


POVM Actuele Sterkte

Activiteit 9 – Verkennende
Faalkansanalyse Stabiliteitswand

POV

MACRO
STABILITEIT



Auteur: A.F. Noordam

Datum: maart 2019




Versie: 1.1

versie 1.1, 8 maart 2019

Samenvatting

Het voorliggende rapport beschrijft het resultaat van een eerste verkenning naar de mogelijkheden en beperkingen van faalkansanalyses voor constructief versterkte dijken. Met dergelijke analyses kan het werkelijke veiligheidsniveau worden bepaald. Dat maakt in theorie een scherpere beoordeling mogelijk dan met standaard partiële factoren. Omgekeerd kan ook worden gecontroleerd of toepassing van de standaard partiële factoren volgens het 'Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium' voldoende conservatief is voor constructief versterkte dijken. De berekeningen zijn uitgevoerd met de eindige-elementensoftware *PLAXIS*. Als voorbeelden zijn een verankerde en een onverankerde stabiliteitswand gebruikt. De geometrie en grondeigenschappen zijn op een praktijkgeval gebaseerd. Alleen constructief bezwijken is beschouwd. Met hulp van gevoeligheidsanalyses is eerst inzicht opgebouwd in het effect van parametervariëaties. Zoals verwacht is de grondsterkte de dominante parameter. Omdat deze parameter echter ook van invloed is op de initiële spanningstoestand kan een hogere grondsterkte bij verhinderde vervorming (zoals bij een verankerde wand) toch leiden tot een groter wandmoment. Ook blijkt de invloed van de variatie in grondsterkte boven de anker Gording tegengesteld aan het effect van variatie in de grondsterkte daaronder. Hierop wordt in het rapport dieper ingegaan. De daarop volgende faalkansanalyses zijn uitgevoerd met de *First Order Reliability Method* (FORM). Om voor hoge betrouwbaarheidsniveaus (c.q. lage toelaatbare faalkansen) tot convergerende resultaten te komen waren nabij grondinstabiliteit speciale instellingen en een getrapte bepaling nodig. Het probabilistisch benaderde ontwerpmoment bij de doelbetrouwbaarheid bleek vergelijkbaar met het ontwerpmoment bij bepaling volgens de ontwerpprocedure in de POVM publicatie *EEM toepassing binnen het ontwerp*. Het in de verkenning geproduceerde resultaat heeft betrekking op slechts één geval, waarbij bovendien nog niet alle relevante aspecten (zoals de onzekerheid in de waterstand, de modelonzekerheid en de kans op geotechnische instabiliteit) zijn meegenomen. Een verdergaande analyse is daarom nodig om meer algemene uitspraken te kunnen doen en om te beoordelen of aanpassing van de standaard partiële factoren nodig of mogelijk is. Daarnaast verdient het aanbeveling om te onderzoeken of en hoe de praktische toepasbaarheid van probabilistische analyses voor dit type toepassing kan worden verbeterd, onder behoud van werkbare rekentijden. Begin 2019 is daartoe een veelbelovende alternatieve methode beschikbaar gekomen.

In deze definitieve versie 1.1 is het inhoudelijke commentaar vanuit het POVM rekencluster op de eerdere conceptversie 1.0 verwerkt, voor zover relevant en haalbaar.

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
1.0	okt 2018	A. F. Noordam		M.A.T. Visschedijk		L. Voogt	
1.1	mrt 2019	A. F. Noordam		M.A.T. Visschedijk		L. Voogt	

Status
definitief

Inhoud

Nomenclatuur	1
1 Inleiding	1
1.1 Aanleiding en doelen	1
1.2 Achtergrond probabilistische methoden	1
1.3 Onderzoeksvragen	3
1.4 Aanpak	3
1.5 Leeswijzer	3
2 Voorbeeldcase	5
2.1 Basisbestand	5
2.2 Te modelleren onzekerheden	6
2.3 Grondopbouw	7
2.4 Grondeigenschappen	8
2.5 Eigenschappen constructie	11
2.6 Rekenfasen	12
3 Gevoeligheidsanalyse	13
3.1 Inleiding	13
3.2 Verankerde damwand in een enkellaags slap pakket	13
3.3 Verankerde damwand in een meerlaags slap pakket	18
3.4 Onverankerde damwand in een enkellaags slap pakket	21
3.5 Onverankerde damwand in een meerlaags slap pakket	24
3.6 Samenvatting en deelconclusies	25
4 Faalkansanalyse	27
4.1 Overzicht	27
4.2 Enkellaags slap pakket	27
4.3 Meerlaags slap pakket	30
4.4 Overige uitgevoerde analyses	34
4.5 Toegepaste instellingen voor een stabiele analyse	34
4.6 Samenvatting en deelconclusies	36
5 Eindconclusies en aanbevelingen	37
5.1 Conclusies in relatie tot de onderzoeksvragen	37
5.2 Aanbevelingen	39
6 Referenties	41

Nomenclatuur

Symbolen en afkortingen Romeins:

	Eenheid	Omschrijving
c	kPa	Cohesie
E_{50}	kPa	Stijfheid bij 50% van de maximum deviatorische spanning
E_{oed}	kPa	Oedometer stijfheid
E_{ur}	kPa	Unload/reload stijfheid
FORM	-	First Order Reliability method
k_0	-	Coëfficiënt van zijdelingse druk
k_0^{nc}	-	Coëfficiënt van zijdelingse druk bij normale consolidatie
K_{ur}	kPa	Unload/reload bulk stijfheid/ elastische bulk stijfheid
M_{max}	kNm/m'	Maximum damwandmoment per strekkende meter
N_{max}	kN/m'	Maximum ankerkracht per strekkende meter
OCR_{iso}	-	Isotrope overconsolidatie ratio
p'	kPa	Isotrope preconsolidatiespanning
POP	kPa	Pre-Overburden Pressure (verschil tussen grensspanning en effectieve verticale spanning)
POVM	-	Projectoverstijgende verkenning Macrostabiteit
SHANSEP	-	Stress History and Normalized Soil Engineering Properties
VC	-	Variatiecoëfficiënt
WBI	-	Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium
WBN	m	Waterstand bij Norm

Symbolen Grieks:

	Eenheid	Omschrijving
α	-	FORM invloedscoëfficiënt
β	-	Betrouwbaarheidsindex (omgekeerde maat voor de faalkans)
κ	-	Zwellingsindex
λ	-	Compressie-index
μ	-	Gemiddelde waarde
σ	-	Standaardafwijking
σ_y	kPa	Grensspanning
σ'_y	kPa	Effectieve verticale spanning
ϕ	°	Wrijvingshoek

1 Inleiding

1.1 Aanleiding en doelen

Binnen de “Projectoverstijgende verkenning Macrostablieiteit” (POVM) is aangetoond dat de “Actuele Sterkte” aanpak vaak leidt tot een scherper veiligheidsoordeel (Deltares, 2017; Deltares, 2016). Deze aanpak behelst de volgende drie stappen:

- 1 het reduceren van schematiseringonzekerheden, door middel van meer gedetailleerd grondonderzoek;
- 2 het (indien na stap 1 nog nodig) reduceren van het conservatisme in de standaard partiële factoren, door toepassing van faalkansberekeningen;
- 3 het (indien na stap 2 nog nodig) aanscherpen van de berekende faalkans met hulp van informatie over overleefde belastingen en met hulp van lokaal grondonderzoek (“Bewezen Sterkte”). Dit aanscherpen wordt “faalkansupdate” genoemd.

Tot op heden zijn stap 2 en 3 in de praktijk alleen toegepast voor dijken zonder constructieve elementen. Het voorliggende rapport doet verslag van een verkenning naar de mogelijke toepassing van stap 2 voor dijken met verankerde damwanden, met hulp van een eenvoudige casus. Deze verkenning is uitgevoerd in opdracht van Waterschap Rivierenland (opdrachtnummer 5005573), in POVM kader. Binnen hetzelfde POVM kader heeft ABT een vergelijkbare verkenning uitgevoerd voor onverankerde stabiliteitswanden. Tijdens de (gedeeltelijk parallelle) uitvoering zijn ervaringen, gereedschappen en rekenfaciliteit steeds onderling gedeeld.

Volgens de offerte met kenmerk 11201895-001-GEO-0001-jpjm had de verkenning de volgende doelen:

- 1 onderzoeken wat op dit moment de toepassingsmogelijkheden zijn van faalkansanalyses voor het ontwerpen van stabiliteitswanden;
- 2 bepalen welke werkwijze daarbij moet worden gehanteerd;
- 3 indien voldoende toepasbaar: bepalen of een “kalibratie op maat” mogelijk is van de standaard partiële factoren.

De verkenning is uitgevoerd met hulp van de eindige-elementensoftware *PLAXIS 2018*. Deze is gecombineerd met Deltares software voor faalkansanalyses (de *Probabilistische Toolkit* versie 1.8.8.614)¹.

1.2 Achtergrond probabilistische methoden

In een deterministische ontwerpberekening worden doorgaans standaard *partiële factoren* toegepast op karakteristieke waarden van onzekere parameters. Dat gebeurt om op conservatieve wijze zeker te stellen dat aan de doelbetrouwbaarheid wordt voldaan. Om de relatie met de doelbetrouwbaarheid te kunnen leggen moeten deze partiële factoren worden bepaald door middel van kalibratie op resultaten uit probabilistische berekeningen, voor veel verschillende gevallen. Binnen deze kalibratie moet zowel de onzekerheid in de sterkte als in de belasting worden meegenomen. Een dergelijke kalibratie heeft echter nog niet plaatsgevonden voor de standaard partiële factoren die worden gegeven in het recente ontwerpprotocol voor constructies in dijken (POVM, 2018c). Het ontbreekt voor dit einddoel zelfs nog aan de vooraf benodigde ervaring en basiskennis over de mogelijkheden en beperkingen van verschillende

¹ Uit de parallelle ABT analyse (POVM, 2018a) was al gebleken dat de PLAXIS module ProbAna nog onvoldoende toepassingsmogelijkheden biedt

probabilistische methoden in combinatie met de onderliggende eindige-elementen software. De voorliggende verkenning heeft zich daarom vooral gericht op het vergroten van deze basiskennis.

De verkenning heeft zich beperkt tot de toepassing van de *First Order Reliability Method* (FORM). Voordeel van deze methode is dat het benodigde aantal (rekenintensieve) eindige-elementenberekeningen beperkt blijft, wat essentieel is voor praktijkgebruik. Nadeel ten opzichte van andere methoden is echter een minder grote robuustheid en een voorwaardelijke nauwkeurigheid.

De inhoud van de recente 'Handreiking faalkansanalyses' (Deltares, 2017) wordt in het voorliggende rapport bekend verondersteld, evenals de inhoud van handleiding van de *Probabilistic Toolkit* (Brinkman, 2018). In het volgende blok volgt alleen een korte samenvatting van de meest relevante begrippen en concepten die in de handreiking en de handleiding aan de orde komen.

FORM berekent de faalkans in een iteratief bepaald *ontwerppunt*. De faalkans is de kans dat een bepaalde *grenstoestand* wordt bereikt. Voorbeelden van grenstoestanden zijn het bereiken van een kritiek wandmoment of het optreden van instabiliteit. Het ontwerppunt is de meest waarschijnlijke combinatie van de onzekere parameters (zoals hoogwaterbelasting en grondsterkte) waarvoor de grenstoestand wordt bereikt.

FORM definieert het verschil tussen het ontwerppunt en de verwachtingswaarde van een bepaalde parameter x_i als het product van de *invloedscoëfficiënt* α_i met de *betrouwbaarheidsindex* β en de standaardafwijking σ_{x_i} . Deze betrouwbaarheidsindex is een omgekeerde maat voor de faalkans. Dus hoe kleiner de β waarde, hoe groter de faalkans. FORM vindt het ontwerppunt door de β waarde iteratief te minimaliseren, beginnend vanaf een zeker *startpunt*. Het startpunt definieert de gecombineerde waarden van de onzekere parameters aan de start van de eerste iteratie. De in dit rapport geëvalueerde FORM implementatie maakt voor de minimalisatie gebruik van de afgeleiden van de grenstoestandsfunctie naar de afzonderlijke onzekere parameters. Deze afgeleiden moet dus kunnen worden bepaald voor alle parametercombinaties die tijdens het iteratieproces passeren. Wanneer de relatie tussen de grenstoestandsfunctie en de onzekere parameters sterk niet-lineair is en niet monotoon stijgend of dalend, dan is het bovendien vereist dat het startpunt voldoende dicht bij het ontwerppunt ligt. Alleen dan zal het iteratieproces convergeren naar het ontwerppunt met de hoogste faalkans.

1.3 Onderzoeksvragen

Binnen de voorliggende verkenning zijn uiteindelijk de volgende onderzoeksvragen beschouwd. Deze onderzoeksvragen hebben betrekking op de praktische mogelijkheid om een faalkansberekening uit te voeren voor een dijk met zowel een verankerde damwand als een onverankerde damwand.

- 1 Welke parameters moeten onzeker worden genomen en hoe moet de probabilistische methode worden gecombineerd met de (gefaseerde) eindige-elementenberekening.
- 2 In hoeverre is FORM geschikt voor het bepalen van ontwerppunten qua betrouwbaarheid/eenduidigheid, numerieke robuustheid, en rekentijd.
- 3 Is er, indien nodig, een geschikt alternatief voor FORM.
- 4 Welke “ontwerppunten” worden voor een voorbeeldgeval met deze methode gevonden voor constructief falen en voor geotechnisch falen. Zoals gezegd geven deze “ontwerppunten” de meest waarschijnlijke combinatie van onzekere parameters waarbij falen optreedt.
- 5 Welke partiële factoren resulteren uit deze ontwerppunten en in hoeverre zijn ze vergelijkbaar met de default WBI factoren.

1.4 Aanpak

Voor de beantwoording van de onderzoeksvragen zijn de volgende stappen doorlopen:

- 1 Definitie van een eenvoudig voorbeeld om inzicht te krijgen in het rekenproces van verschillende probabilistische methoden en de bepaling van de ontwerppunten.
- 2 Ad-hoc koppeling van *PLAXIS* aan de *Probabilistische Toolkit*.
- 3 Een gevoeligheidsanalyse voor een eenvoudig voorbeeld en een meer realistische case.
- 4 Evaluatie van de toepasbaarheid van FORM voor het geval van overschrijden van een toelaatbaar damwandmoment. De betrouwbaarheidsindex (een omgekeerde maat voor de faalkans) wordt daarbij bepaald als functie van het toelaatbaar moment en de toepasbaarheid wordt daarbij uitgedrukt in termen van: nauwkeurigheid, eenduidigheid, numerieke robuustheid en rekentijd.

1.5 Leeswijzer

In hoofdstuk 2 worden de geometrie, de parameters, de rekenstappen en de aannames beschreven voor de gebruikte voorbeeldcase. In hoofdstuk 3 is er verslag gedaan van de gevoeligheidsanalyse op de voorbeeldcase. Hoofdstuk 4 bevat resultaten van de probabilistisch doorgerekende voorbeeldcase. In hoofdstuk 5 worden ten slotte eindconclusies en aanbevelingen gegeven.

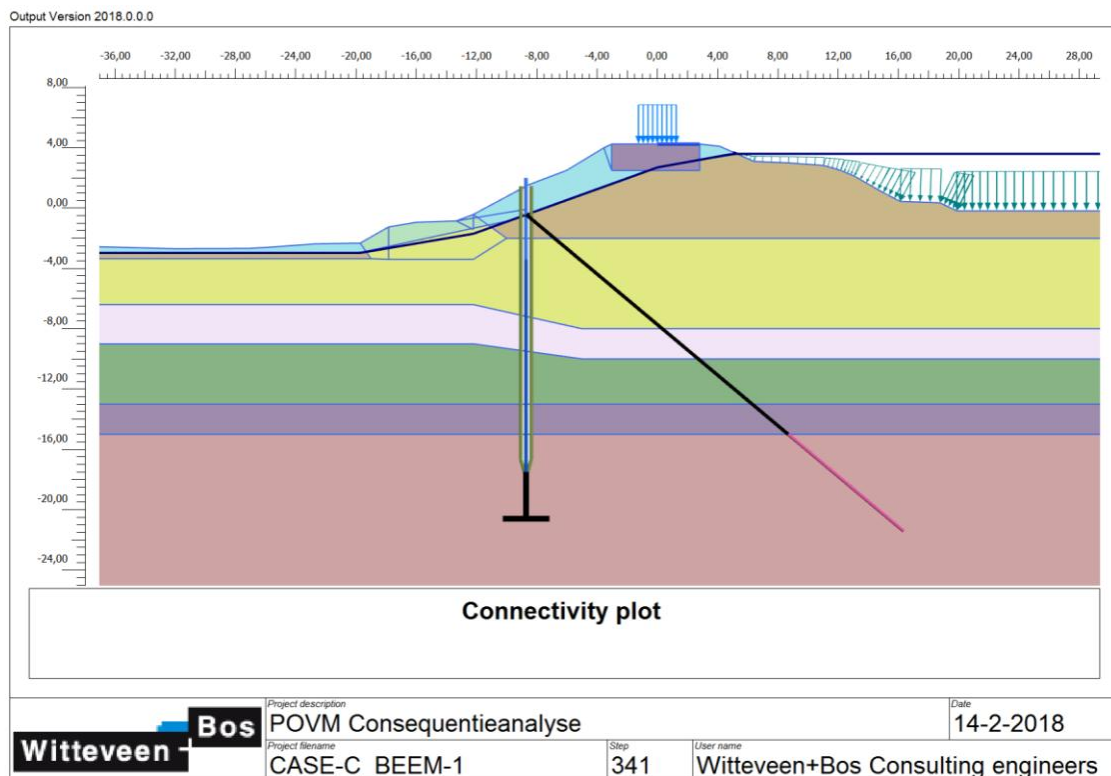
2 Voorbeeldcase

2.1 Basisbestand

De voorbeeldcase is gebaseerd op Case C uit de door Witteveen en Bos voor de POVM uitgevoerde consequentieanalyse (POVM, 2018b).

Deze case betreft een dijk op een relatief dik slappe-lagenpakket, waarbij er geen sprake is van opdrijven of opbarsten. De toegepaste versterkingsoplossing is een verankerde wand, die laag in het binnentalud van de dijk is geplaatst, zie Figuur 2.1 en Tabel 2.1. De keuze voor deze case komt voort uit de wens om een verankerde wand te gebruiken en om de complicatie van opdrijven/opbarsten te vermijden. Bij de plaatsing van het anker is een voorspanning aangebracht van 250 kN. Na lange termijn bodemdaling wordt de voorspanning verhoogd naar 338,9 kN. Er wordt een verkeersbelasting van 13,3 kPa meegenomen, over 2,5 m breedte in het midden van de kruin.

De minimaal vereiste betrouwbaarheidsindex β voor macrostabiliteit in de doorsnede is 4,89. De door decompositie bepaalde minimaal vereiste betrouwbaarheidsindex voor constructief falen, geotechnisch falen en falen van het ankersysteem is 5,11. Een betrouwbaarheidsindex van 5,11 wordt overigens ook gebruikt voor een onverankerde damwand.



Figuur 2.1 Voorbeeldcase, ontleend aan de "consequentie-analyse" (POVM, 2018b)

versie 1.1, 8 maart 2019

Tabel 2.1 Voorbeeldcase, ontleend aan de "consequentie-analyse" (POVM, 2018b)

kruinhoogte	+4,2	m+NAP
hoogte Achterland	-2,5	m+NAP
helling binnentalud	1:2,5	-
GHW	+0,3	m+NAP
MHW	+3,6	m+NAP
opdrijven/opbarsten	nee	
versterkingsoplossing	verankerde damwand binnenteen, openingspercentage 20%	
bodemopbouw	ca.11 m dik slappe lagen pakket	

Het basisbestand dient ter ondersteuning van de gevoeligheidsanalyse en de probabilistische analyse. De parameters en de geometrie zijn in deze analyses wel aangepast, wanneer dit nodig of dienstig was voor het onderzoeksdoel.

2.2 Te modelleren onzekerheden

Hieronder volgt een lijst van de in principe te modelleren onzekerheidsbronnen in het geval van een verankerde damwand:

- Schematisering grondopbouw;
- Grondsterkte;
- Grondstijfheid;
- Overconsolidatie grond;
- Volumiek gewicht grond;
- Zetting;
- Wandwrijving;
- Puntweerstand;
- Toename ankerkracht door grondverzakking;
- Verkeersbelasting;
- Kansverdeling waterstand en overslag;
- Schematisering stijghoogteverloop als functie van waterstand en overslag;
- Constructieve sterkte ankersysteem;
- Constructieve stijfheid ankersysteem;
- Uittrekkracht ankerlichaam;
- Constructieve sterkte damwand;
- Constructieve stijfheid damwand;
- Modelonzekerheid.

De kans op opdrijven en het ontstaan van een restprofiel wordt in dit voorbeeldgeval verwaarloosbaar verondersteld, maar zal in andere gevallen ook beschouwd moeten worden.

In de semi-probabilistische berekening worden rekenwaarden voor belastingen en sterkte bepaald door het toepassen van partiële factoren op karakteristieke waarden. In deze partiële factoren wordt ook de modelonzekerheid en de schematiseringonzekerheid verwerkt. De schematiseringonzekerheid in grondopbouw en stijghoogte bij de rekenwaarde voor de buitenwaterstand wordt meegenomen door middel van scenario's en scenario-kansen.

In een probabilistische analyse kunnen kansverdelingen worden toegepast voor belasting- en sterkte-eigenschappen. Deze kunnen worden gecombineerd met scenario's en scenario-kansen

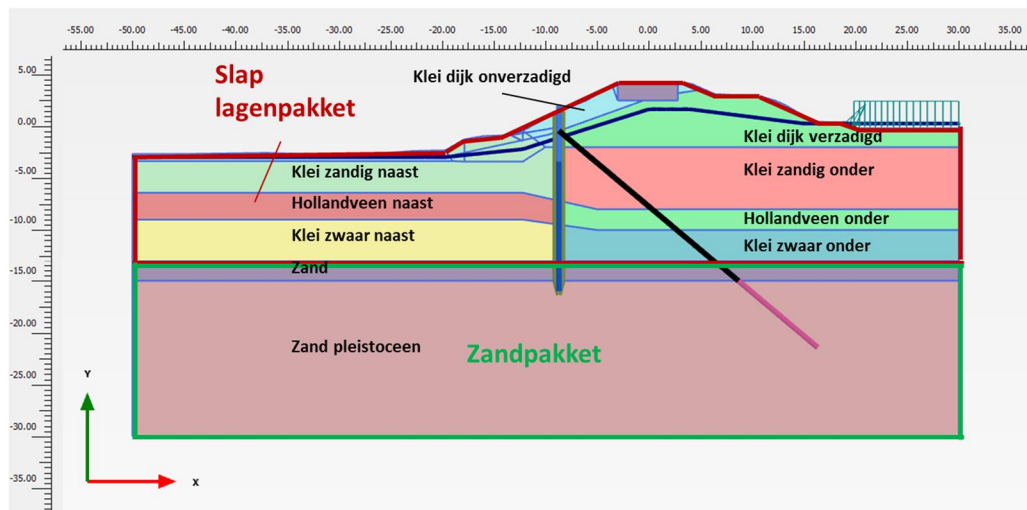
voor grondopbouw en stijghoogteverloop. In de gerapporteerde verkenning zijn alleen de grondsterkte, de grondstijfheid en de overconsolidatie van de grond onzeker verondersteld. De modelfactor is deterministisch aangehouden op een waarde van 1,0. Voor het overige zijn dezelfde rekenwaarden toegepast zoals die ook in de semi-probabilistische berekening zijn gebruikt en is alleen het basisscenario beschouwd. De reden daarvoor is enerzijds pragmatisch (zo eenvoudig mogelijk beginnen) en anderzijds gebaseerd op de ervaring dat de kans op macro-instabiliteit doorgaans wordt gedomineerd door de onzekere grondeigenschappen. Toepassing van deze combinatie van kansverdelingen en rekenwaarden levert per scenario een conservatieve inschatting van de faalkans.

2.3 Grondopbouw

Voor de faalkansanalyses is gebruik gemaakt van twee gevallen.

- 1 Versimpeld (enkellaags).
De slappe lagen uit de originele schematisering zijn samengevoegd tot 1 grondsoort. Deze vereenvoudiging is gedaan om in eerste instantie zo eenvoudig mogelijk te kunnen experimenteren met de probabilistische methoden. De schematisering is daarmee uiteraard niet voldoende realistisch.
- 2 Gedetailleerd (meerlaags).
De originele laagindeling is gebruikt voor een meer realistische faalkansbepaling. Hierbij zijn de sterkte en stijfheidseigenschappen in de lagen links en rechts van de damwand volledig gecorreleerd verondersteld.

In Figuur 2.2 is de geometrie weergegeven. Daarin is aangeven hoe de ondergrond is opgebouwd en hoe de lagen zijn samengevoegd voor de versimpelde case.



Figuur 2.2 Grondopbouw. In het vereenvoudigde geval zijn alle slappe lagen tot 1 laag samengenomen

Voor de slappe lagen is bij de evaluatieberekeningen zowel gebruik gemaakt van het *Soft Soil* als het *Hardening Soil* constitutief model. Voor het zand is alleen gebruikt gemaakt van het *Hardening Soil* model.

Er is aangenomen dat verkeersbelastingbelasting in de slappe lagen een ongedraineerd effect heeft. In tegenstelling tot de consequentie-analyse gebeurt dat niet door over te stappen op het *SHANSEP* model, maar door toepassing van de optie *UNDRAINED A* in combinatie met *Soft Soil* of *Hardening Soil*. De reden daarvoor is dat het in probabilistische analyses niet op eenduidige wijze mogelijk is om voor de onzekere parameters van materiaalmodel te wisselen. Binnen het POVM rekencluster is vastgesteld dat de gekozen instelling ten opzichte van het

SHANSEP model een vergelijkbaar ongedraineerd gedrag oplevert voor weinig overgeconsolideerde grond en een meer conservatieve modellering voor zwaarder overgeconsolideerde grond.

2.4 Grondeigenschappen

2.4.1 Inleiding

In deze paragraaf worden de toegepaste verwachtingswaarden, spreidingen en rekenwaarden gegeven. Deze waarden zijn gebaseerd op de rekenwaardes en karakteristieke waardes zoals aangehouden in de consequentie-analyse (POVM, 2018b).

2.4.2 Bepaling van rekenwaarden

Rekenwaarden van de schuifspanning zijn bepaald door een schadefactor van 1,18 toe te passen op de karakteristieke waarden van $\tan(\phi)$, ofwel op de 5% ondergrens van de corresponderende verdeling. Deze schadefactor correspondeert volgens de WBI relatie (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2016) met de in § 2.1 genoemde doelwaarde voor de betrouwbaarheidsindex ($\beta = 5,11$). De rekenwaarden voor de stijfheidsparameters en de grensspanning zijn gelijk gekozen aan de (karakteristieke) 5% ondergrenzen van de corresponderende verdelingen. Enige uitzondering daarop is de rekenwaarde voor λ^{-1} in de versimpelde case, die is bepaald door de verwachtingswaarde te delen door 1,5. Bij bepaling van de 5 % karakteristieke waarden is aangenomen dat de student t verdeling samenvalt met een normale verdeling van de beschouwde parameter (POP) of van de logwaarde van de beschouwde parameter (sterkte en stijfheid). Dit is consistent met de aanname in de probabilistische analyse.

2.4.3 Sterkte

Voor de slappe lagen is tijdens de evaluatieberekeningen zowel gebruik gemaakt van *Soft Soil* als van *Hardening Soil*. Voor het zand is alleen gebruik gemaakt van *Hardening Soil*. Er is gekozen voor variatie van $\tan(\phi_{cs})$, omdat PLAXIS partiele factoren ook op deze waarde toepast. Voor wat betreft de sterkte, wordt in zowel het *Hardening Soil* model en het *Soft Soil* model alleen gevarieerd in de $\tan(\phi_{cs})$ in de slappe lagen, waarbij ϕ_{cs} de wrijvingshoek is in de *critical state*. De $\tan(\phi_{cs})$ in het zandpakket wordt deterministisch aangehouden, omdat de *critical state* waarde voor zand nauwelijks onzekerheid kent.

2.4.4 Stijfheid

Bij gebruik van het *Hardening Soil* model wordt er gevarieerd in de E_{50} van de slappe lagen. De oedometer stijfheid E_{oed} en de unload/reload stijfheid E_{ur} worden volledig aan de E_{50} gecorreleerd, door middel van de volgende relaties:

$$\begin{aligned} E_{oed} &= 0,6 * E_{50} \\ E_{ur} &= 3 * E_{50} \end{aligned}$$

Bij gebruik van het *Soft Soil* model wordt er gevarieerd in de inverse waarde van de compressie-index, λ^{-1} . De zwelindex κ wordt volledig afhankelijk gesteld van de λ met de relatie:

$$\kappa = \frac{1}{10} \lambda$$

Het toepassen van volledige correlatie tussen de verschillende stijfheidsparameters is conservatief, onder aanname dat de invloedscoëfficiënten van afzonderlijke stijfheidsparameters hetzelfde teken hebben.

2.4.5 Overconsolidatie

Overeenkomstig de bronrapportage (POVM, 2018b) wordt de overconsolidatie beschreven door invoer van een initiële POP (*Pre Overburden Pressure*) waarde per laag, die verschilt onder en naast de dijk. De POP is het verschil tussen de grensspanning σ_y en de effectieve verticale veldspanning σ'_v .

De in de bronrapportage gegeven rekenwaarden voor de POP zijn ter plaatse van elk laagmidden eerst teruggerekend naar rekenwaarden voor de grensspanning, met hulp van de in Tabel 2.2 gegeven effectieve spanningen. Vanuit de rekenwaarden voor de grensspanning is vervolgens de verwachtingswaarde van de grensspanning teruggerekend, met hulp van een aangenomen variatiecoëfficiënt op de grensspanning, gelijk aan 0,21. Uit de verwachtingswaarde van de grensspanning is weer de verwachtingswaarde van de POP ter plaatse van elk laagmidden bepaald. De standaardafwijking van de POP is ten slotte gelijk aan de standaardafwijking van de grensspanning, die volgt uit de combinatie van variatiecoëfficiënt en verwachtingswaarde.

In de gedetailleerde case (meerlaags) worden de afwijkingen in de POP waarden in de verschillende lagen onder de dijk volledig gecorreleerd verondersteld. Datzelfde geldt voor de afwijkingen in de POP waarden in de verschillende lagen naast de dijk. De afwijkingen in de POP waarden onder en naast de dijk zijn ongecorreleerd (Deltares, 2017). In Tabel 2.2 zijn de aangehouden effectieve spanningen weergegeven voor de afzonderlijke lagen.

In de versimpelde case (enkellaags) is de afwijking in de POP waarde onder en naast volledig gecorreleerd verondersteld, om het aantal stochastische variabelen in eerste instantie zo veel mogelijk te beperken. De gehanteerde standaardafwijking komt overeen met de standaardafwijking van de *klei dijk onverzadigd* laag.

Tabel 2.2 Aangehouden effectieve spanningen ter plaatse van laagmidden voor de berekening van het verband tussen grensspanning en POP

Grensspanningsverticaal	Grondlaag	σ'_v [kN/m ²]
Onder	Klei dijk onverzadigd	12,5
	Klei dijk verzadigd	50
	Klei zandig onder	100
	Hollandveen onder	125
	Klei zwaar onder	150
Naast	Klei zandig naast	12,5
	Hollandveen naast	50
	Klei zwaar naast	100

2.4.6 Initiële spanningsratio K_0

De verhouding K_0 tussen de initiële horizontale en verticale effectieve spanning is in alle beschouwde gevallen door PLAXIS zelf bepaald, gebruik makend van $K_0 = K_0^{NC} \cdot OCR - \frac{\nu_{ur}}{1-\nu_{ur}}(OCR - 1)$ en $K_0^{NC} = 1 - \sin \phi$. Hierin is ν_{ur} de elastische dwarscontractiecoëfficiënt bij ontlasten/herbelasten en OCR de overconsolidatieratio. In de voorliggende rapportage is dus verondersteld dat variatie van de initiële grondsterkte op basis van realistische verdelingsparameters in de probabilistische berekening zal resulteren in een daarmee gecorreleerde realistische variatie van de K_0 en K_0^{NC} . Omgekeerd geldt dan ook dat een fysisch onrealistische variatie van de grondsterkte (tijdens een gevoeligheidsberekening) ook zal leiden tot een fysisch onrealistische variatie van de K_0 en K_0^{NC} . Een eventuele correlatie tussen grondsterkte en elastische dwarscontractiecoëfficiënt is daarbij niet verondersteld.

versie 1.1, 8 maart 2019

2.4.7 Overzichtstabel

Tabel 2.3 geeft een overzicht van de verwachtingswaarden, spreidingen en rekenwaarden voor de parameters van het slappe-lagenpakket, zoals gebruikt als basis in de vereenvoudigde case. In Tabel 2.4 zijn de verwachtingswaarden en spreidingen weergegeven voor de afzonderlijke slappe lagen in de gedetailleerde case. De variatiecoëfficiënt voor de sterkte-eigenschappen is geschat op basis van de bronrapportage (POVM, 2018b). De variatiecoëfficiënt voor de stijfheidseigenschappen is min of meer arbitrair gelijk gekozen. In verschillende testberekeningen is overigens wel gevarieerd op de basis materiaalparameters. Korte beschrijvingen van deze testberekeningen zijn weergegeven in § 4.4. De rekenwaarden zijn bepaald conform § 2.4.2.

Tabel 2.3 Overzicht van basis materiaalparameters voor de vereenvoudigde case (verwachtingswaarden en spreidingen)

	Verdeling	μ	σ	VC	Rekenwaarde
$\tan(\phi)$ [-]	Lognormaal	0,5	0,05	0,1	0,36
σ_y [kPa]	Normaal	Variabel ¹	7,22	Variabel ¹	Variabel ¹
E_{50} [kPa]	Lognormaal	2550	255	0,1	2150
λ^{-1} [-]	Lognormaal	20	2	0,1	13,33

¹De verwachtingswaarde voor de grensspanning verschilt per afzonderlijke slappe laag, deze grensspanningen zijn weergegeven in Tabel 2.4

Tabel 2.4 Overzicht van materiaalparameters voor de gedetailleerde case (verwachtingswaarden en spreidingen)

	parameter	Verdeling	μ	σ	VC	Rekenwaarde
Klei dijk onverzadigd	$\tan(\phi)$ [-]	Lognormaal	0,56	0,06	0,1	0,40
	σ_y [kPa]	Normaal	34,4	7,22	0,21	22,5
	λ^{-1} [-]	Lognormaal	21,9	2,19	0,1	18,5
Klei dijk verzadigd	$\tan(\phi)$ [-]	Lognormaal	0,56	0,06	0,1	0,40
	σ_y [kPa]	Normaal	99,3	20,85	0,21	65
	λ^{-1} [-]	Lognormaal	21,9	2,19	0,1	18,5
Klei zandig naast	$\tan(\phi)$ [-]	Lognormaal	0,50	0,05	0,1	0,36
	σ_y [kPa]	Normaal	34,4	7,22	0,21	22,5
	λ^{-1} [-]	Lognormaal	35,4	3,54	0,1	29,9
Klei zandig onder	$\tan(\phi)$ [-]	Lognormaal	0,50	0,05	0,1	0,36
	σ_y [kPa]	Normaal	191,0	40,11	0,21	125
	λ^{-1} [-]	Lognormaal	35,4	3,54	0,1	29,9
Hollandveen naast	$\tan(\phi)$ [-]	Lognormaal	0,92	0,09	0,1	0,66
	σ_y [kPa]	Normaal	91,7	19,26	0,21	60
	λ^{-1} [-]	Lognormaal	6,4	0,64	0,1	5,4
Hollandveen onder	$\tan(\phi)$ [-]	Lognormaal	0,92	0,09	0,1	0,66
	σ_y [kPa]	Normaal	236,8	49,73	0,21	155
	λ^{-1} [-]	Lognormaal	6,4	0,64	0,1	5,4
Klei zwaar naast	$\tan(\phi)$ [-]	Lognormaal	0,42	0,04	0,1	0,30
	σ_y [kPa]	Normaal	183,3	38,49	0,21	120
	λ^{-1} [-]	Lognormaal	15,8	1,58	0,1	13,3
Klei zwaar onder	$\tan(\phi)$ [-]	Lognormaal	0,42	0,04	0,1	0,30
	σ_y [kPa]	Normaal	275,0	57,75	0,21	180
	λ^{-1} [-]	Lognormaal	15,8	1,58	0,1	13,3

2.5 Eigenschappen constructie

2.5.1 Damwand

Het aangehouden damwandprofiel is: AZ36-700N. De eigenschappen van de damwand, waarbij corrosie niet is meegenomen, zijn weergegeven in Tabel 2.5.

Tabel 2.5 Eigenschappen damwand

Oppervlakte doorsnede [m ² /m']	Weerstandsmoment [m ³ /m']	Vloeispanning [N/mm ²]
0,02159	0,00359	355

2.5.2 Anker

Het gebruikte anker betreft een Leeuwanker \varnothing 60,3mm * 12,5mm. In Tabel 2.6 zijn de eigenschappen van het anker weergegeven.

Tabel 2.6 Eigenschappen anker

Oppervlakte doorsnede [m ²]	EA [kN]	h.o.h. [m]	Vloeispanning [N/mm ²]
0,001877	394,2E3	2,8	355

2.6 Rekenfases

In Tabel 2.7 worden de toegepaste *PLAXIS* rekenfases weergegeven. Deze fasering is conform de fasering in de originele semi-probabilistische berekening, waarbij uiteraard de rekenfases zijn vervallen waarin de partiële factoren worden toegepast. Rekenfase 3b is alleen toegepast bij de analyses voor de verankerde wand.

Tabel 2.7 Rekenfasering

Rekenfase	Type	Bijzonderheden
1a – Spanningsinitialisatie	K_0 procedure	
1b – Spanningsspreiding	Plastic, Staged Construction	Ignore undrained behaviour
2 – Installatie constructie	Plastic, Staged Construction	Ignore undrained behaviour
3a – Effect bodemdaling	Plastic, Staged Construction	Ignore undrained behaviour
3b – Verhoging ankerkracht door zakkende grond	Plastic, Staged Construction	Ignore undrained behaviour
4a - Hoogwaterbelasting	Plastic, Staged Construction	Ignore undrained behaviour
4b- Verkeersbelasting	Plastic, Staged Construction	Undrained A

3 Gevoeligheidsanalyse

3.1 Inleiding

Om meer inzicht te krijgen in het effect van parametervariaties is gestart met een gevoeligheidsanalyse. Daarin is de invloed onderzocht van parametervariaties op de damwandmomenten en de ankerkrachten. Tabel 3.1 geeft een overzicht van de uitgevoerde gevoeligheidsanalyses. Elke case is uitgevoerd met gebruik van het *Soft Soil* model om het gedrag in de slappe lagen te modelleren. De resultaten van deze gevoeligheidsanalyses worden gepresenteerd in de volgende paragrafen.

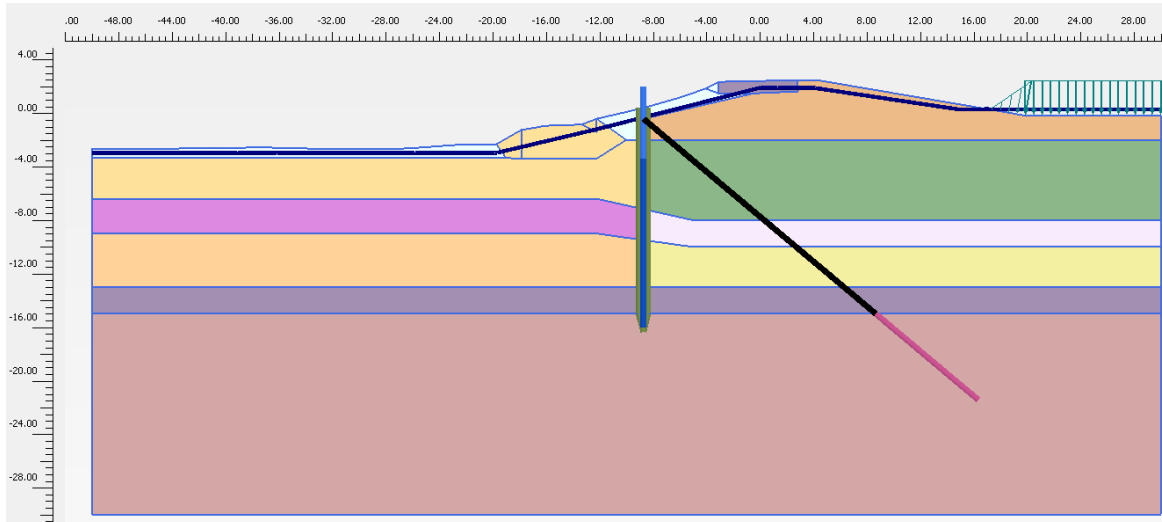
Tabel 3.1 Overzicht uitgevoerde gevoeligheidsberekeningen

Case	§	Beschrijving
Verankerde damwand in een enkellaags slap pakket	3.2	Damwandmoment en ankerkracht als functie van $\tan(\phi)$.
Verankerde damwand in een meerlaags slap pakket	3.3.1	Gevoeligheidsanalyse bij verwachtingswaarden van $\tan(\phi)$, σ_y en λ^{-1} .
	3.3.2	Gevoeligheidsanalyse bij karakteristieke lage waarden van $\tan(\phi)$, σ_y en λ^{-1} .
Onverankerde damwand in een enkellaags slap pakket	3.4.2	Damwandmoment en ankerkracht als functie van $\tan(\phi)$.
	3.4.3	Bij rekenwaarde van $\tan(\phi)$: damwandmoment als functie van λ^{-1} .
	3.4.4	Bij rekenwaarde van $\tan(\phi)$ en λ^{-1} : damwandmoment als functie van σ_y .
Onverankerde damwand in een meerlaags slap pakket	3.5.1	Gevoeligheidsanalyse bij verwachtingswaarden van $\tan(\phi)$, σ_y en λ^{-1} .
	3.5.2	Gevoeligheidsanalyse bij karakteristieke lage waarden van $\tan(\phi)$, σ_y en λ^{-1} .

3.2 Verankerde damwand in een enkellaags slap pakket

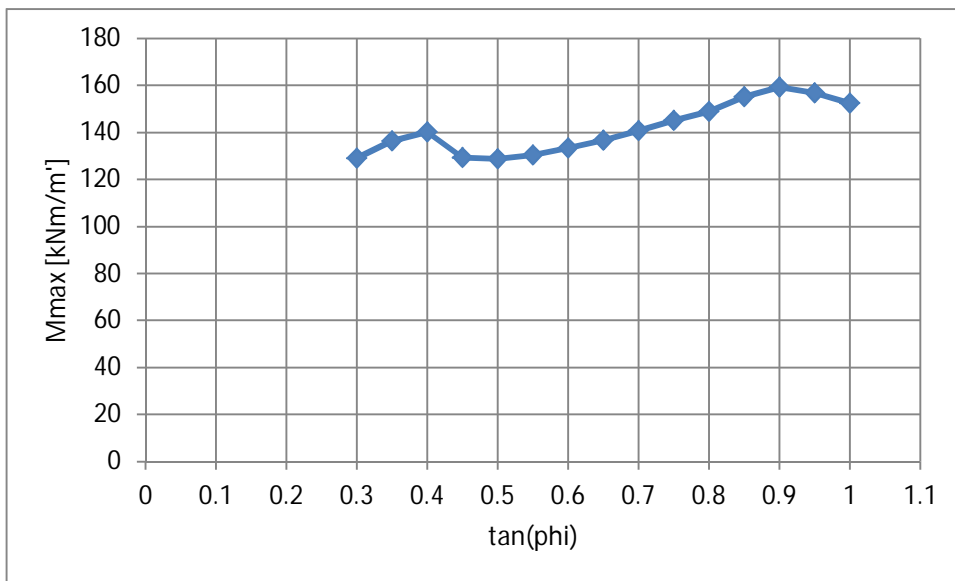
Voor deze case is een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd, waarbij het damwandmoment en de ankerkracht zijn bepaald als functie van $\tan(\phi)$ van het enkellaags slappe pakket. De waarden voor de grensspanning σ_y en de compressie-index λ zijn daarbij constant gehouden op verwachtingswaarden, evenals de waarde van de elastische dwarscontractiecoëfficiënt ν_{ur} . De K_0 wordt door PLAXIS zelf bepaald, zie § 2.4.6.

De in deze paragraaf beschreven gevoeligheidsanalyse is uitgevoerd op een alternatief profiel. Dit onderzoek richt zich enkel op de betrouwbaarheid van de constructie en niet op geotechnische instabiliteit. FORM is niet toepasbaar wanneer geotechnische instabiliteit optreedt. Bij lage schuifsterktes schuift de dijk af boven de damwand. Om toch iets te kunnen zeggen over de kwalitatieve gevoeligheid van het damwandmoment voor variatie in $\tan(\phi)$, is er voor gekozen om de dijk te verlagen en daarmee het talud te verflauwen. Dit verkleint de kans op afschuiving van de toplaag. In Figuur 3.1 is de in deze case gebruikte geometrie weergegeven. Let op dat deze geometrie enkel gebruikt is in deze case (een verankerde damwand in een enkellaags slap pakket).

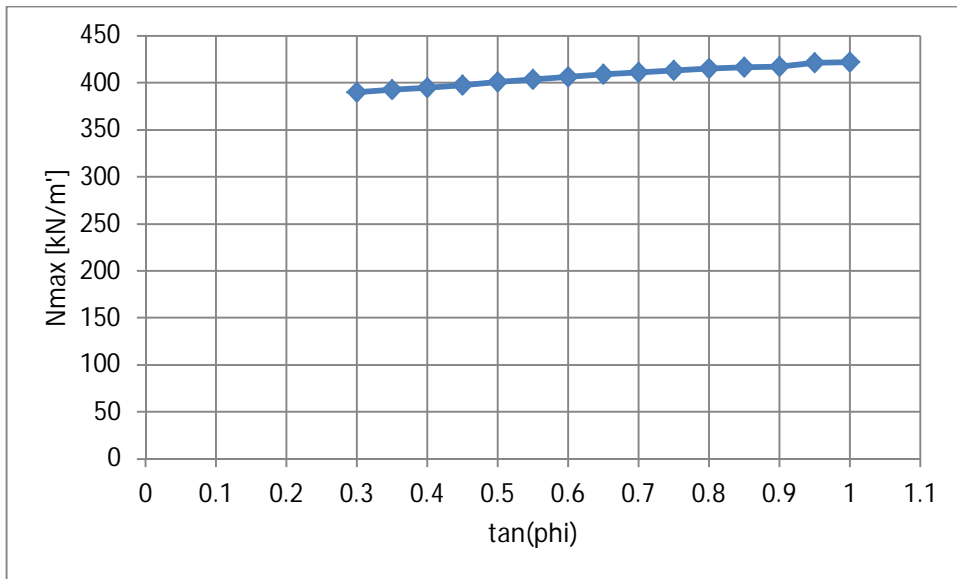


Figuur 3.1 Geometrie met verflauwd talud.

In Figuur 3.2 is een grafiek weergegeven waarin het maximum damwandmoment is uitgezet tegen $\tan(\phi)$. In Figuur 3.3 is een grafiek weergegeven waarin de maximum ankerkracht is uitgezet tegen $\tan(\phi)$. Bij een $\tan(\phi)$ van 0,3 en lager treedt, ondanks het verflauwde talud, alsnog grondinstabiliteit op voordat de damwand geplaatst is. Onder deze waarde kunnen daarom geen damwandmomenten meer worden verkregen.



Figuur 3.2 Maximum damwandmoment tegen $\tan(\phi)$, bij toepassing van $\tan(\phi)$ vanaf de initiële fase

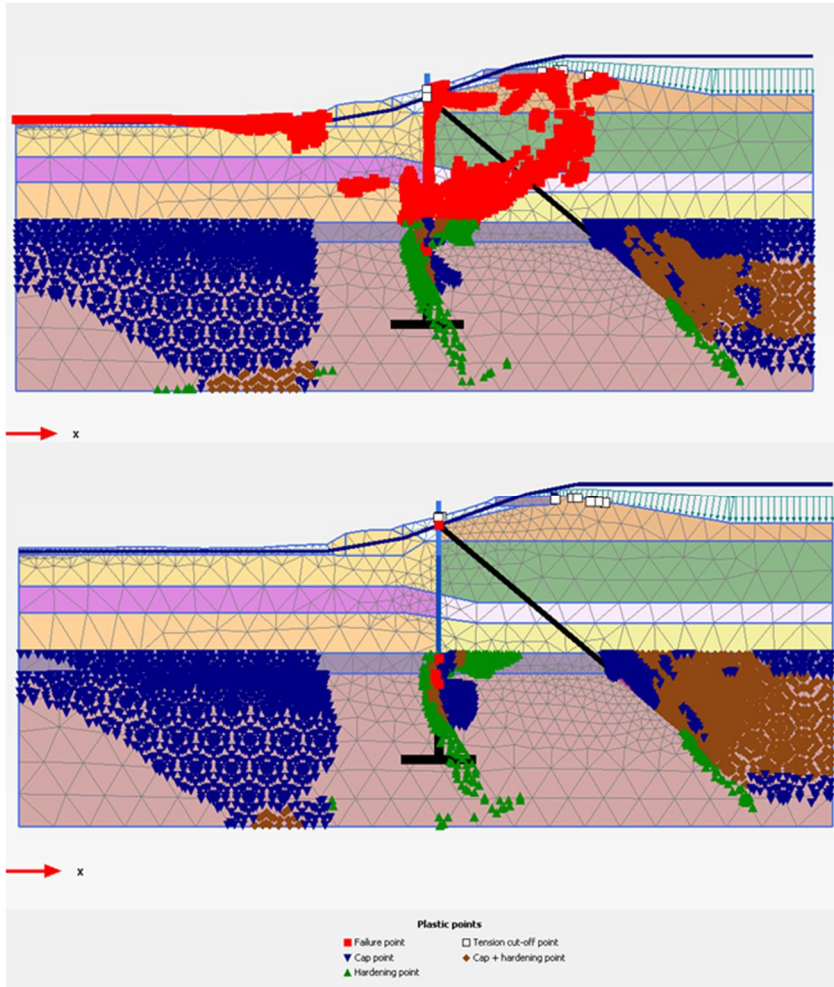


Figuur 3.3 Maximum ankerkracht tegen $\tan(\phi)$, bij toepassing van $\tan(\phi)$ vanaf de initiële fase

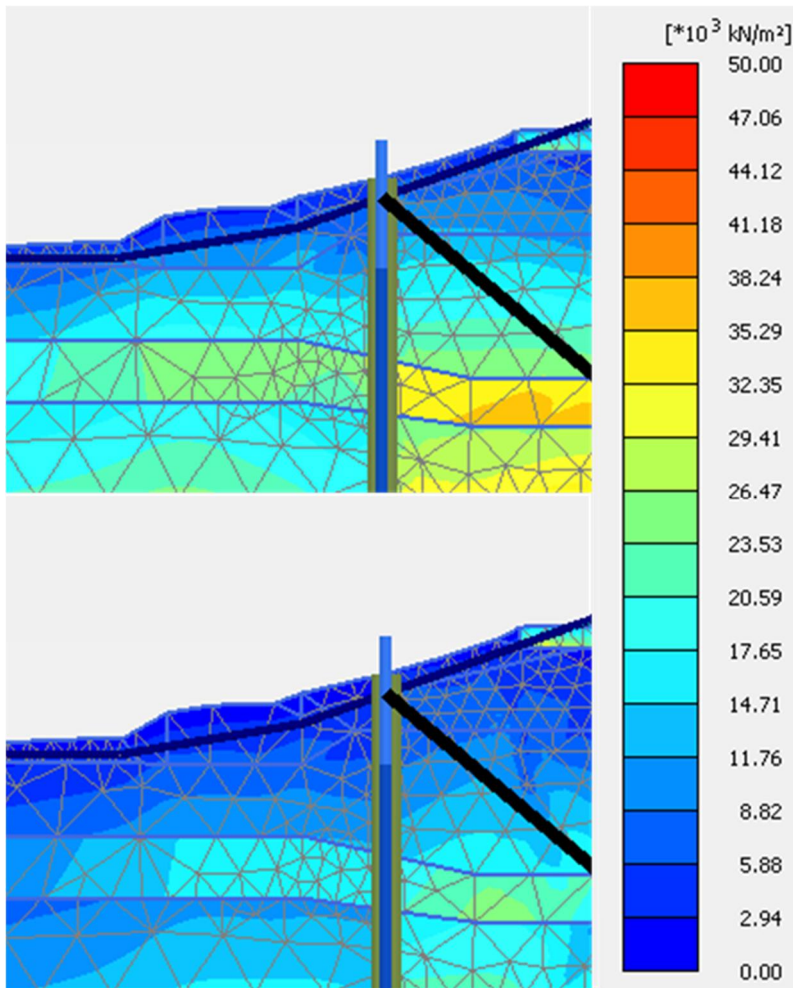
Uit Figuur 3.2 blijkt dat het maximum damwandmoment varieert tussen 130 kNm/m' en 160 kNm/m', bij variatie van $\tan(\phi)$ van 0,3 tot 1,0. Deze variatie in damwandmoment is beperkt. Verder blijkt dat de lijn niet continu stijgend of dalend is, maar dat de trend stijgend is. FORM gebruikt de helling langs de lijn om iteratief het ontwerppunt (in dit eenvoudige geval: de $\tan(\phi)$ waarde met het hoogste moment) te bepalen. Welke van de twee lokale moment-maxima door FORM gevonden zal worden hangt dus af van het startpunt. Zoals te zien in Figuur 3.3, stijgt de ankerkracht ook met een vrijwel constante helling, naarmate de $\tan(\phi)$ hoger wordt.

De verklaring voor het in eerste instantie onverwachte gedrag (hogere krachten en momenten bij sterkere grond) ligt vermoedelijk in het effect dat de $\tan(\phi)$ in de eerste rekenfase ook heeft op de initiële spanningstoestand. Enerzijds neemt bij een toename van $\tan(\phi)$ het aantal plastische punten af waarin de schuifsterkte wordt bereikt. Ter indicatie zijn in Figuur 3.4 de plastische punten weergegeven bij een $\tan(\phi)$ van respectievelijk 0,3 en 1,0. De onrealistisch hoge waarde van 1,0 is alleen gekozen om het verschil zo duidelijk mogelijk te illustreren. Een toename van $\tan(\phi)$ zou intuïtief tot lagere momenten en ankerkrachten moeten leiden. Daarbij moet wel worden aangetekend dat een afname van de plastische punten in het deel van de dijk boven de anker Gording juist een tegengesteld effect heeft op het maximum moment dat onder de anker Gording wordt gevonden, zie ook de volgende paragraaf. Anderzijds neemt echter ook de initiële effectieve isotrope spanning af, vanwege de afname van de initiële horizontale spanning bij een toenemende ϕ waarde ($K_0^{NC} = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v} = 1 - \sin \phi$). De lagere initiële isotrope spanning leidt in het *Soft Soil model* onder andere tot een lagere bulkstijfheid van de grond. Daardoor zullen de momenten en ankerkrachten toenemen zolang de schuifsterkte niet wordt bereikt. Het laatstgenoemde effect heeft in dit geval de meeste invloed, wellicht omdat de mogelijkheid tot vervorming vanwege de verankering beperkt blijft. Ter illustratie zijn in Figuur 3.5 de K_{ur} (elastische bulk stijfheid) velden weergegeven voor een $\tan(\phi)$ van respectievelijk 0,3 en 1,0.

versie 1.1, 8 maart 2019



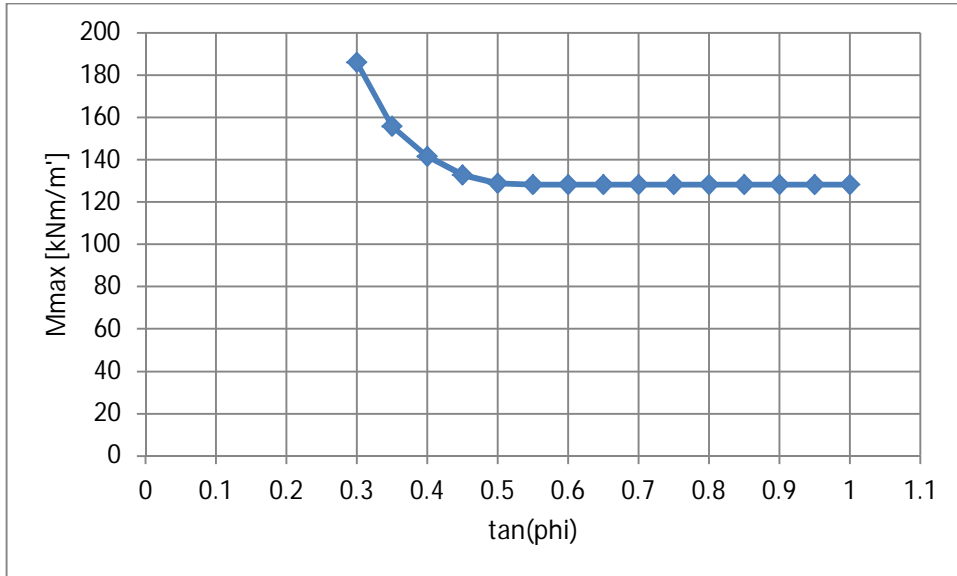
Figuur 3.4 Boven: plastische punten bij $\tan(\phi) = 0,3$; onder: bij $\tan(\phi) = 1,0$



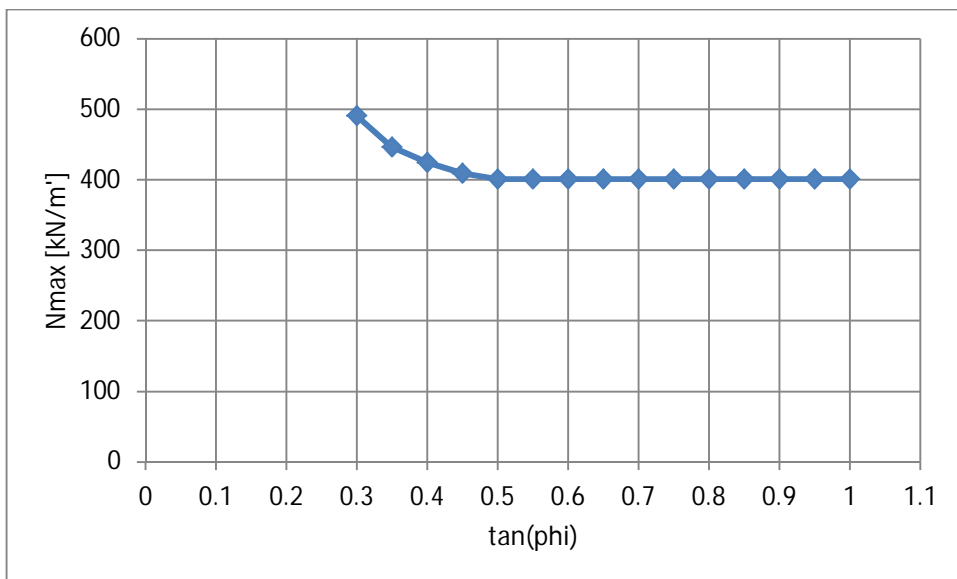
Figuur 3.5 Boven: K_{ur} veld bij $\tan(\phi) = 0,3$; onder: K_{ur} veld bij $\tan(\phi) = 1,0$

Het geconstateerde effect treedt alleen op wanneer de $\tan(\phi)$ waarde wordt toegepast vanaf de initiële fase, waarin de K_0^{NC} in rekening wordt gebracht. Ter illustratie zijn in Figuur 3.6 en Figuur 3.7 grafieken weergegeven waarin de $\tan(\phi)$ alleen in de laatste rekenfase is gevarieerd. Dit geval komt meer overeen met een reguliere ontwerpberekening volgens het recente POVM protocol (POVM, 2018c). De fases ervoor zijn berekend met verwachtingswaarden. De initiële isotrope spanning in de grond is dan groter. In Figuur 3.6 en Figuur 3.7 is te zien dat M_{max} en N_{max} in dit geval wel exponentieel toenemen naarmate $\tan(\phi)$ afneemt onder de waarde van 0,5. Een verhoging van $\tan(\phi)$ na de eerste rekenfase heeft nauwelijks invloed op M_{max} en N_{max} , vanaf een $\tan(\phi)$ -waarde van 0,5.

Binnen een probabilistische analyse is de grondsterkte in elke afzonderlijke eindige-elementenberekening overigens per definitie aanwezig vanaf de start. Het verlagen van de grondsterkte in een latere rekenfase is dan niet aan de orde.



Figuur 3.6 Maximum damwandmoment tegen $\tan(\phi)$, bij toepassing van $\tan(\phi)$ na de initiële fase



Figuur 3.7 Maximum ankerkracht tegen $\tan(\phi)$, bij toepassing van $\tan(\phi)$ na de initiële fase

3.3 Verankerde damwand in een meerlaags slap pakket

3.3.1 Gevoelighedsanalyse bij verwachtingswaarden

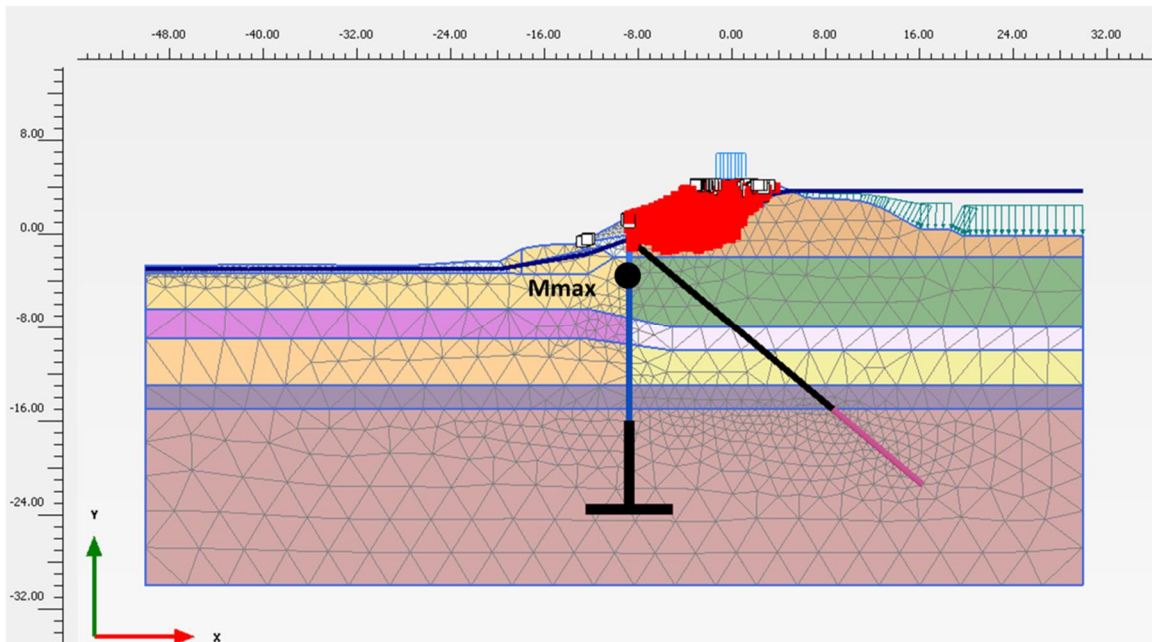
In de gedetailleerde (meerlaags) case is er gevarieerd in de eigenschappen van de afzonderlijke slappe lagen, ten opzichte van de verwachtingswaarden. De variatie geldt weer vanaf de start van de berekening, net zoals dat in een probabilistische berekening het geval zal zijn. In Tabel 3.2 is een overzicht weergegeven waarin de invloed van de $\tan(\phi)$, σ_y en λ^{-1} te zien is op het maximum damwandmoment en de maximale ankerkracht. Verder is de procentuele toename weergegeven ten opzichte van het maximum damwandmoment en ankerkracht bij verwachtingswaarde. In de tabel is een kleurenschaal toegepast op het maximum damwandmoment en de ankerkracht. Ten opzichte van de berekening met verwachtingswaardes correspondeert rood daarbij met een hogere waarde en blauw met een lagere waarde.

Tabel 3.2 Resultaten gevoeligheidsanalyse bij verwachtingswaarde en een verankerde damwand

	Percentiel	M_{max} [kNm/m']	Toename M_{max} [%]	N_{max} [kN/m']	Toename N_{max} [%]
Verwachtingswaarde	50%	89,6	-	426,67	-
tan(ϕ) kleidijk	95%	102,0	13,9	426,3	-0,1
	5%	79,5	-11,3	427,2	0,1
tan(ϕ) klei zandig	95%	82,6	-7,7	430,5	0,9
	5%	97,3	8,7	424,5	-0,5
tan(ϕ) hollandveen	95%	92,2	3,0	429,1	0,6
	5%	88,0	-1,7	424,5	-0,5
tan(ϕ) klei zwaar	95%	89,8	0,3	427,5	0,2
	5%	89,2	-0,4	426,1	-0,1
σ_y onder	95%	84,2	-6,0	422,2	-1,1
	5%	95,0	6,0	432,5	1,4
σ_y naast	95%	87,3	-2,5	425,5	-0,3
	5%	92,2	3,0	428,5	0,4
λ^{-1} kleidijk	95%	85,2	-4,9	426,6	0,0
	5%	93,7	4,7	426,9	0,0
λ^{-1} klei zandig	95%	90,6	1,1	422,7	-0,9
	5%	88,1	-1,6	431,0	1,0
λ^{-1} hollandveen	95%	88,3	-1,4	423,9	-0,7
	5%	90,9	1,5	429,8	0,7
λ^{-1} klei zwaar	95%	89,1	-0,5	425,1	-0,4
	5%	90,0	0,5	428,4	0,4

Voor wat betreft het moment heeft de tan(ϕ) van de kleidijk de meeste invloed. Een lagere schuifsterkte van de kleidijk resulteert in een lager damwandmoment. Dit effect is grotendeels het gevolg van het feit dat de kleidijklaag boven de anker Gording ligt. Wanneer de laagsterkte afneemt levert dat boven het anker meer horizontale damwandbelasting op. Deze lokale belastingtoename leidt tot afname van het maximale moment onder de anker Gording. Ter illustratie zijn in Figuur 3.8 de plastische punten na een phi-c reductieweergegeven. De locatie van het maximum damwandmoment is weergegeven met de zwarte stip. De effecten van een tan(ϕ) variatie in de overige lagen zijn beperkt. Een sterkte-afname in de andere lagen leidt soms tot hogere momenten (klei zandig) en soms tot wat lagere momenten (hollandveen en klei zwaar). Het gecombineerde effect dat de tan(ϕ) heeft op zowel de schuifsterkte als op de initiële horizontale spanning heeft per laag dus een ander effect. Verder blijkt uit Tabel 3.2 dat een stijfheidsvariatie in λ^{-1} (en daarmee ook in κ^{-1}) weinig invloed heeft op het maximum damwandmoment.

Het effect van de verschillende variaties op de ankerkracht blijft grotendeels onder de 1 %.



Figuur 3.8 Plastische punten na een phi-c reductie bij een verankerde damwand

3.3.2 Gevoeligheidsanalyse bij karakteristieke lage waarde

In Tabel 3.3 zijn de resultaten weergegeven van een gevoeligheidsanalyse rond de karakteristieke lage waarden voor alle sterkte en stijfheidsparameters (5 % percentiel). Daarbij is gevarieerd door te verlagen tot het 4% percentiel of te verhogen tot het 6 % percentiel.

Tabel 3.3 Resultaten gevoeligheidsanalyse bij karakteristieke lage waarde en een verankerde damwand

	Percentiel	Mmax [kNm/m']	Toename Mmax [%]	Nmax [kN/m']	Toename Nmax [%]
Karakteristieke waarde	5%	99,38	-	440,14	-
tan(ϕ) kleidijk	6%	100,,4	1,0	440,05	0,0
	4%	98,,5	-0,9	440,22	0,0
tan(ϕ) klei zandig	6%	98,,4	-1,0	440,11	0,0
	4%	100,4	1,0	440,3	0,0
tan(ϕ) hollandveen	6%	99,6	0,2	440,32	0,0
	4%	99,2	-0,2	439,96	0,0
tan(ϕ) klei zwaar	6%	99,4	0,1	440,15	0,0
	4%	99,4	0,0	440,13	0,0
σ_y onder	6%	98,6	-0,7	439,56	-0,1
	4%	100,4	1,0	440,65	0,1
σ_y naast	6%	99,2	-0,2	439,99	0,0
	4%	99,8	0,4	440,27	0,0
λ^{-1} kleidijk	6%	99,1	-0,3	440,15	0,0
	4%	99,8	0,4	440,13	0,0
λ^{-1} klei zandig	6%	99,6	0,3	439,79	-0,1
	4%	99,2	-0,1	440,49	0,1
λ^{-1} hollandveen	6%	99,2	-0,1	439,8	-0,1
	4%	99,5	0,1	440,47	0,1
λ^{-1} klei zwaar	6%	99,3	-0,1	439,95	0,0
	4%	99,5	0,1	440,32	0,0

Uit Tabel 3.3 blijkt dat invloed van de parametervariaties op de momenten bij karakteristieke lage waarden van de parameters qua teken vergelijkbaar is met de invloed bij verwachtingswaarden. De relatieve invloed van de verschillende parametervariaties op het moment is wel veranderd. De invloed van parametervariaties op de ankerkracht is vrijwel nihil.

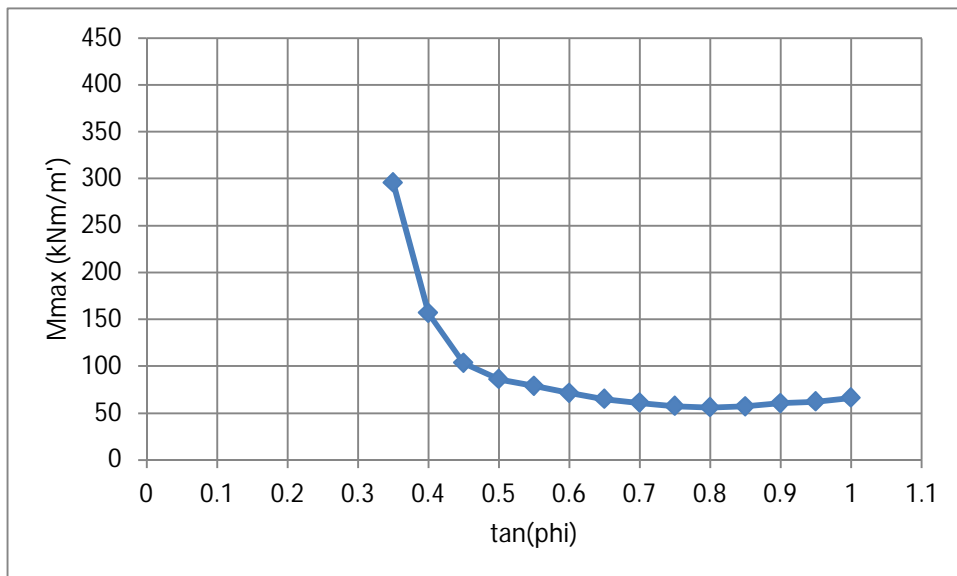
3.4 Onverankerde damwand in een enkellaags slap pakket

3.4.1 Inleiding

In de volgende sub paragrafen worden de resultaten gepresenteerd voor een onverankerde wand en een enkellaags slap pakket. Deze resultaten worden vergeleken met de resultaten voor de verankerde wand. Buiten de afwezigheid van het anker, is de geometrie gelijk aan de basisgeometrie, zoals beschreven in paragraaf 2.3. In een praktijkontwerp zal de teenligging van een onverankerde wand overigens dieper in het zand moeten worden gekozen, om vervormingen tijdens hoogwater tot aanvaardbare waarden te kunnen beperken.

3.4.2 Damwandmoment als functie van $\tan(\phi)$

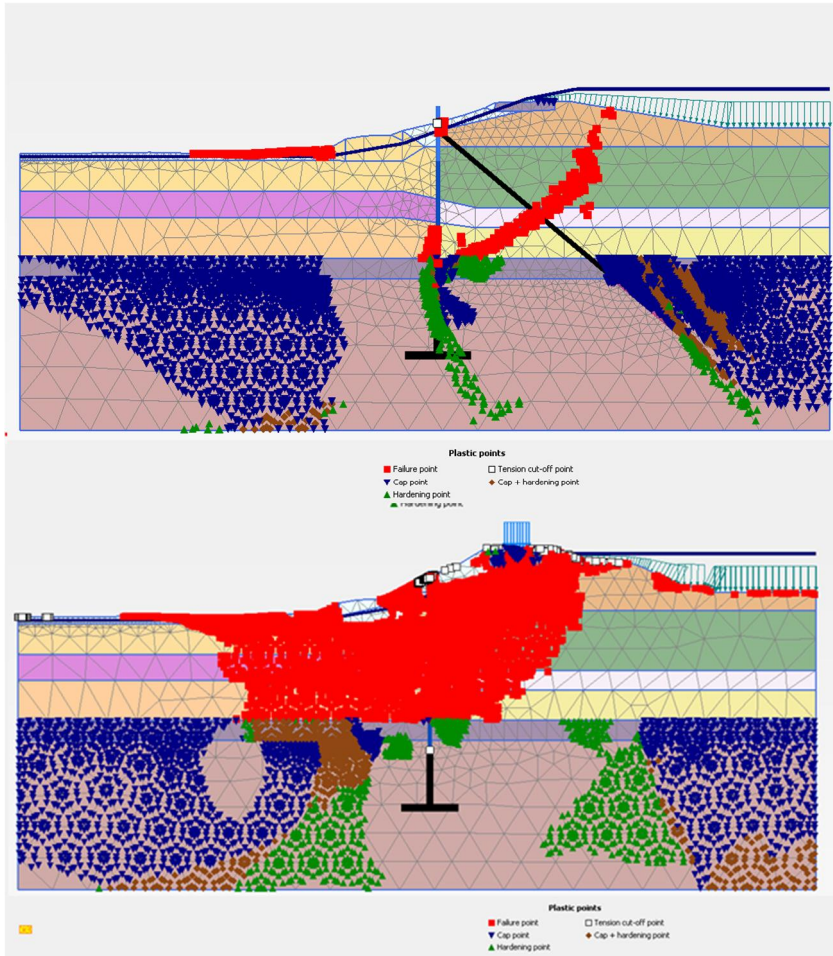
In Figuur 3.9 is een grafiek weergegeven waarin het maximum damwandmoment is uitgezet tegen $\tan(\phi)$. Bij een $\tan(\phi)$ van 0,3 en lager treedt grondinstabiliteit op voordat de damwand geplaatst is.



Figuur 3.9 Maximum damwandmoment tegen $\tan(\phi)$ voor een onverankerde damwand

Uit Figuur 3.9 blijkt dat het maximum damwandmoment bij afname van de $\tan(\phi)$ omhoog schiet zodra grondinstabiliteit wordt benaderd. Ook is te zien dat het maximum damwandmoment licht stijgt bij een $\tan(\phi)$ hoger dan 0,8. De stijging is verklaarbaar door de relatie tussen ϕ en de initiële horizontale spanning ($K_0^{NC} = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'} = 1 - \sin\phi$), die vooral van invloed is wanneer de grond grotendeels elastisch blijft.

Ter illustratie van het verschil zijn in Figuur 3.10 de plastische punten weergegeven bij een verankerde damwand en een onverankerde damwand, waarbij een $\tan(\phi)$ in het slappe lagen pakket is gehanteerd van 0,35.



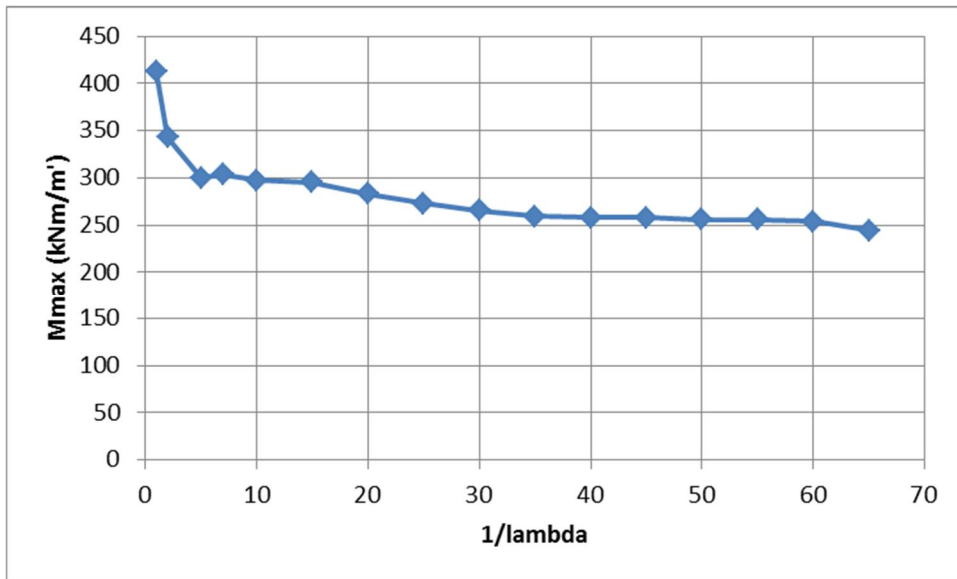
Figuur 3.10 Plastische punten nabij instabiliteit voor boven: een verankerde damwand; onder: een onverankerde damwand

Uit Figuur 3.10 blijkt dat in de geometrie met de onverankerde damwand, in veel meer punten de schuifsterkte wordt bereikt. Dit komt omdat zonder anker meer spanning wordt opgenomen door de damwand, hierdoor nemen de tegendrukken in de grond toe.

3.4.3 Bij rekenwaarde van $\tan(\phi)$: damwandmoment als functie van λ^{-1}

In Figuur 3.11 is een grafiek weergegeven waarbij het maximum damwandmoment is uitgezet tegen λ^{-1} (waarbij de κ^{-1} via volledige correlatie ook is gevarieerd). Hierbij is $\tan(\phi)$ constant gehouden op de rekenwaarde zoals gegeven in § 2.4.6.

versie 1.1, 8 maart 2019

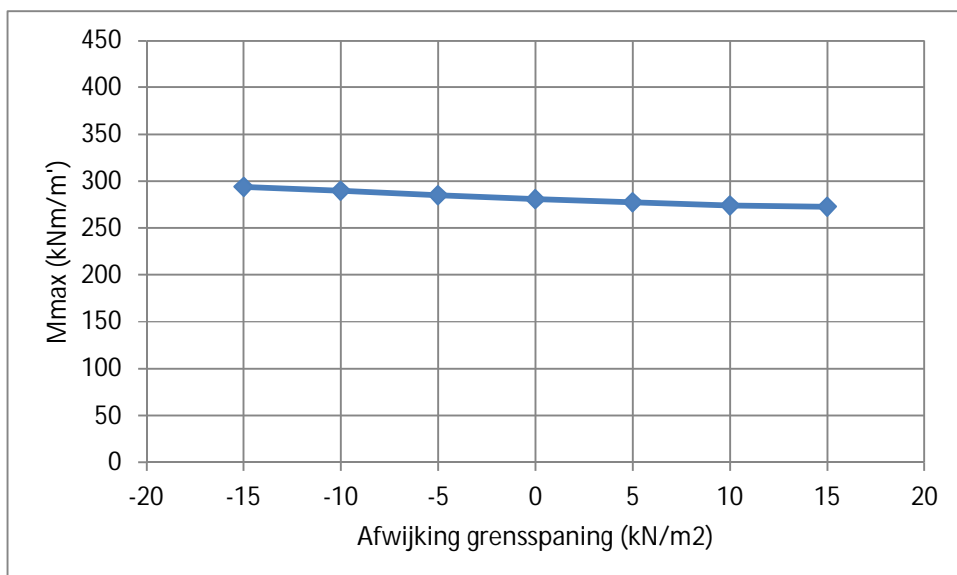


Figuur 3.11 Maximum damwandmoment tegen λ^{-1} voor een onverankerde damwand

Uit Figuur 3.11 blijkt dat het maximum damwandmoment bij de rekenwaarde van $\tan(\phi)$ relatief ongevoelig is voor variatie in λ^{-1} . Enkel wanneer λ^{-1} de 0 benadert schiet het maximum damwandmoment omhoog.

3.4.4 Bij rekenwaarde van $\tan(\phi)$ en λ^{-1} : damwandmoment als functie van σ_y

In Figuur 3.12 is een grafiek weergegeven waarin het maximum damwandmoment is uitgezet tegen de afwijking in grensspanning. Met afwijking wordt bedoeld het verschil met de verwachtingswaarde. Daarbij zijn de $\tan(\phi)$ en λ^{-1} constant gehouden op hun rekenwaarde.



Figuur 3.12 Maximum damwandmoment tegen $d \sigma_y$ voor een onverankerde damwand

Uit Figuur 3.12 blijkt dat het maximum damwandmoment weinig invloed ondervindt van variatie in σ_y . Wanneer de σ_y echter te laag wordt, vindt grondinstabiliteit plaats en kan het maximum damwandmoment niet meer worden berekend.

3.5 Onverankerde damwand in een meerlaags slap pakket

3.5.1 Gevoeligheidsanalyse bij verwachtingswaarden

In Tabel 3.4 is de gevoeligheid van het maximum damwandmoment weergegeven voor variatie van $\tan(\phi)$, σ_y en λ^{-1} (en ook κ^{-1}) rond de verwachtingswaarden. Per laag wordt gevarieerd tot het 5% percentiel en het 95% percentiel van de corresponderende verdeling. Voor de laagindeling wordt verwezen naar Figuur 2.2.

Tabel 3.4 Resultaten gevoeligheidsanalyse bij verwachtingswaarden en een onverankerde damwand en een meerlaags slap pakket

	Percentiel	Mmax [kNm/m']	Toename Mmax [%]
Verwachtingswaarden	50 %	88,1	
tan(ϕ) kleidijk	95%	84,5	-4,1
	5%	97,9	11,1
tan(ϕ) klei zandig	95%	79,3	-10,0
	5%	93,4	6,0
tan(ϕ) hollandveen	95%	86,1	-2,3
	5%	89,0	1,0
tan(ϕ) klei zwaar	95%	86,3	-2,1
	5%	87,5	-0,7
σ_y onder	95%	88,8	0,8
	5%	88,2	0,0
σ_y naast	95%	88,2	0,1
	5%	79,1	-10,2
λ^{-1} kleidijk	95%	81,8	-7,1
	5%	93,4	6,0
λ^{-1} klei zandig	95%	90,7	2,9
	5%	83,4	-5,3
λ^{-1} hollandveen	95%	83,3	-5,5
	5%	90,3	2,5
λ^{-1} klei zwaar	95%	89,0	1,0
	5%	86,2	-2,1

Uit Tabel 3.4 blijkt dat een afname van de $\tan(\phi)$ in de bovenste drie lagen leidt tot hogere momenten. De grootste toename van het maximum damwandmoment wordt gevonden bij een verlaging van de $\tan(\phi)$ waarde van het kleidijk materiaal. De grootste afname in het maximum damwandmoment wordt vooral veroorzaakt door een toename van de $\tan(\phi)$ van het materiaal "klei zandig" en door een afname van de binnendijkse grensspanning. Variatie in de grensspanning onder de dijk en verhoging van de binnendijkse grensspanning heeft weinig invloed. Opmerkelijk is dat variatie in grensspanning weinig invloed heeft in het enkellaagssysteem (Figuur 3.12), terwijl een verlaging van grensspanning naast de dijk in een meerlaagssysteem van significante invloed blijkt op het maximale damwandmoment. Dit is verklaarbaar door een absoluut verschil in grensspanningsvariatie in de diepere lagen. In het enkellaagssysteem wordt de grensspanning maximaal verlaagd met 15 kN/m^2 . In het meerlaagssysteem verschilt de absolute grensspanningsverlaging per laag. Een verlaging tot het 5% percentiel van de grensspanning komt overeen met een verlaging van $31,7 \text{ kN/m}^2$ en $63,3 \text{ kN/m}^2$ in respectievelijk de hollandveen-naast laag en de klei zwaar-naast laag.

3.5.2 Gevoeligheidsanalyse bij karakteristieke lage waarde

In Tabel 3.5 zijn de resultaten weergegeven van een gevoeligheidsanalyse rond de karakteristieke waarden.

Tabel 3.5 Resultaten gevoeligheidsanalyse bij karakteristieke lage waarde en een onverankerde damwand

	Percentiel	M_{max} [kNm/m']	Toename M_{max} [%]
Karakteristieke waarden	5%	114,0	
tan(ϕ) kleidijk	6%	111,7	-2,1
	4%	116,4	2,1
tan(ϕ) klei zandig	6%	105,8	-7,2
	4%	122,9	7,8
tan(ϕ) hollandveen	6%	114,0	0,0
	4%	113,6	-0,3
tan(ϕ) klei zwaar	6%	109,4	-4,1
	4%	118,8	4,2
σ_y onder	6%	115,9	1,6
	4%	111,2	-2,5
σ_y naast	6%	108,9	-4,5
	4%	118,5	3,9
λ^{-1} kleidijk	6%	114,1	0,1
	4%	113,5	-0,4
λ^{-1} klei zandig	6%	113,8	-0,2
	4%	113,5	-0,4
λ^{-1} hollandveen	6%	113,0	-0,9
	4%	114,1	0,1
λ^{-1} klei zwaar	6%	113,1	-0,8
	4%	114,2	0,2

Uit vergelijking van de resultaten in Tabel 3.5 (variatie rond karakteristieke waarden) en in Tabel 3.4 (variatie rond verwachtingswaarden) blijkt dat het moment bij de beperkte variatie rond karakteristieke waarden gevoeliger wordt voor variatie van de tan(ϕ), waarbij de relatieve invloed van het "klei zandig" materiaal toeneemt. De gevoeligheid voor variatie in de stijfheid λ^{-1} (en ook κ^{-1}) neemt omgekeerd af.

3.6 Samenvatting en deelconclusies

3.6.1 Samenvatting resultaten

Uit de resultaten van de gevoeligheidsanalyses kan het volgende worden geconstateerd.

- Voor het geval met een verankerde damwand in het talud, geldt voor grondlagen beneden de anker Gording dat variatie in grondparameters vanaf de initiële rekenfase, relatief weinig invloed heeft op het maximum damwandmoment en op de ankerkracht. In de zone waar de verankerde wand de grondvervorming beperkt wordt de schuifsterkte in de grond vaak niet bereikt. Een toepassing van een lagere tan(ϕ) vanaf de initiële rekenfase verhoogt aan de andere kant de isotrope effectieve spanning en daarmee ook de elastische grondstijfheid. Een lagere tan(ϕ) waarde leidt in het beschouwde geval daarom niet structureel tot een hoger moment. Verlaging van de tan(ϕ) waarde in een latere rekenfase, zoals in de huidige ontwerpprocedure gebruikelijk, leidt voor het geval met een enkellaags slap pakket wel structureel tot een hoger moment.
- Voor het geval met een verankerde damwand in het talud leidt een verlaging van de sterkte in de klei dijk laag, wel structureel tot verlaging van het maximum damwandmoment, omdat

daardoor de belasting op de wand boven de anker Gording toeneemt, waardoor het moment onder de anker Gording, ter plaatse van het maximum, afneemt.

- Het moment in een onverankerde damwand is in vergelijking met een verankerde damwand een stuk gevoeliger voor variatie in schuifsterkte van de grond. Vanaf een bepaalde waarde (nabij instabiliteit) neemt het moment exponentieel toe bij afname van de schuifsterkte. De stijfheid van de grond is enkel van significante invloed wanneer de grond ver van instabiliteit is. Naarmate de schuifsterkte afneemt en de grond minder stabiel wordt, neemt de invloed van de stijfheid op het damwandmoment af.

3.6.2 Deelconclusies op basis van de uitgevoerde gevoeligheidsanalyse

Hierna wordt puntsgewijs aangeduid wat de betekenis is van de in § 3.6.1 samengevatte constatering voor de onderzoeksvragen zoals gedefinieerd in § 1.3.

- Bij een verankerde wand is er in dit geval een groot verschil tussen de toepassing van de grondsterkte in het ontwerppunt vanaf de eerste rekenfase, zoals in een probabilistische berekening vanzelfsprekend, en een (gehele of gedeeltelijke) verlaging van de grondsterkte na de eerste rekenfase, zoals in de huidige ontwerpprocedure gebruikelijk (POVM, 2018c). Dit verschil wordt veroorzaakt door het effect dat de $\tan \phi$ in de eerste rekenfase ook heeft op de initiële horizontale effectieve spanning en daarmee ook op de initiële isotrope effectieve spanning en op de initiële elastische stijfheid. Dit effect is het gevolg van de veronderstelde correlatie tussen de spanningsratio K_0 en de grondsterkte, zie § 2.4.6.
- Zowel bij een verankerde als bij een onverankerde wand is de grootte van de afgeleide van het moment naar de grondsterkte in het beschouwde geval sterk afhankelijk van de momentane waarde van de grondsterkte. Bij de verankerde wand is ook het teken van de afgeleide afhankelijk van de momentane waarde van de grondsterkte. Vooruitlopend op de probabilistische analyse betekent dit voor de FORM procedure dat het startpunt in dat geval van invloed zal zijn op het gevonden lokale maximum. Het startpunt zal al nabij het ontwerppunt moet liggen om de iteratieprocedure de goede richting te geven.
- Bij een verankerde damwand (met de wand halverwege het talud en met de anker Gording lager gelegen), leidt een verlaging van de sterkte van het dijksmateriaal (het materiaal boven de anker Gording), tot significant lagere momenten. Dit betekent dat de in ontwerpberekeningen gebruikelijke lage ontwerpwaarde voor de grondsterkte van het dijksmateriaal in dit geval niet de hoogste ontwerpmomenten zal leveren. Voor het constructief ontwerp is het dus niet meer vanzelfsprekend om voor alle lagen altijd lage karakteristieke ontwerpwaarden van de grondsterkte te hanteren, zoals voor geotechnische stabiliteit wel maatgevend is.

4 Faalkansanalyse

4.1 Overzicht

Tijdens de gevoeligheidsanalyse is al geconstateerd dat een probabilistische analyse bij een verankerde damwand voor het beschouwde geval weinig inzicht zal bieden, omdat het damwandmoment onder invloed van parameter variaties nauwelijks verandert. Daarom zijn enkel probabilistische analyses uitgevoerd voor een onverankerde damwand. Daarbij is de faalgrenstoestand gedefinieerd als het bereiken van het moment dat wordt gevonden in een semi-probabilistische berekening bij rekenwaarden. Om een zuivere vergelijking te kunnen maken zijn de rekenwaarden in de semi-probabilistische berekening steeds toegepast vanaf de initiële rekenfase.

Tabel 4.1 geeft een overzicht van de uitgevoerde analyses. Daarin zijn rekenwaarden gebruikt voor de parameters die niet probabilistisch zijn gevarieerd.

Tabel 4.1 Uitgevoerde probabilistische analyses

Case	§	Beschrijving	M_{max} [kNm/m']
Versimpeld (enkellaags slap pakket)	4.2.1	Variatie in $\tan(\phi)$	284,0
	4.2.2	Variatie in $\tan(\phi)$ en λ^{-1}	298,0
	4.2.3	Variatie in $\tan(\phi)$, λ^{-1} en σ_y	298,0
Gedetailleerd (meerlaags slap pakket)	4.3	Variatie in $\tan(\phi)$	299,6

4.2 Enkellaags slap pakket

4.2.1 Variatie in $\tan(\phi)$

Ter vergelijking met de probabilistische analyse is eerst een semi-probabilistische analyse uitgevoerd met gelijke aannames voor verwachtingswaarden en standaardafwijkingen. Om een zuivere vergelijking te kunnen maken zijn in beide analyses de modelfactor en de schematiseringsfactor niet meegenomen. In de semi-probabilistische analyse is er enkel een schadefactor van 1,18 toegepast op de karakteristieke waarde van $\tan(\phi)$. De gebruikte schadefactor is gebaseerd op een β van 5,11. Buiten de grondsterkte zijn voor de andere parameters rekenwaardes toegepast, vanaf de initiële fase.

In Tabel 4.2 zijn resultaten weergegeven voor de semi-probabilistische analyse. Het maximum damwandmoment uit deze analyse is vervolgens gebruikt als de minimaal benodigde sterkte van de wand in de probabilistische analyse.

Tabel 4.2 Resultaten semi probabilistische analyse met rekenwaarde voor de $\tan(\phi)$

M_{max} [kNm/m']	β [-]	$\tan(\phi)$ [-]	ϕ [°]
284	5,11	0,352	19,4

Als startpunt van de FORM-analyse is de karakteristieke lage waarde van de $\tan(\phi)$ gekozen. Omdat slechts 1 onzekere parameter wordt gebruikt moet FORM als ontwerp punt precies de rekenwaarde voor $\tan(\phi)$ terugvinden die ook in de semi-probabilistische berekening is gebruikt. Bij een lognormale verdeling hoort bij deze rekenwaarde voor $\tan(\phi)$ een theoretische β waarde gelijk aan ongeveer 3,47. Zie Tabel 2.3 en de afleiding hieronder.

$$\sigma_y = \sqrt{\ln\left(1 + \left(\frac{\sigma_x}{\mu_x}\right)^2\right)} = \sqrt{\ln\left(1 + \left(\frac{0,05}{0,5}\right)^2\right)} = 0,09975$$

$$\mu_Y = \ln(\mu_x) - 0,5 \cdot \sigma_Y^2 = -0,69812$$

$$\beta_{\text{theoretisch}} = \frac{\mu_Y - \ln(\tan(\phi_{\text{design}}))}{\sigma_Y} = \frac{-0,69812 - \ln(0,352)}{0,09975} = 3,469$$

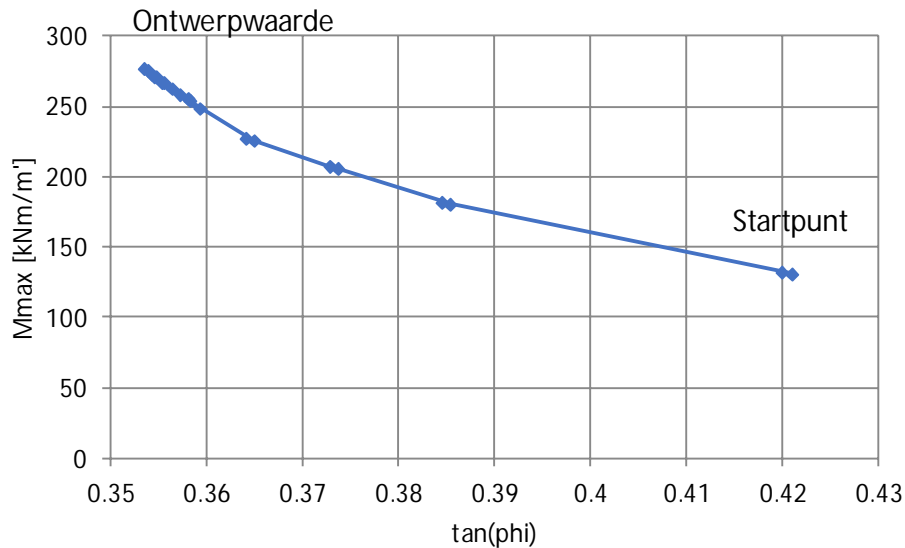
Bij vergelijking van de berekende betrouwbaarheidsindex voor dit academische geval met de werkelijke doelbetrouwbaarheid ($\beta = 5,11$) moet men beseffen dat voor de bepaling van de werkelijke betrouwbaarheidsindex ook nog de voorwaardelijke kansen bij lagere waterstanden zullen moeten worden beschouwd, gevolgd door een integratie van deze verschillende voorwaardelijke kansen over de kansverdeling van de waterstand (Deltares, 2017). Dat zal leiden tot een hogere β waarde. Daarnaast zal de β die volgt uit de probabilistische analyse ook toenemen naarmate er meer onafhankelijke onzekere parameters worden gevarieerd. Uit alleen een berekening van de betrouwbaarheidsindex bij WBN (waterstand bij norm) kan voor dit academische enkellaags geval dus niet worden geconcludeerd of de doelbetrouwbaarheid zal wordt behaald voor een realistisch geval, na integratie over de kansverdeling van de waterstand.

Doel van de eerste simpele berekening is dus uiteindelijk alleen om te controleren in hoeverre de combinatie van de probabilistische toolkit met de *PLAXIS* software via een numerieke berekening de doelwaarden terugvindt en welke FORM instellingen in dit eenvoudige geval nodig zijn om nabij geotechnisch bezwijken toch nog een stabiele oplossing te vinden.

De resultaten uit de FORM analyse zijn weergegeven in Tabel 4.3. De theoretische waarden voor β en $\tan(\phi)$ worden (binnen de nauwkeurigheidsmarge van de iteratie) teruggevonden. In Figuur 4.1 is het maximum damwandmoment uitgezet tegen $\tan(\phi)$ over de uitgevoerde FORM-iteraties, waarin de FORM-iteraties zijn weergegeven met clusters van twee blauwe ruiten. Uit de in § 3.4 gepresenteerde gevoeligheidsanalyse volgt dat het maximum damwandmoment exponentieel toeneemt naarmate de $\tan(\phi)$ afneemt, vanwege nadere geotechnische instabiliteit. Bij een te lage $\tan(\phi)$ treedt deze grondinstabiliteit al op voordat de damwand geplaatst is. Het bepalen van het maximaal damwandmoment is dan niet mogelijk, omdat daarbij geen afgeleiden voor de FORM-analyse kunnen worden bepaald. Om grondinstabiliteit nabij de grenswaarde van het moment te voorkomen is er voor de FORM-analyse daarom gebruikt van een lage relaxatiefactor van 0,25 en een lage (dimensieloze) “gradiënt stapgrootte [u]” van 0,05.

Tabel 4.3 Resultaten probabilistische analyse met een onzekere $\tan(\phi)$

M_{max} [kNm/m']	β [-]	$\tan(\phi)$ [-]	ϕ [°]	Iteraties [-]
284	3,46	0,352	19,4	10



Figuur 4.1 Maximum damwandmoment tegen $\tan(\phi)$ gedurende een FORM-analyse

Uit Tabel 4.3 volgt dat FORM convergeert naar het maximum damwandmoment dat volgt uit de semi-probabilistische analyse met eenzelfde $\tan(\phi)$.

Uit Figuur 4.1 blijkt dat de convergentiesnelheid afneemt naarmate de kritieke waarde van het damwandmoment dichterbij wordt genaderd. Ook is te zien dat zelfs bij een lage relaxatiefactor en gradiënt-stapgrootte de eerste iteratie-stap halverwege eindigt tussen het startpunt en de ontwerpwaarde van $\tan(\phi)$. Een grote relaxatiefactor of gradiënt stapgrootte resulteert snel in geotechnische instabiliteit en daarmee ook in divergentie in de FORM-analyse.

4.2.2 Variatie in $\tan(\phi)$ en λ^{-1}

Als vervolg is er gevarieerd in zowel $\tan(\phi)$ als in λ^{-1} (en ook κ^{-1}). De resultaten volgend uit de semi-probabilistische analyse zijn weergegeven in Tabel 4.4.

Tabel 4.4 Resultaten semi probabilistische analyse met rekenwaarden voor $\tan(\phi)$ en λ^{-1}

M_{max} [kNm/m']	β [-]	$\tan(\phi)$ [-]	ϕ [°]	λ^{-1} [-]
298	5.11	0.352	19.4	13.3

In Tabel 4.5 zijn de resultaten uit de probabilistische analyse weergegeven. Voor beide parameters is gestart vanaf karakteristieke waarden. Verder is weer een relaxatiefactor van 0,25 en een gradiënt stapgrootte van 0,05 gebruikt.

Tabel 4.5 Resultaten probabilistische analyse met een onzekere $\tan(\phi)$ en λ^{-1}

M_{max} [kNm/m']	β [-]	$\tan(\phi)$ [-]	ϕ [°]	λ^{-1} [-]	Iteraties [-]
298	3,53	0,350	19,4	19,6	4

Uit Tabel 4.5 blijkt dat het meenemen van de onzekerheid in de stijfheid leidt tot een kleine toename van de betrouwbaarheidsindex. De $\tan(\phi)$ waarde in het ontwerp punt neemt ten opzichte van de eerdere ontwerp puntwaarde (bij variatie van alleen $\tan(\phi)$) marginaal af. Dit is verklaarbaar omdat de stijfheidswaarde in het ontwerp punt vrijwel gelijk aan de verwachtingswaarde blijkt te zijn geworden. Uit de FORM invloedscoëfficiënten (Tabel 4.6) blijkt ook de onzekerheid in de grondstijfheid nauwelijks invloed heeft op het wandmoment.

Tabel 4.6 Invloedscoëfficiënten FORM analyse met een onzekere $\tan(\phi)$ en λ^{-1}

Parameter	α [-]
$\tan(\phi)$	1,000
λ^{-1}	0,025

4.2.3 Variatie in $\tan(\phi)$, λ^{-1} en σ_y

Ten slotte is er gevarieerd in $\tan(\phi)$, λ^{-1} (en ook κ^{-1}) en in σ_y . In Tabel 4.7 zijn de resultaten uit de semi-probabilistische analyse weergegeven.

Tabel 4.7 Resultaten semi probabilistische analyse met een onzekere $\tan(\phi)$, λ^{-1} en σ_y

M_{max} [kNm/m']	β [-]	$\tan(\phi)$ [-]	ϕ [°]	λ^{-1} [-]	Afwijking σ_y [kN/m ²]
298	5,11	0,352	19,4	13,3	-11,9

In Tabel 4.8 zijn de resultaten uit de probabilistische analyse weergegeven. Voor de probabilistische analyse is voor de $\tan(\phi)$ weer gestart vanaf de karakteristieke waarde. De startwaardes voor λ^{-1} en σ_y zijn de verwachtingswaardes. Verder is er gebruikt gemaakt van een relaxatiefactor van 0,25 en een gradiënt stapgrootte van 0,05.

Tabel 4.8 Resultaten probabilistische analyse met een onzekere $\tan(\phi)$, λ^{-1} en σ_y

M_{max} [kNm/m']	β [-]	$\tan(\phi)$ [-]	ϕ [°]	λ^{-1} [-]	Afwijking σ_y [kN/m ²]	Iteraties [-]
298	3,57	0,349	19,2	19,2	-0,5	18

In Tabel 4.9 zijn de invloedscoëfficiënten (α -waardes) van de gevarieerde parameters weergegeven.

Tabel 4.9 Invloedscoëfficiënten FORM analyse met een onzekere $\tan(\phi)$, λ^{-1} en σ_y

Parameter	α [-]
$\tan(\phi)$	0,994
λ^{-1}	0,105
σ_y	0,02

Uit Tabel 4.9 blijkt dat de $\tan(\phi)$ nog steeds veruit de grootste invloed op de faalkans heeft, met een α van 0.994. De berekende β is vergelijkbaar met de berekende β 's in de twee eerdere gevallen (§ 4.2.1 en § 4.2.2). Opvallend is dat de invloed van λ^{-1} stijgt ten opzichte van de invloed in § 4.2.2 (alleen variatie in sterkte en stijfheid). Blijkbaar heeft variatie in λ^{-1} meer invloed bij hogere grensspanningen. Dit komt overeen met de resultaten uit de gevoeligheidsanalyse voor de gedetailleerde onverankerde case, § 3.5.

4.3 Meerlaags slap pakket

In deze case is een onverankerde damwand probabilistisch berekend. Daarbij is gevarieerd in de $\tan(\phi)$ van de afzonderlijke lagen in het slappe lagenpakket. De λ^{-1} en de POP waardes zijn constant gehouden op rekenwaardes.

Uit de semi-probabilistische analyse volgt een maximum damwandmoment van 299,6 kNm/m'. In de probabilistische analyse is dit moment in eerste instantie gebruikt als kritiek damwandmoment. De FORM-analyse convergeerde echter niet naar deze waarde, wat een indicatie is voor een beperkte robuustheid van de FORM methode bij dit type problemen. Als alternatief is er geëxtrapoleerd in een grafiek van de β tegen het maximum damwandmoment (Figuur 4.2). Om deze grafiek te maken is de volgende methode gehanteerd:

- Het eerste moment in de grafiek (100 kNm/m') is gevonden met een FORM-analyse waarin het startpunt gelijk is aan de karakteristieke waarde van $\tan(\phi)$.

versie 1.1, 8 maart 2019

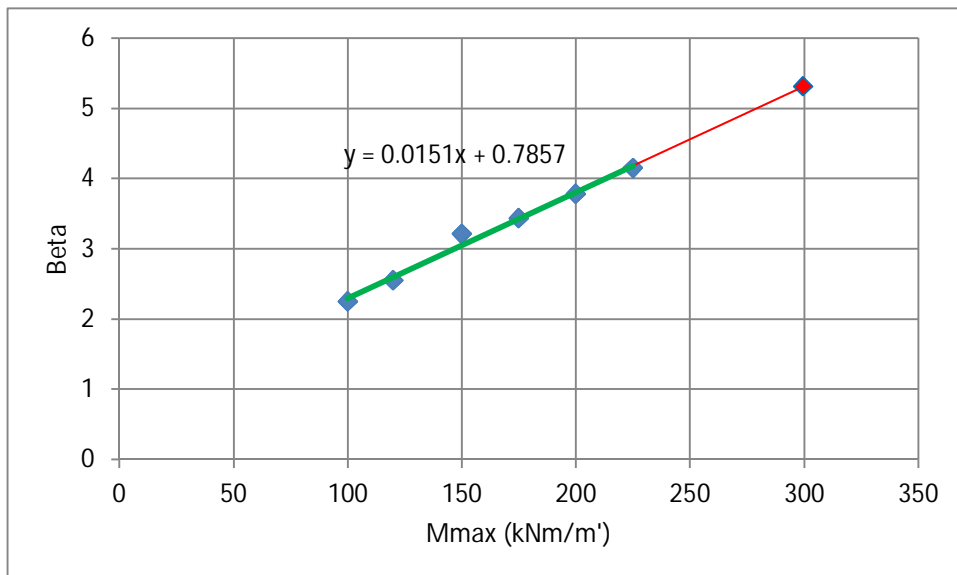
- De gevonden ontwerpwaarde van $\tan(\phi)$ uit de FORM-analyse zijn gebruikt als startpunt van de volgende FORM-analyse, waarbij een hoger damwandmoment wordt gebruikt als kritieke waarde.

In Tabel 4.10 is de gevonden betrouwbaarheidsindex voor de verschillende momenten gegeven in de 2^e kolom. In de 3^e kolom zijn ter vergelijking ook de schadefactoren gegeven waarmee dezelfde momentwaarden worden gevonden in een semi-probabilistisch berekening. Deze schadefactor is toegepast op de karakteristieke lage waarden van de $\tan(\phi)$ van de afzonderlijke lagen, vanaf de initiële situatie.

Tabel 4.10 Maximum damwand moment met bijbehorende β (probabilistisch) en met gekalibreerde schadefactor

M_{max} [kNm/m']	β [-]	Schadefactor [-]
100	2,25	1,00
120	2,55	1,01
150	3,21	1,04
175	3,43	1,06
200	3,78	1,08
225	4,15	1,10
299.6	???	1,18

De resultaten uit de FORM analyse zijn als blauwe punten weergegeven in Figuur 4.2. De groene lijn is de trendlijn die volgt uit de analyse, de vergelijking in de grafiek is de vergelijking van deze trendlijn. De trendlijn is geëxtrapoleerd naar een maximum damwand moment van 299,6 kNm/m'. De geëxtrapoleerde trendlijn is weergegeven als een rode lijn.

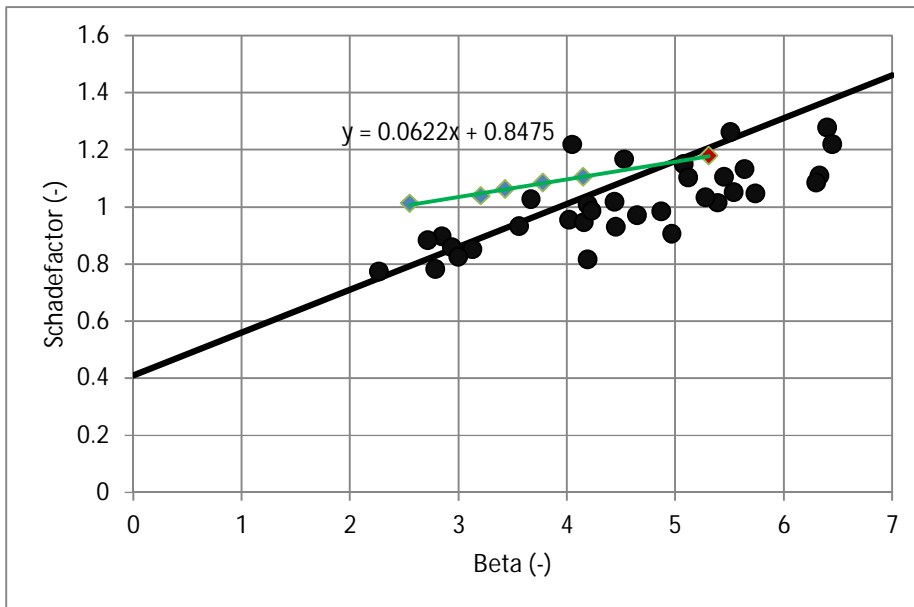


Figuur 4.2 β vs M_{max} voor een onverankerde damwand

Bij een maximum damwandmoment van 299,6 kNm/m' wordt met de lineaire extrapolatie een β van 5,31 afgelezen. Het is echter niet zeker of de lineaire relatie geldig is in het extrapolatiegebied. Verder heeft in de probabilistische berekening nog geen integratie over de kansverdeling van de waterstand plaatsgevonden. Een zuivere vergelijking tussen de semi-probabilistische ontwerpwaarde en het benaderde probabilistische resultaat is op grond van deze resultaten dus niet volledig mogelijk. Desondanks is in Figuur 4.3 toch een voorzichtige vergelijking getrokken tussen de gekalibreerde schadefactor en de schadefactor volgens WBI. In

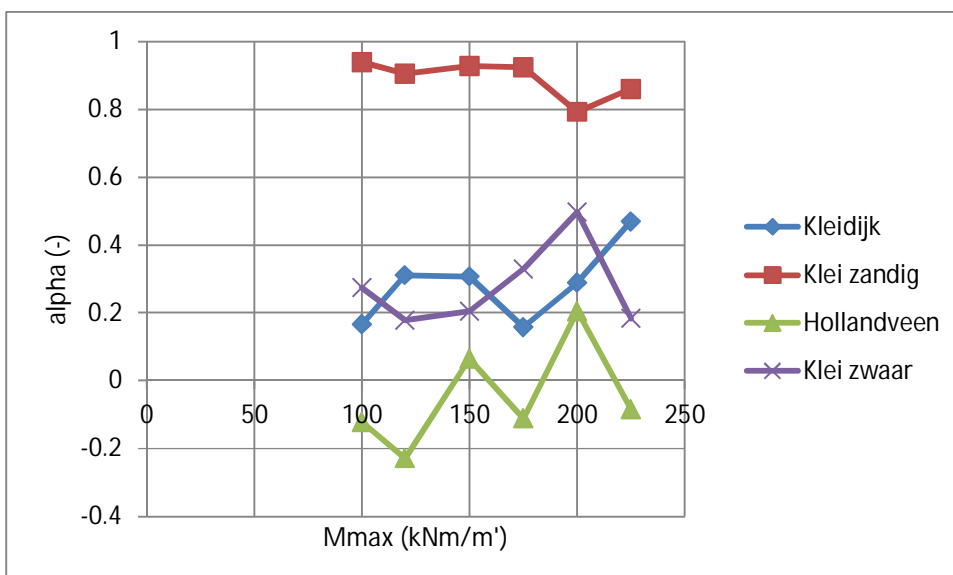
versie 1.1, 8 maart 2019

de figuur worden de resultaten getoond van de kalibratiestudie waarmee voor WBI de relatie tussen schadefactor en β is afgeleid voor de stabiliteit van dijken zonder constructies (Deltares, 2017b). Hierin is de zwarte dikke lijn de kalibratielij. Punten boven de zwarte lijn voldoen niet aan de vereiste veiligheid. De blauwe ruiten zijn de punten behorend bij de in deze studie uitgevoerde FORM-analyse, de rode ruit representeert de geëxtrapoleerde β waarde uit Figuur 4.2. De groene lijn is de lineaire trendlijn behorend tot deze punten (1 eindige-elementen schematisering, meerdere kritieke momentwaarden). De zwarte punten zijn de punten uit de originele kalibratiestudie (meerdere glijvlak-schematiseringen).



Figuur 4.3 Schade factor tegen β voor de onderzochte case samen met resultaten uit de kalibratiestudie (Deltares, 2017b)

In Figuur 4.4 zijn de gevonden invloedscoëfficiënten α uitgezet tegen het kritieke damwandmoment waarnaar in de FORM-analyses gezocht is. Deze factoren bepalen samen met de gevonden β de afwijking ten opzichte van de verwachtingswaarde van de verschillende onzekere variabelen in het ontwerp punt. Uit Figuur 4.4 blijkt dat de invloedscoëfficiënt van “klei zandig” in alle gevallen het grootst is.



Figuur 4.4 α -waardes $\tan(\phi)$ tegen M_{max} voor de afzonderlijke slappe lagen

versie 1.1, 8 maart 2019

De invloedscoëfficiënten fluctueren als functie van M_{max} , maar een duidelijke trend is niet zichtbaar. Voor de over-all invloedfactoren geldt grofweg:

$$\alpha_{\text{klei-zandig}} \approx 0,9, \alpha_{\text{kleidijk}} \approx 0,3, \alpha_{\text{klei-zwaar}} \approx 0,3, \alpha_{\text{hollandveen}} \approx 0$$

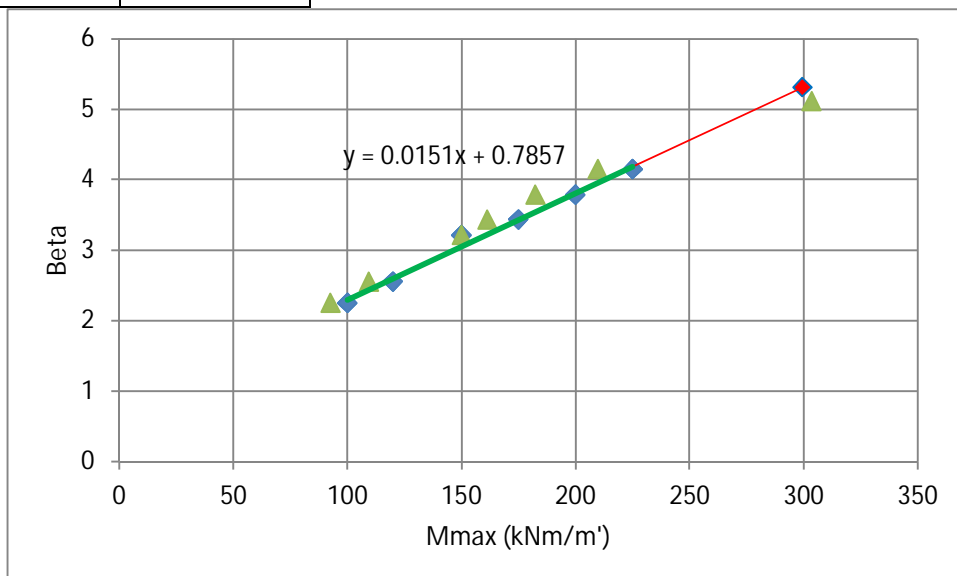
Met deze benaderende invloedscoëfficiënten kan elke ontwerpwaarde voor de lognormaal verdeelde parameter x_i worden geschat als functie van β .²

$$x_i = \exp(\mu_{Y,i} - \beta \cdot \alpha_i \cdot \sigma_{Y,i}), \text{ met } \mu_Y = \ln(\mu_x) - 0,5 \cdot \sigma_Y^2 \text{ en } \sigma_Y = \sqrt{\ln\left(1 + \left(\frac{\sigma_x}{\mu_x}\right)^2\right)}$$

Door het in een deterministische *PLAXIS* berekening toepassen van de aldus ‘op maat’ benaderde ontwerpwaarden voor de parameters worden semi-probabilistisch benaderende ontwerpmomenten gevonden. Langs deze weg is het dus ook mogelijk om het ontwerpmoment bij $\beta = 5,11$ te schatten. Tabel 4.11 toont het resultaat voor het aldus benaderde ontwerpmoment. In Figuur 4.5 zijn de $M_{\text{max,benaderd}}$ punten geplot op de β - M_{max} grafiek uit Figuur 4.2, waarin $M_{\text{max,benaderd}}$ is weergegeven met groene driehoeken.

Tabel 4.11 Benaderend maximum damwand moment op basis van gekalibreerde invloedscoëfficiënt per materiaal

β [-]	$M_{\text{max,benaderd}}$ [kNm/m']
2,25	92,6
2,55	109,4
3,21	150,2
3,43	161,4
3,78	182,4
4,15	209,7
5,11	303,7



Figuur 4.5 β vs M_{max} en $M_{\text{max,benaderd}}$ voor een onverankerde damwand

Uit Tabel 4.11 en Figuur 4.5 blijkt dat $M_{\text{max,benaderd}}$ een goede benadering is voor M_{max} bij een zelfde β . Het lijkt in dit vereenvoudigde geval (met alleen onzekerheid in grondeigenschappen)

² De per afzonderlijk materiaal i gekalibreerde partiele factor γ_i voor de $\tan \phi$ is terug te rekenen door middel van: $\gamma_i = \frac{x_i - \mu_{x,i}}{x_{i,\text{karakteristiek}}}$, met $x_{i,\text{karakteristiek}} = \exp(\mu_{Y,i} - 1,65 \cdot \alpha_i \cdot \sigma_{Y,i})$

dus mogelijk om de ‘op maat’ ontwerpwaarden te bepalen en te gebruiken voor een semi-probabilistische analyse. Ook blijkt dat $M_{\max, \text{benaderd}}$ bij een β van 5,11 dichtbij de lineair-geëxtrapoleerde waarde van β bij een M_{\max} van 299,6 kNm/m' ligt, dit wijst erop dat er grofweg een lineaire relatie in het extrapolatiegebied is tussen β en M_{\max} . Lineaire extrapolatie van β - M_{\max} lijkt dus een goede methode om de β te schatten bij hoge kritieke damwandmomenten.

4.4 Overige uitgevoerde analyses

Hierna volgt een kort overzicht van analyses die ook zijn uitgevoerd, maar waarvan de resultaten niet meer in het voorliggende rapport zijn opgenomen.

- In eerste instantie is geprobeerd om een probabilistische analyse uit te voeren op een dijk met een verankerde damwand waarin de grondlagen zijn gemodelleerd met het *Hardening Soil* constitutief model. Hierbij werd gevarieerd in de *Hardening Soil* gerelateerde grondparameters. Qua convergentie gelden dezelfde waarnemingen als bij het *Soft Soil* model. Extra complicatie bij het *Hardening Soil* model is dat daarin veel afhankelijkheden tussen de parameters bestaan, waarbij bepaalde parametercombinaties niet worden toegestaan.
- Er is een beperkte poging gedaan om een probabilistische analyse uit te voeren met *Importance Sampling*. Omdat de α -waarden van de parameters niet constant zijn per kritiek damwandmoment is het echter erg moeilijk om een geschikt startpunt te kiezen. In een vroege fase van het onderzoek zijn er 1200 iteraties uitgevoerd waarbij gevarieerd werd in cohesie en in ϕ . Convergentie is daarbij echter niet gevonden.
- Om te voorkomen dat bij een fysisch realistische kansverdeling van de grondparameters al instabiliteit optreedt in de nul-stap (voordat de damwand geplaatst is) zijn er ook probabilistische analyses gedaan waarin parameters pas gevarieerd worden vanaf het moment dat de damwand geplaatst is. Omdat deze methode probabilistisch niet goed verdedigbaar is, zijn de resultaten echter niet gerapporteerd.³

4.5 Toegepaste instellingen voor een stabiele analyse

4.5.1 Inleiding

Een stabiele analyse met FORM is alleen mogelijk zolang er geen geotechnisch falen plaatsvindt. Hieronder is beschreven welke aanpassingen daarvoor zijn toegepast in het *PLAXIS* model en in de numerieke parameters.

4.5.2 PLAXIS model aanpassingen

- Om numerieke problemen te voorkomen is in elke laag in het slappe-lagenpakket een cohesie van 1 kPa aangenomen.
- Het dijksmateriaal is erg gevoelig voor een oppervlakkige afschuiving, daarom is in het dijksmateriaal een cohesie van 2 kPa aangenomen.
- De nulstap en de toename van de ankerkracht zijn gevoelig voor numerieke problemen. Daarom zijn in deze fases de numerieke instellingen veranderd.

Nulstap

- De “Max unloading steps” is verhoogd van 5 naar 20.

³ Bij het optreden van instabiliteit onder dagelijkse omstandigheden is een eventuele “bewezen sterkte” aanpak (faalkans-updating) in theorie toepasbaar. Toepassing is echter alleen verdedigbaar wanneer bij de dan uit te voeren parallelle controle op instabiliteit onder dagelijkse omstandigheden gebruik zou worden gemaakt van gunstige (optimistische) aannames voor wat betreft onder andere de effectieve (zuig)spanning en rekafhankelijkheid van schuifsterkte (inclusief pieksterkte).

versie 1.1, 8 maart 2019

- De “Max load fraction per step” is verlaagd van 0.5 naar 0.1.

Toename ankerkracht

- De “Max unloading steps” is verhoogd van 5 naar 20.

4.5.3 Instellingen faalkansanalyse

De *Probabilistic Toolkit* (Brinkman, 2018) maakt voor de FORM iteratie gebruik van een dubbel convergentiecriteria. De *Toolkit* beschouwt de iteratie als geconvergeerd zodra aan beide criteria wordt voldaan. Voor de afbreekwaarden ε_Z en ε_β is in beide gevallen de default van 0,01 aangehouden.

De definitie van het dubbele afbreekcriterium in iteratie i volgt hierna, voor de volledigheid. In deze definitie is \mathbf{u}_d de vector met standaardnormaal verdeelde stochastische variabelen in het ontwerppunt (met lengte β) en is $Z(\mathbf{u}_d)$ de waarde van de grenstoestandsfunctie in het ontwerppunt.

$$\frac{|Z(\mathbf{u}_{d,\text{predictor},i+1})|}{\left| \frac{dZ(\mathbf{u}_{d,i})}{du} \right|} < \varepsilon_Z \quad \text{en} \quad |\mathbf{u}_{d,\text{predictor},i+1}| - |\mathbf{u}_{d,i}| < \varepsilon_\beta,$$

Wanneer FORM een te grote stap zet in de richting van een lagere sterkte, treedt geotechnisch falen op. Om dit te voorkomen zijn relatief lage FORM-stapgroottes gebruikt. Daarom is een relaxatiefactor van 0.25 en een gradiënt stapgrootte van 0.05 gebruikt.

4.6 Samenvatting en deelconclusies

- Toepasbaarheid FORM voor constructief versterkte dijken.

Indien de grenstoestand is gedefinieerd als het bereiken van een kritiek moment, dan blijkt het beperkt mogelijk om een in *PLAXIS* gemodelleerde dijk met damwand probabilistisch door te rekenen met FORM. Nabij geotechnische instabiliteit wordt de relatie tussen schuifsterkte en moment echter sterk niet-lineair. Om de FORM analyse dan nog te laten convergeren, moet een kleine stapgrootte en relaxatiefactor aan worden gehouden. Nadeel daarvan is dat de analyse meer iteraties nodig heeft. Convergentie wordt, vanwege de niet-lineariteit en vanwege de variërende invloedscoëfficiënten van stochastische parameters, ook problematisch wanneer de startwaarden van gevarieerde parameters ver af liggen van de waarden in het ontwerppunt bij het kritieke damwandmoment. Ten slotte wordt convergentie ook moeilijker naarmate het aantal gevarieerde parameters toeneemt. Dat laatste komt waarschijnlijk omdat het verband tussen gelijktijdige variatie van meerdere parameters en van de daaruit resulterende variatie van het maximaal damwandmoment dan minder eenduidig wordt. Om toch tot antwoorden te komen moest het ontwerppunt in het beschouwde geval daarom in stappen worden bepaald, bij een steeds hogere waarde van het kritieke moment. Het ontwerppunt van de vorige berekening (bij een lager kritiek moment) diende daarbij als startpunt voor de volgende. Voor praktijktoepassing verdient het daarom aanbeveling om ook de toepasbaarheid te onderzoeken van alternatieve en meer robuuste procedures. Zie verder § 5.2.2.

- Betekenis van de probabilistische resultaten voor het semi-probabilistische ontwerp

In de vergelijkende semi-probabilistische berekeningen is de WBI relatie tussen doelbetrouwbaarheid en schadefactor toegepast als partiële factor op de grondsterkte, zoals in de POVM procedure vastgelegd (POVM, 2018c). Deze relatie is afgeleid door kalibratie op basis van glijvlakberekeningen voor verschillende gevallen (Deltares, 2017b). In deze kalibratie is ook de invloed verwerkt van andere onzekerheidsbronnen dan de grondsterkte, waaronder de buitenwaterstand en het verloop van de waterspanningen. De toegepaste schadefactor is dus niet formeel afgeleid uit invloedscoëfficiënten voor damwandberekeningen en de werkelijke geschiktheid voor de beoordeling van zowel constructieve sterkte als van instabiliteit is nog nooit onderzocht. De uitgevoerde analyses bieden daartoe een eerste mogelijkheid.

In de probabilistische analyses is alleen gevarieerd in de schuifsterkte, $\tan(\phi)$, de gecorreleerde stijfheidsparameters λ^{-1} en κ^{-1} en de grensspanning. Er is gebleken dat variatie in $\tan(\phi)$ veruit de meeste invloed heeft op het maximaal damwandmoment in vergelijking tot variatie in λ^{-1} en κ^{-1} en de grensspanning. In de probabilistische berekening is de onzekerheid in de andere onzekerheidsbronnen niet expliciet gemodelleerd. In plaats daarvan is een conservatieve inschatting gehanteerd. Om tot benadering van de faalkans bij de semi-probabilistisch bepaalde ontwerpwaarde te komen bleek verder extrapolatie nodig van een β -damwandmoment-curve die bij lagere kritieke momentwaarden was bepaald. Een complete vergelijking tussen een semi-probabilistische berekening en een probabilistische berekening is daarom niet mogelijk.

Gegeven deze kanttekeningen is toch een eerste voorzichtige vergelijking getrokken. De probabilistisch bepaalde kans op het bereiken van verschillende momenten is daarbij vergeleken met de faalkans die volgens de WBI relatie correspondeert met partiële grondsterktefactoren waarmee door kalibratie dezelfde momentwaarden worden gevonden. Bij het ontwerpmoment (bepaald met schadefactor 1,18, $\beta_{\text{doel}} = 5,11$) is de overeenkomst bevredigend. Hieraan mogen echter nog geen vergaande conclusies worden ontleend, gelet op eerdergenoemde kanttekeningen en gelet op het feit dat slechts één geval is beschouwd.

5 Eindconclusies en aanbevelingen

5.1 Conclusies in relatie tot de onderzoeksvragen

5.1.1 Welke parameters moeten onzeker worden genomen en hoe moet de probabilistische methode worden gecombineerd met de (gefaseerde) eindige-elementenberekening

- Het damwandmoment ondervindt de meeste invloed van variatie in $\tan(\phi)$, waarbij de invloed van grondlaag tot grondlaag sterk verschilt. Het effect van het stochastisch modelleren van andere onzekerheidsbronnen dan de grondeigenschappen (zie § 2.2) is echter nog niet onderzocht. De invloed van variatie in stijfheid en grensspanning bleek beperkt. Binnen een probabilistische berekening is het daarom acceptabel om de onzekerheid in stijfheid en grensspanning alleen in rekening te brengen door het toepassen van conservatieve rekenwaarden. De beperking tot variatie van uitsluitend de invloedrijke parameters komt de robuustheid en rekensnelheid van de faalkansbepaling ten goede.
- In een probabilistische analyse moeten stochastische parameters per definitie worden gevarieerd vanaf de initiële fase. Dit in tegenstelling tot de huidige ontwerpprocedure (POVM, 2018c), waarin de verschillende partiële factoren op de grondsterkte doorgaans pas worden toegepast na het plaatsen van de wand, waarbij deze factoren ook andere onzekerheidsbronnen dan de grondsterkte moeten modelleren. In *PLAXIS* heeft de $\tan(\phi)$ in de initiële rekenfase ook effect op de initiële spanning, via de daaraan gecorreleerde veronderstelde K_0^{NC} (de coëfficiënt van de zijdelingse gronddruk bij normaal geconsolideerde condities). Zie § 2.4.6. Bij verhinderde vervorming resulteert een verlaging van $\tan(\phi)$ daarom niet altijd in hogere momenten. Dit kan leiden tot niet-eenduidige ontwerppunten en de convergentie bemoeilijken.

Het SHANSEP NGI-ADP model modelleert ongedraineerde sterkte van natte slappe grond op basis van totale spanningen. Het SHANSEP model is vanuit WBI voorgeschreven voor de controle op geotechnische stabiliteit. De SHANSEP parameters verschillen echter van de parameters voor het op effectieve spanningen gebaseerde *Soft Soil* model, dat in de eerste rekenfasen moet worden toegepast. Het omrekenen van de verwachtingswaarden en spreidingen van de verschillende parametersets is niet op eenduidige wijze mogelijk. In de probabilistische berekening is er daarom voor gekozen om alleen het *Soft Soil* model te gebruiken, met toepassing van de *Undrained A* optie in de laatste rekenfase. Dit levert in vergelijking tot SHANSEP een wat conservatievere modellering op voor zwaarder overgeconsolideerde grond en een vergelijkbaar gedrag voor niet tot matig overgeconsolideerde grond.

5.1.2 In hoeverre is de FORM methode geschikt voor het bepalen van ontwerppunten qua betrouwbaarheid/eenduidigheid, numerieke robuustheid en rekentijd

- De toepasbaarheid van FORM voor het bepalen van het ontwerppunt voor geotechnische stabiliteit is niet onderzocht. Op voorhand is echter al bekend dat een dergelijke toepassing problematisch is, omdat de toegepaste FORM minimalisatieprocedure geen afgeleiden meer kan bepalen zodra in de eindige-elementenberekeningen instabiliteit optreedt.
- FORM bleek voor het beschouwde geval wel toepasbaar voor het benaderen van het ontwerppunt waarbij een kritisch damwandmoment wordt overschreden. Daarbij zijn wel beperkingen geconstateerd. Vanwege de sterk niet-lineaire relatie tussen het moment en de grondsterkte is een geschikt gekozen startpunt voor de parametervariatie nodig, evenals een relatief kleine relaxatiefactor en gradiënt stapgrootte. Om voor de momenten bij hogere

versie 1.1, 8 maart 2019

betrouwbaarheidsindices een convergerende oplossing te vinden moest het startpunt bovendien stapsgewijs worden bepaald. Dit wil zeggen dat het ontwerppunt uit een voorafgaande FORM analyse bij een lager kritiek moment is gebruikt als startpunt voor de daarop volgende analyse bij een hoger kritiek moment. Het ontwerpmoment bij de uiteindelijke doelbetrouwbaarheid kon bovendien alleen benaderend worden bepaald, door gebruik te maken van de berekende ontwerppunten bij lagere kritieke momenten.

- De toegepaste kleine stapgrootte en relaxatiefactor, in combinatie met de stapsgewijze bepaling, resulteert in een langere rekentijd. De toegepaste rekengang is bovendien bewerkelijk, vanwege de handmatige “trial-and-error” bepaling van startpunten. Desondanks zijn de reketijden nog steeds beduidend minder dan bij reguliere *Sampling* methoden.

5.1.3 Is er, indien nodig, een geschikt alternatief voor FORM

- Binnen de voorliggende verkenning heeft er geen uitgebreide evaluatie plaatsgevonden van mogelijke alternatieven voor FORM. Na afloop van de verkenning is echter wel een veelbelovend alternatief gevonden, dat qua nauwkeurigheid, robuustheid en snelheid beter bruikbaar lijkt. Zie § 5.2.2.

5.1.4 Welke “ontwerppunten” worden voor een voorbeeldgeval met FORM gevonden

- De in het onverankerde voorbeeld gevonden invloedscoëfficiënten fluctueren onder invloed van de waarde van het kritieke moment. Een duidelijke trend is daarbij niet waarneembaar.
- De waarden van de invloedscoëfficiënten voor de grondsterkte verschillen sterk per grondlaag. Bij de verankerde wand blijkt op grond van de variatiestudie zelfs een negatief teken van de invloedscoëfficiënt mogelijk voor de sterkte van de grondlaag boven de ankergronding. Bij een negatief teken leidt een lagere grondsterkte tot lagere momenten. In de huidige ontwerpprocedure (POVM, 2018c) wordt daarmee echter geen rekening gehouden.
- De betrouwbaarheidsindices die bij deze invloedscoëfficiënten worden gevonden blijken ongeveer lineair afhankelijk te zijn van het kritieke moment. Grove schattingen van de invloedscoëfficiënten “op maat” (invloedscoëfficiënten bij lagere kritieke damwandmomenten) kunnen daarom worden gebruikt om de waardes van de stochastische variabelen te schatten in het ontwerppunt bij hogere kritieke damwandmomenten.
- Er zijn in deze studie geen ontwerppunten bepaald voor het bereiken van instabiliteit, zowel voor het geval met langsconstructie (EEM) als zonder langsconstructie (glijvlakberekening). Daarom kon er ook geen vergelijking worden getrokken tussen deze ontwerppunten en het gevonden ontwerppunt voor het bereiken van een kritiek moment.

5.1.5 Welke partiële factoren resulteren uit deze ontwerppunten en in hoeverre zijn ze vergelijkbaar met de default WBI factoren

- Voor de grondeigenschappen zelf kunnen uit de in § 4.3 bepaalde invloedscoëfficiënten “op maat” ook eenvoudig partiële factoren “op maat” worden afgeleid (verschillend per laag en per parameter). Deze factoren moeten dan ook worden toegepast vanaf de eerste rekenfase. De “op maat” factoren zijn echter niet zuiver te vergelijken met de WBI partiele factoren, zoals volgens de POVM ontwerpprocedure toe te passen op de grondsterkte, veelal na damwandplaatsing (POVM, 2018c). Dat komt omdat de WBI factoren via de grondsterkte ook het effect van andere onzekerheidsbronnen in rekening brengen. Bij toepassing van de WBI factoren zullen daarom andere schuifsterktes resulteren dan bij

toepassing van een zuivere partiele factor op de grondsterkte, die alleen de onzekerheid op de grondsterkte zou mogen representeren.

- Volgens het WBI geldt bij de doelbetrouwbaarheid $\beta = 5,11$ een schadefactor gelijk aan 1,18. Voor het ontwerpmoment dat met deze schadefactor is bepaald is de overschrijdingskans ook geschat door extrapolatie van FORM resultaten. De aldus geschatte β waarde is 5,31. De overeenkomst voor dit ontwerpmoment en deze casus is bevredigend. Er zijn echter nog geen stellige en algemeen geldende uitspraken mogelijk.
- Op grond van de uitgevoerde analyses kunnen ten slotte nog geen uitspraken worden gedaan over de vergelijkbaarheid van probabilistische resultaten met toepassing van de WBI “modelfactor” en de (op de WBI schadefactor gebaseerde) “schematiseringsfactor”. Daarvoor zouden ook de modelonzekerheid en de verschillende schematiseringsscenario's (met hun scenariokansen) op formele wijze in de probabilistische analyses moeten worden meegenomen.

5.2 Aanbevelingen

5.2.1 Nadere analyse van het veiligheidsniveau van dijken met langsconstructies

- Resultaten uit probabilistische analyses van dijken met langsconstructies zijn onontbeerlijk om inzicht te krijgen in de werkelijke veiligheidsniveaus en om daarop de partiële factoren te gaan afstemmen (al dan niet “op maat”). De onzekerheden in sterkte, belasting, schematisering en model moeten daarbij consistent in rekening worden gebracht in de semi-probabilistische en de probabilistische berekening. Ontwerppunten voor het bereiken van alle relevante grenstoestanden (constructief en geotechnisch) moeten onderling worden vergeleken. De invloed van andere onzekerheidsbronnen dan de grondeigenschappen moeten daarbij ook worden meegenomen. Dit vereist toepassing van meer probabilistische analyses, voor verschillende representatieve praktijkgevallen, waaronder ook gevallen met opdrijven en het optreden van een restprofiel. Bij een meer complete modellering van alle onzekerheidsbronnen kan voor praktische ontwerp- en beoordelingsdoeleinden ook de toepasbaarheid worden onderzocht van de daarbij mogelijk weer “op maat” te bepalen invloedscoëfficiënten of toeslagen voor semi-probabilistische berekeningen.

5.2.2 Toepassing en doorontwikkeling van een meer robuuste methode met aanvaardbare rekentijd

- Het combineren van de FORM procedure met sterk niet-lineaire eindige-elementenanalyses van grond met constructies blijkt slechts beperkt mogelijk. Voornaamste beperking is dat de FORM-analyse met een op gradiënten gebaseerde minimalisatieprocedure divergeert nabij grondinstabiliteit.

Hoofdaanbeveling is daarom om na te gaan wat de toepasbaarheid is van meer robuuste methodes, zoals *Numerical Bisection*, *Importance Sampling* of *Directional Sampling*. Combinatie met een *Adaptive Response Surface* is daarbij wel nodig om de rekentijd tot werkbaar proporties te beperken. Een *Response Surface* wordt gevormd door met een beperkt aantal EEM berekeningen een benaderende functie op te stellen van de EEM respons bij parametercombinaties nabij het bereiken van de grenstoestand.

Begin 2019 (na het schrijven van de voorliggende rapportage) zijn door een TUD onderzoeker, tijdens zijn detachering bij Deltares, positieve ervaringen opgedaan met een *Adaptive Response Surface* dat wordt gevormd door *Kriging-Based Metamodeling*. De meerlaagse casus uit de voorliggende studie bleek daarmee (in combinatie met *Importance Sampling*) snel en robuust doorgerekend te kunnen worden, met een vergelijkbaar eindresultaat. Voorafgaand is de methode wel verbeterd, onder andere om instabiliteit af te vangen en om efficiënt te werken bij hoge doelbetrouwbaarheden. Een nog te schrijven

versie 1.1, 8 maart 2019

artikel, inclusief het resultaat van toepassing op de meerlaagse casus, zal naar verwachting verschijnen in de loop 2019. Verdere evaluatie van de toepasbaarheid van deze veelbelovende methode voor andere gevallen wordt warm aanbevolen, waar nodig in combinatie met verder verbetering. Ook wordt onderzoek aanbevolen naar mogelijke uitbreiding van de methode voor het bepalen van de gecombineerde faalkans door zowel geotechnische instabiliteit als het falen van de constructie. Ten slotte wordt onderzoek aanbevolen naar de mogelijkheid om binnen de methode ook een faalkans-update te incorporeren voor “Bewezen Sterkte” onder dagelijkse omstandigheden. Dit inclusief de daarbij optimistischer aan te nemen effectieve (zuig)spanningen en schuifrekafhankelijkheid van de schuifsterkte.

6 Referenties

- Brinkman, R. (2018). *Probabilistic Toolkit, Manual*.
- Deltares. (2016). *Handreiking Faalkansanalyse en Faalkans Updating, rapport nr. 1230090-032-GEO-0016*.
- Deltares. (2017). *Handreiking Faalkansanalyse Macro stabiliteit, rapport nr. 11200575-016-GEO-0005*.
- Deltares. (2017b). *Derivation of the semi-probabilistic safety assessment rule for inner slope stability (Calibration STBI 2016), rapport nr. 1230086-009*.
- Ministerie van Infrastructuur en Milieu. (2016). *Schematiseringshandleiding Macro stabiliteit, WBI 2017, versie 2.1*.
- POVM. (2018a). *Constructieve veiligheid van onverankerde wanden in dijken Factual report FORM analyse*.
- POVM. (2018b). *POVM Rekentechnieken - Consequentieanalyse*.
- POVM. (2018c). *EEM toepassing binnen het ontwerp: aanwijzingen en voorbeelden*.



versie 1.1, 8 maart 2019