


# Verbetering berekeningswijze onverankerde stabiliteitsschermen

POV



MACRO  
STABILITEIT

Datum: 06-10-2016

Opgesteld: ir. J. Janssen  
Gecontroleerd: ir. V. Veenbergen

Versie: 1



## Inhoudsopgave

<b>1</b>	<b>Inleiding.....</b>	<b>7</b>
1.1	Inleiding .....	7
1.2	Doelstelling .....	7
1.3	Plan van Aanpak .....	7
1.4	Indeling rapport.....	7
<b>2</b>	<b>PvA stap 1: Analyse huidige methodiek .....</b>	<b>8</b>
2.1	Inleiding .....	8
2.2	Beschrijving huidige methodiek .....	8
2.2.1	Veiligheidsfilosofie.....	8
2.2.2	Modellering restprofiel .....	9
2.3	Analyse huidige methodiek.....	10
2.3.1	Veiligheidsfilosofie.....	10
2.3.2	Belastingssituatie door een phi-c reductie.....	12
2.3.3	Vervormingen in phi-c reductie.....	12
2.3.4	Numerieke iteratieparameters in phi-c-reductie .....	16
2.3.5	Optredend bezwijkmechanisme.....	18
2.3.6	Invloed stijfheid diepwand.....	21
2.3.7	Restprofiel .....	23
2.4	Conclusie.....	25
<b>3</b>	<b>PvA stap 2: Het zoeken naar een alternatieve berekeningswijze .....</b>	<b>27</b>
3.1	Inleiding .....	27
3.2	Ontwerpbenaderingen .....	27
3.3	Conclusie.....	30
<b>4</b>	<b>PvA stap 3: Het bepalen van de randvoorwaarden voor die alternatieve berekeningswijze.....</b>	<b>31</b>
4.1	Inleiding .....	31
4.2	Beschrijving wijzigingen ten opzichte van huidige ontwerprichtlijn .....	31
<b>5</b>	<b>PvA stap 4: Het maken van vergelijkende berekeningen.....</b>	<b>33</b>
5.1	Inleiding .....	33
5.2	Beschrijving probabilistische analyse .....	33
5.3	Conclusie.....	38
<b>6</b>	<b>PvA stap 5: Het opstellen van een concept nieuwe aanpak.....</b>	<b>40</b>
6.1	Inleiding .....	40

6.2	Concept nieuwe aanpak .....	40
<b>7</b>	<b>Afsluiting .....</b>	<b>42</b>
7.1	Conclusies .....	42
7.2	Aanbevelingen.....	43
 Bijlagen		
<b>A.</b>	<b>Plan van Aanpak.....</b>	<b>45</b>
<b>B.</b>	<b>Veiligheidsfilosofie .....</b>	<b>46</b>
<b>C.</b>	<b>Onderzoek invloed restprofiel: vergelijking PLAXIS en DSheet op basis van eenvoudig damwandmodel.....</b>	<b>50</b>
	C1. Inleiding .....	50
	C2. Vergelijking basismodel PLAXIS en DSheet.....	52
	C3. Vergelijking maximaal berekende momenten in PLAXIS en DSheet.....	58
	C4. Terugkoppeling naar complex rekenmodel.....	60
	C5. Conclusie.....	60
<b>D.</b>	<b>Relatief eenvoudig EEM-model van een waterkering.....</b>	<b>62</b>
	D1. Inleiding.....	62
	D2. PLAXIS-model met twee grondlagen .....	63
	D3. Verificatie sub model 3 .....	67
	D4. Submodel 3 inclusief "parallelsloot" .....	68
	D5. Analyse bezwijkmechanismen.....	69
	D6. Conclusie .....	71
<b>E.</b>	<b>Analyse restprofiel .....</b>	<b>75</b>
	E1. Inleiding .....	75
	E2. Vergelijking modellering restprofiel volgens de ontwerprichtlijn met modellering met toepassing van reststerkte .....	75
	E3. Analyse op de resultaten .....	79
	E4. Conclusie.....	82
<b>F.</b>	<b>Details probabilistische berekening.....</b>	<b>83</b>
	F1. Belasting stappen .....	83
	F2. Proevenverzameling en parameter bepaling.....	83
	F3. Correlaties.....	86
	F4. Modellering diepwand.....	86
	F5. Convergentie analyse .....	87
<b>G.</b>	<b>Verwijzingen.....</b>	<b>88</b>



## Samenvatting

Door de waterschappen is een onderzoeksbudget beschikbaar gesteld voor het uitvoeren van onderzoek naar mogelijkheden om de stabiliteit van dijken meer economisch en meer duurzaam te vergroten. Dat onderzoek wordt POV-onderzoek genoemd (Project Overstijgende Verkenning) en is onderverdeeld in diverse onderwerpen en clusters.

Binnen het cluster Rekenen van POV-M(acrostabiliteit) wordt onderzoek uitgevoerd naar de oorzaken voor het berekenen van de ogenschijnlijk zeer grote momenten in onverankerde stabiliteitsschermen, en met name ook de grote verschillen tussen de representatieve momenten en de rekenwaarden daarvan. Bij de dijkversterking Kinderdijk – Schoonhovenseveer, uitgevoerd door Combinatie Dijkverbetering Molenwaard (bestaande uit de aannemers Mourik en Besix) is dit fenomeen geconstateerd.

Inmiddels zijn voor het optreden van die grote momenten verschillende oorzaken vastgesteld, die zijn benoemd in voorliggend onderzoeksrapport.

Het betreft:

- het faseren van de opbouw van de Plaxis-berekeningen;
- het bepalen van de snedekrachten middels een phi-c reductie;
- het gerealiseerde veiligheidsniveau en daarmee de wijze waarop de te hanteren partiële factoren zijn bepaald;
- het nogmaals bezwijken van het restprofiel zelf.

Het voorliggende rapport beschrijft de resultaten van het onderzoek dat uiteindelijk heeft geleid tot bovenstaande bevindingen. De indeling van dit rapport is om praktische en administratieve redenen gelijk gehouden aan de indeling van het destijds opgestelde plan van aanpak. Gaande het onderzoek zijn verschillende paden bewandeld, die, naar het zich liet aanzien, mogelijk zouden leiden tot de oorzaak voor die grote momenten. Het doel van dit rapport is het tussentijds vastleggen van de onderzoeksresultaten van de verschillende onderzochte fenomenen. Ook kan met het rapport in deze vorm eenvoudiger worden getoetst of is voldaan aan de onderzoeksopzet van het oorspronkelijke plan van aanpak.

In relatie tot de eerste 3 punten heeft ABT een afstudeeronderzoek laten uitvoeren binnen het POV-M onderzoek. Dat onderzoek wijst uit dat mogelijk een significante verbetering van de vigerende rekenmethodiek mogelijk is en dat daarmee een meer realistisch ontwerp kan worden gemaakt. De eerder benoemde fenomenen "restprofiel" en "veiligheidsniveau" zijn weliswaar aangemerkt als mede veroorzaker van de grote momenten, maar er konden, op basis van de beschikbare gegevens, nog niet voldoende onderbouwde verbeteringen in de berekeningswijze worden geformuleerd. Dat betekent dat de afronding van de laatste stappen uit het plan van aanpak (opstellen nieuwe rekenmethodiek en ter toetsing bij ENW voorleggen) nu nog niet kan plaatsvinden. De reden hiervoor is dat gaandeweg het nu gerapporteerde onderzoek gebleken is dat op een aantal onderdelen (onvoorzien) aanvullend onderzoek nodig is, dat niet in het oorspronkelijke plan van aanpak is omschreven. Het betreft hier:

- Aanvullende probabilistische berekeningen middels een FORM-analyse;
- Juiste modellering van het restprofiel bepalen;

- Meer realistische modellering van betonnen constructies.

Voor bovengenoemde aanvullende onderzoeken is of wordt een aanvullend plan van aanpak geformuleerd.

Het ligt in de bedoeling om de resultaten van die nog uit te voeren onderzoeken afzonderlijk te rapporteren. Zodra deze resultaten beschikbaar zijn zal een eindrapport worden geschreven, waarin de resultaten van de drie rapportages zijn verwerkt en waarbij dan de laatste stappen uit het oorspronkelijke plan van aanpak kunnen worden ingevuld. Met dit eindrapport kan dan voldoende onderbouwd de vigerende rekenmethodiek voor onverankerde stabiliteitsschermen worden verbeterd.

## 1 Inleiding

### 1.1 Inleiding

CDVM (Combinatie DijkVerbetering Molenwaard bestaande uit Mourik Groot-Ammers en Besix) voert in opdracht van het Waterschap Rivierenland (WSRL) de dijkversterking uit tussen Kinderdijk en Schoonhovenseveer (project KIS). De versterking bestaat hier onder andere uit het aanbrengen van een zelfstandig kerend stabiliteitsscherm. Bij het dimensioneren van dat scherm berekende CDVM onverwacht grote momenten. Met name het verschil tussen het berekende moment berekend in de BGT en het berekende moment in de UGT was naar de mening van ABT ongeloofwaardig groot. In sommige gevallen kon dit verschil een factor 6 à 10 zijn, terwijl een factor 2 meer gebruikelijk is.

### 1.2 Doelstelling

De algemene doelstelling van het onderzoek is om te bepalen of de berekende snedekrachten in onverankerde stabiliteitsschermen bij de vigerende ontwerpsystematiek niet onbedoeld tot een veel hoger veiligheidsniveau leiden dan beoogt wordt met diezelfde ontwerpsystematiek.

### 1.3 Plan van Aanpak

Om de geschiktheid van de vigerende ontwerpsystematiek voor het dimensioneren van onverankerde stabiliteitsschermen in dijklichamen te beoordelen, heeft ABT in maart 2015 een Plan van Aanpak (PvA) ingediend bij POVM waarin de aanleiding, achtergrond en stappenplan als leidraad voor het onderzoek zijn beschreven. Dit PvA is te vinden in bijlage A.

Dit stappenplan is als volgt opgezet:

1. Analyse huidige methodiek;
2. Het zoeken naar een alternatieve berekeningswijze (Eurocode);
3. Het bepalen van de randvoorwaarden voor die alternatieve berekeningswijze;
4. Het maken van vergelijkende berekeningen;
5. Het opstellen van een concept nieuwe aanpak;
6. Het ter goedkeuring voorleggen van de rapportages van bovenstaande werkzaamheden aan ENW;
7. Het eventueel uitvoeren van aanvullende werkzaamheden n.a.v. de ENW-toetsing;
8. Het vastleggen van de nieuwe berekeningswijze t.b.v. algemeen gebruik.

De stappen 1 t/m 5 zijn uitgevoerd en worden nader toegelicht in dit rapport. Vanwege de behoefte naar aanvullend onderzoek worden de stappen 6 t/m 8 pas uitgevoerd, zodra het onderzoek geheel is afgerond.

### 1.4 Indeling rapport

Dit rapport is een uitwerking van het stappenplan in het PvA. In de hoofdstukken 2 t/m 6 worden de stappen 1 tot en met 5 uitgewerkt. Hoofdstuk 7 vormt de afsluiting met generieke conclusies en aanbevelingen.



## 2 PvA stap 1: Analyse huidige methodiek

### 2.1 Inleiding

De huidige methodiek is onderzocht op de volgende punten:

- Analyse huidige veiligheidsfilosofie;
- Correctheid berekende snedekrachten bij een situatie dichtbij doorgaand bezwijken;
- Invloed numerieke iteratieparameters;
- Modellerings bezweken binnentalud (restprofiel).

Waarbij de vraag naar de oorzaak van de grote verschillen tussen momenten in de BGT en UGT centraal stond. Bovenstaande punten worden in dit hoofdstuk toegelicht. Het hoofdstuk is opgesplitst in een beknopte beschrijving van de huidige methodiek en daaropvolgend een analyse van de huidige methodiek.

### 2.2 Beschrijving huidige methodiek

Voor een uitgebreide beschrijving van de huidige ontwerpmethodiek wordt verwezen naar de ontwerprichtlijnen voor type I en type II constructies in rivierdijken (Havinga & Larsen, 2013) (Larsen, Lubking, & Bredeveld, 2013). Hier zal een beknopte beschrijving gegeven worden van deze methodiek.

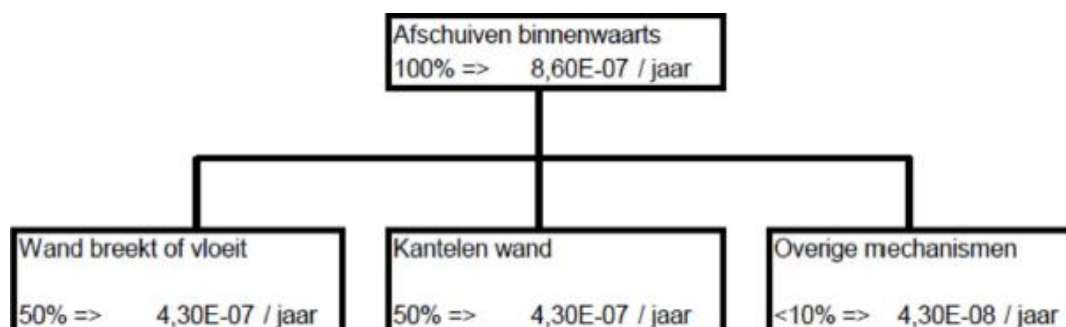
#### 2.2.1 Veiligheidsfilosofie

De vereiste betrouwbaarheidsindex van een dijk, versterkt met een stabiliteitsscherm, is dezelfde als voor macrostabiliteit bij een gronddijk; de totale faalkans met bijbehorende betrouwbaarheidsindex is daarom:

$$P_{loc,toel} \approx 8,64 \cdot 10^{-7} \text{ per jaar}^1$$

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_{loc,toel}) = -\Phi^{-1}(8,64 \cdot 10^{-7}) \approx 4,78$$

Deze totale faalkans wordt verdeeld in de meest waarschijnlijke faalmechanismen, zoals in Figuur 1. Indien voldoende onderbouwt is men vrij om deze verdeling te wijzigen.



Figuur 1: verdeling toelaatbare faalkansen bij binnenwaarts afschuiven (Havinga & Larsen, 2013)

<sup>1</sup> Zie voor een uitgebreide beschrijving van de totstandkoming van de toelaatbare faalkansen bijlage B.

De faalkans en bijbehorende betrouwbaarheidsindex voor het breken of kantelen van de wand komen daardoor uit op:

$$P_{toel;m} = 0,5 \cdot 8,6 \cdot 10^{-7} \approx 4,3 \cdot 10^{-7} \text{ per jaar}$$

$$\beta_m = -\Phi^{-1}(P_{toel;m}) = -\Phi^{-1}(4,3 \cdot 10^{-7}) \approx 4,92$$

In de huidige ontwerprichtlijnen voor KIS worden sterkteparameters gebruikt, afgeleid van celproeven. Er moet daarom volgens de LOR2 gebruik gemaakt worden van de volgende factoren om van representatieve waarden naar rekenwaarden te gaan (Andringa, 1989):

$$\begin{aligned}\gamma_c &= 1,25 \\ \gamma_\varphi &= 1,10 \\ \gamma_{\varphi;veen} &= 1,15\end{aligned}$$

Omdat in PLAXIS gerekend wordt tot doorgaand bezwijken wordt de parameterset van niet-associatief omgezet naar associatief. Dit zou geen invloed mogen hebben op de sterkte van de grond, maar leidt wel tot een numeriek stabielere berekening. Dit wordt gedaan middels het "Best Guess Equivalent model", beschreven in de ontwerprichtlijn (Larsen, Lubking, & Bredeveld, 2013).

Bovenop de partiele factoren conform LOR2, wordt een extra veiligheid in rekening gebracht om tot de vereiste faalkans voor een constructie in een dijk te komen. De snedekrachten worden bepaald bij  $\Sigma Msf_{constructief} = 1,17$ , d.w.z. bij een reductie van  $c$  en  $\tan(\phi)$  van 1,17 uitgaande van "LOR2-rekenwaarden". Dat is de schadefactor behorend bij een betrouwbaarheidsindex van 4,78 en de schadefactor die ook wordt toegepast bij een groene dijk. Voor de overall stabiliteit is een schadefactor van  $\Sigma Msf_{geotechnisch} = 1,27$  vereist. Deze is bepaald met 5% van de totale faalkans en volgens de gegeven formules in LOR2<sup>2</sup>.

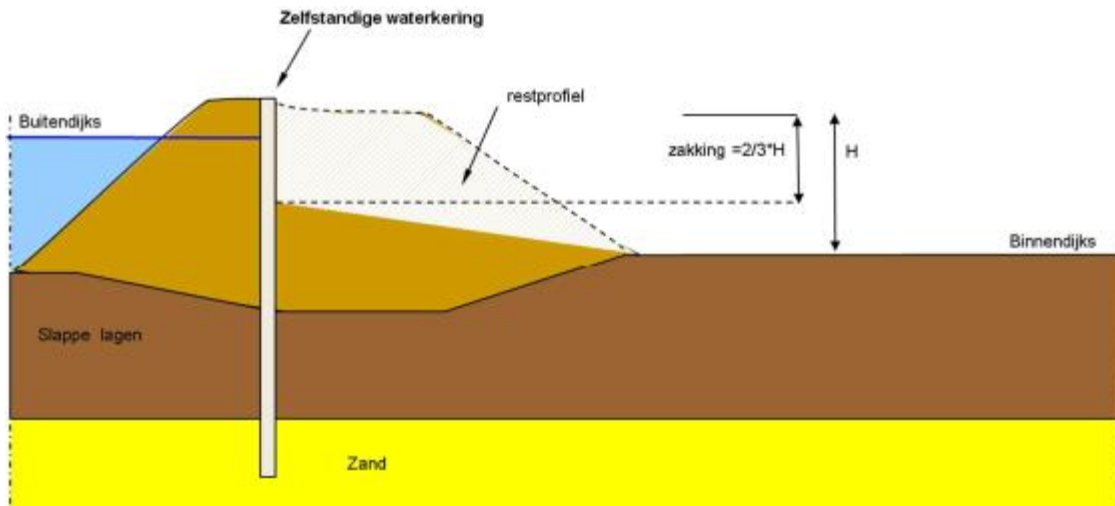
Voor een opschaling van de betrouwbaarheidsindex van 4,78 naar 4,92 dient nog gecorrigeerd te worden. De snedekrachten bepaald bij  $\Sigma Msf_{constructief}$  (dus bij  $\beta = 4,78$ ) worden daarom vermenigvuldigd met een additionele partiële factor  $\gamma_M = 1,15$ . In deze factor zit tevens een "onzekerheidstoeslag" voor de numerieke onzekerheid van Plaxis en een soort van materiaalfactor afhankelijk van het toegepaste materiaal (staal of beton).

### 2.2.2 Modelling restprofiel

Wanneer bij een ontwerp van een stabiliteitsscherm het binnentalud van de dijk instabiel is, d.i. een veiligheid heeft kleiner dan het vereiste betrouwbaarheidsniveau voor de sterkte van de wand, moet het binnentalud gemodelleerd worden als een afgeschoven binnentalud. In (Larsen, Lubking, & Bredeveld, 2013) is deze modellering vastgelegd. De modellering volgens dit voorstel houdt in dat een conservatieve oplossing wordt verkregen wanneer de afschuiving gemodelleerd wordt als een daling van de binnentalud lijn met  $2/3^e$  van de totale hoogte van de dijk (d.i. de verticale afstand van de teen tot de kruin van de dijk) en behoud van sterkte-eigenschappen van de grond. De afgeschoven grond, die na de afschuiving ergens in het achterland is terecht gekomen, heeft volgens de uitgevoerde analyses in (Royal Haskoning, 2012) een minimale invloed op de snedekrachten en

<sup>2</sup> Voor de totstandkoming van de schadefactoren zie bijlage B.

moet daarom om praktische redenen verwaarloosd worden. Figuur 2 geeft een schematisering van deze modellering van het restprofiel.



Figuur 2: Modellering restprofiel zoals voorgesteld in de ontwerprichtlijnen

## 2.3 Analyse huidige methodiek

in deze paragraaf wordt nader op onderdelen van de in paragraaf 2.2 beschreven rekenmethodiek ingegaan in relatie tot de invloed op de snedekrachten en het veiligheidsniveau.

### 2.3.1 Veiligheidsfilosofie

In de huidige rekenmethodiek worden op verschillende momenten partiële factoren geïntroduceerd, oftewel veiligheid toegevoegd. In onderstaand overzicht worden deze stappen stuk voor stuk geanalyseerd.

1. *Vastleggen toelaatbare faalkans per jaar voor het faalmechanisme "binnenwaartse macrostabiliteit".*

De vereiste totale faalkans wordt vanuit de Waterwet als een randvoorwaarde verstrekt (RWS, 2015). Dit is een eenduidige stap, gebaseerd op de verschillende leidraden, zoals het Kookboek (Calle, Teunissen, Bakker, Schelfhout, & van der Meer, 2003), het Addendum TRWG (Hoffmans, 2007) en zowel LR (Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 2007) als LOR2 (Andringa, 1989). Voor KIS (en daarmee ook voor dit onderzoek) geldt dat de topeis voor binnenwaartse macrostabiliteit  $\beta=4,78$  bedraagt.

2. *Verdelen van de totale faalkans in diverse sub-mechanismen.*

In (Havinga & Larsen, 2013) wordt 50% toegekend aan zowel het falen van de wand als gevolg van overschrijding van momentcapaciteit als aan het falen ten gevolge van het kantelen van de wand. Deze verdeling van 50% aan beide mechanismen is voortgekomen uit de ontwerprichtlijn voor type I constructies (Havinga & Larsen, 2013) en is niet gebaseerd op eerdere leidraden of technische rapporten. Optimalisatie in deze faalkansenverdeling is toegestaan binnen de richtlijn. De verwachting is echter niet dat dit significante wijzigingen in snedekrachten oplevert.

3. *De aan "sterkte van de wand" toegekende betrouwbaarheidsindex wordt omgezet naar een schadefactor  $\gamma_n$  waarmee de te behalen  $\Sigma Msf$  tijdens de phi-c reductie wordt bepaald.*

Als gevolg van de gekozen faalkansverdeling worden schadefactoren bepaald voor constructief bezwijken en geotechnisch bezwijken. Deze schadefactoren zijn gebaseerd op de LOR2. Deze stap kent een opmerkelijke component: de variatiecoëfficiënt van het tegenwerkende moment van een glijcirkel wordt ook gehanteerd als maat voor de onzekerheid in de sterkte van de wand. Het is niet evident dat de onzekerheid in de sterkte van de wand gelijk is aan de onzekerheid van het tegenwerkend moment van de glijcirkel. Daarnaast wordt de standaardafwijking van de belasting op de wand verwaarloosd uitgaande van een FORM-aanpak. Dit zou er toe kunnen leiden dat de aldus bepaalde schadefactor te hoog uitvalt. Idealiter zouden de in deze stap gehanteerde onzekerheden bepaald moeten worden uitgaande van een onverankerde wand in de dijk.

Overigens wordt in de richtlijn de te behalen schadefactor vervolgens opgedeeld in een gedeelte dat middels een phi-c reductie behaald moet worden en een belastingfactor die vervolgens op de berekende snedekrachten wordt gezet (zie stap 6). Reden voor deze opsplitsing is dat in de richtlijn al vermeld dat dat snedekrachten verkregen uit een phi-c reductie onrealistisch fors toenemen bij ver doorgezette phi-c reducties.

De relatie tussen de schadefactor en de betrouwbaarheidsindex is nooit onderbouwd/gekalibreerd voor dijken met constructies en is daarom gebaseerd op groene dijken.

4. *Het toepassen van materiaalfactoren om van representatieve waarden naar rekenwaarden van de sterkteparameters te gaan.*

Dit is een eenduidige stap, gebaseerd op LOR2 (Andringa, 1989). Vanwege het feit dat celproefresultaten uit de jaren '80 worden gebruikt voor de bepaling van de sterkteparameters moet er met LOR2 gewerkt worden. Nieuwe datasets van sterkteparameters zullen zijn gebaseerd op triaxiaalproeven; in dat geval worden de partiële factoren conform LR en TRWG gehanteerd.

5. *Omzetten materiaalmodellen van niet associatieve ( $\varphi \neq \psi$ ) naar associatieve plasticiteit ( $\varphi = \psi$ ).*

Fysisch gezien stemt  $\varphi = \psi$  niet overeen met werkelijk grondgedrag. Echter, bij vooral grotere waarden van de hoek van inwendige wrijving kan bij zogenaamd "doorgaand bezwijken" het rekenproces instabiel worden bij het gebruik van niet-associatieve plasticiteit (Teunissen, 2009) (Tschuchnigg, Schweiger, Sloan, Lyamin, & Raissakis, 2015). Om dit probleem te voorkomen, kan de veiligheid bij doorgaand bezwijken beter bepaald worden met zogenaamde associatieve plasticiteit  $\varphi = \psi$ . De consequentie hierbij is wel dat er niet ongedraineerd gerekend kan worden.

De vereiste schadefactor voor constructief bezwijken, is lager dan die voor geotechnisch bezwijken ( $\Sigma Msf_{constructief} = 1,17$  en  $\Sigma Msf_{geotechnisch} = 1,27$ ). Bij het bepalen van de snedekrachten in de wand is daarom nog geen sprake van doorgaand bezwijken van de grond. De vraag rijst derhalve of associatief rekenen nodig is bij het bepalen van de snedekrachten in de wand en wat de invloed op de snedekrachten is.

6. *Vermenigvuldigen snedekrachten met partiële factor  $\gamma_M$ .*

In deze partiële factor zitten de volgende de volgende zaken verdisconteerd:

- Het opschalen van de veiligheid van  $\beta = 4,78$  naar de gewenste betrouwbaarheid  $\beta = 4,92$  voor de snedekrachten (zie stap 3).
- Numerieke onzekerheden in de PLAXIS-procedure; in de richtlijn is verondersteld dat het niet zeker is of de rekenresultaten wel overeenstemmen met  $\beta = 4,78$  vanwege allerlei onzekerheden, maar dat aangenomen kan worden dat  $\beta = 3,6$  altijd wel gehaald wordt. Om dat toch  $\beta = 4,78$  te halen, wordt vermenigvuldigd met deze partiele factor.

Er kan wellicht geoptimaliseerd worden in de partiële factor  $\gamma_M$  (die nu op 1,15 staat) indien de schadefactor lager uitvalt of als aangetoond wordt dat de rekenresultaten betrouwbaarder zijn dan nu verondersteld, maar dit zal niet leiden tot een significante reductie van de momenten.

### 2.3.2 Belastingssituatie door een phi-c reductie

Het doel van een phi-c reductie is het vaststellen van de geotechnische veiligheid. Door stapsgewijs de sterkte van de grond te verlagen totdat doorgaand bezwijken van het grondmassief optreedt, wordt deze veiligheid bepaald (de zogenaamde  $\Sigma M_{sf}$ ). De vervormingen die hierbij berekend worden, zijn geen realistische vervormingen ten gevolge van een fysieke belasting maar vervormingen om het rekenproces aan te drijven.

In werkelijkheid wordt de dijk c.q. de constructie in de dijk tijdens hoog water belast door de gronddruk, het water en een eventuele maaiveldbelasting etc. De sterkteparameters zullen echter niet opeens een factor 1,5 lager worden als er hoog water is (zoals tijdens een sterktereductie van de grond wordt gedaan). De sterktereductie wordt in de vigerende ontwerpsystematiek uitgevoerd nadat de wand is geïnstalleerd. Dit betekent dat snedekrachten zuiver voortkomend uit deze sterktereductie onrealistisch zijn, omdat de sterkteparameters van de grond tijdens installeren niet anders zijn dan tijdens een hoogwater situatie.

Bovenstaande blijkt ook wel als bij een groene dijk onder dagelijkse omstandigheden de wisseling van parameterset M1 (representatieve parameters) naar M2 (associatieve rekenwaarden) wordt doorgevoerd. Ten gevolge van deze sterktereductie zakt het talud onder zijn eigen gewicht al onderuit, terwijl in werkelijkheid de dijk al eeuwen zo ligt.

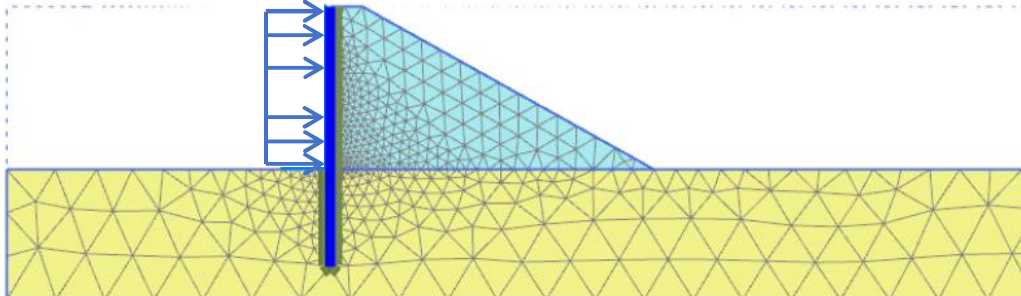
Dit probleem kan ondervangen worden door de rekenwaarden van de grondsterkte reeds in te voeren voordat de wand wordt geïnstalleerd. De bijbehorende vervormingen zijn dan reeds opgetreden (of kunnen gereset worden) en leiden niet tot snedekrachten in het stabiliteitsscherm. Het stabiliteitsscherm wordt vervolgens belast door het hoog water, de gronddrukken en verkeersbelasting bij deze lage rekenwaarden hetgeen de werkelijke situatie correct weergeeft.

### 2.3.3 Vervormingen in phi-c reductie

Om te controleren of het systeem van een phi-c reductie wel leidt tot een juiste waarde van de snedekrachten leidt, is met PLAXIS een berekening uitgevoerd ter bepaling van de momenten in een wand, waarbij de grootte van die momenten ook analytisch kan worden bepaald.

Als referentie berekening is gekozen voor een in het diepe zand ingeklemde wand, die aan de passieve zijde (binnendijkse zijde) wordt gesteund door een steunberm (het binnendijkse talud

voorstellend). Het diepe zand heeft een oneindige sterkte en stijfheid en fungeert hierdoor als inklemming voor de uitkragende ligger (zie Figuur 3).



Figuur 3: Opzet referentiemodel met verdeelde belasting (Janssen, 2016)

De wand wordt belast door een uniforme horizontale belasting, richting polderzijde, die de waterdruk op de dijk simuleert. Als na de phi-c reductie de weerstand van de steunberm wegvalt, kan het moment in de wand ook analytisch worden bepaald door middel van een vuistregel uit de constructiemechanica. Het maximale moment nabij de inklemming als gevolg van een gelijkmatig verdeelde belasting kan bepaald worden met:

$$M_{max} = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l^2$$

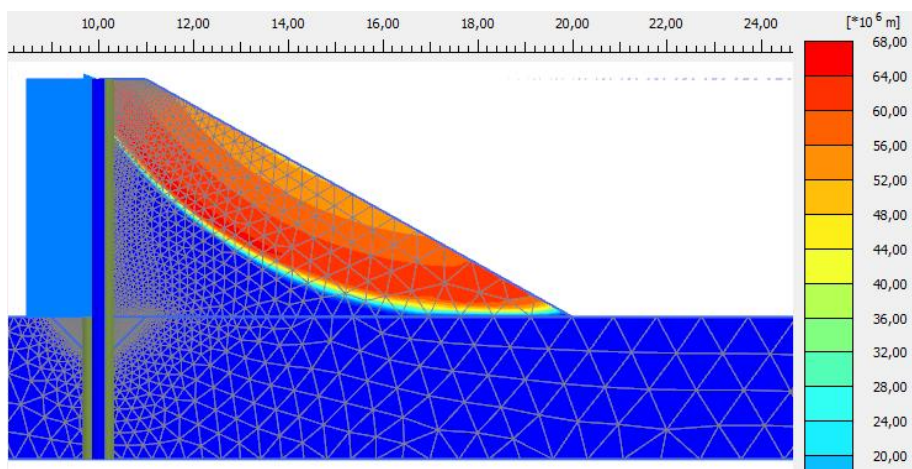
waarbij  $q$  de verdeelde belasting is en  $l$  de lengte van de uitkragende ligger. Vanwege de oneindige sterkte en stijfheid van het zand is in dit geval de lengte van de uitkragende wand gelijk aan 5 meter en de verdeelde belasting gelijk aan de opgegeven 100 kN/m. Zodoende is de uitkomst van PLAXIS te vergelijken met die van een analytische berekening van een ingeklemde ligger en kan gecontroleerd worden of er aan de passieve kant bij zeer grote verplaatsingen geen numerieke problemen in de berekening voorkomen.

Indien de steundruk uit de berm geheel afwezig is, is het maximale moment theoretisch gelijk aan:

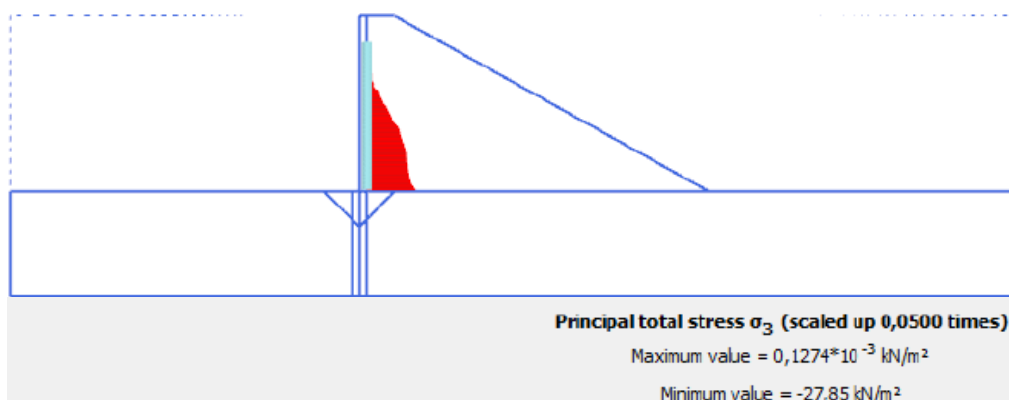
$$M_{max} = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l^2 = \frac{1}{2} \cdot 100 \cdot 5^2 = 1250 \text{ kNm}$$

Bij zeer grote verplaatsingen ziet het maatgevend glijvlak eruit zoals in Figuur 4 en is er een overblijvende passieve gronddruk zoals weergegeven in Figuur 5.





Figuur 4: Maatgevend glijvlak bij phi-c reductie



Figuur 5: Overblijvende passieve gronddruk

Het maximale moment nabij de inklemming berekend volgens een analytische methode zonder enig talud is zoals eerder vermeld 1250 kNm/m. In onderstaande tabel zijn de resultaten weergegeven van de berekeningen waarbij geen talud is toegepast; subscript A staat voor analytisch, subscript P staat voor PLAXIS. Berekeningen zijn uitgevoerd met zowel een plate als een volume element voor de (diep)wand.

Tabel 1: Resultaten berekeningen zonder enig talud

	$M_{max:A}$ [kNm/m]	$M_{max:P}$ [kNm/m]	$U_{x:A}$ [m]	$U_{x:P}$
Plate element	1250	1250	0,073	0,072
Volume element	1250	1231	0,073	0,072

Een volgende stap is het toepassen van het talud in combinatie met een phi-c reductie. Aan het einde van deze phi-c reductie, bij doorgaand bezwijken, mag het buigende moment nooit meer zijn dan wanneer het talud helemaal weggelaten wordt; het mag dus nooit groter zijn dan 1250 kNm/m. De resultaten voor zowel een plate element als een volume element voor de diepwand zijn te zien in Tabel 2.

Tabel 2: Resultaten berekeningen talud in combinatie met phi-c reductie

	$M_{max:P}$ [kNm/m]	$M_{max:phi-c}$ [kNm/m]	$\Delta_{relatief}$ [%]
Plate element	1250	1165	6,8
Volume element	1231	1150	6,6

Bij zowel een plate als een volume element is er relatief een min of meer gelijke afname van het moment door het kleine beetje passieve weerstand dat er nog over is. Wanneer opnieuw naar Figuur 5 wordt gekeken en het maximale moment bij benadering analytisch wordt berekend wordt de volgende uitkomst verkregen:

$$M_{max} = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l_1^2 - \frac{1}{6} \cdot P \cdot l_2^2 = 1170 \text{ kNm/m}$$

Waarbij  $l_1$  de totale lengte van de uitkragende ligger is,  $P$  een schatting van de maximale horizontale belasting aan de passieve zijde ( $30 \text{ kN/m}^2$ ) en  $l_2$  de lengte van de inklemming tot het punt waar er gaan passieve weerstand meer is (4 meter). De gevonden  $1170 \text{ kNm/m}$  zit zeer dicht bij het gevonden moment door PLAXIS ( $1165 \text{ kNm/m}$ ).

Daarmee kan worden geconcludeerd dat geen numerieke problemen optreden bij doorgaand bezwijken in relatie tot het buigend moment, zelfs niet bij zeer grote (onrealistische) verplaatsingen in een phi-c reductie.

#### Conclusie

Uit de uitgevoerde berekeningen is geconcludeerd dat geen sprake is van numerieke problemen door zeer grote verplaatsingen of met PLAXIS berekende onrealistisch grote snedekrachten in de wand t.g.v. het doorgaand bezwijken van het talud. Ook een handmatige reductie van de sterkteparameters, in plaats van met de phi-c reductie, leidt niet tot significante verschillen, zodat geconcludeerd kan worden dat het bepalen van snedekrachten uit een phi-c reductie bij doorgaand bezwijken tot betrouwbare resultaten leidt.



### 2.3.4 Numerieke iteratieparameters in phi-c-reductie

Binnen het kader van het onderzoek naar de grootte van de optredende snedekrachten is gekeken naar de invloed van de numerieke iteratieparameters op de grootte van de berekende snedekrachten. Normaliter hebben de iteratieparameters minimale invloed op de rekenresultaten en dienen ze er vooral toe om het rekenproces optimaal te laten verlopen (snel itereren en convergeren naar een oplossing).

Dit onderzoek is uitgevoerd middels een gevoeligheidsanalyse voor een aantal van deze numerieke iteratieparameters. Hierbij is gekeken naar de parameters die nodig zijn tijdens het uitvoeren van de phi-c reductie. Mede aanleiding voor dit onderzoek is het soms numeriek zeer instabiele verloop van het rekenproces, hetgeen resulteert in een gekarteld  $\Sigma Msf$ -verplaatsingsdiagram. Voor dit onderzoek zijn de volgende numerieke iteratieparameters onderzocht:

- Over-relaxation factor (ORF);
- Desired minimum number of iterations;
- Desired maximum number of iterations.

In de analyse zijn waarden van de ORF van 1,0 tot 1,5 meegenomen en waarden voor de "desired minimum" en "desired maximum iterations" tot 50. De PLAXIS handleiding stelt dat bij een grillig last-zakkingsdiagram en/of relatief hoge phi's het wenselijk kan zijn het aantal gewenste iteraties te vergroten.

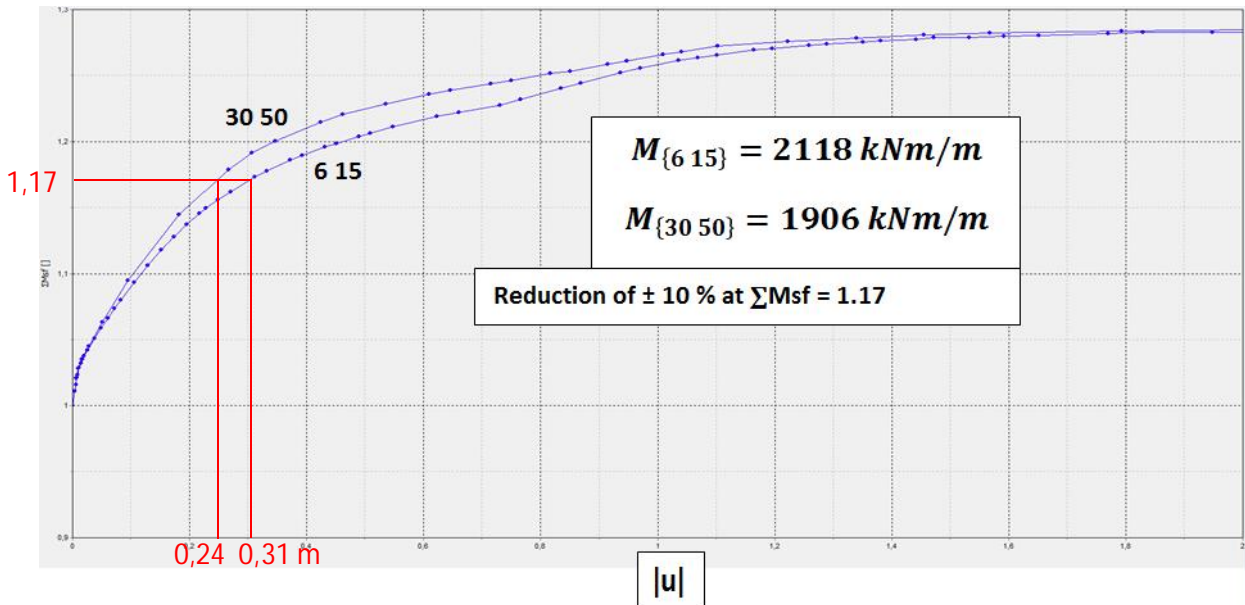
"Arc-length control" blijft bij een phi-c reductie aanstaan vanwege het optreden van doorgaand bezwijken<sup>3</sup>; bij andere rekenstappen wordt deze vaak uitgezet om numerieke problemen te voorkomen. In dit geval was dat dus niet mogelijk.

Uit de uitgevoerde analyse is gebleken dat met het variëren van de numerieke iteratieparameters inderdaad een vloeiend last-zakkingsdiagram kan worden verkregen. Er is echter ook gebleken dat gemakkelijk meerdere vloeiende curves verkregen kunnen worden, die alle tot dezelfde maximale  $\Sigma Msf$  komen, maar een verschillende weg daarheen vertonen.

In Figuur 6 is dit principe weergegeven. Bij  $\Sigma Msf = 1,17$  bedraagt het moment 2118 kNm/m om 1906 kNm/m, oftewel 10% verschil bij respectievelijk de 'desired minimum-' en 'desired maximum iterations' op (6,15) en (30,50). Naast de resultaten in Figuur 6 zijn nog tal van andere situaties gevonden; de maximaal gevonden variatie in berekende buigende momenten die vastgesteld is bij het gehanteerde PLAXIS-model, bedraagt circa 15%.

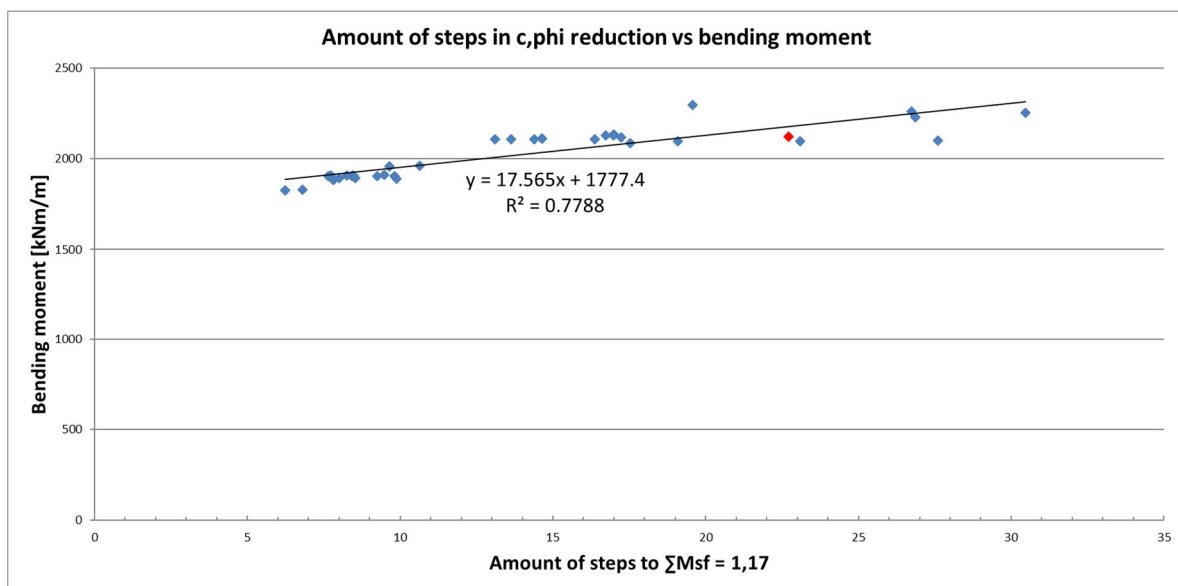
---

<sup>3</sup> Zie ook hoofdstuk 7.8.3 uit de PLAXIS Reference manual (Brinkgreve, Kumarswamy, & Swolfs, 2016)



Figuur 6: Variatie in moment door aanpassing van het aantal gewenste minimale en maximale iteraties per rekenstap; op de verticale as is aangegeven de veiligheidsfactor; op de horizontale as de verplaatsing

Uit dit onderzoek volgt dat de numerieke iteratieparameters (onbedoeld) relatief veel invloed op de snedekrachten in de wand kunnen hebben. In Figuur 6 is ook te zien dat in de bezwijkkromme met iteratieparameters (30, 50) een kleiner aantal berekeningsstappen gebruikt is tot het constructieve veiligheidsniveau van 1,17. In het algemeen is naar voren gekomen dat een kleiner aantal benodigde rekenstappen tot de vereiste constructieve veiligheid, in de meeste gevallen resulteert in een kleiner moment (zie Figuur 7). Bij een hoge waarde voor het aantal gewenste iteraties zal PLAXIS in de meeste gevallen al een oplossing hebben bij minder iteraties dan gewenst. In dat geval wordt de grootte van de volgende berekeningsstap verdubbeld en zal dus in een kleiner aantal berekeningsstappen de einduitkomst worden verkregen. Omgekeerd geldt hetzelfde. Wanneer PLAXIS een oplossing verkrijgt bij meer iteraties dan gewenst is, wordt de grootte van de volgende berekeningsstap gehalveerd.



Figuur 7: maximaal moment ten opzichte van het aantal berekeningsstappen tot de gewenste  $\Sigma M_{sf}$

De numerieke iteratieparameters zijn bedoeld om het rekenproces aan te sturen en zouden in theorie geen invloed moeten hebben op de snedekrachten, zolang de oplossing maar convergeert (PLAXIS, 2011). Dit kan *mogelijk* verklaren waarom deze parameters maar weinig invloed hebben op  $\Sigma M_{sf}$  bij doorgaand geotechnisch bezwijken. Bij een klassieke grondwaaier, waarbij alleen sprake is van het bezwijken van grond, speelt dit dus geen rol. Bij het bepalen van snedekrachten in een wand bij  $M_{sf} < M_{sf,max}$  is gebleken dat de verschillen in deze snedekrachten aanzienlijk kunnen zijn door het variëren van de numerieke iteratieparameters (+/- 15%). Ook bij andere berekeningen zijn aanzienlijke verschillen naar voren gekomen bij het wijzigen van de numerieke iteratieparameters.

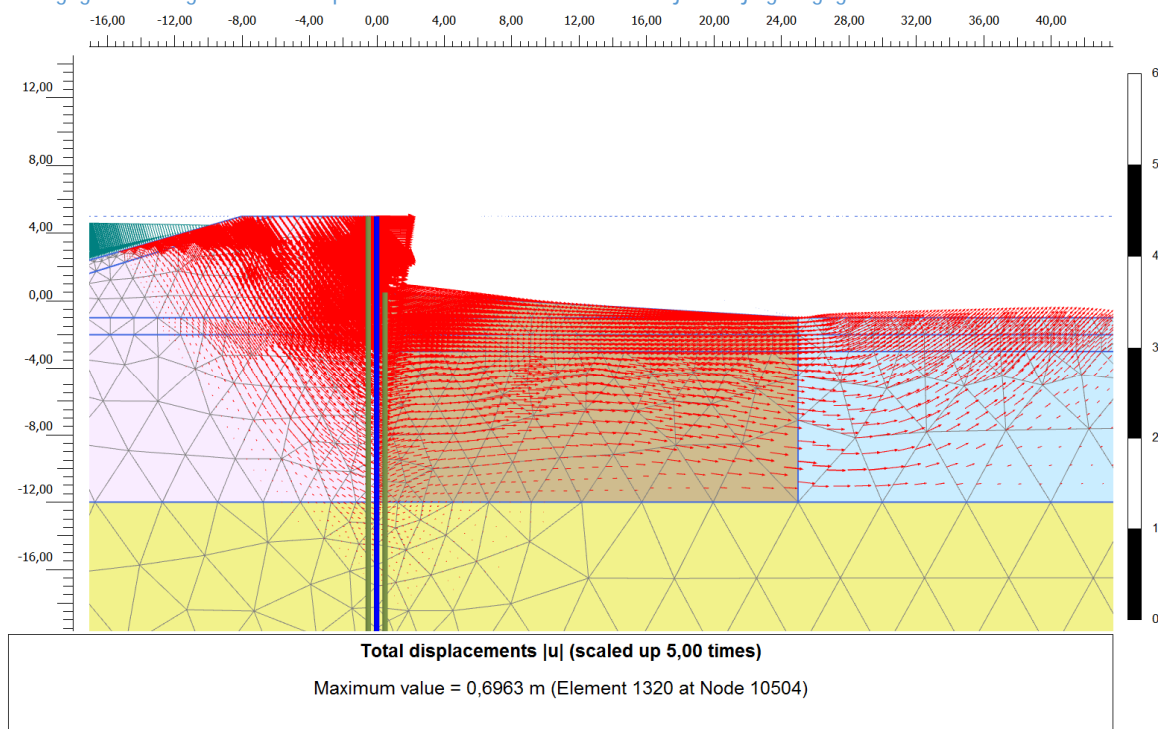
De numerieke iteratieparameters sturen het rekenproces. Tussenstappen in een berekening zullen dus verschillend zijn. Dit kan zowel het geval zijn bij een 'safety analysis' als bij een 'plastic calculation step'. Dit pleit ervoor om de snedekrachten aan het einde van een rekenstap te bepalen, zodat "de weg er naar toe" geen invloed heeft.

### 2.3.5 Optredend bezwijkmechanisme

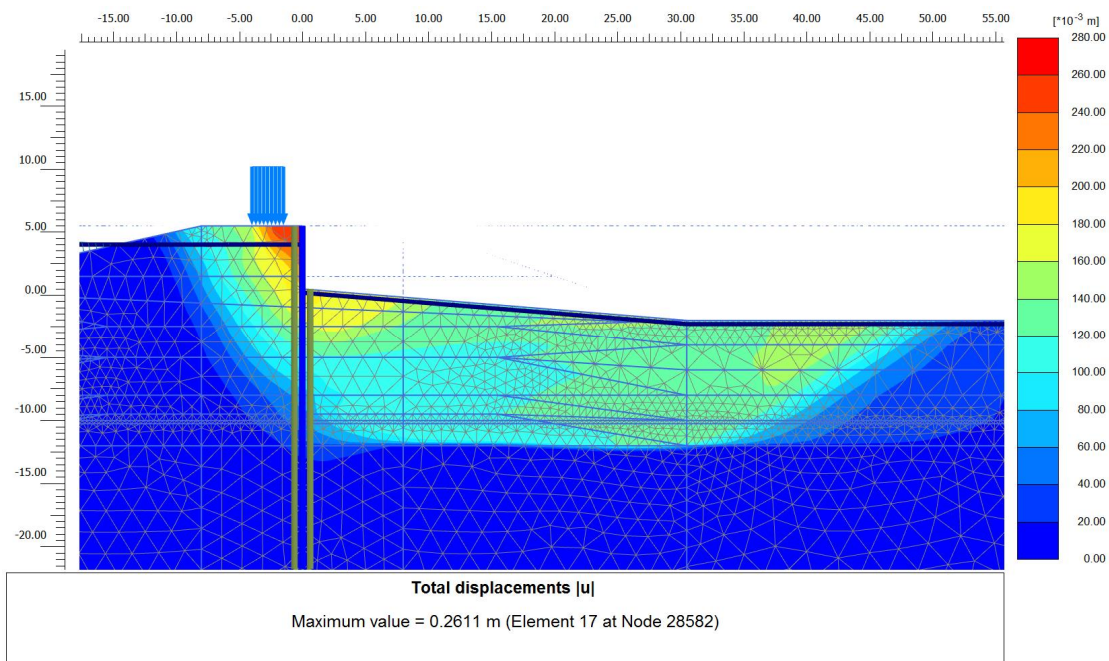
Een uitgebreide analyse is in de bijlages E en F weergegeven. In dit hoofdstuk wordt volstaan met de hoofdlijnen.

#### Invlod maatgevend bezwijkmechanisme

Een karakteristiek verplaatsingspatroon van de rekenfase, waarin de snedekrachten bepaald worden in de UGT, is weergegeven in Figuur 8. Vector plots voor zowel de BGT als UGT zijn in bijlage F gegeven in



Figuur 40 en Figuur 41.



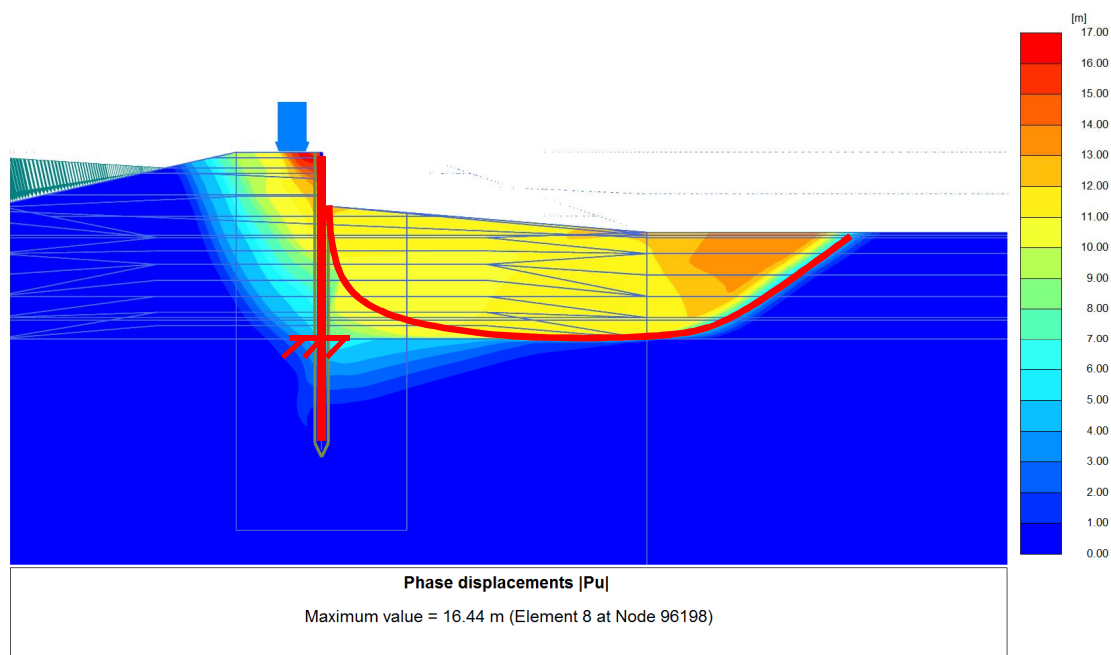
Figuur 8: Totale verplaatsingen die een indicatie geven van een karakteristiek glijvlak in de UGT-berekeningsstap waarin de snedekrachten worden bepaald

Normaliter is het bezwijkmechanisme van een grondkering een actief/passieve wig. Als het berekende vervormingsbeeld bij een stabiliteitsscherm in een dijk vergeleken wordt met wat gebruikelijk is bij kerende schermen voor bouwputten, gezien de passieve zijde, dan valt op dat de verplaatsingen groot zijn in een gebied dat zich veel verder uitstrekt dan gebruikelijk is bij een passieve wig bij grondkeringen voor bouwputten.

Dit lang gerekte glijvlak is het resultaat van:

1. Horizontale druk door de wand (doorgeven van de belasting vanuit de actieve zijde van het scherm). Des te stijver de wand, des te meer wordt afgedragen naar het diepe zand (mits voldoende ingeklemd met toename risico op kantelen);
2. Aandrijvende massa door de resterende hoogte van het binnentalud (restprofiel);
3. Het hogere volumieke gewicht van de grondlagen onder de dijk, ofschoon dit ook resulteert in hogere schuifspanningen op het glijvlak;
4. Slappe lagen in het achterland in combinatie met een opdrijfsituatie.

Strikt genomen staat het ontstaan van dit lang gerekte glijvlak los van een faalmechanisme dat aan de wand kan worden toegekend. Immers, bij een oneindig sterke, stijve en volledig ingeklemd wand, kan een langgerekte glijvlak nog steeds ontstaan als het binnentalud niet stabiel genoeg is door de oorzaken zoals zijn aangegeven onder de punten 2 en 3 en volgens onderstaande schets.



Figuur 9: Glijvlak met inklemming van de wand in de UGT-berekening (totale verplaatsingen)

Het blijkt echter dat de mate waarin dit lang gerekte glijvlak ontstaat van grote invloed is op de snedekrachten c.q. de verhouding tussen UGT- en BGT-momenten. Als niet dit langgerekte glijvlak maatgevend is, maar een glijvlakkenpatroon volgens een klassiek actief/passief bezwijken, reduceert de factor tussen BGT- en UGT-momenten. In werkelijkheid is niet de lengte van dit glijvlak de oorzaak voor het ontstaan van de grote snedekrachten, maar is de berekende lengte van het glijvlak een teken dat de schuifweerstand aan de passieve zijde van de wand heel gering is. De weerstand aan de passieve zijde kan als volgt gestuurd worden (los van de vraag of dit fysisch mogelijk en wenselijk is, maar geeft aan dat het mechanisme bekend is en gestuurd kan worden):

- Het vergroten van de stabiliteit van het talud.  
Bij een horizontaal restprofiel (een horizontaal maaiveld gelijk aan de bovenzijde of teen van het talud van het restprofiel) reduceert de factor tussen UGT en BGT tot 3 à 3,5. Het is in dit geval echter wel zo dat de BGT-momenten aanzienlijk kunnen toenemen door de grotere kerende hoogte;
- Wegnemen van het verschil in volumieke gewicht onder en naast de dijk.  
Door in de berekeningen of het gewicht van de grondlagen naast de dijk te verhogen, of het gewicht van de lagen onder de dijk te verlagen, is er geen verschil meer in gewicht en dus ook geen aandrijvende kracht ten gevolge van dit verschil. In dat geval reduceert de factor tussen UGT en BGT eveneens tot ca. 3;
- Nog niet onderzocht, maar passend in het betoog: invloed van de cohesie.  
Vanwege de lage korrelspanning zal de cohesie relatief veel invloed hebben. De cohesie in lagen onder de dijk is in het algemeen hoger. Als deze cohesie nog hoger aangenomen zou kunnen worden, neemt de schuifweerstand van de glijcirkel toe en zal in de berekeningen minder weerstand aan de passieve zone te hoeven worden ontleend. Dit is mogelijk door een raaklijn te trekken aan de eerder bepaalde sigma-tau curves bij een hoog spanningsgebied.

Bij representatieve parameters (BGT) en hogere volumegewichten onder de kering heeft het achterland voldoende weerstand, zodat bezwijken van het restprofiel niet optreedt; het klassieke



actief/passief-mechanisme is hier maatgevend. In de UGT worden de sterkteparameters van de grond echter gereduceerd en daardoor wordt een langgerekt oprijf(uplift)-mechanisme maatgevend. Door het omslaan van het maatgevend mechanisme nemen de momenten in de UGT vervolgens fors toe met een factor 6 tot 10 ten opzichte van de BGT, waarin actief/ passief maatgevend is.

In de basis is er derhalve geen twijfel over de juistheid van de berekende resultaten. Normaliter treedt bij een grondkering alleen actief/passief bezwijken op, hetgeen verklaart dat een factor 6 à 10 tussen BGT en UGT als onverwacht groot is ervaren. Voorwaarde voor het juist zijn van die grote momenten is echter dan wel dat het ontstaan van een lang gerekt glijvlak ook reëel is.

Bij de huidige modellering van het restprofiel wordt een deel van de massa na afschuiven verwaarloosd en verdwijnt uit het systeem. Doordat wel het verzakken van het binnentalud wordt gemodelleerd, maar niet het omhoog komen/ horizontaal samendrukken van het achterland, kan er in de berekening een oprijf-mechanisme optreden, wat er in werkelijkheid mogelijk niet zal zijn omdat massa verwaarloosd wordt. Om goed te kunnen beoordelen of het uplift-faalmechanisme werkelijk op kan treden is het van belang te weten waar de afgeschoven massa terecht komt en wat dit voor invloed heeft op het glijvlak. Nadere analyse van het modelleren van het restprofiel is derhalve noodzakelijk, zie paragraaf 2.3.7.

#### 2.3.6 Invloed stijfheid diepwand

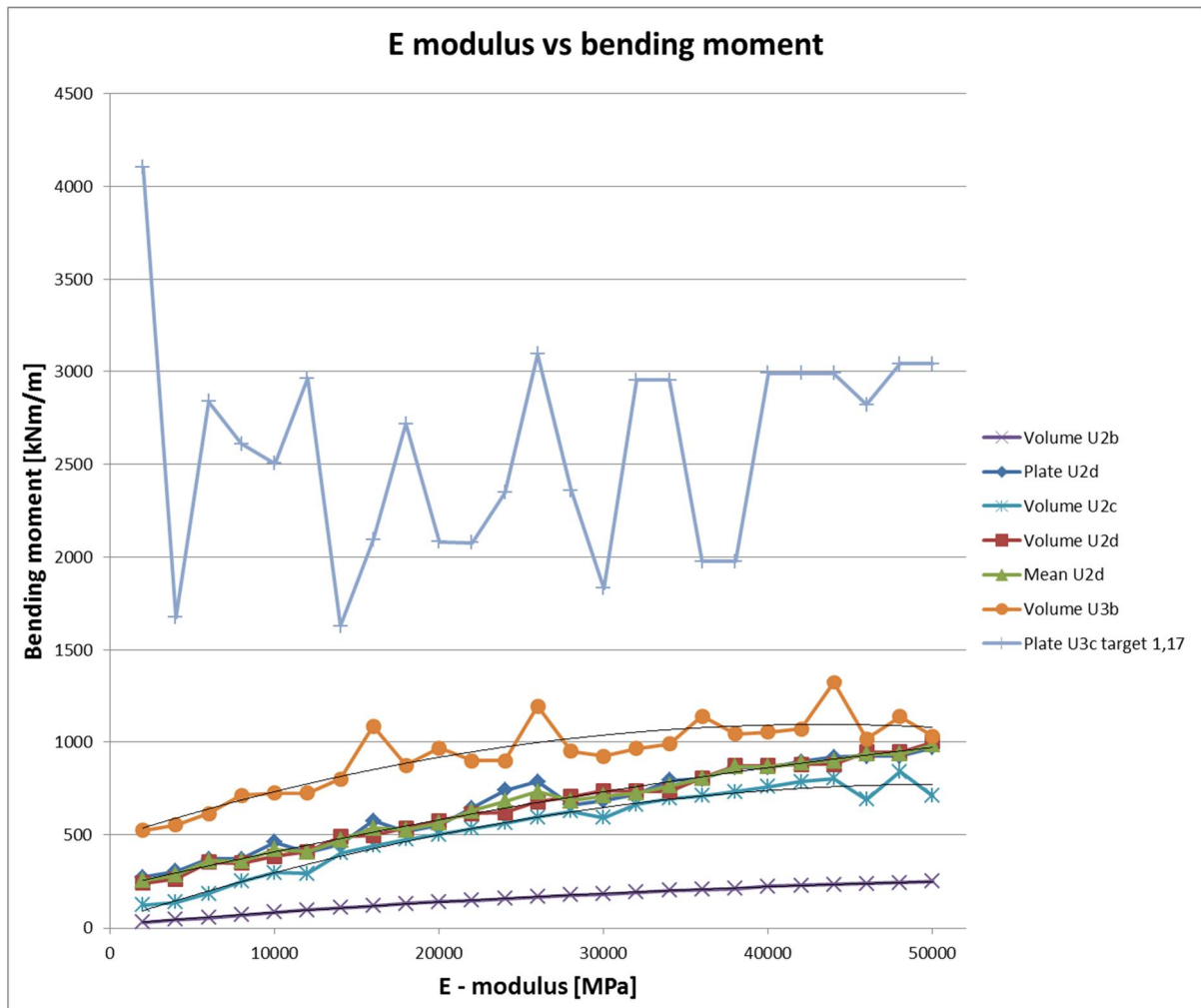
In (Janssen, 2016) is onderzocht in welke mate de stijfheid van de wand invloed heeft op het buigende moment in de wand. Het resultaat hiervan is te zien in Figuur 10. Het is te zien dat bij de stappen U2d t/m U3b het moment bij benadering lineair toeneemt bij toenemende stijfheden. Dit is ook hetgeen verwacht wordt.

In rekenstap U3c worden in de rekenmethodiek volgens de richtlijn de rekenwaarden van de snedekrachten bepaald. In Figuur 10 is te zien dat in de door (Janssen, 2016) onderzochte case niet alleen de variatie in uitkomsten fors toeneemt (er is geen sprake meer van een lijn, maar van een grillig patroon), maar bij lage, afnemende stijfheden (ordegrootte  $E < 5000 \text{ N/mm}^2$  = gescheurd beton) de momenten juist toe lijken te nemen.

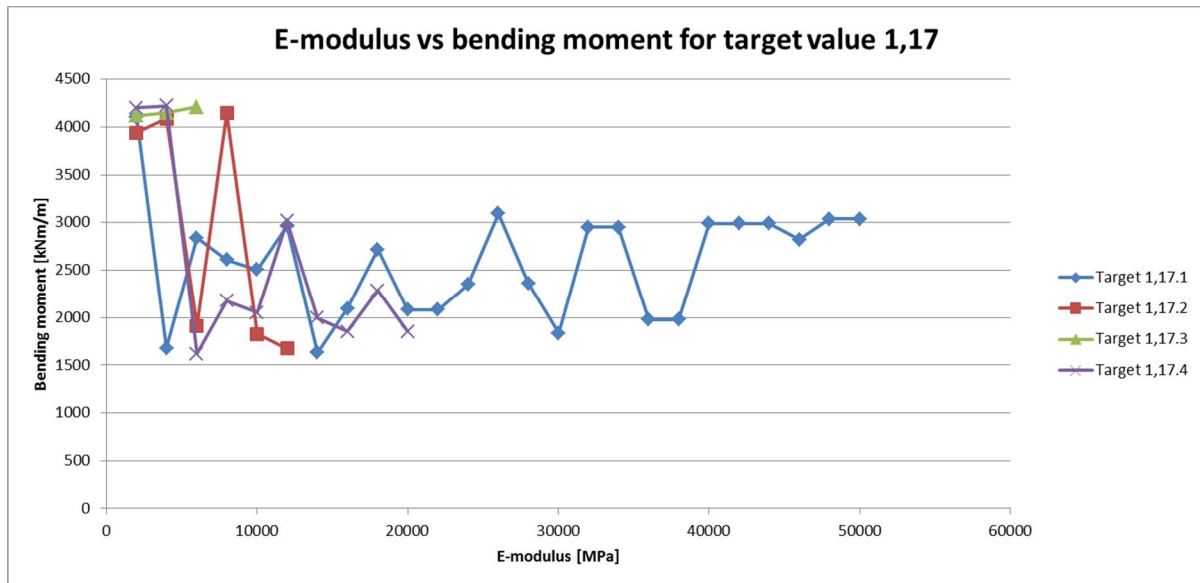
Conform de richtlijn dient de stijfheid van de betonnen wand  $E = 20.000 \text{ N/mm}^2$  te bedragen. Indien echter van gescheurd gedrag wordt uitgegaan, zal de stijfheid reduceren, alleen bevindt de gescheurde stijfheid zich juist in de zone waarin in Figuur 10 de momenten toenemen.

Naarmate de momenten bepaald worden bij een berekeningsstap dicht bij bezwijken neemt de numerieke ruis in de resultaten toe. Dit geeft aan dat de berekening numeriek instabiel is en dat er in het numerieke proces vaak een optimalisatie mogelijk is door de numerieke iteratieparameters te wijzigen. In dit stadium van het onderzoek is niet uit te sluiten dat het afwijkende gedrag bij lage stijfheden in combinatie met een situatie nabij bezwijken, bijdraagt aan de onverwacht grote momenten c.q. verschillen tussen BGT en UGT. Nader onderzoek moet uitwijzen hoe een betonnen wand in PLAXIS het beste gemodelleerd kan worden in relatie tot het veiligheidsniveau. Modellering met behulp van een M-N-kappa diagram behoort tot de mogelijkheden. Hierbij neemt de stijfheid van de wand af bij toename van de kromming. Dit reduceert theoretisch het maximaal optredende buigende moment in de wand.

Aangezien de verplaatsingseis in de BGT getoetst wordt, moet in deze grenstoestand gerekend worden met een lagere stijfheid (15.000 om 20.000 MPa in de UGT). Dit verschil leidt tot een verschil in maximaal moment, maar is niet de oorzaak van de zeer grote verschillen tussen momenten in de BGT en momenten in de UGT.



Figuur 10: Maximale moment in de diepwand als functie van de stijfheid



Figuur 11: Maximale moment in de diepwand in stap U3c, bij een target value van 1,17

### 2.3.7 Restprofiel

In voorgaande paragraaf is vastgesteld dat de modellering van het restprofiel mogelijk een grote invloed op de grootte en verdeling van de passieve weerstand (omvang van het maatgevende glijvlak) kan hebben en daarmee op de snedekrachten in het stabiliteitsscherm. De gevoeligheid en (volgens (Royal Haskoning, 2012)) verschillende manieren van modellering van het restprofiel zijn geanalyseerd in bijlage E. In de analyse is tevens aandacht besteed aan de vraag of de modellering zoals is voorgesteld in (Royal Haskoning, 2012) conservatief is dan wel aan de onveilige kant zit voor verschillende ontwerpsituaties. Hier is een samenvatting gegeven van dit onderzoek; voor een uitgebreide beschrijving wordt verwezen naar bijlage E.

#### Invloed modellering restprofiel

In werkelijkheid heeft een afgeschoven talud samengevat de volgende eigenschappen:

- Het binnentalud is 20 tot 30 % van de kerende hoogte gezakt;
- De sterkte van de grond in de 'remoulded' zone betreft nu een reststerkte; deze wordt in (Royal Haskoning, 2012) aangehouden op 40 % van de initiële sterkte (GeoDelft, 2002);
- Een deel van de afgeschoven grond is op diepte samengeperst, wat plaatselijk zorgt voor een iets hoger volumiek gewicht; een ander deel is elders in het achterland omhooggekomen.

Om de modellering van het restprofiel te onderzoeken, zijn vergelijkbare berekeningen gemaakt, waarbij in een bestaand model een reststerkte van 50% aan de afgeschoven grond is toegekend. Hiermee zijn door ABT zogenaamde "Updated Mesh" berekeningen gemaakt, zodat inzichtelijk werd hoeveel de kruindaling in werkelijkheid bedraagt bij een afschuiving, waar de afgeschoven grond terecht komt en wat dit voor invloed heeft op het maatgevende glijvlak en de snedekrachten. Updated Mesh berekeningen worden vanwege hun complexiteit standaard niet uitgevoerd, maar geven wel significant betere resultaten bij grote vervormingen.



Deze berekeningen zijn vergeleken met berekeningen volgens de richtlijn, waarbij het restprofiel gemodelleerd is middels een kruindaling van  $2/3H$  en behoud van de oorspronkelijke sterkte-eigenschappen.

Een uitgebreide analyse is te vinden in bijlage E, hier wordt volstaan met de hoofdlijnen

## Resultaten

In de nu voorgestelde modellering wordt de massa van de afgeschoven grond niet meegenomen, vanwege de veronderstelling dat deze een minieme invloed heeft op de snedekrachten in de wand. Dit blijkt vooral voor onverankerde schermen vaak niet het geval te zijn. Uit onderzoek van ABT blijkt dat bij onverankerde wanden het wél of niet meenemen van de massa van de afgeschoven grond in het achterland een verschil van 40% in moment kan veroorzaken. Dit komt doordat de afgeschoven grond in het achterland terechtkomt, wat dan zorgt voor een extra tegenwerkend moment van het langgerekte glijvlak en daarmee een grotere passieve weerstand.

Op basis van de studie zijn de volgende conclusies getrokken:

- Een modellering waarbij het binnentalud met  $2/3H$  verlaagd wordt is voor een onverankerd scherm in de meeste gevallen niet conservatief ten opzichte van een modellering waarbij het binnentalud met  $1/3H$  wordt verlaagd en waarbij een reststerkte ter grootte van 50% wordt toegepast in het afgeschoven gebied (wat wel verondersteld werd). Wanneer een reststerkte van 40% wordt toegepast, wat ook is gedaan bij het tot stand komen van de modellering zoals in de richtlijn wordt voorgesteld, is er nagenoeg geen sterkte over en zullen de momenten nog meer toenemen;
- Het verwaarlozen van de afgeschoven massa in het achterland levert in de beschouwde gevallen een significante toename van het moment op.

Op basis van de uitgevoerde berekeningen in bijlage E is ABT van mening dat de modellering waarbij het binnentalud met  $2/3H$  wordt verlaagd voor het beschouwde model in de meeste gevallen niet goed aansluit bij een zo realistisch mogelijke modellering. In veel berekeningen is zelfs de conclusie getrokken dat de nu voorgestelde modellering leidt tot een ontwerp wat juist niet conservatief is.

Terugkomend op het hoofddoel van het onderzoek (komt het berekende veiligheidsniveau van de snedekrachten overeen met het gewenste veiligheidsniveau en kan het grote verschil tussen BGT en UGT-waarden verklaard worden), moet geconcludeerd worden dat de voorgeschreven modellering van het restprofiel nader onderzoek behoeft, maar dat het effect op de snedekrachten eerder tot grotere krachten leidt dan tot een afname. Aanbevolen wordt om nader onderzoek te verrichten naar een realistischer modellering van het restprofiel. Binnen het kader van het onderzoek naar het veiligheidsniveau is nog geen bevredigende oplossing gevonden zoals uit Bijlage E blijkt.

## 2.4 Conclusie

Naar aanleiding van de beschreven punten in de vorige secties kunnen de volgende conclusies worden getrokken.

- De veiligheidsfilosofie en de afleiding van de vereiste faalkansen en betrouwbaarheidsindices is een duidelijke stap, maar omdat bij het afleiden verschillende onderzoeken uit het verleden gecombineerd zijn die echter niet specifiek zijn voor een onverankerd stabiliteitsscherm in de dijk wordt mogelijk veiligheid op veiligheid gestapeld waardoor de UGT-berekeningen een te hoog veiligheidsniveau kennen. Daarnaast is niet duidelijk wat het effect is van associatief rekenen op de snedekrachten, aangezien dit een recenter betreft voor numeriek stabiel rekenen bij doorgaand bezwijken daar waar snedekrachten niet bij doorgaand bezwijken worden bepaald.
- De phi-c reductie werkt goed voor het bepalen van de totale veiligheidsfactor bij doorgaand geotechnisch bezwijken, maar is niet geschikt om snedekrachten te bepalen. De berekende vervormingen in een phi-c reductie zijn niet realistische vervormingen ten gevolge van een belasting, maar dienen om het rekenproces aan te drijven. In werkelijkheid wordt de wand belast door externe belastingen en niet door een reductie van grondsterkte tijdens MHW. Beter is om de rekenwaarden van de grondsterkte reeds voor installeren van het stabiliteitsscherm te verwerken in PLAXIS.
- In paragraaf 2.3.4 is te zien dat het pad dat PLAXIS neemt naar het bepalen van de geotechnische stabiliteit tijdens een phi-c reductie verschillend kan zijn bij verschillende numerieke iteratieparameters. Hierdoor kunnen tussenuitkomsten in sommige gevallen enigszins verschillend van elkaar zijn, waardoor de uitkomst van het model onbetrouwbaar wordt (afwijking orde 15%). De einduitkomst is echter wel altijd gelijk en daarom is deze methode wel geschikt voor het bepalen van de overall stabiliteit. Normaliter hebben iteratieparameters minimale invloed op de resultaten; dit pleit ervoor om snedekrachten met normale rekenstappen (MStage) te bepalen in plaats van met sterkereductie berekeningen (Msf).
- Het grote verschil tussen snedekrachten in de wand in de BGT en de UGT is het gevolg van het in sommige gevallen ontbreken van voldoende passieve weerstand en daardoor het ontstaan van een lang gerekt (Uplift)-glijvlak in plaats van een actief/passief bezwijken. Wanneer er in beide grenstoestanden een verschillend mechanisme maatgevend is, kan het moment in beide gevallen zeer verschillend zijn. Een Uplift-glijvlak in PLAXIS kan gemakkelijk optreden als het binnentalud over een geringe stabiliteit beschikt. Dat kan het geval zijn door:
  - o Horizontale druk door de wand (doorgeven van de belasting aan de actieve zijde van de wand);
  - o Aandrijvende massa door de resterende hoogte van het binnentalud, het zogenaamde restprofiel;
  - o Het hogere volumieke gewicht van de grondlagen onder de dijk, ofschoon dit ook resulteert in hogere opneembare schuifspanningen op het glijvlak.
- Het restprofiel zoals het nu gemodelleerd wordt leidt lang niet altijd tot een conservatieve modellering. Bij verder gelijkblijvende condities is een modellering 'zakking 2/3H' *niet* conservatief ten opzichte van een modellering 'zakking 1/3H + RS (reststerkte)'. Het blijkt ook dat het wel meenemen (behouden) van de massa van de afgeschoven grond in het achterland een grote invloed kan hebben op het moment. Door deze twee zaken vertroebelt de uitkomst en kan deze in sommige gevallen conservatief uitvallen, maar in andere gevallen

juist realistisch zijn (zie de conclusies van bijlage E). Nader onderzoek is nodig om tot een modellering te komen die in alle gevallen leidt tot een ontwerp wat zowel dicht bij de werkelijkheid ligt als conservatief is.

- Momenten nemen normaliter af bij een afnemende stijfheid van de wand. Dit gaat bij het berekenen van onverankerde scherm ook op, behalve bij toepassing van lage stijfheden in combinatie met de voorgeschreven rekenwaarden van de grondsterkte. Bovendien neemt de numerieke ruis op de rekenresultaten significant toe. Nader onderzoek is nodig naar de toenemende momenten bij afnemende stijfheid dichtbij c.q. dichter bij geotechnisch bezwijken. Niet uit te sluiten is dat dit theoretisch niet te verwachten gedrag deels bijdraagt aan de onverwacht grote verschillen tussen BGT- en UGT-snedekrachten.

Samenvattend kan op basis van dit hoofdstuk worden geconcludeerd dat het behaalde veiligheidsniveau van de snedekrachten moet worden bepaald door een berekening waarin de statistische onzekerheid van onderdelen van een constructief versterkte dijk worden geanalyseerd (ijken partiële factoren) zonder toepassing van een  $\phi$ -c reductie. De uitkomsten van de aanbevolen onderzoeken naar het restprofiel en de stijfheid van de wand dienen hierin tevens verdisconteerd te worden.

## 3 PvA stap 2: Het zoeken naar een alternatieve berekeningswijze

### 3.1 Inleiding

Een mogelijke optie om te controleren of de gehanteerde partiële factoren in de richtlijn niet te groot zijn en zo de veiligheid overschatten, is het vergelijken met de correlatie tussen partiële factoren en bijbehorende betrouwbaarheidsindices in de Eurocode. In (Janssen, 2016) is een analyse gedaan naar een alternatieve berekeningswijze binnen de in de Eurocode aangegeven grenzen. Hier wordt een samenvatting gegeven van deze analyse.

Binnen de Eurocode zijn drie algemene ontwerpbenaderingen gegeven, welke alle drie eenzelfde veiligheid beogen, maar verschillen in de manier waarop partiële factoren worden toegepast. De ontwerpbenaderingen in de Eurocode geven partiële factoren voor de betrouwbaarheidsindices  $\beta = 3,3$  (RC1),  $\beta = 3,8$  (RC2) en  $\beta = 4,3$  (RC3). Aangezien voor KIS een betrouwbaarheidsindex van  $\beta = 4,92$  is voorgeschreven, geeft de Eurocode geen direct toepasbare waarden voor de partiële factoren, maar dienen de partiële factoren uit de Eurocode geëxtrapoleerd te worden naar deze betrouwbaarheidsindex.

In de verschillende ontwerpbenaderingen worden partiële factoren toegepast op de "actions" (belastingen) wat aangeduid wordt met de hoofdletter "A", op de materiaaleigenschappen (grondparameters), aangeduid met de hoofdletter "M", of op de weerstanden, aangeduid met de hoofdletter "R" (van Resistances).

### 3.2 Ontwerpbenaderingen

#### Ontwerpbenadering 1

Ontwerpbenadering 1 bestaat uit de volgende 2 combinaties:

Combinatie 1:  $A1 + M1 + R1$

Combinatie 2:  $A2 + M2 + R1$

Waarvan de partiële factoren vermeld staan in Figuur 12. Van bovenstaande combinaties van partiële factoren dient de combinatie die leidt tot het meest conservatieve ontwerp gehanteerd te worden. In het geval van een dijkversterking, waarbij constructieve elementen worden toegepast, hebben factoren op de materiaalparameters in het algemeen een grote invloed op de snedekrachten. In deze ontwerpbenadering zijn deze factoren significant groter dan de gehanteerde factoren in de nu geldende richtlijn, maar de waterstand is daarentegen weer lager. Het is tevens lastig om een partiële factor op een waterstand toe te passen, welke de belasting is bij een waterkering. Realistischer is om te rekenen met die waterstand waartegen de kering bestand moet zijn, gecombineerd met partiële factoren die zorgen voor de benodigde veiligheid. Er kan daarom niet met zekerheid gezegd worden of deze ontwerpbenadering tot een meer realistisch ontwerp leidt.

Hiervoor zijn aanvullende berekeningen nodig, waarbij de gevoeligheid van de verschillende onzekerheden meegenomen dient te worden. Tevens is het de vraag of het geoorloofd is om de partiële factoren te extrapoleren naar de benodigde betrouwbaarheidsindex.

		RC1 (3.3)	RC2 (3.8)	RC3 (4.3)	KIS (4.92)
A1 actions	Permanent unfav. load	1.215	1.35	1.485	1.652*
	Variable unfav. load	1.35	1.5	1.65	1.836*
A2 actions	Permanent unfav. load	1	1	1	1
	Variable unfav. load	1.17	1.3	1.43	1.291*
M1	Soil parameters	1	1	1	1
M2	Angle of shearing resistance ( $\gamma_{\phi'}$ )	1.125	1.25	1.375	1.53*
	Effective cohesion ( $\gamma_{c'}$ )	1.125	1.25	1.375	1.53*
	Undrained shear strength ( $\gamma_{cu}$ )	1.26	1.40	1.54	1.71*
	Unconfined strength ( $\gamma_{qu}$ )	1.26	1.40	1.54	1.71*
R1 Slope	Resistance	1	1	1	1

\* Linearly extrapolated values which are not stated in the Eurocode

Figuur 12: Partiële factoren volgens ontwerpbenadering 1 (Janssen, 2016)

## Ontwerpbenadering 2

In ontwerpbenadering 2 wordt getoetst aan de volgende verzameling van partiële factoren:

Combinatie: A1 "+" M1 "+" R2

De gehanteerde waarden behorende bij de partiële factoren van OB2 zijn weergegeven in Figuur 13. In het geval van een dijkversterking wordt onder de aandrijvende belastingen de waterbelasting, de grondbelasting en de verkeersbelasting verstaan. Een sub variant van OB2, genaamd OB2\*, hanteert partiële factoren niet op de belastingen, maar op de belastingeffecten: de snedekrachten in een constructie.

De partiële factoren voor de weerstand worden toegepast op de schuifweerstand van de grond of op de passieve weerstand die de grond aan een constructie biedt.

Het toepassen van factoren op de passieve weerstand is niet mogelijk of zeer omslachtig in een eindige elementenberekening, aangezien de passieve weerstand bij elke berekening verschillend is vanwege het feit dat een eindige elementen berekening het glijvlak met de minste weerstand zoekt. Daardoor moeten de partiële factoren dus op de grondparameters worden toegepast en lijkt OB2 erg veel op OB3, met uitzondering van verschillende waarden voor de factoren op de sterkteparameters van de grond. OB3 of iets vergelijkbaars wordt in vrijwel alle landen in Europa gebruikt, wanneer het gaat om het ontwerp van een talud. Wanneer het gaat om een kademuurconstructie wordt OB2 in Europa wel veel gebruikt.

In het algemeen wordt het niet aangeraden om OB2 te gebruiken voor ontwerpen met een complexe 'soil structure interaction'. Deze optie wordt hier dan ook niet verder uitgewerkt.

		RC1 (3.3)	RC2 (3.8)	RC3 (4.3)	KIS (4.92)
A1 actions	Permanent unfav. load	1.215	1.35	1.485	1.652*
	Variable unfav. load	1.35	1.5	1.65	1.836*
R2 Slope	Resistance	1.0	1.1	1.21	1.346*
R2 Retaining structure	Bearing capacity	1.26	1.4	1.54	1.71*
	Sliding resistance	1.0	1.1	1.21	1.346*
	Earth resistance	1.26	1.4	1.54	1.71*

\* Linearly extrapolated values which are not stated in the Eurocode

Figuur 13: Partiële factoren volgens ontwerpbenadering 2 (Janssen, 2016)

### Ontwerpbepandering 3

OB3 hanteert de volgende verzameling van partiële factoren:

Combinatie: (A1 of A2) " + " M2 " + " R3

A1 wordt hierbij gebruikt wanneer het gaat om constructieve belastingen en A2 wanneer het gaat om geotechnische belastingen. Zoals te zien is in Figuur 14, zijn de partiële factoren op de sterkteparameters van de grond bij een betrouwbaarheidsindex van  $\beta = 4,92$ , welke is vereist voor de snedekrachten in de stabiliteitsschermen bij KIS, zelfs nog hoger dan dezelfde factoren in de richtlijn.

Nader onderzoek is nodig om te kijken hoe de snedekrachten zich ontwikkelen bij het toepassen van deze partiële factoren.

		RC1 (3.3)	RC2 (3.8)	RC3 (4.3)	KIS (4.92)*
A1	Permanent unfav. load	1.215	1.35	1.485	1.65*
	Variable unfav. load	1.35	1.5	1.65	1.84*
A2	Variable unfav. load	1.17	1.3	1.43	1.59*
M2	Angle of shearing resistance ( $\gamma_{\varphi'}$ )	1.125	1.25	1.375	1.53*
	Effective cohesion ( $\gamma_{c'}$ )	1.125	1.25	1.375	1.53*
	Undrained shear strength ( $\gamma_{cu}$ )	1.26	1.40	1.54	1.71*
	Unconfined strength ( $\gamma_{qu}$ )	1.26	1.40	1.54	1.71*
R3	Resistance factor	1.0	1.0	1.0	1.0*

\* Linearly extrapolated values which are not stated in the Eurocode

Figuur 14: Partiële factoren volgens ontwerpbepandering 3 (Janssen, 2016)

Wanneer de Nederlandse Annex van de Eurocode gebruikt wordt, zijn de factoren in Figuur 15 van toepassing. Ook deze zijn hoger dan de factoren in de ontwerprichtlijn en een ontwerp volgens deze factoren zal dus leiden tot een zwaarder ontwerp.



		RC1 (3.3)	RC2 (3.8)	RC3 (4.3)	KIS (4.92)*
A1	Permanent unfavourable	1.215	1.35	1.485	1.652*
	Variable unfavourable	1.35	1.5	1.65	1.836*
A2 other	Variable unfavourable	1.17	1.3	1.43	1.591*
A2 SPW	Variable unfavourable	1.0	1.1	1.21	1.346*
M2 retaining wall	Angle of internal friction ( $\gamma_{\varphi'}$ )	1.08*	1.2	1.32*	1.469*
	Effective cohesion ( $\gamma_{c'}$ )	1.35*	1.5	1.65*	1.836*
	Undrained shear strength ( $\gamma_{cu}$ )	1.35*	1.5	1.65*	1.836*
	Unconfined strength ( $\gamma_{qu}$ )	1.35*	1.5	1.65*	1.836*
	Volumetric weight ( $\gamma_{\gamma}$ )	1.0*	1.1	1.21*	1.346*
M2 overall stability	Angle of internal friction ( $\gamma_{\varphi'}$ )	1.2	1.25	1.3	1.362*
	Effective cohesion ( $\gamma_{c'}$ )	1.3	1.45	1.6	1.786*
	Undrained shear strength ( $\gamma_{cu}$ )	1.5	1.75	2.0	2.31*
	Unconfined strength ( $\gamma_{qu}$ )	1.5	1.75	2.0	2.31*
	Volumetric weight ( $\gamma_{\gamma}$ )	1.0	1.0	1.0	1.0*
M2 SPW	Angle of internal friction ( $\gamma_{\varphi'}$ )	1.15	1.175	1.20	1.231*
	Effective cohesion ( $\gamma_{c'}$ )	1.15	1.25	1.40	1.61**
	Undrained shear strength ( $\gamma_{cu}$ )	1.5	1.6	1.65	1.70**
	Unconfined strength ( $\gamma_{qu}$ )	1.5	1.6	1.65	1.70**
R3	Volumetric weight ( $\gamma_{\gamma}$ )	1.0	1.0	1.0	1.0*
	Resistance factor	1.0	1.0	1.0	1.0*

\* Linearly extrapolated values that are not stated in the Eurocode

\*\* Non-linearly extrapolated values that are not stated in the Eurocode

Figuur 15: Partiële factoren volgens ontwerpbenadering 3, NL annex (Janssen, 2016)

### 3.3 Conclusie

Wanneer de partiële factoren van de ontwerpbenaderingen uit de Eurocode geëxtrapoleerd worden naar de vereiste betrouwbaarheidsindex  $\beta = 4,92$  blijken deze factoren in de meeste gevallen significant hoger te zijn dan zoals ze nu in de vigerende ontwerprijlijnen staan. Daarnaast kan het ontwerpen volgens de ontwerpbenaderingen in sommige gevallen alleen toegepast worden wanneer van tevoren een maatgevend glijvlak wordt bepaald zodat de factoren op de weerstand over het glijvlak kunnen worden toegepast of op de passieve weerstand van een grondmassief. Hiermee kan de conclusie worden getrokken dat een ontwerp volgens een van de ontwerpbenaderingen uit de Eurocode een zwaarder ontwerp zou leveren met eenzelfde beoogde veiligheid dan een ontwerp volgens de nu vigerende richtlijnen.

Een ontwerp volgens een ontwerpbenadering uit de Eurocode wordt daarom om de volgende redenen afgeraden:

- Partiële factoren uit de Eurocode leiden in de meeste gevallen tot een zwaarder ontwerp dan een ontwerp volgens de nu vigerende ontwerprijlijn;
- Het is niet praktisch om een partiële factor op een waterstand toe te passen;
- In het geval van OB2 worden factoren toegepast op de weerstand, dit is vaak erg omslachtig bij het gebruik van een eindige elementen model.

De ontwerpbenaderingen uit de Eurocode blijken niet toereikend te zijn bij het ontwerpen van een waterkering die bestand moet zijn tegen een waterstand welke eens in de x jaar voorkomt. Als vergelijkende berekeningswijze om te komen tot een nieuwe concept aanpak en ter controle van het beoogde veiligheidsniveau wordt een probabilistische analyse aanbevolen, deze is uitgevoerd in het afstudeeronderzoek (Janssen, 2016) en wordt in hoofdstuk 5 toegelicht.

## 4 PvA stap 3: Het bepalen van de randvoorwaarden voor die alternatieve berekeningswijze

### 4.1 Inleiding

Een rekenmethodiek met partiële factoren zoals in een van de ontwerpbenaderingen in de Eurocode is beschreven, blijkt niet geschikt te zijn voor het ontwerp van stabiliteitsschermen in rivierdijken.

Er is daarom gekeken naar verschillende aanpassingen die als doel hebben de huidige ontwerprichtlijn robuuster en betrouwbaarder te maken. De aanpassingen die hiervoor zijn verricht in de richtlijn zijn in de volgende punten zo goed mogelijk vertaald in technische uitgangspunten.

### 4.2 Beschrijving wijzigingen ten opzichte van huidige ontwerprichtlijn

#### Wisselen van parameters

Gebleken is dat wanneer tijdens het rekenproces de sterkte van de grond wordt verlaagd van representatieve waarden naar rekenwaarden, het dijklichaam soms grote vervormingen ondergaat. Die vervormingen ontstaan grotendeels onder invloed van het eigen gewicht van de dijk. Immers, met de gereduceerde sterkte-parameters zijn extra vervormingen nodig om voldoende schuifweerstand te mobiliseren om het dijklichaam in stand te houden.

De heersende opinie is dat als gevolg van uitsluitend het nu aanwezige eigen gewicht van de dijk geen extra spanningen in de wand mogen ontstaan. Immers, wanneer MHW optreedt, verandert het eigen gewicht niet en de sterkte van de grond ook niet. Deze eigen gewicht-belasting is altijd aanwezig geweest en blijft er ook. Vervormingen als gevolg van het eigen gewicht zijn daarom in het verleden al ontstaan en zijn gecompenseerd door onderhoudswerkzaamheden.

Voor het dimensioneren van de wand zijn alleen die belastingen van belang die leiden tot vervormingen van dijk en wand na het plaatsen van de wand.

Die belastingen zijn:

1. Een toename van de waterdruk door een toename van de waterstand in de rivier van GMW (gemiddelde waterstand) naar MHW;
2. Een (toename van de) verkeersbelasting van de dagelijkse belasting naar  $13,3 \text{ kN/m}^2$  over een strook ter breedte van 2,5 m;
3. Het zakken van het maaiveld en de waterstand aan de binnendijkse zijde als gevolg van natuurlijke maaiveldaling (kruip).

Het voorstel is om het rekenproces zo uit te voeren zodat de spanningsopbouw in de dijk plaatsvindt met rekenwaarden voor de grondparameters. Onder rekenwaarden wordt in dit verband verstaan de representatieve waarde voor de grondsterkte, gedeeld door alle van toepassing zijnde partiële factoren. Hierin zit ook het lengte-effect verwerkt. Dit betekent dat bij de probabilistische berekeningen de at-random getrokken waarden voor de grondparameters gedurende de gehele berekening gehanteerd worden en dat geen sterktereductie (of toename) plaatsvindt na installeren van de wand (zoals in de richtlijn gebeurt).



Hierbij moet er gelet worden op de horizontale spanningsopbouw in het model, welke bij een Mohr-Coulomb model bepaald wordt met  $K_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$  en dus voor elke waarde van de sterkteparameters hetzelfde blijft mits  $\nu$  constant blijft. Bij het Hardening Soil model wordt de horizontale gronddrukcoëfficiënt in eerste instantie bepaald met  $K_0^{NC} = 1 - \sin(\varphi)$ ; deze zal dus veranderen bij andere waarden voor  $\varphi$  en hierdoor kan mogelijk een verkeerde begintoestand aangenomen worden.

Gebleken is dat in een aantal gevallen de dijk niet kan worden opgebouwd met de rekenwaarden voor de sterkte van de grond. In die gevallen is het (tussen)voorstel om de representatieve sterkteparameters dan maar zo ver te verlagen als mogelijk is en daarna de dijk op te bouwen. Het resterende tekort aan “verlaging van de sterkte” moet dan, volgens dit voorlopige voorstel, aangebracht worden nadat de wand is aangebracht. Een andere mogelijkheid kan zijn het verlagen van de potentiaal onder dagelijkse omstandigheden, zodanig dat de berekening net kan worden opgebouwd. Wanneer het stabiliteitsscherm in het model zit kan de potentiaal weer verhoogd worden naar de initiële hoogte.

Het gegeven dat de dijk niet opgebouwd kan worden met rekenwaarden voor de grond is een bewijs dat er te ongunstig wordt geschematiseerd. Vooral nog wordt er geen gebruik gemaakt van de bewezen maar nog niet gekwantificeerde extra sterkte.

#### Modellering restprofiel

ABT is van mening dat voorafgaand aan het onderzoeken van het veiligheidsniveau, zoals dat met de huidige ontwerprichtlijn wordt gerealiseerd, een goed onderzoek gedaan moet worden naar de modellering van het restprofiel. Een aanzet in de vorm van een vooronderzoek hiervoor is reeds gedaan in hoofdstuk 2.3.7 van dit rapport. Uit dit vooronderzoek is naar voren gekomen dat de modellering zoals nu is voorgesteld in de ontwerprichtlijn vaak niet tot een realistisch ontwerp leidt en dat er vaak een groot verschil in snedekrachten kan ontstaan tussen een zo realistisch mogelijke modellering en een pragmatische modellering volgens de richtlijn.

## 5 PvA stap 4: Het maken van vergelijkende berekeningen

Vergelijkende berekeningen zijn gemaakt in de vorm van probabilistische berekeningen, welke zijn uitgevoerd in POV-M verband in (Janssen, 2016). Voor een zeer uitgebreide beschrijving van de probabilistische berekening wordt dan ook verwezen naar dit afstudeerrapport.

### 5.1 Inleiding

De uitkomst van een probabilistische berekening is een histogram van in dit geval de buigende momenten vs het aantal maal dat ze berekend zijn, zodat gecontroleerd kan worden of een ontwerp gemaakt is met de juiste faalkans en dus betrouwbaarheidsindex. Door een dergelijke som te maken voor een onverankerd stabiliteitsscherf in een dijk kan gecontroleerd worden of het beoogde veiligheidsniveau van een dijk die is ontworpen volgens een bepaalde richtlijn, onder- of misschien zelfs overschat wordt.

### 5.2 Beschrijving probabilistische analyse

De probabilistische analyse is uitgevoerd als een Monte Carlo analyse met een PLAXIS model, dat wordt aangestuurd middels een Python script. Het beschouwde PLAXIS model heeft een karakteristieke grondopbouw, zoals aanwezig is in het gebied tussen Kinderdijk en Schoonhovenseveer. Indien dit model conform de richtlijn wordt doorgerekend, worden karakteristieke uitkomsten verkregen zoals kenmerkend zijn voor KIS:

- rekenwaarde buigend moment 2159 kNm/m (Figuur 17);
- factor 8,7 tussen BGT (B2d) en UGT-momenten (U3c);
- lang gerekt glijvlak aan de passieve zijde.

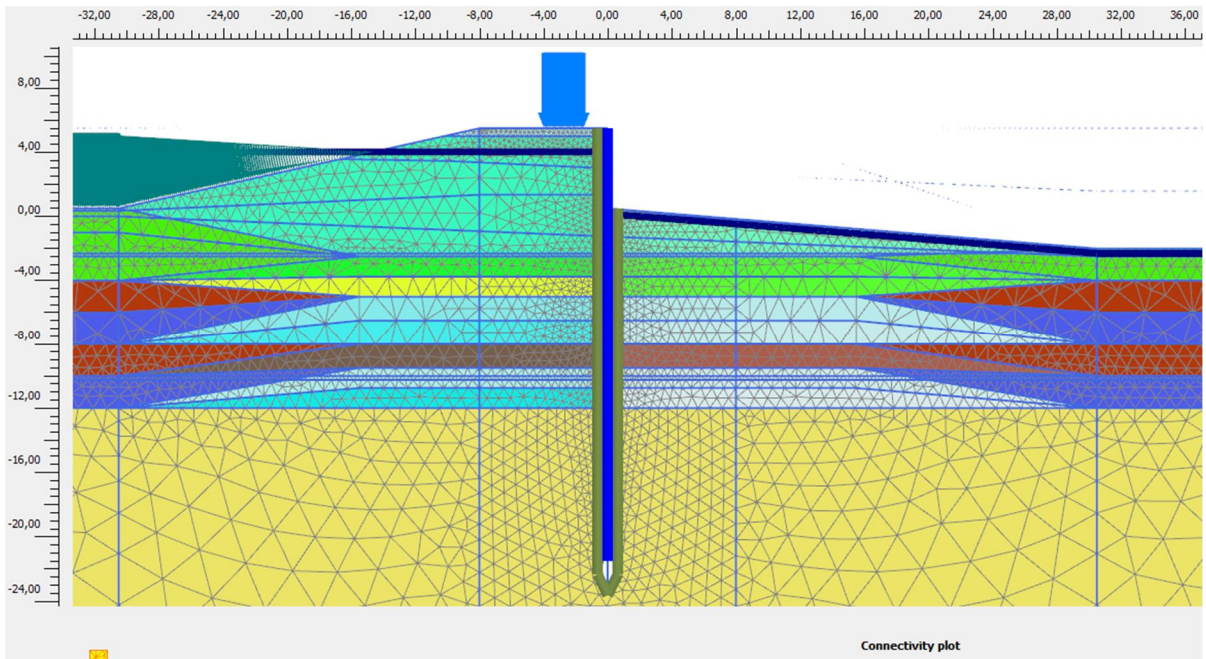
De opzet van het model is weergegeven in Figuur 16.

In het algemeen hebben alle grondlagen het Hardening Soil model, behalve wanneer het restprofiel verwijderd wordt. Dan wordt in de lagen onder het restprofiel uitgegaan van het Mohr-Coulomb model. De reden hiervoor is dat het restprofiel vooralsnog conform de richtlijn gemodelleerd wordt en bij de afleiding ervan is uitgegaan van het Mohr-Coulomb model. Vanwege de geldigheid van de geijkte modellering wordt derhalve voor de lagen onder het restprofiel Mohr-Coulomb aangehouden.

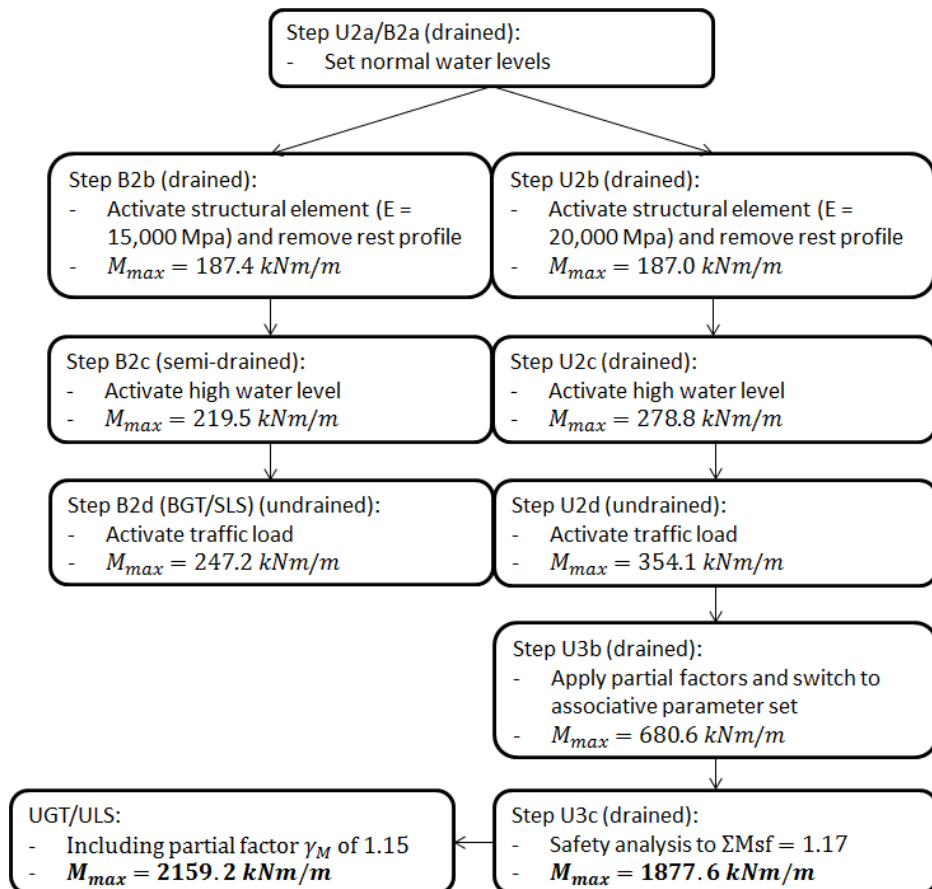
In bijlage F en in (Janssen, 2016) zijn nadere uitgangspunten te vinden aangaande de uitgevoerde en nog uit te voeren probabilistische berekening.

Tabel 3: diepteligging grondlagen [m NAP] van het PLAXIS 2D model dat is gebruikt voor de probabilistische analyse

	Links van de dijk	Dijklichaam	Rechts van de dijk
Dijkmateriaal	-	-2,5 tot 4,5	-
Tielklei	-4 tot 0,5	-5 tot -2,5	-4 tot -2
Hollandveen	-6 tot -4	-	-6 tot -4
Gorkumklei	-8 tot -6	-8 tot -5	-8 tot -6
Hollandveen	-10 tot -8	-9,5 tot -8	-10 tot -8
Gorkumklei	-12 tot -10	-12 tot -9,5	-12 tot -10
Zand	-40 tot -12	-40 tot -12	-40 tot -12



Figuur 16: Detail van het gebruikte PLAXIS 2D model voor probabilistische analyse



Figuur 17: Momenten in probabilistisch PLAXIS model met partiële factoren van de richtlijn

## Maatgevend Hoog Water (MHW) met bijbehorende faalkans

De toelaatbare faalkans met bijbehorende betrouwbaarheidsindex voor het falen van de diepwand als gevolg van overschrijding van momentcapaciteit is volgens de faalkansverdeling (een uitgebreide beschrijving van de veiligheidsfilosofie is reeds gegeven in hoofdstuk 2.2.1):

$$P_f = 4,3 \cdot 10^{-7}$$

$$\beta = 4,92$$

De faalkansanalyses worden uitgevoerd conditioneel op de rekenwaarde van de waterstand met overschrijdingskans 1/2000. Een waterstand in een rivier kan worden gemodelleerd middels een Gumbel-verdeling, welke een extreme waarden verdeling is.

Falen kan echter ook optreden bij een lagere waterstand (grotere kans van voorkomen, maar kleinere kans op falen) of bij een nog hogere waterstand (kleinere kans van voorkomen, maar grotere kans op falen). Eigenlijk moet de totale som van deze faalkansen bij verschillende waterstanden gelijk zijn aan bovenstaande toelaatbare faalkans.

Omdat het omwille van de eenvoud de voorkeur geniet om met een vaste waterstand in de rivier te rekenen (MHW) in plaats van een Gumbel-verdeling, wordt met een rekenwaarde van een belasting gerekend. Daarom is de te behalen betrouwbaarheidsindex  $\beta$  in de uitgevoerde Monte Carlo analyse gereduceerd met een factor  $\alpha_R$ , omdat een deel van de toelaatbare faalkans reeds aan MHW is toegekend. Vooralsnog wordt de gestandaardiseerde invloedscoëfficiënt uit de norm ISO 2394 gebruikt, welke is gedefinieerd als  $\alpha_R = 0,8$ . Met deze invloedscoëfficiënt wordt het volgende gevonden:

$$\beta_\alpha = \alpha_R \cdot \beta = 0,8 \cdot 4,92 = 3,94$$

$$P_{f;\alpha} = -\Phi^{-1}(\beta_\alpha) = -\Phi^{-1}(3,94) = 4,14 \cdot 10^{-5} \text{ per jaar}$$

$$\text{Interval}_{M_d} = (1 - P_{f;\alpha}) \cdot 100 \% = (1 - 4,14 \cdot 10^{-5}) \cdot 100 \% = \mathbf{99,99586 \%}$$

In theorie mag de factor  $\alpha_R$  niet op deze manier gebruikt worden, deze mag alleen worden toegepast op het opneembare moment en niet op de belasting. In een volgende analyse zal deze coëfficiënt dan ook niet meer gebruikt worden, maar zal gerekend worden met een variabele waterstand.

## Restprofiel

In de nu uitgevoerde probabilistische analyse is in alle berekeningen uitgegaan van het optreden van een bezweken binnentalud; dit is een conservatieve aanname. Zoals uit de analyse in bijlage E blijkt, ontstaat het lang gerekte glijvlak bij zeer slecht getrokken sterkteparameters van de grond. In een probabilistische berekening kunnen dan 3 situaties onderscheiden worden:

1. De aselekt getrokken sterkteparameters zijn dusdanig goed dat het restprofiel überhaupt niet optreedt: het binnentalud is voldoende stabiel;

2. In een bepaalde range van de grootte van de getrokken sterkteparameters zal het binnentalud bezwijken tijdens MHW (Maatgevend Hoog Water); er ontstaat dan een restprofiel, wat daarna wel stabiel is (actief/passief bezwijken is maatgevend zoals in de BGT-berekeningen conform de richtlijn ook het geval is);
3. Bij een geringe grootte van de getrokken sterkteparameters bezwijkt ook het restprofiel, met een langgerekt glijvlak tot gevolg.

Voor het bepalen van de toelaatbare faalkans is met name de staart van het histogram van belang (zie Figuur 18). Dat betekent dus situatie 3 in bovenstaande opsomming. Indien bovenstaande 3 situaties daadwerkelijk gemodelleerd zouden worden, zal door het ontstaan van langgerekte bezwijkvlakken geen sprake zijn van één verdeling van momenten, maar van 2 of 3 verdelingen door elkaar heen.

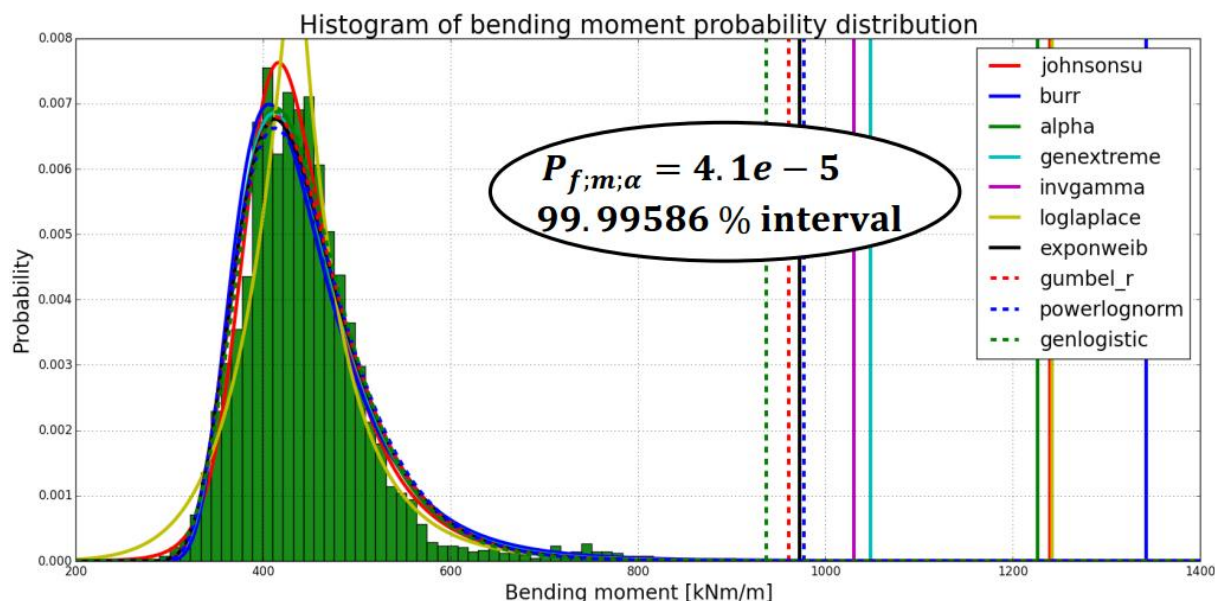
Voor het zo betrouwbaar mogelijk benaderen van de faalkans dient het restprofiel derhalve op een zo realistisch mogelijke wijze gemodelleerd te worden als functie van de getrokken sterkteparameters. In combinatie met probabilistische sommen wordt dat een complex vraagstuk. Als het restprofiel standaard wordt gemodelleerd omwille van de eenvoud worden de buigende momenten bij getrokken goede sterkteparameters overschat. Immers in werkelijkheid zal helemaal geen restprofiel optreden. Het histogram van de momenten zal daardoor te veel naar "rechts" liggen met als gevolg een te hoog gemiddelde en mogelijk een te hoge 95% bovengrens. Dit betekent dat getrokken conclusies conservatief en daarmee veilig zullen zijn.

Het wordt aanbevolen om de kans op afschuiven van het binnentalud te onderzoeken, waarbij de correlatie tussen het afschuiven zelf en de krachten op de wand meegenomen dient te worden.

## Resultaten

Als resultaat van een probabilistische berekening wordt een histogram van buigend momenten in de wand verkregen. Wanneer slechte/zwakke grondparameters getrokken zijn, is het moment hoog en wanneer sterke grondparameters getrokken zijn, is het moment lager. Met alle resultaten gecombineerd, wordt een histogram van buigende momenten verkregen, waarover analytische verdelingen gefit kunnen worden. Van deze analytische verdelingen kan het moment bij een bepaald interval en dus bij een bepaalde faalkans bepaald worden. Dit is in onderstaande figuur aangegeven met de verticale lijnen: de berekende momenten bij de gewenste faalkans bedragen ca. 900 tot 1400 kNm/m.

Theoretisch is de faalkans gelijk aan het aantal berekeningen met een moment groter dan het opneembare moment gedeeld door het totaal aantal berekeningen. In totaal zijn ca. 4000 berekeningen ("trekkingen") uitgevoerd, maar geen enkele berekening heeft een moment opgeleverd met een kleinere kans van voorkomen dan de gewenste faalkans van  $4,1 \cdot 10^{-5}$ . Dat betekent dat e.e.a. gebaseerd wordt op extrapolatie van best fits hetgeen een onzekerheid inhoudt.



Figuur 18: Histogram met 10 beste verdelingen volgens kleinste kwadraten methode ( $n = \pm 4000$ ) (Janssen, 2016)

Uit deze figuur blijkt dat de spreiding tussen de verschillende verdelingen vrij groot is (daar komt de genoemde onzekerheid al tot uiting). In principe kan de fit van de verdelingen worden verbeterd door het uitvoeren van een veel groter aantal analyses (ordegrootte: honderdduizenden stuks). Dat is echter zeer tijdrovend en in dit stadium niet aan de orde. Van de 10 analytische verdelingen is daarom een convergentie analyse gedaan, waarbij het aantal berekeningen uitgezet wordt tegen het moment, dat is bepaald bij een faalkans  $P_f$  volgens die verdeling; dit is te zien in bijlage F.

De gemiddeld gevonden rekenwaarde van het moment van de 10 best passende verdelingen in de UGT-situatie is 1097 kNm/m.

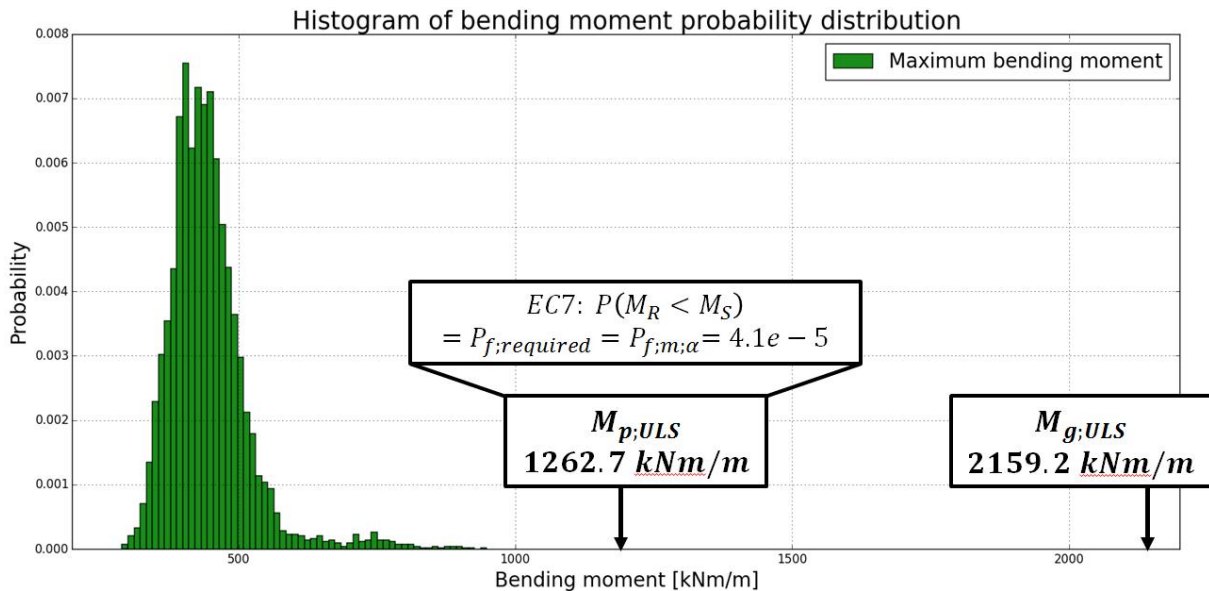
#### Vergelijking Monte Carlo analyse ten opzichte van ontwerprichtlijn

Middels de Monte Carlo analyse is een ontwerpmoment (UGT) gevonden van 1097 kNm/m. Dit is verkregen door middel van het gewogen gemiddelde van het moment bij de vereiste faalkans  $P_f$  van de 10 verdelingen die volgens de kleinste kwadraten methode het beste passen op het verkregen histogram. Wanneer de UGT-momenten van zowel de ontwerprichtlijn als de probabilistische analyse in een figuur worden weergegeven, wordt Figuur 19 verkregen. Hierin is te zien dat het ontwerpmoment volgens de berekeningsstappen in de richtlijn erg ver weg ligt van mogelijke momenten in de wand.

Omdat uit de analyse van o.a. de iteratieparameters is gebleken dat rekentechnisch een bandbreedte van mogelijke uitkomsten kan worden verkregen zonder dat duidelijk is welke goed of fout is, lijkt het ABT correct om op de verkregen momenten uit de probabilistische analyse toch een partiele factor in rekening te brengen die deze onzekerheid afdekt. Gezien de mogelijke variatie van 15% die volgt uit paragraaf 2.3.4, wordt eenzelfde factor  $\gamma_m = 1,15$  aangehouden om numerieke onzekerheden af te dekken. Dit betekent dat de rekenwaarde van het moment uitkomt op 1262 kNm/m.



Bij de rekenmethode conform de richtlijn bedraagt de rekenwaarde van het moment 2159 kNm/m, oftewel er is een reductie behaald met een factor 1,7 (of uitgaande van de meest conservatieve best fit een factor 1,4).



Figuur 19: Maximale moment in UGT volgens richtlijn (met subscript 'g') en volgens probabilistische analyse (met subscript 'p') (Janssen, 2016)

#### Aanvullende probabilistische berekening

Zoals reeds genoemd zijn de bovenstaande analyses gebaseerd op extrapolatie van best fits. Het ontwerpmoment is volgens de verschillende analytische verdelingen zo goed als geconvergeerd, zoals ook is te zien in Figuur 54 in bijlage F. Er zijn echter nog maar weinig berekeningsresultaten die zijn verkregen nabij het ontwerpmoment. Om meer resultaten te krijgen in dit gebied dient ofwel een veel groter aantal berekeningen te worden uitgevoerd (wat praktisch niet haalbaar is) of kan een zogenaamde FORM-berekening (of vergelijkbaar) worden uitgevoerd. Deze concentreert zich door middel van een algoritme op de staart van het histogram.

Nader onderzoek door middel van een FORM-analyse moet een betere en precieze inschatting geven van het ontwerpmoment, terwijl de rekentijd aanzienlijk wordt verkort. De gepresenteerde resultaten zijn dusdanig hoopgevend, dat een nauwkeurigere bepaling van de momenten in relatie tot de faalkans zeer zinvol is.

### 5.3 Conclusie

Probabilistische berekeningen blijken zeer geschikt te zijn voor het bepalen van het ontwerpmoment van een stabiliteitsscherm, vooral vanwege het feit dat hierbij ontworpen kan worden met een faalkans, terwijl er bij een methodiek zoals in de ontwerprichtlijn een benadering (die wel altijd conservatief moet zijn) wordt gevonden voor het ontwerpmoment.

Met vergelijkende berekeningen op basis van een zogenaamde Monte Carlo analyse is in dit geval een ontwerpmoment gevonden wat een factor 1,7 kleiner is. Grootste onzekerheid zit er vooralsnog in dat gezien de gewenste kleine faalkans enorm veel berekeningen nodig zijn (>400000), terwijl slechts een "klein" aantal praktisch haalbaar is (<10000). Nabij het ontwerppunt zijn geen rekenresultaten beschikbaar, zodat de conclusies gebaseerd zijn op extrapolatie van best fits.

Nader onderzoek middels een FORM-analyse kan deze onzekerheid wegnemen. Kort gezegd, komt een FORM-analyse er op neer dat middels een numeriek algoritme de berekeningen toegespitst worden op de faalkans die aangetoond moet worden waardoor het aantal benodigde berekeningen drastisch reduceert. Dan is met een haalbaar aantal berekeningen een betrouwbare uitspraak te doen over het veiligheidsniveau. Gelet op de hoopvolle resultaten (factor 1,7 reductie), wordt het uitvoeren van deze aanvullende probabilistische FORM-berekeningen zinvol geacht. Indien een FORM-analyse uitgevoerd wordt is het ook niet meer nodig om op een pragmatische manier verschillende verdelingen te 'fitten' op het verkregen histogram.



## 6 PvA stap 5: Het opstellen van een concept nieuwe aanpak

### 6.1 Inleiding

Ondanks de hoopvolle resultaten die verkregen zijn met de Monte Carlo analyse is het naar het oordeel van ABT nog te vroeg om een nieuwe aanpak op te stellen vanwege de nadere onderzoeken die nog uitgevoerd moeten worden om de onzekerheid rondom de rekenresultaten te verkleinen:

- Modelling restprofiel;
- FORM-analyse;
- Stijfheidsgedrag beton.

In dit hoofdstuk wordt echter al wel een doorkijk gegeven van potentiële wijzigingen in de richtlijn in relatie tot de snedekrachten, waarvan nu al zeer aannemelijk is dat ze doorgevoerd kunnen worden in de richtlijn. Een aantal worden vooruitlopend daarop al toegepast bij lopende projecten.

Genoemde zaken hebben allen betrekking op het bepalen van snedekrachten. Het uitgevoerde onderzoek geeft geen aanleiding om de rekenmethodiek voor het aantonen van de geotechnische stabiliteit te wijzigen.

### 6.2 Concept nieuwe aanpak

De volgende punten zullen in de richtlijn worden aangepast:

- De verdere uitwerking van de resultaten van de probabilistische berekening kan tweeledig:
  - o Vaststellen van nieuwe partiële factoren op de representatieve grondparameters die geijkt zijn aan de probabilistische berekening. Deze zullen lager zijn dan de huidige partiële factoren in de richtlijn;
  - o Vaststellen van een belastingfactor op het representatieve moment.
- In het geval van toepassing van partiële factoren worden bij de berekeningsstappen in PLAXIS in een zo vroeg mogelijk stadium de van toepassing zijnde partiële factoren toegepast. Na installeren van een stabiliteitsscherm dient geen sterktereductie van de grond meer uitgevoerd te worden. De gedachte hierachter is dat in werkelijkheid de sterkteparameters ook niet veranderen wanneer hoogwater optreedt, maar dat de grond deze parameters altijd al bezit. Dit wordt al gedaan bij een aantal lopende projecten.
- De snedekrachten worden niet meer bepaald gedurende een  $\phi$ -c reductie, maar bij handmatig verlaagde grondparameters (zie vorig punt). Op deze manier zijn snedekrachten niet meer afhankelijk van numerieke iteratieparameters en is de uitkomst dus numeriek meer stabiel. De te behalen geotechnische veiligheid wordt nog wel bepaald middels een  $\phi$ -c reductie. Dit wordt al gedaan bij een aantal lopende projecten.
- Associatief rekenen zal bij het bepalen van de snedekrachten komen te vervallen.

De volgende aanpassingen zijn naar de mening van ABT noodzakelijk c.q. nog mogelijk:

- ABT heeft analyses gedaan naar de huidige modellering van het restprofiel en naar een alternatieve modellering met behulp van reststerkte. Uit deze analyses is gebleken dat een modellering zoals deze nu wordt uitgevoerd in de ontwerprichtlijn lang niet altijd tot een veilig ontwerp leidt. ABT stelt voor om dit nader te onderzoeken om uiteindelijk te komen tot

een modellering van het restprofiel die in alle gevallen leidt tot zowel een veilig (robuust) als een realistisch ontwerp.

- Betere modellering van beton en de bijbehorende stijfheid. Dit behelst enerzijds het gescheurd/ongescheurd gedrag van beton, maar kan worden uitgebreid door ook de sterkte toets er bij te betrekken. Bij de gepresenteerde uitwerking in voorliggend rapport wordt impliciet van een deterministische sterkte uitgegaan incl. bijbehorende partiele factoren. Ook de sterkte kan echter als stochast worden beschouwd, om de faalkans nog zuiverder te bepalen en daarmee de partiele factoren aan de sterkte zijde beter te fitten op de gewenste faalkans. Als immers aan de sterktekant van het materiaal ook heel veel veiligheid zit, wordt alsnog een hoger veiligheidsniveau gekregen dan beoogd wordt.

## 7 Afsluiting

Voorliggend document geeft de stand van zaken weer van het onderzoek naar de grote berekende momenten in onverankerde stabiliteitsschermen. Dit onderzoek is geïnitieerd vanuit het ingediende Plan van Aanpak in bijlage A. In dit hoofdstuk zijn de conclusies uit de voorgaande hoofdstukken nog eens beknopt weergegeven en is aangegeven welke aspecten nog nader onderzoek behoeven.

### 7.1 Conclusies

Op basis van het uitgevoerde onderzoek kunnen de volgende conclusies worden getrokken:

- Vergelijkende berekeningen in de vorm van probabilistische berekeningen blijken te resulteren in een significant kleiner ontwerpmoment; het verschil in UGT-moment in vergelijking met de ontwerprichtlijn bedraagt bijna een factor 2. Het ontwerpmoment van een probabilistische berekening heeft, in tegenstelling tot een ontwerpmoment volgens de richtlijn, waarin een betrouwbaarheidsindex beoogd wordt, exact de vereiste betrouwbaarheidsindex en faalkans.
- De veiligheidsfilosofie is uitgebreid onderzocht en hieruit zijn de volgende punten naar voren gekomen:
  - o De phi-c reductie in PLAXIS werkt in combinatie met associatief grondgedrag goed, voor het bepalen van de geotechnische stabiliteit. Wanneer snedekrachten bepaald moet worden, moet echter erop gelet worden dat het numerieke proces niet onbedoeld veel invloed heeft op de resultaten. Dit kan vooral een grote invloed hebben in het traject voorafgaand aan doorgaand bezwijken en volgens de huidige methodiek worden de snedekrachten juist bepaald in dit traject.
  - o Het grote verschil tussen momenten in de BGT en UGT is vaak gekoppeld aan het optreden van twee verschillende maatgevende mechanismen. Wanneer in de BGT een actief/passief en in de UGT een opdrijf-faalmechanisme maatgevend is, wordt vaak een groot verschil in BGT-UGT-moment gevonden. De aandrijvende massa en hiermee het volumieke gewicht speelt een grote rol bij de grootte van de momenten.
  - o Als vervolg hierop kan worden geconcludeerd dat in geval van een restprofiel het meenemen van de massa van de afgeschoven grond bij een afgeschoven binnentalud er mogelijk voor kan zorgen dat er in de UGT geen opdrijf-faalmechanisme meer optreedt, maar een actief/passief glijvlak of in ieder geval een glijvlak wat minder lang gerekt is. Dit kan een grote invloed op de buigende momenten hebben en ook op de verhouding tussen buigende momenten in de BGT en de UGT.
  - o De stijfheid van de wand is van invloed op het buigende moment. Er kan hierin worden geoptimaliseerd door middel van een M-N-kappa diagram, maar verwacht wordt dat dit niet de verhouding tussen momenten in de BGT en UGT significant zal veranderen.
- Uit het analyseren van alternatieve berekeningsmethodieken is geconcludeerd dat het hanteren van een berekeningsmethodiek zoals in de Eurocode niet leidt tot een minder zwaar ontwerp met eenzelfde beoogde veiligheid.

## 7.2 Aanbevelingen

De volgende aanbevelingen voor vervolgonderzoek worden gedaan:

- De pragmatische modellering van het restprofiel conform de vigerende ontwerprichtlijn kan tot grote momenten leiden en/of tot momenten die juist kleiner zijn dan in werkelijkheid. Met name dit laatste dient nader uitgezocht te worden. Daarom wordt aanbevolen een modellering van het restprofiel te ontwikkelen, die dichter bij de werkelijkheid ligt met betrouwbare rekenresultaten.
- Een probabilistische berekening in de vorm van een Monte Carlo simulatie blijkt zeer geschikt te zijn voor het ontwerpen van een stabiliteitsscherf met exact de vereiste faalkans. Het aantal benodigde berekening is vanwege de kleine vereiste faalkans echter te groot om in een acceptabel tijdsbestek uit te voeren. Om deze manier van berekeningen verder te ontwikkelen wordt aanbevolen een FORM-analyse uit te voeren. Met deze analyse kan de berekeningstijd aanzienlijk afnemen en kunnen de partiële factoren worden bepaald die exact leiden tot een bepaalde betrouwbaarheidsindex. Dit zal uiteindelijk leiden tot een optimalisatie van een ontwerp en tot een betrouwbaarder ontwerp.
- Om het gedrag van een betonnen stabiliteitsscherf zo realistisch mogelijk in PLAXIS te modelleren, kan gebruik worden gemaakt van M-N-kappa diagrammen of het recent beschikbaar gekomen shotcrete-model. Bij een M-N-kappa diagram wordt de stijfheid verlaagd als het moment een bepaalde waarde bereikt. M-N-kappa diagrammen hoeven echter niet per definitie tot een afname van momenten te leiden. Voor de manier waarop het gedrag van beton beter kan worden geïmplementeerd c.q. gemodelleerd, is nader onderzoek nodig.

Verder is de algemene aanbeveling voor het HWBP om de geïdentificeerde tekortkomingen en optimalisatiemogelijkheden op te pakken en te verwerken in een nieuwe ontwerprichtlijn om zo tot een robuuster en realistischer ontwerp te komen, dat voldoende onderbouwd en gekalibreerd is middels vergelijkende probabilistische berekeningen.

# BIJLAGEN

## A. Plan van Aanpak

## B. Veiligheidsfilosofie

### Materiaalfactoren

De gehanteerde materiaalfactoren in de ontwerprichtlijn zijn afkomstig uit LOR2, tabel 7.1, deze is tevens hieronder weergegeven.

Tabel 7.1 Materiaalfactoren

parameter	$\gamma_{m1}$	$\gamma_{m2}$	$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2}$
volumieke massa - nat/droog ( $\rho$ )	1,0	1,0	1,0
hoek van inwendige wrijving tg ( $\phi$ )			
- zand (CP)*	1,0	1,10	1,10
(TP-CD)	1,0	1,10	1,10
- klei (CP)	1,0	1,10	1,10
(TP-CU-5%)	1,05	1,10	1,15
(TP-CU)	1,1	1,10	1,20
- veen (CP)	1,0	1,15	1,15
(TP-CU-5%)	1,05	1,15	1,20
(TP-CU)	1,1	1,15	1,25
cohesie ( $c$ )	1,0	1,25	1,25
ongedraineerde sterkte ( $c_u$ )	-	-	-
glijdingsmodulus ( $G$ )	1,0	1,2	1,2
samendrukkingsconstanten	1,0	1,1	1,1
doorlatendheid ( $k$ )	1,0	1,25	1,25
consolidatiecoëfficiënt ( $c_v$ )	1,0	1,25	1,25

\* CP = celproef;  
 TP-CD = triaxiaalproef, geconsolideerd en gedraineerd;  
 TP-CU = triaxiaalproef, geconsolideerd en ongedraineerd;  
 TP-CU-5% = triaxiaalproef als boven met maximaal 5% vervorming.

Figuur 20: Partiële factoren in (Larsen, Lubking, & Bredeveld, 2013) uit (Andringa, 1989)

### Vereiste faalkans, betrouwbaarheidsindex en schadefactoren

Voor het benedenrivierengebied kan voor de te hanteren betrouwbaarheidsindex per dijkvak de volgende benadering worden gevolgd:

$$\beta_{nodig} = \Phi^{-1}(P_{loc,toel}), \text{ waarin } P_{loc,toel} = \frac{f \cdot \text{norm}}{1 + \alpha \frac{L}{l} \cdot P_{f|inst}}$$

Waarin:

- $\beta_{nodig}$  Vereiste betrouwbaarheid voor een dijkvak (1/jaar)
- $\Phi^{-1}$  Inverse Gauss kansfunctie
- $P_{loc,toel}$  Toelaatbare kans op instabiliteit op een bepaalde locatie (1/jaar)
- norm normfrequentie: voor Alblasserwaard 1/2000 jaar
- $f$  0,1 (-); toelaatbare kans overstrooming door instabiliteit = f·norm
- $\alpha$  0,033 (-);  $\alpha$  verdisconteert twee fenomenen, 1) het niet substantieel bijdragen van alle dijkvakken in de ring aan de instabiliteitskans van de ring en 2) aanwezige correlatie tussen de instabiliteitskansen van de afzonderlijke dijkvakken
- L totale lengte van de waterkering, dijkkring Alblasserwaard is 86.200 meter



$l$  50 m; representatieve lengte voor de analyse in een doorsnede (m)

$P_{f|inst}$  Kans op falen gegeven een instabiliteit (-)

Voor hoogwater als oorzaak van de instabiliteit wordt  $P_{f|inst} = 1,0$  aangehouden. Indien het optreden van instabiliteit niet samenhangt met het optreden van hoogwater wordt  $P_{f|inst} = 0,1$  aangehouden.

Met bovenstaande formule wordt een faalkans van  $8,6 \cdot 10^{-7}$  per jaar gevonden, welke overeenkomt met een betrouwbaarheidsindex,  $\beta_{nodig}$ , van 4,78.

Aan bezwijken als gevolg van overschrijding van de momentcapaciteit van het scherm wordt 50% van de totale faalkans toegekend, waarmee voor dit mechanisme een faalkans van  $4,3 \cdot 10^{-7}$  wordt gevonden. Deze faalkans komt overeen met een betrouwbaarheidsindex van  $\beta = 4,92$ .

Op basis van deze benodigde betrouwbaarheidsindex worden de schadefactoren bepaald, middels de formule:

$$\gamma_n = \frac{1 - 1,64 \cdot V_{MR}}{(1 - \beta_{nodig} \cdot V_{MR}) \cdot \gamma_m \cdot \gamma_d}$$

Waarin:

$\gamma_n$  Schadefactor;

$V_{MR}$  Variatiecoëfficiënt van het maximaal mobiliseerbare tegenwerkend moment van de kritieke glijcirkel, in dit geval 0,08;

$\gamma_m$  Materiaalfactor, in dit geval 1,2;

$\gamma_d$  Gevoeligheidsfactor ten aanzien van het rekenmodel, in dit geval 1,0.

Voor een nadere toelichting van de factoren in bovenstaande formule wordt verwezen naar de ontwerprichtlijn LOR2 (Andringa, 1989).

Met een faalkansverdeling van 50% aan het maatgevende faalmechanisme wordt een schadefactor van 1,19 gevonden voor het bepalen van de snedekrachten. Met een toekenning van 5% aan overige mechanismen wordt een schadefactor van 1,27 gevonden.

De snedekrachten worden bepaald bij  $\Sigma Msf_{constructief} = 1,17$ , terwijl dit eigenlijk bij 1,19 zou moeten, aangezien er nog wordt afgedekt met een additionele veiligheidsfactor  $\gamma_M$  leidt dit niet tot een onveilig ontwerp.

Vereist veiligheidsniveau

Voor het mechanisme macrostabiliteit geeft het Expertise Netwerk Waterkeringen (ENW) in (Hoffmans, 2007) als volgt invulling aan de veiligheidsfactoren:

$$\gamma_S = 1 \text{ en } \gamma_R = \gamma_b \cdot \gamma_d \cdot \gamma_m \cdot \gamma_n$$

Waarin:

- $\gamma_R$  Veiligheidsfactor van de sterkte;
- $\gamma_S$  Veiligheidsfactor van de belasting;
- $\gamma_b$  Partiële veiligheidsfactor die verband houdt met het schematiseren van de ondergrond (ook wel schematiseringsfactor genoemd);
- $\gamma_d$  Partiële veiligheidsfactor die verband houdt met het gebruikte model (ook wel modelfactor genoemd);
- $\gamma_m$  Partiële veiligheidsfactor die verband houdt met de materiaalparameters (ook wel materiaalfactor (van de grond) genoemd);
- $\gamma_n$  Partiële veiligheidsfactor die verband houdt met schade (ook wel schadefactor genoemd).

Dit laat zien dat partiële factoren alleen worden toegepast op de weerstand, dus op de grondparameters, en niet op de belasting.

Hiermee kunnen de vereiste veiligheden tegen constructief en geotechnisch bezwijken in PLAXIS als volgt bepaald worden:

- Vereiste veiligheid tegen constructief bezwijken:

$$\Sigma Msf_i = \gamma_{EEM:i} = \gamma_s \cdot \gamma_{n:i} \cdot \gamma_{b:i} \cdot \gamma_{d:i}$$

- Vereiste veiligheid tegen geotechnisch bezwijken:

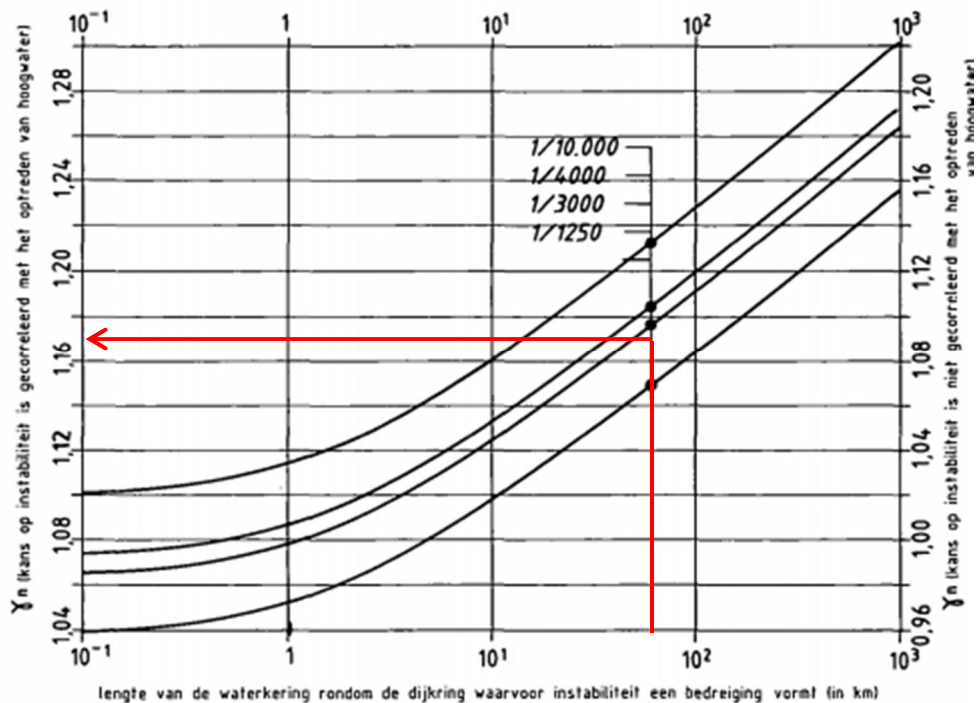
$$\Sigma Msf_g = \gamma_{EEM:g} = \gamma_s \cdot \gamma_{n:g} \cdot \gamma_{b:g} \cdot \gamma_{d:g}$$

De eerder genoemde  $\gamma_M$  is hierin niet meegenomen, omdat deze al gebruikt wordt om van representatieve waarden van de sterkteparameters naar rekenwaarden te gaan. De gevonden waarden voor  $\Sigma Msf$  geven aan tot hoever de phi-c reductie in PLAXIS, startend vanaf rekenwaarden van de sterkteparameters, doorgezet moet worden.

Tabel 4: Waarden en beschrijving partiële factoren die leiden tot de vereiste stabiliteitsfactor

Factor	Waarde	Beschrijving
Modelfactor	$\gamma_{d:g} = 1,0$	Partiële veiligheidsfactor in relatie tot de globale veiligheid tegen geotechnisch bezwijken die verband houdt met het gebruikte rekenmodel en de manier waarop de berekening is uitgevoerd.
	$\gamma_{d:i} = 1,0$	Partiële veiligheidsfactor in relatie tot het bezwijken van constructieve elementen die verband houdt met het gebruikte rekenmodel en de manier waarop de berekening is uitgevoerd.
Schadefactor	$\gamma_{n:i} = 1,17$ $\gamma_{n:g} = 1,27$	Partiële veiligheidsfactor die, in combinatie met de materiaalfactoren, de onzekerheid van de (schuif)sterkte van grond verdisconteert.
Schematiseringsfactor	$\gamma_{b:g} = 1,0$	Partiële veiligheidsfactor die onzekerheden in het schematiseren van bodemopbouw en waterspanningen verdisconteert bij het beschouwen van de globale

	$\gamma_{b:i} = 1,0$	veiligheid tegen geotechnisch bezwijken. Partiële veiligheidsfactor die onzekerheden in het schematiseren van bodemopbouw en waterspanningen verdisconteert bij het beschouwen van het bezwijken van de constructieve elementen.
Opschaalfactor	$\gamma_s = 1,0$	Opschaalfactor waarmee in de EEM-berekening de schuifsterkteparameters worden opgeschaald, om numerieke onbalans te voorkomen.
Stabiliteitsfactor	$\gamma_{EEM:i} = 1,17$ $\gamma_{EEM:g} = 1,27$	Totale veiligheidsfactor op sterkteparameters c en $\tan(\varphi)$ .



Figuur 21: Bepaling schadefactor  $\gamma_n = 1,17$  bij  $L = 86,2$  km en een normfrequentie van 1/2000 jaar in (Havinga & Larsen, 2013) uit (Andringa, 1989)

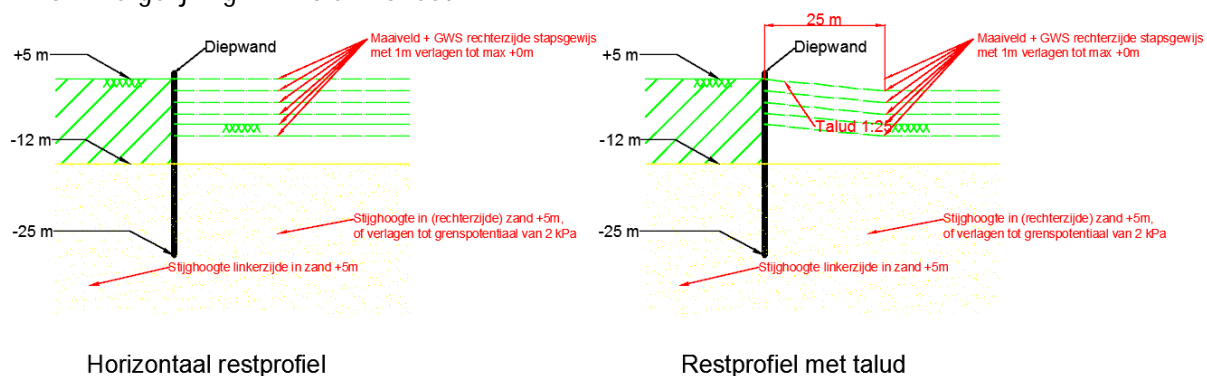
## C. Onderzoek invloed restprofiel: vergelijking PLAXIS en DSheet op basis van eenvoudig damwandmodel

### C1. Inleiding

In dit hoofdstuk zijn de resultaten van verkennende berekeningen weergegeven, die zijn gemaakt bij aanvang van de analyse van het probleem "het optreden van grote momenten in het stabiliteitsscherf". Er is gekozen om de momenten te berekenen met zowel DSheet als PLAXIS, omdat deze programma's gebruik maken van modelleringen van de grond die in de praktijk veel worden toegepast (het verenmodel en het EEM-model) en op basis waarvan de ervaringen m.b.t. de grootte van de verwachte momenten zijn gebaseerd. In de berekeningen is het maaiveld aan de binnendijkse zijde systematisch verlaagd en is onderzocht of er trends zijn te ontdekken.

Op basis van een verkennende berekening met een realistische ontwerpberkening van een onverankerde wand, opgezet volgens de richtlijn (d.w.z. reël maaiveldverloop, veel verschillende grondsoorten, uitwiggende lagen onder de dijk, etc.) is gebleken dat de vorm van het restprofiel (met talud of horizontaal maaiveld) invloed lijkt te hebben op het ontstaan van een uplift-bezwijkmechanisme of een actief/passief bezwijken. Bij opdrijven ontstaat de grote verhouding tussen BGT en UGT, bij actief/passief niet. Omdat deze berekeningen complex zijn, is er voor gekozen om middels een simpel model specifiek naar dit punt onderzoek te doen. Deze bijlage behandelt opvolgend de volgende onderwerpen:

1. Beschouwende numeriek model (PLAXIS en DSheet);
2. Modelbeschrijving en uitgangspunten;
3. Resultaten DSheet;
4. Resultaten PLAXIS;
5. Vergelijking PLAXIS en DSheet.



Figuur 22: Beschouwend numeriek model voor de invloed van het restprofiel op het momentenverloop in UGT en BGT

Bovenstaand model is zowel in PLAXIS als DSheet opgezet. In PLAXIS is eerst het simpele Mohr-Coulomb model gebruikt. De gebruikte grondparameters zijn weergegeven in Tabel 5.

Tabel 5: Basisparameters voor PLAXIS en DSheet

Laag	$\phi / c / \psi$ [°] / [kPa] / [°]	$E_{50}$ (PLAXIS) [kPa]	$k_1 / k_2 / k_3$ (DSheet) [kN/m <sup>3</sup> ]	$R_{int} / \delta$
Kleilaag (+5 m tot -12 m)	25 / 1 / 0	8000	2000 / 800 / 500	2 / 3 $\phi$

Zandlaag (vanaf -12 m)	35/ 0/ 5	30000	20000/ 10000/ 5000	2/3 $\phi$
---------------------------	----------	-------	--------------------	------------





















































































Hierbij is de stijghoogte in het diepe zand aan de linkerzijde van de wand altijd op NAP +5 m gehouden. Aan de rechterzijde is de stijghoogte in het zand in eerste instantie ook op NAP +5 m aangehouden totdat er een zogenaamde grenspotentiaal optreedt. Indien dit het geval is, wordt de stijghoogte in het zand aan de rechterzijde van de damwand verlaagd tot er een effectieve verticale korrelspanning van 2 kPa overblijft op het grensvlak tussen het zand en de daarboven liggende klei. Dit is in overeenstemming met de ontwerprichtlijn.

Voor de UGT-situatie is in zowel DSheet als PLAXIS een partiële belastingfactor van 1,35 op de grond sterkte parameters phi en c toegepast. De factor 1,35 komt overeen met de totale veiligheid die in de ontwerpberekeningen van KIS wordt toegepast op de grondsterkte ( $\gamma_{LOR2} = 1,1$  à 1,25 en  $\Sigma Msf = 1,17$ ).

In PLAXIS is dit gerealiseerd door middel van een target Msf van 1,35. De gebruikte fasering in PLAXIS is weergegeven in Tabel 6.

Aan de diepwand is in PLAXIS en DSheet een buigstijfheid van  $8,53 \cdot 10^5$  kNm<sup>2</sup>/m toegekend; dit is ook in overeenstemming met de ontwerprichtlijn.

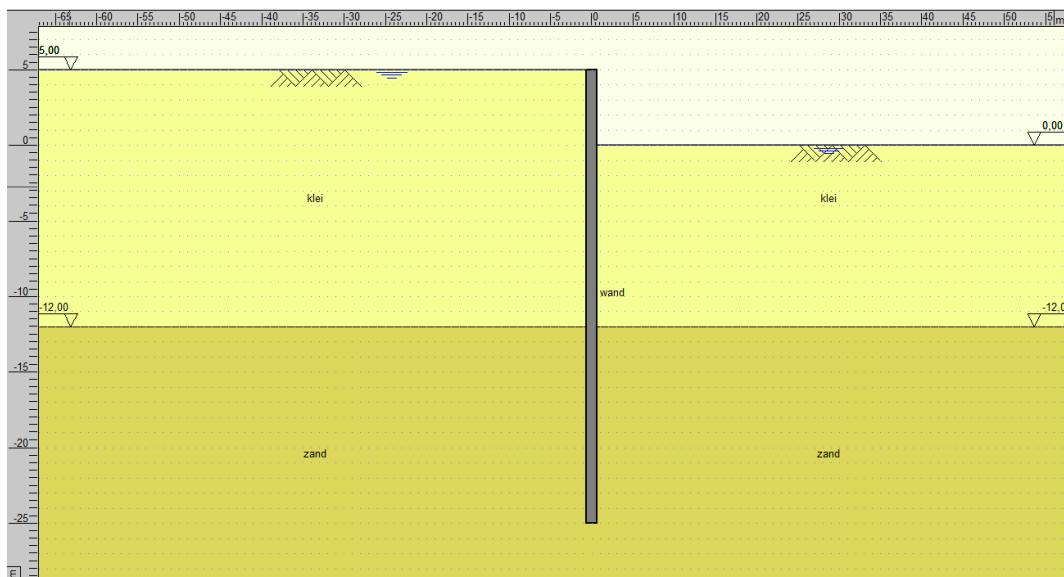
Tabel 6: Numerieke PLAXIS-fasering tot een restprofiel van 6m diep

ID	C...	L...	P...	Time interval	Estimated end ti...	Ignore undr..	Reset displaceme...
 Initial phase [InitialPhase]				0,000 day	0,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
 Wand aan [Phase_1]				0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
 phi-c (0) [Phase_2]				0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
 4m [Phase_3]				0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
 associatief 4m [Phase_7]				0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
 phi-c 4m [Phase_4]				0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
 3m [Phase_5]				0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
 associatief 3m [Phase_8]				0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
 phi-c 3m [Phase_6]				0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
 2m [Phase_9]				0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
 associatief 2m [Phase_14]				0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
 phi-c 2m [Phase_10]				0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
 1m [Phase_11]				0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
 associatief 1m [Phase_18]				0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
 phi-c 1m [Phase_12]				0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
 0m [Phase_13]				0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
 associatief 2m [Phase_19]				0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
 phi-c 0m [Phase_17]				0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
 -1 m [Phase_15]				0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
 associatief -1m [Phase_20]				0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
 phi-c -1 [Phase_16]				0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>

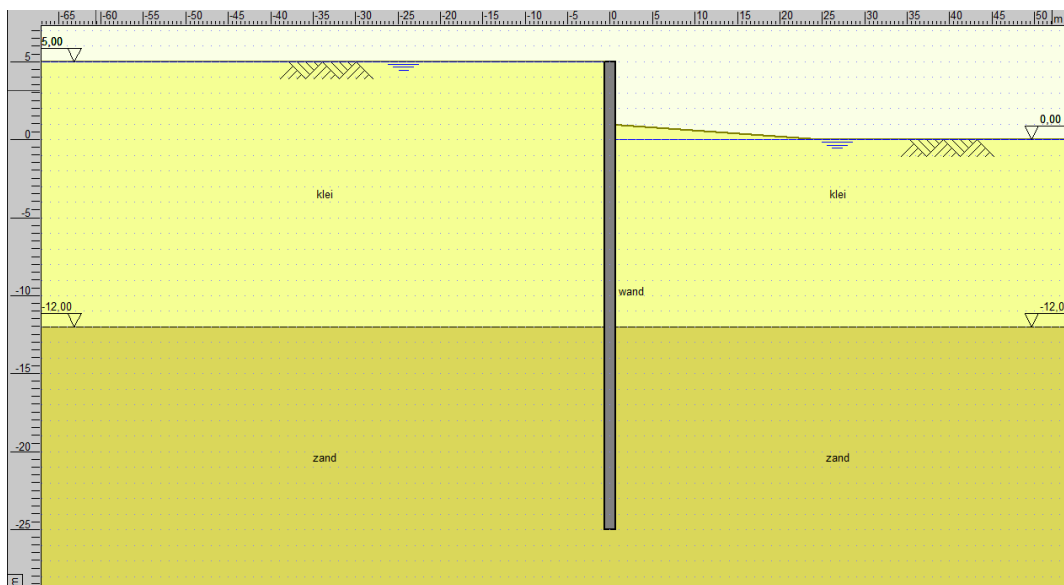
## C2. Vergelijking basismodel PLAXIS en DSheet

### DSheet berekeningen

De DSheet modellen voor een horizontaal maaiveld en een restprofiel met talud tot een resthoogte van NAP +0 m zijn weergegeven in Figuur 23 en Figuur 24. De overige profielen zijn hetzelfde, waarbij het gehele maaiveld aan de rechterzijde 1 m omhoog of omlaag wordt bewogen.



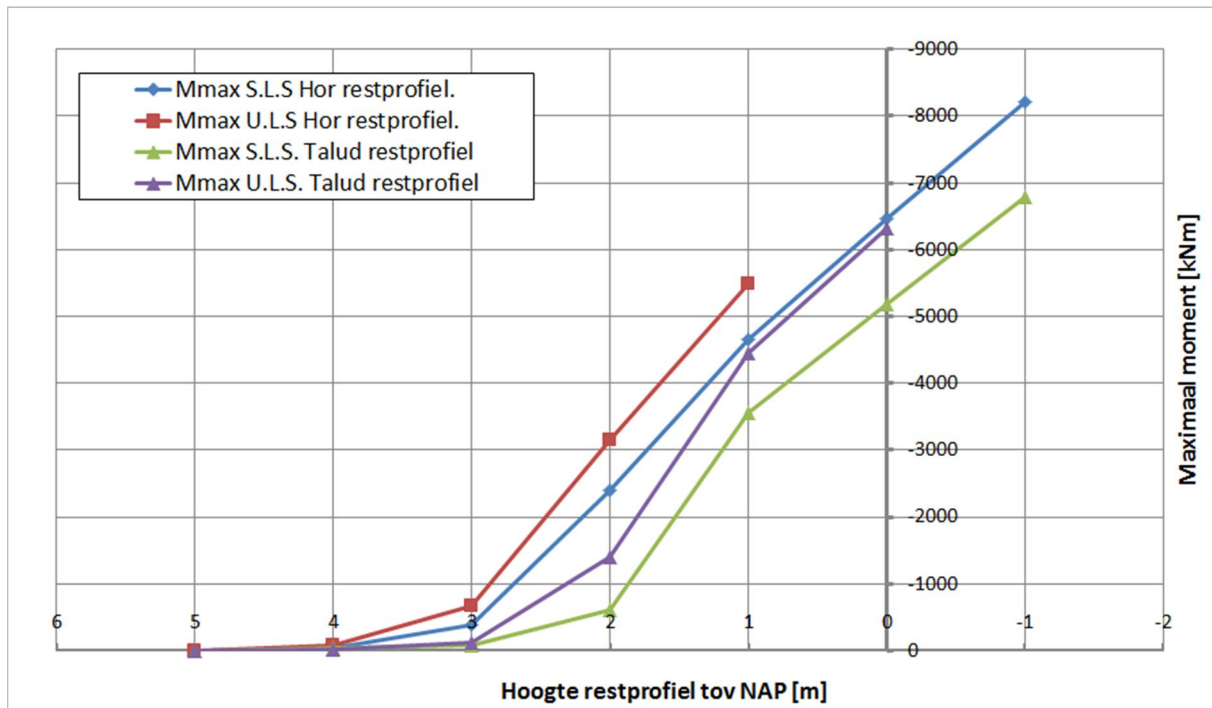
Figuur 23: DSheet model voor een horizontaal restprofiel tot een hoogte van NAP +0 m



Figuur 24: DSheet model voor een talud restprofiel tot een hoogte van NAP +0 m

Uit de DSheet berekeningen met een *horizontaal restprofiel* blijkt dat het scherm, in UGT tot een niveau van +1 m stabiel blijft met een *partiële belastingfactor* van 1,35 op de phi- en c-waarden. Bij deze hoogte treedt een grenspotentieel op vanuit het diepe zand. Daarom is de stijghoogte hier verlaagd zodat een effectieve verticale korrelspanning van 2 kPa overblijft. Voor de restprofielen tot een niveau van NAP +0 m en NAP -1 m blijft enkel de BGT-conditie stabiel.

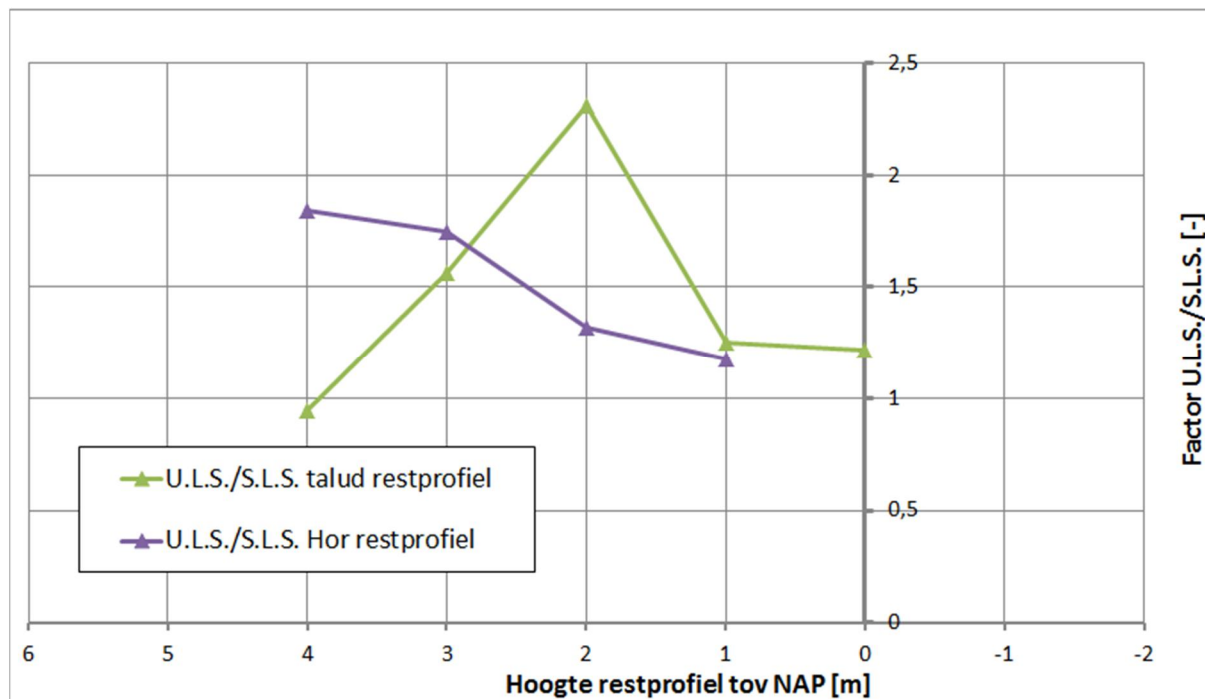
Uit de DSheet berekeningen met een *restprofiel onder talud* blijkt dat de situatie in UGT tot een niveau van NAP +0 m stabiel blijft met een *partiële belastingfactor van 1,35* op de phi- en c-waarden. Bij deze hoogte treedt een grenspotentieel op vanuit het diepe zand. Daarom is de stijghoogte hier verlaag. Voor de restprofielen op een niveau van NAP -1 m blijft enkel de BGT-conditie stabiel. De resultaten zijn weergegeven in Figuur 25.



Figuur 25: Berekende momenten tegen de hoogte van het restprofiel voor BGT en UGT

Uit Figuur 25 blijkt dat de momenten in het restprofiel met talud lager zijn dan de horizontale restprofielen voor dezelfde situatie. Dit is te verklaren, omdat de wand meer gesteund wordt door de grond. Op basis van Figuur 25 kan de verhouding tussen UGT en BGT worden vastgelegd voor de situatie met een horizontaal restprofiel en het restprofiel onder een talud.





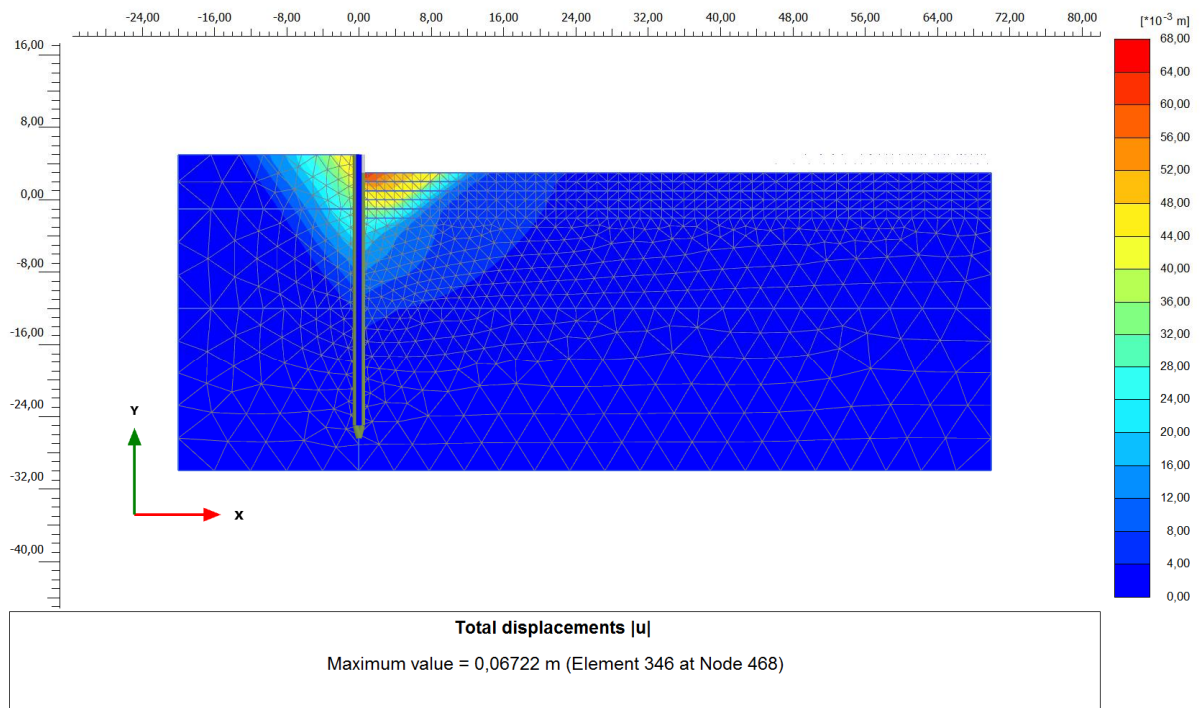
Figuur 26: Berekende verhouding tussen UGT en BGT in DSheet

Uit Figuur 26 blijkt dat zowel voor een horizontaal restprofiel als een restprofiel met een talud de verhouding tussen UGT en BGT orde grootte 1 à 2 is en niet 6 tot 10. Wel is er sprake van enig verloop c.q. variatie in de verhouding.

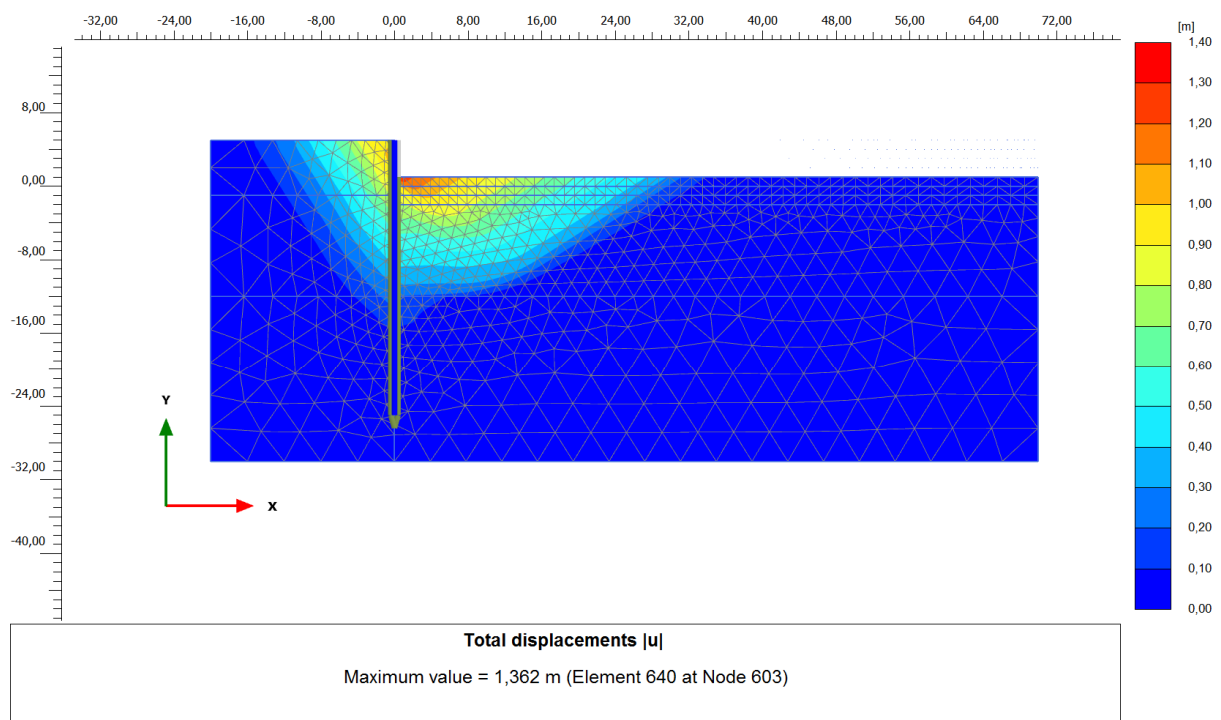
### PLAXIS-berekeningen

Voor de PLAXIS-berekeningen is dezelfde geometrie aangehouden als voor de DSheet modellen. Hierbij is steeds een ontgraving gemodelleerd vanaf de beginsituatie, waarbij dus de maaiveldhoogte tegen de wand aan de passieve (rechterzijde) gereduceerd wordt. Omdat het model is opgezet met Mohr-Coulomb zal het stijve herbelast-gedrag van grond niet optreden. Tevens zijn alle berekeningsstappen uitgevoerd met de optie "ignore undrained behaviour". Uit het vervormingsbeeld van de resultaten van de PLAXIS-berekeningen volgen de volgende bezwijkmechanismen:

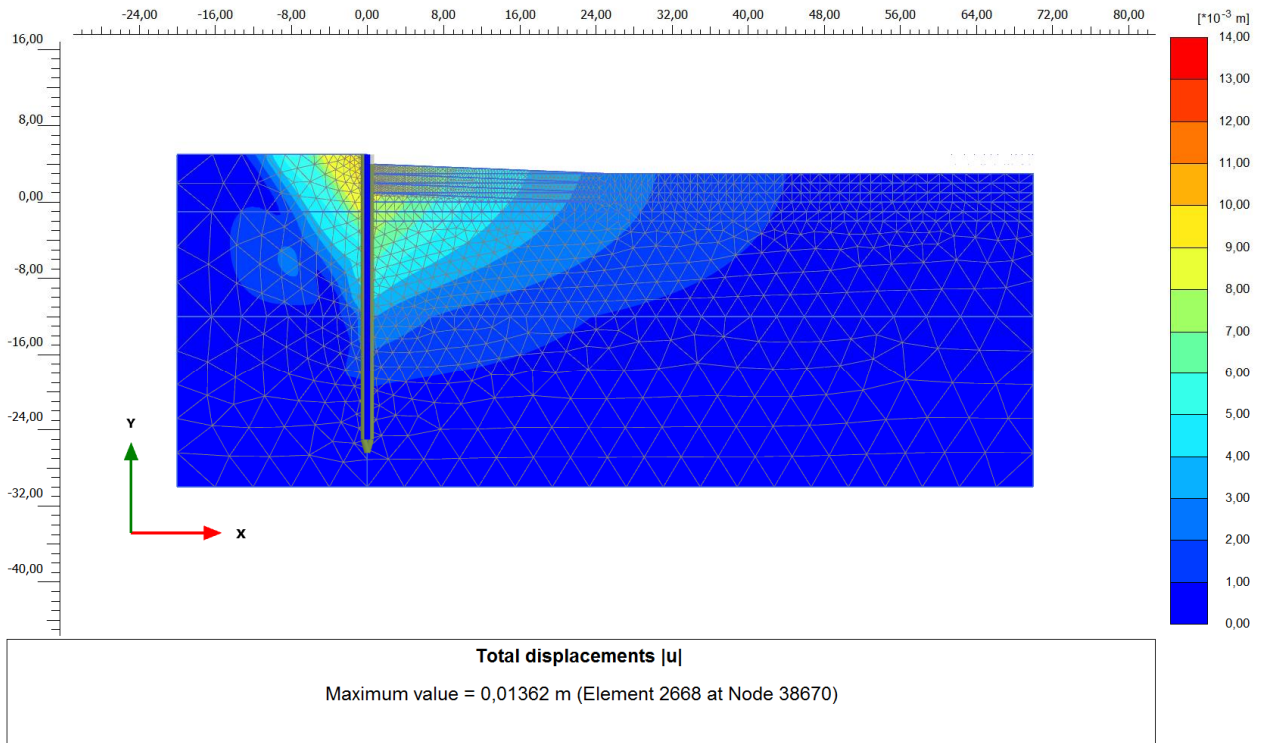
- Voor een horizontaal restprofiel zal een klassiek actief/passief bezwijkmechanisme optreden (Figuur 27). Indien er met een grenspotentiaal van 2 kPa op het scheidingsvlak zand-klei wordt gerekend (Figuur 28) ontstaat een relatief kort opdrijfmechanisme.
- Voor een restprofiel met talud zal een groter opdrijfmechanisme ontwikkelen wanneer het restprofiel verlaagd wordt en de grenspotentiaal van 2 kPa wordt bereikt (Figuur 30 en bij zeer langgerekte glijvlakken Figuur 44 en Figuur 45), in dit geval zijn de horizontale spanningen aan de passieve zijde van de wand zeer klein. Indien geen grenspotentiaal optreedt, zal een klassiek actief/passief bezwijkmechanisme optreden (zie Figuur 29).



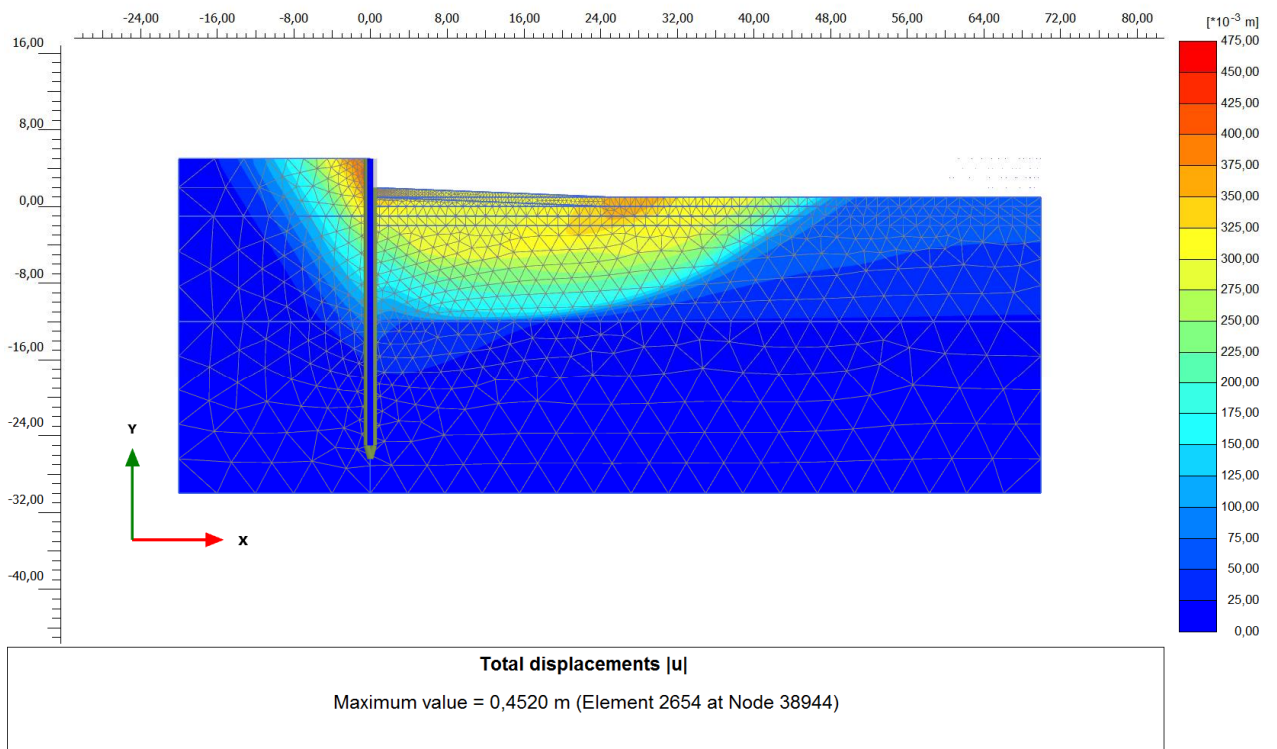
Figuur 27: Vervormingsveld na phi-c reductie voor een horizontaal restprofiel op 3 m



Figuur 28: Vervormingsveld na phi-c reductie voor een horizontaal restprofiel op 1 m



Figuur 29: Vervormingsveld na phi-c reductie voor een restprofiel onder een talud op 3 m

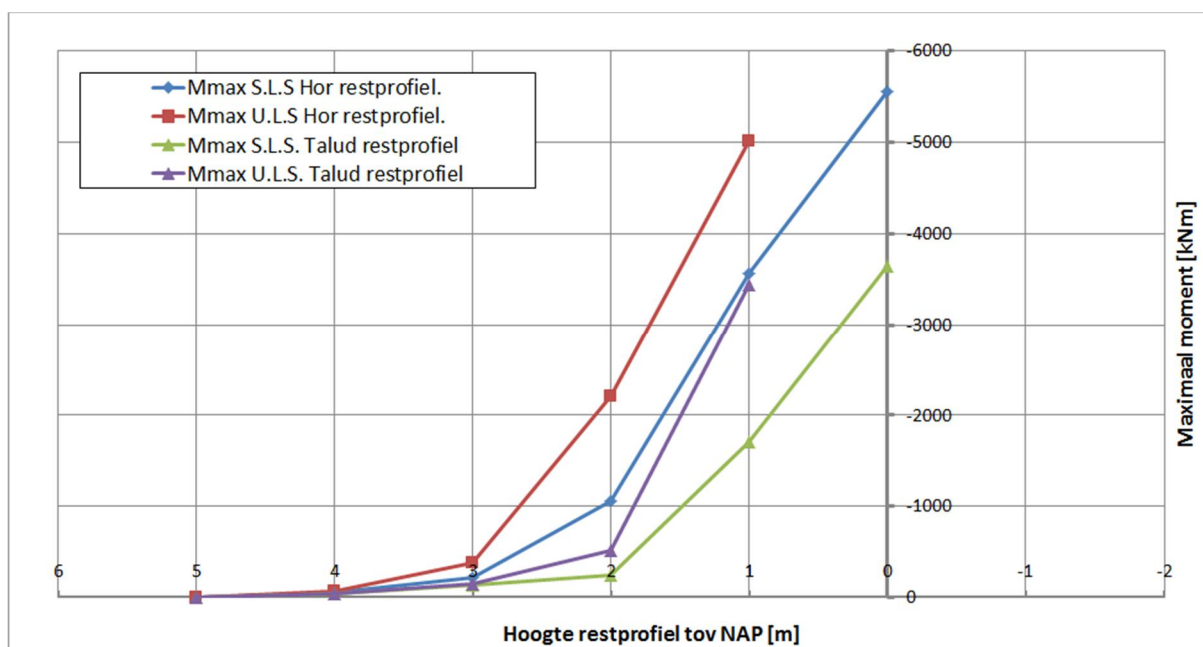


Figuur 30: Vervormingsveld na phi-c reductie voor een restprofiel onder een talud op 1 m

Uit de PLAXIS-berekeningen met een *horizontaal restprofiel* blijkt dat situatie in UGT tot een niveau van NAP +1 m stabiel blijft met een *partiële belastingfactor van 1,35* op de phi- en c-waarden. Bij deze hoogte treedt een grenspotentieel op vanuit het diepe zand. Daarom is de stijghoogte hier verlaagd zodat een verticale effectieve korrelspanning van 2 kPa overblijft. Voor de restprofielen tot een niveau van NAP +0 m blijft enkel de BGT-conditie stabiel.

Uit de PLAXIS-berekeningen met een *restprofiel met talud* blijkt dat de situatie in UGT tot een niveau van NAP +1 m stabiel blijft met een *partiële belastingfactor van 1,35* op de phi- en c-waarden. Bij deze hoogte treedt een grenspotentieel op vanuit het diepe zand. Daarom is de stijghoogte hier verlaagd zodat een verticale effectieve korrelspanning van 2 kPa overblijft. Voor de restprofielen op een niveau van NAP +0 m blijft enkel de BGT-conditie stabiel.

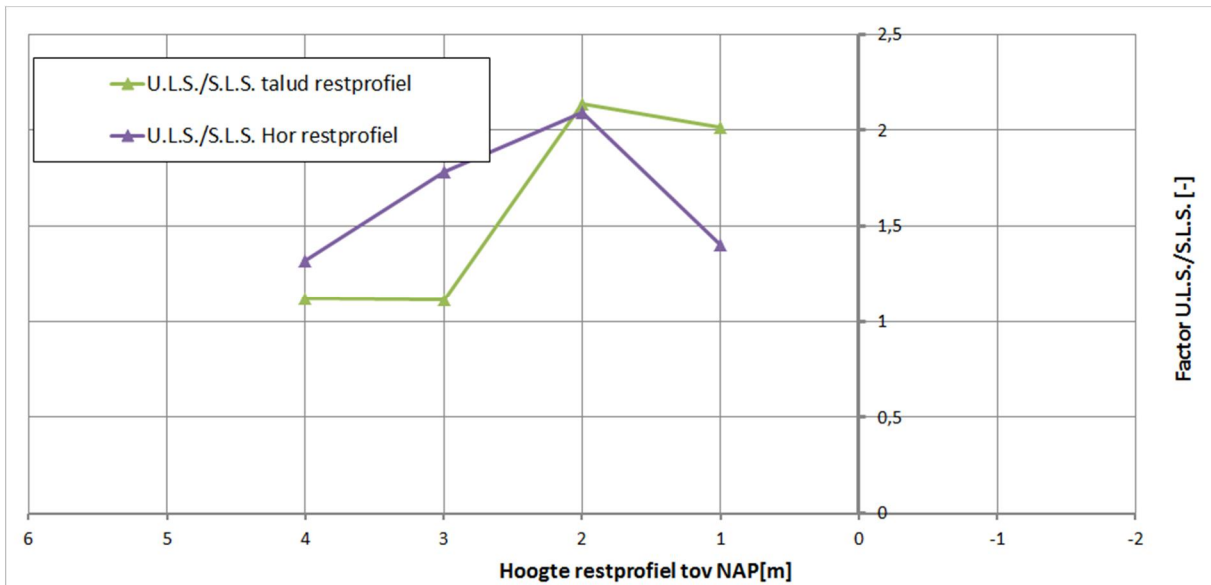
Gelijk aan de resultaten van DSheet kunnen de berekende momenten in UGT met een horizontaal en een restprofiel als talud worden weergegeven in een grafiek, zie Figuur 31.



Figuur 31: Berekende momenten tegen de hoogte van het restprofiel voor BGT en UGT

Idem aan de resultaten uit DSheet volgt dat de momenten in de PLAXIS-berekening met een restprofiel als talud kleiner zijn dan de berekeningen met een horizontaal restprofiel in zowel UGT als BGT. De rode lijn (horizontaal) ligt altijd boven de paarse (talud) in het geval van een UGT-berekening en de blauwe (horizontaal) ligt altijd boven de groene (talud) in het geval de BGT som. Dit is geheel volgens verwachting.

Ook voor de PLAXIS-berekeningen kan de factor tussen UGT/BGT worden uitgezet tegen de hoogte van het restprofiel. Het resultaat is weergegeven in Figuur 32.



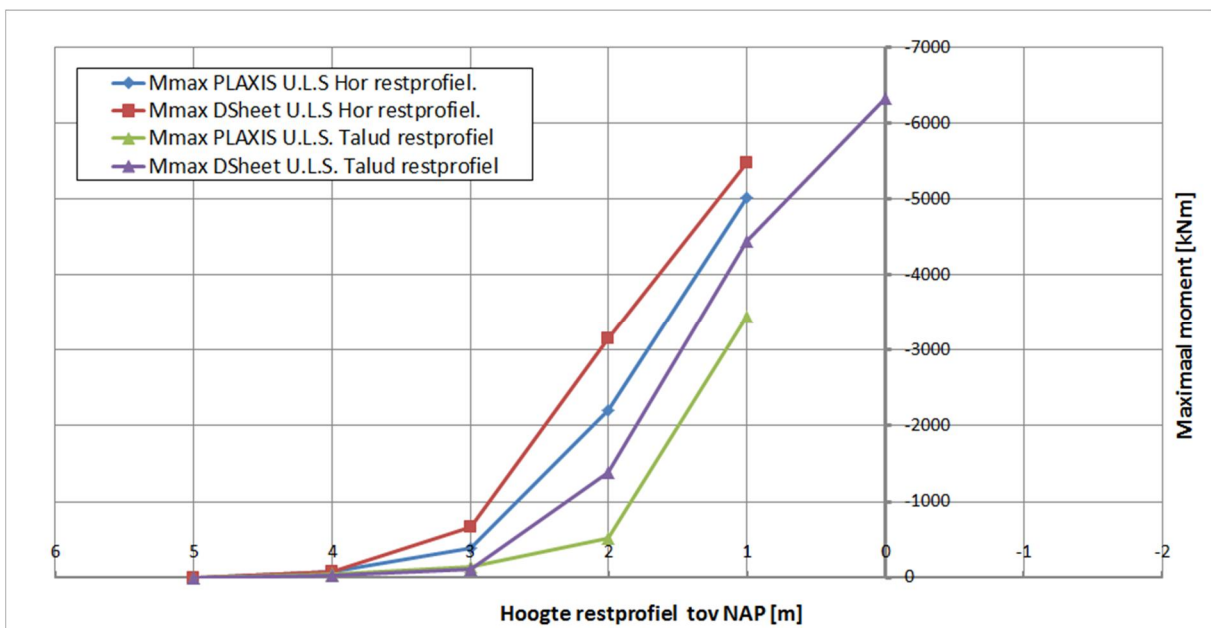
Figuur 32: Berekende verhouding tussen UGT en BGT in PLAXIS

Uit de PLAXIS-analyses volg dat de verhouding UGT/BGT varieert tussen de 1 en 2.

### C3. Vergelijking maximaal berekende momenten in PLAXIS en DSheet

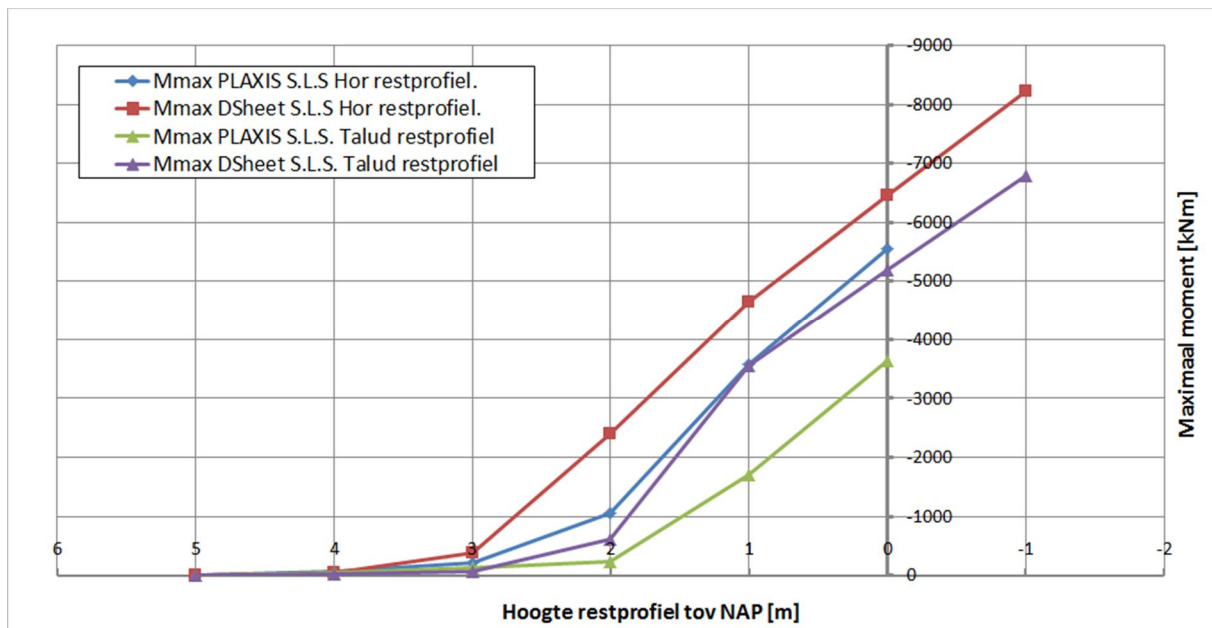
#### Vergelijking tussen de modellen

Nu vergelijkbare PLAXIS en DSheet berekeningen zijn uitgevoerd kunnen ze met elkaar worden vergeleken. Er is gekozen om simpelweg de berekende momenten in BGT en UGT met elkaar te vergelijken. De resultaten voor de UGT en BGT zijn weergegeven in Figuur 33 en Figuur 34.



Figuur 33: Berekende momenten DSheet en PLAXIS in de UGT





Figuur 34: Berekende momenten DSHEET en PLAXIS in de BGT

Op basis van de vergelijking tussen PLAXIS en DSHEET zijn de volgende constatering gedaan:

- Uit Figuur 34 (BGT) blijkt dat de berekende momenten in DSHEET voor restprofielen groter dan 1 m, altijd groter zijn dan in PLAXIS.  
*Dit is mogelijk verklaarbaar, omdat het met Mohr-Coulomb gemodelleerde Pleistocene zand minder stijf reageert dan het aangehouden verloop van de bedding in DSHEET. Dit kan eenvoudig worden nagerekend door de resulterende bedding uit PLAXIS te bepalen en te vergelijken met DSHEET. Uit PLAXIS volgt dat de resulterende grondbedding in het Pleistoceen maar 5000 kN/m<sup>3</sup> bedraagt. Dit betekent dat de eerste stijfheidstak van (voor matig vast gepakt zand) DSHEET vier keer zo stijf is dan wat er in PLAXIS wordt gemodelleerd met het Mohr-Coulomb model.*
- Uit Figuur 33 (UGT) blijkt dat dat het verschil in moment tussen DSHEET en PLAXIS kleiner is dan in de BGT.  
*Dit is mogelijk verklaarbaar, omdat de grondstijfheid in PLAXIS constant wordt gehouden in de phi-c reductie. In DSHEET zal vanwege de partiële materiaalfactoren de plastische grens van de veren afnemen. Hierdoor zal het knikpunt tussen de verschillende veerstijfheden<sup>4</sup> ook lager komen te liggen. De wand wordt daarom minder goed ingeklemd dan in de BGT waardoor het moment afneemt.*

Vergelijking verhouding UGT/BGT in PLAXIS in DSHEET

Indien de verhouding tussen momenten in de UGT en BGT wordt vergeleken, volgt dat er in DSHEET en PLAXIS een piek in de verhouding optreedt bij een restprofiel van 2 m. (zie Figuur 26 en Figuur 32 respectievelijk). Door analyse van de resultaten volgt dat deze piek in de verhouding in UGT en BGT optreedt onder de volgende omstandigheid:

<sup>4</sup> Tabel 3.3 in CUR 166

- Indien de grond in BGT-toestand nog niet volledig gemobiliseerd wordt, maar wel volledig gemobiliseerd raakt in de UGT-situatie.

Bovenstaande hypothese kan voor DSheet worden gevalideerd door in de output de gemobiliseerde passieve weerstand te vergelijken. Hieruit volgt:

- Restprofiel *met talud* met een hoogte van 2 m.
  - o In de BGT-toestand is de slappe kleilaag tot een waarde van NAP -5 m belast tot de maximale passieve gronddruk;
  - o In de UGT-toestand is de slappe kleilaag tot een waarde van tenminste NAP -10 m belast tot de maximale passieve gronddruk en tot 80% NAP -12 m.
- Horizontaal restprofiel met een hoogte van 2 m.
  - o In de BGT-toestand is de slappe kleilaag tot een waarde van NAP -13 m belast tot de maximale passieve gronddruk;
  - o In de UGT-toestand is de slappe kleilaag tot een waarde van NAP -15 m belast tot de maximale gronddruk.

Hieruit volgt dat de piek in UGT/BGT waarschijnlijk wordt veroorzaakt op het overgangspunt waarbij de slappe laag volledig plastisch wordt. De krachten moeten dan op buiging naar het diepe zand worden overgebracht, waardoor de momenten dus veel groter worden. Voor bovenstaand voorbeeld geldt dat in de BGT-conditie het merendeel van de slappe laag nog niet gemobiliseerd is en dus relatief nog veel steun geeft aan de wand. In de overgang tussen BGT en UGT volgt echter dat de slappe laag volledig plastisch wordt en alle overige krachten dus volledig op buiging naar het diepe zand moeten worden afgedragen.

In de opvolgende DSheet fasen is al in de BGT het restprofiel (zowel horizontaal als onder een talud) bijna volledig gemobiliseerd. Het verschil tussen UGT en BGT wordt daarom kleiner. In de situatie met een horizontaal restprofiel is in de output van DSheet geen sterke overgang te vinden tussen BGT en UGT waarbij in één fase het profiel niet, en in een tweede fase wel volledig gemobiliseerd is.

In PLAXIS wordt voor zowel een horizontaal restprofiel als een restprofiel met een talud een vloeiender verloop van de verhouding UGT/BGT gevonden. Deze varieert tussen de 1 en 2. Het resulterende verloop van de  $\phi$ - $c$  reducties is ook vloeiend te noemen zoals kan worden gezien in Figuur 42 en Figuur 43.

Op basis van de gemaakte analyses moet dan ook worden geconcludeerd dat het gebruik van een talud of een horizontaal restprofiel in PLAXIS geen foutieve numerieke invloed heeft op de resulterende momenten in de wand.

#### C4. Terugkoppeling naar complex rekenmodel

De resultaten van de analyse zoals beschreven in deze bijlage staan vooralsnog haaks op de aanleiding om deze analyse te doen. Bij het complexe rekenmodel had het restprofiel met of zonder talud immers wel degelijk invloed op de factor tussen de momenten in BGT en UGT. Daarmee kan op het moment van schrijven nog geen eenduidige conclusie worden getrokken en moet de analyse nog voortgezet worden.

#### C5. Conclusie



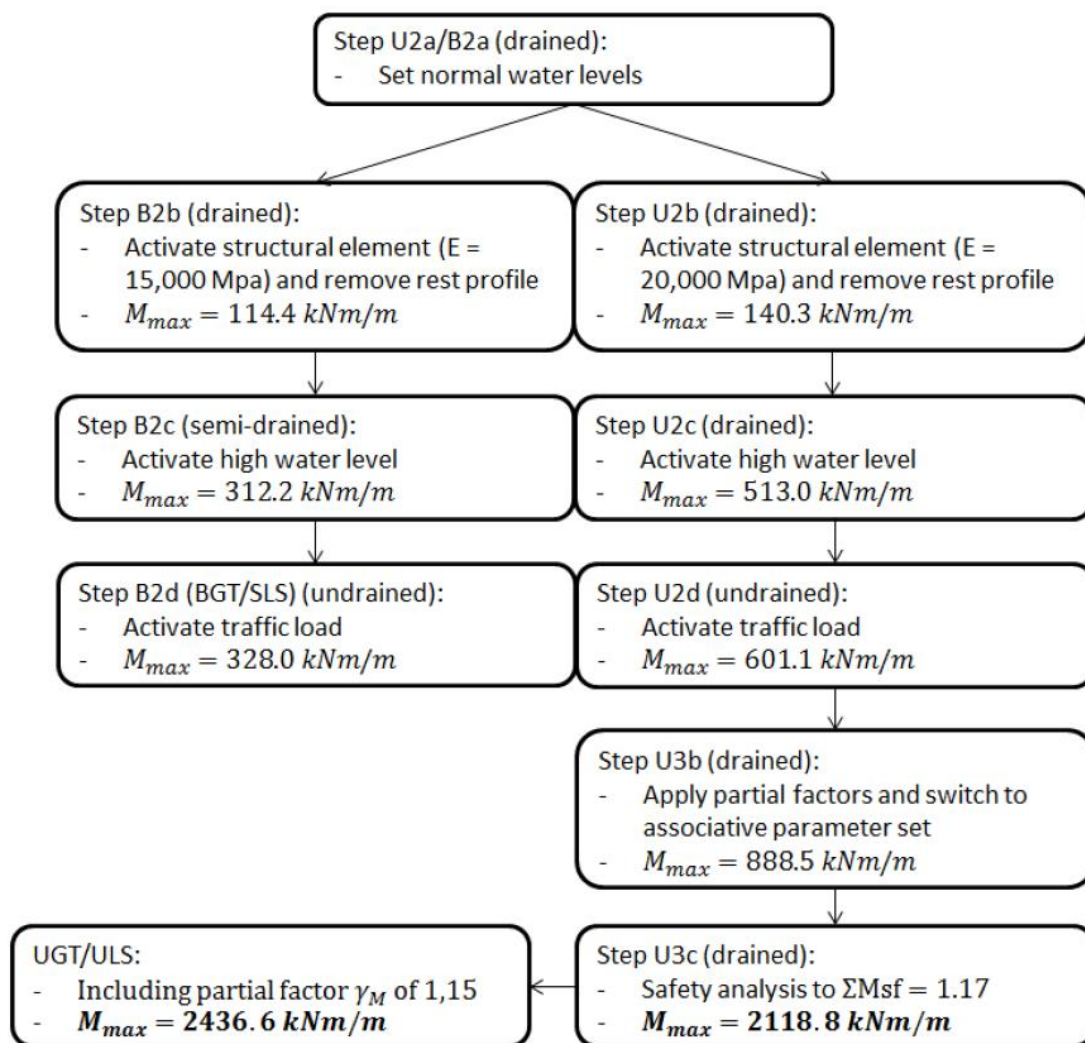
Op basis van de in deze bijlage uitgevoerde analyse naar de gevoeligheid van het restprofiel op een onverankerde kerende constructie zijn de volgende conclusies getrokken:

1. De phi-c reductie in PLAXIS lijkt geen moeite te hebben met een horizontaal restprofiel of restprofiel met talud achter de wand. Het rekenproces loopt goed ook als er een grenspotentiaal en een opdrijfmechanisme optreedt. Indien de wand meer gesteund wordt door het restprofiel onder een talud t.o.v. een horizontaal restprofiel volgt ook dat het resulterende moment lager is.
2. De grootste pieken in het verschil tussen UGT en BGT zijn gevonden in DSheet bij een restprofiel van 2 m. Hieruit volgt dat de piek in UGT/BGT waarschijnlijk wordt veroorzaakt op het overgangspunt waarbij de slappe laag volledig plastisch wordt. De krachten moeten dan op buiging naar het diepe zand worden overgebracht waardoor de momenten dus veel groter worden.
3. Met een simpel basismodel van een onverankerde wand zijn geen grote verschillen in UGT en BGT waargenomen.
4. De aanleiding van de analyse met een simpel basismodel was echter het feit dat de vorm van het restprofiel in een realistische ontwerpberekening wel degelijk invloed lijkt te hebben. Daarmee zijn bovenstaande conclusies nog niet geheel eenduidig op het moment van schrijven en dient de analyse verder doorgezet te worden de komende tijd.

## D. Relatief eenvoudig EEM-model van een waterkering

### D1. Inleiding

Voor het onderzoek naar de oorzaak achter de grote verschillen in UGT en BGT wordt in deze bijlage een versimpeld PLAXIS-model van een waterkering voorgesteld. Hierbij wordt gezocht naar mechanismen die deze verschillen veroorzaken. Omdat de berekeningsmethodiek in de huidige richtlijn erg complex is, kunnen de UGT en BGT-resultaten niet een-op-een worden vergeleken. Dit wordt toegelicht aan de hand van een berekening van een onverankerde wand volgens de richtlijn. Het stroomschema voor de berekening is weergegeven in Figuur 35.



Figuur 35: Stroomschema voor de berekening van een onverankerde wand (Janssen, 2016)

Uit deze figuur blijkt dat de BGT (het B pad) en UGT (het U pad) in de huidige richtlijn twee verschillende rekenpaden zijn. Vooral na stap B2c en U2c treden grote verschillen op. Voor het UGT-pad wordt in deze fase het hoogwater aangebracht door de freatische lijn gedraineerd te verhogen naar MHW. In het BGT-pad wordt het hoogwater gemodelleerd door het aanbrengen van een maaiveldbelasting loodrecht op dit maaiveld onder ongedraineerde condities.

In deze bijlage wordt het berekeningspad (B pad) voor de BGT-analyse niet direct beschouwd. Voor een zuivere vergelijking tussen de invloed van de BGT en UGT onder dezelfde omstandigheden wordt eerst stap U2d vergeleken met U3c. Uit Figuur 35 blijkt dat verhouding tussen U2d en U3c een factor 3,5 bedraagt. Indien herleid is waar dit verschil vandaan komt, kan een vergelijking worden gemaakt tussen U3c en B2d.

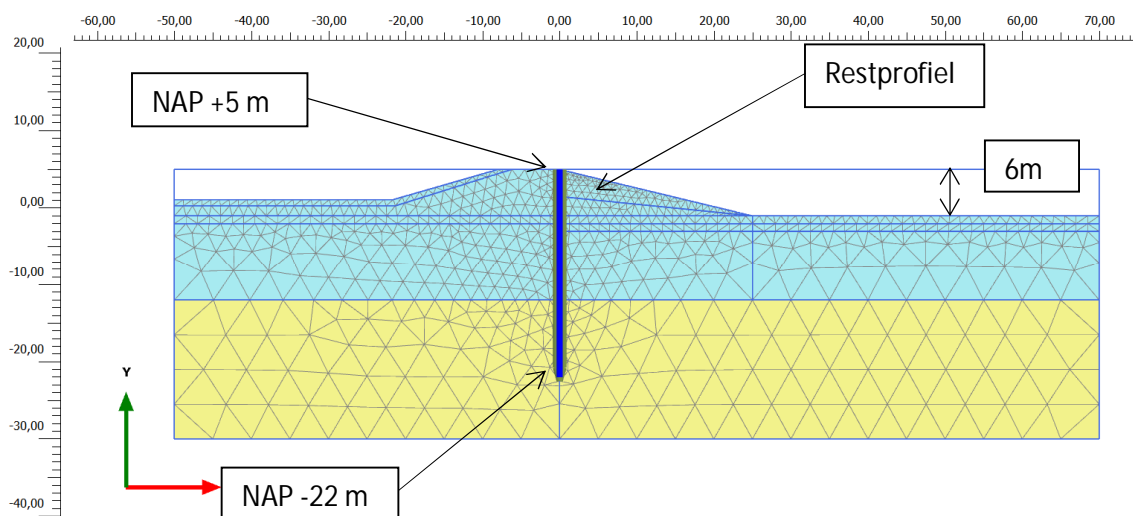
## D2. PLAXIS-model met twee grondlagen

Opzet relatief eenvoudig PLAXIS-model van een waterkering

Op basis van de in de voorgaande bijlage beschreven analyse volgt dat indien het achterland zich op circa NAP -1 m bevindt er een opdrijfmechanisme gaat optreden.

Daarom is het PLAXIS-model uit voorgaande bijlage aangepast naar een simpel model van een waterkering. Hierbij is nog steeds uitgegaan van een twee lagensysteem. Opgemerkt wordt dat de dijktafelhoogte 6 m bedraagt. Het aan de linkerzijde gemodelleerde hoogwater bedraagt NAP +4,5 m. Het restprofiel is steiler opgezet t.o.v. het eerder beschreven model met een talud van 1:10.

Voor de grondparameters is gebruik gemaakt van Tabel 5. Hierbij is gebruik gemaakt van een HS-materiaalmodel. Het elementennet van het model is weergegeven in Figuur 36.



Figuur 36: PLAXIS-model voor een dijk met 2 grondlagen

De resulterende rekenstappen zijn weergegeven in Tabel 7. Hierbij is t.o.v. Figuur 35 een vereenvoudiging aangebracht door geen partiële factoren op  $\phi$  en  $c$  te plaatsen. In plaats hiervan is de  $\phi$ - $c$  reductie doorgezet tot 1,35 (dit komt grofweg overeen met een partiële veiligheid van  $1,15 \cdot 1,17$  die in de richtlijn gehanteerd wordt). Tevens wordt de gehele berekening niet-associatief uitgevoerd.

Tabel 7: Rekenschema PLAXIS-model conform het UGT pad

ID	C..	L...	P...	Time interval	Estimated end ti...	Ignore undr..	Reset displaceme...	Updated mesh..	Max steps (D	First s..	Last st..
Initial phase [InitialPhase]				0,000 day	0,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	250	0	12
Dijk aan [Phase_3]				0,000 day	0,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	250	13	21
pl aan [Phase_4]				0,000 day	0,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	250	22	25
wand aan [Phase_1]				0,000 day	0,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	250	259	275
MHW [Phase_2]				0,000 day	0,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	250	26	32
phi-c [Phase_5]				0,000 day	0,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	200	71	254

In de fase "wand aan" van Tabel 7 wordt tevens het restprofiel geactiveerd. Hiervoor wordt in eerste instantie nog steeds een HS-materiaalmodel gehanteerd.

De verhouding in momenten in de UGT en BGT conform het U-pad volgens Figuur 35 volgt door de fase met MHW te vergelijken met de phi-c reductie.

Op basis van bovenstaande uitgangspunten zijn verschillende submodellen doorgerekend. Deze zijn in de basis hetzelfde als het hierboven beschreven model. In elk submodel wordt één eigenschap veranderd t.o.v. het vorige model. Hierdoor kan de invloed op de momentenverhouding van de gevarieerde eigenschappen één-op één worden gekwantificeerd.

#### Sub model 1

In dit model worden twee grondlagen gebruikt, zijnde zand en klei voor alle rekenstappen. Hierbij wordt geen Mohr-Coulomb, maar een Hardening Soil model gebruikt onder het restprofiel. Er wordt gerekend met een grenspotential ter plaatse van het grensvlak zand-klei. Ook wordt een restprofiel gebruikt.

Uit de berekening blijkt dat een  $\Sigma Msf$  van 1,35 niet gehaald kan worden; de grondsterkte is volledig gemobiliseerd bij  $\Sigma Msf = 1,23$ .

Het berekende moment in de BGT bedraagt 2807 kNm/m. Dit is vele malen hoger dan het BGT-moment conform Figuur 35. Het moment bij een UGT-situatie bij een  $Msf$  van 1,23 (bij bezwijken) bedraagt 4189 kNm/m.

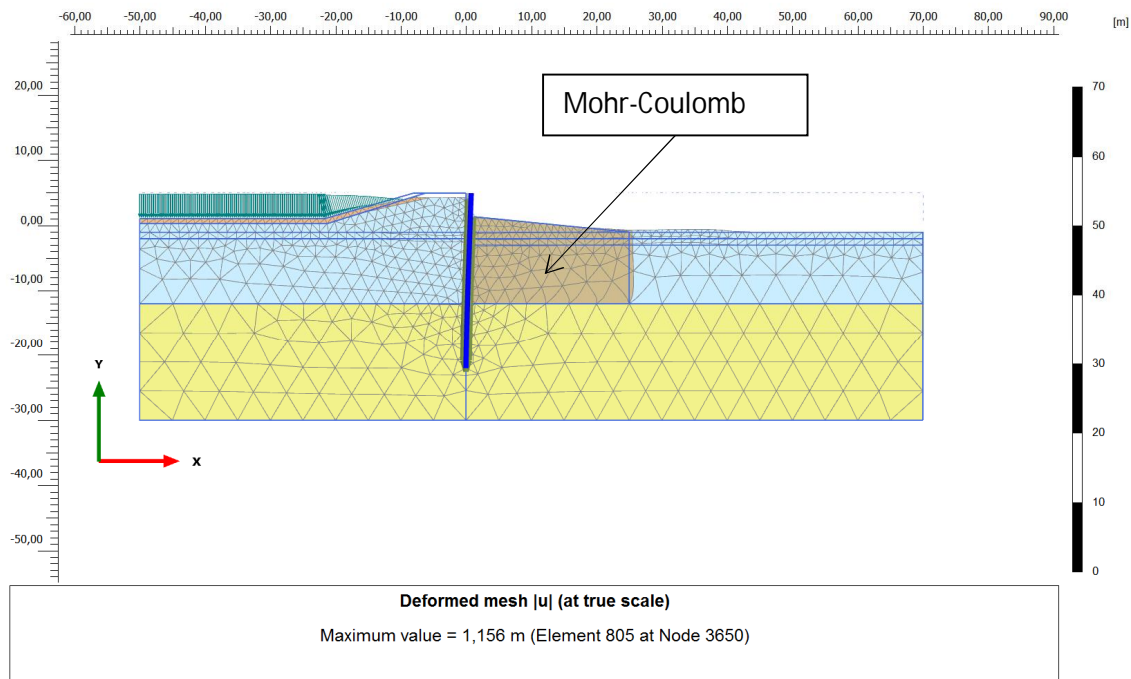
Op basis van de berekening kan worden geconstateerd dat de BGT-momenten t.o.v. de referentieberekeningen (Figuur 35) erg groot zijn. Een  $Msf$  van 1,35 is niet gehaald en daarom worden in het submodel 2 aanpassingen gemaakt.

#### Sub model 2

In dit tweede sub model wordt één eigenschap veranderd. Ondanks het feit dat de geëiste  $\Sigma Msf$  van 1,35 nog niet gehaald is in model 1, wordt eerst gekeken naar het restprofiel. Dit restprofiel is in submodel 1 nog gemodelleerd met het HS-model.

Conform de huidige richtlijnen moet hiervoor een Mohr-Coulomb materiaalmodel worden gebruikt. Dit omdat het HS-model bij het activeren van het restprofiel in de stijve herbelast-tak komt. Om dit te omzeilen worden in de fase "wand aan" uit Tabel 7 de grondmodellen voor de klei onder dit restprofiel vervangen door een MC-materiaalmodel met een gelijke E50 aan het HS-model, zoals die

in de fase voorafgaand aan de omzetting berekend is. Het model is weergegeven in Figuur 37 na de phi-c reductie.



Figuur 37: PLAXIS-model met Mohr-Coulomb lagen voor de slappe klei onder het restprofiel

Het berekende moment in de BGT bedraagt 2807 kNm/m. Dit is vele malen hoger dan het BGT-moment conform Figuur 35. Het moment bij een UGT-situatie bij een Msf van 1,23 (bij bezwijken) bedraagt 4243 kNm/m.

Uit de berekening blijkt dat de invloed van een MC-materiaalmodel in het restprofiel om een herbelaststijfheid te voorkomen geen invloed heeft op het resultaat. Een  $\sum Msf$  van 1,35 is niet gehaald en daarom worden in het submodel 3 aanpassingen gemaakt.

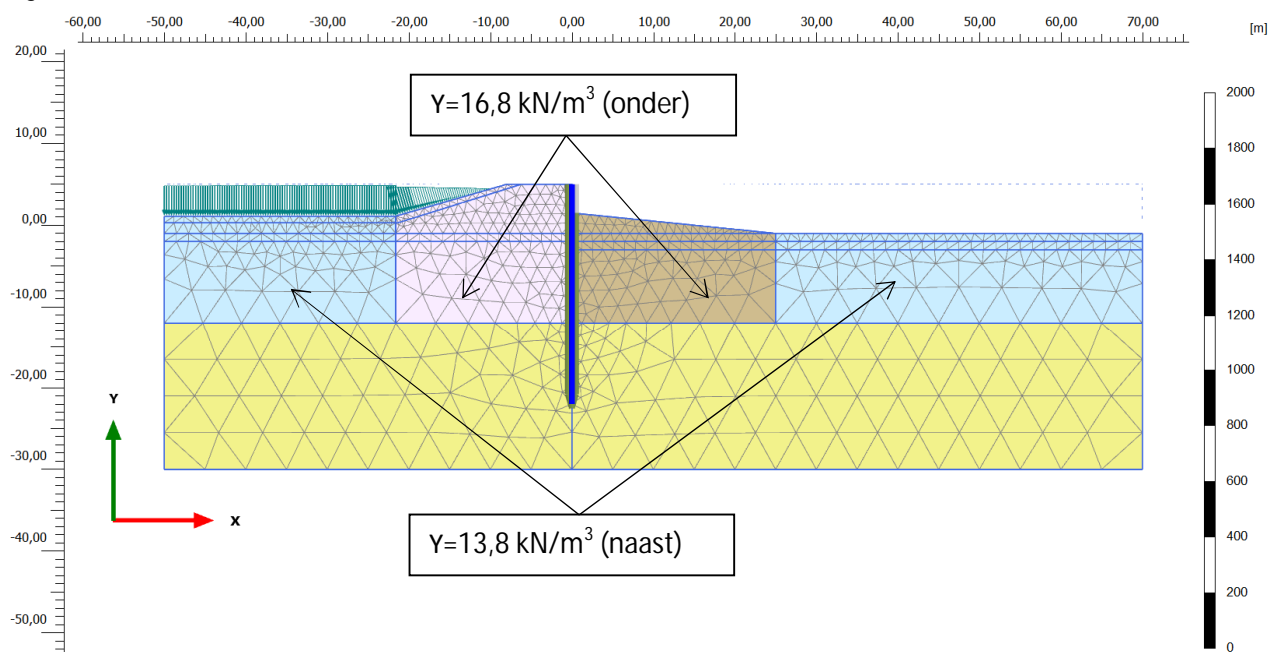
### Sub model 3

In dit derde submodel wordt verder gekeken naar de invloed van de volumieke gewichten. Hiervoor is het model opgeknijpt in een zone onder (o) en naast de kering (n). Omdat in een twee-lagen systeem wordt gewerkt, wordt een gemiddeld volume gewicht gebruikt voor de lagen onder en naast de kering. Uit de ervaring bij KIS volgt dat de slappe lagen *onder de kering* een gemiddeld volume gewicht hebben van circa  $16,8 \text{ kN/m}^3$ . Onder de kering zit voornamelijk dijkklei en meer samengedrukt materiaal, waardoor het gemiddeld gewicht over de dikte van de cohesieve lagen relatief hoog is.

Opgemerkt wordt dat in submodel 3 het restprofiel uit submodel 2 wordt overgenomen. Dit houdt in dat er na activering van het restprofiel wordt gerekend met een MC-materiaalmodel. Dit materiaal is wel voorzien van het hoge volumieke gewicht, omdat het in de zone "onder de kering" zit. De referentiestijfheden in beide zones zijn gelijk gebleven aan het vorige model. Op basis van de spanningsafhankelijke stijfheid in het HS-model zal de stijfheid in de zone onder de kering nu hoger worden vanwege de grotere gemiddelde spanning.

De slappe lagen naast de kering hebben ongeveer een gemiddeld volume gewicht van  $13,8 \text{ kN/m}^3$ . Naast de kering zitten vooral veen- en slappe kleilagen, zoals komklei waardoor het effectieve gewicht relatief laag is. Vanwege het hogere volumieke gewicht is de grenspotential over het achterland opnieuw bepaald zodanig dat er een paar kPa aan effectieve spanning overblijft op het grensvlak zand-klei.

Een plaatje van het elementennet van het model tijdens het activeren van MHW is weergegeven in Figuur 38.



Figuur 38: Sub model 3, met een tweelagensysteem maar gescheiden in een zone onder en naast de kering

De resulterende phi-c reductie kan nu wel naar 1,35 worden doorgezet, de eindveiligheid van dit model bedraagt 1,53, wat aanzienlijk hoger is dan de submodellen 1 en 2. Dit terwijl de grenspotential in het achterland in beide modellen ongeveer gelijk is.

De berekende momenten in de BGT bedragen nu  $453,8 \text{ kNm/m}$ . Dit is dezelfde orde grootte als het BGT-moment conform Figuur 35. Het moment bij een UGT-situatie bij een  $M_{sf} = 1,35$  bedraagt  $2468 \text{ kNm/m}$ . Ook dit UGT-moment ligt orde grootte in de buurt van het referentiemoment conform Figuur 35.

Uit de resultaten kan worden geconcludeerd dat het toekennen van een zone onder en naast de kering met een meer realistisch volumegewicht (en verhouding tussen onder en naast de dijk) grote invloed heeft op het resultaat. De verhouding UGT/BGT bedraagt tussen  $M_{sf} = 1,35$  en de fase met MHW en representatieve parameters een factor 5,4.

In de referentieberekeningen van de onverankerde wand is tussen U2d en U3c een factor 3,5 gevonden. Indien de partiële factor van 1,15 op het moment wordt toegepast zal de verhouding tussen BGT en UGT in submodel 3 nog groter worden, namelijk een factor 6,25. Indien de BGT wordt gemodelleerd met een ongedraineerde verdeelde belasting op het buitendijkse gebied zal deze



factor nog meer toenemen, aangezien de stappen B2d en U2d in Figuur 35 ook al bijna een factor 2 verschillen.

### D3. Verificatie sub model 3

#### Verifiëren invloed volume gewichten op UGT/BGT-verhouding

Uit de voorgaande paragraaf bleek dat het toekennen van een afwijkend volumiek gewicht onder en naast de kering op basis van een gemiddeld volumegewicht een groot verschil in UGT en BGT-moment oplevert. Om te verifiëren of enkel de verhouding in volumegewichten leidt tot het grote momentenverschil, worden de overige aangepaste eigenschappen t.o.v. submodel 1 terug veranderd. Dit wordt als volgt gedaan:

1. Aanpassen van het Mohr-Coulomb materiaalmodel onder het restprofiel naar het HS-model van submodel 1;
2. Aanpassen van de volume gewichten naast de kering naar de volume gewichten onder de kering;

#### Ad 1)

Indien de lagen onder het restprofiel terug gezet worden van Mohr-Coulomb naar Hardening Soil worden orde-grootte dezelfde momenten berekend in de UGT als in submodel 3. Het berekende moment na de  $\phi$ -c reductie tot  $M_{sf} = 1,35$  bedraagt 2454 kNm/m. In de BGT nemen door het gebruik van het Hardening Soil model onder het restprofiel de momenten iets toe naar 675 kNm/m.

Geconcludeerd wordt dat het materiaalmodel voor onder het restprofiel geen invloed heeft op de momenten in de UGT. De momenten in de BGT nemen iets toe. De invloed van het materiaalmodel in het restprofiel lijkt relatief klein.

#### Ad 2)

De lagen naast de kering worden nu voorzien van de volume gewichten onder de kering. De grenspotential wordt nu ook opnieuw bepaald. Het berekende moment in de UGT bedraagt nu 957 kNm/m. Het moment in de BGT bedraagt 401 kNm/m. Dit betekent dat een zwaarder uniform gewicht voor alle slappe lagen maximaal leidt tot een factor 2,38 tussen UGT en BGT

Geconcludeerd wordt dat het gewicht in zowel achterland als onder de kering invloed heeft op de absolute grootte van de momenten. De verhouding UGT/BGT is ongeveer een factor 2.

#### Uitbreiden sub model 3 met half gedraineerd BGT pad

Om een meer zuivere vergelijking te kunnen maken tussen de BGT en de UGT-momenten conform de huidige richtlijn is in submodel 3 ook het BGT-pad gemaakt (representatieve B-pad) conform Figuur 35. Hierbij is echter de wandstijfheid in de BGT en UGT gelijk gehouden. De cohesieve kleilagen onder en naast de kering zijn hierbij nu ongedraineerd beschouwd. In dit BGT-pad is eerst de MHW-potential aangebracht in het diepe zand. Hierna is het hoogwater als belasting aangebracht op maaiveld, loodrecht op het oppervlak. De rekenstappen zijn weergegeven in Tabel 8.



Tabel 8: Rekenstappen sub model 3 met een B en U pad conform de huidige richtlijn

ID	C...	L...	P...	Time interval	Estimated end ti...	Ignore undr..	Reset displaceme...	Updated mesh..	Max steps (D	First s..	Last st..
Initial phase [InitialPhase]				0,000 day	0,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	250	0	12
Dijk aan [Phase_3]				0,000 day	0,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	250	13	21
pl aan [Phase_4]				0,000 day	0,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	250	22	25
wand aan [Phase_1]				0,000 day	0,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	250	259	275
MHW [Phase_2]				0,000 day	0,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	250	26	32
phi-c [Phase_5]				0,000 day	0,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	200	71	254
palen BGT [Phase_6]				0,000 day	0,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	250	33	49
MHW BGT potentiaal [Phase_7]				0,000 day	0,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	250	56	61
MHW belasting BGT [Phase_8]				0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	250	50	52

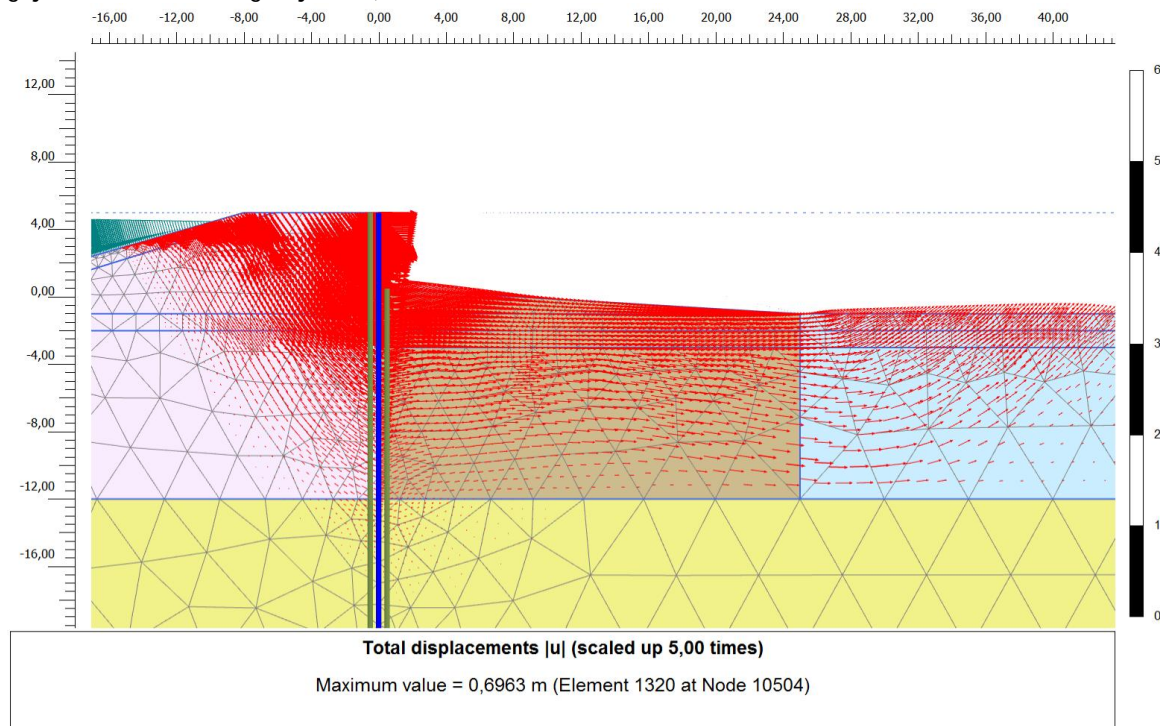
Uit de berekening volgt:

- UGT-moment ( $M_{sf} = 1,35$ ) = 2450 kNm/m;
- BGT-moment conform BGT-pad = 256 kNm/m;

Hieruit volgt een UGT/ BGT-verhouding van bijna een factor 10.

#### D4. Submodel 3 inclusief "parallelsloot"

Alhoewel een relatief groot verschil in UGT en BGT is gevonden met submodel 3 is het resulterende glijvlak in de UGT nog vrij kort (

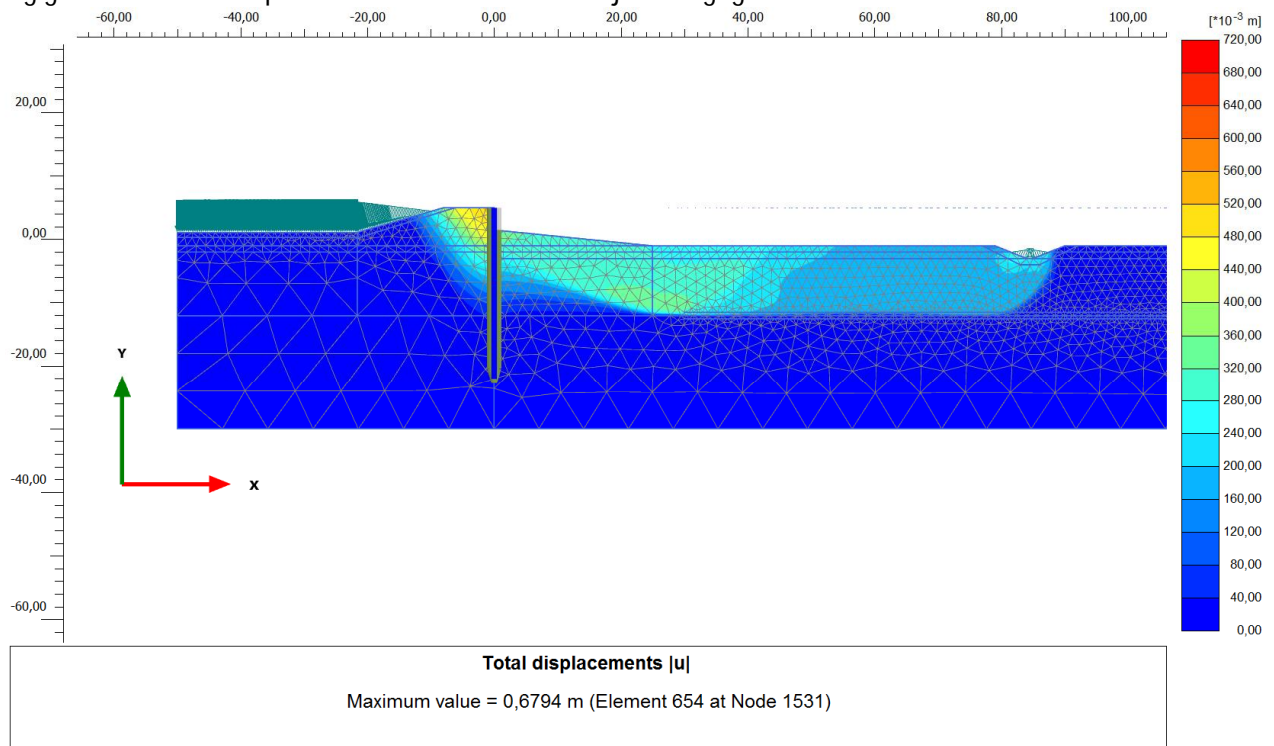


Figuur 40). Daarom wordt aan het model een parallelsloot toegevoegd op een afstand van 80, 70 en 60 m uit de wand om zodoende een lang glijvlak te creëren. Deze situatie is kenmerkend voor KIS.

Ter plaatse van het diepste punt van de sloot is een grenspotentiaal berekend. Deze sloot zal ervoor zorgen dat een uittredepunt voor het glijvlak wordt gecreëerd. Om de slootoevers tijdens de phi-c

reductie stabiel te houden, is lokaal een verhoogde cohesie gebruikt met een gelijkwaardige treksterkte.

Het berekende glijvlak voor een parallelsloot op 80 m is weergegeven in Figuur 39. Ook met parallelsloot wordt een groot verschil in de verhouding UGT/BGT gevonden. Deze verhouding is zelfs nog groter dan zonder parallelsloot. De resultaten zijn weergegeven in Tabel 9.



Figuur 39: Uplift glijvlak met een parallel sloot op 80m uit de diepwand

Tabel 9: Momenten voor BGT en UGT bij verschillende afstanden van de parallelsloot

Modelbeschrijving [-]	Moment BGT [kNm/m]	Moment UGT <sup>5</sup> [kNm/m]
Submodel 3, geen sloot	256	2466
Submodel 3, sloot op 80 m	250	2620
Submodel 3, sloot op 70 m	252	3576
Submodel 3, sloot op 60 m	251	4127 ( $M_{sf_{max}} = 1,33$ )

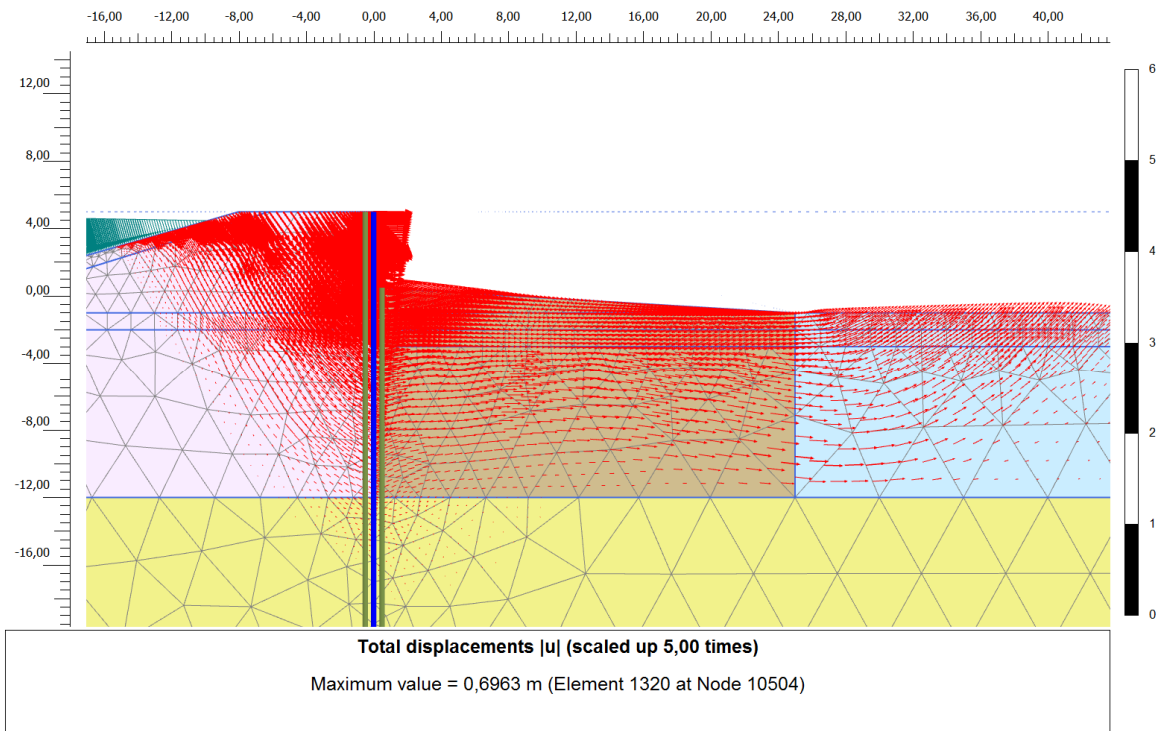
Opgemerkt wordt dat indien de sloot dichterbij de kring wordt gelegd, de vervormingen significant toenemen. Omdat  $M = \kappa \cdot EI$  volgt dan ook dat de momenten bij het modelleren van een sloot dichterbij de diepwand, enorm toenemen (Tabel 9).

#### D5. Analyse bezwijkmechanismen

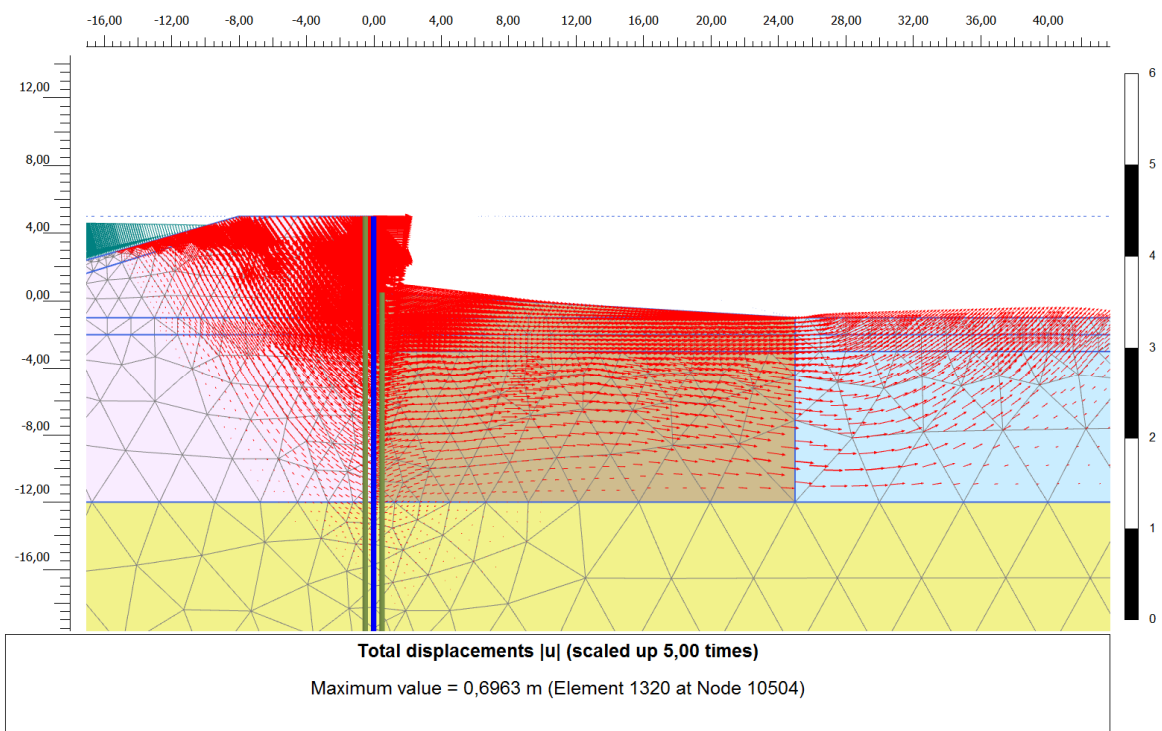
Nu de grote verschillen in UGT en BGT zijn herleid, kan worden gekeken naar het bezwijkmechanisme. Het bezwijkmechanisme wat resulteert in een grote verhouding tussen UGT en BGT kan dan worden vergeleken met een bezwijkmechanisme waarbij dit niet optreedt. De

<sup>5</sup> Zonder materiaalfactor van 1,15

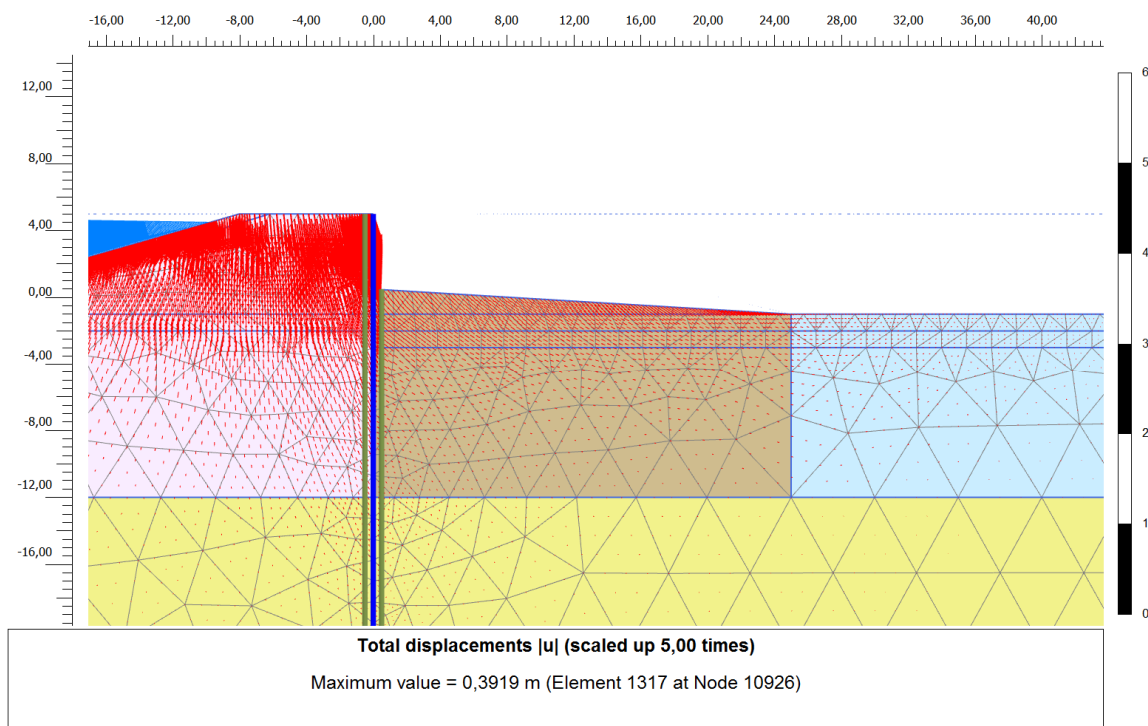
vectorplot van de absolute vervorming bij de phi-c reductie tot 1,35 is weergegeven in



Figuur 40. De vectorplot van de absolute vervorming in de BGT [Phase 8 Tabel 8] pad is weergegeven in Figuur 41.



Figuur 40: Totale vervormingen na de phi-c reductie voor de UGT-situatie



Figuur 41: Totale vervormingen na activeren hoogwater voor de BGT-situatie

Uit de figuren lijkt het alsof het grote momentenverschil zal optreden indien de vervormingen doorslaan richting het lichtere achterland. In de BGT-situatie blijft het gehele vervormingsbeeld in de zwaardere grondlagen "onder de kering". In dit geval is het resulterende moment relatief klein. In de UGT gaat het achterland ook meewerken. In dit geval wordt het resulterende moment een stuk groter.

## D6. Conclusie

Op basis van de in deze paragraaf gepresenteerde analyses kunnen de volgende conclusies worden getrokken inzake de verhouding UGT en BGT:

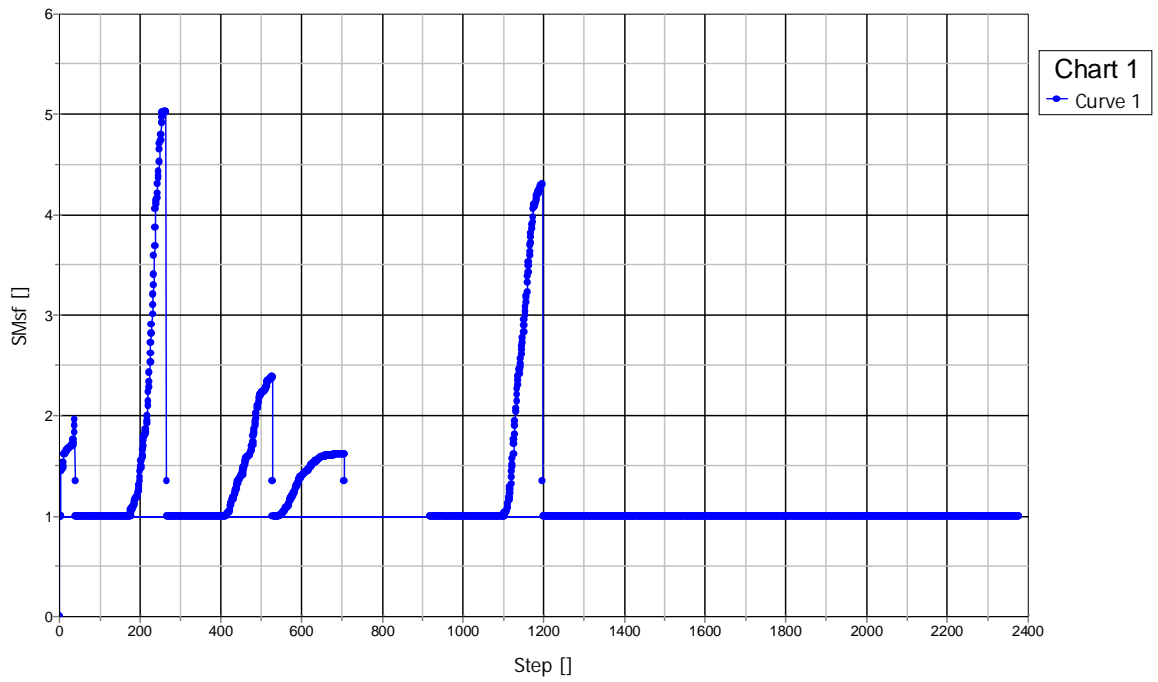
De grote verhouding in UGT en BGT-momenten in de diepwand worden veroorzaakt door een omslag van een actief/passief bezwijkmechanisme naar een Uplift mechanisme. In de BGT wordt hoofdzakelijk een actief-passief mechanisme gevonden. In de UGT zal vanwege de phi-c reductie dit omslaan naar een Uplift bezwijkvlak.

Door middel van een "eenvoudig-naar-complex"-aankpak is geconstateerd dat de zwaardere volumieke gewichten onder de dijk en de lichtere naast de dijk bijdragen aan het omslaan van een actief/passief bezwijkmechanisme naar een uplift-mechanisme en waardoor deze grote verschillen in momenten gerealiseerd konden worden.

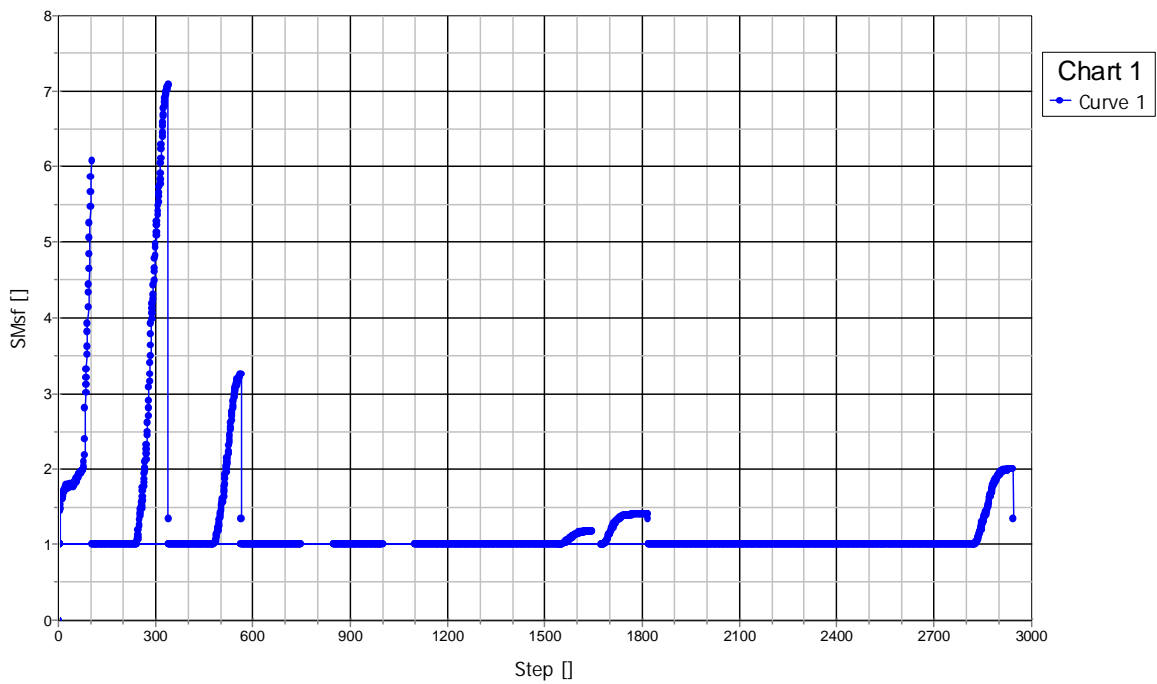
Het lijkt daarmee eveneens plausibel dat de vorm van het restprofiel op dezelfde wijze bijdraagt (zie Bijlage E). Ondanks dat dit met de relatief eenvoudige sommen nog niet aangetoond kon worden

(maar met complexere wel) is een restprofiel met talud ook een bijdrage aan de aandrijvende kant van een lange glijcirkel, net zoals de zwaardere volumieke gewichten onder de dijk dat zijn.

De mogelijke technisch onderbouwde hypothese achter bovenstaande constatering is de volgende: In de BGT heeft het achterland voldoende weerstand om de aandrijvende krachten door het talud van het restprofiel en de hogere volumieke gewichten op te nemen. Daarmee is dit niet het maatgevende mechanisme in de berekening en ontstaat een actieve/passieve wig. Vanwege de  $\phi$ - $c$  reductie zal de wand echter zijn stabiliteit verder uit het achterland moeten gaan halen bij elke verdere reductie van  $\phi$  en  $c$ . Hierdoor slaat het bezwijkmechanisme om van een klassiek actief-passief vlak naar een opdrijfmechanisme en nemen bijgevolg de momenten fors toe.

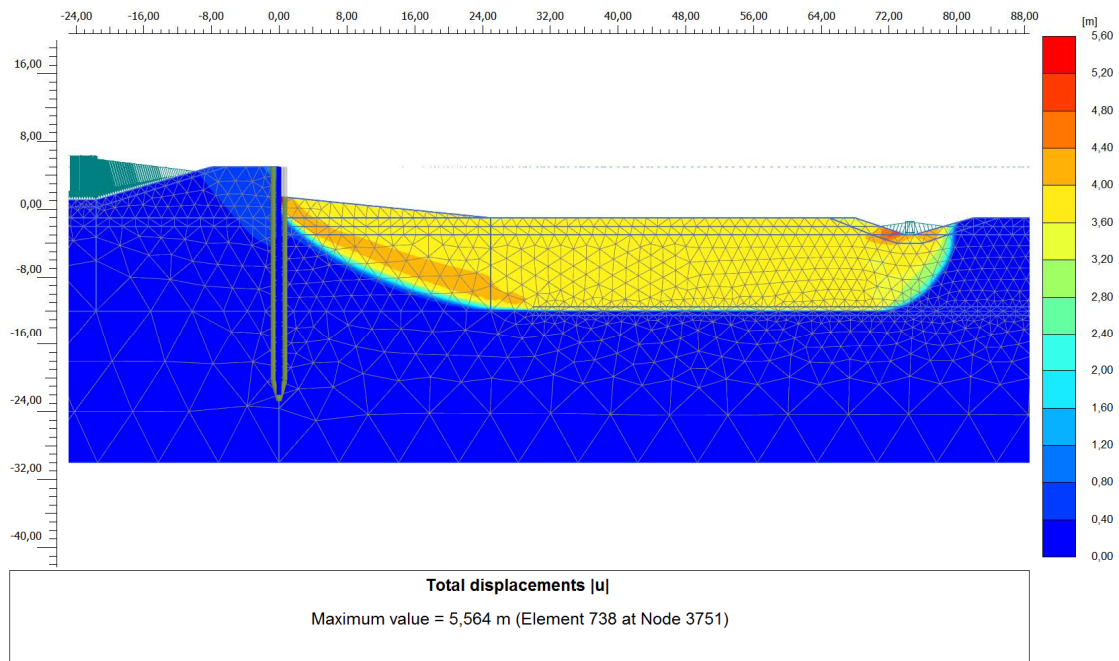


Figuur 42: Steps tegen Msf horizontaal restprofiel

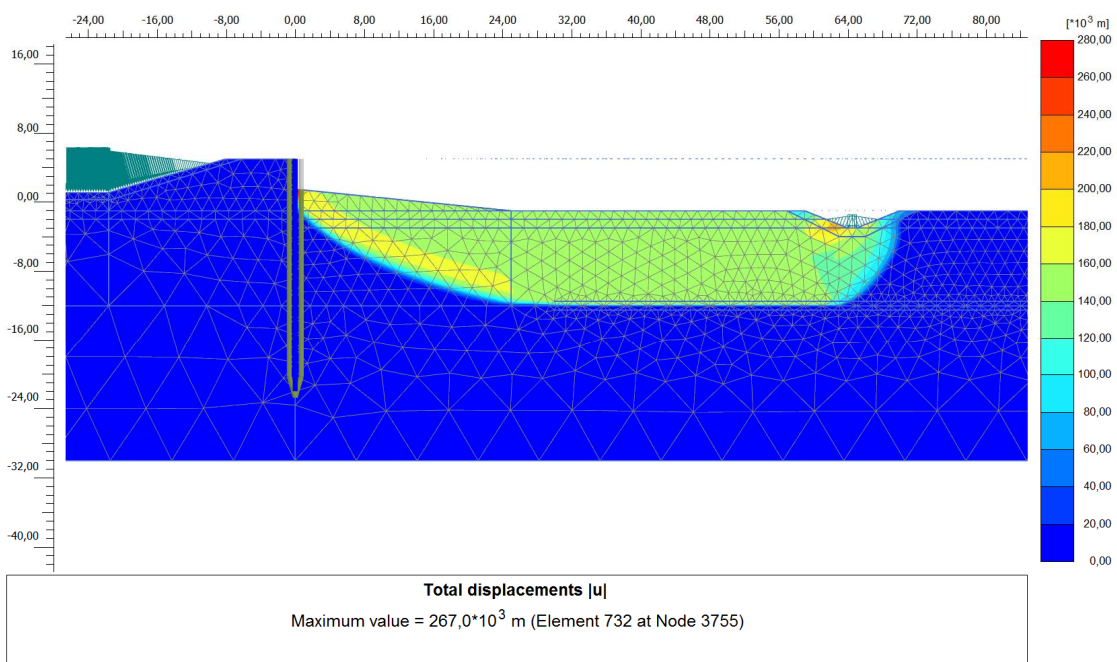


Figuur 43: Steps tegen Msf talud restprofiel





Figuur 44: Glijvlak met een parallelsloot op 70 meter



Figuur 45: Glijvlak met een parallelsloot op 60 meter

## E. Analyse restprofiel

### E1. Inleiding

Uit voorgaande bijlagen (C en D) is naar voren gekomen dat de modellering van een bezweken binnentalud, het restprofiel, een grote invloed kan hebben op het maatgevende glijvlak en daarmee op de snedekrachten in een constructie. In deze bijlage worden verschillende modelleringen van het restprofiel geanalyseerd om de invloed op het krachtenverloop in een stabiliteitsscherm te kwantificeren.

In het navolgende wordt een modellering van het restprofiel volgens de ontwerprichtlijn vergeleken met een zo realistisch mogelijke modellering van het restprofiel. Deze aanpak is ook volgens de richtlijn toegestaan zoals volgt uit onderstaande passage uit (Larsen, Lubking, & Bredeveld, 2013).

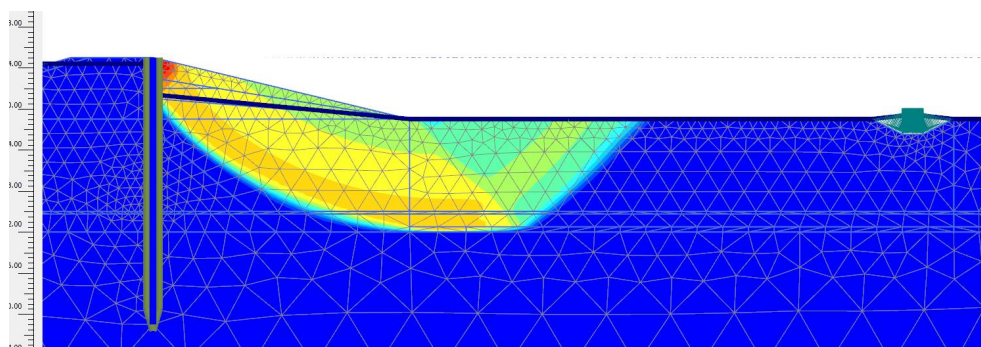
Het aantal in [HSK 2012] onderzochte gevallen is nog te beperkt om op dit moment met voldoende zekerheid een **generieke conclusie voor alle dijken** te kunnen trekken. Om wel tot een generieke conclusie te kunnen komen wordt aanbevolen om in de komende projecten waar stabiliteitsschermen worden ontworpen voor enkele gevallen te verifiëren of de bovengenoemde aanname van  $2/3 H$  veilig is. Hiervoor kan eenvoudigweg de aanpak zoals beschreven in het bij deze ontwerprichtlijn behorende achtergrondenrapport worden gevolgd.

### E2. Vergelijking modellering restprofiel volgens de ontwerprichtlijn met modellering met toepassing van reststerkte

Modellering restprofiel volgens de richtlijn

Wanneer het binnentalud gedurende de  $\phi$ -c reductie bezwijkt bij een stabiliteitsfactor kleiner dan de vereiste stabiliteitsfactor voor het bepalen van de snedekrachten en de geotechnische stabiliteit heeft dit als gevolg dat er geen snedekrachten kunnen worden afgelezen bij  $\Sigma Ms_{f_{geotechnisch}} = 1,17$ .

Het binnentalud moet dan gemodelleerd worden als een afgeschoven talud, op dit afgeschoven talud moet het stabiliteitsscherm gedimensioneerd worden.



Figuur 46: Faalmechanisme bij  $\Sigma Ms_f \approx 1,07$

Wanneer een restprofiel wordt toegepast zoals beschreven is in hoofdstuk 2.2.2 (d.i. een pragmatische aanpak waarbij het binnentalud met  $2/3H$  verlaagd wordt, waarbij  $H$  de verticale



afstand van de binnenkruin tot het binnendijkse maaiveld is), wordt bij toepassen van MHW als kortdurende belasting een BGT-moment gevonden van 375 kNm/m.

Inclusief partiële factoren op de grondparameters en MHW als een langdurige belasting wordt de ontwerpwaarde van het moment 2885 kNm/m (UGT-situatie). Deze waarde is, geheel conform de richtlijn, berekend met de vigerende partiële factoren op de grondparameters, alleen met uitzondering van de verkeersbelasting en een extra belastingfactor van 1,15 op het met PLAXIS berekende moment. Inclusief deze belastingfactor die numerieke onzekerheden in de PLAXIS procedure afdekt en een opschaling is van de betrouwbaarheidsindex van  $\beta = 4,78$  naar  $\beta = 4,92$  wordt een ontwerpmoment van circa 3300 kNm/m gevonden. Het verschil tussen het buigende moment in de BGT en de UGT is in dit geval dus een factor 9 à 10.

### Zo realistisch mogelijke modellering

Om een zo realistisch mogelijke modellering van het restprofiel uit te voeren, waarbij tevens kan worden gezien hoeveel het binnentalud daalt en waar de afgeschoven massa terecht komt is een berekening uitgevoerd met:

- Reststerkte van de afgeschoven grond. Volgens (GeoDelft, 2002) is een reststerkte van 50% op de sterkteparameters voor Nederlandse gronden een goede voldoende conservatieve schatting, dit geldt voor  $c$  en  $\tan(\varphi)$ . Voor ontwerpberekeningen wordt echter een modelfactor van 0,8 aangehouden, welke de onzekerheid van een roterende glijcirkel in rekening brengt. Hiermee wordt een reststerkte van  $0,8 \cdot 50\% = 40\%$  gevonden. Voor het bepalen van de locatie van de afgeschoven grond wordt een waarde van 50% aangehouden, dit wordt als voldoende conservatief gezien.
- 'Updated mesh' en 'updated water pressures' (UM+). Dit houdt in dat bij een verplaatsing in PLAXIS de massa ook daadwerkelijk in het passieve gedeelte terecht komt en hierbij dus op den duur werkt als een tegenwerkende belasting van het glijvlak. Voor een bezwaken binnentalud is dit van groot belang omdat juist het maatgevende glijvlak van grote invloed is op het buigende moment in de wand. De afgeschoven massa in het achterland kan het maatgevende glijvlak beïnvloeden.

Omdat met een opdrijfsituatie gerekend wordt, wordt normaliter een grenspotential toegepast wanneer de grondspanning vrijwel gelijk wordt aan de waterdruk op het grensvlak zand-klei. In de ontwerprichtlijn wordt dit gedaan door een potential in het diepe zand toe te passen wat ervoor zorgt dat de effectieve spanning op het grensvlak exact 2 kPa is, waardoor de schuifsterkte minimaal is.

Bij een UM+ berekening komt de afgeschoven massa in het achterland terecht en zal de effectieve spanning op het grensvlak dus groter worden. Om dit te voorkomen wordt op het grensvlak zand-klei een dun laagje gemodelleerd met sterkteparameters  $c = 2$  kPa en  $\phi = 0,01^\circ$ . Dit zorgt ervoor dat de maximaal mobiliseerbare schuifspanning op het grensvlak zand-klei altijd 2 kPa blijft, ook wanneer als gevolg van de afschuiving plaatselijk extra massa in het achterland terecht komt en de effectieve spanning toeneemt. Dit is in werkelijkheid ook het geval bij opdrijfsituaties.

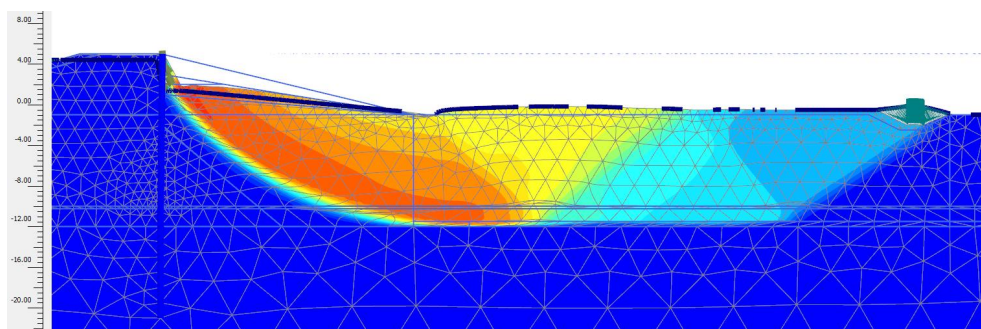
De resultaten van deze eerste berekening zijn:

- Het binnentalud is met iets meer dan  $1/3H$  gezakt;

- De afgeschoven massa is over het gehele achterland omhooggekomen;
- Het maximale buigende moment in de wand bij activeren van MHW is 1241 kNm/m, dit is het moment bepaald in de stap voorgaand aan het toepassen van partiële factoren;
- De maximale grondverplaatsing is 3,4 meter (voornamelijk horizontaal).

Bovenstaande resultaten zijn nog zonder partiële factoren. Om tot het ontwerpmoment in de UGT te komen met deze manier van modelleren moeten nog partiële factoren worden toegepast. Vanwege grote schuifrekenen in combinatie met een UM+ berekening treedt bij dit model net distorsie op en kunnen er met dit model geen verdere rekenstappen gemaakt worden. Onder distorsie wordt in dit verband verstaan dat de mesh na afschuiving zodanig is vervormd, dat deze vanwege de ongunstige lengte-dikte-verhouding, een verdere berekening niet meer mogelijk maakt.

In het volgende deel wordt daarom een vergelijkende berekening opgezet, waarmee wel verder gerekend kan worden.



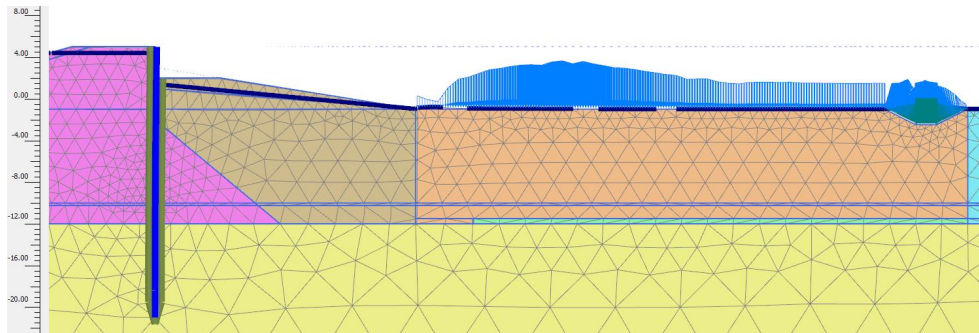
Figuur 47: Totale verplaatsingen met UM+ berekening

### Vergelijkbaar model

In dit vergelijkbare model is een nieuwe goede mesh opgezet, waarbij reststerkte is toegekend aan het afgeschoven gebied (zie Figuur 48). Het talud is handmatig verlaagd tot een talud dat zo goed mogelijk overeenkomt met hetgeen is gevonden in berekening B. In het achterland is een verdeelde belasting aangebracht die de afgeschoven massa modelleert. Deze verdeelde belasting is afgeleid uit de resultaten van voorgaande berekening.

Het maximale moment bij activeren van MHW in dit model is 1171 kNm/m en is dus vergelijkbaar met het gevonden moment in de voorgaande berekening (verschil 5%). Met dit model kan wel verder gerekend worden en kunnen de UGT-momenten bepaald worden. Enige verschil is wel dat de spanningsopbouw verschillend is.

Vanwege het feit dat het model precies evenwicht heeft gevonden met updated mesh en nu dus een stabiliteitsfactor van 1 heeft, moeten vervolgstappen ook met updated mesh berekend worden. Op deze manier wordt er steeds iets meer verplaatsing geïntroduceerd om uiteindelijk weer evenwicht te verkrijgen.



Figuur 48: Vergelijkbaar model met reststerkte in het afgeschoven gebied en een bovenbelasting in het achterland die als tegenwerkend moment op het maatgevende glijvlak werkt. Zakking binnentalud iets meer dan 1/3H.

Het toepassen van partiële factoren is in twee stappen gedaan, omdat twijfel kan ontstaan of het wel noodzakelijk is om partiële factoren toe te passen op de grond die al een reststerkte bezit. Voor de resultaten wordt verwezen naar Tabel 10. Tevens zijn de snedekrachten bepaald voor een reststerkte van 50% en 40%.

#### Samenvatting resultaten

Onderstaande tabel geeft de resultaten weer. De vakken met 'Niet bepaald' leverden geen uitkomst, het model bleek numeriek wiskundig niet stabiel te zijn in deze stappen.

Tabel 10: Samenvatting buigende momenten van verschillende berekeningen

	Modellering restprofiel (Momenten in de wand in kNm/m)			
	Richtlijn (zakking 2/3H)	Reststerkte 50% (UM+)	Ijk reststerkte 50% (UM+)	Ijk reststerkte 40% (UM+)
Toepassen MHW	758	1241	1171	1439
Partiële factoren enkel op <i>niet</i> afgeschoven grond	1589	Niet bepaald	2002	2628
Partiële factoren op alle grondlagen	2885	Niet bepaald	2808	Niet bepaald

Het maximaal berekende UGT-moment (onderste rij) in de modellering met 50% reststerkte is vrijwel gelijk aan de modellering die in de richtlijn is voorgeschreven.

Opmerkelijk is dat de berekening met 50% reststerkte in tussengelegen fasen steeds een ongunstiger beeld geeft dan de berekening volgens de richtlijn. Het uiteindelijke UGT-moment blijkt echter gelijk te zijn.

Bij een modellering met 40% reststerkte wordt geen oplossing gevonden. Verwacht wordt dat inclusief partiële factoren op reststerkte een groter moment wordt gevonden dan volgens de richtlijn, aangezien het buigende moment in de voorgaande stap al bijna gelijk is aan het UGT-ontwerpmoment bij een modellering volgens de richtlijn. In rekenstappen voorafgaand aan de UGT is het maximaal buigende moment bij een modellering volgens de richtlijn kleiner dan bij een zo realistisch mogelijke modellering.

### E3. Analyse op de resultaten

In (Royal Haskoning, 2012) is tot de conclusie gekomen dat een pragmatische modellering zoals is aanbevolen (met een reductie van het maaiveldniveau met 2/3H en geen afname van de sterkte van de grond) en verder gelijk blijvende condities, een conservatief ontwerp oplevert ten opzichte van een zo realistisch mogelijke modellering. In dit onderzoek is gebleken dat dit niet altijd zo hoeft te zijn, vooral niet wanneer het restprofiel nog eens onderuit gaat.

Mogelijke oorzaken voor deze uitkomst kunnen zijn:

- De modellering van het restprofiel zoals is voorgesteld is geijkt op een verankerd stabiliteitsscherm, terwijl in dit geval het een onverankerd stabiliteitsscherm betreft. Een verankerde wand haalt zijn weerstand voornamelijk uit de inklemming in de zandlaag, het anker en de grondweerstand in het achterland, terwijl een onverankerde wand alleen weerstand haalt uit de inklemming in de zandlaag en de grondweerstand in het achterland. Daarom kan een significante verlaging van de sterkte in het achterland mogelijk een grotere invloed hebben op onverankerde wanden dan op verankerde wanden.
- In (Royal Haskoning, 2012) hebben de basissommen (groene dijk met verankerd stabiliteitsscherm; nog geen afgeschoven binnentalud) een stabiliteitsfactor van 1,6 tot 1,8. In het voorliggende onderzoek wordt op de basissom een stabiliteitsfactor van 1,07 gehaald (dit is tevens representatief voor het gebied Kinderdijk Schoonhovenseveer).
- In (Royal Haskoning, 2012) is de afgeschoven massa, maar ook de sterktereductie in het achterland als gevolg van het bezweken binnentalud verwaarloosd. Dit kan nog een invloed hebben, aangezien het maatgevende faalmechanisme van grote invloed is op de snedekrachten in het stabiliteitsscherm.

#### Stabiliteitsfactor op basissom

Bij de modellen gebruikt in (Royal Haskoning, 2012) werden stabiliteitsfactoren gehaald van 1,6 tot 1,8 bij de basissom, d.w.z. met volledig talud. Bij KIS is de ervaring dat bij de basissom een stabiliteitsfactor van ongeveer 1 gehaald wordt; bij een factor 1,6 tot 1,8 zou bij KIS helemaal geen verbetering nodig zijn ( $1,1 \text{ a } 1,25 * 1,19 = 1,48$ ).

Voor een stabiliteitsfactor op de basissom van 1,07 zijn de resultaten verkregen zoals in onderstaande tabel. De resultaten met reststerkte en een zakking van 1/3H worden vergeleken met de resultaten zonder reststerkte met een zakking van 1/3H.

Tabel 11: Verschil in moment bij modellering talud volgens de richtlijn en modellering talud en achterland met reststerkte

RS = 50 %		ONVERANKERD	VERANKERD		
		M_max [kNm/m]	M_max [kNm/m]	M_max [kNm/m]	Ankerkracht [N]
$\Sigma M_{sf} = 1,07$	Zakking 2/3H	496	218	229	269
	Zakking 1/3H + RS	1031	245	273	295
	Verskil	+ 108 %	+ 12 %	+ 19 %	+ 10 %

Bij zowel verankerde als onverankerde wanden is duidelijk dat de modellering waarbij reststerkte is gebruikt resulteert in een groter moment. Bij de onverankerde wand komt dit sterker tot uiting, er wordt daarom hiermee verder gerekend.

De sterkteparameters in het model zijn nu verhoogd zodat een hogere stabiliteitsfactor ( $\Sigma Msf$ ) op de basissom wordt gehaald. De resultaten mét en zónder een verdeelde belasting in het achterland als gevolg van de afgeschoven massa zijn te zien in onderstaande tabel. Het gevonden UGT-moment is exclusief de factor  $\gamma_M = 1,15$  op het buigende moment die in de ontwerprichtlijn nog extra wordt toegepast.

Tabel 12: Momenten bij verschillende waarden van de stabiliteitsfactor op de basissom

RS = 50 %	Zonder verdeelde belasting		Met verdeelde belasting			
	BGT_richtlijn	UGT_richtlijn	Zakking 2/3H	Zakking 1/3H + RS	Zakking 2/3H_UGT	Zakking 1/3H + RS_UGT
2,30	159	172	185	135	174	237
2,00	167	230	201	160	226	436
1,65	186	208	223	254	505	655
1,45	208	774	254	505	655	994*
1,25	233	1425	297	697	1210	1700*
1,07	375	2885	541	1001*	1850	2650*

\* UM+ berekening, een 'normale' berekening bleek numeriek niet stabiel te zijn

In de kolommen 'BGT\_richtlijn' en 'UGT\_richtlijn' is te zien dat vooral bij lage stabiliteitsfactoren het verschil tussen BGT en UGT zeer groot kan zijn.

In de kolommen 'Zakking 2/3H' en 'Zakking 1/3H + RS' en bij verder gelijk blijvende condities is te zien dat bij hoge stabiliteitsfactoren de modellering 'Zakking 2/3H' conservatief is ten opzichte van de modellering 'Zakking 1/3H + RS' en bij lagere stabiliteitsfactoren niet.

Het is te zien dat bij een stabiliteitsfactor van 1,07 een vergelijkbaar moment wordt gevonden bij de meest realistische berekening (rechter kolom) en de berekening volgens de richtlijn.

In de berekeningen is een reststerkte van 50% gebruikt, waarbij partiële factoren op zowel het afgeschoven als het niet afgeschoven deel zijn toegepast.

Bij hoge stabiliteitsfactoren op de basissom is een modellering met zakking 2/3H vaak conservatief t.o.v. de modellering 'zakking 1/3H + RS'.

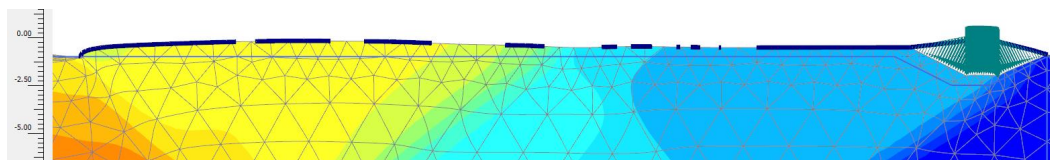
Meenemen van de massa van de afgeschoven grond in het achterland

Bij een (opdrijf) bezwijkmechanisme van het binnentalud komt het achterland omhoog. Deze massa wordt in de modellering volgens de richtlijn niet meegenomen. Dit omdat gesteld wordt dat deze massa geen invloed heeft op de krachtwerving in de wand. Mogelijk heeft dit wel invloed, omdat de afgeschoven massa in het achterland het maatgevende faalmechanisme kan beïnvloeden.

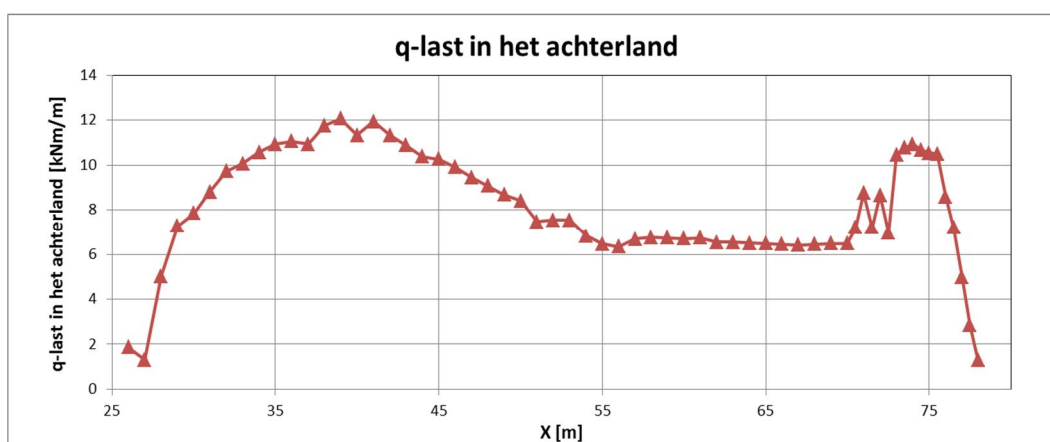
Voor het bepalen van de grootte en plaats van de verdeelde belasting, die de afgeschoven massa modelleert, is een UM+ berekening gemaakt met 50% reststerkte van de representatieve sterkteparameters.



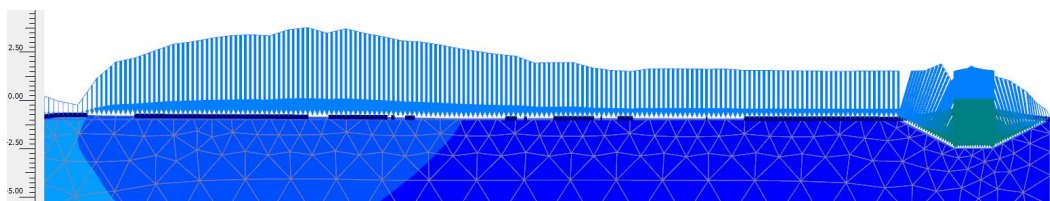
Uit deze berekening is een doorsnede getrokken gelijk aan het initiële maaiveld om de normaalkracht op deze doorsnede en daarmee de grootte van de verdeelde belasting te bepalen (Figuur 49, Figuur 50 en Figuur 51).



Figuur 49: omhooggekomen massa in het achterland (nat volumegewicht vanwege de updated water pressure berekening)



Figuur 50: Modelling verdeelde belasting



Figuur 51: omhooggekomen massa als verdeelde belasting

Uit de analyse is naar voren gekomen dat het wel of niet meenemen van deze afgeschoven massa in het achterland een significante invloed kan hebben op de snedekrachten (Tabel 13 en Tabel 14).

Tabel 13: Ankerkrachten en momenten bij een verankerde wand als functie van wel of geen verdeelde belasting in het achterland

VERANKERD						
ANKERKRACHT	Zakking 1/3H	Zakking 2/3H	Zakking H	Zakking 1/3H + RS_UM	Zakking 2/3H + RS_UM	Zakking H + RS
Zonder:	218	273	302	348	381	420
Met:	217	271	301	279	314	327
Verschil	-0,4 %	-0,6 %	-0,2 %	-19,8 %	-17,5 %	-22,2 %
MOMENT	Zakking 1/3H	Zakking 2/3H	Zakking H	Zakking 1/3H + RS_UM	Zakking 2/3H + RS_UM	Zakking H + RS
Zonder:	165	233	289	362	415	485
	-171	-215	-231	-308	-329	-370
Met:	163	231	287	264	313	338

	-172	-217	-234	-236	-274	-273
Vershil	-1,5 %	-1,2 %	-0,6 %	-27,1 %	-24,6 %	-30,3 %
	+0,8 %	+1,0 %	+1,3 %	-23,5 %	-16,8 %	-26,3 %

Tabel 14: Momenten bij een onverankerde wand als functie van wel of geen verdeelde belasting in het achterland

ONVERANKERD						
MOMENT	Zakking 1/3H	Zakking 2/3H	Zakking H	Zakking 1/3H + RS_UM	Zakking 2/3H + RS_UM	Zakking H + RS
Zonder:	343	504	962	1798	2239	2742
Met:	342	496	940	1031	1320	1602
Vershil	-0,5 %	-1,5 %	-2,4 %	-42,7 %	-41,0 %	-41,6 %

De verdeelde belasting heeft een grote invloed als een groot gedeelte van de schuifsterkte in het achterland gemobiliseerd is. Tevens heeft de massa van de afgeschoven grond meer invloed bij verankerde stabiliteitsschermen dan bij onverankerde stabiliteitsschermen.

#### E4. Conclusie

Het maatgevende glijvlak, wat beïnvloedt wordt door de wijze waarop het restprofiel wordt gemodelleerd, blijkt een significante invloed te hebben op de snedekrachten in een stabiliteitsscherm, dit komt het sterkst tot uiting bij onverankerde wanden waarvoor tot op heden nog geen onderzoek is verricht.

Het meenemen van de afgeschoven massa in het achterland blijkt te resulteren in een aanzienlijk kleiner moment, ook al komt deze massa ver van het stabiliteitsscherm terecht. Dit is in tegenstelling tot het eerder uitgevoerde onderzoek (Royal Haskoning, 2012).

Verder is in dit onderzoek naar voren gekomen dat een modellering waarbij reststerkte wordt toegepast in het afgeschoven gebied en een handmatige verlaging van het binnentalud van 1/3H vaak in grotere momenten resulteert dan een modellering waarbij het binnentalud met 2/3H verlaagd is i.c.m. het gebruik van initiële sterkte, dit is ook in tegenstelling tot hetgeen gevonden in het eerdere onderzoek.

Nader onderzoek kan uitwijzen wat de oorzaak is van de verschillende uitkomsten tussen dit onderzoek en het reeds uitgevoerde onderzoek wat heeft geleid tot de modellering van het restprofiel zoals deze nu in de richtlijn vermeld staat. In ieder geval is duidelijk dat het maatgevende glijvlak een grote invloed heeft op het buigende moment en dat de modellering van het restprofiel weer een grote invloed heeft op het maatgevende glijvlak.

Het aanvullend onderzoek dient volgens ABT dan vooral toegespitst te zijn op onverankerde wanden, aangezien het effect van een modellering van het restprofiel op onverankerde wanden nog niet eerder onderzocht is, terwijl is gebleken dat een verandering in het achterland bij onverankerde wanden een significant groter effect heeft op de snedekrachten.



## F. Details probabilistische berekening

Het PLAXIS model zoals weergegeven in Figuur 16 in hoofdstuk 5 is gebruikt voor de probabilistische berekeningen. In deze bijlage worden details aangaande deze probabilistische analyse gegeven.

### F1. Belasting stappen

De probabilistische berekening wordt uitgevoerd met onderstaande rekenstappen. Dit zijn de rekenstappen conform de ontwerprichtlijn, met uitzondering van de stappen waarin de partiële factoren worden toegepast.

Tabel 15: berekeningsstappen in de probabilistische analyse

Fase	Beschrijving	Type
U1a	Initiële fase: Opbouw oorspronkelijke grondlichaam zonder eigen gewicht, met een horizontale freatische lijn gelijk aan het polderpeil (PL0).	Gedraineerd
U1b	Aanbrengen eigen gewicht van het dijklichaam.	Gedraineerd
U1c	Aanbrengen freatische lijn onder normale omstandigheden (PL1), inclusief eventuele opbolling, in alle grondlagen.	Gedraineerd
U2a	Aanbrengen potentiaal onder normale omstandigheden (PL3) in de watervoerende laag en de indringingslaag. Waterspanningen boven de indringingslaag interpoleren tussen PL1 en PL3.	Gedraineerd
U2b	Activeren constructieve elementen en deactiveren van grond aan de passieve zijde.	Gedraineerd
U2c	Aanbrengen buitenwaterstand bij MHW (PL2) en potentieel onder extreme omstandigheden (PL4) in de watervoerende laag. Waterspanningen tussen watervoerende laag en indringingslaag interpoleren tussen PL3 en PL4. Waterspanningen boven de indringingslaag interpoleren tussen PL2 en PL3.	Gedraineerd
U2d	Aanbrengen verkeersbelasting.	Ongedraineerd

### F2. Proevenverzameling en parameter bepaling

De sterkteparameters van grond worden in de ontwerprichtlijn bepaald door middel van celproeven. Dit zal ook gedaan worden voor de probabilistische analyse. De karakteristieke en gemiddelde sterkteparameters voor een grondlaag worden bepaald op basis van een spanningsgebied in de grond.

De proevenverzameling is afkomstig uit de Alblasser- en Krimpenerwaard en bevat voor elke grondsoort minimaal 19 en maximaal 60 proefresultaten. De proevenverzameling is gebaseerd op celproeven. Van deze celproeven is voor verschillende spanningsniveaus een gemiddelde en een karakteristieke schuifsterkte gegeven. Een voorbeeld van de verstrekte data en de verwerking is te vinden in Tabel 16, met bijbehorende Figuur 52.

Het betreft een regionale proevenverzameling, omdat de grondmonsters uit de gehele Alblasser- en Krimpenerwaard stammen. Dit betekent dat er automatisch "goede" en "slechte" proefresultaten in de verzameling zitten. Bij het bepalen van de karakteristieke ondergrens van het gemiddelde is hier rekening mee gehouden, doordat is uitgegaan van:

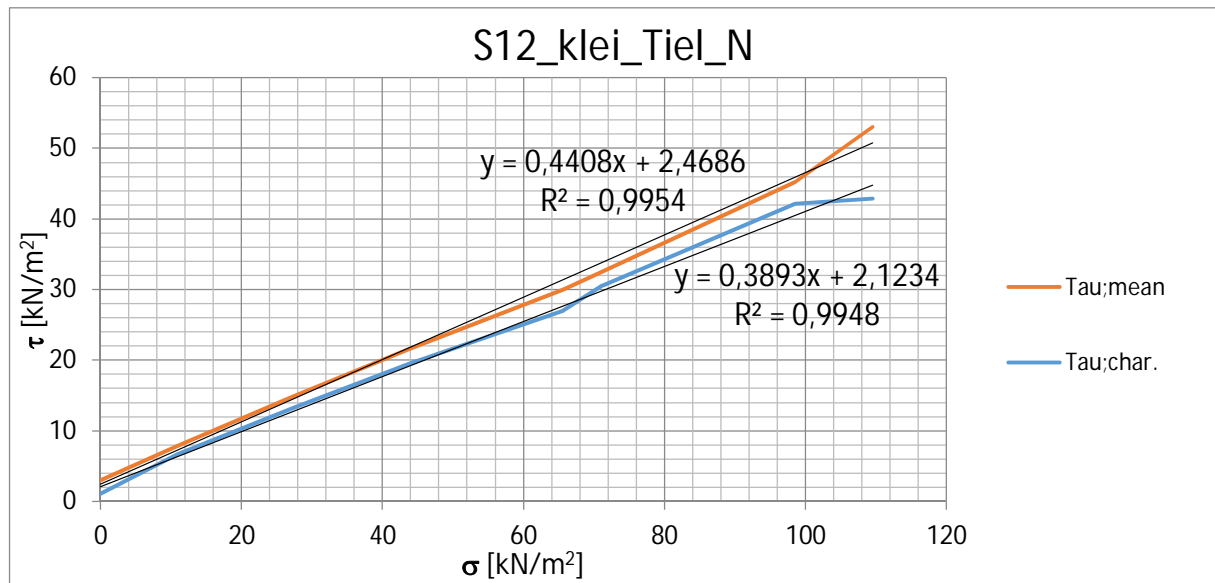
$$c_{kar:reg} = \bar{c} - 1,645 \cdot \sigma_c \sqrt{\frac{1}{n} + \Pi^2}$$

Waarbij  $n$  het aantal proeven is en  $\Pi = 0,7$ .

Omdat de inhomogeniteit van de grondlaag door het nemen van grondmonsters in het gehele gebied reeds in de proevenverzameling verwerkt is, hoeft niet aanvullend gecorrigeerd te worden voor heterogeniteit van een grondlaag in de probabilistische berekening.

Tabel 16: Tabel van sigma-tau data van Tielklei naast de dijk (20 celproeven)

Meetpunt	$\sigma$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{rep}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{gem}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
1	0	1,09	2,96
2	10,95	6,73	7,84
3	27,38	13,27	14,84
4	43,81	19,52	21,58
5	65,71	27,03	29,99
6	71,19	30,57	32,58
7	98,57	42,17	45,23
8	109,52	42,89	53



Figuur 52: Grafiek van sigma-tau data uit Tabel 16

Op basis van een eerste inschatting worden de minimale en maximale verticale effectieve spanningen in een laag bepaald onder normale omstandigheden (U2a, omdat de grondmonsters zeer waarschijnlijk ook onder normale omstandigheden zijn genomen). Om de grondeigenschappen realistisch te modelleren worden de sterkteparameters bepaald over het interval van de sigma-tau curve dat het spanningsinterval van een desbetreffende laag omsluit.

De koppeling tussen de sigma-tau curves en de gegeven  $c$  en  $\phi$ 's in de richtlijn wordt om de volgende twee redenen losgelaten:

- Er wordt slechts onderscheid gemaakt in 2 spanningstrajecten, namelijk onder respectievelijk boven de knikspanning, terwijl het betrouwbaarder is zo dicht mogelijk bij de bekende data in een bepaald spanningstraject te blijven (zoals in Figuur 52 en Figuur 53 is aangetoond);
- Om de eindresultaten van het onderzoek breder bruikbaar te maken, is het goed om niet vast te houden aan de voorgeschreven waarden van de sterkteparameters in de richtlijn.

Voorbeeld parameterbepaling:

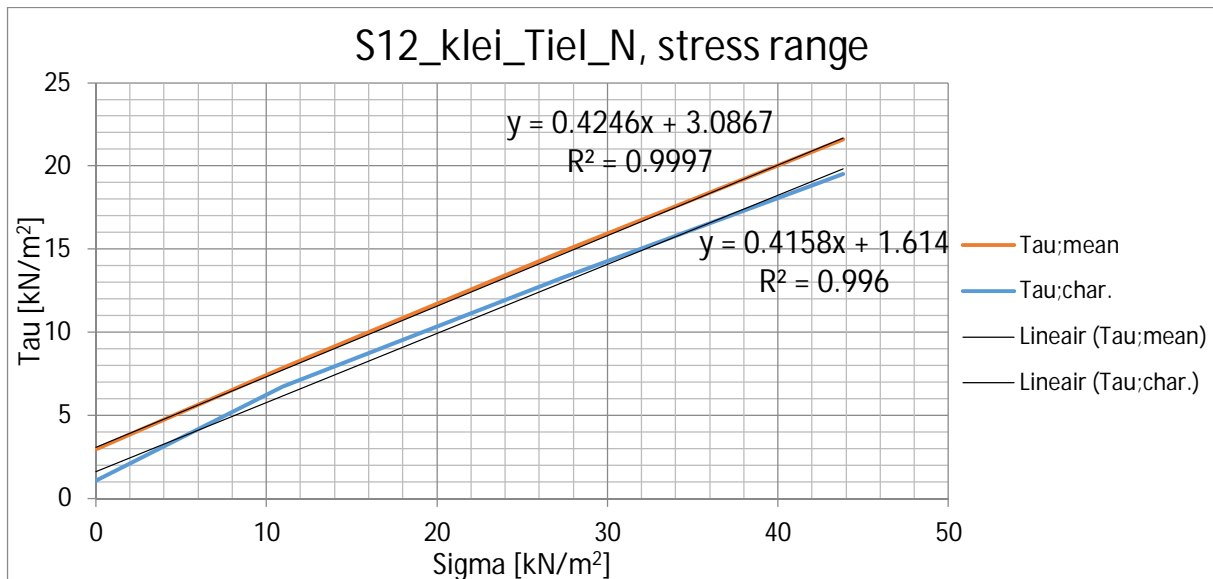
In het geval van Tielklei naast de dijk is in PLAXIS een spanningsinterval gevonden van:

$$\sigma'_{yy;Tiel} = [0; 27,6] \text{ kN/m}^2$$

De sterkteparameters worden nu bepaald over de meetpunten 1 tot en met 4 (Tabel 16), welke een spanningsinterval hebben van:

$$\sigma'_{yy;Tiel;proeven} = [0; 43,81] \text{ kN/m}^2$$

Het gemiddelde en de standaarddeviatie van c en  $\tan(\varphi)$  worden in Figuur 53 bepaald uit dit spanningsgebied, wat zorgt voor een hoge waarde voor de determinatie coëfficiënt ( $R^2$ ), zoals in de grafiek ook te zien is.



Figuur 53: Grafiek van sigma-tau data voor een bepaald stress interval

In dit geval worden de gemiddelden en standaarddeviaties van c en  $\tan(\varphi)$  gevonden als:

$$\bar{c} = 3,0867 \text{ kPa}, \sigma_c = \frac{c_{kar} - \bar{c}}{1,645} = \frac{1,614 - 3,0867}{1,645} = 0,895 \text{ kPa}, V_c = 0,29$$

$$\overline{\tan(\varphi)} = 0,4246, \sigma_{\tan(\varphi)} = \frac{\tan(\varphi)_{kar} - \overline{\tan(\varphi)}}{1,645} = \frac{0,4185 - 0,4246}{1,645} = 0,005, V_{\tan(\varphi)} = 0,013$$

De variatie wordt toegepast op  $\tan(\varphi)$ , vanwege het feit dat de totale variatie op de schuifsterkte zit en dus volgens Mohr-Coulomb op  $c$  en  $\tan(\varphi)$ .

### F3. Correlaties

Voor de probabilistische analyse worden de volgende correlaties tussen grondparameters gebruikt:

$$R_U = \begin{bmatrix} \blacksquare & c & \varphi & E & \gamma & \nu \\ c & x & 0 & 0,5 & 0 & 0,5 \\ \varphi & 0 & x & 0,25 & 0,5 & -0,5 \\ E & 0,5 & 0,25 & x & + & -0,25 \\ \gamma & 0 & 0,5 & + & x & - \\ \nu & 0,5 & -0,5 & -0,25 & - & x \end{bmatrix}$$

Een + betekent een positieve nog te kwantificeren correlatie en een – betekent een negatieve nog te kwantificeren correlatie.

Tussen  $c$  en  $\varphi$  wordt in de literatuur een negatieve correlatie gevonden van circa -0,5, dit is een correlatie die geldt bij interpretatie van cel- of triaxiaalproeven. Als de bezwijkomhullende langs de cirkels wordt getekend, neemt de  $c$  af als  $\varphi$  toeneemt bij het verkrijgen van een best fit (en andersom). In dat geval geldt de correlatie. Op het moment dat er een stochast van wordt gemaakt, gebaseerd op meerdere monsters komt deze correlatie te vervallen. Wanneer er wordt gekeken naar laaggemiddelden, is deze correlatie in het algemeen ook minder zichtbaar.

Er wordt tevens vermeld in de literatuur dat het niet meenemen van deze correlatie een ietwat conservatieve uitkomst geeft. Vanwege deze twee redenen wordt de correlatie tussen  $c$  en  $\varphi$  *niet* meegenomen in de probabilistische analyse en is deze op 0 gezet.

### F4. Modelling diepwand

De diepwand wordt gemodelleerd als een lineair elastische wand (met een plate element met bearing capacity in PLAXIS) met een *ongescheurde* stijfheid van  $E = 20.000$  MPa.

Hiermee wordt het werkelijke gedrag van beton niet goed gemodelleerd, omdat beton scheurt bij toenemend moment, waardoor de E-modulus afneemt. De redenen om het wel zo te modelleren zijn:

- Door een afnemende stijfheid worden momenten kleiner, zodat het rekenen met een hoge ongescheurde stijfheid veilig is (Janssen, 2016). Gebleken is dat het moment kleiner wordt bij een lagere stijfheid en dat een optimalisatie van de eigenschappen van de diepwand dus kan zorgen voor een lager buigend moment.
- De berekeningen zijn complex en om de numerieke stabiliteit te garanderen tijdens de automatische runs (i.v.m. mogelijke apexpunten, etc.) wordt het model zo eenvoudig mogelijk opzet.
- De snedekrachten bepalen de hoeveelheid wapening en daarmee het verloop van het M-N-kappa-diagram. Omdat uit een probabilistische analyse een grote range aan momenten komt, is op voorhand niet te bepalen welk M-N-kappa-diagram gebruikt zou moeten worden. Dan zou iedere berekening tweemaal gedraaid moeten worden om op basis van de momenten uit de eerste run het juiste diagram (en daarmee stijfheid van de wand) te

bepalen. Gezien de grote hoeveelheid berekeningen die reeds nodig zijn, wordt dit niet gedaan.

De sterkte van de diepwand wordt vooralsnog deterministisch aangenomen. Dit is iets te gunstig, omdat daarmee de oppervlakte links van de rekenwaarde onder de stochast van de sterkte verwaarloosd wordt bij het bepalen van de totale faalkans. Dit resulteert in een grotere faalkans dan gewenst.

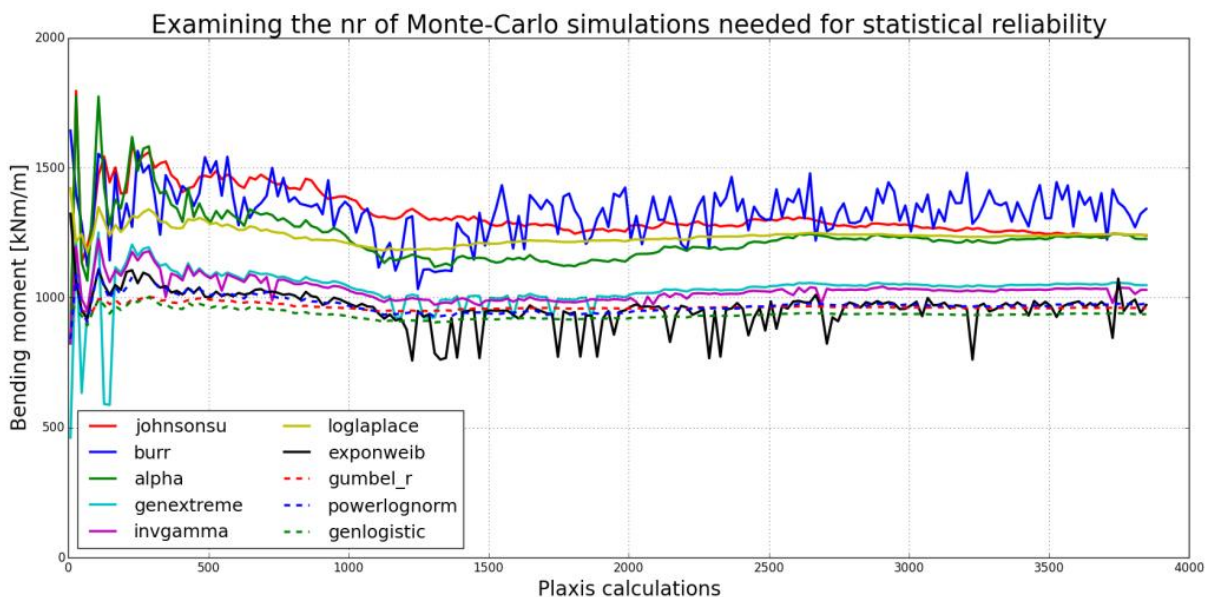
### F5. Convergentie analyse

Aangezien er behorende bij de vereiste faalkans in combinatie met een Monte Carlo simulatie niet voldoende berekeningen zijn uitgevoerd is een convergentie analyse uitgevoerd. Deze convergentie analyse is opgezet door bij een toenemend aantal berekeningen steeds het moment bij de vereiste faalkans te bepalen. In het begin zal een berekeningsresultaat nog relatief veel invloed hebben op het ontwerpmoment bepaald bij de vereiste faalkans, maar bij een toenemend aantal berekeningen zal het ontwerpmoment constant blijven. In Figuur 54 is te zien dat het ontwerpmoment volgens de 10 analytische verdelingen die het beste aansluiten bij de verdeling van buigende momenten min of meer constant blijft vanaf 2000 à 3000 berekeningen.

Het ontwerpmoment uit het histogram in hoofdstuk 5.2 wordt bepaald bij de vereiste faalkans en het interval:

$$P_{f;a} = -\Phi^{-1}(\beta_\alpha) = -\Phi^{-1}(3,936) = 4,14 \cdot 10^{-5} \text{ per jaar}$$

$$\text{Interval}_{M_d} = (1 - P_{f;a}) \cdot 100 \% = (1 - 4,14 \cdot 10^{-5}) \cdot 100 \% = \mathbf{99,99586 \%}$$



Figuur 54: Convergentie analyse met de 10 verdelingen die het dichtst bij het werkelijke histogram zitten (Janssen, 2016)

## G. Verwijzingen

- Andringa, R. (1989). *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken: Deel 2: Benedenrivierengebied*. Rijkswaterstaat. DWW.
- Brinkgreve, R., Kumarswamy, S., & Swolfs, W. (2016). *Plaxis Reference manual*. PLAXIS bv.
- Calle, E., Teunissen, J., Bakker, H., Schelfhout, H., & van der Meer, M. (2003). *Stabiliteits- en sterktecriteria bij lange damwanden in dijken*. GeoDelft, RWS-DWW, Provincie Zuid-Holland, Fugro.
- GeoDelft. (2002). *Beoordeling binnenwaartse stabiliteit op basis van zoneringsmethode*.
- Havinga, H., & Larsen, H. (2013). *Ontwerp zelfstandig waterkerende constructies (type I) dijkversterking KIS*. Deltares, Delft.
- Hoffmans, G. (2007). *Addendum bij het technisch rapport waterkerende grondconstructies*. Rijkswaterstaat. DWW.
- Janssen, J. (2016). *Research on the safety level of a diaphragm wall in river dikes, using a Monte Carlo analysis*. Delft. Opgehaald van <http://repository.tudelft.nl/view/ir/uuid:3483b16d-4c7d-444e-abc4-7da2dabb84e1/>
- Larsen, H., Lubking, P., & Bredeveld, J. (2013). *Ontwerp stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen (groene versie)*. Deltares, Delft.
- Ministerie van Verkeer en Waterstaat. (2007). *Leidraad Rivieren*. Expertise Netwerk Waterkeren.
- PLAXIS. (2011, Juli 21). *Iterative settings: desired minimum and maximum*. Opgehaald van Plaxis: <http://kb.plaxis.nl/tips-and-tricks/iterative-settings-desired-minimum-and-maximum>
- Royal Haskoning. (2012). *Onderzoek in het kader van ontwerprichtlijn stabiliteitsschermen WSRL*. Royal Haskoning.
- RWS. (2015). *Handreiking ontwerpen met overstromingskansen*.
- Teunissen, J. (2009). *SBW Analyse macrostabiliteit van dijken met Eindige Elementen Modellen Achtergronden bij Activiteit EEM 04. a: Opstellen stappenplan*. Deltares.
- Tschuchnigg, F., Schweiger, H., Sloan, S., Lyamin, A., & Raissakis, I. (2015). Comparison of finite-element limit analysis and strength reduction techniques. *Géotechnique*(65(4)), 249-257. Opgehaald van [https://www.researchgate.net/profile/Scott\\_Sloan/publication/274720930\\_Comparison\\_of\\_finite-element\\_limit\\_analysis\\_and\\_strength\\_reduction\\_techniques/links/552869980cf2779ab78e0a08.pdf](https://www.researchgate.net/profile/Scott_Sloan/publication/274720930_Comparison_of_finite-element_limit_analysis_and_strength_reduction_techniques/links/552869980cf2779ab78e0a08.pdf)