


# Verbetering berekeningswijze restprofiel

POV

MACRO  
STABILITEIT



Datum: 06-10-2017

Opgesteld: ir. J.L. Bijnage & ir. T. Lankreijer  
Gecontroleerd: ir. V. Veenbergen

Concept: Versie: 1

## Inhoudsopgave

<b>Inhoudsopgave</b> .....	<b>1</b>
<b>Samenvatting 3</b>	
<b>1 Inleiding</b> .....	<b>4</b>
<b>2 Modellerings restprofiel</b> .....	<b>5</b>
2.1 Huidige aanpak.....	5
2.2 Kanttekeningen bij de huidige aanpak .....	6
2.2.1 Algemene kanttekeningen .....	6
2.2.2 Projectspecifieke kanttekeningen voor KIS.....	6
<b>3 Verbeterde modellering geometrie restprofiel</b> .....	<b>8</b>
3.1 Vorm van het restprofiel.....	8
3.1.1 Helling van het restprofiel.....	8
3.1.2 Hoogte van het restprofiel .....	9
3.2 Belasting op het achterland en gebied met reststerkte .....	10
3.2.1 Inleiding.....	10
3.2.2 Updated Mesh analyses.....	10
3.2.3 Bepaling belasting op het achterland .....	11
3.2.4 Bepaling gebied met reststerkte .....	12
3.3 Betrouwbaarheidsniveau.....	14
<b>4 Verbeterde modellering grondsterkte</b> .....	<b>15</b>
4.1 Inleiding .....	15
4.2 Grondgedrag .....	15
4.2.1 Sterkteterugval van grond bij grote rekken, theorie .....	15
4.2.2 Sterkteterugval van grond bij grote rekken, proefresultaten .....	18
4.2.3 Shansep model .....	19
4.3 Strategie voor het bepalen van de reststerkte in EEM analyses.....	19
4.3.1 Inleiding.....	19
4.3.2 Strategie bepalen reststerkte middels gehele spannings-rek curve.....	19
4.4 CSSM reststerkte versus verkneede sterkte .....	22
<b>5 Uitwerking aanpak met voorbeeldberekeningen</b> .....	<b>25</b>
5.1 Inleiding .....	25
5.2 Geometrie van de basisberekening.....	25
5.3 Berekening van de basisgeometrie met de huidige richtlijn.....	25

5.4	Berekening van de basisgeometrie volgens de aangepaste richtlijn.....	27
5.4.1	Meenemen van de massa van de afgeschoven grond in het achterland.....	27
5.5	Invloed van de meshfijnheid op de berekeningsresultaten.....	29
5.6	Invloed van de hoogte van de reststerkte op de berekeningsresultaten.....	29
5.7	Invloed van de veiligheidsfactor van de dijk op de berekeningsresultaten.....	30
5.8	Conclusies berekeningen .....	31
<b>6</b>	<b>Conclusies en aanbevelingen.....</b>	<b>32</b>
6.1	Inleiding .....	32
6.2	Standaard ontwerpmethode.....	32
6.3	Verbeterde modellering grondsterkte.....	33
6.4	Doorkijk naar andere projecten en bezwijkmechanismen .....	34
<b>7</b>	<b>Literatuurverwijzingen.....</b>	<b>35</b>
<b>A.</b>	<b>Berekende buigende momenten bij verschillende meshfijnheden .....</b>	<b>37</b>
<b>B.</b>	<b>Berekende buigende momenten bij verschillende reststerkte .....</b>	<b>38</b>
<b>C.</b>	<b>Berekende buigende momenten bij verschillende grondsterktes.....</b>	<b>39</b>
<b>D.</b>	<b>Samenvatting resultaten laboratoriumproeven .....</b>	<b>40</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.

Door POV-M is aan ABT opgedragen om een onderzoek uit te voeren naar de oorzaken voor de onverwacht grote berekende momenten in onverankerde stabiliteitsschermen. De resultaten van dat onderzoek zijn gepresenteerd in [1]. Eén van de conclusies uit dat onderzoek luidt dat het maatgevende glijvlak van grote invloed is op de berekende snedekrachten in de wand, en dat de modellering van het restprofiel een grote invloed heeft op het maatgevende glijvlak. Dit rapport toont aan dat de huidige aanpak van het modelleren onveilig kan zijn en beschrijft een aangepaste methode om de modellering van het restprofiel realistischer vorm te geven.

## 1 Inleiding

Door POV-M is aan ABT opgedragen om een onderzoek uit te voeren naar de oorzaken voor de onverwacht grote berekende momenten in onverankerde stabiliteitsschermen. De resultaten van dat onderzoek zijn gepresenteerd in [1]. Eén van de conclusies uit dat onderzoek is dat het maatgevende glijvlak van grote invloed is op de berekende snedekrachten in de wand, en dat de modellering van het restprofiel een grote invloed heeft op het maatgevende glijvlak. Dit rapport beschrijft een aangepaste methode om de modellering van het restprofiel realistischer vorm te geven voor toepassingen binnen het ontwerp van “blauwe dijken” (dijken met een zelfstandig kerende schermconstructie).

Hierbij wordt opgemerkt dat de gepresenteerde rekenmethode vooral is bepaald voor zogenaamde “lange opdrijf” glijvlakken (Uplift), zoals deze bij bijvoorbeeld het dijkversterkingstraject Kinderdijk - Schoonhovenseveer (KIS) optreden. Hierbij is tevens sprake van een tussenzandlaag en in de meeste gevallen een binnenberm. Uiteraard zal dit niet overal zo zijn. De methode is echter dusdanig algemeen, en flexibel, van opzet dat hij naar verwachting ook voor andere situaties, zoals cirkelvormige glijvlakken, toepasbaar is.

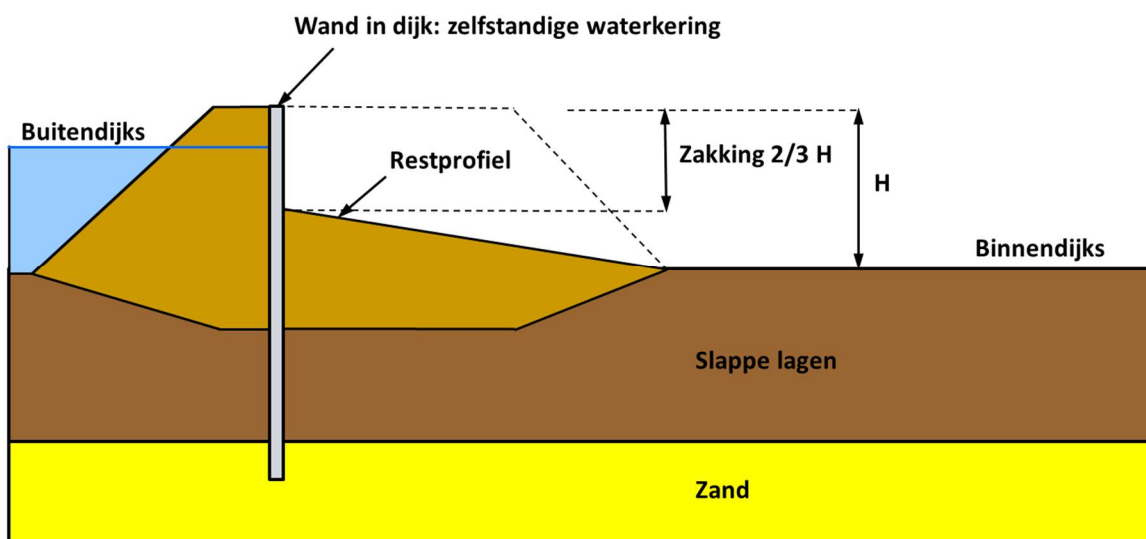
## 2 Modelling restprofiel

### 2.1 Huidige aanpak

De ontwerprichtlijn [14] schrijft voor dat, wanneer het binnentalud bezwijkt, nog voordat het vereiste veiligheidsniveau van de dijk als geheel is behaald, er moet worden gerekend met een afgeschoven binnentalud. Met dit afgeschoven binnentalud worden bij de vereiste veiligheidsniveaus de snedekrachten bepaald. De modellering van dit afgeschoven binnentalud wordt het 'restprofiel' genoemd.

Bij de huidige modellering van het restprofiel conform [2], wordt het binnentalud met  $2/3H$  verlaagd. Hierin is 'H' de oorspronkelijke hoogte van de dijk ten opzichte van het vlakke achterland, zie Figuur 1. Dit wordt gezien als een conservatieve modellering. Achterliggende gedachte is hierbij dat uit onderzoek van 15 praktijkgevallen [2] is gebleken dat bij deze historische afschuivingen de binnenkruinlijn met maximaal  $1/3 H$  zakt. Daarbij is er dan over de afgeschoven zone sprake van een 'remoulded' waarde van de sterkte (reststerkte). De huidige modelleringwijze gaat uit van een taludzakking van  $2/3H$  in plaats van  $1/3H$ , waarbij de initiële grondsterkte parameters worden gehandhaafd. De extra zakking tot totaal  $2/3 H$  heeft daarbij tot doel eenzelfde veiligheid te creëren als met een kleinere zakking ( $1/3 H$ ) maar met reststerkte.

Eén van de uitgangspunten hierbij is dat de afgeschoven grond van het talud buiten de invloedszone van de langsconstructie terecht komt. Uit vergelijkende berekeningen is geconcludeerd dat dit, voor verankerde wanden, naar verwachting een conservatieve benadering vormt [2]. In [1] is echter aangetoond dat de methode in bepaalde gevallen niet conservatief is maar juist onveilig. Een aanpassing van de methode is dus noodzakelijk.



Figuur 1: Modellering van het restprofiel zoals in de huidige ontwerprichtlijn voor een blauwe dijk.

## 2.2 Kanttekeningen bij de huidige aanpak

### 2.2.1 Algemene kanttekeningen

Eigenlijk is het opvallend dat de hiervoor genoemde methode voor de modellering van het restprofiel algemeen wordt toegepast. Want hoewel dit als aanpak wordt vermeld in de conclusies en aanbevelingen in [2] blijkt uit de overige tekst van het rapport dat hierbij eigenlijk beperkende randvoorwaarden gelden. In paragraaf 5.3.2., blz. 9, staat namelijk:

*“In geval van cirkelvormige glijvlakken (Bishop, gevallen 3a en 3b) is een zakking van  $2/3 H$  van het binnenwaarts grondprofiel een redelijke benadering.”*

*“Het modelleren van een maaiveldheffing aan passieve zijde van de Bishop glijcirkel heeft een minimale invloed op de damwand, terwijl de modellering ervan redelijk bewerkelijk is en de maaiveldheffing zelf (afhankelijk van de hoogte en geometrische vorm) snel instabiel kan worden.”*

Kort samengevat: het geldt alleen voor cirkelvormig bezwijken en in die gevallen heeft maaiveldheffing een minimale invloed. Dit blijkt een belangrijke randvoorwaarde. Bij de geanalyseerde dijken voor KIS is niet sprake van cirkelvormige bezwijkvlakken maar van een opdrijfsituatie in het achterland: dus van een langgerekt glijvlak. Daarbij blijkt de maaiveldheffing wel van belang. Hierop wordt in paragraaf 2.2.2 nader ingegaan.

Een andere kanttekening is dat de insteek bij de huidige aanpak was om te komen tot een generiek toepasbare methode. Hoewel dit op zich een goede aanpak is moet dit noodzakelijkerwijs een conservatieve aanpak zijn. Dat blijkt uit het feit dat voor het opstellen uitgegaan is van het ergste van de 15 bestudeerde praktijkgevallen. Dit betekent dat voor meer dan 90 % van de onderzochte gevallen te conservatief wordt gerekend. Toch is niet duidelijk of de methode altijd veilig zal zijn. In [2] is dit dan ook aangegeven: *“het aantal onderzochte gevallen is nog te beperkt om op dit moment met voldoende zekerheid een generieke conclusie voor alle dijken te kunnen trekken”*.

Hoewel de huidige aanpak dus waarschijnlijk vaak oneconomisch zal zijn is er geen omschrijving gegeven voor een project specifieke modellering waarmee door uitgebreidere analyses een veilige maar meer economische modellering kan worden verkregen.

### 2.2.2 Projectspecifieke kanttekeningen voor KIS

Voor de modellering van de dijken en de daarin aanwezige wanden van KIS is uitgegaan van de bovengenoemde methode. De huidige modellering van het restprofiel bleek hierbij niet altijd de meest realistische en zelfs ook niet altijd de meest conservatieve methode te zijn, zie [1].

Hiervoor zijn de volgende drie oorzaken vastgesteld:

1. De modellering is niet gebaseerd op de toepassing van onverankerde wanden.
2. De modellering verwaarloost de massa van de afgeschoven grond, waardoor de massabalans in het model niet meer correct is.
3. De stabiliteitsfactoren bij maatgevend hoogwater van de dijksecties met stabiliteitsscherm en nog zonder afgeschoven talud, die in [2] zijn gebruikt voor de vaststelling van de huidige modellering, zijn aanzienlijk groter dan de stabiliteitsfactoren die in het algemeen worden gevonden bij dijksecties bij KIS.

Ad 1) Onverankerde wanden halen hun stabiliteit geheel uit weerstand van de grond en niet (gedeeltelijk) uit de verankering. Dat betekent dat de gevoeligheid voor een correcte beschrijving van het grondgedrag (weerstand en stijfheid) groter is dan bij verankerde wanden. Een grotere kerende hoogte, ten gevolge van een lager gelegen restprofiel, heeft daardoor een grotere invloed op de buigende momenten in de wand dan bij verankerde wanden. Hierbij is ook het al dan niet toepassen van reststerkte van de grond in het afgeschoven gebied bij maatgevend hoogwater van grote invloed op het maatgevende glijvlak en daarmee op de berekende snedekrachten in de wand. Een juiste modellering van het restprofiel, inclusief een goede beschrijving van de reststerkte, is dus belangrijk.

Ad 2) In [2] is gevonden dat de massa van de afgeschoven grond geen, of erg weinig, invloed heeft op de resultaten (en dus verwaarloosd mag worden) indien sprake is van cirkelvormig bezwijken. Dit is niet vreemd omdat de massa van de afgeschoven grond vaak buiten de maatgevende glijcirkel bleek te liggen. Normaliter is bij grondkerende wanden sprake van een actieve en passieve wig. Bij KIS leidt het (bezwijken) van het restprofiel er echter toe dat een passieve wig omslaat naar een horizontale drukstaaf bestaande uit het slappe lagenpakket, die de wand steunt (een Uplift glijvlak). Het invloedsgebied is hierbij veel groter dan op basis van een passie(ve wig zou worden verwacht. In dat geval bevindt de afgeschoven grond zich wel binnen het maatgevende glijvlak. In [1] is gebleken dat wanneer de afgeschoven massa meegenomen wordt daarmee in sommige gevallen een reductie van 40% op het berekende buigende moment gerealiseerd wordt. Dit kan uiteraard leiden tot een kostenbesparing, waarbij toch de vereiste veiligheid wordt gewaarborgd.

Ad 3) De veiligheidsfactoren van de bestaande dijk bij maatgevend hoogwater zijn bij KIS veel lager dan bij de basisberekeningen van [2]. Hierdoor is de modellering van het restprofiel met een resterende hoogte van  $2/3 H$  in het KIS-project niet altijd stabiel. Het restprofiel zakt hierbij verder in en uiteraard heeft dit gevolgen voor de wanden in de dijk. Het is dus niet zonder meer duidelijk of de huidige aanpak leidt tot een conservatief of juist een onveilig ontwerp. Voor een algemene richtlijn is dat onwenselijk.

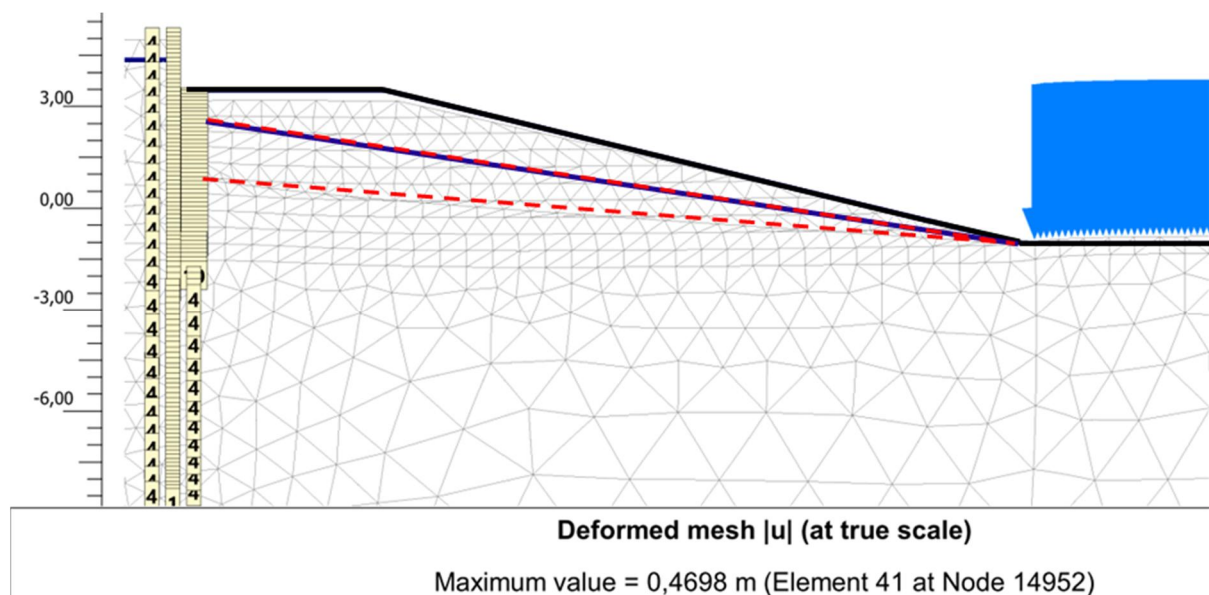


### 3 Verbeterde modellering geometrie restprofiel

#### 3.1 Vorm van het restprofiel

##### 3.1.1 Helling van het restprofiel

Uit eerdere analyses [1] is gebleken dat de vervorming van het restprofiel het meest overeenkomt met “inzakken” van het hele binnentalud. Daarbij ontstaat een min of meer horizontaal plateau in het deel grenzend aan de wand. In de analyses van dit rapport is dat aangehouden. De helling van het resterende binnentalud is daarbij niet aangepast. Vergeleken met het gelijktijdig verlagen van zowel de hoogte als de helling van het talud van het restprofiel is dit een conservatieve benadering. Verlagen van zowel de hoogte als de helling van het restprofiel is alleen veilig indien aangetoond kan worden dat beide op zullen treden. In de hier geanalyseerde gevallen blijkt dat niet zonder meer het geval, zie Figuur 2. Hoewel daar een zakking van orde een halve meter wordt berekend, verflauwt het talud nagenoeg niet. Het vervormde elementennet heeft in deze figuur een vergelijkbare vorm met de originele geometrie (de dikke zwarte lijn). Het bij voorbaat aannemen van het verflauwen van het talud is in dit geval dus onjuist. Het kan een overweging zijn om bij het opzetten van de berekening de mogelijkheid tot het kunnen verflauwen van het talud al op te nemen in de geometrie. In de mesh van Figuur 2 is zichtbaar dat dit is gedaan. Er zijn twee flauwere hellingen in het binnentalud aangebracht (met rode stippellijnen aangegeven) die desgewenst kunnen worden gebruikt. De berekende vervorming van het binnentalud is hierbij leidend.



Figuur 2: Detail vervormde mesh restprofiel met flauwere taludlijnen opgenomen in de mesh



Het gebruik van rekenwaarden betekent dat de eerste fase die stabiel is (en waarbij de gemiddelde berekende zakking lager is dan de dikte van een laagje) de hoogte is waarop de snedekrachten worden bepaald. Dat kan zowel hoger als lager zijn dan de huidige hoogte van  $2/3 H$ .

## 3.2 Belasting op het achterland en gebied met reststerkte

### 3.2.1 Inleiding

In [1] is gebleken dat de afgeschoven massa een grote invloed kan hebben op de buigende momenten in een stabiliteitsscherm. Dat betekent dat deze massa, voor een realistische modellering, meegenomen dient te worden.

### 3.2.2 Updated Mesh analyses

Met de nu beschikbare, commerciële en in de dagelijkse praktijk gehanteerde rekenmethoden, is de theoretisch beste manier om dit te modelleren middels een zogenaamde “updated mesh” berekening in Plaxis (updated lagrangian framework; verder UM genoemd). Daarbij komt de afgeschoven massa daadwerkelijk in het achterland terecht. Ook samendrukking van de hierboven in paragraaf 2.2.2 genoemde “drukstaaf” wordt hierbij meegenomen. Tevens worden de effectieve korrelspanningen tijdens het afschuiven van het talud per rekenstap gecorrigeerd voor het onder de freatische lijn zakken van sommige delen grond (updated waterpressures, de benaming hiervoor is verder: UM+).

Om de invloed op de snedekrachten in het stabiliteitsscherm te bepalen is een UM+ methode echter niet geschikt. Enkele belangrijke pijnpunten in het gebruik van een UM+ methode binnen de PLAXIS code zijn:

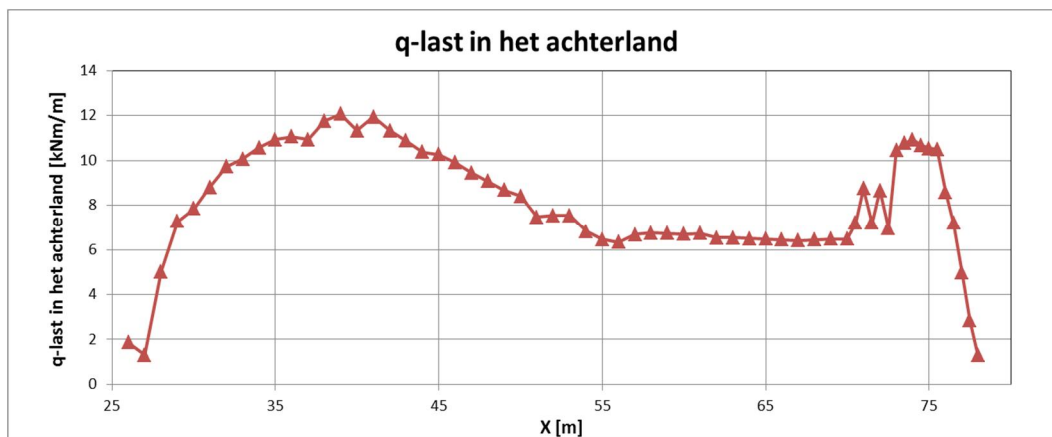
1. De overall veiligheid en de wijze waarop een glijvlak zich ontwikkelt lijkt in grote mate afhankelijk te zijn van de fijnheid van het elementennet (mesh dependency), zie o.a. Tschuchnigg et al [15] en [12]. Speciale technieken zoals het op nieuw bepalen en verfijnen van de mesh tijdens de analyse (adaptive mesh refinement) zijn op dit moment nog niet beschikbaar binnen dit pakket.
2. Er treedt vaak netdistorsie op, waardoor het gebruik voor meer complexere geometrieën problemen oplevert. De berekening kan daardoor onnauwkeurig worden en in de ergste gevallen kan de berekening zelfs afbreken.

UM+-berekeningen zijn daardoor in de praktijk niet geschikt voor een standaard ontwerpprocedure. Daarvoor verdient een pragmatische aanpak die vergelijkbaar is met die van de huidige richtlijn de voorkeur.

### 3.2.3 Bepaling belasting op het achterland

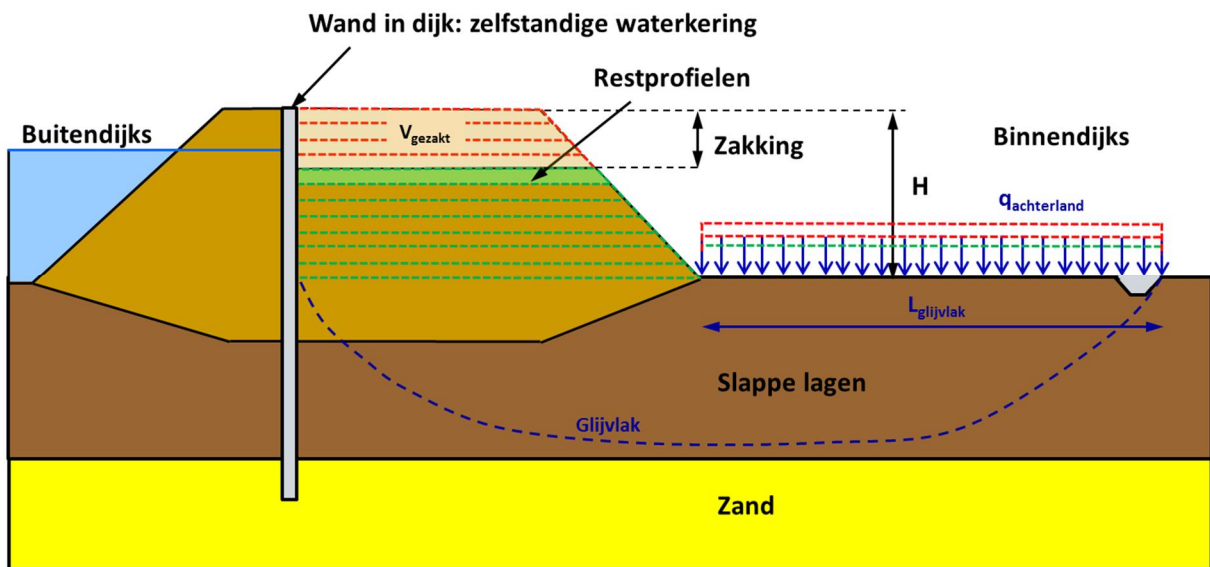
Bij een (opdrijf) bezwijkmechanisme van het binnentalud komt, door het inzakken van het binnentalud, het achterland enigszins omhoog en vindt horizontale samendrukking van de slappe lagen achter het binnentalud plaats. Dit heeft effect op het uiteindelijke restprofiel [1]. Om het effect van het omhoogkomen van het achterland in berekeningen mee te kunnen nemen moet dit ófwel in de berekening automatisch worden meegenomen ófwel als invoer kunnen worden opgegeven. In het eerste geval is een UM+ analyse nodig, in het 2<sup>e</sup> geval de grootte en de plaats van de belasting.

Zoals hiervoor in paragraaf 3.2.2 is aangegeven zijn UM+-berekeningen in de praktijk niet geschikt voor een standaard ontwerpprocedure. In [1] is het, na grote inspanning en tijdrovende aanpassingen aan de berekening, gelukt een UM+ analyse tot het eind toe uit te voeren. De daarbij gevonden verticale verplaatsingen van het achterland zijn vervolgens omgezet in belastingen op het maaiveld, zie Figuur 4.



Figuur 4: Modelling verdeelde belasting

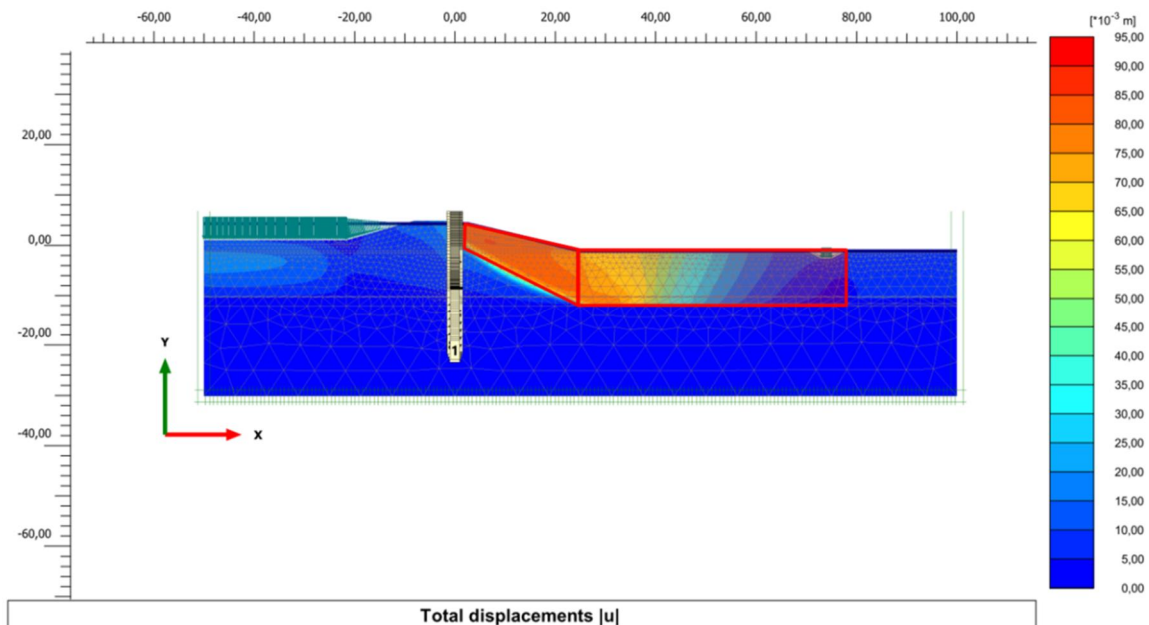
Als alternatieve methode wordt hier een vereenvoudigde bepaling van de maaiveldbelasting gegeven die is gebaseerd op de resultaten van een “normale” EEM berekening. De bovenstaande verdeling wordt daarbij vereenvoudigd tot een uniforme maaiveldbelasting  $q$  over de lengte van het glijvlak dat wil optreden in de eerste berekeningsfase waarin bezwijken optreedt. De grootte van de belasting  $q$  op het achterland is:  $q_{\text{achterland}} = ((\gamma_{\text{sat}} - 10) * V_{\text{gezakt}}) / L_{\text{glijvlak}}$ . Met:  $V_{\text{gezakt}}$  = het gezakte volume van het restprofiel en  $L_{\text{glijvlak}}$  = de lengte van het glijvlak vanaf de teen van het restprofiel. Zie ook Figuur 5. De grootte van de belasting is dus direct gekoppeld aan de zakking van het restprofiel.



Figuur 5: Modelling verdeelde belasting achterland

### 3.2.4 Bepaling gebied met reststerkte

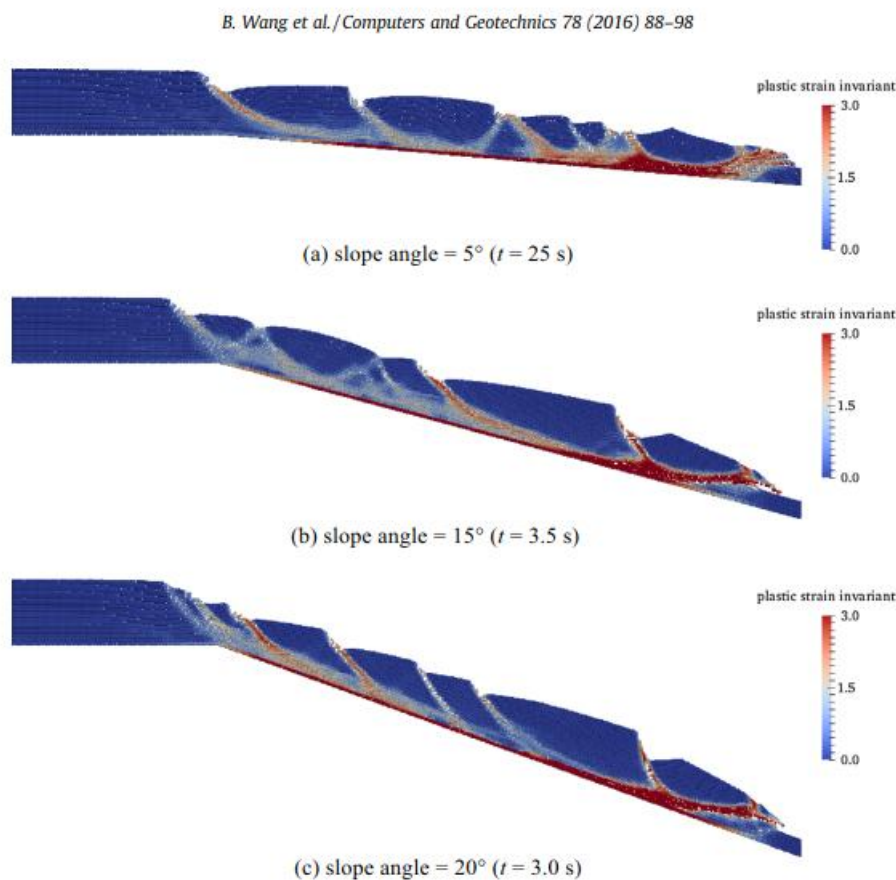
In de voorgaande paragraaf is aangegeven hoe de lengte van het gebied kan worden bepaald waar in de berekening een bovenbelasting mag worden aangebracht. Op basis van de berekende verplaatsingen van de fase van het ontwerp die niet stabiel blijkt, bijv. bij het maatgevend hoogwater in de uiterste grenstoestand (UGT MHW), kan ook het gebied worden bepaald waar met reststerkte moet worden gerekend. In Figuur 6 is een voorbeeld gegeven waar het betreffende gebied met rood is omlijnd en licht rood is gekleurd.



Figuur 6: Gebied met reststerkte gebaseerd op verplaatsingen basisberekening: UGT MHW

In bovenstaande aanpak wordt het gehele grondmassief dat wil afschuiven omgezet naar reststerkte. Men zou echter kunnen redeneren dat de reststerkte alleen ter plaatse van het daadwerkelijke glijvlak ontstaat, en dat de rest van het afgeschoven grondmassief nog een hogere grondsterkte heeft.

Op basis van daadwerkelijke afschuivingen lijkt het beeld echter meer te zijn dat grote onverstoorde brokken tussen compleet uit elkaar getrokken/bezweken zones elkaar afwisselen. Ook in MPM-berekeningen, zie o.a. [9], worden in voorkomende gevallen naast het hoofdglijvlak meerdere secundaire glijvlakken in het afgeschoven grondmassief berekend.



**Fig. 12.** Failure of the long slope for different slope angles.

Dus zowel met software als in werkelijkheid blijft het geen massief onaangetast blok bij het afschuiven. Dat betekent dat de werkelijkheid er vaak tussen in zit: het is niet allemaal onverstoord binnen het glijvlak, maar ook niet allemaal geheel verstoord, waarbij een en ander wel sterk afhankelijk is van de grondsoort. Voor de sterkte van het geheel zijn de interne glijvlakken bepalend (daar gaat het gewoon wel stuk) en dus is het beter om het gehele gebied te behandelen als zijnde verstoord en dus in sterkte gereduceerd. Dat is conservatief, maar waarschijnlijk niet eens zo heel erg veel.

Dit neemt niet weg dat een verkleining van de zone waarin de reststerkte wordt gemodelleerd, in sommige gevallen misschien mogelijk is (alleen ter plaatste van de glijvlakken). Voor nu wordt dit spoor echter nog niet bewandeld, temeer daar dit bij toekomstige rekentechnieken beter mogelijk is.

### 3.3 Betrouwbaarheidsniveau

Op het moment van schrijven van dit rapport is er discussie over het toe te passen betrouwbaarheidsniveau voor het binnentalud van blauwe dijken. Dit komt onder meer aan de orde in DT476-2-17-005 804-notc02-voorstel verbeterde OSPW [16].

Vanuit de faalkansverdeling van een constructief versterkte dijk volgt dat het gewenste betrouwbaarheidsniveau van een constructie hoger is dan van een groene dijk en vaak zelfs hoger is dan de aanwezige veiligheid van het binnentalud. Dat is immers ook de reden om een betrouwbare modellering van het restprofiel te ontwikkelen. Om de snedekrachten in de constructie te bepalen, wordt gerekend met rekenwaarden van de grondsterkte waarbij de partiële factoren zo zijn afgeleid dat aan het gewenste betrouwbaarheidsniveau wordt voldaan. De zone waarin het restprofiel optreedt, is tevens de zone waar de constructie passieve weerstand aan ontleent. Dit maakt dat het *restprofiel* dus hetzelfde betrouwbaarheidsniveau moet hebben als de *constructie*. Dit wordt bereikt met de hiervoor in paragraaf 3.2 weergegeven aanpak.

Het combineren van zonering en de ligging van het restprofiel (en bijgevolg het toekennen van een lager betrouwbaarheidsniveau  $\beta$  aan het restprofiel) lijkt niet evident veilig te zijn. Niet alleen heeft dit invloed op de snedekrachten door het overschatten van de passieve weerstand, tevens kan het overschatten van de stabiliteit van het restprofiel leiden tot het bezwijken van de constructie. Hierdoor kan het waterkerend vermogen van de waterkering alsnog in gevaar komen, ook al ligt het restprofiel in een zone die minder kritisch is (bij een groene dijk).

In [16] wordt aangevoerd dat op basis van het feit dat beschouwde dijken vaak al een hoogwater hebben doorstaan een betrouwbaarheidsniveau kan worden afgeleid. Hoewel dit in principe juist is, is de uitwerking naar een betrouwbare conclusie vaak minder duidelijk. In dit rapport is er daarom vanuit gegaan dat het restprofiel hetzelfde betrouwbaarheidsniveau moeten hebben als de constructie. De gehanteerde aanpak is echter dusdanig universeel toepasbaar dat hij ook kan worden toegepast indien andere betrouwbaarheidsniveau's worden gehanteerd.

## 4 Verbeterde modellering grondsterkte

### 4.1 Inleiding

Voor een goed ontwerp is van belang dat uitgegaan wordt van een zo reëel mogelijke beschrijving van het gedrag van de diverse materialen. In dit geval betreft dat de grond en de wand. Voor de grond gaat het dan met name om het kunnen modelleren van sterkterugval en ongedraineerd gedrag. Conform de Schematiseringshandleiding Macrostabiliteit behorende bij het WBI2017 [19] wordt in dit rapport uitgegaan van het werken met de Critical State Soil Mechanics (CSSM) benadering [3] voor sterkte bij grote rekken. In [3] wordt aangegeven dat er een verschil kan zijn tussen de critical state sterkte en de sterkte bij nog grotere verplaatsingen; zie onder meer figuur 8.18 en bijbehorende tekst. Er wordt echter verder niet ingegaan op de mogelijke grootte van het verschil. Ten tijde van het schrijven van dit rapport is een discussie opgestart of het gebruik van CSSM benadering wel correct is voor glijvlakken van een dijk, of dat moet worden gewerkt met remolded waarden. Het verschil tussen critical state waarden en remolded (verknede) waarden wordt in paragraaf 4.4 kort nader toegelicht. Aangezien er nog geen overeenstemming bestaat en de vigerende benadering die met CSSM is wordt de CSSM benadering ook in dit rapport gehanteerd.

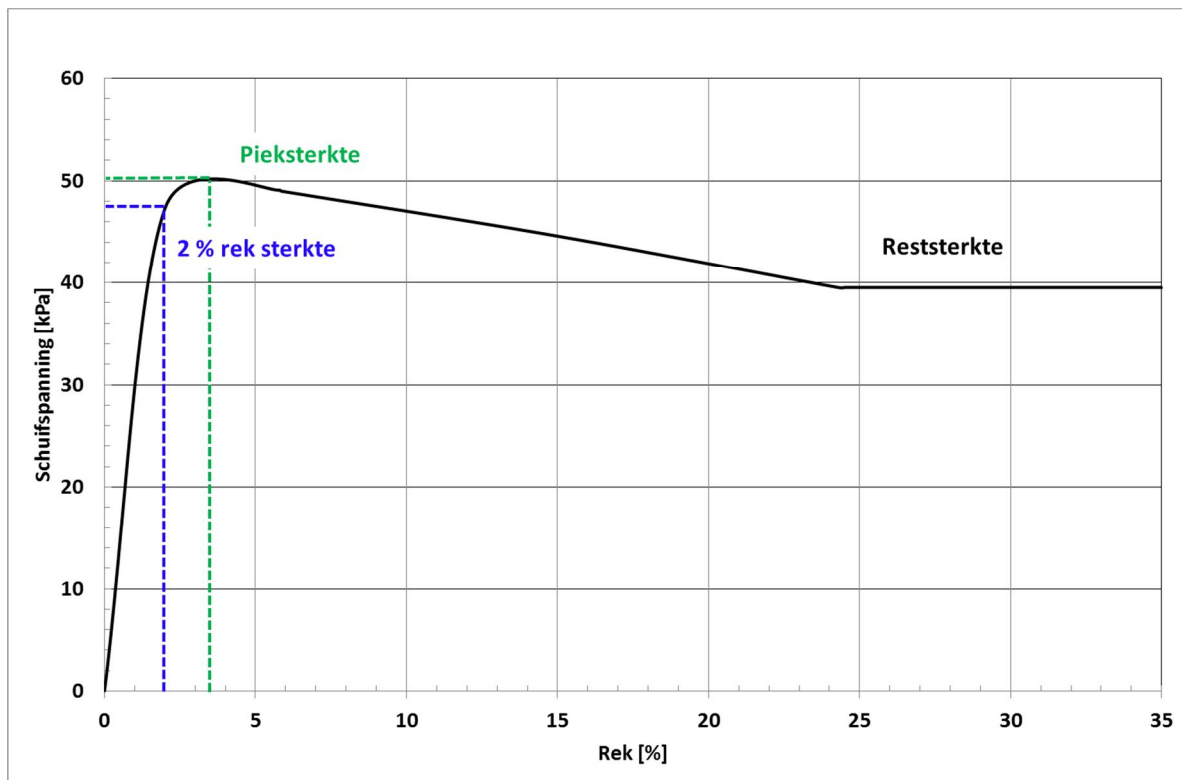
In dit rapport wordt, omwille van eenvoud en het aansluiten bij de in Nederland geldende adviespraktijk, verder alleen de term reststerkte gebruikt. Hiermee wordt bedoeld: de (stabiele) waarde bij zeer grote rekken (ultimate state) volgens CSSM.

### 4.2 Grondgedrag

#### 4.2.1 Sterkteterugval van grond bij grote rekken, theorie

Uit de literatuur, o.a. CUR rapport 162 [13], is bekend dat met name gronden die in eerste instantie ongedraineerd reageren, zoals humeuze klei en veen, grote rekken kunnen vertonen alvorens zij hun zogenaamde pieksterkte bereiken. Tevens is bij grote rekken vrijwel altijd sprake van sterkterugval: na het bereiken van een pieksterkte neemt bij toenemende schuifrekken de sterkte af. Vaak wordt daarbij een min of meer stabiele eindsterkte gevonden. In Figuur 7 is dit gedrag grafisch weergegeven voor een Nederlandse grond (zwak siltige, zwak humeuze klei).





Figuur 7: Voorbeeld spannings-rek gedrag klei met sterkterugval (softening).

Internationaal wordt gewerkt aan het kunnen meenemen van het hele “softening” traject in de analyses. Op dit moment is dat echter nog niet gangbaar in de adviespraktijk. In Nederland wordt meestal uitgegaan van de grondsterkte bij een voorgeschreven rekniveau (bijv. 2 %). Vaak is het gedrag bij de grotere rekken niet bekend, waardoor het in principe onduidelijk is of met conservatieve of niet-conservatieve waarden wordt gerekend. In Figuur 7 is een voorbeeld weergegeven van een Nederlandse grondsoort waarbij de maximale (piek)sterkte hoger is dan de 2% rek waarde. Dat is vaak het geval, zodat rekenen met de 2% rek waarde bij bezwijkanalyses in veel gevallen conservatief is. Dit is van belang omdat relatief beperkte variaties in de sterkte kunnen leiden tot een zeer grote variatie in de spanningen in wanden in een dijk. Dit wordt nader aangegeven in paragraaf 5.7 van dit rapport.

Bij het rekenen met de gehele spannings-rek curve wordt het werkelijke grondgedrag zo goed mogelijk gemodelleerd. Daarvoor zijn echter 2 zaken nodig:

1. Een rekenmodel waarin de sterkterugval (het zgn. strain softening gedrag) wordt meegenomen
2. Proefresultaten waarbij de gehele spannings-rek curve is bepaald

Ad 1) Een rekenmodel waarin de sterkterugval wordt meegenomen.

Het rekenen met sterkte terugval is numeriek lastig. Immers: de eerder opgenomen kracht kan bij sterkteverlies niet meer op de eerdere locatie worden opgenomen en moet ofwel worden verdeeld over de omgeving ofwel de vervormingen moeten resulteren in een lagere belasting waarbij wel weer evenwicht kan worden gevonden. Brinkgreve (1994) [8] toont aan dat bij conventionele Softeningmodellen de oplossing afhankelijk is van de discretisatie (mesh) waarbij ook convergentieproblemen kunnen ontstaan. Hij geeft in zijn proefschrift een uitwerking van een techniek die deze problemen oplost zonder dat “adaptive remeshing” nodig is. Een toegankelijk, voor praktische gevallen goed bruikbaar, model was er lang niet.

Recent zijn door meerdere ontwikkelaars echter analyses uitgevoerd waarbij modellen met strain softening zijn toegepast, zie o.a. Wang et al. (2016) [9] en D'Ignazio, M., & Länsivaara, T. (2015) [10]. De eersten gebruiken een MPM model in plaats van EEM model maar zijn in dit verband toch van belang omdat het artikel het effect van de gehanteerde stijfheid van de “softening tak” illustreert. De laatsten gebruiken het “NGI-ADPSoft2 soil” model dat als special user defined version van het “NGI-ADP soil” model in Plaxis is geïmplementeerd. Dit model maakt gebruik van de door Brinkgreve [8] ontwikkelde techniek en blijkt goed te werken. Het vormt daardoor, mits verkrijgbaar, een kandidaat voor algemenere toepassing.

Ad 2) Proefresultaten waarbij de gehele spannings-tek curve is bepaald.

Het gebruik van meer geavanceerde rekenmodellen betekent uiteraard ook dat meer gegevens nodig zijn. De verhouding tussen de piek en de reststerkte is namelijk niet voor alle grondsoorten gelijk.

GeoDelft heeft bij onderzoek gevonden dat een reststerkte ter grootte van 50% van de pieksterkteparameters voor Nederlandse gronden in het algemeen een voldoende conservatieve schatting is. Dit is o.a. gebaseerd op 15 proeven, gerapporteerd in CO-317900/446 versie I: 'Sterkte gestructureerde kleigrond [7]. Bij deze proeven bleek dat de ongedraineerde reststerkte minimaal gelijk was aan de helft van de pieksterkte.

Uit hetzelfde rapport blijkt echter ook dat in sommige andere gevallen een hogere reststerkte verantwoord is: *“Voor de Wolpherense dijk is na het optreden van instabiliteit in het kader van de opdracht CO-249250 onderzoek uitgevoerd naar de reststerkte van de door het glijvlak doorsneden lagen. Dit is gedaan zowel door berekening als door het uitvoeren van laboratoriumproeven. De resultaten hiervan blijken goed met elkaar overeen te stemmen. De gemiddelde verknedingsfactor bedroeg circa 0,75 en varieerde tussen 0,6 en 0,9.”*

Het is logisch dat voor een algemeen toepasbare richtlijn een conservatieve schatting nodig is. Gezien de gepresenteerde proefresultaten komen hogere reststerktes echter veel voor. Het kan daarom interessant zijn de reststerkte te baseren op grondonderzoek waarbij de spannings-tek curve, inclusief softening, wordt bepaald. In dit rapport worden in paragraaf 4.2.2. resultaten van dergelijke proeven besproken.

In het bovenstaande wordt aangegeven dat, bij gebrek aan voldoende proefgegevens, als ondergrens van de reststerkte de helft van de pieksterkte kan worden aangehouden [7]. In de praktijk wordt in Nederland echter vaak de helft van de sterkte aangehouden die hoort bij 2 % rek. Soms omdat bij de proef de piekwaarde nog niet is bereikt, maar soms ook omdat in het verleden vaak als maximale sterkte de waarde bij 2% rek werd gehanteerd. Dit betekent dat dus vaak een extra veiligheid wordt gehanteerd en de sterkte van de grond te laag wordt gemodelleerd. Tevens is de reductie met 50% voor Nederlandse gronden vaak te groot. In Figuur 7 is te zien dat restschuifsterkte ongeveer 80 % van de pieksterkte bedraagt. Beide effecten samen resulteren in een reststerkte van 39,5 kPa op basis van de proef en 23,7 kPa gebaseerd op 50% van de 2% reksterkte. Het is duidelijk dat dit een relevant verschil is.

Door het toepassen van het echte spanning-rek gedrag van de grond zal in veel gevallen economischer kunnen worden ontworpen.

#### 4.2.2 Sterkteterugval van grond bij grote rekken, proefresultaten

Ter voorbereiding op project Streefkerk-Ameide zijn geavanceerde laboratoriumproeven uitgevoerd waarmee het gehele spannings-rek gedrag is vastgelegd. De resultaten van alle uitgevoerde proeven zijn samengevat in bijlage D.

Voor de in deze tabel weergegeven proefmonsters geldt:

1. de pieksterkte en de 2% reksterkte liggen redelijk dicht bij elkaar (meestal is de 5% rek grens nog iets dicht bij de piek)
2. de reststerkte is in het algemeen aanzienlijk hoger dan 50% van de pieksterkte. Gemiddeld is voor de triaxiaalproeven de reststerkte 82 % van de piekwaarde, terwijl de laagste verhoudingswaarde 71% is en de hoogste 95%. Voor de direct simple shear proeven is de reststerkte gemiddeld 93% van de piekwaarde, terwijl de laagste verhoudingswaarde 81% is en de hoogste 99%.

Opgemerkt wordt dat de waarden in de tabel alleen een eerste indicatie geven van het verschil in sterkte. De daarin weergegeven waarden betreffen de totale schuifspanningen. Indien de verhouding rechtstreeks op de waarden voor de cohesie  $c$  en de  $\tan(\varphi)$  worden toegepast wordt de uiteindelijk verkregen reductie niet een constante factor maar spanningsafhankelijk. De bijdrage van de cohesie is namelijk een vaste waarde (spanningsonafhankelijk) terwijl de bijdrage van  $\tan(\varphi)$  wel spanningsafhankelijk is. Dit is zoals tot nu toe de 50 % reductie wordt toegepast: direct op  $c$  en  $\tan(\varphi)$ . Bij gebrek aan voldoende gegevens kon dit ook niet anders. De in bijlage C weergegeven proeven bevatten wel voldoende informatie om een uitwerking conform paragraaf 4.3.2 uit te voeren.

### 4.2.3 Shansep model

Momenteel is in Nederland een overgang gaande naar ongedraineerde analyses, zoals voorgeschreven in WBI2017 [6] en [19]. De filosofie achter het ongedraineerd rekenen is dat bij bezwijken op het glijvlak vrijwel altijd sprake zal zijn van ongedraineerd grondgedrag. Rekenen met de directe ongedraineerde sterkteparameter ( $S_u$ ) heeft als positief bijeffect dat de problemen met niet-associatief grondgedrag in een  $\varphi$ - $c$  sterkte model niet spelen. Dat betekent dat de resultaten veel minder mesh afhankelijk zijn. Zie Teunissen (2009) [12].

Sinds 2016 is in Plaxis het Shansep model beschikbaar [11]. Dit model is specifiek ontworpen voor ongedraineerd rekenen. Hoewel het model al beschikbaar is, wordt in dit rapport niet gebruik gemaakt van het model. De reden daarvoor is dat de rekenmethodiek voor constructies conform een ongedraineerde analyse binnen POVM nog niet is uitgekristalliseerd. Dit betekent dat de hele werkwijze ter bepaling van snedekrachten middels een ongedraineerde analyse nog niet beschikbaar is. Voor een brede toepassing in de ontwerp praktijk is dit wel noodzakelijk. Als de rekenmethodiek is vastgesteld zal dit model mogelijk snel zijn intrede in de adviespraktijk doen.

## 4.3 Strategie voor het bepalen van de reststerkte in EEM analyses

### 4.3.1 Inleiding

Zoals in paragraaf 4.2.1 is aangegeven kan het gebruik van proefresultaten, waarbij de proef voldoende ver is doorgezet zodat eindwaarden worden bereikt, resulteren in reststerkten die meer dan 50% bedragen van de oorspronkelijke sterkten. In deze paragraaf wordt hierop nader ingegaan.

### 4.3.2 Strategie bepalen reststerkte middels gehele spannings- $\epsilon$ curve

#### 4.3.2.1 Grondsterkte

Voor het bepalen van de reststerkte wordt gebruikt gemaakt van een volledig  $q - \epsilon_a$  diagram waarbij geldt  $\epsilon_a > 0,25$ .

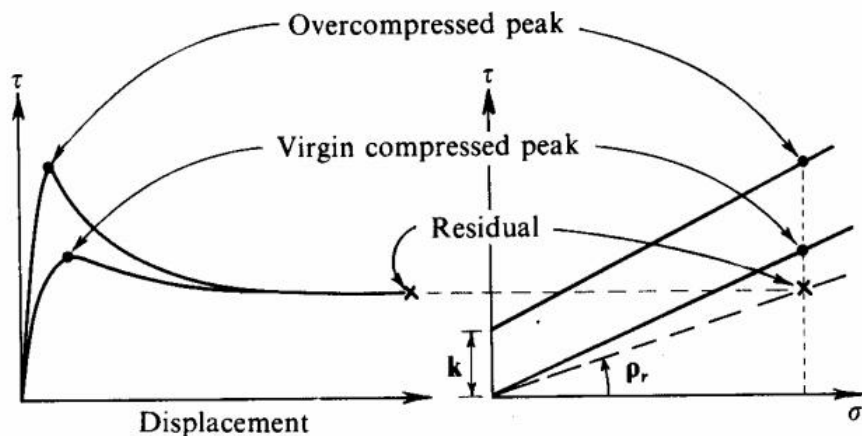
Deze aanpak sluit al deels aan op de nieuwe WBI2017 [6]. Binnen het WBI2017 wordt de zogenaamde "critical state" theorie gehanteerd voor het bepalen van de schuifsterkte van de grond. Dit houdt in dat de schuifsterkte niet langer bepaald wordt bij een opgelegd percentage rek, maar zoals de naam van de theorie behelst bij het bereiken van de "critical state" van de grond.

De sterkte van de grond wordt echter voor "blauwe dijken"<sup>1</sup> nog beschreven middels de effectieve sterkte parameters  $\varphi'$  en  $c'$  en nog niet met de critical state waardes of de Shansep aanpak.

Voor het bepalen van de reststerkte in een restprofiel wordt de sterkte van grond enkel beschreven middels  $\varphi'_r$ , waarbij het subscript "r" voor reststerkte staat binnen de CSSM-theorie (d.i. niet de remoulded sterkte voor de volledigheid). Opgemerkt wordt dat bij het bijbehorende bereikte axiale rekniveau bij definitie geldt dat  $c' = 0$  kPa.

<sup>1</sup> Op het moment van schrijven van dit rapport.

Het bepalen van  $\varphi'_r$  kan op eenzelfde wijze uitgevoerd worden als voor  $\varphi'_p$  (waarbij het subscript "p" voor pieksterkte staat) namelijk middels de cirkels van Mohr waarbij de grondsoort *tenminste* is beproefd op 3 spanningsniveaus. Dit is uitgebreider toegelicht in WBI2017 [6]. De definitie van  $\varphi'_r$  zoals bedoeld voor gebruik in het restprofiel is weergegeven in Figuur 8.



Figuur 8: Definitie van piek, critical state en reststerkte en  $\varphi_r$  uit Schofield et al (1968) [3] volgens Skempton (1964) [4].

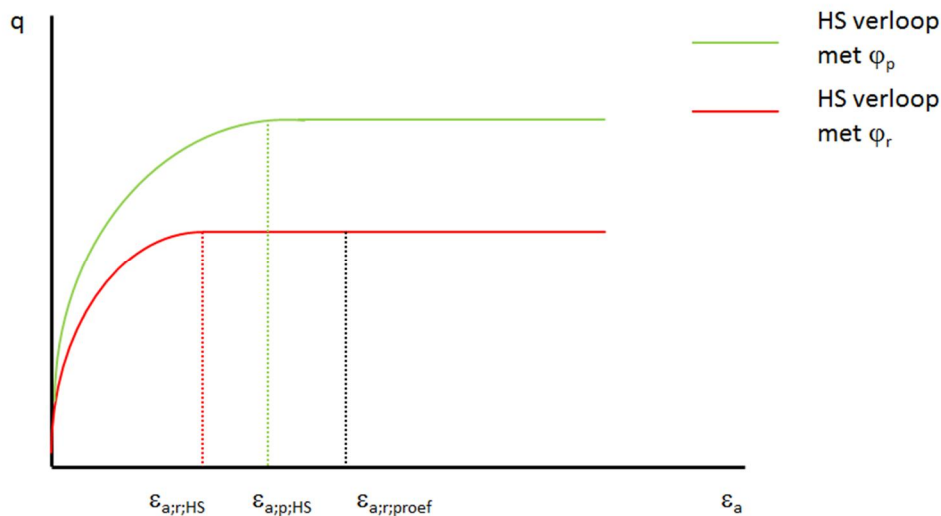
Uiteraard zal voor een gedegen bepaling voor een representatieve waarde van de reststerkte een statistische analyse uitgevoerd moeten worden waarbij de cohesie gelijk aan 0 kPa gekozen wordt.

#### 4.3.2.2 Grondstijfheid

Naast het modelleren van de reststerkte van de grond dient ook gekeken te worden naar de resulterende stijfheid van de grond op het desbetreffende rekniveau (bij piek of reststerkte).

Voor blauwe dijken wordt voor de interactie met het constructieve element meestal het *Hardening Soil* model gehanteerd, waarbij de stijfheid meestal vastgelegd is op 50% van de *piekwaarde* van de deviatorische spanningscomponent.

Hierdoor zal de werkelijke resulterende axiale rek van de grond ( $\epsilon_{a,r;proef}$ ) bij het volledig mobiliseren van de restschuifsterkte een stuk *groter* zijn dan het *Hardening soil* model uitrekent ( $\epsilon_{a,r;HS}$ ) indien  $\varphi'_r$  wordt ingevoerd. Er geldt namelijk  $\varphi'_p > \varphi'_r$ . Het principe van dit probleem is schematisch weergegeven in Figuur 9.



Figuur 9: Incorrect spannings-tek verloop in het HS model bij gebruik van de reststerkte bij een gelijke stijfheid.

Omwille van deze reden dient ook de stijfheid van de grond bij het bereiken van de reststerkte handmatig naar beneden te worden bijgesteld. Naast de sterkteparameters kan ook de resulterende stijfheid bij het bereiken van de restwaarde als “best guess” worden bepaald uit een proevenverzameling.

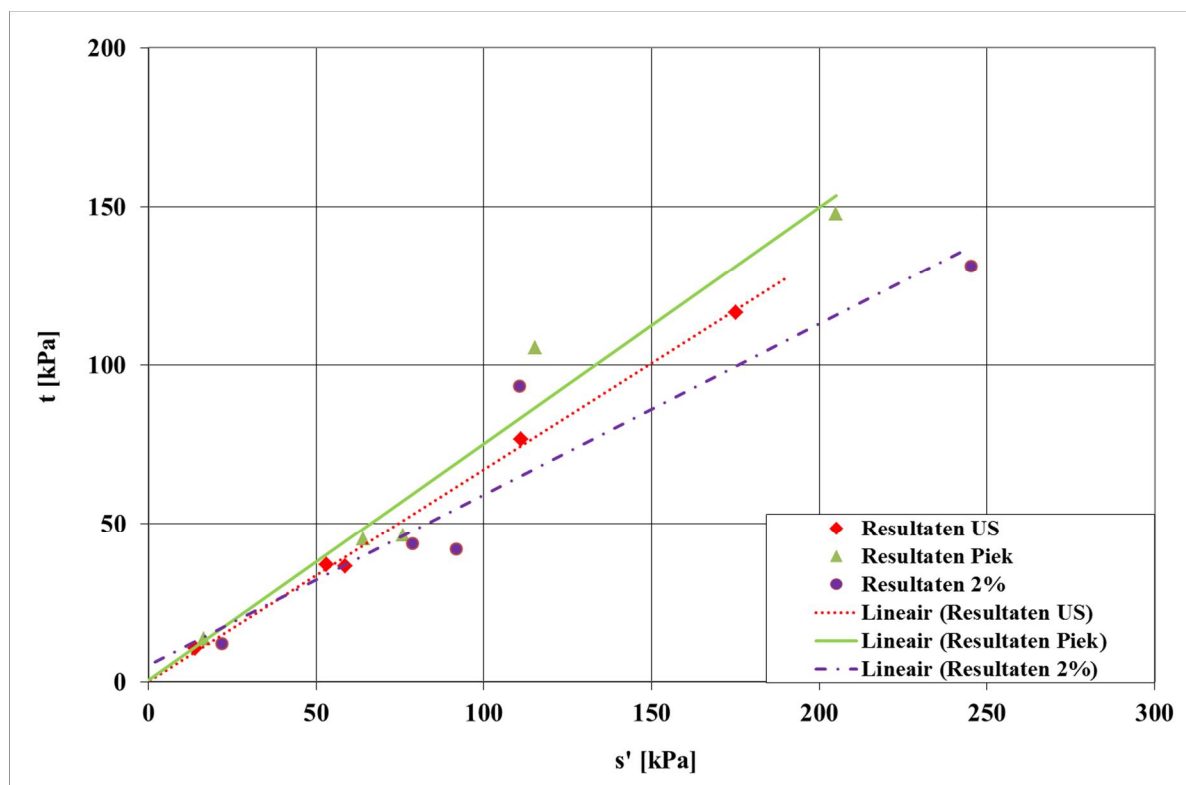
#### 4.3.2.3 Strategie reststerkte bij lagere rekniveau proeven

In GeoDelft (2002) [7] is aangegeven dat, indien er geen proefgegevens beschikbaar zijn, als reststerkte de helft van de pieksterkte mag worden aangehouden. In veel praktische situaties zal het namelijk voorkomen dat niet voor alle grondlagen, voldoende triaxiaalproeven zijn uitgevoerd om de restwaarde gedegen te bepalen. Eenzelfde aanpak geldt voor de stijfheid van de grond: deze dient, indien niet gemeten, ook gehalveerd te worden.

In de praktijk wordt echter vaak de helft van de sterkte aangehouden bij 2 % rek. Soms omdat bij de proef de piekwaarde nog niet is bereikt, maar soms ook omdat in het verleden vaak als maximale sterkte de waarde bij 2% rek werd gehanteerd. Dit betekent dat dus vaak een extra veiligheid wordt gehanteerd en de sterkte van de grond te laag wordt gemodelleerd. Dit is meestal een conservatief uitgangspunt en dus toelaatbaar. Door het toepassen van het volledige spannings-tek gedrag van de grond kan in deze gevallen echter veelal veel economischer worden ontworpen.

#### 4.3.2.4 Voorbeeld resultaten bepaling reststerkte

In het kader van dijkvak 16-3 Ameide – Streefkerk zijn zogenaamde large strain triaxiaalproeven uitgevoerd in zowel het normaal als overgeconsolideerde spanningsbereik. Om de invloed van het rekniveau te kwantificeren zijn, als voorbeeld, hier de proeven op humeuze klei uitgewerkt zoals veel wordt gevonden bij KIS. Omdat voor een volledige statistische verwerking nog niet voldoende proeven zijn geanalyseerd zijn enkel de verwachtingswaardes bepaald. De resultaten zijn weergegeven de S-T grafiek in Figuur 10.



Figuur 10: Voorbeeld uitwerking schuifsterkte van een humeuze klei bij grote rekken

Op basis van de proeven worden de volgende (verwachtingswaardes) van de effectieve grondsterkte parameters gevonden.

Tabel 1: Resultaten berekeningen met verschillende reststerkte

Rekniveau	Cohesie [kPa]	$\phi$ [°]
2%	5,4	28
Pieksterkte	0,47	36,75
Ultimate state	0	33,85

Bij het vullen van de STOWA database met meerdere grondlagen kunnen ook de laag representatieve waardes worden bepaald. Geconcludeerd wordt echter dat  $\phi'_r$  bij de in dit rapport beschreven aanpak voor het modelleren van de reststerkte gebaseerd op de CSSM-theorie nooit lager genomen hoeft te worden dan de 2% waarde volgend uit een 2% triaxiaalproef. Bij het grote rekniveau dient de cohesie bij definitie echter wel op 0 kPa te worden gesteld.

#### 4.4 CSSM reststerkte versus verkneede sterkte

Zoals hiervoor, in dit hoofdstuk is, aangegeven kan uit laboratoriumproeven het spannings-rek gedrag van grond tot hoge rekken worden bepaald. In de in dit rapport genoemde proeven, zie bijlage D, zijn schuifrekken van 25 % of meer opgelegd. Bij deze grote vervormingen neemt in veel gevallen de sterkte af ten opzichte van de piekwaarde. Voor de hier beschouwde proeven is de reductie beperkt; gemiddeld is bij de uitgevoerde triaxiaalproeven de reststerkte 82 % van de piekwaarde.

Bekend is echter dat zogenaamde verkneede (“remoulded”) monsters een veel grotere sterkte-terugval vertonen. Hiervoor wordt vaak het begrip gevoeligheid (sensitivity) van de klei gehanteerd. In [20] wordt in figuur 15.6, hieronder weergegeven in Figuur 11, aangegeven wat het verschil in gedrag is tussen “onverstoorde” monsters (getrokken lijnen) en verkneede monsters (gestippelde lijnen).

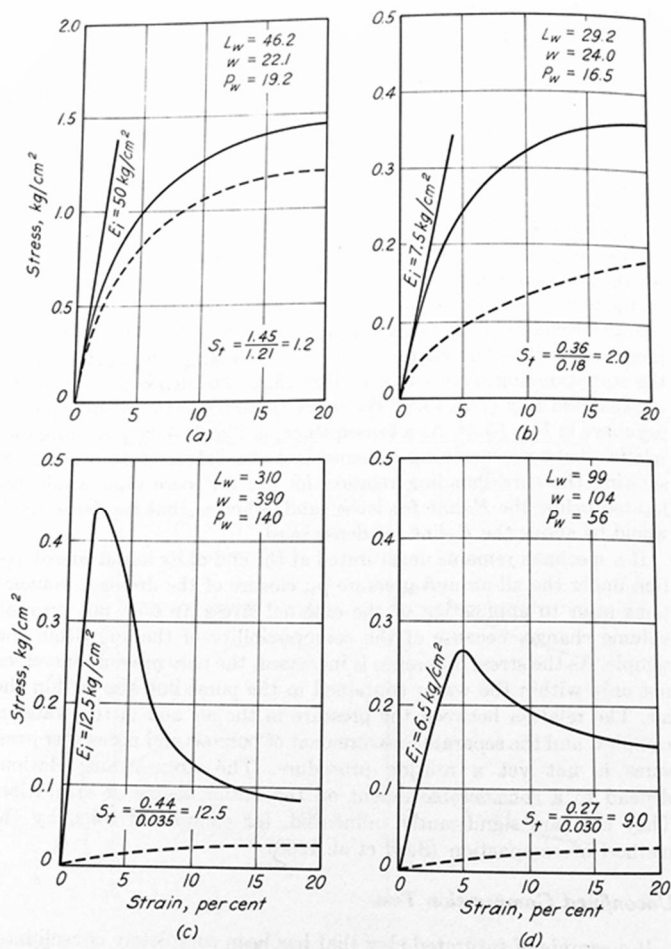


Fig. 15.6. Stress-strain curves in unconfined compression for undisturbed (full lines) and remoulded (dash lines) samples of four typical clays.

Figuur 11: Vergelijking gedrag onverstoorde en verkneede monsters [20]

Voor de classificatie van kleien bestaan meerdere indelingen, zie o.a. [22]. Een veel gebruikte indeling is die volgens Skempton et al [23]. Deze indeling is hieronder weergegeven in Tabel 2.

Tabel 2: Gevoeligheid van kleien volgens Skempton et al. (1952)

Classificatie	Gevoeligheid [-]
Ongevoelige kleien	1
Laag gevoelige kleien	1-2
Matig gevoelige kleien	2-4
Gevoelige kleien	4-8
Extra gevoelige kleien	>8
“Quick clay”	>16



Op basis van deze gegevens kan berekend worden dat, in geval van zeer grote rekken, de reststerkte waarden volgens CSSM te hoog zijn en dat moet worden uitgegaan van de gevoeligheid van de klei. Dit blijkt echter niet in overeenstemming met wat in de praktijk wordt gevonden bij afschuivingen van dijkprofielen.

In paragraaf 4.2.1 is op basis van [7] aangegeven dat de gemiddelde reststerkte voor de Wolpherense dijk na het optreden van instabiliteit circa 0,75 bedroeg en varieerde tussen 0,6 en 0,9. Dit percentage is (volgens [7]) bepaald zowel door berekening als door het uitvoeren van laboratoriumproeven. De resultaten hiervan blijken goed met elkaar overeen te stemmen.

Deze waarden komen goed overeen met de CSSM benadering en niet met reststerkte-waarden gebaseerd op de gevoeligheid van de klei. Tevens geldt in het algemeen dat de bij afschuivingen van dijkprofielen gevonden zakkingen aansluiten bij de berekende waarden met de CSSM benadering. Zouden in de berekeningen de remoulded waarden worden gebruikt, dan zouden veel grotere maaiveldzakkingen worden gevonden .

In dit rapport wordt daarom toch de vigerende CSSM benadering gehanteerd voor reststerktes en niet reststerktes afgeleid van remoulded strenght (gevoeligheid).

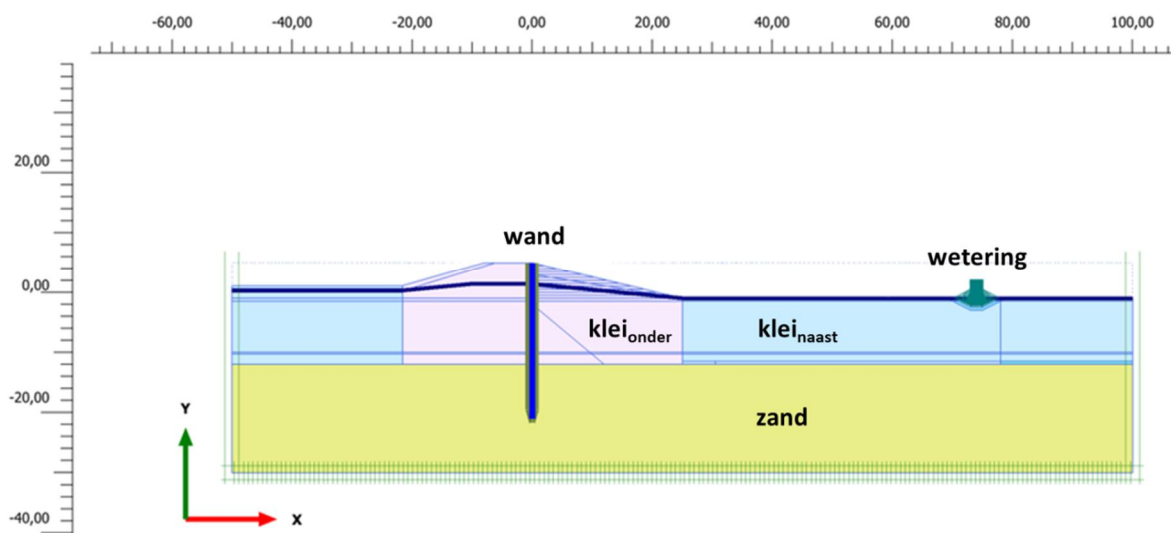
## 5 Uitwerking aanpak met voorbeeldberekeningen

### 5.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden de huidige en de voorgestelde methode voor het berekenen van het restprofiel nader besproken. Voor de in dit rapport besproken methode wordt tevens gekeken naar het effect van de fijnheid van de EEM mesh, variatie van de grondsterktes en van de reststerkte.

### 5.2 Geometrie van de basisberekening

Als basisberekening wordt uitgegaan van een vereenvoudigde geometrie van de analyses die in [1] zijn uitgevoerd. Het dijklichaam en het voor- en achterland bestaan uit samendrukbare grond gelegen op een watervoerende zandlaag, zie [Figuur 12](#).



Figuur 12: Geometrie basisberekening

In deze figuur is te zien dat onderscheid gemaakt is tussen klei onder de dijk en klei naast de dijk. De kruinhoogte is gelijk aan NAP + 5,0 m, het achterland heeft een hoogte van NAP - 1,0 m. De wand reikt van NAP + 5,0 tot -21 m en de maatgevende hoogwaterstand is NAP + 4,4 m.

In de berekeningen zijn de waterstanden in het binnentalud conform [18].

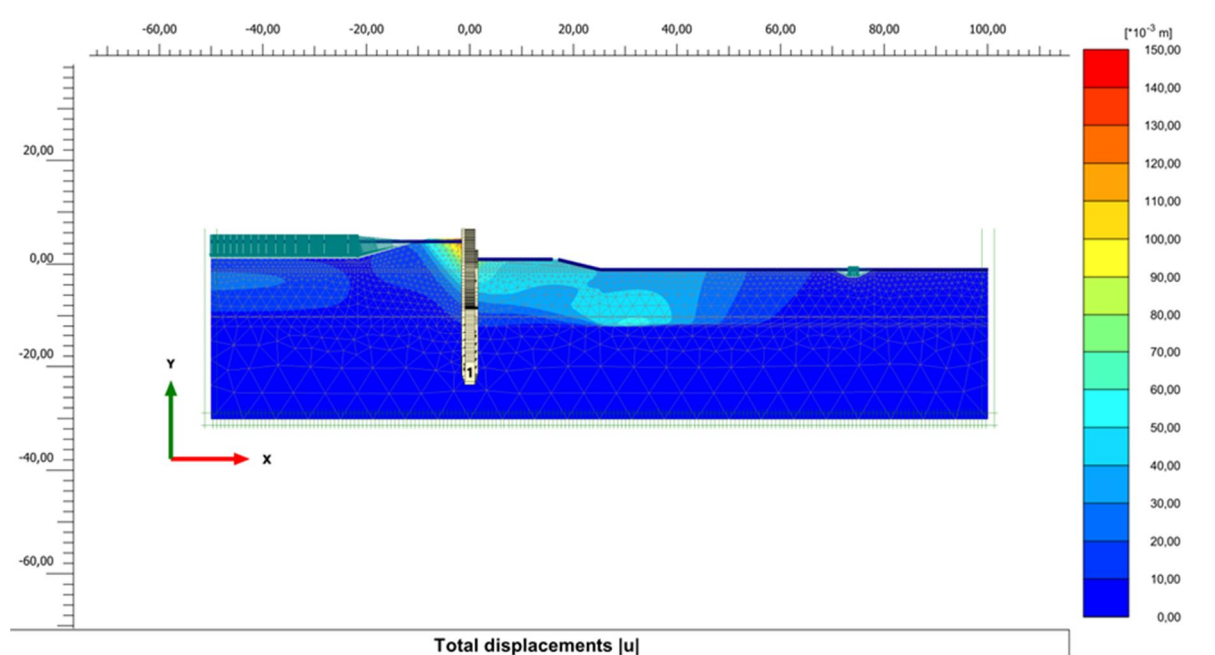
### 5.3 Berekening van de basisgeometrie met de huidige richtlijn

Om de in dit rapport voorgestelde richtlijn te kunnen vergelijken met de huidige richtlijn zijn eerst berekeningen gemaakt volgens de huidige richtlijn. De eerste berekening betreft de vereenvoudigde aanpak, dat wil zeggen een zakking van  $\frac{2}{3} H$  van het binnentalud met de originele sterkteparameters van de grond. De tweede berekening is

uitgevoerd met een zakking van  $1/3 H$  van het binnentalud met rest-sterkteparameters van de grond (schuifsterkte 50 % van de originele sterkte). De “extra  $1/3H$ ” verlaging is immers bedoeld als modelleer truc om niet de grondsterkte met 50% te hoeven verlagen, en dus zouden beide berekeningen theoretisch min of meer hetzelfde resultaat (lees: snedekrachten in de wand) moeten geven.

De berekende vervormingen voor de vereenvoudigde berekening, zakking binnentalud  $2/3 H$  met originele sterkte, zijn weergegeven in Figuur 13. Het berekende maximale buigende moment bedraagt 575 kNm.

Voor de niet vereenvoudigde berekening volgens de huidige richtlijn (zakking binnentalud  $1/3 H$  met 50 % van de originele sterkte) geldt dat die niet stabiel is. Dit restprofiel bezwijkt! Aangezien de resultaten van dit type berekening als basis hebben gediend voor het opstellen van de vereenvoudigde aanpak geldt dat die in dit geval niet mag worden toegepast. Hiermee is meteen de tekortkoming van deze vereenvoudigde methode aangetoond: de berekening slaagt, de wand lijkt stabiel en het buigende moment in de wand wordt verkregen. Er is geen enkele indicatie dat de methode niet voldoet. Maar als de achterliggende, niet vereenvoudigde, analyse wordt uitgevoerd blijkt dat het berekende buigende moment niet mag worden gebruikt voor het dimensioneren van de wand.



Figuur 13: Berekende verplaatsingen basis geometrie, huidige richtlijn:  $2/3 H$  zakking met originele sterkte

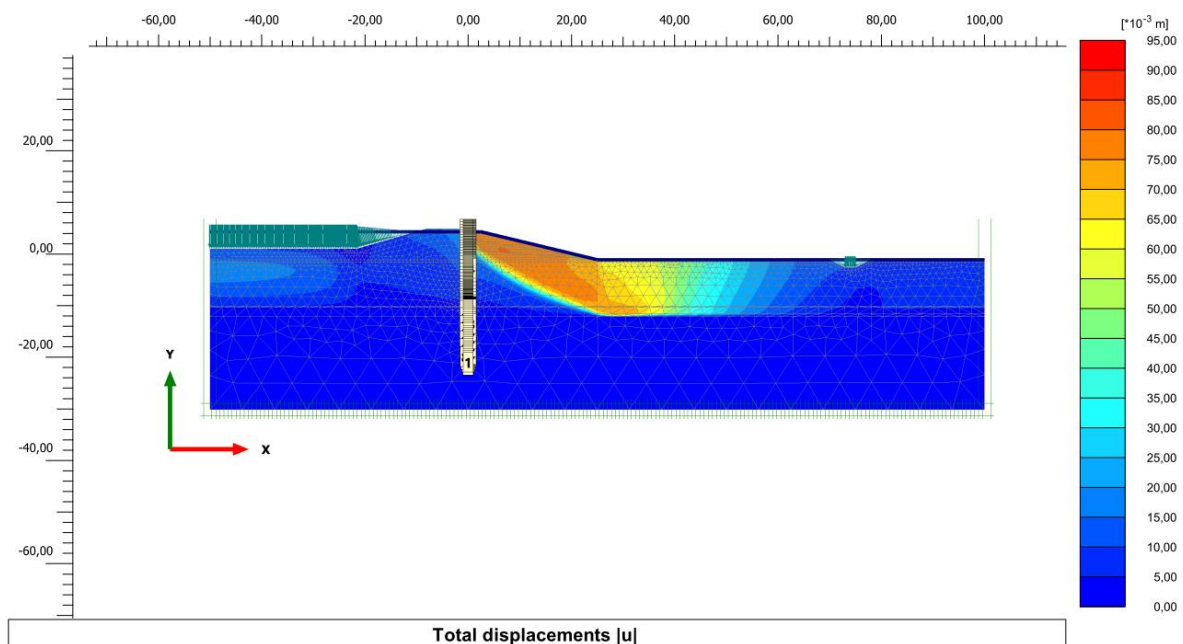
In plaats van een zakking/verlaging van  $1/3 H$  (in dit geval is dat ca. 2 m) is het binnentalud pas stabiel bij een zakking van 5,5 m. Dat levert een buigend moment op van 3721 kNm. Een toename ten opzichte van het met de vereenvoudigde methode berekende moment met ongeveer een factor 6!

De vereenvoudigde methode is in dit geval dus onveilig en dat is, zonder het uitvoeren van de bijbehorende niet vereenvoudigde berekening, niet te zien. Er is dus een vervangende methode nodig waarbij dit niet optreedt. De in hoofdstuk 3 van dit rapport gepresenteerde methode gaat na bezwijken altijd uit van reststerkte in de bezwijken zone en levert daardoor wel betrouwbare resultaten.

## 5.4 Berekening van de basisgeometrie volgens de aangepaste richtlijn

### 5.4.1 Meenemen van de massa van de afgeschoven grond in het achterland

In paragraaf 3.2 is toegelicht waar en hoeveel belasting op het achterland kan worden aangebracht. Voor de geometrie van de basisberekening uit paragraaf 5.2 komt de berekeningsstap met het maatgevende hoogwater in de uiterste grenstoestand (UGT MHW) niet tot een goed einde, maar breekt voortijdig af door bezwijken van het binnentalud. De in deze stap berekende verplaatsingen zijn weergegeven in Figuur 14. In deze figuur is te zien dat het glijvlak doorloopt tot aan de wetering in het achterland (oprijfsituatie). De belasting op het achterland moet in dit geval dus lopen van de teen van het binnentalud tot en met de wetering.

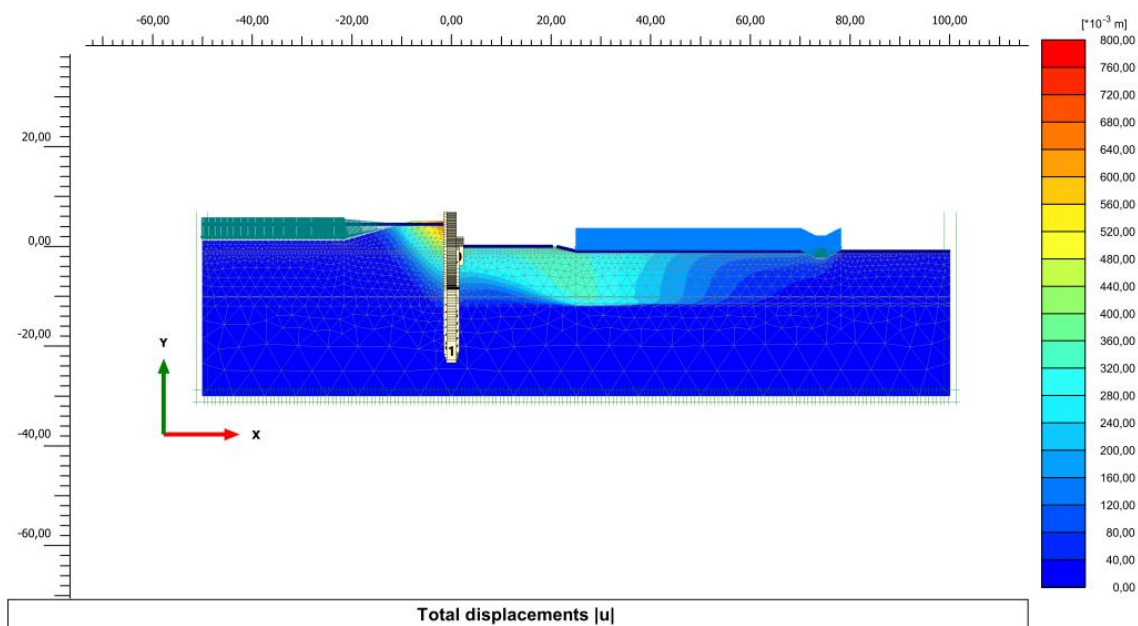


Figuur 14: Berekende verplaatsingen basisberekening: UGT MHW

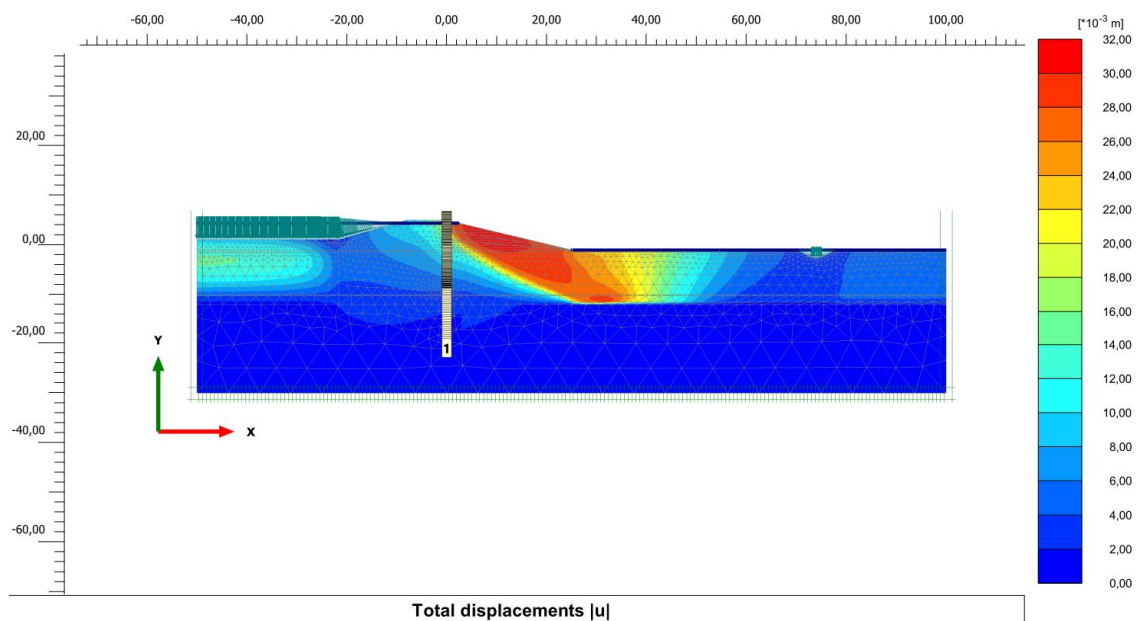
Het binnentalud is stabiel vanaf 5 m verlaging van het restprofiel (uitgaande van een reststerkte van 50% nog). De bijbehorende berekende verplaatsingen zijn weergegeven in Figuur 15.

Uit vergelijking van de verplaatsingsvelden in het achterland van deze fase en de vastgelopen UGT MHW fase blijkt dat weliswaar niet een geheel gelijke maar wel vergelijkbaar verplaatsingspatroon is berekend.

Naast deze standaard analyses is ook een UM+ analyse gedaan voor de UGT MHW situatie uit Figuur 14. Deze analyse loopt helaas vast. Het daarbij gevonden laatste verplaatsingsveld is weergegeven in Figuur 16. Ook dit verplaatsingsveld komt overeen met de vorigen (vooral met de UGT MHW berekening). Dat betekent dat het vervormingsveld van de “gewone” berekening gebruikt kan worden voor het bepalen van het gebied waar de maaiveldbelasting, die ontstaat door het vormen van een restprofiel, moet worden aangebracht. Ook dit verplaatsingsveld komt overeen met de vorigen.



Figuur 15: Berekende verplaatsingen basisberekening bij 5 m zakking van het restprofiel



Figuur 16: Berekende verplaatsingen basisberekening: UGT MHW, vastgelopen UM+ analyse

## 5.5 Invloed van de meshfijnheid op de berekeningsresultaten

Om te onderzoeken in hoeverre de berekende buigende momenten in de wand in de dijk afhankelijk zijn van de gebruikte mesh zijn berekeningen uitgevoerd, met de in dit rapport voorgestelde methodiek, met een fijne mesh (de basisberekening), een zeer fijne mesh en een grove mesh. De resultaten zijn grafisch weergegeven in bijlage A. De maximale waarden zijn weergegeven in Tabel 3 (nog steeds met 50% reststerkte).

Tabel 3: Berekende maximum waarden van de buigende momenten in de wand

Mesh	$M_{\max}$ bij 5 m zakking [kNm]
Matig fijn	2682
Fijn	2721
Zeer fijn	2733

De verschillen zijn klein, al geldt voor de matig fijne mesh dat het echte maximum, waarschijnlijk iets groter is dan berekend. In de grafiek in bijlage A is te zien dat het maximum een beetje wordt afgesnoten.

Doordat het binnentalud in laagjes van 0,5 m is gemodelleerd kan de mesh daar nooit echt grof worden. Dit heeft weliswaar invloed op de vergelijking van de resultaten, maar aangezien het opdelen in laagjes onderdeel uitmaakt van de procedure zal de mesh in het binnentalud nooit grof worden. De conclusies blijven daardoor van toepassing.

## 5.6 Invloed van de hoogte van de reststerkte op de berekeningsresultaten

Naast het effect van de meshfijnheid zoals is gepresenteerd in het voorgaande is ook onderzocht wat de invloed is van de grootte van de reststerkte op de berekende buigende momenten in de wand. De resultaten zijn grafisch weergegeven in bijlage B. De maximale waarden zijn weergegeven in Tabel 4.

Tabel 4: Resultaten berekeningen met verschillende reststerkte

Berekening	$M_{\max}$ [kNm]
Basis met reststerkte 50 %	2721
Basis met reststerkte 80 %	1154
Basis met reststerkte 100 %	391

Uit de resultaten blijkt dat de grootte van de reststerkte een significante invloed heeft op de grootte van de berekende buigende momenten in de wand. De zakking van het restprofiel neemt daarbij af van 5 m tot 2 m bij de reststerkte van 100 %.

In hoofdstuk 4 is aangegeven dat de residual strength uitgaande van de CSSM-theorie ca. een factor 0,8 à 0,99 lager kan zijn dan de piekschuifsterkte (Streefkerk – Ameide), maar niet per definitie lager hoeft te zijn dan de grondsterkte bij 2% rekken (waarbij dan wel geldt dat  $c=0$  kPa bij de residual strength en alleen  $\varphi_r > \varphi_{2\%}$  een rol speelt).

In relatie tot bovenstaande tabel komt dat tot uitdrukking in 80% tot 100% reststerkte. Indien om wat voor reden toch van remolded strength zou worden uitgegaan, hetgeen in de range ligt van 50% reststerkte (of minder) in bovenstaande tabel, dan zijn de effecten op de snedekrachten significant.

## 5.7 Invloed van de veiligheidsfactor van de dijk op de berekeningsresultaten

In paragraaf 2.2.2 en [5] is al aangegeven dat de grootte van de veiligheidsfactor invloed heeft op de berekende buigende momenten in de wanden in de dijk. Om het effect daarvan te onderzoeken is in [5] daarom aangegeven dat variaties van de basisberekening zullen worden uitgevoerd met verschillende veiligheidsfactoren. Het uitgangspunt daarbij was het variëren van de hoogwaterstand. Hoewel dit, rekentechnisch, de meest eenvoudige manier is om varianten van de basisberekening te maken komt dit bij nader inzien niet het beste overeen met de werkelijkheid. Omdat de basisberekening uitgaat van de hoogste waterstand zullen de varianten alle lagere waterstanden betreffen. Dat heeft als nadeel dat dit geen realistische scenario's zijn. Een dijk zal immers niet met een onnodige overhoogte worden gemaakt. Bij al de varianten met lagere hoogwaterstanden is de dijk dus eigenlijk te hoog. Tevens kan het bij grote verlagingen ook gevolgen hebben voor de opdrijfpotentiaal. En voor de wanden in deze berekeningen betekent dit dat er een te lage waterdruk op de wanden zal staan. Dat wordt maar gedeeltelijk gecompenseerd door de hogere gronddruk. Immers water geeft horizontaal eenzelfde druk als vertikaal ( $k_0 = 1$ ) terwijl die factor voor de korreldruk lager is.

In het onderzoek voor dit rapport is daarom gewerkt met een vaste hoogste rivierwaterstand maar met variatie in de sterkte van de grond. In de varianten is de schuifsterkte van de grond ( $c$  en  $\tan(\varphi)$ ) stapsgewijs met 10 % verhoogd. Analyses zijn uitgevoerd voor de basisberekening en sterktes van 110, 120 en 150% van de sterktes in de basisberekening. De bijbehorende berekende buigende momenten zijn grafisch weergegeven in bijlage C. De maximale waarden zijn weergegeven in Tabel 5.

Tabel 5: Resultaten berekeningen met verschillende sterktes van de grond

Berekening	$M_{\max}$ [kNm]
Basis	2721
Basis met 10 % extra sterkte	114

Uit de resultaten blijkt dat het effect van de sterkte-toename op de berekende buigende momenten groot is. De reden voor het grote verschil in buigend moment tussen de basis berekening en 110% sterkte is dat bij een sterkte van 110% het binnentalud stabiel blijft onder UGT omstandigheden. Dat betekent dat er geen bezwijken en dus geen restprofiel optreedt, en dus ook geen vrije kerende hoogte en reststerkte van de grond.

## 5.8 Conclusies berekeningen

Uit de resultaten van de berekeningen blijkt het volgende:

- De huidige, vereenvoudigde, modellering van het restprofiel is voor het hier gehanteerde voorbeeld onveilig. Dat is, zonder het uitvoeren van de bijbehorende niet vereenvoudigde berekening, echter niet te zien. Dit is onwenselijk. De in dit rapport gepresenteerde methode gaat na bezwijken altijd uit van reststerkte in de bezwijken zone en levert daardoor wel betrouwbare resultaten;
- Het effect van de meshfijnheid op de berekende buigende momenten is klein;
- De vorm van het bezwijkvlak kan worden bepaald op basis van de verplaatsingen van de UGT MHW berekeningsstap;
- Het effect van sterktevariatie van de grond van het binnentalud op de berekende buigende momenten is groot;
- De grootte van de reststerkte heeft een significante invloed op de grootte van de berekende buigende momenten in de wand;
- Bij uitwerking van een groot aantal laboratoriumproeven die zijn uitgevoerd voor het KIS project Streefkerk-Ameide blijkt dat de reststerkte veel hoger is dan de standaard aanbevolen reductie van de schuifsterkte met 50 %. Bij de laboratoriumproeven worden percentages voor de reststerkte van 70-100 % gevonden. In de hier beschouwde geometrie geeft dat een reductie van de berekende buigende momenten tot circa een factor 4! Het toepassen van de standaard reductie met 50 % wordt daarom afgeraden. Geadviseerd wordt de reststerkte te baseren op resultaten van laboratoriumproeven uitgevoerd tot grote rekken, uitgaande van de reststerkte in het kader van de CSSM-theorie.



## 6 Conclusies en aanbevelingen

### 6.1 Inleiding

De aanbevolen rekenmethodiek is een aanpassing van de aanpak in [2], [14] en [18]. Evenals in dat rapport is de uitgangssituatie in het nu voorliggende rapport, bij onvoldoende stabiliteit van het binnentalud, een verlagen van de hoogte van het binnentalud tot een restprofiel. In afwijking van [2] wordt echter niet uitgegaan van een reductie van de hoogte met  $2/3 H$  (tot  $1/3 H$ ) gecombineerd met de oorspronkelijke sterkte maar met een zodanige reductie met van de hoogte dat, met reststerkte, een stabiele situatie is verkregen. Het werken met gebieden met reststerkte is in Plaxis op zich niet bijzonder ingewikkeld en komt beter overeen met de werkelijkheid. Tevens biedt dit een mogelijkheid om in de toekomst grondmodellen, waarin sterkte terugval bij grotere rekken wordt meegenomen, toe te passen zonder dat de methodiek daarvoor opnieuw moet worden aangepast. Ook de momenteel gaande overgang naar ongedraineerd rekenen kan zonder aanpassing van de methode worden ingepast.

Een sterk punt van de in [2] gegeven methodiek is de relatieve eenvoud. Dit maakt de methode geschikt voor standaard toepassing bij het maken van een ontwerp. In principe wordt hier daarom ook een relatief eenvoudige methode beschreven die goed bij ontwerpanalyses kan worden toegepast.

### 6.2 Standaard ontwerpmethode

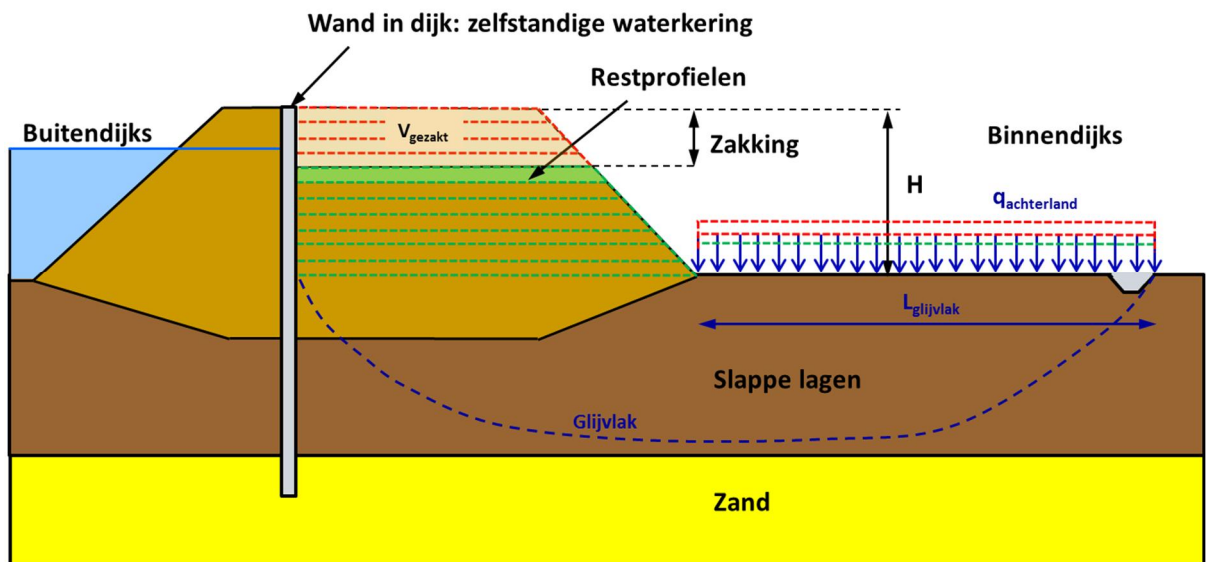
Het gebruik van Updated Mesh analyses is, door het vaak afbreken van de berekening ten gevolge van te grote vervorming van de elementen, niet geschikt voor ontwerpdoeleinden.

De aanbevolen standaardontwerpmethode is als volgt:

1. Opbouwen van de groene dijk met rekenwaardes van de grondsterkte (conform de "ABT M3 aanpak", zie [17]).
2. Indien bij een analyse onvoldoende veiligheid van het binnentalud wordt gevonden (d.i. de maatgevende rekenstap in Plaxis waarin de snedekrachten worden bepaald kan niet succesvol worden doorlopen), dient de hoogte van het binnentalud te worden verlaagd. Ook moet voor het gebied waar bezwijken optreedt worden overgegaan op rekenen met de reststerkte van de grond; zie paragraaf 3.2.4 voor de bepaling van dit gebied en hoofdstuk 4 voor het bepalen van de grootte van de reststerkte. Idealiter is die bepaald door middel van laboratoriumproeven. Indien die niet voorhanden zijn mag worden gerekend met een reststerkte van 50% van de piek(schuif)sterkte, zie ook paragraaf 6.3.
3. Het verschilvolume (van de oorspronkelijke geometrie en de nieuwe geometrie) maal het gewicht mag als bovenbelasting worden aangebracht over de afstand waarover bij fase 1 een bezwijkvlak te zien is. Zie als voorbeeld Figuur 17. Daarbij is de belasting op het achterland:  $q_{\text{achterland}} = ((\gamma_{\text{sat}} - 10) * V_{\text{gezakt}}) / L_{\text{glijvlak}}$ . Hierin is  $V_{\text{gezakt}}$  = het gezakte volume van het restprofiel en  $L_{\text{glijvlak}}$  = de lengte van het glijvlak. De grootte van de belasting is dus direct gekoppeld aan de zakking van het restprofiel.

NB. deze stap mag worden overgeslagen, maar dit zal resulteren in een minder economisch ontwerp.

4. Vervolgens wordt elke keer een laag verwijderd en de belasting op het achterland aangepast; totdat het binnentalud wel stabiel is. In Figuur 17 zijn de niet stabiele lagen aangegeven met een rode stippellijn en de stabiele met een groene. De eerste stabiele laag is in deze figuur geheel groen weergegeven. Omdat voor de buigende momenten in, en de stabiliteit van, een vrijstaande wand de kerende hoogte een grote rol speelt is het aantrekkelijk dunne lagen toe te passen. Door te rekenen met rekenwaarden geeft de eerste fase die stabiel is (en een berekende zakking kleiner dan de dikte van ene laagje geeft) de hoogte waarop het restprofiel, met voldoende veiligheid, stabiel is.



Figuur 17: Modellering restprofiel en verdeelde belasting

5. Bepalen van de buigende momenten in de wand bij de gevonden stabiele geometrie.

N.B. Uiteraard kan van de bovenstaande aanpak worden afgeweken door direct een zakking aan te nemen (bijvoorbeeld  $1/3 H$ ) en van daaruit verder te itereren tot een stabiele hoogte is verkregen.

### 6.3 Verbeterde modellering grondsterkte

Uit de literatuur is bekend dat met name gronden die in eerste instantie ongedraineerd reageren, zoals humeuze klei en veen, grote rekken kunnen vertonen alvorens zij hun zogenaamde pieksterkte bereiken. Tevens is bij grote rekken vrijwel altijd sprake van sterkterugval: na het bereiken van een pieksterkte neemt bij toenemende schuifrekken de sterkte af. Vaak wordt daarbij een min of meer stabiele eindsterkte gevonden. In GeoDelft (2002) [7] is aangegeven dat, indien er geen proefgegevens beschikbaar zijn, als reststerkte de helft van de piekschuifsterkte mag worden aangehouden.

In de praktijk wordt echter vaak de helft van de sterkte aangehouden bij 2 % rek. Dit betekent dat dus vaak een extra veiligheid wordt gehanteerd en de sterkte van de grond te laag wordt gemodelleerd.

Ter voorbereiding op project Streefkerk-Ameide zijn geavanceerde laboratoriumproeven uitgevoerd waarmee het gehele spannings-rek gedrag is vastgelegd. De gemeten reststerkte is hierbij aanzienlijk hoger dan 50% van de pieksterkte (en dus veel hoger dan 50% van de sterkte bij 2% rek). Bij de proeven worden percentages voor de reststerkte van 70-100 % van de pieksterkte gevonden. In de hier beschouwde geometrie geeft dat een reductie van de berekende buigende momenten tot circa een factor 4. Het toepassen van de standaard reductie met 50 % wordt daarom afgeraden. Geadviseerd wordt de reststerkte te baseren op resultaten van laboratoriumproeven uitgevoerd tot grote rekken, uitgaande van reststerkte in het kader van de CSSM-theorie.

#### **6.4 Doorkijk naar andere projecten en bezwijkmechanismen**

De in dit rapport beschreven verbeterde methode voor het modelleren van het restprofiel is onderzocht aan de hand van een lang gerekt Uplift-glijvlak voor omstandigheden zoals die bij KIS gelden. De methode is echter algemeen toepasbaar, dus ook in het geval van Bishop-glijcirkel, of andere geometrieën van de dijk / achterland kan het principe van deze methode gehanteerd worden:

Uit de vorm van het bezweken binnentalud volgt welke grondlagen “uitgezet” moeten worden in Plaxis, en over welke lengte in het achterland de bovenbelasting moet worden gemodelleerd (overeenkomstig het volume van het gezakte talud).

Tevens volgt uit de vorm van het bezweken binnentalud in welke zone met reststerkte gerekend moet worden. Bij een relatief ondiepe Bishop-cirkel blijft er zodoende op grotere diepte nog een heel grondmassief direct voor de grondkering over waarin de oorspronkelijke grondsterkte gehandhaafd blijft. Dit komt de passieve weerstand en daarmee de snedekrachten ten goede.

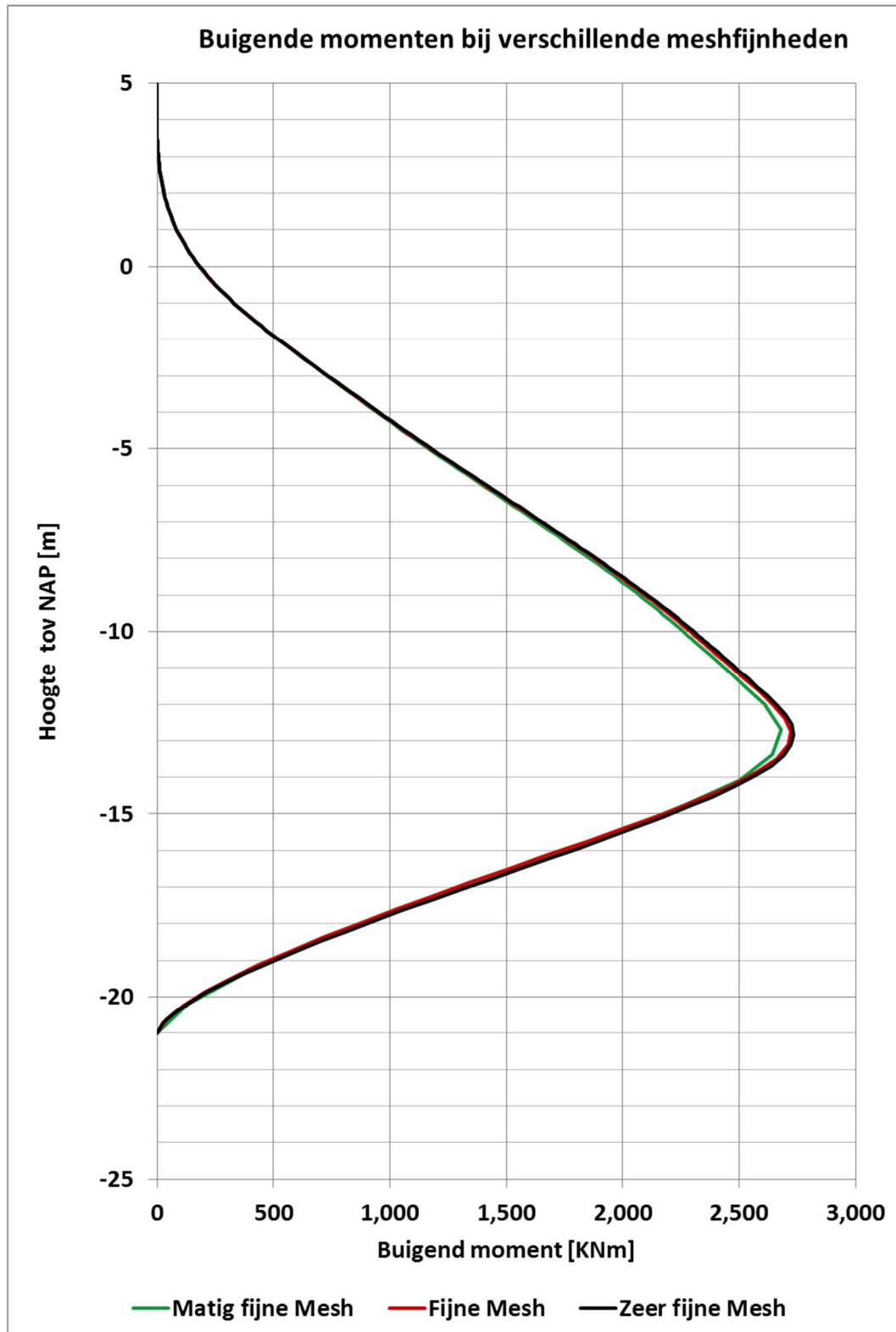
Bij glijvlakken zal altijd sprake zijn van grote rekken, ongeacht of dit Bishop, Spencer of Uplift glijvlakken betreft. Derhalve kan voor de reststerkte altijd de voorgestelde aanpak worden gehanteerd, zijnde de residual strength op basis van laboratoriumproeven uitgevoerd tot grote rekken.

## 7 Literatuurverwijzingen

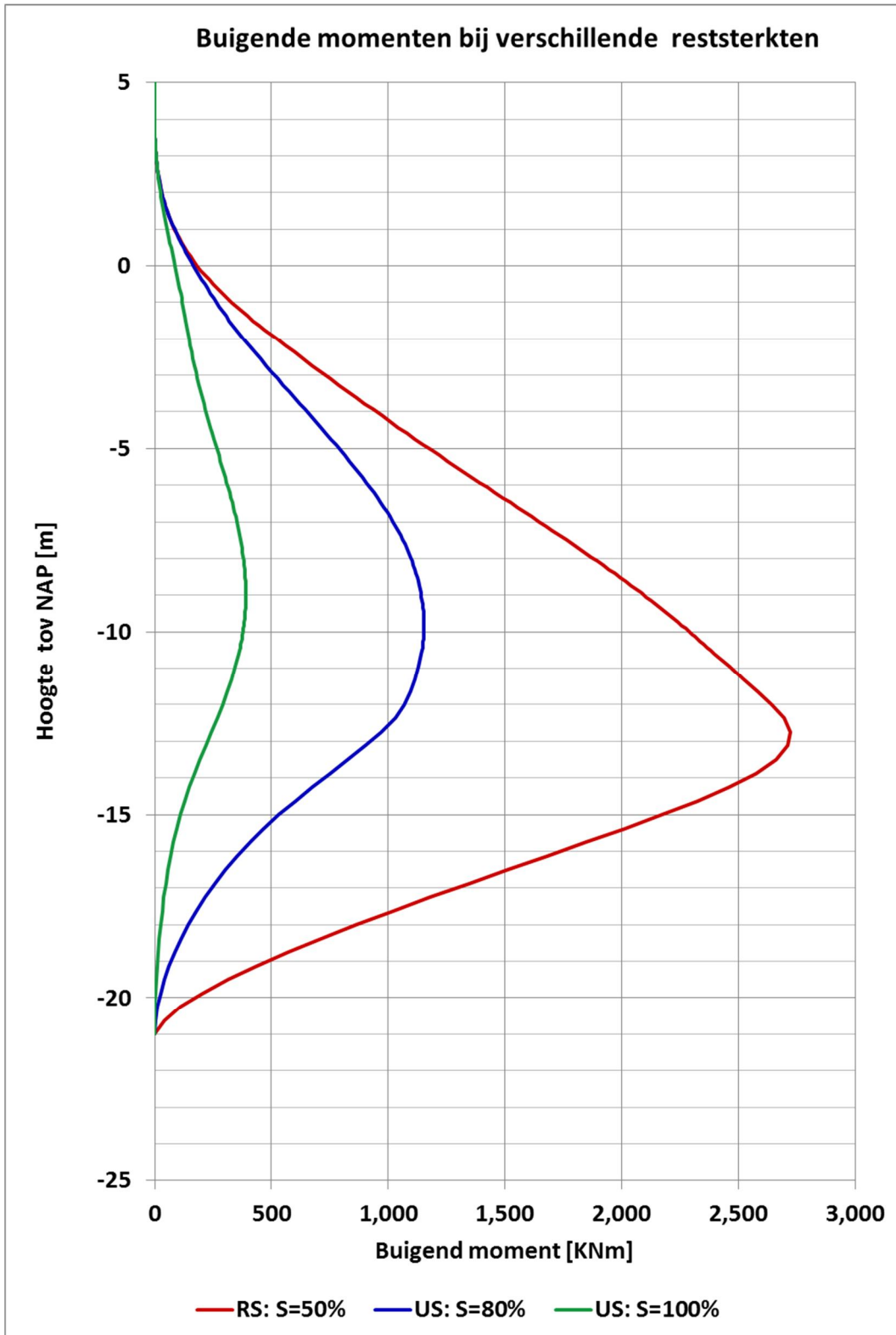
- [1] Janssen, J. (2016), Verbetering berekeningswijze onverankerde stabiliteitsschermen, POV-M rapport 160526\_14185, versie 2
- [2] Royal Haskoning. (2012). Onderzoek in het kader van ontwerprichtlijn stabiliteitsschermen WSRL. Onderdeel 6: Reststerkte (rapport), kenmerk 9X1883.AO definitief
- [3] Schofield, A. Wroth P. (1968), Critical State Soil Mechanics. *McGraw-Hill*, ISBN 978-0641940484
- [4] Skempton, A.W. (1964), Long-term Stability of Clay Slopes, *Géotechnique*, 14, 77–101.
- [5] Plan van Aanpak Aanpassing modellering restprofiel Veiligheid van (onverankerde) stabiliteitswanden; vervolg 14-06-2016, versie 1
- [6] WBI2017, Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium
- [7] GeoDelft, CO-317900/446 versie 1: 'Sterkte gestructureerde kleigrond'.
- [8] R. B. J. Brinkgreve, Geomaterial models and numerical analysis of softening, TU Delft, Delft University of Technology, 1994. ISBN 90-9007034-6
- [9] Wang B., Vardon P.J., Hicks M.A., *Computers and Geotechnics*, September 2016. Investigation of retrogressive and progressive slope failure mechanisms using the material point method
- [10] D'Ignazio, M., & Lämsivaara, T. (2015). Shear bands in soft clays: strain-softening behavior in finite element method *Rakenteiden mekaniikka*, 48(1), 83-98, 2015.
- [11] Panageulias S. , Palmieri F., Brinkgreve R. B.J. (2016). PLAXIS The SHANSEP MC model 2016, Plaxis website
- [12] Teunissen, J. (2009). SBW Analyse macrostabiliteit van dijken met Eindige Elementen Modellen Achtergronden bij Activiteit EEM 04. a: Opstellen stappenplan., Deltares. 1001463-013-GEO-0002 Versie 2, d.d. 2009-09-23.
- [13] CUR Rapport 162 Construeren met grond, Grondconstructies op en in weinig draagkrachtige en sterk samendrukbare ondergrond, 1992
- [14] Larsen, H., Lubking, P., & Bredeveld, J. (2013). Ontwerp stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen (groene versie). Deltares, Delft.
- [15] 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.
- [16] DT476-2-17-005 804-notc02-voorstel verbeterde OSPW, Witteveen en Bos
- [17] POVM cluster rekenen, Quick Wins, Deltares rapport 1220505-001 versie 1, Augustus 2016
- [18] Larsen, H., Havinga, H. (2013), Ontwerp zelfstandig waterkerende constructies (type I) dijkversterking KIS. Deltares, Delft
- [19] Schematiseringshandleiding Macrostabiliteit – WBI2017, 1 september 2016, Ministerie van Infrastructuur en Milieu
- [20] Terzaghi, K., Peck, R.B., *Soil Mechanics in Engineering Practice*, second edition, 1967, John Wiley and Sons, Inc.
- [21] Lambe & Whitman, *Soil Mechanics*, SI Version, 1979.
- [22] Abuhajar, O. Hesham El Naggar, M, Newson, T , Review of Available Methods for Evaluation of Soil Sensitivity for Seismic Design, 2010 - Fifth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics

- [23] Skempton, A. W. and Northey, R. D. [1952] “The Sensitivity of Clays” Geotechnique, Vol. 3, No. 1, pp 30-53.

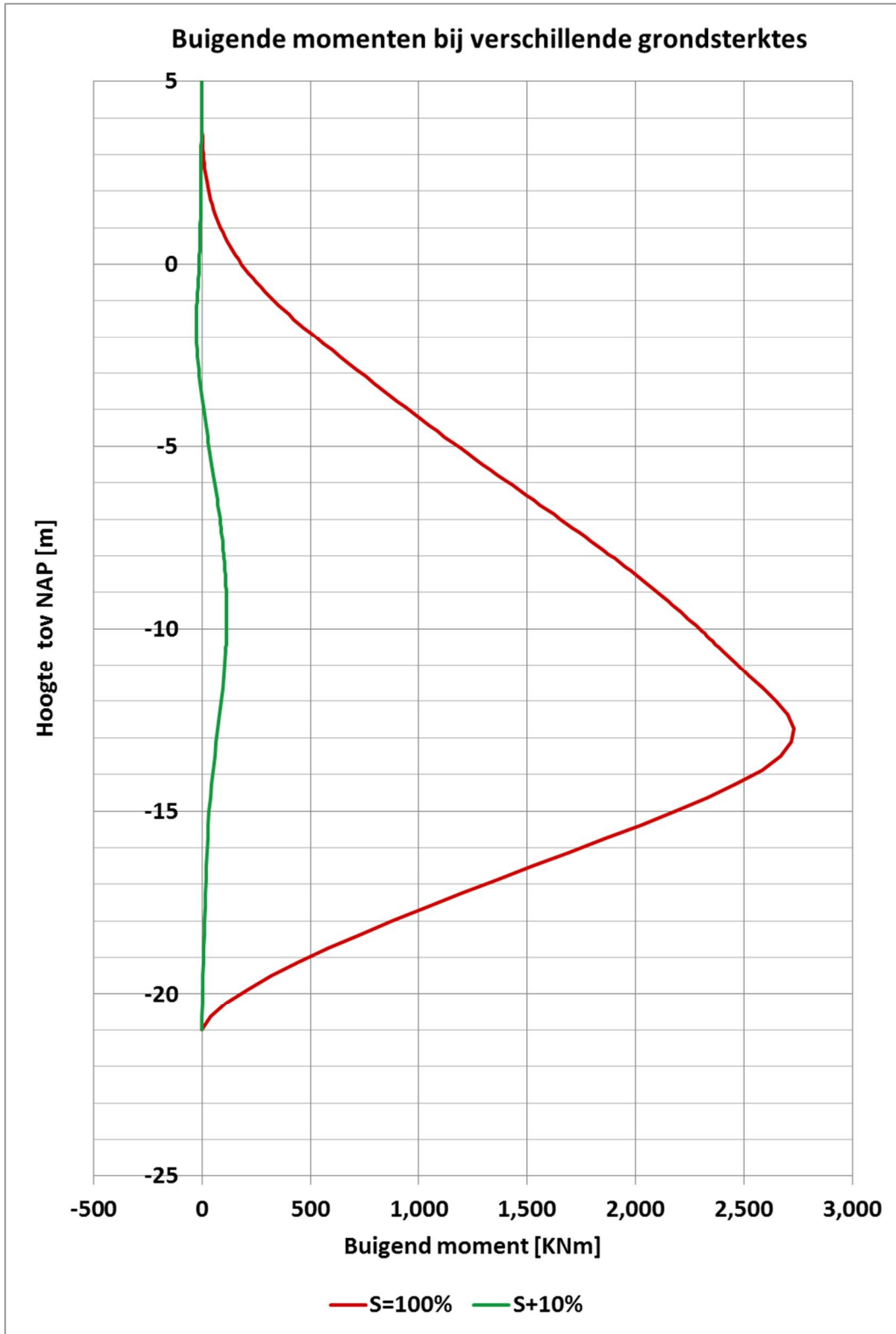
## A. Berekende buigende momenten bij verschillende meshfijnheden



## B. Berekende buigende momenten bij verschillende reststerkte



### C. Berekende buigende momenten bij verschillende grondsterktes





## D. Samenvatting resultaten laboratoriumproeven

## Triaxiaal proeven

Proef	Grondsoort							$\tau_{\max}$	$M_{\max\_rek}$	$\tau_r/\tau_{\max}$ [%]
AW205.+031_B_BIK	Klei, matig zandig, zwak humeus	Rek [%]	0	2	5	15	25	5,3	26,3	75
		Tau [kPa]	17,0	37,3	38,9	33,7	28,9	39,0	29,4	
AW205.+031_B_BIT	Klei, zwak siltig, zwak humeus	Rek [%]	0	2	5	15	25	12,5	26,2	95
		Tau [kPa]	21,9	67,6	70,2	71,8	69,3	72,2	68,7	
AW205.+031_B_BIT	Klei, zwak siltig, sterk humeus	Rek [%]	0	2	5	15	25	4,4	26,0	73
		Tau [kPa]	28,2	93,4	105,0	90,8	77,2	105,2	76,5	
AW213.+167_B_BIK	Klei, matig siltig, sterk humeus, matig houthoudend	Rek [%]	0	2	5	15	25	3,6	25,0	72
		Tau [kPa]	101,6	162,8	164,0	130,4	118,9	165,2	118,9	
AW213.+167_B_BIT	Klei, matig siltig, matig humeus	Rek [%]	0	2	5	15	25	4,6	25,3	81
		Tau [kPa]	112,3	182,1	183,1	173,7	149,1	183,2	148,4	
AW213.+171_B_AL	Klei, matig siltig, matig humeus, matig houthoudend	Rek [%]	0	2	5	15	25	4,7	25,4	84
		Tau [kPa]	31,5	58,1	61,0	56,5	51,6	61,0	51,5	
AW217.+084_B_BIT	Klei, matig siltig, zwak humeus, zwak schelphoudend	Rek [%]	0	2	5	15	25	11,5	26,0	91
		Tau [kPa]	16,9	56,1	60,6	62,3	57,7	63,1	57,4	
AW240.+027_B_BIK	Klei, matig siltig, matig humeus, met zandlaagjes	Rek [%]	0	2	5	15	25	2,8	25,9	83
		Tau [kPa]	101,9	139,7	139,2	128,5	116,7	139,8	115,5	
AW205.+030_B_AL	Klei, zwak siltig, zwak humeus, met zandlaagjes	Rek [%]	0	2	5	15	25	5,8	24,2	80
		Tau [kPa]	23,5	47,3	48,9	44,6	39,5	49,1	39,5	

		[kPa]								
AW205.+031_B_BIK	Klei, matig zandig, zwak humeus	Rek [%]	0	2	5	15	25	5,3	26,3	75
		Tau [kPa]	17,0	37,3	38,9	33,7	28,9	39,0	29,4	
AW205.+031_B_BIK	Klei, matig siltig, matig humeus, met zandlaagjes	Rek [%]	0	2	5	15	25	1,0	26,7	73
		Tau [kPa]	81,3	113,4	111,2	94,0	84,2	114,1	82,9	
AW205.+031_B_BIT	Klei, zwak siltig, zwak humeus	Rek [%]	0	2	5	15	25	12,5	26,2	95
		Tau [kPa]	21,9	67,6	70,2	71,8	69,3	72,2	68,7	
AW205.+031_B_BIT	Klei, zwak zandig, zwak humeus	Rek [%]	0	2	5	15	25	3,4	26,1	82
		Tau [kPa]	105,5	145,8	145,6	138,3	121,4	146,0	120,0	
AW205.+031_B_BIT	Klei, zwak siltig, sterk humeus	Rek [%]	0	2	5	15	25	4,4	26,0	73
		Tau [kPa]	28,8	93,4	105,0	90,8	77,2	105,2	76,5	
AW207.+158_B_AL	Klei, matig siltig, sterk humeus, zwak houthoudend	Rek [%]	0	2	5	15	25	7,4	26,0	79
		Tau [kPa]	15,5	41,8	45,7	42,4	37,1	46,2	36,5	
AW207.+162_B_BIT	Klei, zwak siltig, sterk humeus, met schelp- en houtresten	Rek [%]	0	2	5	15	25	8,2	27,8	79
		Tau [kPa]	50,1	131,1	145,4	137,5	118,6	147,8	116,4	
AW207.+162_B_BIT	Klei, matig siltig, zwak humeus	Rek [%]	0	2	5	15	25	6,1	26,1	90
		Tau [kPa]	15,6	58,0	60,7	58,6	55,0	60,8	54,6	
AW207.+162_B_BIK	Klei, sterk zandig, zwak humeus	Rek [%]	0	2	5	15	25	1,3	26,6	80

		Tau [kPa]	169,5	239,1	233,1	218,8	194,4	240,1	191,5	
AW207.+162_B_BIK	Klei, sterk zandig, zwak humeus	Rek [%]	0	2	5	15	25	9,5	26,2	84
		Tau [kPa]	116,9	178,5	182,3	177,3	157,4	185,1	155,6	
AW207.+162_B_BIK	Klei, matig siltig, matig humeus	Rek [%]	0	2	5	15	25	4,4	26,4	78
		Tau [kPa]	21,5	65,8	75,2	63,8	59,8	75,7	59,2	
AW207.+158_B_AL	Klei, matig siltig, matig humeus	Rek [%]	0	2	5	15	25	4,8	21,2	79
		Tau [kPa]	28,5	33,4	34,0	29,1	-	34,0	27,0	
AW213.+167_B_BIK	Klei, zwak zandig, zwak humeus, zwak roesthoudend	Rek [%]	0	2	5	15	25	9,5	26,0	94
		Tau [kPa]	69,0	143,9	153,6	154,9	148,5	157,4	147,5	
AW213.+167_B_BIK	Klei, matig siltig, zwak humeus, met houtsporen	Rek [%]	0	2	5	15	25	0,7	26,6	71
		Tau [kPa]	122,4	161,7	157,8	142,3	119,0	164,3	116,9	
AW213.+171_B_AL	Klei, zwak siltig, sterk humeus, zwak planthoudend, zwak schelphoudend	Rek [%]	0	2	5	15	25	5,1	26,3	79
		Tau [kPa]	5,5	12,1	13,6	11,8	10,8	13,6	10,7	
AW213.+171_B_AL	Klei, uiterst siltig, sterk humeus	Rek [%]	0	2	5	15	25	7,7	29,0	82
		Tau [kPa]	25,7	43,7	45,0	42,1	38,0	45,2	37,0	
AW217.+083_B_AL	Klei, zwak siltig, zwak humeus	Rek [%]	0	2	5	15	25	5,5	25,0	80
		Tau [kPa]	27,2	47,8	49,1	45,3	39,2	49,2	39,2	
AW217.+083_B_AL	Klei, matig siltig, matig humeus	Rek [%]	0	2	5	15	25	10,7	25,8	86

		[%]								
		Tau [kPa]	30,3	61,7	64,0	64,2	57,0	65,4	56,5	
AW217.+084_B_BIT	Klei, matig siltig, zwak humeus, zwak schelphoudend	Rek [%]	0	2	5	15	25	11,5	26,0	91
		Tau [kPa]	16,9	56,1	60,6	62,3	57,7	63,1	57,4	
AW217.+084_B_BIT	Klei, zwak siltig, matig humeus, matig houthoudend	Rek [%]	0	2	5	15	25	4,9	26,0	76
		Tau [kPa]	24,6	71,5	82,5	70,8	63,4	82,5	62,9	
AW230.+080_B_AL	Klei, sterk zandig, zwak humeus	Rek [%]	0	2	5	15	25	5,9	26,1	90
		Tau [kPa]	4,5	13,3	14,1	13,3	12,8	14,1	12,7	
AW230.+082_B_BIT	Klei, matig siltig, zwak humeus, met zandlaagjes	Rek [%]	0	2	5	15	25	11,3	26,5	91
		Tau [kPa]	18,5	37,9	41,6	42,7	39,7	43,3	39,2	
AW240.+027_B_BIT	Klei, sterk zandig, zwak humeus, zwak schelphoudend	Rek [%]	0	2	5	15	25	9,2	26,0	88
		Tau [kPa]	40,5	77,9	82,3	81,5	74,7	84,1	74,1	

## Direct simple shear proeven

Monster	Grondsoort	Shear strain [%]	$\tau (s_{max})$ [kPa]	Shear strain [%]	$\tau_r$ [kPa]	$\tau_r/\tau_{max}$ [%]
AW205.+030_B_AL	Veen, mineraalarm, matig houthoudend, zwak planthoudend	22,3	28,3	43,5	27,0	95
AW205.+030_B_AL	Veen, sterk kleilig, matig houthoudend, met plantresten	12,6	8,1	42,0	6,6	81
AW205.+031_B_BIT	Veen, mineraalarm	31,4	184,6	40,1	180,4	98
AW207.+158_B_AL	Veen, mineraalarm, matig houthoudend, met Plantresten	27,7	19,3	40,5	16,2	84
AW213.+167_B_BIK	Veen, zwak kleilig, sterk houthoudend	31,2	50,2	43,4	47,3	94
AW217.+083_B_AL	Veen, mineraalarm, matig houthoudend	32,1	28,0	44,9	26,6	95
AW217.+084_B_BIK	Veen, mineraalarm	35,9	223,5	40,0	222,0	99
AW217.+084_B_BIT	Veen, mineraalarm	28,0	256,9	40,0	247,2	96
AW230.+080_B_AL	Veen, mineraalarm, matig houthoudend	27,7	102,1	46,1	94,6	93