

Memo

Aan
Rijkswaterstaat Water, Verkeer en Leefomgeving

Datum	Kenmerk	Aantal pagina's
22 december 2015	1220083-004-GEO-0003-	37
Van	Doorkiesnummer	E-mail
Arno Rozing	+31(0)88335 7454	arno.rozing@deltares.nl

Onderwerp
Onzekerheden Waterspanningen in WTI 2017

Inhoud

1 Inleiding	2
2 Probleemstelling	2
3 Doel	3
4 Bepaling onzekerheden van (de parameters die) de waterspanningen bepalen	3
4.1 Algemeen	3
4.2 Gebruikte informatie	5
4.3 Uitwerking	5
4.3.1. Freatische lijn	7
4.3.2. Stijghoogte in watervoerende zandlaag	11
4.3.3. Indringingslengte	15
5 Conclusies en aanbevelingen	17
6 Referenties	20

Bijlage A: Bepaling veilige hoogte freatisch vlak

Bijlage B: Bepaling onzekerheden Leklengten

Bijlage C: bespreking resultaten rapport 'Toetsregel stabiliteit - validation groundwater flow simulator Dg Flow'

1 Inleiding

Voor het toetsen van macrostabiliteit van dijken is het schematiseren van de waterspanningen erg belangrijk. De grootte van de waterspanningen en de fluctuaties daarin zijn gerelateerd aan de buitenwaterstand en eventueel neerslag. De waterspanningen vormen in wezen de feitelijke belasting op en/of in het waterkerende grondlichaam. Onzekerheid in de waterspanningen is daarmee ook belangrijk en bepaalt mede de mate van macrostabiliteit.

Binnen WTI 2017 worden software modules gemaakt waarmee de waterspanningen en de onzekerheid daarvan kunnen worden geschematiseerd. Dit dient voor zowel toetslaag 2a als voor toetslaag 2b beschikbaar te zijn. Voor Toetslaag 2A (semi-probabilistisch) is de manier van schematiseren uitgewerkt in de memo 'Schematisering waterspanningen in WTI 2017 (Ringtoets)' [1]. Voor probabilistische berekeningen (Toetslaag 2B) dient echter ook een methodiek beschikbaar te komen. Hierbij zijn de onzekerheden in de waterspanningen van belang.

In deze memo wordt ingegaan op deze onzekerheden en de grootte ervan voor toetslaag 2A en 2B in de macrostabiliteit-schematisatie.

Duidelijk is dat deze onzekerheden weliswaar kunnen worden bepaald door het beschouwen van verschillende cases, maar expert judgement zal hierin een belangrijk aandeel vormen. Aan de hand van het beschouwen van cases zal worden bezien in hoeverre dit wordt tegengesproken door de te beschouwen cases.

2 Probleemstelling

Bij semi-probabilistische stabiliteitsberekeningen (toetslaag 2A) wordt gerekend met veilige schematiseringen van de waterspanning, uiteraard voor het geval er wel of geen metingen beschikbaar zijn. Met veilig wordt bedoeld op conservatief maar zo efficiënt mogelijk geoptimaliseerd. Als metingen beschikbaar zijn wordt gerekend met een karakteristieke bovengrens van de waterspanningen. Eventuele restonzekerheden met betrekking tot de waterspanningen worden in de huidige adviespraktijk verdisconteerd met de schematiseringsfactor. In het WTI 2017 worden schematiseringsonzekerheden in rekening gebracht door het rekenen met scenario's.

Toetslaag 2B betreft een probabilistische aanpak. De systematiek voor het schematiseren is nagenoeg gelijk als in eerdergenoemde memo [1] is weergegeven. In probabilistische berekeningen wordt echter gewerkt met de verwachtingswaarde van de waterspanning in combinatie met de spreiding (standaardafwijking) of variantie van die waterspanning.

Normaliter worden voor macrostabiliteit-analyses de waterspanningen met zogenaamde PL lijnen gedefinieerd waarmee freatische lijn, stijghoogte in de watervoerende zandlaag en de indringlengte worden geschematiseerd.

3 Doel

Doel van deze notitie is het kwantificeren van de onzekerheden van waterspanningen in dijken (freatisch vlak, stijghoogte in watervoerende zandlaag en indringlengte) t.b.v. de analyse van de macrostabiliteit.

Dit is nodig (buiten het kader van het onderzoek gepresenteerd in deze notitie) voor het volgende:

- 1 De onzekerheden van de parameters die de waterspanningen bepalen geven input aan het WTI cluster onzekerheden voor de kalibratie van de partiële veiligheidsfactoren voor macrostabiliteit.
- 2 Voor de schematiseringshandleiding moet worden aangegeven hoe de waterspanningen moeten worden geschematiseerd voor het uitvoeren van semi-probabilistische en probabilistische stabiliteit analyses.

Als geen metingen van de waterspanningen beschikbaar zijn kan voor semi-probabilistische stabiliteitsberekeningen in principe worden uitgegaan van bijlage 1 'Schatting Waterspanningen' uit het technisch Rapport Waterspanningen bij dijken [3]. De schematiseringsregels uit deze bijlage zijn met enige aanpassing geschikt gemaakt voor Ringtoets (zie memo [1]).

In [1] wordt niet ingegaan op onzekerheden van waterspanningen voor het uitvoeren van probabilistische berekeningen. Doel is dus om in de schematiseringshandleiding aan te geven hoe de parameters die de waterspanningen bepalen moeten worden bepaald. Ook dient in die handleiding te worden aangegeven hoe de waterspanningen en de onzekerheden moeten worden geschematiseerd voor probabilistische berekeningen. Dit met name voor de gevallen als wel of geen waterspanningsmetingen en/of resultaten van grondwaterstromingsberekeningen voorhanden zijn.

Indien voor een specifiek geval wel metingen en/of resultaten van grondwaterstromingsberekeningen beschikbaar zijn, kunnen de onzekerheden uit de metingen en de extrapolaties naar maatgevende omstandigheden (inclusief gevoeligheidsanalyses), door het uitvoeren van gevoeligheidsanalyses mogelijk verder worden geoptimaliseerd. In deze notitie zijn aanwijzingen gegeven waarmee bij de bepaling van de onzekerheden rekening moet worden gehouden.

4 Bepaling onzekerheden van (de parameters die) de waterspanningen bepalen

4.1 Algemeen

De onzekerheden van de parameters die de waterspanningen bepalen, geven input aan het WTI cluster onzekerheden voor de kalibratie van de partiële veiligheidsfactoren voor macrostabiliteit.

De waterspanningen en daarmee ook de onzekerheden daarvan in een dijk worden door een groot aantal factoren in het veld bepaald:

- Referentie waterspanning of nul-situatie:
Dit betreft de situatie onder normale dagelijkse omstandigheden waarvoor uiteraard al sprake is van een bepaald waterspanningsbeeld. Neerslag en verdamping is hierbij erg belangrijk. Door neerslag kan de freatische lijn in de dijk stijgen; één en ander afhankelijk van hoeveelheid en intensiteit van de neerslag, de aard van het oppervlak van wegdek en taluds, samenstelling van het dijksmateriaal, taludheling, etc. Ook droogte speelt een rol.
- Water(over)spanningen als gevolg van deformaties: Ook kunnen waterspanningen worden gegenereerd door deformaties. Van deformerende dijken is bekend dat er erg hoge waterspanningen in werden gemeten. Wanneer schuiven leidt tot verkleining van het poriënvolume en de doorlatendheid gering is zullen de waterspanningen toenemen en het freatische vlak stijgen. Door verder vervormen kan dit proces steeds voortschrijden.
- Hydraulische randvoorwaarden:
Dit betreft de hoogte van de buitenwaterstand en het verloop daarvan in de tijd alsmede golven. Voor de situatie tijdens extreme neerslag wordt gesteld dat deze niet samenvalt met het optreden van extreme hoge buitenwaterstanden. Deze situatie wordt voor toetsing niet beschouwd omdat dit geen bijdrage levert aan de kans op inundatie. Afhankelijk van de mate van golfoverslag zal het waterspanningsbeeld worden beïnvloed.
- Opbouw van de dijk en ondergrond:
Dit betreft het materiaal (grondsoort), de doorlatendheid parameters en de laagdikten zowel ter plaatse van de dijk (ook de bekleding) als buitendijks en in het achterland. Discontinuïteiten/ heterogeniteiten in de ondergrond zijn belangrijk. Met name als lokaal sprake is van een grotere doorlatendheid.
- Geometrie van de dijk:
Dit betreft niet alleen de geometrie van de dijk maar met name de geometrie (hoogte en breedte van een al dan niet aanwezig voorland en bermen. Discontinuïteiten in de geometrie zijn belangrijk met name als lokaal sprake is van bijvoorbeeld een geringere laagdikte in het voorland of bijvoorbeeld het lokaal ontbreken daarvan.
- Driedimensionale situaties: In het algemeen wordt uitgegaan van 2-dimensionale grondwaterstroming (in een dwarsprofiel van de dijk). Er zijn situaties waarbij hiervan moet worden afgeweken, bijvoorbeeld bij een scherpe bocht in de dijk.
- Mate van veranderingen in de toekomst:
De geohydrologische situatie kan in de toekomst veranderen. Tot op zekere hoogte moet hiermee rekening worden gehouden

Bij het analyseren van waterspanningsmetingen is verder van belang:

- Beschikbaarheid van peilbuis- en waterspanningsmetingen (kwaliteit en kwantiteit). Het inzicht in de waterspanningen wordt mede bepaald door het aantal meetpunten, de kwaliteit en de duur van de metingen.

Daarnaast wordt opgemerkt dat het verkregen waterspanningsbeeld in een dwarsprofiel gebruikt wordt ter beoordeling van de macro-stabiliteit van een dijkvak. Dit dijkvak heeft een bepaalde lengte en dit vergroot de onzekerheden van de waterspanningen waarmee rekening dient te worden gehouden.

4.2 Gebruikte informatie

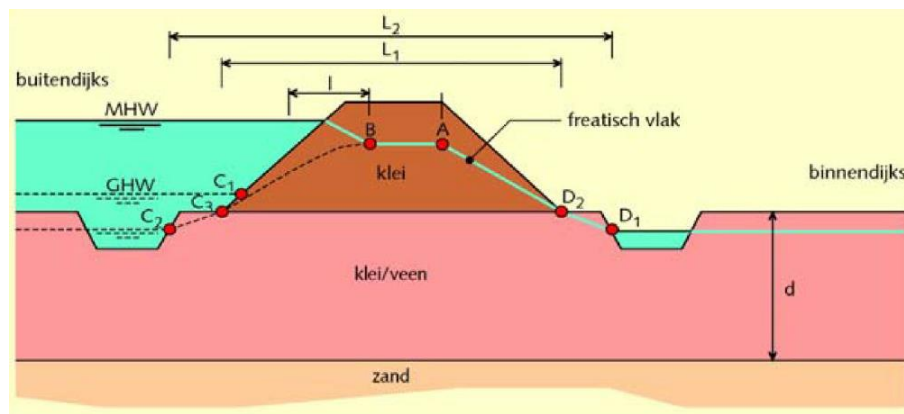
Ter bepaling van de onzekerheden is gebruik gemaakt van de volgende informatie:

- Onderzoek dat in het verleden is uitgevoerd ten behoeve van de LTV 2001 nl. [2] en dat ook heeft geleid tot bijlage 1 'Schatting Waterspanningen' uit het technisch Rapport Waterspanningen bij dijken [3].
- Tevens is gebruik gemaakt van een onderzoek uit 2004, 'Grondwaterstand in kleidijken' [5], waarin een verklaring werd gezocht voor de vermeende hoge grondwaterstanden in kleidijken.
- Beschikbare peilbuis- en waterspanningsmetingen van diverse projecten (zie ook Hoofdstuk 6).
- Grondwaterkaarten.
- Analyses die zijn uitgevoerd met Watex en/of DgFlow voor diverse projecten (zie ook Hoofdstuk 6).

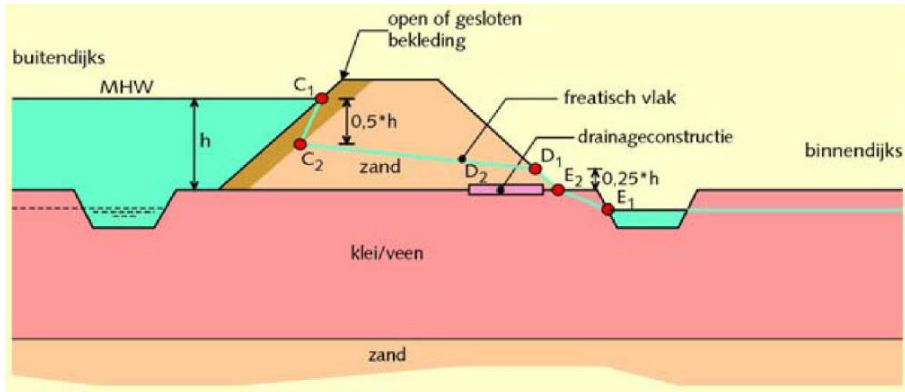
4.3 Uitwerking

De Onzekerheden zijn uitgewerkt voor de volgende geohydrologische situaties (conform het TR Waterspanningen bij dijken [3]):

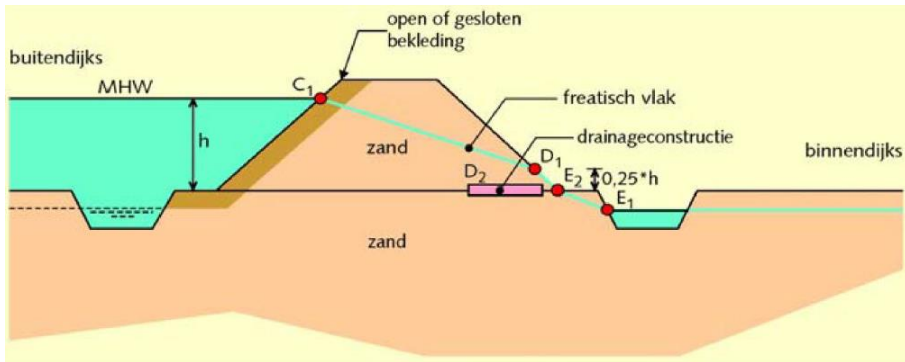
- Kleidijk op ondergrond met klei- en veenlagen (geval 1A; zie figuur 4.1 en 4.4);
- Kleidijk op ondergrond met zandlagen (geval 1B; zie figuur 4.1 en 4.5);
- Zanddijk op ondergrond met klei- en veenlagen (geval 2A; zie figuur 4.2 en 4.4);
- Zanddijk op ondergrond met zandlagen (geval 2B; zie figuur 4.3).



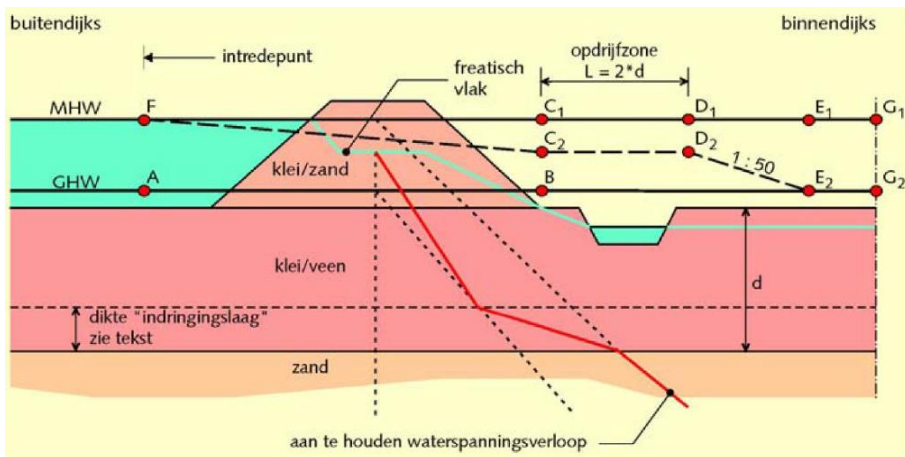
Figuur 4.1: Schematisering freatisch vlak bij kleidijken (gevallen 1A en 1B volgens TR Waterspanningen bij Dijken)



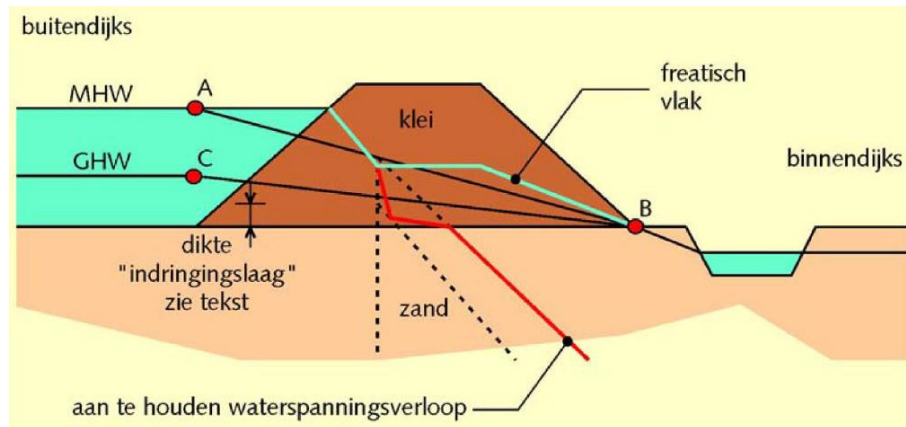
Figuur 4.2: Schematisering freatisch vlak bij zanddijk op klei/veen-ondergrond (geval 2A volgens TR Waterspanningen bij Dijken)



Figuur 4.3: Schematisering freatisch vlak bij zanddijk op zandondergrond (geval 2B volgens TR Waterspanningen bij Dijken)



Figuur 4.4: Schematisering stijghoogte bij dijken op klei/veen-ondergrond (gevallen 1A en 2A volgens TR Waterspanningen bij Dijken)



Figuur 4.5: Schematisering stijghoogte bij kleidijk op zandondergrond (geval 1B volgens TR Waterspanningen bij Dijken)

Op basis van metingen en (gevoeligheids-) berekeningen kan een indruk worden verkregen van de onzekerheid van waterspanningen in dijken. Het geeft daarmee ook informatie over de onzekerheid van de parameters die in Ringtoets zullen worden gebruikt om de waterspanningen te schematiseren.

4.3.1 Freatische lijn

Er zijn diverse projecten uitgevoerd waarvan metingen beschikbaar zijn (zie [2], [5] en [6]) van de hoogte van het freatische vlak in dijken. Dit zijn metingen onder min of meer dagelijkse omstandigheden. Deze metingen zijn in de regel niet uitgevoerd ten tijde van hoge buitenwaterstanden of extreme neerslag.

Geval 1A:

In het kader van de 3 volgende projecten zijn waterspanningsmetingen in kleidijken uitgevoerd:

- Veilige schatting waterspanningen / Achtergrondenrapport LTV, GeoDelft kenmerk CO-401320-9, oktober 2001 (zie [2])
- Grondwaterstand in kleidijken, GeoDelft kenmerk CO-390110-0039, juli 2004 (zie [5])
- Veiligheidsbeoordeling Brielse Dijkkring Detailonderzoek Tranche 3, GeoDelft kenmerk CO386090/30, augustus 1999 (zie [6])

Uit deze onderzoeken volgt:

De hoogte van het freatisch vlak dat in een bepaald dwarsprofiel is gemeten fluctueert in de loop der tijd. De metingen zijn over het algemeen in een relatief korte periode uitgevoerd waarbij de invloed van de verschillende seizoenen (seizoensinvloed) niet is gemeten. Het verschil in hoogte van het freatisch vlak tussen een zomer en winterperiode kan gauw meer dan 0,5 m zijn. Dit is hoofdzakelijk het gevolg van meer neerslag en een lagere verdamping in de winterperiode. In de praktijk is het waterspanningsbeeld tijdens het winterseizoen echter maatgevend. (Voor het uitvoeren van metingen is het dus van belang om in de winter te meten).

In [2] zijn de fluctuaties tijdens de metingen in eenzelfde dwarsprofiel niet vastgelegd. De gegeven hoogte van het freatisch vlak per dwarsprofiel kan worden gezien als een gemiddelde waarde of verwachtingswaarde. Over de onzekerheden van de waterspanningen is dus weinig bekend.

Op basis van de beschikbare meetgegevens uit het onderzoek 'Veiligheidsbeoordeling Brielse Dijkkring Detailonderzoek Tranche 3' (zie [6]) volgt dat de standaardafwijking van een meetreeks in een onderzoekspunt (waterspanningsmeter) circa 0,2 m bedraagt (zie tabel 4.1) Het verschil tussen de minimale en maximale waarde is circa 0,6 m.

Uit het onderzoek 'Grondwaterstand in kleidijken' [5] tabel 5.2, waarin diverse casussen zijn opgenomen, volgt dat de standaardafwijking (σ) circa 0,25 m bedraagt (zie tabel 4.2). Het verschil tussen de minimale en maximale waarde is circa 0,8 m. (Dit betreft beschouwing van de ondiepe PR –waterspanningsmeters waarvan is aangenomen dat deze bij benadering de hoogte van het freatisch vlak aangeven).

In paragraaf 4.1 is aangegeven dat het verkregen waterspanningsbeeld in een dwarsprofiel gebruikt wordt ter beoordeling van de macro-stabiliteit van een dijkvak. Dit dijkvak heeft een bepaalde lengte en door de variatie in een dijkvak vergroot dit de onzekerheden van de waterspanningen waarmee rekening meer dient te worden gehouden. Vermoedelijk is dit verschil tussen de (5%) ondergrens- en bovengrenswaarde in de orde van 0.5 m. Uitgaande van een normale verdeling bedraagt de standaardafwijking (σ) dan $0.5/(2*1.64)=0.15$ m).

Dit betekent dat voor de onzekerheid van het freatisch vlak in een dijkvak (bij beschikbaarheid van metingen) in dit geval rekening zou moeten worden gehouden met een gecombineerde standaardafwijking bestaande uit de onzekerheden in de metingen (0.25 m) en de variatie in het dijkvak (0.25 m). Deze gecombineerde onzekerheid kan worden bepaald door de wortel uit de som der kwadraten te berekenen ervan uitgaande dat deze onzekerheden onafhankelijk van elkaar zijn verdeeld. De gecombineerde standaardafwijking (σ_{tot}) is dan:

$$\sigma_{tot} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2}$$

Waarin:

- σ_1 standaardafwijking waterspanningsmetingen in dwarsprofiel
- σ_2 standaardafwijking variatie binnen het dijkvak

De gecombineerde standaardafwijking is dan de (maximale) hoogte van het freatisch vlak is dan $\sqrt{(0.25^2 + 0.15^2)} = 0.30$ m. Uiteraard zal de onzekerheid in een specifiek geval door middel van de uitgevoerde metingen kunnen worden vastgesteld.

dwarsprofiel	meetpunt	gemeten stijghoogte [NAP .. m]			
		gem [m+NAP]	Std [m]	(vc) [-]	1.64*std [m]
hm 22.77	1	1.47	0.15	0.1	0.25
	2	1.98	0.18	0.09	0.30
hm 23.30	1	0.81	0.13	0.16	0.21
	2	0.95	0.2	0.21	0.33
hm 24.41	1	1.41	0.21	0.15	0.34
	2	1.48	0.19	0.13	0.31
gem		0.18			0.29

Tabel 4.1: Waterspanningsmetingen freatisch vlak [6]

meetlocatie	gemeten stijghoogte [NAP .. m]		verschil [m]
	ondiepe PR's		
	min [m+NAP]	max [m+NAP]	
Dp. D056+245m	5	5.8	0.8
Dp. D064+100m	3.6	5	1.4
Dp. 391+000m	3.2	4.2	1
Dp. 402+192m	2.5	3.4	0.9
Dp. 000+087m	2.8	3.4	0.6
Dp. 007+109m	3.9	4.1	0.2
Dp. 011+101m	3.7	4.5	0.8
Dp. 089+158m	2.1	2.8	0.7
gem.			0.80
std			0.24

Tabel 4.2: Waterspanningsmetingen freatisch vlak [5]

Situatie zonder metingen:

Indien geen metingen beschikbaar zijn, kan een veilige inschatting van de hoogte van het freatisch vlak worden gemaakt. Hiervoor is bijlage 1 uit het Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken [3] beschikbaar. Deze bijlage is gebaseerd op analyse van waterspanningsmetingen (zie [2]). Naderhand zijn meerdere waterspanningsmetingen beschouwd (zie [5]).

Op basis van bovenstaande metingen is een aangepaste methode ontwikkeld waarmee een veilige hoogte van het freatisch vlak (karakteristieke bovengrens voor semi-probabilistische stabiliteitsberekeningen) en de te hanteren onzekerheid (verwachtingswaarde en standaardafwijking) kan worden ingeschat als geen metingen beschikbaar zouden zijn. (zie bijlage A).

Hieruit volgt dat de verwachtingswaarde van de hoogte van het freatisch vlak kan worden berekend met de formule van Dupuit. Uit de analyses volgt dat de onzekerheid in de berekeningen en metingen erg groot is en dat een standaardafwijking van de hoogte van het freatisch vlak (op het hoogste punt in het midden van het dwarsprofiel) moet worden aangehouden van 0.9m.

Geval 1B:

De gegeven formule van Dupuit is in feite niet geldig voor geval 1B omdat onvoldoende rekening wordt gehouden met de drainerende werking van de watervoerende zandlaag. De verwachtingswaarde van de hoogte van het freatisch vlak met de gegeven formule van Dupuit zal een te hoge waarde geven. Gebruik van deze formule geeft in ieder geval een (zeer) veilige waarde.

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

Geval 2A:

Op basis van het onderzoek uit [2] volgt dat er voor dijken met een zandkern geen metingen beschikbaar waren. Wel kon worden beschikt over resultaten van analyses die in het kader van

'Beleidsanalytische studie Ramspol' (opdracht met GeoDelft kenmerk CO-292180/54 september 1987, zijn uitgevoerd.)

Voor deze opdracht waren analytische berekeningen uitgevoerd teneinde de hoogte van de freatische lijn en de stijghoogte in het watervoerende pakket te bepalen. In dit kader zijn de berekeningsresultaten van een zanddijk met kleibekleding op een klei/veen ondergrond van belang. Uit [2] volgt dat voor een veilige hoogte (karakteristieke bovengrens van het freatisch vlak) de waarden uit bijlage 1 van [3] kan worden aangehouden.

De onzekerheid van punt C₂ (zie figuur 4.2) is ingeschat door te variëren met realistische waarden van de parameters in de formule op blz. 8 van [2]:

De hoogte van punt C2 kan worden becijferd met de navolgende eenvoudige formule (zie dictaat grondwaterstroming TU-Delft).

$$C_2 = h / \sqrt{((K \cdot I) / (K' \cdot L))}$$

waarin:

C₂ = hoogte van punt C2 boven de ondoorlatende basis

h = hoogte te beschouwen buitenwaterstand boven ondoorlatende basis

K = doorlatendheid zand

I = dikte kleibekleding

K' = doorlatendheid kleibekleding

L = lengte C1 E2 volgens figuur 4.2

Hieruit volgt dat de hoogte van C₂ varieert tussen 0.16h en 0.5h (t.o.v. de ondoorlatende basis). Hieruit volgt dat als verwachtingswaarde $(0.16+0.5)/2=$ 0.33h en als standaardafwijking de waarde van 0.1h kan worden aangehouden (zie tabel 4.3).

parameters					hoogte punt C2 (zie figuur 4.2)	
h [m]	K [m/s]	K' [m/s]	I [m]	L [m]	[m]	[in % van h]
5	1.00E-04	1.00E-07	0.5	20	0.8	17
5	1.00E-04	1.00E-07	1	40	0.8	17
5	5.00E-05	1.00E-06	0.5	20	2.4	47
5	5.00E-05	1.00E-07	1	40	1.1	22
5	1.00E-04	1.00E-04	20	20	2.5	50

Tabel 4.3: Berekening hoogte punt C2 voor realistische parameters.

De onzekerheid van punt D1 (zie figuur 4.2) is niet bepaald. Voorgesteld wordt hiervoor dezelfde onzekerheid te hanteren. De waarde van D1 varieert dan tussen 0.25h en 0.08h (t.o.v. de ondoorlatende basis). Hieruit volgt dat als verwachtingswaarde $(0.25+0.08)/2=$ 0.16 h en als standaardafwijking de waarde van 0.05h kan worden aangehouden.

Indien een goed functionerende drainage constructie aanwezig is verloopt het freatisch vlak van punt C naar het midden van de drainage constructie.

Geval 2B:

Er zou van kunnen worden uitgegaan dat de hoogte van C1 (zie figuur 4.3) varieert tussen 1.0h en 0.5h (t.o.v. de ondoorlatende basis). Hieruit volgt dat als verwachtingswaarde 0.75h en als standaardafwijking de waarde van 0.15h kan worden aangehouden.

De onzekerheid van punt D1 en D2 (in figuur 4.3) is gelijk aan die van geval 2A.

4.3.2 Stijghoogte in watervoerende zandlaag

Er zijn diverse metingen beschikbaar (zie [2], [5] en [6]) naar de stijghoogte in het watervoerende pakket. Dit zijn metingen uitgevoerd onder min of meer dagelijkse omstandigheden. Deze metingen worden in het algemeen niet uitgevoerd ten tijde van extreem hoge buitenwaterstanden.

Navolgend wordt voor de gevallen 1A en 2A eerst aangegeven met welke formules de stijghoogte wordt berekend en welke invoerparameters daarvoor nodig zijn. Vervolgens wordt ingegaan op de onzekerheden waar rekening mee dient te worden gehouden.

Daarna wordt voor de overige gevallen (geval 1B en 2B) aangegeven met welke onzekerheden rekening dien t te worden gehouden.

Gevallen 1A en 2A:

Indien geen metingen beschikbaar zijn kan een inschatting van de stijghoogte in het watervoerende pakket worden gemaakt. In het TRMD [3] zijn hiervoor eenvoudige formules gegeven (zie ook [1]).

De parameters op basis waarvan de stijghoogte wordt geschematiseerd voor de gevallen 1A en 2A zijn de normale gemiddelde dagelijkse buitenwaterstand, de leklengte buitenwaarts en de leklengte binnenwaarts, en het polderpeil die door de gebruiker moet worden opgegeven. In tegenstelling tot Ringtoets gebruikt DAM 1.0 (dat ten grondslag ligt aan Ringtoets) deze parameters niet. De keuze om deze parameters te gebruiken voor het schematiseren voor de stijghoogte komt voort uit het doorrekenen van de macrostabiliteit bij meerdere hoge en lage buitenwaterstanden bij de probabilistische berekeningen in toetslaag 2b, waarbij op een consistente manier de stijghoogten moeten worden geschematiseerd. In de schematiseringshandleiding zal worden aangegeven hoe de leklengte kan worden bepaald. (Daarnaast wordt uitgegaan van een vaste opdrijf lengte van 20 meter. Dit is afwijkend van DAM 1.0 waar geen opdrijf lengte wordt geschematiseerd)

De formules voor het berekenen van de stijghoogte in de watervoerende zandlaag bij een hoge buitenwaterstand (PL3) zoals weergegeven in [1] zijn afkomstig uit het TR Waterspanningen (zie ook [3]):

Formule 1:

$$\text{HeadPL3Buitenkrui} = (\text{Buitenwaterstand} - \text{GemiddeldeBuitenwaterstand}) / (1 + \text{LeklengteBuitenwaarts} / \text{LeklengteBinnenwaarts}) + \text{HeadPL2Buitenkrui}$$

Formule 2:

$$\text{HeadPL3x} = (\text{HeadPL3Buitenkrui} - \text{HeadPL2Buitenkrui}) * e^{-\Delta x / \text{LeklengteBinnenwaarts}} + \text{HeadPL2x}$$

De gemiddelde buitenwaterstand en de leklengtes worden door de gebruiker opgegeven. HeadPL2Buitenkrui wordt berekend op basis van de gradiënt van de stationaire stijghoogte in de watervoerende zandlaag (PL2) tussen de door de gebruiker opgegeven HeadPL2Buitenwaarts en HeadPL2Binnenwaarts.

HeadPL2x en HeadPL3x zijn de stijghoogte van PL2 en PL3 op locatie x. HeadPL2x wordt berekend op basis van de gradiënt van PL2 tussen de door de gebruiker opgegeven HeadPL2Buitenwaarts en HeadPL2Binnenwaarts.

De parameter Δx is de afstand tussen een willekeurig punt binnendijks en de buitenkruin van de dijk.

Als er geen PL2 is (uit bijvoorbeeld metingen of grondwaterkaarten), wordt hiervoor het Polderpeil gehanteerd. Dit geldt voor iedere locatie x in Formule 2. Als er wel een PL2 is, mag PL3 niet naar Polderpeil zakken, zoals in DAM 1.0.

Andere optie is dat PL2 worden berekend met Formule 3.

Formule 3:

$$\text{HeadPL2Buitenwaarts} = (\text{GemiddeldeBuitenwaterstand} - \text{Polderpeil}) / (1 + \text{LeklengteBuitenwaarts} / \text{LeklengteBinnenwaarts}) + \text{Polderpeil}$$

Formule 4:

$$\text{HeadPL2x} = (\text{HeadPL2Buitenwaarts} - \text{Polderpeil}) * e^{-\Delta x / \text{LeklengteBinnenwaarts}} + \text{polderpeil}$$

Het wordt aanbevolen om naast het bepalen van PL-2 uit bijvoorbeeld grondwaterkaarten, ook bovenstaande formules 3 en 4 te gebruiken. Door het toepassen en vergelijken van beide opties wordt de nauwkeurigheid vergroot.

Onzekerheden stijghoogte in de watervoerende zandlaag (PL-2):

De metingen onder normale omstandigheden herbergen onzekerheden in zich. Daarnaast zullen de resultaten vanuit deze meetlocatie in het dwarsprofiel moeten worden vertaald naar een dijkvak waarvoor het dwarsprofiel representatief/maatgevend is gesteld.

Deze totale onzekerheid is dus afhankelijk van:

- 1 De metingen zelf
- 2 Onzekerheid door vertaling van resultaten uit het dwarsprofiel naar een dijkvak:

Ad 1:

Indien peilbuismetingen beschikbaar zijn (in combinatie met goede grondwaterkaarten) mag worden verwacht dat het verschil tussen de minimale en maximale waarde circa 0,25 m is bij een gelijke buitenwaterstand. De standaardafwijking is dan $(0.25 / (2 * 1.64)) = 0.08$ m. Dit wordt bevestigd door de peilbuismetingen die zijn uitgevoerd in Voorne Punten (zie [6]) en bijlage 2 van TRMD (zie [3]). Op basis van de metingen bij Langerak (zie [8]) en de uitwerking in bijlage C van deze notitie volgt een iets kleinere standaardafwijking van 0.05 m.

Ad 2:

In paragraaf 4.1 is aangegeven dat het verkregen waterspanningsbeeld in een dwarsprofiel gebruikt wordt ter beoordeling van de macro-stabiliteit van een dijkvak. Dit dijkvak heeft een bepaalde lengte en door variaties in het dijkvak kan dit leiden tot grotere onzekerheden van de waterspanningen waarmee rekening dient te worden gehouden. Vermoedelijk is dit verschil in de orde van 0.25 m (standaardafwijking $0.25 / (2 * 1.64) = 0.08$ m). Ook op basis van de metingen bij Langerak (zie [8]) en de uitwerking in bijlage C van deze notitie volgt een standaardafwijking van 0.08 m.

Dit betekent dat voor de totale onzekerheid van de stijghoogte in een dijkvak (bij beschikbaarheid van metingen) in dit geval rekening zou moeten worden gehouden met een standaardafwijking van circa 0.10 m. Ervan uitgaande dat deze onzekerheden onafhankelijk

van elkaar zijn verdeeld, wordt namelijk de gecombineerde standaardafwijking (σ_{tot}) ingeschat als $\sigma_{\text{tot}} = \sqrt{(\sigma_1^2 + \sigma_2^2)} = \sqrt{(0.08^2 + 0.08^2)} = 0.11 \text{ m}$. Uiteraard zal de onzekerheid in een specifiek geval door middel van de uitgevoerde metingen kunnen worden vastgesteld.

Situatie zonder metingen:

Indien geen metingen beschikbaar zijn zal men zich alleen kunnen beroepen op bijvoorbeeld grondwaterkaarten en mag worden verwacht dat het verschil tussen de minimale en maximale waarde circa 1,0 m is bij een gelijke buitenwaterstand. De standaardafwijking van de stijghoogte onder dagelijkse omstandigheden (ter plaatse van de dijk) is dan $(1.0 / (2 * 1.64 =))$ 0.3=m. De stijghoogte geldt niet alleen voor het betreffende dwarsprofiel maar ook voor het dijkvak dat wordt beschouwd. Hierdoor behoeft geen rekening te worden gehouden met extra onzekerheden voor vertaling van het dwarsprofiel naar een dijkvak.

Daarnaast kan op basis van een inschatting van de geohydrologische situatie (leklengte buitenwaarts, leklengte binnenwaarts, gemiddelde dagelijkse buitenwaterstand en het polderpeil) een inschatting van stijghoogte onder dagelijkse omstandigheden worden bepaald. Uit analyses (zie bijlage B) volgt dat hierbij dan rekening dient te worden gehouden met onzekerheden van de leklengten. Deze onzekerheden zijn gelijk als voor de situatie tijdens maatgevende omstandigheden (zie bij onzekerheden PL-3 indien geen metingen beschikbaar zijn)

Onzekerheden stijghoogte in de watervoerende zandlaag bij hoge buitenwaterstand (PL-3): Zoals uit het voorgaande blijkt kan PL-2 worden gebaseerd op metingen of gegevens onder dagelijkse omstandigheden. Als deze metingen zouden zijn uitgevoerd tijdens extreem hoge buitenwaterstanden zou kunnen worden gesteld dat de onzekerheden voor de situatie tijdens MHW of Toetspeil vergelijkbaar zijn met de onzekerheden tijdens de metingen en vertaling daarvan naar het representatieve/maatgevende dijkvak. Zoals aangegeven kunnen de metingen in het algemeen niet worden uitgevoerd ten tijde van extreem hoge buitenwaterstanden. De metingen onder normale omstandigheden zullen moeten worden geëxtrapoleerd naar maatgevende omstandigheden. Hierdoor neemt de onzekerheid toe. alle onzekerheden om van metingen in het veld tot een stijghoogte onder maatgevende omstandigheden voor een dijkvak te komen zijn:

alle onzekerheden om van metingen in het veld tot een stijghoogte onder maatgevende omstandigheden voor een dijkvak te komen.

Deze onzekerheden zijn afhankelijk van:

- 1 De metingen zelf
- 2 Onzekerheid kalibratie PL-2
- 3 Onzekerheid extrapolatie naar MHW/Toetspeil:
- 4 Onzekerheid door vertaling van resultaten uit het dwarsprofiel naar een dijkvak:
- 5 Overige invloeden

Op basis van expert judgement en beschouwing van de eerdergenoemde metingen en berekeningen in Langerak (zie bijlage C) worden bovengenoemd punten achtereenvolgend behandeld:

1. Onzekerheid in metingen zelf:
Hiervoor geldt dezelfde onzekerheid als aangegeven bij ' Onzekerheden PL-2. De standaardafwijking is 0.08 m.
2. Onzekerheid kalibratie PL-2:
De onzekerheden van de kalibratie van de metingen met een model dienen ook in ogenschouw te worden genomen. Op basis van beschouwing van de metingen en

- kalibratieberekeningen van Langerak die in bijlage |C zijn weergegeven volgt een standaardafwijking van 0.08 m
3. Onzekerheid extrapolatie naar MHW/Toetspeil:
Verwacht wordt dat het verschil tussen de minimale en maximale stijghoogte circa 0,5 m is. (De standaardafwijking zou dan $(0.5/(2*1.64))=0.15$ m) zijn. Dit zou kunnen worden bevestigd door analyses die in het verleden zijn uitgevoerd. In het kader van dit onderzoek heeft dit plaatsgevonden door metingen en berekeningen in 13 dwarsprofielen bij de Lekdijk te Langerak te beschouwen (zie [8]). De uitwerking van deze beschouwing is in bijlage C van deze notitie weergegeven. Hieruit volgt dat de onzekerheid van de extrapolatie een standaardafwijking laat zien van circa 0.15 m.
 4. Onzekerheid door vertaling van resultaten uit het dwarsprofiel naar een dijkvak:
Vervolgens dient rekening te worden gehouden met extra onzekerheid door vertaling van het resultaat van het dwarsprofiel naar een dijkvak. Een dijkvak heeft een bepaalde lengte en door de variaties in het dijkvak zijn de onzekerheden van de waterspanningen waarmee rekening dient te worden gehouden. Vermoedelijk is deze onzekerheid in de orde van 0.25 m tot 0.5 m (standaardafwijking 0.11 m). Op basis van analyses van de Lekdijk te Langerak volgt een standaardafwijking van 0.08 m. Dit is een vrij lage standaardafwijking die wordt veroorzaakt door het relatief grote aantal raaien/dwarsprofielen (13 stuks) met een tussen afstand van gemiddeld 500m. In de adviespraktijk is dit lang niet altijd het geval en zal een grotere tussenafstand worden gehanteerd waardoor de onzekerheid toeneemt.
 5. Overige invloeden:
De onzekerheid wordt extra vergroot als de situatie onder dagelijkse omstandigheden geohydrologische gezien niet (goed) vergelijkbaar is met de maatgevende situatie. (Dit is bijvoorbeeld het geval als tijdens de metingen een voorland 'droog' staat en tijdens de maatgevende situatie niet. Anderzijds kan ook sprake zijn van aspecten zoals verdieping van de rivierbodem in de toekomst. Voor deze aspecten kunnen vooraf geen inschattingen worden gegeven en dit dient dan ook per geval te worden gezien.
Indien goede peilbuismetingen beschikbaar zijn op basis waarvan men een extrapolatie naar maatgevende omstandigheden maakt of waarmee men daarvoor geschikte grondwaterstromingsmodellen kalibreert, zal door het uitvoeren van gevoeligheidsanalyses kunnen worden ingeschat hoe groot deze onzekerheden zijn in het dwarsprofiel dat men beschouwd.

Samengevat betekent dit dat voor de totale onzekerheid van de stijghoogte in een dijkvak (bij beschikbaarheid van metingen) in dit geval rekening zou moeten worden gehouden met een standaardafwijking van de stijghoogte tijdens maatgevende omstandigheden van circa 0.20 m. Ervan uitgaande dat deze onzekerheden onafhankelijk van elkaar zijn verdeeld wordt de totale onzekerheid ingeschat als $=\sqrt{(\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 + \sigma_4^2)} = \sqrt{(0.08^2 + 0.08^2 + 0.15^2 + (0.08 \text{ tot } 0.11)^2)} = \mathbf{0.20 \text{ m}}$.

Uiteraard zal de onzekerheid in een specifiek geval door middel van de uitgevoerde metingen en gevoeligheidsberekeningen kunnen worden vastgesteld.

Indien de geohydrologische situatie op basis van het model met leklengte buitenwaarts, leklengte binnenwaarts, gemiddelde dagelijkse buitenwaterstand en het polderpeil wordt gekalibreerd kan ook een veilige inschatting van stijghoogte onder maatgevende omstandigheden worden bepaald. Uit analyses (zie bijlage B) volgt dat hierbij rekeningen dient te worden gehouden met de volgende onzekerheden van de leklengten:

Omdat praktische (stationaire) leklengten voor de Nederlandse situatie kunnen variëren van orde 100 m tot orde 1000 m is het hierbij niet zinvol om met een standaardafwijking te werken maar met een variatiecoëfficiënt. Bij gebruik van een standaardafwijking zou bij kleinere leklengtes onnodig en onrealistisch veel onzekerheid in de berekening worden geïntroduceerd. Voor bepaling van een veilige waarde van Leklengte buitenwaarts en binnenwaarts wordt aanbevolen een variatiecoëfficiënt te hanteren van **0.10** op de leklengten.

Deze onzekerheid geldt niet alleen voor het betreffende dwarsprofiel maar ook voor het dijkvak dat wordt beschouwd. Hierdoor hoeft geen rekening te worden gehouden met extra onzekerheden voor vertaling van het dwarsprofiel naar een dijkvak.

Situatie zonder metingen:

Indien geen metingen beschikbaar zijn op basis waarvan extrapolaties kunnen worden uitgevoerd naar maatgevende omstandigheden mag worden verwacht dat het verschil in stijghoogte tijdens maatgevende omstandigheden tussen de minimale en maximale waarde groot is en naar verwachting 1.0 tot 1.5 m is. De standaardafwijking van de stijghoogte onder dagelijkse omstandigheden (ter plaatse van de dijk) is dan $(1.25/(2*1.64)) =$ circa 0.40 m. De stijghoogte geldt niet alleen voor het betreffende dwarsprofiel maar ook voor het dijkvak dat wordt beschouwd. Hierdoor hoeft geen rekening te worden gehouden met extra onzekerheden voor vertaling van het dwarsprofiel naar een dijkvak.

Op basis van een inschatting van de geohydrologische situatie (leklengte buitenwaarts, leklengte binnenwaarts, gemiddelde dagelijkse buitenwaterstand en het polderpeil) kan een veilige inschatting van stijghoogte worden bepaald. Uit analyses (zie bijlage B) volgt dat hierbij rekening dient te worden gehouden met de volgende onzekerheden van de leklengten:

Voor bepaling van een veilige waarde van Leklengte buitenwaarts en binnenwaarts wordt aanbevolen een variatiecoëfficiënt te hanteren van **0.20** op de leklengten.

Deze onzekerheid geldt niet alleen voor het betreffende dwarsprofiel maar ook voor het dijkvak dat wordt beschouwd. Hierdoor hoeft geen rekening te worden gehouden met extra onzekerheden voor vertaling van het dwarsprofiel naar een dijkvak.

Geval 1B:

Voor dit geval verloopt de vereenvoudigde veilige schatting van de stijghoogte in het watervoerende pakket tijdens MHW of Toetspeil van punt A naar B (zie figuur 4.5).

Onzekerheden.

De onzekerheden van de stijghoogte in het watervoerende zandpakket zijn hierbij gering.

Indien geen metingen beschikbaar zijn wordt aanbevolen een standaardafwijking van 0.2 m aan te houden.

Geval 2B:

Gezien de doorlatendheid van een zandkern in relatie met de tijdsduur van de belasting (het MHW of Toetspeil) kan ook dit geval als stationair worden opgevat. Voor dit geval zullen de waterspanningen nagenoeg hydrostatisch zijn ten opzichte van het freatisch vlak.

De onzekerheden van de stijghoogte in het watervoerende zandpakket zijn daarmee nagenoeg gelijk als de onzekerheden van het freatisch vlak.

4.3.3 Indringingslengte

De indringlengte is afhankelijk van de consolidatiecoëfficiënt (C_v) van het afdekkende pakket slappe lagen en de tijdsduur van het hoogwater. De consolidatiecoëfficiënt is niet eenvoudig te bepalen en behoort bij herbelasting of ontlasting (in de samendrukkingsproef). Voor dijken

waarbij de belastingduur relatief lang is en de consolidatiecoëfficiënt relatief hoog (bovenrivierengebied) is de indringingslengte groot en wordt doorgaans veiligheidshalve geen rekening gehouden met de indringlengte. Dat wil zeggen dat het verloop van de waterspanningen vanaf het freatisch vlak tot aan de onderzijde van het pakket slappe lagen (of bovenzijde van het watervoerende pakket) lineair verlopend wordt aangehouden. Voor de overige gebieden kan de indringingslengte worden berekend aan de hand van de formules gegeven in het TRWD [3] bijlage b4.3.

In de advies praktijk werd wel gerekend met een veilige benadering en werd voor de situaties waar geen metingen (waterspanningsmetingen of parameter (C_v) beschikbaar waren, voor de indringingslengte 3,0 m aangehouden voor het rivieren- en merengebied en 1,0 m voor benedenrivierdijken en kust. Uit nader onderzoek [4] volgde echter dat deze waarden niet als zonder meer veilig kunnen worden beschouwd. Hiermee dient dus de nodige voorzichtigheid te worden betracht.

De onzekerheid van de C_v waarde is in de adviespraktijk veelal groot (In literatuur worden waarden van V_c 0.3 tot 0.7 gegeven). Met laboratoriumonderzoek kan deze onzekerheid deels worden verkleind. Gezien de toch relatief grote onzekerheid van de C_v waarde wordt aanbevolen om ter bepaling van de indringlengte (conform TRWD [3] bijlage b4.3: zie onderstaande formule) rekening te houden met een variatiecoëfficiënt (V_c) van 0.5 op de consolidatie coëfficiënt bij ontlasten (C_v) tenzij kan worden aangetoond dat de V_c kleiner is. Opgemerkt wordt dat de C_v bij ontlasten een factor 3 tot 10 (gemiddeld 5) hoger is dan bij belasten.

Formule 5:

$$L' = 4 * \sqrt{C_v (t - t_0)}$$

Waarin:

L' = Indringingslengte

C_v = consolidatie coëfficiënt bij ontlasten of her-belasten

$t-t_0$ = duur van de hoogwatergolf

Het is erg zinnig om hiervoor ook gevoeligheidsberekeningen uit te voeren. Ervaring leert dat hiermee vaak voldoende onderbouwing van een veilige en toch doelmatige indringingslengte kan worden bereikt

Indien geen metingen of laboratoriumonderzoek alsmede berekeningen beschikbaar zijn wordt voorgesteld om geen rekening te houden met de indringingslengte.

Voor het benedenrivieren gebied en voor de kust, daar waar sprake is van relatief ondoorlatende pakketten slappe lagen, wordt echter aanbevolen in de stabiliteitsberekeningen rekening te houden met een verwachtingswaarde van de indringlengte conform tabel 2 van [4] (zie ook tabel 4.4) en een variatiecoëfficiënt (V_c) van 0.3 op indringingslengte

Ondergrondschematisatie Holocene pakket	Afkorting	L_i [m] duur golf 5 dagen	L_i [m] duur golf 20 dagen
Kreftenheye, Basisveen en Gorkum Licht	KR+BV+GL	1.0	2.0
Kreftenheye, Basisveen en Hollandveen of Gorkum Zwaar	KR+BV+HV / GZ	1.0	2.0
Kreftenheye, Basisveen en Klei van Tiel	KR+BV+TIEL	1.0	1.5
Kreftenheye en Gorkum Licht	KR+GL *	2.0	3.0
Kreftenheye en Hollandveen of Gorkum Zwaar	KR+HV / GZ *	3.0	> 7.5 m
Kreftenheye en Klei van Tiel	KR+TIEL *	4.5	> 7.5 m
Gorkum Licht	GL **	0.5	1.5
Hollandveen of Gorkum Zwaar	HV / GZ **	1.0	> 6 m
Klei van Tiel	TIEL **	> 6 m	> 6 m

* Hierin is het laagpakket Basisveen van de formatie van Nieuwkoop (BV) afwezig; voor de formatie van Kreftenheye (KR) wordt aangehouden: $c_v = 5 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ (ontlast c_v), tenzij er aanwijzingen zijn voor een andere waarde.

** Hierin zijn het laagpakket Basisveen van de formatie van Nieuwkoop (BV) en de formatie van Kreftenheye (KR) afwezig (althans hebben een $c_v \geq 5 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$ (ontlast c_v)). De indringingslengte is hier berekend ten opzichte van de onderkant van de bovenste slappe lagen Tiel (TIEL), Hollandveen (HV), Gorkum zwaar (GZ) of Gorkum licht (GL) van de formatie van Echteld.

Tabel 4.4: Tabel 2 conform 'Indringing van waterspanning in samendrukbare gelaagde grondpakketten', Dr. S. Schoofs en ing. T.A. van Duinen, geotechniek januari 2006.

5 Conclusies en aanbevelingen

In de volgende tabel 5.1 is een samenvatting gegeven van de aanbevolen te hanteren onzekerheden van de waterspanningen voor toetslaag 2A en 2B in de macrostabiliteit-schematisatie. Hierbij is onderscheid gemaakt in:

- De volgende geohydrologische situaties (conform het TR Waterspanningen [3]; zie ook figuren 4.1 tot en met 4.5):
 - Kleidijk op ondergrond met klei- en veenlagen (geval 1A)
 - Kleidijk op ondergrond met zandlagen (geval 1B)
 - Zanddijk op ondergrond met klei- en veenlagen (geval 2A)
 - Zanddijk op ondergrond met zandlagen (geval 2B)
- Gebieden of verschillende situaties (bovenrivierengebied, kust- of merengebied etc.)
- Wel of geen metingen beschikbaar:
 - Indien geen waterspanningsmetingen beschikbaar zijn, is in [1] aangegeven hoe de waterspanningen dienen te worden geschematiseerd (PL-1, PL-2, PL-3 en de

- indringdiepte. De onzekerheden zijn dan groot en de waarden gegeven in onderstaande tabel dienen dan te worden aangehouden.
- De te hanteren waterspanningen kunnen worden geoptimaliseerd en de onzekerheden kunnen worden verkleind door metingen uit te voeren. In onderstaande tabel is aangegeven met welke onzekerheden dan rekening dient te worden gehouden. Voor een specifiek geval kan door middel van de uitgevoerde metingen en door het uitvoeren van gevoeligheidsanalyses de onzekerheid mogelijk verder worden geoptimaliseerd. In deze notitie zijn daarvoor aanwijzingen gegeven waarmee bij de bepaling van de onzekerheden rekening moet worden gehouden.

Deze onzekerheden zijn weliswaar bepaald door het beschouwen van verschillende cases, maar expert judgement vormt hierbinnen een belangrijk aandeel.

Opgemerkt wordt dat voor de situaties waarbij metingen beschikbaar zijn de onzekerheden zijn aangegeven. Voor een specifiek geval kan door middel van de uitgevoerde metingen en door het uitvoeren van gevoeligheidsanalyses de onzekerheid nauwkeuriger worden vastgesteld. In deze notitie zijn echter aanwijzingen gegeven waarmee bij de bepaling van de onzekerheden rekening moet worden gehouden.

Voor de situaties waarbij metingen beschikbaar zijn is het kalibreren van grondwaterstromingsmodellen vaak complex. In de huidige adviespraktijk is men gewend te kalibreren om een zo goed mogelijke fit te verkrijgen. Dit lukt nooit volledig waardoor een zodanig fit wordt gemaakt dat de verwachting is dat bij extrapolatie naar toetspeil of ontwerppeil een veilige waarde wordt verkregen.

Als met bovengenoemde onzekerheden wordt gewerkt in de probabilistische analyse (toetslaag 2b) is het van groot belang dat met de grondwaterstromingskalibraties in principe niet aan een 'veilige' bovengrens wordt gefit maar aan de gemiddelde waarde.

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 punt D1: std 0.05*h	punt C2: std 0.15*h punt D1: std 0.05*h
		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 en std 0.1*h punt D1: vww 0.16*h en std 0.05*h	punt C2: vww 0.75*h en std 0.15*h punt D1: vww 0.16*h en std 0.05*h
Stijghoogte in watervoerende pakket	PL-2	ja	std 0.10m	std 0.2m	std 0.10m	n.v.t. Hydrostatisch waterspanningsverloop 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 waterspanningsverloop 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 waterspanningsverloop 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 waterspanningsverloop t.o.v. PL-1
Indringingslengte (L')	ja	vc van 0.5 voor de Cv 7) of vc van 0.2 op de vww van de (indringingslengte) L'	vc van 0.5 voor de Cv 7) of vc van 0.2 op de vww van de (indringingslengte) L'	vc van 0.5 voor de Cv 7) of vc van 0.2 op de vww van de (indringingslengte) L'	n.v.t.	
		nee	benedenrivierengebied en kust: vww conform 9) en vc van 0.3 op de L' overig: geen indringlengte 5)	benedenrivierengebied en kust: vww conform 9) en vc van 0.3 op de L' overig: geen indringlengte 5)	benedenrivierengebied en kust: vww conform 9) en vc van 0.3 op de L' overig: geen indringlengte 5)	n.v.t.

Opmerkingen:
1) vww = verwachtingswaarde; std = standaarddeviatie; vc = variantie of variatiecoëfficiënt
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 wordt gehouden met de drainerende werking van de watervoerende zandlaag.
7) Cv = consolidatiecoëfficiënt. Een lagere waarde van vc kan worden gehanteerd als deze kan worden onderbouwd.
8) Formule 5 voor berekening van de indringingslengte (L') (zie paragraaf 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 5.1: Aanbeveling te hanteren onzekerheden van de waterspanningen

6 Referenties

- [1] Schematisering waterspanningen in WTI 2017 (Ringtoets), Deltares 11-03-2015.
- [2] Veilige schatting waterspanningen / Achtergrondenrapport LTV, GeoDelft kenmerk CO-401320-9, oktober 2001
- [3] TRWD, Technisch Rapport Waterspanningen in Dijken, TAW 2004, zie www.helpdeskwater.nl
- [4] Indringing van waterspanning in samendrukbare gelaagde grondpakketten, Dr. S. Schoofs en ing. T.A. van Duinen, geotechniek januari 2006
- [5] Grondwaterstand in kleidijken, GeoDelft kenmerk CO-390110-0039, juli 2004
- [6] Veiligheidsbeoordeling Brielse Dijkkring Detailonderzoek Tranche 3, GeoDelft kenmerk CO386090/30, augustus 1999
- [7] KPP 2014 Cluster 2: Toetsregel stabiliteit, validation groundwater flow simulator Dg Flow, Deltares kenmerk 1209434-004-GEO-0006 d.d. jan 2014, concept
- [8] Onderzoek invloed stijghoogte toename op de stabiliteit, Veersedijk en Langerak, Deltares kenmerk 1206314-000-GEO-0006, Versie 3, 20 februari 2013, definitief

Kopie aan
Jan Blinde, Alexander van Duinen

Bijlage A: Bepaling veilige hoogte freatisch vlak

Indien geen metingen beschikbaar zijn kan een veilige inschatting van de hoogte van het freatisch vlak worden gemaakt. Hiervoor was bijlage 1 uit het Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken [3] beschikbaar. Deze bijlage is gebaseerd op analyse van waterspanningsmetingen (zie [2]). Naderhand zijn meerdere waterspanningsmetingen beschouwd (zie [5]).

Op basis van bovenstaande metingen is een aangepaste methode ontwikkeld waarmee een veilige hoogte van het freatisch vlak (karakteristieke bovengrens voor semi-probabilistische stabiliteitsberekeningen) en de te hanteren onzekerheid (verwachtingswaarde en standaardafwijking) kan worden ingeschat als geen metingen beschikbaar zouden zijn.

Om inzicht te krijgen in het niveau van het freatisch vlak voor kleidijken (typen 1A en 1B volgens TRWD[3] zijn diverse meetlocaties conform de methode zoals weergegeven in [5] met elkaar vergeleken. De vergelijking is uitgevoerd op basis van de formule van Dupuit. Ook is de formule uit bijlage 1 van het TRMD [3] gebruikt Deze formule van Dupuit is een specifieke uitwerking 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 de 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:

$$h = \sqrt{-\frac{N}{K}x^2 + \left(\frac{\phi_2^2 - \phi_1^2}{L} + \frac{NL}{K}\right)x + \phi_1^2}$$

Hierin is:

h hoogte freatische lijn ten opzichte van de 'ondoorlatende bodem' [m];

N neerslagdebiet [m/s];

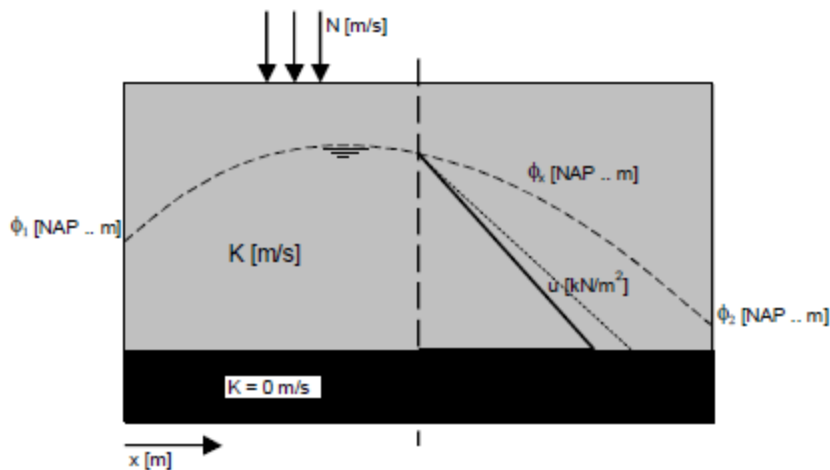
K doorlatendheid van de dijk [m/s];

x willekeurig punt in de dijk [m];

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

L breedte van de dijk [m].

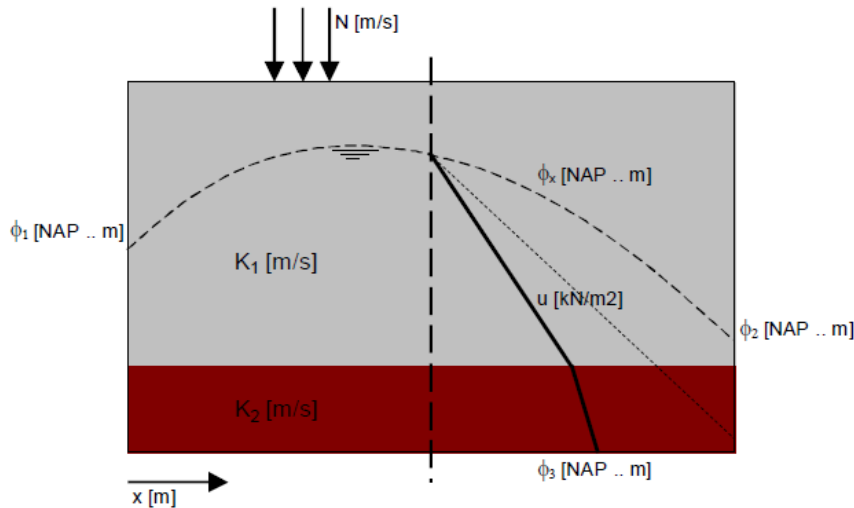
Het grondmassief met de randvoorwaarden is grafisch weergegeven in Figuur A1. De formule van Dupuit is een zeer eenvoudige modellering van de werkelijkheid. De formule gaat uit van één gemiddelde doorlatendheid voor de hele dijk, terwijl in werkelijkheid vanuit de geschiedenis van de dijk verschillende 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 A.1: (Figuur 5.2 uit [5]: Standaard-situatie waarvoor met de formule van Dupuit het niveau van het freatisch vlak kan worden 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. Naar aanleiding van paragraaf 5.3.4 van [5] is hiervoor het niveau van het oorspronkelijke (gezakte) maaiveld gekozen. Bij bestudering van het verloop van de stijghoogte tegen de diepte en de grondopbouw van de meetlocaties van het bovengenoemde onderzoek blijkt namelijk meestal 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 weergegeven in Figuur A.2 (zie ook Figuur 5.3. van [4]). 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 A.2: (Figuur 5.3 uit [5]) Situatie waarbij lek optreedt vanuit de bovenliggende (klei-) laag naar de onderliggende veenlaag.

Voor alle locaties is uitgegaan van een 'neerslagoverschot' van 300 mm/jaar. Dit is een getal, dat is 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 'neerslagoverschot' zal in werkelijkheid groter of kleiner zijn dan het gekozen getal en zal voor alle locaties een ander getal zijn, maar daarover is niets met zekerheid te zeggen. Daarom is voor alle locaties hetzelfde getal gebruikt. In de formule van Dupuit zijn de doorlatendheid en het 'neerslagoverschot' direct op elkaar van invloed. Bijvoorbeeld: wanneer de doorlatendheid wordt gehalveerd en het 'neerslagoverschot' wordt gehalveerd, blijft het niveau van het freatisch vlak gelijk.

Bij de vergelijking van de verschillende locaties zijn voor alle locaties de dijkbasisbreedte, het niveau van de 'ondoorlatende bodem', de randvoorwaarde van de rivier, de randvoorwaarde van de polder en een 'neerslagoverschot' ingevoerd. In afwijking van [5] is de doorlatendheid van het grondmassief vervolgens gelijk gehouden op 10^{-7} m/s i.p.v. dat deze is 'gefit' op basis van de gemeten waterspanning. In tabel A.1 en figuur A.3 zijn de resultaten van de berekeningen weergegeven.

Bij gebruik van de formule van Dupuit (gegeven de doorlatendheid van 10^{-7} m/s) wordt de hoogte van het freatisch vlak in een aantal gevallen fors overschat. Dit speelt met name voor gevallen waarbij 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 i.r.t. de hoogte van het freatische vlak. Om voor dit effect te compenseren is een correctiefactor geïntroduceerd waarmee de berekende waarde van 'h' wordt gecorrigeerd. Voor het verkrijgen van een zo goed mogelijke fit is een correctiefactor bepaald.

$$\text{Correctiefactor} = \sqrt{(L/L_{\text{basis}})}$$

waarin:

L Aanwezig breedte van de dijkbasis [m]

L_{basis} Basis breedte van de dijkbasis [m]. Uit kalibratie analyses blijkt een waarde van 27 m de beste fit te geven.

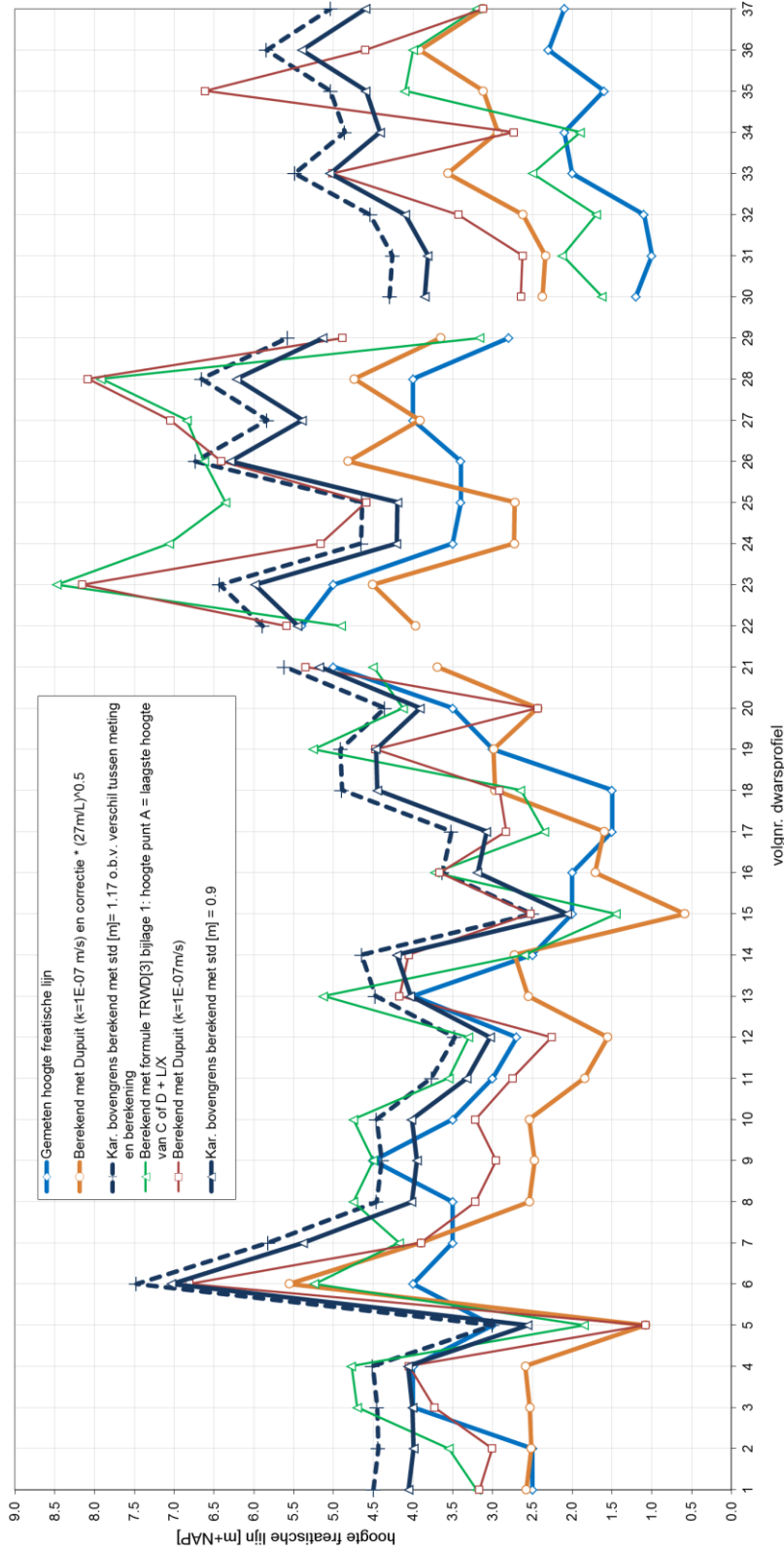
Ondanks bovengenoemde volgt uit de metingen van het freatisch vlak en de berekeningen een fors verschil. In feite is dit niet verwonderlijk omdat er nog veel 'parameters' zijn die zonder het uitvoeren van uitvoerig terrein en laboratoriumonderzoek en het uitvoeren van geavanceerde grondwaterstromingsberekeningen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

Uit de berekeningen volgt dat uitgaande van de gegeven parameters gemiddeld genomen het verschil tussen het gemeten en berekende hoogte van het freatisch vlak circa nul is. De standaardafwijking is erg groot en bedraagt 1.17=m. Als op basis van deze standaardafwijking de karakteristieke bovengrenswaarde wordt bepaald van de hoogte van het freatisch vlak dient bij de verwachtingswaarde een waarde van 1.64 maal de standaardafwijking te worden opgeteld. Uit figuur A-1 volgt dat de metingen in dat geval voor geen enkele van de 37 locaties door de karakteristieke waarde wordt onderschreden. Indien de standaardafwijking wordt aangenomen op een waarde van 0.9 m blijkt dat de gemeten waarde voor slechts 2 van de 37 locaties wordt onderschreden door de karakteristieke waarde.

Opdracht nr.	Omschrijving	Lokatie Dp/fhm	volgmr. Dwp	d (klei/veen)	Niveau freatisch vlak	Dijkbasis breedte L	Randvoorw aarde rivier C	Randvoorw waarde polder D	A- berekend conform TRWD bijlage 1	Berekening hoogte freatisch vlak met formule Dupuit			
										Niveau 'ondergrondse bodem'	verwachte h	verwachtings waarde h met correctie voor L	Kar. bovengrens berekend met std [m] = 1.17
		[...+m]	[-]	[m]	[m+NAP]	[m]	[m+NAP]	[m+NAP]	[m+NAP]	[m+NAP]	[m+NAP]	[m+NAP]	[m+NAP]
CO-341920	Diefdijk	003+150	1	3.5	2.5	33	0.3	-0.1	3.2	-3.0	3.2	2.6	4.1
	Diefdijk	028+237	2	2	2.5	32	0.4	0.35	3.6	-3.0	3.0	2.5	4.0
	Diefdijk	048+000	3	7	4	40	-0.3	-0.3	4.7	-3.0	3.7	2.5	4.0
	Diefdijk	056+245	4	6	4	43	-0.6	-0.6	4.8	-3.0	4.1	2.6	4.1
	Diefdijk	069+180	5	3	3	27	-0.85	0.9	1.9	-3.0	1.1	1.1	2.6
CO-453560	Gorinchem-West	397+100	6	8	4	36	4	0.8	5.2	-3.0	6.8	5.6	7.0
	Gorinchem-West	399+100	7	9	3.5	27	2	0.8	4.2	-3.0	3.9	3.9	5.4
	Gorinchem-West	401+100	8	5	3.5	34	0.5	0.8	4.8	-3.0	3.2	2.5	4.0
	Gorinchem-West	000+143	9	11	4.5	32	0.5	0.8	4.5	-3.0	3.0	2.5	4.4
	Gorinchem-West	003+095	10	7	3.5	34	0.5	0.8	4.8	-3.0	3.2	2.5	4.0
CO-303960	HGO	006+180	11	8	3	38	-1.2	0.5	3.6	-3.0	2.8	1.8	3.3
	HGO	008+107	12	9	2.7	36	-1.2	1	3.3	-3.0	2.3	1.6	3.0
	HGO	015+021	13	9	4	45	-0.5	0.5	5.1	-3.0	4.2	2.6	4.0
CO-347010	Jisselmeer NH	28+00	14	3	2.5	41	-0.3	-1.5	2.6	-3.0	4.1	2.7	4.2
	Jisselmeer NH	42+00	15	3	2	49	-3.45	-2.15	1.5	-5.0	2.5	0.6	2.1
	Jisselmeer NH	63+00	16	4	2	45	-0.4	-1.9	3.7	-5.0	3.7	1.7	3.2
	Jisselmeer NH	80+00	17	10	1.5	38	-0.5	-2.4	2.4	-5.0	2.8	1.6	3.1
CO-303100	Tienhovensemeide	280+000	18	2	1.5	27	0.9	0	2.7	-3.0	2.9	3.0	4.4
	Tienhovensemeide	291+120	19	8	3	42	0.5	0	5.3	-3.0	4.5	3.0	4.9
	Tienhovensemeide	293+199	20	8	3.5	27	0.75	3.5	4.1	-1.0	2.4	2.4	3.9
	Tienhovensemeide	297+000	21	9	5	42	1.5	-0.75	4.5	-3.0	5.4	3.7	5.2
CO-390110	Heukelum	056+245	22	2.5	5.4	45	0.4	0.6	4.9	-1.6	5.6	4.0	5.4
	Heukelum	064+100	23	4	5	65	0.35	0.84	8.5	-2.1	8.2	4.5	6.0
	Gorinchem	391+000	24	6	3.5	50	0.9	0.81	7.1	-4.0	5.2	2.7	4.7
	HGO	402+192	25	5	3.4	45	0.8	0.73	6.4	-3.7	4.6	2.7	4.6
	HGO	000+087 1)	26	6.5	3.4	45	1.3	1.06	6.6	-0.8	6.4	4.8	6.3
	HGO	007+109 2)	27	8	4	57	1.27	-0.29	6.8	-3.0	7.1	3.9	5.4
	HGO	011+101 3)	28	6.5	4	61	1.08	0.28	7.9	-1.9	8.1	4.7	6.2
	Papendrecht	089+158	29	6	2.8	40	0.5	-1.84	3.2	-2.0	4.9	3.7	5.1
	NLC	159+000m	30	4.5	1.2	29	0.35	-2	1.6	-5.0	2.6	2.4	3.9
	NLO	187+075m	31	4.5	1	29	0.5	-1.5	2.1	-5.5	2.6	2.3	3.8
	SO	221+085m	32	3	1.1	34	0.5	-1.7	1.7	-4.0	3.4	2.6	4.1
	LekdijkWest	92/94	33	3	2	42	0.5	-1.7	2.5	-2.3	5.0	3.6	5.0
	Noordmolendijk	20.1+70m	34	3	2.1	25	0.59	-0.6	1.9	-2.5	2.7	2.9	4.4
	Noordmolendijk	21.6+40m	35	3	1.6	60	0.41	-1.9	4.1	-4.0	6.6	3.1	5.0
	Asperen	D045+140m	36	3	2.3	35	0.5	0.5	4.0	-1.0	4.6	3.9	5.4
	Spijk	D077+000m	37	3	2.1	27	0.5	0.5	3.2	-1.5	3.1	3.1	4.6
					gem.	2.99			4.02		4.14		2.92

Opmerkingen:
 1) dijkbasis van -17.91m (hoogte+1.27) tot +39.12 (hoogte+0.29)
 2) dijkbasis van -19.23m (hoogte+1.06) tot +25.51 (hoogte+1.30)
 3) dijkbasis van -21.98 (hoogte+1.08) tot +39.11 (hoogte+0.28)
 3) dijkbasis van -21.98 (hoogte+1.08) tot +39.11 (hoogte+0.28)

Tabel A.3: Resultaten berekeningen freatisch vlak voor geval 1A



Figuur A.1: Grafische weergave resultaten berekeningen freatisch vlak voor geval 1A

Bijlage B: Bepaling onzekerheden Leklengten

Op basis van een inschatting van de geohydrologische situatie (leklengte buitenwaarts, leklengte binnenwaarts, gemiddelde dagelijkse buitenwaterstand en het polderpeil) kan een veilige inschatting van stijghoogte worden bepaald. (zie paragraaf 4.3.2). Hierbij dient rekeningen te worden gehouden met onzekerheden van de leklengten.

Praktische (stationaire) leklengten voor de Nederlandse situatie kunnen variëren van orde 100 m tot orde 1000 m.

De leklengten zijn afhankelijk van diverse factoren zoals in TRWD [3] paragraaf 2.2.10 is aangegeven.

Lekfactor:

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

$$\lambda = \sqrt{(T \cdot c)}$$

waarin:

λ = lekfactor [m]

T = transmissiviteit (kD-waarde) van het zandpakket [m²/dag]

c = top laag weerstand/hydraulische weerstand [dag] k = doorlatendheid van zandlaag [m/dag]

D = dikte van de zandlaag [m]

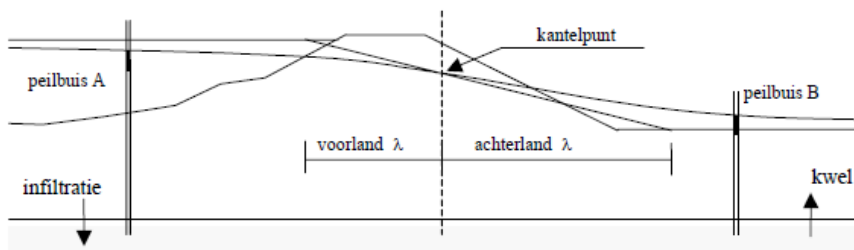
$$c = d/k_v$$

waarin :

d = dikte van de top laag [m]

k_v = doorlatendheid van de top laag [m/dag]

$$\text{Ofwel } \lambda = \sqrt{(k D d / k_v)}$$



Figuur B.1: Infiltratie- en kwelstroming onder de dijk; lekfactor en kantelpunt

Voor realistische waarden van de leklengte (voor en achterland) zijn analyses uitgevoerd ter bepaling van de stijghoogte. De resultaten hiervan zijn weergegeven in tabel B-1.

λ voorland [m]	λ achterland [m]	Formule 1:	Formule2:		
		HeadPL3 buitenkrui [m]	HeadPL3x voor x =		
			30	50	100
			[m]	[m]	[m]
100	100	2.50	1.85	1.52	0.92
100	200	3.33	2.87	2.60	2.02
100	400	4.00	3.71	3.53	3.12
100	800	4.44	4.28	4.18	3.92
100	1000	4.55	4.41	4.32	4.11
300	100	1.25	0.93	0.76	0.46
300	200	2.00	1.72	1.56	1.21
300	400	2.86	2.65	2.52	2.23
300	800	3.64	3.50	3.42	3.21
300	1000	3.85	3.73	3.66	3.48
1000	100	0.45	0.34	0.28	0.17
1000	200	0.83	0.72	0.65	0.51
1000	400	1.43	1.33	1.26	1.11
1000	800	2.22	2.14	2.09	1.96
1000	1000	2.50	2.43	2.38	2.26

Verskil Toetspeil en gemiddelde dagelijkse buitenwaterstand is 5m

Tabel B-1: Berekening stijghoogte met formules 1 en 2 (zie paragraaf 4.3.2 en [1]) voor realistische leklengten

Indien metingen beschikbaar zijn:

Indien de geohydrologische situatie op basis van het model met leklengte buitenwaarts, leklengte binnenwaarts, gemiddelde dagelijkse buitenwaterstand en het polderpeil wordt gekalibreerd kan ook een veilige inschatting van de stijghoogte onder maatgevende omstandigheden worden bepaald. Indien metingen beschikbaar zijn mag worden verwacht dat de standaardafwijking van de stijghoogte tijdens maatgevende omstandigheden circa 0.20 m bedraagt (dus verschil tussen de minimale en de maximale waarde = $2 \cdot 1.64 \cdot 0.2 = 0.65$ m) . Uit gevoeligheidsanalyses voor realistische waarden van de leklengte volgt dat bij vermindering van de leklengte in het voorland en vergroting van de leklengte in het achterland met een variatiecoëfficiënt van 0.10 tot 0.16 een verhoging van de stijghoogte van gemiddeld 0.32 m wordt gevonden. Het verschil tussen de minimale en maximale waarde van de stijghoogte is dus circa 0.65 m) (zie tabel B-2).

Voor de leklengte is het hierbij niet zinvol om met een standaardafwijking te werken maar met een variatiecoëfficiënt. Bij gebruik van een standaardafwijking zou bij kleinere leklengtes onnodig en onrealistisch veel onzekerheid in de berekening worden geïntroduceerd.

% verschil labda	gewenste stijghoogte 0.6m hoger	gecorrigeerde λ voorland	gecorrigeerde λ achterland	Formule 1: HeadPL3 buitenkruin	Formule2:			variatiecoef ficient	standaardafwijking	
					HeadPL3 x 0.6m hoger voor x=				λ voorland	λ achterland
[%]	[m]	[m]	[m]	[m]	30	50	100	[m]	[m]	
13	2.17	87	113	2.83	2.17	1.81	1.17	0.08	13	13
15	3.19	85	230	3.65	3.20	2.94	2.36	0.09	15	30
20	4.03	80	480	4.29	4.03	3.86	3.48	0.12	20	80
37	4.60	63	1096	4.73	4.60	4.52	4.32	0.23	37	296
50	4.73	50	1500	4.84	4.74	4.68	4.53	0.30	50	500
18	1.25	247.5	117.5	1.61	1.25	1.05	0.69	0.11	52.5	17.5
13	2.04	261	226	2.32	2.03	1.86	1.49	0.08	39	26
13	2.97	261	452	3.17	2.97	2.84	2.54	0.08	39	52
17	3.82	249	936	3.95	3.82	3.74	3.55	0.10	51	136
19	4.05	243	1190	4.15	4.05	3.98	3.82	0.12	57	190
32	0.66	680	132	0.81	0.65	0.56	0.38	0.20	320	32
21	1.04	790	242	1.17	1.04	0.95	0.78	0.13	210	42
15	1.65	850	460	1.76	1.64	1.57	1.41	0.09	150	60
13	2.46	870	904	2.55	2.46	2.41	2.28	0.08	130	104
13	2.75	870	1130	2.83	2.75	2.70	2.59	0.08	130	130
Verschil Toetspeil en gemiddelde dagelijkse buitenwaterstand is 5m										
Rood gemarkeerde waarden behoren bij onrealistisch hoge stijghoogten										

Tabel B-2: Berekening variatiecoëfficiënten voor realistische leklengten (wel metingen beschikbaar)

Voor bepaling van een veilige waarde van Leklengte buitenwaarts en binnenwaarts wordt aanbevolen een variatiecoëfficiënt te hanteren van **0.10**.

Deze onzekerheid geldt niet alleen voor het betreffende dwarsprofiel maar ook voor het dijkvak dat wordt beschouwd. Hierdoor behoeft geen rekening te worden gehouden met extra onzekerheden voor vertaling van het dwarsprofiel naar een dijkvak.

Indien geen metingen beschikbaar zijn:

Indien geen metingen beschikbaar zijn mag worden verwacht dat het verschil in stijghoogte tijdens maatgevende omstandigheden tussen de minimale en maximale waarde groot is en naar verwachting 1.0 tot 1.5 m is.

Uit gevoeligheidsanalyses voor realistische waarden van de leklengte volgt dat bij vermindering van de leklengte in het voorland en vergroting van de leklengte in het achterland met een variatiecoëfficiënt van 0.14 tot 0.24 een verhoging van de stijghoogte van gemiddeld 0.6 m wordt gevonden. Het verschil tussen de minimale en maximale waarde van de stijghoogte is dus 1.0 tot -1.5 m (zie tabel B-3).

Voor de leklengte is het hierbij niet zinvol om met een standaardafwijking te werken maar met een variatiecoëfficiënt. Bij gebruik van een standaardafwijking zou bij kleinere leklengtes onnodig en onrealistisch veel onzekerheid in de berekening worden geïntroduceerd.

% verschil labda	gewenste stijghoogte 0.6m hoger	gecorrigeerde λ voorland	gecorrigeerde λ achterland	Formule 1: HeadPL3 buitenkruin	Formule2:			variatiecoef ficient	standaardafwijking	
					HeadPL3 x 0.6m hoger voor x=				λ voorland	λ achterland
[%]	[m]	[m]	[m]	[m]	30	50	100	[m]	[m]	
25	2.45	75	125	3.13	2.46	2.09	1.40	0.15	25	25
27	3.47	73	254	3.88	3.45	3.19	2.62	0.16	27	54
40	4.31	60	560	4.52	4.28	4.13	3.78	0.24	40	160
70	4.88	30	1360	4.89	4.79	4.72	4.55	0.43	70	560
100	5.01	0	2000	5.00	4.93	4.88	4.76	0.61	100	1000
31	1.53	207	131	1.94	1.54	1.32	0.90	0.19	93	31
25	2.32	225	250	2.63	2.33	2.15	1.76	0.15	75	50
25	3.25	225	500	3.45	3.25	3.12	2.82	0.15	75	100
34	4.10	198	1072	4.22	4.10	4.03	3.84	0.21	102	272
40	4.33	180	1400	4.43	4.34	4.27	4.12	0.24	120	400
50	0.94	500	150	1.15	0.94	0.83	0.59	0.30	500	50
35	1.32	650	270	1.47	1.31	1.22	1.01	0.21	350	70
27	1.93	730	508	2.05	1.93	1.86	1.69	0.16	270	108
23	2.74	770	984	2.81	2.72	2.67	2.53	0.14	230	184
24	3.03	760	1240	3.10	3.03	2.98	2.86	0.15	240	240
Verschil Toetspeil en gemiddelde dagelijkse buitenwaterstand is 5m										
Rood gemarkeerde waarden behoren bij onrealistisch hoge stijghoogten										

Tabel B-3: Berekening variatiecoëfficiënten voor realistische leklengten (geen metingen beschikbaar)

Voor bepaling van een veilige waarde van Leklengte buitenwaarts en binnenwaarts voor situaties waar geen metingen beschikbaar zijn wordt aanbevolen een variatiecoëfficiënt te hanteren van **0.20**.

Deze onzekerheid geldt niet alleen voor het betreffende dwarsprofiel maar ook voor het dijkvak dat wordt beschouwd. Hierdoor behoeft geen rekening te worden gehouden met extra onzekerheden voor vertaling van het dwarsprofiel naar een dijkvak.

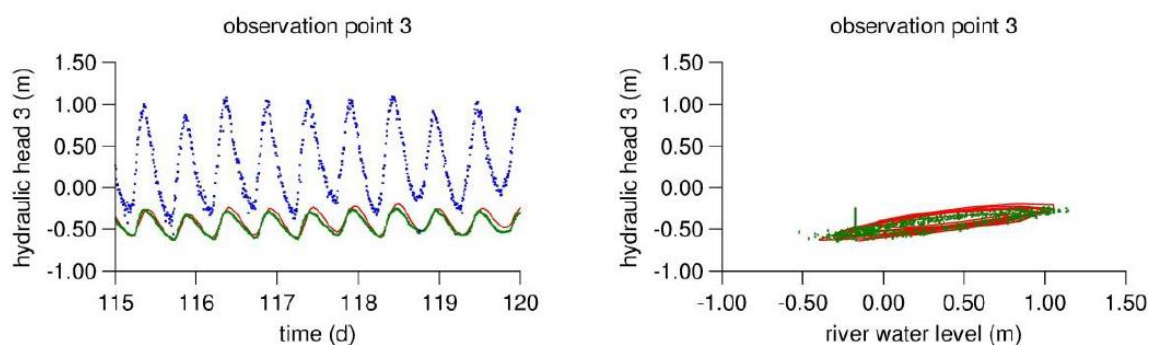
Bijlage C: bespreking resultaten rapport 'Toetsregel stabiliteit- validation groundwater flow simulator Dg Flow'

Het rapport [7] beschrijft het grondwaterstromingsmodel DgFlow. Hierbij is een case study uitgevoerd waarbij peilbuismetingen in 13 raaien/dwarsprofielen van de Lekdijk te Langerak zijn beschouwd. De metingen zelf zijn uitgevoerd in het kader van de voorbereiding van de dijkversterking van de Veersedijk en Langerak (zie [8]). Met de case study is het model gevalideerd. Na verbetering van de kalibratie routine in DgFlow is het korte termijn doel dat DgFlow voor toetslaag 3 (WTI) kan worden toegepast. Het langere termijn doel is om dit model voor toetslaag 2 toe te kunnen passen.

In hoofdstuk 3 van het genoemde rapport worden de metingen en berekeningen beschreven. Dit zijn metingen uitgevoerd onder min of meer dagelijkse omstandigheden. Navolgend zijn de metingen en berekeningen van een aantal dwarsprofielen beschouwd. Hierbij wordt eerst ingegaan op onzekerheid van de metingen zelf. Vervolgens wordt ingegaan op onzekerheden tijdens de kalibratie van de metingen met het model DgFlow. Daarna wordt gekeken naar de onzekerheid a.g.v. extrapolatie naar maatgevende omstandigheden (PL-3). Vervolgens worden onzekerheden behandeld a.g.v. vertaling van de resultaten van het dwarsprofiel naar het dijkvak waarvoor het dwarsprofiel representatief is gesteld. Na overige invloeden te hebben behandeld wordt tot slot een samenvatting gegeven van alle onzekerheden om van metingen in het veld tot een stijghoogte onder maatgevende omstandigheden voor een dijkvak te komen.

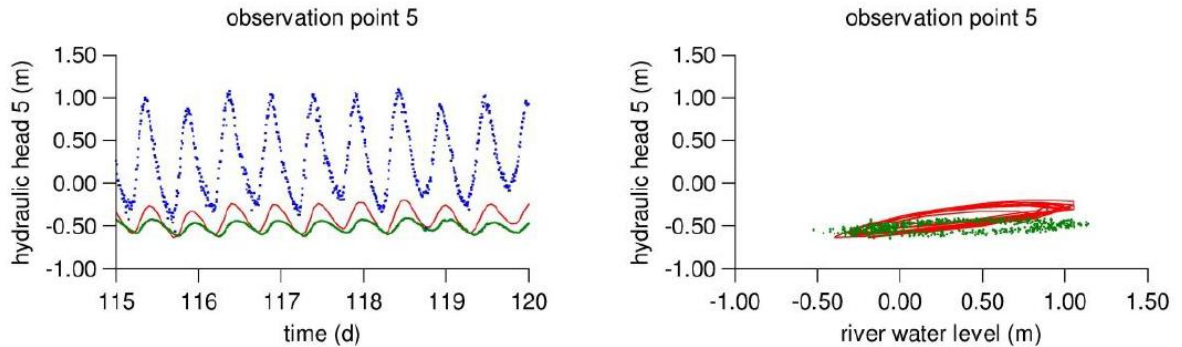
Onzekerheid in de peilbuis metingen onder dagelijks omstandigheden:

Uit de metingen in dwarsprofiel/raai 1 volgt dat bij eenzelfde buitenwaterstand de stijghoogte een getijcyclus later of eerder al 0.1 m tot 0.2 m kan afwijken (zie onderstaande figuur C1). Gemiddeld dus 0.15 m wat een standaardafwijking geeft van $(0.15/(1.64*2))=0.05$ m .



Figuur C1: Dwarsprofiel 1, stijghoogten (rood is de berekende stijghoogte; groen is de gemeten stijghoogte; blauw is gemeten buitenwaterstand).

Uit metingen in dwarsprofiel 2 kan dezelfde conclusie worden getrokken voor de peilbuis op locatie 5 (zie onderstaande figuur C2).



Figuur C2: Dwarsprofiel 2, stijghoogten (rood is de berekende stijghoogte; groen is de gemeten stijghoogte; blauw is gemeten buitenwaterstand)

Als de overige dwarsprofielen worden beschouwd kan wederom dezelfde conclusie worden getrokken.

Onzekerheid van het model (kalibratie) voor 'stationaire' stijghoogte' PL-2:

Zie [7] Paragraaf 3.1. Dwarsprofiel 1:

Uit de kalibratie van het model voor PL2 volgt dat bij de zo goed mogelijk gemaakte fit nauwelijks afwijkende stijghoogten worden berekend in vergelijking met de gemeten waarden voor een locatie in het dwarsprofiel, zo dicht mogelijk bij de binnenteen van de dijk (nl. peilbuis 3), belangrijk voor macro-stabiliteit van het binnentalud. Voor de andere peilbuizen wijken de kalibratie waarden af van de metingen. De berekende stijghoogten in de peilbuizen zijn tot 0.2 m hoger dan de gemeten waarden. Belangrijk is om weliswaar een goede fit te maken maar indien dit niet goed kloppend is te krijgen dient de berekende stijghoogte boven de meting uit te komen (dit is een veilig uitgangspunt voor de extrapolatie naar extreme omstandigheden, het MHW).

Dwarsprofiel 2:

Uit de metingen in de peilbuizen 2, 3 en 4 volgen nagenoeg dezelfde waarden. Hoewel de peilbuizen 5 en 6 (met name 6) op nagenoeg dezelfde locatie in het dwarsprofiel zitten (slechts 10 m verder landinwaarts dan de peilbuizen 3 en 4 wordt hier een respons gemeten die circa 2 maal lager is dan bij peilbuizen 3 en 4. De met het model DG-Flow uitgevoerde kalibraties is gebleken dat deze respons niet beter is te fitten). Voor de peilbuis die in dit geval het meest belangrijk is voor macrostabiliteit van het binnentalud (peilbuis 5) blijken de berekende stijghoogten circa 0.3 m hoger dan de gemeten waarden. Net als bij dwarsprofiel 1 geeft de uitgevoerde kalibratie een veilige fit.

(opmerking: Bij nadere bestudering van de metingen zie ook [8] is gebleken dat de peilbuizen op de locaties 5 en 6 niet op $x=41$ m maar in werkelijkheid op $x=141$ m staan. Dit zou ongetwijfeld een betere kalibratie hebben gegeven).

Dwarsprofiel 3:

Uit de kalibratie van het model voor PL2 volgt dat bij de zo goed mogelijk gemaakte fit de berekende stijghoogten voor met name de peilbuizen in de binnenteen hoger uitvallen dan de metingen. Voor de peilbuis in de binnenteen van de dijk (nr. 6: in topzandlaag) en nr. 7 (in diepere zandlaag) zijn de berekende stijghoogten circa 0.25 m hoger dan de metingen.

De peilbuizen 6 en 7 bevinden zich zo dicht mogelijk in de binnenteen van de dijk. Ook hier geldt dat het veilig is dat de berekende stijghoogten boven de metingen uitkomen.

In peilbuis 6 (topzandlaag) wordt een respons gemeten die circa 2 tot 3 maal lager is dan berekend. In peilbuis 7 (diepere zandlaag) wordt hier een respons gemeten iets hoger is (circa 10 tot 20 %) dan berekend. Uit de met het model DgFlow uitgevoerde kalibraties is gebleken dat deze respons niet beter is te fitten. Voor extrapolatie naar MHW of toetspeil is dit een conservatief uitgangspunt.

Gemiddeld wordt dus een 0.3 m tot 0.25 m hogere stijghoogte gefit wat een standaardafwijking geeft van $(0.25/(1.64*2))=0.08$ m).

Onzekerheid a.g.v. extrapolatie naar PL-3:

Hoewel dit in het rapport niet is uitgevoerd zou een tijdsafhankelijke extrapolatie naar maatgevende omstandigheden, uitgaande van de gemaakte kalibratie bij PL-2, vermoedelijk een (zeer) conservatieve PL-3 geven. Dit ondanks het feit dat een optimale fit is (getracht) te maken waarbij de nadruk ligt op de locatie van de binnenteen van de dijk. Navolgend is dit door het beschouwen van de metingen, kalibratie en extrapolatie in drie dwarsprofielen nader beschouwd.

Dwarsprofiel 2:

De berekende respons in peilbuis-5 (voor macrostabiliteit de meest belangrijke peilbuis) is bij het dagelijkse getij circa 2 maal hoger dan gemeten voor dagelijkse omstandigheden. Het MHW bedraagt circa NAP +5.0 m.

Uitgaande van lineaire extrapolatie naar MHW van de metingen (i.p.v. de berekeningen) zou een circa 1 m lagere stijghoogte worden verkregen. Uiteraard is het uitvoeren van een lineaire extrapolatie onjuist omdat dan geen recht wordt gedaan aan het verschil in duur van het getij en de duur van het MHW. In het kader van de dijkversterkingsopdracht [8] zijn echter extrapolaties uitgevoerd naar MHW met het programma Extrapol en Watex. Hierbij is wel het tijdsafhankelijke effect (verschil in respons tussen getij onder dagelijkse omstandigheden en respons bij MHW) op een juiste manier verdisconteerd. Met Extrapol is een stijghoogte berekend van NAP +1.97 op $x = 45$ m (circa de binnenteen van de dijk). Om het verschil aantoonbaar te maken is als eenvoudige analyse in de extrapolatie van Extrapol de amplitude van peilbuis 1 en 5 hoger aangehouden (In de extrapolatie is namelijk wel van de gemeten respons uitgegaan). Hierdoor wordt nu een stijghoogte berekend van NAP +2.30 op $x = 45$ m (circa de binnenteen van de dijk). Dit is 0.33 m hoger).

Dwarsprofiel 3:

Hoewel dit in het rapport niet is uitgevoerd zou een tijdsafhankelijke extrapolatie naar maatgevende omstandigheden uitgaande van de gemaakte kalibratie bij PL-2 vermoedelijk een (zeer) conservatieve PL-3 geven. De berekende responsen in de peilbuizen zijn alle hoger dan gemeten. In peilbuis-6 bijvoorbeeld (voor macrostabiliteit de meest belangrijke peilbuis) is de respons veel hoger dan gemeten voor dagelijkse omstandigheden. In peilbuis-8 bijvoorbeeld is de respons ook veel hoger dan gemeten voor dagelijkse omstandigheden. Uitgaande van lineaire extrapolatie naar MHW (NAP +5.0 m) van de metingen (i.p.v. de berekeningen) zou bij peilbuis 6 een circa 0.6 m lagere stijghoogte worden verkregen. Zoals eerder aangegeven is het uitvoeren van een lineaire extrapolatie onjuist. In het kader van de dijkversterkingsopdracht [8] zijn echter extrapolaties uitgevoerd naar MHW met het programma Extrapol en Watex. Hierbij is het tijdsafhankelijke effect op een juiste manier verdisconteerd (De gemeten responsen zijn in het programma ingevoerd). Met de gemeten amplitude of respons is hier met Extrapol een stijghoogte berekend van NAP +1.12 m op $x = 45$ m (circa de binnenteen van de dijk in de tussenzandlaag). Om het verschil aantoonbaar te maken is als eenvoudige analyse in de extrapolatie van Extrapol de amplitude van peilbuis 6 en 8 hoger aangehouden (In de extrapolatie is namelijk wel van de gemeten respons uitgegaan). Hierdoor

wordt nu een stijghoogte berekend van NAP +2.38 op $x=45$ (circa de binnenteen van de dijk). Dit is 1.25 m hoger).

Dwarsprofiel 6:

Hoewel dit in het rapport niet is uitgevoerd zou ook hier een tijdsafhankelijke extrapolatie naar maatgevende omstandigheden uitgaande van de gemaakte kalibratie bij PL-2 vermoedelijk een (iets) conservatieve PL-3 geven. De berekende responsen in de peilbuizen zijn alle iets hoger dan gemeten. De kalibratie kon echter behoorlijk nauwkeurig worden uitgevoerd.

In het kader van de dijkversterkingsopdracht [8] zijn ook hier extrapolaties uitgevoerd naar MHW met het programma Extrapol en Watex. Hierbij is het tijdsafhankelijke effect (verschil in responstussen getij onder dagelijkse omstandigheden en respons bij MHW) op een juiste manier verdisconteerd

Met de gegeven gemeten amplitude of respons is hier met Extrapol een stijghoogte berekend van NAP +1.91 mop $x = 45$ m (circa de binnenteen van de dijk in de tussenzandlaag). Om het verschil aantoonbaar te maken is ook hier als eenvoudige analyse in de extrapolatie van Extrapol de amplitude van peilbuis 1 en 3 iets hoger aangehouden. Hierdoor wordt nu een stijghoogte berekend van NAP +1.99 m op $x=45$ (circa de binnenteen van de dijk). Dit is slechts 0.08 m hoger). Dit betreft dus de stijghoogte in de tussenzandlaag.

Voor de diepere zandlaag is ook een extrapolatie uitgevoerd die gezien de hoogte van de stijghoogte vermoedelijk maatgevend is voor de macrostabiliteit van het binnentalud. Met de gegeven amplitude of respons is hier met Extrapol een stijghoogte berekend van NAP +3.18 m op $x = 45$ m (circa de binnenteen van de dijk in de diepe zandlaag). Om het verschil aantoonbaar te maken is als eenvoudige analyse in de extrapolatie van Extrapol de amplitude van peilbuis 2, 4 en 6 iets hoger aangehouden (In de extrapolatie is namelijk wel van de gemeten respons uitgegaan). Hierdoor wordt nu een stijghoogte berekend van NAP +3.39 m op $x=45$ (circa de binnenteen van de dijk). Dit is slechts 0.21 m hoger).

Bespreking extrapolaties in de dwarsprofielen 2, 3 en 6:

De onzekerheden in de waterspanningen die in PL-2 en PL-3 dienen te worden meegenomen, zijn sterk afhankelijk van hoe de kalibratie wordt uitgevoerd. In de (advies) praktijk wordt (zijn we gewend) een kalibratie uit te voeren die een zo goed mogelijke maar veilige fit geeft voor de meest relevante locaties. De meeste relevante locatie voor macrostabiliteit van het binnentalud is in het algemeen de binnenteen van de dijk en hier dient (wordt) tijdens het kalibratieproces dan ook de nadruk op te worden gelegd. Als de grondwaterstromingssom op deze manier wordt uitgevoerd (voor een situatie waarbij redelijke/goede metingen beschikbaar zijn) mag verwacht worden dat nauwelijks of geen extra onzekerheid in rekening behoeft te worden gebracht. De extrapolatie is op die locatie dus al voldoende conservatief en kan als bovengrens worden gezien. Dit volgt uit de kalibraties die voor Langerak zijn uitgevoerd. Op basis van eenvoudige analyses in 3 dwarsprofielen (2, 3 en 6) volgt dat de op deze wijze berekende stijghoogte bij MHW vermoedelijk 0 tot 0.5 m te hoog worden berekend. (Het geval (dwp 3) waarbij een 1.25 m hogere stijghoogte wordt berekend wordt als een uitzondering gezien en daarnaast is het nog maar de vraag of extrapolatie naar MHW met DgFlow daadwerkelijk een zo hoge stijghoogte zou opleveren.

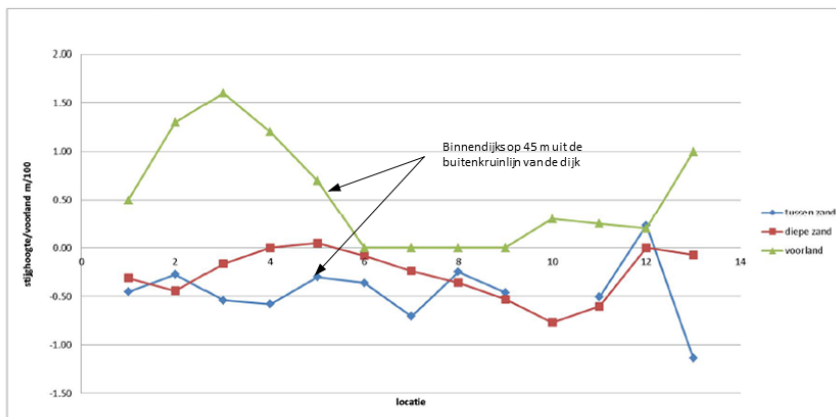
Als in de nieuwe werkwijze (waarbij niet met een bovengrenswaarde maar met een gemiddelde en standaardafwijking van de waterspanning wordt gewerkt) een kalibratie wordt uitgevoerd die een zo goed mogelijke (best guess) fit zou geven voor de meest relevante locaties (binnenteen van de dijk) dient wel onzekerheid in rekening te worden gebracht, Op basis van de hier beschouwde metingen met kalibratie wordt verwacht dat voor de extrapolatie

naar MHW dan rekening moet worden gehouden met een onzekerheid van 0.5=m. Dit geeft een standaardafwijking van $(0.5/(2*1.64)) = 0.15=m$.

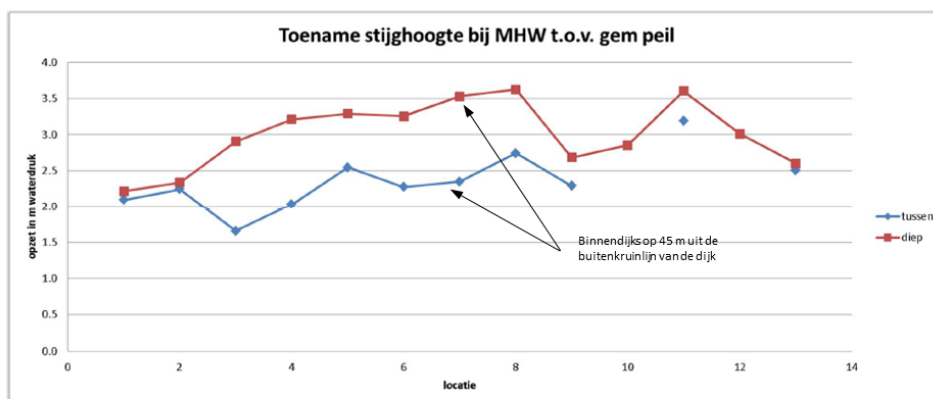
Onzekerheden a.g.v. vertaling van dwarsprofiel naar dijkvak:

T.b.v. het dijkversterkingsproject Veersedijk en Langerak zijn op basis van de peilbuis metingen in de genoemde dwarsprofielen 1 t/m 13 extrapolaties uitgevoerd naar MHW. (zie [8]). Gesteld kan worden dat voor dit dijkversterkingsproject in relatief veel dwarsprofielen waterspanningsonderzoek is uitgevoerd, in vergelijking met een gemiddeld dijkversterkingsproject in het rivierengebied (Hierbij rekening houdend met de lengte van het dijkversterkingstraject). De raaien met waterspanningsmeters en peilbuizen staan op een onderlinge afstand van gemiddeld 500=m.

Uit de figuren 5.8 en 5.9 (van paragraaf 5.6.4 [8]), die hieronder ook zijn bijgevoegd, volgt dat de berekende stijghoogten bij MHW per opeenvolgende dwarsprofielen maximaal circa 0.25 m van elkaar verschillen. Dit terwijl er in principe geen grote verschillen worden verwacht op grond van geometrische kenmerken (denkende aan breedte van met name het voorland) (zie ook figuur C3).



Figuur 5.8 Gemiddelde stijghoogte

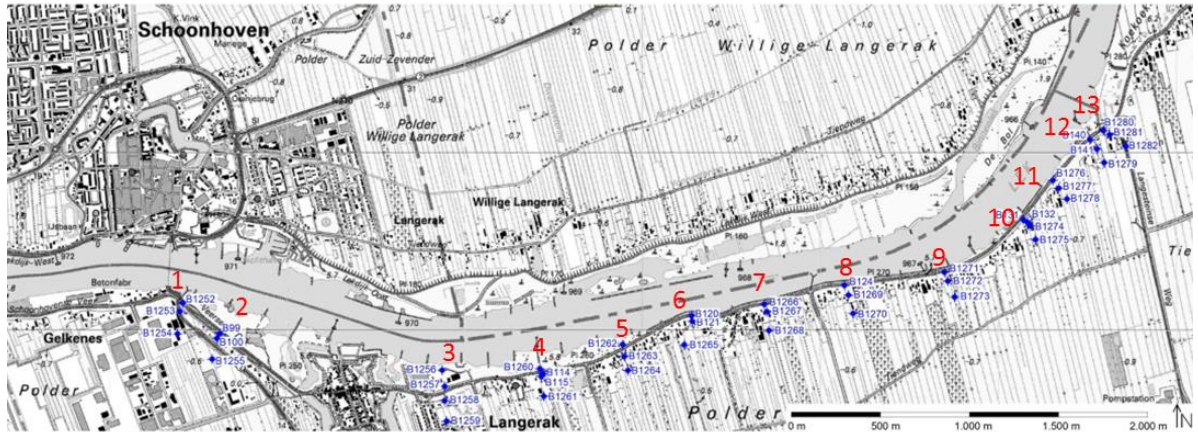


Figuur 5.9 Toename stijghoogte in de binnenteen bij MHW

Figuur C3: Gemiddelde stijghoogte en toename in de binnenteen bij MHW (Overgenomen uit [8])

Daar waar het verschil groter is, bijvoorbeeld bij raai 3 of 10 en 11 is dit verklaarbaar. In deze gevallen is nl. een voorland aanwezig. Bij raai 12 is het voorland ook weer aanzienlijk breder t.o.v. raai 11. Dit betekent dat het representatief/maatgevend stellen van de berekeningsresultaten in een bepaalde raai voor een dijkvak in dit geval waarschijnlijk een

verschil (of fout) geeft van $0.25 = m$. Dit geeft een standaardafwijking van $(0.25 / (2 * 1.64)) = 0.08 = m$.



1 t/m 13: raainummers

Figuur C4: Plangebied dijkversterking Langerak met raaien waterspanningsmeters

Nagenoeg hetzelfde kan ook worden gezegd van de stijghoogte onder dagelijkse omstandigheden PL-2 (zie bovenste figuur C4). Dit betekent dat het representatief/maatgevend stellen van de stijghoogte onder dagelijks omstandigheden in een bepaalde raai voor een dijkvak in dit geval waarschijnlijk een verschil (of fout) geeft van 0.1 a $0.2 = m$. Dit geeft een standaardafwijking van $(0.15 / (2 * 1.64)) = 0.05 = m$.

Overige invloeden:

Daarnaast dient al dan niet rekening te worden gehouden met overige invloeden. Zo kan bijvoorbeeld a.g.v. verdieping van de rivierbodem in de toekomst een andere geohydrologische situatie ontstaan waarbij de afdekkende laag op rivierbodem door erosie in de toekomst dunner wordt of zelfs in contact komt met de watervoerende zandlagen. Voor dit aspect kunnen vooraf geen inschattingen worden gegeven en dient per geval te worden bezien.

Uit rapport (zie [8] blz. 11) volgt dat bij een aantal dwarsprofielen (9 t/m 13) sprake is van invloed van waterwinning op de gemeten stijghoogten. In dit geval zijn de gemeten stijghoogten, die worden beïnvloed door de waterwinning, gecorrigeerd met behulp van een MicroFem-model van het waterleidingbedrijf.

Totaal samengevat:

Navolgend is een samenvatting gegeven van alle onzekerheden om van metingen in het veld tot een stijghoogte onder maatgevende omstandigheden voor een dijkvak te komen.

Deze onzekerheden zijn afhankelijk van:

- Onzekerheid in metingen zelf:
De onzekerheid in de peilbuismetingen onder dagelijkse omstandigheden bedraagt 0.1 tot 0.2 m (standaardafwijking = 0.05 m) (bij eenzelfde buitenwaterstand zal de stijghoogte een getijcyclus later of eerder afwijken).
- Onzekerheid kalibratie stationaire stijghoogte PL-2:
De onzekerheden van de kalibratie van de metingen met een model in dit geval DgFlow is op basis van bovenstaande ingeschat als 0.25 m (standaardafwijking = 0.08 m)

- Onzekerheid extrapolatie naar MHW/Toetspeil PL-3:
Als in de nieuwe werkwijze (waarbij niet met een bovengrenswaarde maar met een gemiddelde en standaardafwijking van de waterspanning wordt gewerkt) een kalibratie wordt uitgevoerd die een zo goed mogelijke (best guess) fit zou geven voor de meest relevante locaties (binnenteen van de dijk) dient wel onzekerheid in rekening te worden gebracht. Op basis van de hier beschouwde metingen met kalibratie wordt verwacht dat voor de extrapolatie naar MHW dan rekening moet worden gehouden met een onzekerheid van 0 tot 0.5=m. Dit geeft een standaardafwijking van 0.15=m.
- Onzekerheid door vertaling van resultaten uit het dwarsprofiel naar een dijkvak:
Het representatief/maatgevend stellen van de berekende stijghoogte in een dwarsprofiel voor een dijkvak geeft in dit geval waarschijnlijk een verschil (of fout) van 0.25=m. Dit geeft een standaardafwijking 0.08=m.
- Overige invloeden:
Voor deze aspecten (bijvoorbeeld verdieping van de rivierbodem in de toekomst) kunnen vooraf geen inschattingen worden gegeven en dit dient dan ook per geval te worden gezien.

Op basis van bovenstaande kan nu de onzekerheid worden bepaald om van metingen in het veld tot een stijghoogte onder dagelijkse of maatgevende omstandigheden voor een representatief/maatgevend dijkvak te komen:

- De onzekerheid van PL-2 (als metingen beschikbaar zijn) bestaat uit onzekerheid van de metingen zelf ($\sigma = 0.05$ m) en vertaling daarvan naar een representatief/maatgevend dijkvak ($\sigma=0.08$ m) . Ervan uitgaande dat deze onzekerheden onafhankelijk van elkaar zijn verdeeld wordt de totale onzekerheid ingeschat als $\sigma = \sqrt{(\sigma_1^2 + \sigma_2^2)} = \sqrt{(0.05^2 + 0.08^2)} = \mathbf{0.10=m}$.
- De onzekerheid van PL-3 bestaat uit onzekerheid van de metingen zelf ($\sigma=0.05$ m) , kalibratieonzekerheden in het model ($\sigma=0.08$ m) , onzekerheid bij extrapolatie naar MHW of Toetspeil ($\sigma=0.15$ m) en vertaling daarvan naar een representatief/maatgevend dijkvak ($\sigma=0.08$ m) . Ervan uitgaande dat deze onzekerheden onafhankelijk van elkaar zijn verdeeld wordt de totale onzekerheid ingeschat als $\sigma = \sqrt{(\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 + \sigma_4^2)} = \sqrt{(0.05^2 + 0.08^2 + 0.15^2 + 0.08^2)} = \mathbf{0.20=m}$.

Slotopmerking:

Het kalibreren van grondwaterstromingsmodellen is complex. We zijn gewend te kalibreren om een zo goed mogelijke fit te verkrijgen. Dit lukt nooit volledig waardoor we een zodanig fit maken dat de verwachting is dat bij extrapolatie naar MHW een veilige waarde wordt verkregen.

Als met bovengenoemde onzekerheden wordt gewerkt in de probabilistische analyse (toetslaag 2b) is het van groot belang dat met de grondwaterstromingskalibraties in principe niet aan een 'veilige' bovengrens wordt gefit.