bijlage 2 (uitgewerkte casus).

Literatuur

Senhorst, H. *Vier quickwins grond en klei. Optimalisaties voor dijkversterkingen*. Rijkswaterstaat HWBP-2, rapport. April 2018.

Rozing, A.P.C. *Richtlijn/aanbeveling stationair en niet-stationair rekenen (grondwaterstroming) bij Dijkversterking volgens HWBP*. Deltares, memo 1203849-032-GEO-0002. Delft, mei 2012.

Literatuur

Rozing, A.P.C. *Onzekerheden Waterspanningen in WTI 2017*. Deltares, memo 1220083-004-GEO-0003 d.d. 22 december 2015. Delft, 2015.

Schoofs, S. en T.A. van Duinen. *Indringing van waterspanningen in samendrukbare grondpakketten.* Geotechniek 10 no. 1, p40, januari 2006.

Literatuur

Handreiking ontwerpen met overstromingskansen, Veiligheidsfactoren en belastingen bij nieuwe overstromingskans-normen. RWS, rapport OI2014v4, februari 2017.

M. de Visser, R. Jongejan, KPR Factsheet werkwijze macrostabiliteit i.c.m.golfoverslag OI2014v4. KPR, 2018.

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.

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.

Literatuurlijst

Literatuur

Hooghoudt, B. *Algemene beschouwing van het probleem van de detailontwatering en de infiltratie door middel van parallel loopende drains, greppels, slooten en kanalen. No. 7 in de serie: Bijdragen tot de kennis van eenige natuurkundige grootheden van den grond* Bodemkundig Instituut te Groningen. Rijksuitgeverij Dienst van de Nederlandse Staatscourant, Algemeene Landsdrukkerij, 's-Gravenhage, 1940.

Dupuit.Dunod, J. *Etudes Théoriques et Pratiques sur le mouvement des Eaux dans les canaux découverts et à travers les terrains perméables (Second ed.)*, Paris, 1863.

Literatuur

Meij, R van der. D-Stability, *Slope stability software for soft soil engineering, User Manual, Installation manual - Tutorial - Scientific background - Reliability background.* . Deltares, Delft.

Literatuur

Rozing, A. Onzekerheden *Waterspanningen in WTI 2017*. Deltares, memo 1220083-004-GEO-0003 d.d. 22 december 2015. Delft, 2015.

Rozing, A. *Veilige schatting waterspanningen / Achtergrondenrapport LTV*. GeoDelft rapport CO-401320-9. Delft, oktober 2001.

Duinen, T.A. van et al. *Grondwaterstand in kleidijken*. GeoDelft rapport CO-390110-0039. Delft, juli 2004.

Literatuur

Hoven, A van. Handreiking Toetsen Grasbekledingen op Dijken t.b.v. het opstellen van het beheerdersoordeel (BO) in de verlengde derde toetsronde. Rijkswaterstaat, 25 oktober 2012.

De Visser, M. et al. *Werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag, OI2014v4*. Kennisplatform Risicobenadering, Factsheet versie 2. KPR, Nieuwegein, 8 maart 2018.

Meer, J.W. van der. Technisch *Rapport Golfoploop en Golfoverslag bij Dijken,* Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Delft, mei 2002.

Projectgroep TAW-B6. *Technisch Rapport Klei voor Dijken.* Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen. Delft, mei 1996.

Kruse, G.A.M. *Studie voor richtlijnen klei op dijktaluds in het rivierengebied,* Deltares, rapport nummer 1202512-000-GEO-0002, versie 3. Delft, juli 2010.

Achtergrondrapport Ontwerpinstrumentarium 2014. Behorende bij Handreiking Ontwerpen met Overstromingskansen (OI2014v4). Rijkswaterstaat 2016b (Brondocument, Bijlage D, 2016).

Hoven, A. van. *Schematisering freatisch vlak bij golfoverslag*. Memo Deltares 1230090-020-DEO-0008, augustus 2016 (Brondocument).

Literatuur

Swart, C. *Onderzoek naar effecten van extreme neerslag op waterspanningen in een dijk.* Geodelft, rapport CO-280000/25, Delft, maart 1990.

Literatuur

Duinen, A.T. van. *Schematisering waterspanningen in WTI 2017 (Ringtoets).* Deltares, Memo 1209434-012-GEO-0002. Delft, 11 maart 2014.

Rozing, A. Onzekerheden *Waterspanningen in WTI 2017*. Deltares, Memo 1220083-004-GEO-0003. Delft, december 2015.

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.

The Rock Manual : The use of rock in hydraulic engineering ; Second edition. CIRIA, 2007.

De Jong, J., F. Diermanse, A. Becker, A. van der Meer en A. Teixeira. *Effect ijsvorming op de overstromingskans ; KPP Rivierkunde*. Deltares, rapport 11205234-002-ZWS-0002, april 2021.

Leidraad kunstwerken. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW) en Rijkswaterstaat (RWS DWW), rapport DWW-2003-059, mei 2003.

Schropp, M.H.I. *Rivierverruiming en ijs*. Rijkswaterstaat (RWS RIZA), memo WRR 2007-01, februari 2007.

Handreiking constructief ontwerpen : Onderzoek en berekening naar het constructief ontwerp van de dijkversterking. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), april 1994.

Jongejan, R.B., B. van Bree, H.K. Knoeff, M. de Visser en J. Blinde. *Factsheet Verkeersbelasting en macrostabiliteit ; Versie 2*. Kennisplatform Risicobenadering (KPR), juli 2016.

Beersma, J., H. Hakvoort, R. Jilderda, A. Overeem en R. Versteeg. *Neerslagstatistiek en -reeksen voor het waterbeheer 2019*. Stichting Toegepast Onderzoek Waterbeheer (STOWA), rapport 2019-19, 2019.

Literatuur

Verheij, H.J. et al. *Invloed van aardbevingen op overstromingsrisico's*. Rapport Q3177, WL|Delft Hydraulics in samenwerking met TNO-NITG, KNMI en Geodelft. Delft, 2002.

Hijma, M.P. en H. Kooi. *Bodemdaling in het kustfundament en de getijdenbekkens (deel 2) : Een update, case IJmuiden en kwantificering*. Deltares, rapport 11202190-001-ZKS-0001, december 2018.

Literatuur

Actueel hoogtebestand Nederland. Programmasecretariaat AHN, Amersfoort (benaderd 9 december 2020).

Tigchelaar, J., Jongejan, R., Bisschop, C. (2017). Factsheet KPR vakgrootte. Kennisplatform Risicobenadering. 13-07-2017.

Literatuur

Actueel hoogtebestand Nederland. Programmasecretariaat AHN, Amersfoort (benaderd 9 december 2020).

Literatuur

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.

Ministerie van Infrastructuur en Milieu. De *methode van VNK2 nader verklaard. De technische achtergronden*. Veiligheid Nederland in Kaart 2, Document HB 1267988. Projectbureau VNK2, maart 2011.

Tigchelaar, J. et al. *Factsheet KPR vakgrootte* Kennisplatform Risicobenadering. Factsheet versie 2. KPR, Nieuwegein, 13 juli 2017.

Erkens, G. et al. Dijken op Veen II. Deltares, rapport 1208254-013-GEO- 0001, 2013.

Cases aard en omvang terrein- en laboratoriumonderzoek. CUR, rapport C68. Gouda, 1991.

Technisch rapport waterkerende grondconstructies : Geotechnische aspecten van dijken, dammen en boezemkaden. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), juni 2001.

Literatuurlijst

Technisch rapport waterkerende grondconstructies : geotechnische aspecten van dijken, dammen en boezemkaden

TR-15 (wur.nl), Technisch Rapport TAW, Zandmeevoerende Wellen

---

Literatuur

Data en Informatie van de Nederlandse Ondergrond, DINO. TNO, Geologische Dienst Nederland.

Basisregistratie Ondergrond, BRO. Ministerie van Binnenlandse Zaken en Koninkrijksrelaties.

Halter, W., I. Groenouwe, M. Tonneijck en K. D'Angremond. *Handboek Dijkenbouw; Uitvoering versterking en nieuwbouw*. Rijkswaterstaat, Hoogwaterbeschermingsprogramma, Dijkwerkers. Utrecht, september 2018.

Literatuur

Calle, E.O.F. en M.T. van der Meer. *Probabilisme in de Geotechniek* (Studie i.o.v. Rijkswaterstaat DWW met diverse rapportages van GeoDelft en Fugro - Onderdeel Ruimtelijke variabiliteit, Fase AIII) Grondmechanica Delft, rapport CO-361410/95, Delft, december 1997.

Calle, E.O.F. *Optimalisatie Grondonderzoek vraagt heldere Kansenanalyse*. Artikel in Tijdschrift Land en Water, nr. 42, pagina 36, 37 en 39. BDUvakmedia, Barneveld, november 2002.

Koelewijn, A.R.. *The practical values of slope stability models,* Learned and Applied, Soil Mechanics out of Delft (Eds. Barends & Steijger), A.A. Balkema Publishers, ISBN 90 5808 357 3, Rotterdam, 2002.

Vrouwenvelder, A.C.W.M. en E.O.F. Calle. Measuring Spatial Correlation of Soil Properties. Delft Heron, no 4, jaargang 2003, Uitgave TNO-Bouw en TU-Delft, 2003.

Kroon, Inger B. en Marc A. Maes, *Framework for Risk Assessment and Evaluation. Discussion paper submitted to the Joint Committee on Structural Safety*. (meeting Madrid 2004, 2nd draft March 2004). Maart 2004.

Stoop, J.D. et al. *Technisch Rapport Actuele sterkte van dijken*. Expertise Netwerk Waterveiligheid, ENW.

Delft, maart 2009.

Literatuur

Geotechnisch onderzoek en beproeving – Veldproeven – Deel 1: Elektrische sondering. Nederlands Normalisatie Instituut. NEN-EN-ISO 22476-1. (2013).

Geotechniek - Bepaling van de conusweerstand en de plaatselijke wrijvingsweerstand van grond - Elektrische sondeermethode. NEN 5140. Ingetrokken sinds 30-01-2013. 1996.

Stoevelaar, R. en T.A. van Duinen. *Protocol sonderen voor s_u-bepaling*. Deltares (in samenwerking met sector-partijen), rapportnummer 1220083-010-GEO-0006. Delft, juni 2016.

Literatuur

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.

Kruse, G.A.M. en M.P. Hijma *Handleiding lokaal schematiseren met WTI-SOS* Deltares rapport 1209432-004-GEO-0002, Delft, december 2015.

Literatuur

Kruse, G. en M.P. Hijma *Handleiding lokaal schematiseren met WTI-SOS*. Deltares rapport 1209432-004-GEO-0002. Delft, december 2015.

Basisregistratie Ondergrond: BRO. Ministerie van Binnenlandse Zaken en Koninkrijksrelaties. https://basisregistratieondergrond.nl/.

Data en Informatie van de Nederlandse Ondergrond, DINO. TNO, www.dinoloket.nl.

Calle, E.O.F. *Optimalisatie Grondonderzoek vraagt heldere Kansenanalyse*. Artikel in Tijdschrift Land en Water, nr. 42, pagina 36, 37 en 39. BDUvakmedia, Barneveld, november 2002.

Literatuur

Schofield, A.N. and C.P. Wroth. Critical State Soil Mechanics. McGraw Hill, Maidenhead. 1968.

Ladd, C.C. and R. Foott. *New design procedure for stability of soft clays*. Journal Geotechnical Engineering Div., 100(GT7), pages: 763-786. 1974.

Duinen, T.A. van, G. Greeuw, E.J. den Haan, J.A.M. Teunissen, G. de Vries en E.O.F. Calle. *Grensverleggend onderzoek macrostabiliteit bij opdrijven - Fase 2.C*. Deltares rapportnummer 419230-0040 v02. September 2008.

Literatuur

Dekker, J. *Dijkverbetering Alblasserwaard – Op weg naar uitgekiender ontwerpen*. I2-Bouwkunde en Civiele Techniek (serie van vijf artikelen met dezelfde titel, die zijn gepubliceerd in de jaren 1986 – 1988).

Duinen, T.A. van. *SBW Werkelijke sterkte van dijken - validatie WS15: Synthese resultaten stabiliteitsanalyses onderzoekslocaties. Deltares. Rapport 1202121-003-GEO-0022, Versie 1, 7. Delft, september 2010.*

Lindenberg, J. e.a.*Evaluatie rapport praktijkproef Bergambacht. GeoDelft. Rapportnummer 710301/334. Delft, juni*

2002.
Koelewijn, A.R. e.a. *Macrostabiliteitsdijk IJkdijk, Deel 6: Meetverslag* Deltares rapport 420612-0038, Versie 3 (concept). Delft, november, 2008.

Duinen, T.A. van. *SBW Werkelijke sterkte van dijken - validatie WS15: Synthese resultaten stabiliteitsanalyses onderzoekslocaties*. Deltares. Rapport 1202121-003-GEO-0022, Versie 1, 7. Delft, september 2010.

Duinen, T.A. van. *Back analyses of dikes that withstand a high water level*. Deltares memo 1206015-000-GEO-0006, opgenomen als bijlage bij *SBW Slope stability - Obtaining strength parameters from penetration tests*. Delft, 18 March 2013.

Literatuur

Teunissen, H. *Wrijving in sterkteberekeningen* Tijdschrift Geotechniek, jaargang 20, nr. 3, pag. 8-13. Uitgeverij Educom, Rotterdam, juli 2016.

Literatuur

Ladd, C.C. Stability evaluation during staged construction (22nd Terzaghi Lecture) Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, Issue 4, pages 540-615. ASCE, Reston, 1991.

Literatuur

Greeuw, G., Essen, H.M. van en Duinen, T.A. van. *Protocol laboratoriumproeven voor grondonderzoek aan waterkeringen*. Deltares rapport 1230090-019-GEO-0002, Versie 03: definitief. Delft, 25 mei 2016.

Literatuur

Beurskens, P. en C. Bisschop. *Omgang met grensspanning in het ontwerp*. Kennisplatform Risicobenadering. Factsheet KPR d.d. 23-01-2018 (brondocument).

Beurskens, P. en C. Bisschop. Factsheet Omgang met grensspanning in het ontwerp ; Versie 2. Kennisplatform Risicobenadering (KPR), januari 2018.

Construeren met grond. CROW-CUR rapport 162, 2022.

D-Settlement user manual ; Version 21.2. Deltares, 2021.

Den Haan, E.J. *Vertical compression of soils*. Technische Universiteit Delft, doctoral thesis, 1994. (a)

Den Haan, E.J. *Stress-independent parameters for primary and secondary compression*. 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, Vol. 1, 65-70, 1994. (b)

Den Haan, E.J. *De intrinsieke tijd in het isotachenmodel*. Geotechniek 12 (1) januari, 34-38, 2008.

Ladd, C.C. *Stability evaluation during staged construction*. Journal of Geotechnical Engineering 117 (4) 540-615, 1991.

Van Duinen, T.A. en Th. Stoutjesdijk. *DIV Toename sterkte in de tijd : Veld-, laboratoriumonderzoek en eerste analyse ; Versie 2.0.* Deltares, rapport 11209373-002-GEO-0004, april 2024.

Visschedijk, M.A.T. *Isotachen berekeningen op een sigarendoosje*. Geotechniek 14 (3), juli, 30-33, 2010.

Literatuur

Greeuw, G. *SBW Werkelijke Sterkte, onderdeel Sterkte bij lage spanningen– 02foutenanalyse*. Deltares rapport 1001463-000-GEO-0001, Versie 2. Delft, 18 maart 2009.

Krogt, M.G. van der, T. Schweckendiek & M. Kok *Uncertainty in spatial average undrained shear strength with a site-specific transformation model*. Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards, 1-11. 2018.

Peuchen, J. & J. Terwindt. *Introduction to CPT accuracy* International symposium on cone penetration testing (CPT14, Las Vegas). Proceedings Vol. 3, pp. 12-14. May 2014.

Geotechnisch onderzoek en beproeving – Veldproeven – Deel 1: Elektrische sondering. Nederlands Normalisatie Instituut. NEN-EN-ISO 22476-1. (2013).

Literatuur

Robertson, P.K. en J.K. Mitchell. *Interpretation of in-situ tests –some insights* Lecture, Proceedings of International Conference on Site Characterization (ICS-4) Brazil. September 2012.

Mayne, P.W. *Cone Penetration Testing, Synthesis of Highway Practice*. National Cooperative Highway Research Program NCHRP Project 20-05. Topic 37-14. Transportation Research Board, National Academic Press, Washington D.C., 2007.

Duinen, T.A. van. *SBW Slope stability - Obtaining strength parameters from penetration tests*. Deltares report 1206015-001-GEO-0005, Version 2, final. Delft, 21 March 2013.

Zwanenburg, C. *Dijken op Veen - analyse veldproeven*. Deltares, rapport 1203768-012-GEO-0004, Versie 3. Delft, 31 juli 2012.

Geotechnisch onderzoek en beproeving – Veldproeven – Deel 1: Elektrische sondering. Nederlands Normalisatie Instituut. NEN-EN-ISO 22476-1. (2013).

Literatuur

Duinen, T.A. van en W. Kanning. *Variability of the cone penetration resistance* Deltares, report 11202225-005-GEO-0013, Version 1.0, final. Delft, January 12, 2019.

Firouzianbandpey, S., L.B. Ibsen, D.V. Griffiths, M.J. Vahdatirad, L.V. Andersen & J.D. Sørensen.*Effect of Spatial Correlation Length on the Interpretation of Normalized CPT Data Using a Kriging Approach*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Volume 141 Issue 12. December 2015.

Vanmarcke, E.H. *Probabilistic Modelling of Soil Profiles*. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division 103 (11): 1227-1246. 1977.

Literatuur

Geotechnisch onderzoek en beproeving – Veldproeven – Deel 1: Elektrische sondering. Nederlands Normalisatie Instituut. NEN-EN-ISO 22476-1. (2013).

Literatuur

Ponzoni, E., A. Nocilla, M. R. Coop and F. Colleselli. *Identification and quantification of transitional modes of*

behaviour in sediments of Venice lagoon. Géotechnique 64, No. 9, 694–708 [http://dx.doi.org/10.1680/geot.13.P.166]. 2014.
Transitional behaviour in sands with plastic and non-plastic fines . B. Shipton and M.R. Coop. Soils and Foundations, Volume 55(1): pages 1–16. Publisher: Elsevier, 2015.

Literatuur

Ladd, C.C. *Stability evaluation during staged construction* (22nd Terzaghi Lecture). Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, Issue 4), pages 540-615. ASCE, Reston, April 1991.

Jardine, R.J. *Stability and Instability: soft clay embankment foundations and offshore continental slopes.* Keynote paper on International Symposium on Coastal Geotechnical Engineering in Practice. Yokohama 2000. Volume 2, pp 99-118. Balkema, Rotterdam 2002.

Ladd, C.C. and D.J. DeGroot. *Recommended Practice for Soft Ground Site Characterization*: Arthur Casagrande Lecture. 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. MIT, Cambridge USA, June 22 – 25, 2003. April 10, 2003. Revised: May 9, 2004.

Greeuw, G., H.M. van Essen en T.A. van Duinen. *Protocol laboratoriumproeven voor grondonderzoek aan waterkeringen*. Deltares rapport 1230090-019-GEO-0002, Versie 03: definitief. Delft, 25 mei 2016.

Zdravkoviv,, L.. and R.J. Jardine. *The effect on anisotropy of rotating the principal stress axes during consolidation*. Géotechnique, Volume 51 Issue 1, pp. 69-83. February 2001.

Van Duinen, T.A. Handelingsperspectief schuifsterkte onverzadigde zone. Hoogwaterbeschermingsprogramma De Innovatieversneller, Deltares, rapport 11207253-002-GEO-0002, december 2021.

Literatuur

Construeren met grond. Grondconstructies op en in weinig draagkrachtige en sterk samendrukbare ondergrond. CROW. CUR publicatie no. 162, 1 april 2022.

Achtergronden bij numerieke modellering van geotechnische constructies deel 1. CUR-publicatie 178, Gouda, 1995.

Achtergronden bij numerieke modellering van geotechnische constructies deel 2. CUR-publicatie 191, Gouda, 1997.

Literatuur

Begemann, H.K. *The Friction Jacket Cone as an Aide in Determining the Soil Profile.* Proc. 6th. Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Montreal. Vol. 1, pp. 17-20. 1965.

Houlsby, G. T. & Teh, C. I.. *Analysis of the Piezocone in Clay, Penetration Testing, Vol. 2*, Balkema, Rotterdam, pp. 777-783. 1988.

Mayne, P. W. *Cone penetration testing (Vol. 368*). Transportation Research Board. 2007.

Schneider, J.A., M.F. Randolph, P.W. Mayne and N.R. Ramsey*Analysis of factors influencing soil classification using normalized piezocone tip resistance and pore pressureparameters.* Journal Geotechnical and Geoenvironmental Eng. 134 (11): 1569-1586. 2008.

Been, K., Jefferies, M.G. *Towards systematic CPT interpretation*. In Proceedings of the Wroth Symposium, Oxford, U.K. pp. 44–55. 1992.

Literatuur

Haan, E.J. den. *Het a, b, c-isotachenmodel:Hoeksteen van een nieuwe aanpak van zettingsberekeningen*. Tijdschrift Geotechniek 4-2003 pag 28-35. Uitgeverij Educom, Rotterdam, 2003.

Haan, E.J. den, H.M. van Essen, M.A.T. Visschedijk, en J. Maccabiani. *Isotachenmodellen: Help, hoe kom ik aan de parameters?*Tijdschrift Geotechniek 1-2004 pag 62-69. Uitgeverij Educom, Rotterdam, 2004.

Construeren met grond. Grondconstructies op en in weinig draagkrachtige en sterk samendrukbare ondergrond. CROW. CUR publicatie no. 162, 1 april 2022.

Literatuur

Kruse, G. en M.P. Hijma. *Handleiding lokaal schematiseren met WTI-SOS, WTI-2017*. Deltares rapport 1209432-004-GEO-0002, Delft, december 2015.

Literatuur

Calle, E.O.F. en T.A. van Duinen. *Bepaling karakteristieke waarden schuifsterkte parameters*. Deltares, memo 1220132-0030-GEO-0002 d.d. 24 februari 2016.

Duinen, T.A. van. Handreiking voor het bepalen van schuifsterkte parameters, WTI 2017 Toetsregels Stabiliteit. Deltares, rapport 1209434-003-GEO-0002 Delft, december 2014.

Esch, J.M. van. *Statistische verwerking van cel- en triaxiaalproeven*. GeoDelft, rapport SE-50676.001. Delft, februari 1997.

Literatuur

Calle, E.O.F. en M.T. van der Meer. *Probabilisme in de Geotechniek*. (Studie i.o.v. Rijkswaterstaat DWW met diverse rapportages van GeoDelft en Fugro - Onderdeel Ruimtelijke variabiliteit, Fase AIII) Grondmechanica Delft, rapport CO-361410/95, Delft, december 1997.

TAW. *Leidraadvoor het ontwerpen van rivierdijken deel 2 – benedenrivierengebied*. TAW. 's-Gravenhage, september 1989.

Esch, J.M. van. *Statistische verwerking van cel- en triaxiaalproeven*. Rapport GeoDelft, rapport SE-50676. Delft, februari 1997.

Bishop, A.W. *The use of the slip circle in the stability analysis of slopes*. Geotechnique 5(1), 7-17, maart 1955.

Websites D-Stability Iplo en D-Stability Deltares.

D-Stability op Iplo-website.

D-Stability op Deltares-website.

D-Stability op Deltares-website.

Van, M.A. A New Approach for Uplift induced Slope Failure ; in Proceedings 15th. International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul 2001. Volume 3, pp. 2285-2288. Rotterdam, Balkema, 2001.

_____

D-Stability op Deltares-website.

Construeren met grond. Grondconstructies op en in weinig draagkrachtige en sterk samendrukbare ondergrond. CROW. CUR publicatie no. 162, 1 april 2022.

Van der Meij, R. *Handleiding bij methode Spencer-Van der Meij : Macrostabiliteit in DGeoStability*. Deltares, rapport 1209607-000-GEO-0004, mei 2014.

_____

D-Stability op website Deltares.

Pasik, T. en R. van der Meij. *Locating critical circular an unconstrained failure surface in slope stability analysis with tailored genetic algorithm*. Studia Geotechnica et Mechanica 39(4), 87-98, december 2017.

Van der Meij, R. *Handleiding bij methode Spencer-Van der Meij : Macrostabiliteit in DGeoStability*. Deltares, rapport 1209607-000-GEO-0004, mei 2014.

Meij, R. van der, en J.P. Kwekkeboom *Decreasing Computational Cost of a Slope Stability Analysis by Differential Evolution Accelerated Particle Swarm Optimization*. The seventh international conference on structural engineering, mechanics and computation, Cape Town, South Africa, 2019.

Meij, R. van der, en J.B. Sellmeijer *A Genetic Algorithm for Solving Slope Stability Problems: from Bishop to a Free Slip Plane*. 7th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE), Trondheim. Balkema, Rotterdam, 2010.

Marquardt, Donald W. *An Algorithm for Least-Squares Estimation of Nonlinear Parameters*. Journal of the Society for Industrial and Applied Mathematics, Volume 11, Issue 2, pages 431–441. SIAM, Philadelphia, 1963.

_____

Van Hoven, A. en M.A. Van. *Theorieontwikkeling rondom opdrijven : Validatie MLift onder MStab versie 8.0 ; Versie 1 definitief*. GeoDelft, rapport SE-52029/2, februari 2000.

_____

Halter, W., I. Groenouwe, M. Tonneijck en K. D'Angremond. *Handboek Dijkenbouw; Uitvoering versterking en nieuwbouw.* Rijkswaterstaat, Hoogwaterbeschermingsprogramma, Dijkwerkers. Utrecht, september 2018.

_____

Construeren met grond. Grondconstructies op en in weinig draagkrachtige en sterk samendrukbare ondergrond. CROW. CUR publicatie no. 162, 1 april 2022.

Leidraad zee- en meerdijken. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW). 1999.

Handreiking Uitvoeringsstabiliteit tijdens dijkversterkingen. HWBP De Innovatieversneller. Kenmerk 6423-238704-R01. 16 februari 2024.

_____

Literatuur

Construeren met grond. *Grondconstructies op en in weinig draagkrachtige en sterk samendrukbare ondergrond*. CROW. CUR-publicatie no. 162, 1 april 2022.

Halter, W., I. Groenouwe, M. Tonneijck en K. D'Angremond. *Handboek Dijkenbouw; Uitvoering versterking en nieuwbouw.* Rijkswaterstaat, Hoogwaterbeschermingsprogramma, Dijkwerkers. Utrecht, september 2018.

Literatuur

Meurs, G.A.M. van, en G.A.M. Kruse. *Update inzichten in gebruik van klei voor ontwerp en uitvoering van dijkversterking; Aanbevelingen voor ontwerp en uitvoering*. Deltares rapport 1220633-000-GEO-0012-v2. Januari 2017.

Standaard RAW-bepalingen. CROW. Ede, standaard RAW-bepalingen 2020, wijziging september 2021 of recentere versie.

Vier quick wins grond en klei; Optimalisaties voor dijkversterkingen. Rijkswaterstaat, Hoogwaterbeschermingsprogramma-2, 17 april 2018.

Literatuur

Standaard RAW-bepalingen. CROW. Ede. Standaard RAW-bepalingen 2020, wijziging september 2021 of recentere versie.

Vier quick wins grond en klei; Optimalisaties voor dijkversterkingen. Rijkswaterstaat, Hoogwaterbeschermingsprogramma-2, april 2018.

Halter, W., I. Groenouwe, M. Tonneijck en K. D'Angremond. *Handboek Dijkenbouw; Uitvoering versterking en nieuwbouw.* Rijkswaterstaat, Hoogwaterbeschermingsprogramma, Dijkwerkers. Utrecht, september 2018.

Anema, F.D. *Onderhoud van drainageconstructies in waterkeringen : Compendium*. STOWA, rapport 2000-18, april 2000.

Wiki Noodmaatregelen Waterkeringen.

Handelingsperspectief hoge gronden en waterveiligheid ; Memo. Ministerie van Infrastructuur en Milieu, augustus 2017.

Leidraad waterkerende kunstwerken en bijzondere constructies. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), juni 1997.

Technisch rapport zandmeevoerende wellen. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), rapport TAW99-26, maart 1999.
