



Rijkswaterstaat
Ministerie van Infrastructuur en Milieu

Deltares

Analyse Macrostabiliteit Dijken met de Eindige Elementen Methode

December 2011

Dit rapport is opgesteld in opdracht van RWS Waterdienst

Analyse Macrostabiliteit Dijken met de Eindige Elementen Methode

Henk Bakker
Joost Bredeveld
Hans Teunissen

1202121-012

Titel

Analyse Macrostabiteit Dijken met de Eindige Elementen Methode

Opdrachtgever
Waterdienst

Project
1202121-012

Kenmerk
1202121-012-GEO-0005

Pagina's
97

Trefwoorden

SBW project Werkelijke Sterkte, stabiliteitsanalyse, richtlijn, Eindige Elementen Methode

Samenvatting

Het SBW-project 'Werkelijke Sterkte', dat in opdracht van de Waterdienst van Rijkswaterstaat door Deltares wordt uitgevoerd, bestaat uit een aantal inhoudelijk gerichte projecten. Deze richten zich op het invullen van belangrijke kennisleemtes bij het vijfjaarlijks toetsen van de primaire waterkeringen, met als doel om het toetsingsinstrumentarium uit te breiden en te verbeteren.

Binnen het deelproject 'Analyse macro-stabiliteit van dijken met EEM' worden een veiligheidsfilosofie en stappenplan ontwikkeld voor het toetsen van de macrostabiteit van primaire waterkeringen (al dan niet met eenvoudige constructies zoals damwanden) met behulp van Eindige Elementen Methode. Met als doel te komen tot een richtlijn waarmee in de praktijk tot resultaten uit 2D plane strain stabiliteitsanalyses op basis van de Eindige Elementen Methode wordt gekomen die in een toetsing aan de wettelijk vereiste veiligheid worden geaccepteerd.

In het onderzoek, dat in de onderliggende richtlijn heeft geresulteerd, is het volgende geconcludeerd:

- De veiligheidsfilosofie in de richtlijn moet aansluiten bij de veiligheidsfilosofie van het Addendum behorende bij Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies.
- Conform dit Addendum worden onzekerheden in rekening gebracht door een schematiserings-, model- en schadefactor. Tevens wordt een opschaaftfactor geïntroduceerd, die per situatie op basis van de materiaalfactoren uit het Addendum dient te worden bepaald.
- In de opbouw naar de spanningssituatie tijdens de aanwezigheid van het Toetspeil dient de karakteristieke waarde voor de schuifsterkte (en niet-associatief gedrag) te worden aangehouden.
- Het toetsen aan een opgeschaalde stabiliteitsnorm vindt plaats in een gedraineerde sterkte-reductie berekening, waarin van evenredig opgeschaalde rekenwaarden van de schuifsterkte (en associatief gedrag) dient te worden uitgegaan. De maatgevende snedenkrachten worden ontleend aan de berekeningsstap waarbij aan de vereiste opgeschaalde stabiliteitsnorm wordt voldaan.
- Ter verificatie van de maatgevende snedenkrachten dient een ongedraineerde sterkte-reductie tot aan een (bij voorkeur) gelijk veiligheidsniveau te worden uitgevoerd.

Met deze eenvoudige aanpak kan een goed beeld worden verkregen van de vervormingen onder veel voorkomende belastingsituaties, hetgeen aansluit bij de wens om bij primaire waterkeringen ook te toetsen aan de grenstoestand voor vervorming.

Status
definitief

Inhoud

1 Inleiding	1
1.1 Achtergrond	1
1.1.1 SBW-project 'Werkelijke Sterkte'	1
1.1.2 Deelproject 'Analyse macrostabiliteit van dijken met EEM'	1
1.1.3 Inpassing deelproject in het SBW-onderzoek	2
1.2 Aanleiding	2
1.2.1 Algemeen	2
1.2.2 Probleembeschrijving	3
1.2.3 Probleemstelling	4
1.2.4 Doelstelling	5
1.2.5 Onderzoeksvragen	5
1.3 Leeswijzer	6
1.4 Verklarende lijst van termen	6
2 Probleembeschrijving	9
2.1 STAP 1: Verzamelen algemene gegevens	9
2.2 Specifieke gegevens voor eindige elementen analyses	9
3 Toetsmethode en stabiliteitsnorm	11
3.1 Algemeen	11
3.2 Toetsmethode	11
3.2.1 Toetsing globale veiligheid van doorsnede	12
3.2.2 Toetsing constructieve elementen	13
3.3 STAP 2: Vaststellen minimaal vereiste maatgevende stabiliteitsfactor	14
3.3.1 Stabiliteitsfactor grondlichaam	14
4 Opzetten eindige elementenanalyse	19
4.1 STAP 3: Opzetten geometrie	19
4.2 STAP 4: Modelleren van materiaalgedrag	21
4.2.1 Algemeen	21
4.2.2 Stijfheidsgedrag grond; keuze constitutief model	21
4.2.3 Schuifsterkte grond; parametersets	23
4.2.4 Gedrag constructieve elementen	25
4.2.5 Gedrag interface elementen	26
4.3 STAP 5: Vaststellen hydraulische en geohydrologische randvoorwaarden	27
5 Uitvoeren eindige elementen analyse	29
5.1 Algemeen	29
5.1.1 Rekenfases in eindige elementenberekening	29
5.1.2 Numerieke aspecten	30
5.2 STAP 6: Genereren van initiële situatie	31
5.3 STAP 7: Opbouwen van belastingfase	33
5.4 STAP 8: Opzetten sterkte-reductie berekening (feitelijke toets)	36
5.5 Overige aspecten en aandachtspunten	39
6 STAP 9: Interpretatie en controle resultaten	41

7 STAP 10: Rapporteren toetsresultaten	45
8 Vervolgonderzoek	47
8.1 Vervolgonderzoek ten behoeve van EEM-richtlijn	47
8.2 Samenvatting SBW EEM-wensen ten aanzien van PLAXIS	49
9 Literatuurlijst	51

Bijlage(n)

A Bestaande regelgeving

- A.1 Inleiding
- A.2 Relevante inhoud van bestaande regelgeving
 - A.2.1 TR Waterkerende Grondconstructies met bijbehorend Addendum
 - A.2.2 Leidraad Kunstwerken
 - A.2.3 CUR 166 Damwandconstructies (deel 1)
 - A.2.4 CUR 166 Damwandconstructies (deel 2)
 - A.2.5 TR Kistdammen en Diepwanden in Waterkeringen
- A.3 Mogelijke wijzen van aanpak eindige elementenberekening
- A.4 Conclusies
 - A.4.1 Vergelijking bestaande regelgeving
 - A.4.2 Veiligheidsfilosofie in richtlijn Eindige Elementen Methode
 - A.4.3 Aanpak eindige elementenberekening

B Samenvatting "Stabiliteits- en sterktecriteria bij lange damwanden in dijken"

C Beschrijving materiaalgedrag

- C.1 Parametersets eindige elementenberekening
- C.2 Constitutieve modellen
 - C.2.1 Mohr-Coulomb model
 - C.2.2 Hardening Soil model
 - C.2.3 Modelling gedrag van interface elementen
- C.3 Achtergrond keuze gedraineerde of ongedraineerde analyse
 - C.3.1 Ongedraineerd grondgedrag
 - C.3.2 Uitvoering van ongedraineerde analyses
 - C.3.3 Conclusie ongedraineerd gedrag
- C.4 Invulling van gedraineerde analyse
 - C.4.1 Niet-associatief of associatief gedrag
 - C.4.2 Equivalent associatief model

D Te verzamelen gegevens

E Voorbeeldcase

1 Inleiding

1.1 Achtergrond

1.1.1 SBW-project 'Werkelijke Sterkte'

Het programma Sterkte & Belastingen Waterkeringen (SBW) wordt in opdracht van de Waterdienst van Rijkswaterstaat door Deltares uitgevoerd. Het bestaat uit een aantal inhoudelijk gerichte projecten, die zich richten op het invullen van belangrijke kennisleemtes bij het vijfjaarlijks toetsen van de primaire waterkeringen. Deze kennisleemtes betreffen zowel de belasting- als de sterktekant bij het toetsen. Door kennisleemtes in te vullen wordt het toetsingsinstrumentarium uitgebreid en verbeterd. De huidige verbeterslag wordt gemaakt ten behoeve van het Voorschrift Toetsen op Veiligheid (VTV) Primaire Waterkeringen 2011.

Eén van de projecten is het SBW-project 'Werkelijke Sterkte', dat erop gericht is het toets-spoor van macrostabiliteit binnenwaarts te verbeteren. Het omvat onderzoek naar de drie volgende kennisleemtes die, vanwege de bestaande raakvlakken binnen het SBW-project 'Werkelijke Sterkte', zijn gebundeld:

- toetsen macrostabiliteit van dijken aan grenstoestanden voor sterkte en vervorming;
- schuifsterkte van grond bij lage effectieve spanningen;
- analyse macrostabiliteit van dijken met de Eindige Elementen Methode (EEM).

De onderzoeksresultaten van deze drie deelprojecten binnen het SBW-project 'Werkelijke Sterkte' zullen gezamenlijk leiden tot een Technisch Rapport.

1.1.2 Deelproject 'Analyse macrostabiliteit van dijken met EEM'

Bij het toetsen op de macrostabiliteit van primaire waterkeringen komt de Eindige Elementen Methode aan bod als eenvoudige rekenregels of glijvlakberekeningen tekort schieten, bijvoorbeeld bij toepassing van constructieve elementen in waterkeringen. Er bestaat momenteel echter geen veiligheidsfilosofie en stappenplan voor het uitvoeren van eindige elementenberekeningen voor het toetsen van waterkeringen. Dit betekent dat met het rekenresultaat van eindige elementenberekeningen nog niet goed kan worden getoetst aan de wettelijk vereiste veiligheid. Dit vormt een drempel voor het gebruik en de acceptatie van de Eindige Elementen Methode als toetsingsinstrument.

Het hoofddoel van het SBW-deelproject 'Analyse macrostabiliteit van dijken met EEM' is dan ook het ontwikkelen van een richtlijn, bestaande uit een veiligheidsfilosofie en een bijbehorend stappenplan, op basis waarvan ten behoeve van het toetsen van een waterkering stabiliteitsanalyses met behulp van 2D plane strain eindige elementenberekeningen kunnen worden uitgevoerd. Hierbij is de ambitie uitgesproken om de Eindige Elementen Methode te gebruiken als *ultimate limit state* model, waarbij de veiligheid op de gebruikte klassieke glijvlakmodellen (Bishop, Lift Van, Spencer) wordt afgestemd.

N.B. Bij het ontwerpen en toetsen van primaire waterkeringen dienen grotendeels dezelfde aspecten te worden beschouwd. Het belangrijkste verschil tussen beide is echter de te beschouwen planperiode, welke invloed heeft op de partiële veiligheidsfactoren die moeten worden meegenomen.

De samenhang met de twee andere deelprojecten binnen SBW-project 'Werkelijke Sterkte' is groot. De resultaten uit beide deelprojecten zijn noodzakelijk om een aantal onzekerheden dat met eindige elementenberekeningen worden geïntroduceerd te verkleinen of op te heven, en daarmee om de meerwaarde van de Eindige Elementen Methode als toetsingsinstrument te realiseren.

1.1.3 Inpassing deelproject in het SBW-onderzoek

De doelstelling van activiteit EEM12 binnen deelproject 'Analyse macrostabiliteit van dijken met EEM' is het komen tot een in de praktijk bruikbare richtlijn om met een 2D plane strain eindige elementen analyse primaire waterkeringen, al dan niet voorzien van constructieve elementen, te kunnen toetsen op macrostabiliteit en op de sterkte van eventueel daarin aanwezige constructieve elementen. Het resultaat is de onderliggende richtlijn.

In deze richtlijn ten behoeve van [V&W-VTV 2011] ligt de nadruk op waterkeringen zonder constructies of met eenvoudige constructies, zoals damwanden. In daarop volgende toetsronden kan dit worden uitgebreid naar meer complexe versterkingsconstructies, zoals INSIDE-technieken. Om deze uitbreiding later mogelijk te maken is wel al veel aandacht besteed aan de inpassing van constructieve elementen in de veiligheidsfilosofie.

De bruikbaarheid van de richtlijn is gaandeweg het onderhavige deelproject getoetst door het uitvoeren van interne (activiteit EEM05.b) en externe validaties (activiteiten EEM08.a en EEM08.b). Deze validaties hebben bestaan uit het uitwerken van één of meerdere cases op basis van een voorlopige versie van de veiligheidsfilosofie (resultaat activiteit EEM03) en het bijbehorende stappenplan (resultaat activiteit EEM04). De keuze voor de case(s) ten behoeve van de validaties zijn binnen activiteit EEM05.a gemotiveerd.

Naast de toets van de bruikbaarheid, is een belangrijk resultaat uit de analyse van de interne en externe validatie vanuit activiteit EEM05 en activiteit EEM08 het commentaar op de voorlopige versie van de veiligheidsfilosofie en het bijbehorende stappenplan alsmede de aanbevelingen voor de definitieve richtlijn. De verantwoording van de wijze waarop het commentaar en de aanbevelingen zijn verwerkt in de onderliggende definitieve versie van de richtlijn heeft plaatsgevonden in een aparte rapportage binnen activiteit EEM09.

1.2 Aanleiding

1.2.1 Algemeen

De Wet op de Waterkering schrijft sinds 1996 een vijfjaarlijkse toetsing van de primaire waterkeringen voor, waarin de per dijkkringgebied aanwezige veiligheid tegen overstrooming wordt getoetst aan de norm, die in de Wet is vastgelegd. Het Voorschrift Toetsen op Veiligheid is met de Hydraulische Randvoorwaarden het instrumentarium voor het uitvoeren van de toetsing. Beide documenten zijn aparte wettelijke toetsinstrumenten, welke onder meer zijn gebaseerd op een samenhangend geheel aan publicaties vanuit Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW).

N.B. De publicaties van TAW, sinds 2005 in Expertise Netwerk Waterveiligheid (ENW) opgegaan, hebben betrekking op de veiligheid van door primaire waterkeringen beschermde gebieden en het doelmatig ontwerpen, beheren (dus ook toetsen) en onderhouden van deze waterkeringen. Hierbij zijn de volgende typen producten te onderscheiden:

- Grondslagen voor waterkeren;
- Leidraden (voor primaire waterkeringen in het algemeen en per type);
- Technische Rapporten (voor hoofd- en deelaspecten van de waterkering).

Alle ENW/TAW-publicaties zijn (afzonderlijk van andere normen) voor waterkeringen ontwikkeld waarbij, uitgezonderd [TAW-LK 2003], geen harmonisatie met andere normen heeft plaatsgevonden. Hierbij wordt met name gedoeld op de normenreeks Technische Grondslagen voor Bouwconstructies (NEN 6700-serie), die per 1 januari 2010 door de Eurocode is vervangen. De Nederlandse wetgeving waaronder deze constructiegerelateerde normenserie valt (het Bouwbesluit) sluit niet expliciet uit dat het op waterkeringen met constructieve elementen van toepassing is.

Aangezien de ENW/TAW-publicaties hogere betrouwbaarheidseisen stelt aan waterkeringen met constructieve elementen dan de Eurocode, leidt dat in het algemeen niet tot problemen. Om echter in de toekomst juridische problemen te voorkomen is het wel zaak om de Nederlandse waterkeringsnormen goed in de Nationale Annex van de Eurocode te positioneren.

In de onderliggende richtlijn wordt met een belangrijk verschil rekening gehouden: ENW/TAW-publicaties beschouwen de jaarlijkse betrouwbaarheid van waterkeringen, terwijl de Eurocode zich richt op de betrouwbaarheid van bouwconstructies over de gehele levensduur van 50 of 100 jaar. Een juiste vertaling tussen beide betrouwbaarheden vergt kennis over de mate van afhankelijkheid van de hoogwaterbelasting op en sterkte van deze waterkering over een referentieperiode.

Het Voorschrift Toetsen op Veiligheid bevat regels volgens welke de toetsing uitgevoerd dient te worden, waarbij per te toetsen mechanisme een drietal niveaus wordt onderscheiden:

- eenvoudige of geometrische toetsmethodes;
- gedetailleerde toetsmethodes;
- geavanceerde toetsmethodes.

Er moet worden getracht zo goed mogelijk aan te sluiten bij de filosofie dat een meer geavanceerde toetsing, die wordt uitgevoerd als een situatie met een globale toetsing niet voldoet of als een situatie zich niet leent voor een globale toetsing (bijvoorbeeld door de aanwezigheid van constructieve elementen), minder conservatief is dan een globale toetsing.

1.2.2 Probleembeschrijving

Voor het ontwerpen en beheren (dus ook toetsen) van al dan niet met constructieve elementen versterkte primaire waterkeringen zijn er verschillende normen, ENW/TAW Leidraden, ENW/TAW Technische Rapporten en handboeken met regelgeving van belang.

Voor het toetsen van de macrostabiliteit van primaire waterkeringen zonder constructieve elementen, zogenaamde groene dijken, is Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies met bijbehorend Addendum [TRWG-Ad 2007] de belangrijkste richtlijn. De

belangrijkste richtlijnen voor het toetsen van (primaire waterkeringen met) damwanden en aanverwante constructies, zoals kistdammen en diepwanden, zijn:

- Leidraad Kunstwerken [TAW-LK 2003];
- CUR 166 Damwandconstructies [CUR166 2005], bestaande uit twee delen;
- Technisch Rapport Kistdammen en Diepwanden in Waterkeringen [TRKD 2004].

De genoemde richtlijnen zijn, met uitzondering van [CUR166 2005], alleen bedoeld voor toepassing in combinatie met klassieke rekenmodellen zoals MStab (voor glijcirkelstabiliteit) en MSheet (voor damwandconstructies). In bijlage A.2 wordt nader op deze relevante bestaande richtlijnen ingegaan.

Als gevolg van technische en maatschappelijk ontwikkelingen komen bij het toetsen van primaire waterkeringen op macrostabiliteit in toenemende mate situaties voor waarbij klassieke rekenmodellen tekort schieten. In dergelijke situaties is er vaak sprake van een complex bezwijkmechanisme dat alleen met behulp van de Eindige Elementen Methode goed kan worden berekend, zoals bij:

- waterkeringen voorzien van constructieve elementen;
- waterkeringen met een complexe geometrie of grondlaagstratificatie;
- waterkeringen met vanuit het INSIDE-project voorgestelde constructies.

Er is echter nog geen bruikbare richtlijn, bestaande uit een veiligheidsfilosofie en bijbehorend stappenplan, waarmee een adviseur op basis van een eindige elementenberekening de macrostabiliteit van primaire waterkeringen en de sterkte van de eventueel daarin aanwezige constructieve elementen kan toetsen. Een bruikbare richtlijn voor het toetsen met eindige elementenberekeningen sluit ook aan op een van de subdoelstellingen van SBW-deelproject 'Toetsen macrostabiliteit van dijken aan grenstoestanden voor sterkte en vervormingen', dat met de Eindige Elementen Methode een goed beeld kan worden verkregen van de vervormingen van de waterkering onder veel voorkomende belastingsituaties.

1.2.3 Probleemstelling

Indien een toetsing van een groene dijk op basis van klassieke rekenmodellen en negatief resultaat heeft opgeleverd of een waterkering met daarin constructieve elementen dient te worden getoetst, dan is een bruikbare richtlijn noodzakelijk om met een 2D plane strain eindige elementenberekening een betrouwbare (en daarmee geaccepteerde) wijze van toetsing van de stabiliteit van een primaire waterkering aan de wettelijk vereiste veiligheid te kunnen uitvoeren.

Bij de beoordeling van de veiligheid van een primaire waterkering is de combinatie van de proeven in het veld en in het laboratorium, interpretatie van de resultaten van het veld- en laboratoriumonderzoek, gebruikte rekenmodellen en veiligheidsfactoren van belang. Deze onderdelen moeten altijd in samenhang worden gezien om een juiste uitspraak over de veiligheid te kunnen doen. Daarnaast wordt er momenteel wel gebruik gemaakt van de Eindige Elementen Methode. Omdat de hoeveelheid 'knoppen' waaraan binnen dit type rekenmodellen kan en moet worden gedraaid groot is, is de uitkomst van deze analyses echter teveel afhankelijk van het uitvoerende bureau of ingenieur.

De belangrijkste problemen, die de bruikbaarheid van de Eindige Elementen Methode als betrouwbaar toetsinstrument op dit moment in de weg staan, betreffen:

- p1) het niet goed op elkaar aansluiten van [TRWG-Ad 2007] op de bestaande normen voor primaire waterkeringen met constructieve elementen en de vele in deze normen aanwezige verwijzingen, waardoor het geheel nauwelijks is te overzien;
- p2) het ontbreken van een norm voor het toetsen van de macrostabiliteit voor primaire waterkeringen zonder constructieve elementen met eindige elementenberekeningen;
- p3) het ontbreken van een norm voor het toetsen van constructieve elementen die deel uitmaken van primaire waterkeringen met eindige elementenberekeningen;
- p4) het ontbreken van een praktisch bruikbaar stappenplan voor het met de Eindige Elementen Methode doorrekenen van primaire waterkeringen, al dan niet voorzien van constructieve elementen;
- p5) verschillen tussen de mechanica van klassieke rekenmodellen en de mechanica van modellen gebaseerd op de Eindige Elementen Methode, waardoor de resultaten van beiden niet zonder meer vergelijkbaar zijn;
- p6) verschillen tussen de bezwijkmechanismen van primaire waterkeringen zonder en met constructieve elementen.

1.2.4 Doelstelling

De doelstelling van dit onderzoek is het ontwikkelen van een in de praktijk bruikbare richtlijn om primaire waterkeringen, al dan niet voorzien van constructieve elementen, met behulp van 2D plane strain eindige elementenberekeningen te kunnen toetsen op macrostabiliteit en op de sterkte van eventueel daarin aanwezige constructieve elementen.

Deze richtlijn moet resulteren in een toetsresultaat uit 2D plane strain eindige elementenberekeningen dat qua veiligheid in overeenstemming is met een toetsing volgens de bestaande normen en berekeningen met klassieke rekenmodellen.

N.B. In de onderliggende richtlijn worden de resultaten gepresenteerd op een wijze die het toepassen ervan in het eindige elementen programma PLAXIS vergemakkelijkt. In de Nederlandse adviespraktijk wordt namelijk al veel gebruik gemaakt van PLAXIS om complexe geotechnische problemen inclusief constructieve elementen te analyseren. De hier gegeven oplossingen, en dan met name de veiligheidsfilosofie, gelden echter ook voor andere eindige elementen programma's.

1.2.5 Onderzoeksvragen

De onderstaande onderzoeksvragen volgen uit het vertalen van de problemen p1 t/m p6 in subparagraaf 1.2.3 op basis van de doelstelling in subparagraaf 1.2.4:

- o1) Hoe zit de veiligheidsfilosofie in elkaar, waarmee primaire waterkeringen op basis van de resultaten van eindige elementenberekeningen kunnen worden getoetst op macrostabiliteit en sterkte van eventueel daarin aanwezige constructieve elementen, die qua veiligheid in overeenstemming is met het toetsresultaat dat (indien mogelijk) kan worden verkregen met een toetsing met klassieke rekenmodellen en berekeningen volgens de bestaande normen (p1, p2 en p3)?
- o2) Hoe ziet de praktisch bruikbare berekeningsaanpak (stappenplan) eruit om primaire waterkeringen met eindige elementenberekeningen te kunnen toetsen op macrostabiliteit en sterkte van eventueel daarin aanwezige constructieve elementen (p4)?

- o3) Hoe kan binnen de veiligheidsfilosofie en het stappenplan op praktische wijze invulling worden gegeven aan de vragen, die voortkomen uit verschillen tussen de mechanica van klassieke rekenmodellen en eindige elementen modellen (p5 en p6)?

1.3 Leeswijzer

In deze richtlijn is een onderverdeling aangebracht die ook in een eindige elementen analyse zal worden aangehouden. De praktische bruikbaarheid is vergroot door hierin duidelijk (met rode kopjes) de te nemen stappen aan te geven.

In hoofdstuk 2 komt de probleembeschrijving in de eindige elementen analyse aan bod. Naast de gegevens over de te beschouwen dwarsdoorsnede, die ook in klassieke glijvlakanalyse nodig zijn, wordt er ook ingegaan op de zaken die specifiek bij eindige elementenberekeningen spelen.

In hoofdstuk 3 wordt de veiligheidsfilosofie en de wijze waarop deze is geïntegreerd in het stappenplan behandeld. Dit stappenplan vereist het bepalen van een aantal factoren waarmee onzekerheden in de eindige elementen analyse worden afgedekt.

Vervolgens komt in hoofdstuk 4 de input voor de analyse aan bod, waarbij met name de wijze waarop het grondgedrag in eindige elementen modellen kan worden beschreven wordt toegelicht. Hierbij wordt onderscheid gemaakt naar het stijfheids- en sterktegedrag. Dit hoofdstuk wordt afgesloten met een toelichting op het bepalen van de hydraulische en geohydrologische randvoorwaarden, die later in de fasering moeten worden aangebracht.

In hoofdstuk 5 wordt de fasering in de eindige elementen analyse uitgebreid toegelicht.

Na de fasering wordt in hoofdstuk 6 de interpretatie en controle van de resultaten behandeld. De constatering die in deze fase van de toets met een eindige elementenberekening worden gedaan, moeten vervolgens conform hoofdstuk 7 worden gerapporteerd.

In hoofdstuk 8 wordt uiteindelijk een lijst van benodigd vervolgonderzoek gepubliceerd. Hierbij wordt er onderscheid gemaakt naar vervolgonderzoek dat naar de mening van Deltares zou moeten worden uitgevoerd en nuttig onderzoek wat zou kunnen worden uitgevoerd. Ook wordt hier een lijst van wensen neergelegd wat betreft PLAXIS, waarmee de werkbaarheid, reproduceerbaarheid en controleerbaarheid van dit in Nederland veel gebruikte eindige elementen programma kan worden verbeterd.

1.4 Verklarende lijst van termen

Om onduidelijkheden te vermijden, is er in de richtlijn getracht wat betreft de termen “gedraineerd” en “ongedraineerd” duidelijk onderscheid te maken naar:

- a) (on)gedraineerd in relatie tot de omstandigheden (zoals de belastingsnelheid) waaronder de te beschouwen spannings- en sterkteverdeling in werkelijkheid tot stand komt en
- b) (on)gedraineerd in relatie tot de wijze van analyseren in rekenfasen dan wel sterkte-reductie berekeningen, waarin conform bijlage C.3 van de richtlijn het sterktegedrag van de grond op verschillende manieren kan worden beschreven:
 - o gedraineerde beschrijving, effectieve sterkteparameters: c' en φ'
 - o ongedraineerde beschrijving, effectieve sterkteparameters: c' en φ' , $K_{\text{water}} = \infty$
 - o ongedraineerde beschrijving, ongedraineerde sterkteparameters: $c' = c_u$ en $\varphi' = 0$

Inhoud

1 Inleiding	1
1.1 Achtergrond	1
1.1.1 SBW-project 'Werkelijke Sterkte'	1
1.1.2 Deelproject 'Analyse macrostabiliteit van dijken met EEM'	1
1.1.3 Inpassing deelproject in het SBW-onderzoek	2
1.2 Aanleiding	2
1.2.1 Algemeen	2
1.2.2 Probleembeschrijving	3
1.2.3 Probleemstelling	4
1.2.4 Doelstelling	5
1.2.5 Onderzoeksvragen	5
1.3 Leeswijzer	6
1.4 Verklarende lijst van termen	6
2 Probleembeschrijving	9
2.1 STAP 1: Verzamelen algemene gegevens	9
2.2 Specifieke gegevens voor eindige elementen analyses	9
3 Toetsmethode en stabiliteitsnorm	11
3.1 Algemeen	11
3.2 Toetsmethode	11
3.2.1 Toetsing globale veiligheid van doorsnede	12
3.2.2 Toetsing constructieve elementen	13
3.3 STAP 2: Vaststellen minimaal vereiste maatgevende stabiliteitsfactor	14
3.3.1 Stabiliteitsfactor grondlichaam	14
4 Opzetten eindige elementenanalyse	19
4.1 STAP 3: Opzetten geometrie	19
4.2 STAP 4: Modelleren van materiaalgedrag	21
4.2.1 Algemeen	21
4.2.2 Stijfheidsgedrag grond; keuze constitutief model	21
4.2.3 Schuifsterkte grond; parametersets	23
4.2.4 Gedrag constructieve elementen	25
4.2.5 Gedrag interface elementen	26
4.3 STAP 5: Vaststellen hydraulische en geohydrologische randvoorwaarden	27
5 Uitvoeren eindige elementen analyse	29
5.1 Algemeen	29
5.1.1 Rekenfases in eindige elementenberekening	29
5.1.2 Numerieke aspecten	30
5.2 STAP 6: Genereren van initiële situatie	31
5.3 STAP 7: Opbouwen van belastingfase	33
5.4 STAP 8: Opzetten sterkte-reductie berekening (feitelijke toets)	36
5.5 Overige aspecten en aandachtspunten	39
6 STAP 9: Interpretatie en controle resultaten	41

7 STAP 10: Rapporteren toetsresultaten	45
8 Vervolgonderzoek	47
8.1 Vervolgonderzoek ten behoeve van EEM-richtlijn	47
8.2 Samenvatting SBW EEM-wensen ten aanzien van PLAXIS	49
9 Literatuurlijst	51

Bijlage(n)

A Bestaande regelgeving

- A.1 Inleiding
- A.2 Relevante inhoud van bestaande regelgeving
 - A.2.1 TR Waterkerende Grondconstructies met bijbehorend Addendum
 - A.2.2 Leidraad Kunstwerken
 - A.2.3 CUR 166 Damwandconstructies (deel 1)
 - A.2.4 CUR 166 Damwandconstructies (deel 2)
 - A.2.5 TR Kistdammen en Diepwanden in Waterkeringen
- A.3 Mogelijke wijzen van aanpak eindige elementenberekening
- A.4 Conclusies
 - A.4.1 Vergelijking bestaande regelgeving
 - A.4.2 Veiligheidsfilosofie in richtlijn Eindige Elementen Methode
 - A.4.3 Aanpak eindige elementenberekening

B Samenvatting "Stabiliteits- en sterktecriteria bij lange damwanden in dijken"

C Beschrijving materiaalgedrag

- C.1 Parametersets eindige elementenberekening
- C.2 Constitutieve modellen
 - C.2.1 Mohr-Coulomb model
 - C.2.2 Hardening Soil model
 - C.2.3 Modelling gedrag van interface elementen
- C.3 Achtergrond keuze gedraineerde of ongedraineerde analyse
 - C.3.1 Ongedraineerd grondgedrag
 - C.3.2 Uitvoering van ongedraineerde analyses
 - C.3.3 Conclusie ongedraineerd gedrag
- C.4 Invulling van gedraineerde analyse
 - C.4.1 Niet-associatief of associatief gedrag
 - C.4.2 Equivalent associatief model

D Te verzamelen gegevens

E Voorbeeldcase

1 Inleiding

1.1 Achtergrond

1.1.1 SBW-project 'Werkelijke Sterkte'

Het programma Sterkte & Belastingen Waterkeringen (SBW) wordt in opdracht van de Waterdienst van Rijkswaterstaat door Deltares uitgevoerd. Het bestaat uit een aantal inhoudelijk gerichte projecten, die zich richten op het invullen van belangrijke kennisleemtes bij het vijfjaarlijks toetsen van de primaire waterkeringen. Deze kennisleemtes betreffen zowel de belasting- als de sterktekant bij het toetsen. Door kennisleemtes in te vullen wordt het toetsingsinstrumentarium uitgebreid en verbeterd. De huidige verbeteringslag wordt gemaakt ten behoeve van het Voorschrift Toetsen op Veiligheid (VTV) Primaire Waterkeringen 2011.

Eén van de projecten is het SBW-project 'Werkelijke Sterkte', dat erop gericht is het toets-spoor van macrostabiliteit binnenwaarts te verbeteren. Het omvat onderzoek naar de drie volgende kennisleemtes die, vanwege de bestaande raakvlakken binnen het SBW-project 'Werkelijke Sterkte', zijn gebundeld:

- toetsen macrostabiliteit van dijken aan grenstoestanden voor sterkte en vervorming;
- schuifsterkte van grond bij lage effectieve spanningen;
- analyse macrostabiliteit van dijken met de Eindige Elementen Methode (EEM).

De onderzoeksresultaten van deze drie deelprojecten binnen het SBW-project 'Werkelijke Sterkte' zullen gezamenlijk leiden tot een Technisch Rapport.

1.1.2 Deelproject 'Analyse macrostabiliteit van dijken met EEM'

Bij het toetsen op de macrostabiliteit van primaire waterkeringen komt de Eindige Elementen Methode aan bod als eenvoudige rekenregels of glijvlakberekeningen tekort schieten, bijvoorbeeld bij toepassing van constructieve elementen in waterkeringen. Er bestaat momenteel echter geen veiligheidsfilosofie en stappenplan voor het uitvoeren van eindige elementenberekeningen voor het toetsen van waterkeringen. Dit betekent dat met het rekenresultaat van eindige elementenberekeningen nog niet goed kan worden getoetst aan de wettelijk vereiste veiligheid. Dit vormt een drempel voor het gebruik en de acceptatie van de Eindige Elementen Methode als toetsingsinstrument.

Het hoofddoel van het SBW-deelproject 'Analyse macrostabiliteit van dijken met EEM' is dan ook het ontwikkelen van een richtlijn, bestaande uit een veiligheidsfilosofie en een bijbehorend stappenplan, op basis waarvan ten behoeve van het toetsen van een waterkering stabiliteitsanalyses met behulp van 2D plane strain eindige elementenberekeningen kunnen worden uitgevoerd. Hierbij is de ambitie uitgesproken om de Eindige Elementen Methode te gebruiken als *ultimate limit state* model, waarbij de veiligheid op de gebruikte klassieke glijvlakmodellen (Bishop, Lift Van, Spencer) wordt afgestemd.

N.B. Bij het ontwerpen en toetsen van primaire waterkeringen dienen grotendeels dezelfde aspecten te worden beschouwd. Het belangrijkste verschil tussen beide is echter de te beschouwen planperiode, welke invloed heeft op de partiële veiligheidsfactoren die moeten worden meegenomen.

De samenhang met de twee andere deelprojecten binnen SBW-project 'Werkelijke Sterkte' is groot. De resultaten uit beide deelprojecten zijn noodzakelijk om een aantal onzekerheden dat met eindige elementenberekeningen worden geïntroduceerd te verkleinen of op te heven, en daarmee om de meerwaarde van de Eindige Elementen Methode als toetsingsinstrument te realiseren.

1.1.3 Inpassing deelproject in het SBW-onderzoek

De doelstelling van activiteit EEM12 binnen deelproject 'Analyse macrostabiliteit van dijken met EEM' is het komen tot een in de praktijk bruikbare richtlijn om met een 2D plane strain eindige elementen analyse primaire waterkeringen, al dan niet voorzien van constructieve elementen, te kunnen toetsen op macrostabiliteit en op de sterkte van eventueel daarin aanwezige constructieve elementen. Het resultaat is de onderliggende richtlijn.

In deze richtlijn ten behoeve van [V&W-VTV 2011] ligt de nadruk op waterkeringen zonder constructies of met eenvoudige constructies, zoals damwanden. In daarop volgende toetsronden kan dit worden uitgebreid naar meer complexe versterkingsconstructies, zoals INSIDE-technieken. Om deze uitbreiding later mogelijk te maken is wel al veel aandacht besteed aan de inpassing van constructieve elementen in de veiligheidsfilosofie.

De bruikbaarheid van de richtlijn is gaandeweg het onderhavige deelproject getoetst door het uitvoeren van interne (activiteit EEM05.b) en externe validaties (activiteiten EEM08.a en EEM08.b). Deze validaties hebben bestaan uit het uitwerken van één of meerdere cases op basis van een voorlopige versie van de veiligheidsfilosofie (resultaat activiteit EEM03) en het bijbehorende stappenplan (resultaat activiteit EEM04). De keuze voor de case(s) ten behoeve van de validaties zijn binnen activiteit EEM05.a gemotiveerd.

Naast de toets van de bruikbaarheid, is een belangrijk resultaat uit de analyse van de interne en externe validatie vanuit activiteit EEM05 en activiteit EEM08 het commentaar op de voorlopige versie van de veiligheidsfilosofie en het bijbehorende stappenplan alsmede de aanbevelingen voor de definitieve richtlijn. De verantwoording van de wijze waarop het commentaar en de aanbevelingen zijn verwerkt in de onderliggende definitieve versie van de richtlijn heeft plaatsgevonden in een aparte rapportage binnen activiteit EEM09.

1.2 Aanleiding

1.2.1 Algemeen

De Wet op de Waterkering schrijft sinds 1996 een vijfjaarlijkse toetsing van de primaire waterkeringen voor, waarin de per dijkkringgebied aanwezige veiligheid tegen overstroming wordt getoetst aan de norm, die in de Wet is vastgelegd. Het Voorschrift Toetsen op Veiligheid is met de Hydraulische Randvoorwaarden het instrumentarium voor het uitvoeren van de toetsing. Beide documenten zijn aparte wettelijke toetsinstrumenten, welke onder meer zijn gebaseerd op een samenhangend geheel aan publicaties vanuit Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW).

N.B. De publicaties van TAW, sinds 2005 in Expertise Netwerk Waterveiligheid (ENW) opgegaan, hebben betrekking op de veiligheid van door primaire waterkeringen beschermde gebieden en het doelmatig ontwerpen, beheren (dus ook toetsen) en onderhouden van deze waterkeringen. Hierbij zijn de volgende typen producten te onderscheiden:

- Grondslagen voor waterkeren;
- Leidraden (voor primaire waterkeringen in het algemeen en per type);
- Technische Rapporten (voor hoofd- en deelaspecten van de waterkering).

Alle ENW/TAW-publicaties zijn (afzonderlijk van andere normen) voor waterkeringen ontwikkeld waarbij, uitgezonderd [TAW-LK 2003], geen harmonisatie met andere normen heeft plaatsgevonden. Hierbij wordt met name gedoeld op de normenreeks Technische Grondslagen voor Bouwconstructies (NEN 6700-serie), die per 1 januari 2010 door de Eurocode is vervangen. De Nederlandse wetgeving waaronder deze constructiegerelateerde normenserie valt (het Bouwbesluit) sluit niet expliciet uit dat het op waterkeringen met constructieve elementen van toepassing is.

Aangezien de ENW/TAW-publicaties hogere betrouwbaarheidseisen stelt aan waterkeringen met constructieve elementen dan de Eurocode, leidt dat in het algemeen niet tot problemen. Om echter in de toekomst juridische problemen te voorkomen is het wel zaak om de Nederlandse waterkeringsnormen goed in de Nationale Annex van de Eurocode te positioneren.

In de onderliggende richtlijn wordt met een belangrijk verschil rekening gehouden: ENW/TAW-publicaties beschouwen de jaarlijkse betrouwbaarheid van waterkeringen, terwijl de Eurocode zich richt op de betrouwbaarheid van bouwconstructies over de gehele levensduur van 50 of 100 jaar. Een juiste vertaling tussen beide betrouwbaarheden vergt kennis over de mate van afhankelijkheid van de hoogwaterbelasting op en sterkte van deze waterkering over een referentieperiode.

Het Voorschrift Toetsen op Veiligheid bevat regels volgens welke de toetsing uitgevoerd dient te worden, waarbij per te toetsen mechanisme een drietal niveaus wordt onderscheiden:

- eenvoudige of geometrische toetsmethodes;
- gedetailleerde toetsmethodes;
- geavanceerde toetsmethodes.

Er moet worden getracht zo goed mogelijk aan te sluiten bij de filosofie dat een meer geavanceerde toetsing, die wordt uitgevoerd als een situatie met een globale toetsing niet voldoet of als een situatie zich niet leent voor een globale toetsing (bijvoorbeeld door de aanwezigheid van constructieve elementen), minder conservatief is dan een globale toetsing.

1.2.2 Probleembeschrijving

Voor het ontwerpen en beheren (dus ook toetsen) van al dan niet met constructieve elementen versterkte primaire waterkeringen zijn er verschillende normen, ENW/TAW Leidraden, ENW/TAW Technische Rapporten en handboeken met regelgeving van belang.

Voor het toetsen van de macrostabiliteit van primaire waterkeringen zonder constructieve elementen, zogenaamde groene dijken, is Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies met bijbehorend Addendum [TRWG-Ad 2007] de belangrijkste richtlijn. De

belangrijkste richtlijnen voor het toetsen van (primaire waterkeringen met) damwanden en aanverwante constructies, zoals kistdammen en diepwanden, zijn:

- Leidraad Kunstwerken [TAW-LK 2003];
- CUR 166 Damwandconstructies [CUR166 2005], bestaande uit twee delen;
- Technisch Rapport Kistdammen en Diepwanden in Waterkeringen [TRKD 2004].

De genoemde richtlijnen zijn, met uitzondering van [CUR166 2005], alleen bedoeld voor toepassing in combinatie met klassieke rekenmodellen zoals MStab (voor glijcirkelstabiliteit) en MSheet (voor damwandconstructies). In bijlage A.2 wordt nader op deze relevante bestaande richtlijnen ingegaan.

Als gevolg van technische en maatschappelijk ontwikkelingen komen bij het toetsen van primaire waterkeringen op macrostabiliteit in toenemende mate situaties voor waarbij klassieke rekenmodellen tekort schieten. In dergelijke situaties is er vaak sprake van een complex bezwijkmechanisme dat alleen met behulp van de Eindige Elementen Methode goed kan worden berekend, zoals bij:

- waterkeringen voorzien van constructieve elementen;
- waterkeringen met een complexe geometrie of grondlaagstratificatie;
- waterkeringen met vanuit het INSIDE-project voorgestelde constructies.

Er is echter nog geen bruikbare richtlijn, bestaande uit een veiligheidsfilosofie en bijbehorend stappenplan, waarmee een adviseur op basis van een eindige elementenberekening de macrostabiliteit van primaire waterkeringen en de sterkte van de eventueel daarin aanwezige constructieve elementen kan toetsen. Een bruikbare richtlijn voor het toetsen met eindige elementenberekeningen sluit ook aan op een van de subdoelstellingen van SBW-deelproject 'Toetsen macrostabiliteit van dijken aan grenstoestanden voor sterkte en vervormingen', dat met de Eindige Elementen Methode een goed beeld kan worden verkregen van de vervormingen van de waterkering onder veel voorkomende belastingsituaties.

1.2.3 Probleemstelling

Indien een toetsing van een groene dijk op basis van klassieke rekenmodellen en negatief resultaat heeft opgeleverd of een waterkering met daarin constructieve elementen dient te worden getoetst, dan is een bruikbare richtlijn noodzakelijk om met een 2D plane strain eindige elementenberekening een betrouwbare (en daarmee geaccepteerde) wijze van toetsing van de stabiliteit van een primaire waterkering aan de wettelijk vereiste veiligheid te kunnen uitvoeren.

Bij de beoordeling van de veiligheid van een primaire waterkering is de combinatie van de proeven in het veld en in het laboratorium, interpretatie van de resultaten van het veld- en laboratoriumonderzoek, gebruikte rekenmodellen en veiligheidsfactoren van belang. Deze onderdelen moeten altijd in samenhang worden gezien om een juiste uitspraak over de veiligheid te kunnen doen. Daarnaast wordt er momenteel wel gebruik gemaakt van de Eindige Elementen Methode. Omdat de hoeveelheid 'knoppen' waaraan binnen dit type rekenmodellen kan en moet worden gedraaid groot is, is de uitkomst van deze analyses echter teveel afhankelijk van het uitvoerende bureau of ingenieur.

De belangrijkste problemen, die de bruikbaarheid van de Eindige Elementen Methode als betrouwbaar toetsinstrument op dit moment in de weg staan, betreffen:

- p1) het niet goed op elkaar aansluiten van [TRWG-Ad 2007] op de bestaande normen voor primaire waterkeringen met constructieve elementen en de vele in deze normen aanwezige verwijzingen, waardoor het geheel nauwelijks is te overzien;
- p2) het ontbreken van een norm voor het toetsen van de macrostabiliteit voor primaire waterkeringen zonder constructieve elementen met eindige elementenberekeningen;
- p3) het ontbreken van een norm voor het toetsen van constructieve elementen die deel uitmaken van primaire waterkeringen met eindige elementenberekeningen;
- p4) het ontbreken van een praktisch bruikbaar stappenplan voor het met de Eindige Elementen Methode doorrekenen van primaire waterkeringen, al dan niet voorzien van constructieve elementen;
- p5) verschillen tussen de mechanica van klassieke rekenmodellen en de mechanica van modellen gebaseerd op de Eindige Elementen Methode, waardoor de resultaten van beiden niet zonder meer vergelijkbaar zijn;
- p6) verschillen tussen de bezwijkmechanismen van primaire waterkeringen zonder en met constructieve elementen.

1.2.4 Doelstelling

De doelstelling van dit onderzoek is het ontwikkelen van een in de praktijk bruikbare richtlijn om primaire waterkeringen, al dan niet voorzien van constructieve elementen, met behulp van 2D plane strain eindige elementenberekeningen te kunnen toetsen op macrostabiliteit en op de sterkte van eventueel daarin aanwezige constructieve elementen.

Deze richtlijn moet resulteren in een toetsresultaat uit 2D plane strain eindige elementenberekeningen dat qua veiligheid in overeenstemming is met een toetsing volgens de bestaande normen en berekeningen met klassieke rekenmodellen.

N.B. In de onderliggende richtlijn worden de resultaten gepresenteerd op een wijze die het toepassen ervan in het eindige elementen programma PLAXIS vergemakkelijkt. In de Nederlandse adviespraktijk wordt namelijk al veel gebruik gemaakt van PLAXIS om complexe geotechnische problemen inclusief constructieve elementen te analyseren. De hier gegeven oplossingen, en dan met name de veiligheidsfilosofie, gelden echter ook voor andere eindige elementen programma's.

1.2.5 Onderzoeksvragen

De onderstaande onderzoeksvragen volgen uit het vertalen van de problemen p1 t/m p6 in subparagraaf 1.2.3 op basis van de doelstelling in subparagraaf 1.2.4:

- o1) Hoe zit de veiligheidsfilosofie in elkaar, waarmee primaire waterkeringen op basis van de resultaten van eindige elementenberekeningen kunnen worden getoetst op macrostabiliteit en sterkte van eventueel daarin aanwezige constructieve elementen, die qua veiligheid in overeenstemming is met het toetsresultaat dat (indien mogelijk) kan worden verkregen met een toetsing met klassieke rekenmodellen en berekeningen volgens de bestaande normen (p1, p2 en p3)?
- o2) Hoe ziet de praktisch bruikbare berekeningsaanpak (stappenplan) eruit om primaire waterkeringen met eindige elementenberekeningen te kunnen toetsen op macrostabiliteit en sterkte van eventueel daarin aanwezige constructieve elementen (p4)?

- o3) Hoe kan binnen de veiligheidsfilosofie en het stappenplan op praktische wijze invulling worden gegeven aan de vragen, die voortkomen uit verschillen tussen de mechanica van klassieke rekenmodellen en eindige elementen modellen (p5 en p6)?

1.3 Leeswijzer

In deze richtlijn is een onderverdeling aangebracht die ook in een eindige elementen analyse zal worden aangehouden. De praktische bruikbaarheid is vergroot door hierin duidelijk (met rode kopjes) de te nemen stappen aan te geven.

In hoofdstuk 2 komt de probleembeschrijving in de eindige elementen analyse aan bod. Naast de gegevens over de te beschouwen dwarsdoorsnede, die ook in klassieke glijvlakanalyse nodig zijn, wordt er ook ingegaan op de zaken die specifiek bij eindige elementenberekeningen spelen.

In hoofdstuk 3 wordt de veiligheidsfilosofie en de wijze waarop deze is geïntegreerd in het stappenplan behandeld. Dit stappenplan vereist het bepalen van een aantal factoren waarmee onzekerheden in de eindige elementen analyse worden afgedekt.

Vervolgens komt in hoofdstuk 4 de input voor de analyse aan bod, waarbij met name de wijze waarop het grondgedrag in eindige elementen modellen kan worden beschreven wordt toegelicht. Hierbij wordt onderscheid gemaakt naar het stijfheids- en sterktegedrag. Dit hoofdstuk wordt afgesloten met een toelichting op het bepalen van de hydraulische en geohydrologische randvoorwaarden, die later in de fasering moeten worden aangebracht.

In hoofdstuk 5 wordt de fasering in de eindige elementen analyse uitgebreid toegelicht.

Na de fasering wordt in hoofdstuk 6 de interpretatie en controle van de resultaten behandeld. De constatering die in deze fase van de toets met een eindige elementenberekening worden gedaan, moeten vervolgens conform hoofdstuk 7 worden gerapporteerd.

In hoofdstuk 8 wordt uiteindelijk een lijst van benodigd vervolgonderzoek gepubliceerd. Hierbij wordt er onderscheid gemaakt naar vervolgonderzoek dat naar de mening van Deltares zou moeten worden uitgevoerd en nuttig onderzoek wat zou kunnen worden uitgevoerd. Ook wordt hier een lijst van wensen neergelegd wat betreft PLAXIS, waarmee de werkbaarheid, reproduceerbaarheid en controleerbaarheid van dit in Nederland veel gebruikte eindige elementen programma kan worden verbeterd.

1.4 Verklarende lijst van termen

Om onduidelijkheden te vermijden, is er in de richtlijn getracht wat betreft de termen “gedraineerd” en “ongedraineerd” duidelijk onderscheid te maken naar:

- a) (on)gedraineerd in relatie tot de omstandigheden (zoals de belastingsnelheid) waaronder de te beschouwen spannings- en sterkteverdeling in werkelijkheid tot stand komt en
- b) (on)gedraineerd in relatie tot de wijze van analyseren in rekenfasen dan wel sterkte-reductie berekeningen, waarin conform bijlage C.3 van de richtlijn het sterktegedrag van de grond op verschillende manieren kan worden beschreven:
 - o gedraineerde beschrijving, effectieve sterkteparameters: c' en φ'
 - o ongedraineerde beschrijving, effectieve sterkteparameters: c' en φ' , $K_{\text{water}} = \infty$
 - o ongedraineerde beschrijving, ongedraineerde sterkteparameters: $c' = c_u$ en $\varphi' = 0$

Een belangrijk verschil tussen de gedraineerde en ongedraineerde (terminologie b) sterkte-reductie berekening, waarin het maatgevende gedraineerde dan wel ongedraineerde (terminologie a) bezwijkmechanisme wordt gezocht, is dat in de gedraineerde sterkte-reductie zich tijdens de analyse geen aanvullende wateroverspanningen ontwikkelen; dit is bij de ongedraineerde sterkte-reductie wel het geval.

Afgezien van deze toelichting op de termen “gedraineerd” en “ongedraineerd”, wordt in het vervolg van deze paragraaf nog een aantal termen verklaard.

Correctiefactor stabiliteitsnorm (γ_{mat})

Opschalingsfactor, gebaseerd op partiële veiligheidsfactoren die verband houden met de eigenschappen van de grond, die voorkomt dat er juist voor en tijdens de sterkte-reductie berekening een numerieke onbalans kan optreden waardoor deze zou kunnen ontsporen

Faalruimte

Voor een bepaald onderdeel van de foutenboom maximaal toelaatbare faalkans.

Faalruimtefactor

Factor die de invloed van het type constructie op de toelaatbare faalkans van deze constructie in rekening brengt.

Karakteristieke waarde

Volgens de definitie in [CUR162 1992], de parameterwaarde die in 5% van de gevallen wordt onder- of overschreden.

Levensduurfactor

Factor om de invloed van het gecorreleerd zijn van faalkansen in afzonderlijke jaren binnen de levensduur op de faalkans voor de gehele levensduur in rekening te brengen.

Modelfactor

Partiële veiligheidsfactor die verband houdt met het gebruikte rekenmodel en de manier waarop de berekening is uitgevoerd.

Normfrequentie of Norm

De gemiddelde herhalingsstijd van de Maatgevend Hoogwater.

Rekenwaarde

Volgens de definitie in [CUR162 1992], de parameterwaarde die wordt berekend door de karakteristieke waarde te delen door of, in het geval dat dit ongunstiger is, te vermenigvuldigen met een partiële veiligheidsfactor.

Schadefactor

Partiële veiligheidsfactor die verband houdt met schade, die in rekening brengt in welke mate de vereiste betrouwbaarheid afwijkt van het basisbetrouwbaarheidsniveau.

Schematiseringsfactor

Partiële veiligheidsfactor die verband houdt met het schematiseren van de ondergrond en de waterspanningen.

Stabiliteitsfactor

De maatgevende waarde voor de Σ MSF die uit een sterkte-reductie berekening volgt.

Stabiliteitsnorm

De minimale waarde van de stabiliteitsfactor, waaraan een waterkering moet voldoen.

Standaardafwijking

Maat voor de spreiding van de proefresultaten.

Verwachtingswaarde

De parameterwaarde die gemiddeld genomen kan worden aangehouden. Conform [CUR162 1992] is bij een aangenomen normale verdeling het rekenkundige gemiddelde van een steekproef een maat (zuivere schatting) voor de verwachtingswaarde.

2 Probleembeschrijving

2.1 STAP 1: Verzamelen algemene gegevens

STAP 1a - Bepalen strekking met meest kritische doorsnede

Er dient te worden vastgelegd voor welke strekking van de primaire waterkering de macrostabiliteit moet worden getoetst. Hierbij geldt als uitgangspunt dat de meest kritische doorsnede voor de analyse dient te worden gekozen. De aanpak hiervoor komt overeen met een stabiliteitsanalyse middels de klassieke glijvlakmethoden. Dit wordt in [V&W-VTV 2011] nader omschreven.

STAP 1b - Te verzamelen algemene gegevens

Er dienen gegevens te worden verzameld die nodig zijn of kunnen bijdragen aan het verkrijgen van een goed beeld van de meest kritische doorsnede van de waterkering. In bijlage D wordt hiervoor een samenvatting gegeven.

Wat betreft het belang van de gegevens en resultaten van eerder uitgevoerde toetsen, wordt het volgende over twee mogelijke gevallen opgemerkt:

- Een toetsing van een groene dijk met eindige elementenberekeningen pas zal plaatsvinden als een toetsing met een klassiek glijvlakmodel (zoals MStab) een negatief resultaat heeft opgeleverd. Bij een waterkering met constructieve elementen is de Eindige Elementen Methode uiteraard de enige optie.
- In beide gevallen is een belangrijk uitgangspunt dat de 'groene dijk-situatie' in de eindige elementen toetsing bij benadering overeenkomt met de klassieke glijvlak-toetsing.

2.2 Specifieke gegevens voor eindige elementen analyses

Laagindeling

Bij het vastleggen van het ondergrondmodel in het geotechnisch dwars- en langsprofiel dient te worden gerealiseerd dat deze tot stand komen met maar een relatief beperkt aantal gegevens (veelal puntinformatie). De schematisering van grondlagen in dikte en typering is maar beperkt objectief. De keuzes die daarvoor worden gemaakt, kunnen op een eindige elementen analyse echter grote invloed hebben. Als er bijvoorbeeld een onderverdeling wordt gemaakt in vele kleine dunne lagen, dan zal dit voor een stabiliteitsprogramma geen gevolgen hebben. Echter, voor een eindige elementenberekening kan dit tot problemen leiden vanwege ongunstige hoogte-breedte verhoudingen van elementen. Dit beïnvloedt de oplossing van het probleem ongunstig. Hier wordt in paragraaf 4.1 nader op ingegaan.

Sterkte- en stijfheidsparameters van de grond

Voor eindige elementenberekeningen zijn, naast de schuifsterkteparameters, ook stijfheidsparameters van belang. Het is van het grootste belang te kijken of deze aanwezig zijn dan wel, als deze voor een project worden bepaald, dat deze worden vastgelegd in een database voor toekomstig gebruik. De stijfheid van de grond heeft een geringe invloed op de stabiliteitsfactor, maar wel een significante invloed op de krachtsverdeling en daarmee de belasting op de constructie. Als vervormingseisen een grotere rol gaan spelen in de toetsing, dan zijn goede stijfheidsparameters en een passend constitutief model nodig om de vervormingen goed in te kunnen schatten.

De relatie tussen de sterkte- en stijfheidseigenschappen van de grond en het gebruikte constitutieve model wordt nader in paragraaf 4.2.2 beschreven.

Constructieve elementen

Hoewel constructieve elementen in de dijk doorgaans stijver en sterker zijn ten opzichte van de vervormingseigenschappen van de grond, is kennis van de constructies op het moment van de toetsing belangrijk. Aspecten die hierbij spelen zijn bijvoorbeeld de levensduur van de constructieve elementen. Grond zal in de tijd doorgaans stijver en sterker worden, dit geldt niet voor constructies. Het is daarom van belang voor de toetsing dat rekening wordt gehouden met de actuele toestand (en de toestand na de toetsperiode) van de constructies om dit in de berekening te kunnen verdisconteren. Hierbij wordt bijvoorbeeld gedacht aan de corrosie van staal.

Doorlatendheden

In het onderhavige geval speelt een precieze bepaling van de doorlatendheden voor de stabiliteitsanalyses op basis van eindige elementenberekeningen een minder grote rol. Dit heeft te maken met de wijze waarop de fasering wordt opgebouwd en het uitgangspunt dat in de toetsing alleen de grootte van de veroorzaakte wateroverspanningen (en dus niet het afstromen ervan) hoeft te worden beschouwd. Hierop wordt in paragraaf 5.3 teruggekomen.

Belangrijker voor de macrostabiliteit is kennis van de waterspiegels, zowel van het freatisch vlak als van de potentiaal in het diepe zand. Hierbij kan gebruik worden gemaakt van [TRWD 2004]. Als het nodig is een stromingsberekening uit te voeren, dan dienen de doorlatendheden wel bekend te zijn. Hier wordt in paragraaf 5.5 nader op ingegaan.

3 Toetsmethode en stabiliteitsnorm

3.1 Algemeen

Doel 2D plane strain eindige elementenberekening

In de vijfjaarlijkse toetsing van de primaire waterkeringen moet worden beoordeeld of de waterkering, met of zonder constructieve elementen, goedgekeurd of afgekeurd moet worden op het toetsspoor macrostabiliteit. Het doel van de toetsing op basis van de eindige elementenberekening is dan ook het vaststellen van de veiligheid van de waterkerende constructie tegen geotechnisch bezwijken voor de situatie tijdens Toetspeil.

N.B. De onderliggende richtlijn heeft betrekking op het gebruik van een 2D plane strain eindige elementen analyse. In het vervolg zal dit niet meer expliciet worden vermeld.

Het toetsen van een primaire waterkering dient plaats te vinden op basis van twee wettelijke documenten. Het [V&W-VTV 2011] bevat de regels volgens welke de toetsing uitgevoerd moet worden. De vereiste veiligheid waaraan de stabiliteit van de waterkering moet voldoen, volgt uit de Wet op de Waterkering en is in [V&W-HR 2011] opgenomen.

Om aan de vereiste veiligheid volgens de Wet op de Waterkering te voldoen, is het nodig dat er tussen de mogelijk aanwezige belasting op de waterkering en de gerealiseerde sterkte van het materiaal waaruit de waterkering bestaat voldoende marge zit. Zodat er uiteindelijk een voldoende hoog betrouwbaarheidsniveau wordt bereikt.

Om een voldoende hoog betrouwbaarheidsniveau te bereiken moeten alle onderdelen die de veiligheid beïnvloeden in samenhang worden gezien. Daartoe is het noodzakelijk de veiligheidsfilosofie in de berekeningsaanpak (zie paragraaf 3.2) te integreren. Tevens dient de vereiste veiligheid naar een minimale waarde voor de stabiliteitsfactor van de waterkering in de eindige elementenberekening (zie paragraaf 3.3) te worden vertaald.

Bestaande regelgeving

De veiligheidsfilosofie en aanpak voor het uitvoeren van een toets op basis van een eindige elementen analyses is (waar mogelijk) gebaseerd op bestaande regelgeving, voorschriften en richtlijnen, waarmee deze in overeenstemming is met de Wet op de Waterkering. De meest relevante regelgeving wordt in bijlage A.2 toegelicht. Als in de bestaande regelgeving op bepaalde punten niet specifiek op eindige elementen analyses wordt ingegaan, dan wordt in de onderliggende richtlijn een aanvulling hierop gegeven.

De uitgangspunten voor het maken van een eindige elementenberekening zijn deels ook toepasbaar voor andere omstandigheden, zoals het ontwerp van dijklichamen. Daarvoor kunnen echter andere eisen en randvoorwaarden een rol spelen welke in deze richtlijn niet aan de orde komen, omdat deze voor toetsing niet relevant zijn.

3.2 Toetsmethode

Veiligheidsfilosofie klassieke rekenmodellen

In bijlage A.2 wordt nader ingegaan op de richtlijnen die er voor het ontwerpen, berekenen en toetsen van al dan niet met constructieve elementen versterkte primaire waterkeringen bestaan. Deze richtlijnen zijn alleen bedoeld voor toepassing in combinatie met klassieke

analytische rekenmodellen, zoals MStab voor het analyseren van de glijcirkelstabiliteit en MSheet voor het doorrekenen van damwandconstructies.

De veiligheidsfilosofie in deze bestaande richtlijnen komt er grofweg op neer dat de onzekerheden in de sterkte van de grond ook aan de sterktekant in de analyse worden meegenomen. In analyses wordt de rekenwaarde van de schuifsterkte (c' en ϕ') in rekening gebracht, die is bepaald door de representatieve waarde door een materiaalfactor te delen.

Veiligheidsfilosofie eindige elementenberekening

Bij eindige elementenberekeningen heeft de aanpak van de berekening invloed op de wijze waarop de berekening loopt en de mate waarin de geschematiseerde situatie met de werkelijkheid overeenkomt. Bij een combinatie van rekenwaarden van de schuifsterkte en een stabiliteitsnorm die (meestal) in de buurt van bezwijken zal liggen, is het vaak niet mogelijk om met succes een eindige elementenberekening en aansluitend een sterkte-reductie berekening (de feitelijke toetsing van het veiligheidsniveau) uit te voeren.

Ondanks deze constatering is er tussen deskundigen overeenstemming dat de veiligheidsfilosofie voor het toetsen van primaire waterkeringen met eindige elementen modellen moet aansluiten bij de veiligheidsfilosofie volgens [TRWG-Ad 2007], de meest recente bestaande richtlijn die op groene dijken betrekking heeft. Dit om te voorkomen dat een waterkering die bij een berekening met een klassiek rekenmodel zou worden goedgekeurd bij een berekening met een eindige elementenberekening zou worden afgekeurd, en andersom. Waterkeringen met constructieve elementen worden getoetst in combinatie met de aanpak in [BDK 2003] voor het toetsen van de krachtsverdeling in constructieve elementen.

Hiermee wordt een veiligheidsfilosofie verkregen die in overeenstemming is met de Wet op de Waterkering en de Eurocode, waarin rekening wordt gehouden met het verschil tussen de jaarlijkse betrouwbaarheid en de betrouwbaarheid over de gehele levensduur.

3.2.1 Toetsing globale veiligheid van doorsnede

Om op basis van de veiligheidsfilosofie van [TRWG-Ad 2007] toch met succes een eindige elementenberekening te kunnen uitvoeren, wordt aanbevolen om in het toetsen van de globale veiligheid van de beschouwde doorsnede de volgende aanpak aan te houden:

- In het gefaseerd opbouwen van de te toetsen maatgevende effectieve spanningssituatie (inclusief de invloed van wateroverspanningen ten gevolge van ongedraineerd¹ grondgedrag op de effectieve grondsterkte) en het aanbrengen van de belastingen in de te toetsen situatie, dient te worden uitgegaan van de karakteristieke waarde van de schuifsterkte (materiaalfactoren gelijk aan 1,0).
- In een gedraineerde² sterkte-reductie berekening dient te worden uitgegaan van opgeschaalde rekenwaarden van de schuifsterkte, die zijn bepaald door de karakteristieke waarden te delen door de materiaalfactoren volgens [TRWG-Ad 2007].
- De vereiste stabiliteitsfactor, waaraan tijdens de gedraineerde² sterkte-reductie moet worden voldaan, dient met dezelfde opschaaftfactor te worden vermenigvuldigd.

1. ongedraineerd in relatie tot de omstandigheden waaronder de te beschouwen spannings- en sterkteverdeling in werkelijkheid tot stand komt (terminologie a, paragraaf 1.4)

2. gedraineerd in relatie tot de wijze van analyseren in de sterkte-reductie (terminologie b, paragraaf 1.4)

N.B. Vanwege de evenredigheid conform [CMAG 1991] tussen de veiligheidsfactor en de schuifsterkte in de definitie van de sterkte-reductie, wordt door het evenredig opschalen het veiligheidsniveau niet beïnvloed.

Het nadeel van deze aanpak is dat er twee parametersets nodig zijn waartussen tijdens de berekening moet worden gewisseld. Dit is een bewerkelijk werkproces en vergroot de kans op vergissingen. Ook is de berekende stabiliteitsfactor niet onmiddellijk vergelijkbaar met de stabiliteitsfactor van een klassiek rekenmodel.

Deze aanpak, die in het vervolg van deze richtlijn in detail wordt uitgewerkt, sluit echter op de best denkbare wijze aan op [TRWG-Ad 2007]. Daarnaast wordt de eindige elementenberekening uitgevoerd met schuifsterkten die representatief zijn voor de in werkelijk gemiddeld ter plaatse aanwezige sterkte, zodat een goed beeld van de vervormingen onder veel voorkomende belastingsituaties kan worden verkregen. En door het opschalen van de rekenwaarde van de schuifsterkte wordt voorkomen dat tijdens het wisselen numerieke onbalans in de eindige elementenberekening ontstaat, waardoor de analyse kan ontsporen.

3.2.2 Toetsing constructieve elementen

Uitgangspunten en aanpak

Uitgangspunt bij het toetsen van de constructieve elementen in de waterkering op basis van een eindige elementenberekening is, dat de veiligheid voor de constructieve elementen wordt bepaald op basis van die belastingtoestand van de grond waarbij juist voldoende stabiliteit aanwezig is. Daarbij wordt ervan uitgegaan dat de waterkering met materiaalparameters en belastingen met de juiste belastingfactoren in de gedraineerde² sterkte-reductie berekening worden toegepast.

Uit het onderzoek in [BDK 2003] is gebleken dat de krachtsverdeling na de sterkte-reductie (met niet-associatieve parameters) tot de stabiliteitsnorm een goed uitgangspunt is voor het toetsen van de constructieve elementen. Uiteraard moet worden gekeken of bij een doorgaande sterkte-reductie niet alsnog een lagere veiligheid wordt gevonden. Voor het toetsen van de dimensies van de constructieve elementen op sterkte dient dan ook gebruik te worden gemaakt van het resultaat uit de gedraineerde² sterkte-reductie berekening.

N.B. De eenduidige aanpak volgens [BDK 2003] sluit, in tegenstelling tot [TAW-LK 2003] en [CUR166 2005] die in bijlage A.2 nader worden toegelicht, direct aan op het voor waterkeringen vereiste (relatief hoge) betrouwbaarheidsniveau. In bijlage B wordt een samenvatting van [BDK 2003] gegeven.

Verificatie momenten en krachten uit gedraineerde sterkte-reductie

Aanvullend op de gedraineerde³ sterkte-reductie berekening wordt op basis van [DLT-mat 2010] geadviseerd om, ter verificatie van de gedraineerde³ momenten en ankerkrachten, ook een ongedraineerde³ sterkte-reductie berekening uit te voeren. Daarbij is het voor de vergelijking van de resultaten uit beide sterkte-reductie berekeningen wenselijk om deze zoveel mogelijk te ontleen aan een eindsituatie met een gelijk veiligheidsniveau.

Er kan hier niet worden aangegeven bij welke waarde van de ongedraineerde⁶ stabiliteitsfactor het overeenkomstige veiligheidsniveau in de gedraineerde³ sterkte-reductie is bereikt, en met welke schuifsterkteparameters moet worden gerekend. Op dit moment ontbreekt daarvoor de benodigde kennis. Het betreft met name het gebrek aan inzicht in de nauwkeurigheid van de grootte en verdeling van wateroverspanningen in een ongedraineerde³ sterkte-reductie berekening (zie bijlage C.3). Toch wordt geadviseerd om deze verificatie uit te voeren, om een onderschatting van optredende momenten en krachten in de constructieve elementen te ondervangen.

Er wordt dan ook voorlopig aanbevolen om in de ongedraineerde³ sterkte-reductie de niet-associatieve karakteristieke waarden uit de belastingfase aan te houden.

Toetsnorm

Op basis van [BDK 2003] is gekomen tot de volgende additionele veiligheidsfactoren:

- Voor het toetsen van de sterkte van de damwand en de gording worden het maatgevende (veld)moment en de maatgevende normaalkracht in de damwand vermenigvuldigd met een (additionele) veiligheidsfactor van 1,15. De hierbij behorende maximale spanningen in de damwand worden getoetst aan de rekenwaarde van de vloeigrens of breuksterkte in overeenstemming met NEN 6770.
- Voor het toetsen van de sterkte van de diepwand worden het maatgevende (veld)moment en de maatgevende normaalkracht in de diepwand vermenigvuldigd met een (additionele) veiligheidsfactor van 1,15. De snedenkrachten (buigend moment en normaalkracht) worden getoetst aan NEN 6720 (VBC 1990) hoofdstuk 8, Dimensionering en Toetsing.
- Voor het toetsen van de sterkte van het anker wordt de maatgevende ankerkracht vermenigvuldigd met een (additionele) veiligheidsfactor van 1,25. De hierbij behorende maximale spanning in het anker wordt getoetst aan de rekenwaarde van de vloeigrens of breukgrens volgens NEN 6770.

3.3 STAP 2: Vaststellen minimaal vereiste maatgevende stabiliteitsfactor

3.3.1 Stabiliteitsfactor grondlichaam

De vereiste veiligheid van de waterkering tegen geotechnisch bezwijken dient ten behoeve van de toetsing naar een minimaal vereiste waarde voor de stabiliteitsfactor in de eindige elementenberekening (in PLAXIS: factor ΣMSF) te worden vertaald. Conform de globale aanpak in subparagraaf 3.2.1 dient de maatgevende stabiliteitsfactor minimaal gelijk te zijn aan de opgeschaalde vereiste stabiliteitsnorm.

3. (on)gedraineerd in relatie tot de wijze van analyseren in de sterkte-reductie (terminologie b, paragraaf 1.4)

De minimaal vereiste maatgevende stabiliteitsfactor ($\Sigma MSF_{\text{doorgaand bezwijken}}$) in de gedraineerde⁴ sterkte-reductie berekening dient dan ook als volgt te worden bepaald:

$$\Sigma MSF_{\text{doorgaand bezwijken}} \geq \gamma_{\text{eem}} \quad \text{met} \quad \gamma_{\text{eem}} = \gamma_b \cdot \gamma_d \cdot \gamma_n \cdot \gamma_{\text{mat}} \quad (3.1)$$

waarin:

- γ_{eem} : opgeschaalde vereiste stabiliteitsnorm voor gedraineerde⁴ sterkte-reductie berekening
- γ_b : partiële veiligheidsfactor die de onzekerheden in het schematiseren van de bodemopbouw en waterspanningen in rekening brengt, ook schematiseringfactor genoemd
- γ_d : partiële veiligheidsfactor die verband houdt met het gebruikte rekenmodel en de manier waarop de berekening is uitgevoerd, ook modelfactor genoemd
- γ_n : partiële veiligheidsfactor die verband houdt met schade, ook schadefactor genoemd
- γ_{mat} : partiële veiligheidsfactor, in het vervolg aangeduid als opschaalfactor, die voorkomt dat er juist voor en tijdens de gedraineerde⁴ sterkte-reductie berekening numerieke onbalans kan optreden waardoor de berekening zou kunnen ontsporen

In het vervolg van deze subparagraaf wordt het bepalen van deze factoren nader toegelicht.

STAP 2a – Bepalen schematiseringsfactor

Bij zowel groene dijken als waterkeringen waarin constructieve elementen aanwezig zijn, is bij een conservatieve inschatting van de bodemopbouw en waterspanningen een schematiseringsfactor (γ_b) van 1,30 een veilig uitgangspunt.

In [ARC 2010], dat aan de theoretische onderbouwing van de schematiseringsfactor in het nog uit te brengen Technisch Rapport “Grondonderzoek en geotechnisch schematiseren bij dijken” (TRGS) ten grondslag ligt, is een methode ontwikkeld om bij groene dijken onder voorwaarden een (doorgaans haalbare) lagere schematiseringsfactor te onderbouwen. Als ondergrens wordt in TRGS een schematiseringsfactor van 1,10 aangehouden. Deze methode mag ook bij waterkeringen met constructieve elementen worden toegepast.

N.B. Uiteraard staat het de uitvoerder van een toets vrij een lagere waarde voor de schematiseringsfactor toe te passen, wat per geval wel een nadere onderbouwing van de aangehouden waarde vraagt.

STAP 2b – Bepalen modelfactor

Voor de modelfactor (γ_d), de partiële veiligheidsfactor die verband houdt met het gebruikte rekenmodel, wordt conform het nog uit te brengen Technisch Rapport “Grondonderzoek en geotechnisch schematiseren bij dijken” onderscheid gemaakt tussen twee situaties:

- Indien er geen sprake is van opdrijven, dan wordt er aanbevolen (ervan uitgaande dat het stappenplan wordt gevolgd) om een modelfactor van 1,0 aan te houden.
- Indien er wel sprake is van opdrijven, dan wordt er aanbevolen om een modelfactor van 1,05 aan te houden.

STAP 2c – Bepalen schadefactor

Conform [TRWG-Ad 2007] dient onderscheid te worden gemaakt tussen het werkelijk vereiste betrouwbaarheidsniveau (β_{nodig}), dat betrekking heeft op de beschouwde doorsnede binnen de totale dijkring, en het basisbetrouwbaarheidsniveau ($\beta = 4,0$ per jaar), dat

4.)gedraineerd in relatie tot de wijze van analyseren in de sterkte-reductie (terminologie b, paragraaf 1.4)

betrekking heeft op de totale dijkkring. Het verschil tussen β_{nodig} en β wordt gecorrigeerd met een schadefactor (γ_n). De schadefactor voor 'groene' dijken, maar ook voor dijken waarin constructieve elementen zijn aangebracht, is direct gerelateerd aan de betrouwbaarheidsindex en wel als volgt:

$$\gamma_n = 1,0 + 0,13 \times (\beta_{nodig} - 4,0) \quad (3.2)$$

betrouwbaarheidsindex β (1/jaar)	4.00	4.25	4.50	4.75	5.00	5.25
schadefactor γ_n (-)	1.00	1.03	1.07	1.10	1.13	1.16

Tabel 3.1 Schadefactor als functie van de benodigde betrouwbaarheidsindex

Om zo goed mogelijk op de aanpak in [TRWG-Ad 2007] aan te sluiten, wordt bij het vaststellen van de schadefactor nog steeds onderscheid gemaakt naar het bovenrivierengebied en het benedenrivierengebied.

N.B. Aan het verschil in aanpak tussen beide gebieden ligt geen theoretische onderbouwing ten grondslag. Deze is puur te wijten aan het feit, dat ENW/TAW-richtlijnen niet op hetzelfde moment zijn opgesteld. Er wordt in hoofdstuk 8 dan ook aanbevolen om nader onderzoek te verrichten naar de verschillen in aanpak tussen beide rivierengebieden, om uiteindelijk te komen tot een (bij voorkeur) uniforme aanpak.

Bovenrivierengebied

Conform het [TRWG-Ad 2007] moet voor het bovenrivierengebied bij het beschouwen van de binnenwaartse macrostabiliteit een betrouwbaarheidsindex $\beta_{nodig} = 4,60$ (1/jaar) worden aangehouden. Dit resulteert in een schadefactor van 1,08.

Benedenrivierengebied, zeedijken en meerdijken

Voor het benedenrivierengebied (en er wordt aangenomen dat dit ook geldt voor zeedijken en meerdijken) kan volgens [TRWG-Ad 2007] voor de te hanteren betrouwbaarheidsindex per dijkvak de volgende benadering worden gevolgd:

$$\beta_{nodig} = \Phi^{-1}(P_{loc,toel}) \text{ waarin } P_{loc,toel} = \frac{f \text{ Norm}}{\left(1 + \alpha \frac{L}{l}\right) P_{f|inst}} \quad (3.3)$$

waarin:

β_{nodig}	: vereiste betrouwbaarheid voor een dijkvak	[1/jaar]
Φ^{-1}	: inverse Gauss kansfunctie	
$P_{loc,toel}$	: toelaatbare kans op instabiliteit op een bepaalde locatie	[1/jaar]
Norm	: stabiliteitsnorm	[1/jaar]
f	: toelaatbare kans op overstroming door instabiliteit; $f = 0,10$	[-]
α	: factor waarmee correlatie van dijkvakken in rekening wordt gebracht; $\alpha = 0,033$	[-]
L	: totale lengte van de waterkering, minimaal 60 km	[m]
l	: representatieve lengte dijkvak voor de analyse in een doorsnede $l = 50$ m.	
$P_{f inst}$	: kans op falen gegeven een instabiliteit.	
	- voor instabiliteit die niet samenhangt met hoogwater geldt $P_{f inst} = 0,1$	
	- voor instabiliteit die samenhangt met hoogwater geldt $P_{f inst} = 1,0$	

STAP 2d – Bepalen opschaalfactor

Algemeen

Om te vermijden dat juist voor en tijdens de gedraineerde⁵ sterkte-reductie berekening numerieke onbalans kan optreden, waardoor deze berekening zou kunnen ontsporen, wordt de vereiste stabiliteitsnorm vermenigvuldigd met een opschaalfactor. De procedure voor het bepalen van de waarde van deze opschaalfactor wordt hieronder samengevat.

Procedure bepaling opschaalfactor

Uitgangspunt voor het bepalen van de opschaalfactor ten behoeve van de gedraineerde⁵ sterkte-reductie berekening zijn de twee benodigde materiaalparametersets die in subparagraaf 4.2.3 nader worden toegelicht. Het betreft de niet-associatieve karakteristieke waarden (materiaalparameterset M1) en de associatieve rekenwaarden (materiaalparameterset M2) van de schuifsterkte. Vervolgens is de procedure als volgt:

- 1) Bepaal voor alle niet-associatieve karakteristieke waarden van de schuifsterkteparameters de materiaalfactoren volgens [TRWG-Ad 2007].
- 2) Bepaal de niet-associatieve rekenwaarden van de schuifsterkteparameters door de niet-associatieve karakteristieke waarden te delen door de overeenkomstige materiaalfactoren volgens [TRWG-Ad 2007].
- 3) Bepaal de stabiliteitsnorm (γ_{Bishop}) waaraan de constructie volgens [TRWG-Ad 2007] bij een berekening met een klassiek glijvlakmodel met niet-associatieve rekenwaarden van de schuifsterkteparameters moet voldoen. Er geldt dan: $\gamma_{\text{Bishop}} = \gamma_b \cdot \gamma_d \cdot \gamma_n$.
- 4) Vertaal op basis van het Best Guess Equivalent model (zie STAP 4c onder subparagraaf 4.2.3) de in stap 2 bepaalde niet-associatieve rekenwaarden van de schuifsterkteparameters naar de overeenkomstige associatieve rekenwaarden.
- 5) Bepaal de verhouding ($\gamma_{\text{mat};i}$) tussen de niet-associatieve karakteristieke waarde en de associatieve rekenwaarde van elke schuifsterkteparameter, oftewel:

$$\gamma_{\text{mat};i} = \frac{R_{\text{kar};i}}{R_{\text{reken};i}^{\text{ass}}} \quad (3.4)$$

Hierin is i een aanduiding voor de betreffende schuifsterkteparameter, dus c' of $\tan(\varphi')$

- 6) De opschaalfactor (γ_{mat}) is de grootste waarde van de in stap 5 bepaalde verhoudingen ($\gamma_{\text{mat};i}$), oftewel:

$$\gamma_{\text{mat}} = \max(\gamma_{\text{mat};i}) \quad (3.5)$$

Dus de opschaalfactor is gelijk aan de maximale waarde van de verhouding tussen de niet-associatieve karakteristieke waarde en de associatieve rekenwaarde van alle grondlagen en beide schuifsterkteparameters.

5. gedraineerd in relatie tot de wijze van analyseren in de sterkte-reductie (terminologie b, paragraaf 1.4)

STAP 2e – Vaststellen minimaal vereiste maatgevende stabiliteitsfactor

Met de bekende waarden voor de partiële veiligheidsfactoren kan op basis van formule (3.1) kan nu de minimaal vereiste maatgevende stabiliteitsfactor ($\Sigma MSF_{\text{doorgaand bezwijken}}$) in de gedraineerde⁶ sterkte-reductie berekening worden bepaald.

6.)gedraineerd in relatie tot de wijze van analyseren in de sterkte-reductie (terminologie b, paragraaf 1.4)

4 Opzetten eindige elementenanalyse

Het opzetten van de eindige elementenberekening begint met de invoer van de geometrie, het definiëren van alle benodigde materiaaleigenschappen en het genereren van de mesh die kan bestaan uit een groot aantal elementen en verschillende elementtypen. Daarnaast worden in het eerste programmadeel voor de mesh de randvoorwaarden aangegeven die direct, maar misschien ook later in de berekening, nodig zijn. Het is mogelijk om gedurende de eindige elementenberekening van randvoorwaarden te wijzigen. Het tweede programmadeel bestaat uit het definiëren van de begincondities voor de mesh wat betreft de waterdrukken en voor de effectieve spanningen.

In paragraaf 4.1 en paragraaf 4.2 worden de zaken wat betreft de geometrie en het materiaalgedrag in het eerste programmadeel toegelicht. De beschrijving van activiteiten die horen bij het tweede deel van worden in de paragraaf 4.3 beschreven.

4.1 STAP 3: Opzetten geometrie

STAP 3a – Bepalen omvang van de mesh

Uitgangspunt voor de randen, de begrenzingen van de mesh, is dat de keuze ervan geen invloed mag hebben op de resultaten van de berekening. Hierbij moet worden bedacht dat de randen in de eindige elementen analyse verder weg moeten liggen dan bij een klassieke glijcirkel berekening. In een eindige elementen analyse spelen ook elastische vervormingen een rol en deze worden sterk beïnvloedt door keuze en plaats van de randvoorwaarden. Bovendien dwingen de randvoorwaarden het bezwijkmechanisme binnen de geometrie. Dit kan een onderschatting geven doordat bijvoorbeeld opdrijven een rol speelt met ver doorlopende bezwijkmechanismen of doordat er diepe bezwijkmechanismen zijn. Ook kunnen damwanden zorgen voor een beïnvloeding van een groot gebied.

Er is geen eenduidig criterium te geven voor de grootte van de mesh. Alleen achteraf is het mogelijk de invloed van de randen te verifiëren, door de randen verder weg te leggen en te zien of dat dit nog invloed heeft op de resultaten. Op bladzijde 214 van [CUR166 2005] wordt een aantal handreikingen voor de afstanden tot de modelranden gegeven voor situaties waarin een damwandconstructie in een eindige elementenberekening wordt beschouwd.

Als er een grondwaterstromingsberekening wordt uitgevoerd, dan dient de rand zodanig te worden gekozen dat deze een goede uitvoering van de stromingsberekening mogelijk maakt.

Bij de aanwezigheid van een sloot aan de binnenzijde van de waterkering moeten, afhankelijk van de geometrie van die sloot, mogelijk concessies worden gedaan om met succes een eindige elementenberekening uit te voeren. Niet-relevante lokale bezwijkmechanismen ten gevolge de steilheid van het sloottalud of het lage spanningsniveau onder de sloot kunnen worden vermeden door de sloot op te vullen met volume elementen zonder eigen gewicht en met een voldoende hoge stijfheid.

STAP 3b – Kiezen type element in relatie tot de laagopbouw

Keuze type element; meshfijnheid

De ondergrond van een dwarsprofiel is over het algemeen opgebouwd uit meerdere grondlagen. Deze zijn door de geologische ontstaansgeschiedenis bepaald en kan op basis van

veldonderzoek (zoals sonderingen en boringen) worden ingeschat. Ook in de eindige elementen mesh kan iedere laag door een groep elementen worden gerepresenteerd.

In situaties waarin een eenvoudige homogene oplossing kan worden gevonden, maakt de hoogte-breedte verhouding van elementen minder uit. In meer complexe spanningssituaties, zoals bij het toetsen van waterkeringen, kunnen kleine laagdiktes (kleiner dan circa 0,40 m) door de ongunstige hoogte-breedte verhouding van elementen wel problemen geven. Deze grensverhouding ligt voor 6-knoopselementen bij $h/b = 4$ en voor 15-knoopselementen bij $h/b = 8$. Bij deze of nog ongunstigere grotere verhoudingen zijn de resultaten mogelijk onbetrouwbaar, maar dat is afhankelijk van de simulatie die gemaakt wordt (dit is bijvoorbeeld afhankelijk van de belastingen). Een ander onbetrouwbaar element is een driehoekselement waarvan één hoek zeer stomp is. De mesh generator zal meestal een foutmelding geven als dit type element gegenereerd moet worden.

N.B. Conform [PLAXIS-v9 2008] wordt er hier geen voorkeur uitgesproken voor het toepassen van 15-knoops (default) dan wel 6-knoops elementen. Met de laatstgenoemde kan dezelfde nauwkeurigheid worden behaald, waarvoor bij eenzelfde afmeting van de mesh wel meer elementen noodzakelijk zijn.

Het aanhouden van een fijnere mesh, dus een kleinere gemiddelde elementgrootte, leidt (tot aan een bepaalde optimale meshfijnheid) tot een lagere waarde van de stabiliteitsfactor. Bij associatief materiaalgedrag ($\psi = \varphi^0$) is er een optimale meshfijnheid te bepalen. Indien van niet-associatief materiaalgedrag ($\psi \neq \varphi$) wordt uitgegaan, dan is er geen sprake van een optimale meshfijnheid; er wordt bij een fijnere mesh een lagere stabiliteitsfactor gevonden. Zie bijlage C.4 voor meer toelichting op (niet-)associatief materiaalgedrag. Er dient dan ook te worden nagegaan welke invloed de meshfijnheid heeft op het eindresultaat (zie hoofdstuk 7).

Voor verdere aspecten met betrekking tot het genereren van de mesh wordt verwezen naar de handleiding van het gebruikte eindige elementen model, waarbij voor 2D PLAXIS versie 9 kan worden verwezen naar de handleiding [PLAXIS-v9 2008]. Ook op bladzijde 213 van [CUR166 2005] wordt een aantal handreikingen gedaan.

Overige aspecten met betrekking tot de laagopbouw

Soms is het nodig om in een laag onderscheid te maken in meerdere groepen om aparte materiaaleigenschappen te kunnen geven. Redenen hiervoor kunnen zijn dat er verschillende spanningsniveaus heersen, waardoor het nodig is om de sterkte en stijfheid te laten verschillen van de grond in dezelfde laag met een ander spanningsregime.

Het bovenstaande speelt meer bij gebruik van eenvoudige constitutieve modellen, zoals het Mohr-Coulomb model in PLAXIS. Meer geavanceerde constitutieve modellen, zoals het Hardening Soil model in PLAXIS, kunnen de sterkte en de stijfheid bij andere spanningsniveaus beschrijven. Beide modellen komen in subparagraaf 4.2.2 ter sprake.

Ook moet in voorkomende gevallen overwogen worden om lagen bij elkaar te voegen en als één grondlaag te behandelen. Bijvoorbeeld indien er in de beschouwde doorsnede sprake is van plaatselijk zeer grote verschillen in grondsterkten en/of –stijfheden, dat kan leiden tot een numeriek instabiel rekenproces. Voor de wijze waarop het samenvoegen plaats zou moeten vinden kan geen algemeen geldend recept worden gegeven; het hangt onder meer af van het doel van de analyse (beschouwen sterkte of vervorming). Tevens moet in ogenschouw worden genomen dat de nauwkeurigheid van de laagindeling over een dwarsprofiel beperkt is, omdat deze gereconstrueerd wordt uit beperkte gegevens (boringen en/of sonderingen). Het is programma-technisch gezien heel goed mogelijk om zeer veel verschillende groepen in de eindige elementenberekening te modelleren, echter praktisch gesproken neemt de kans toe dat er invoerfouten gemaakt worden omdat alle data menu-gestuurd gemaakt en toegekend moeten worden.

Invloed spanningsniveau op laagopbouw

De laagindeling onder en naast de dijk vereist veel zorg. Het dijklichaam geeft een hoger spanningsniveau op de eronder liggende grondlagen. Dit vertaalt zich in mogelijk ander stijfheids- en sterktegedrag van het materiaal.

4.2 STAP 4: Modelleren van materiaalgedrag

4.2.1 Algemeen

Voor het modelleren van het gedrag van grond kunnen in eindige elementen modellen verschillende constitutieve modellen worden gekozen. Het onderscheid tussen deze constitutieve modellen wordt veroorzaakt door de verschillende wijze waarop het materiaalgedrag qua stijfheid en sterkte wordt beschreven.

Bij het toetsen van de veiligheid van waterkeringen, waarop deze richtlijn op van toepassing is, ligt de nadruk op de sterkte van de waterkering. Stijfheden van grond en constructieve elementen spelen uiteraard een rol in de krachtsverdeling. Ondanks dat deze stijfheden minder belangrijk zijn dan bij het ontwerpen, geldt dit zeker voor situaties waarin constructieve elementen in de waterkering aanwezig zijn. Stijfheden van de grond dienen nauwkeurig te worden bepaald, omdat anders niet de juiste belasting(verdeling) op de constructies kan worden verkregen.

In deze paragraaf wordt stapsgewijs de keuze voor het passende constitutieve model en de bijbehorende stijfheids- en sterkteparameters in de eindige elementenberekening toegelicht. Hierbij zal concreet worden ingegaan op de invulling van deze keuzes bij gebruik van het eindige elementen model PLAXIS.

4.2.2 Stijfheidsgedrag grond; keuze constitutief model

Eenvoudig stijfheidsgedrag; Mohr-Coulomb model

In eindige elementen programma's kan de stijfheid op relatief eenvoudige wijze worden beschreven met een lineair elastisch perfect plastisch model, zoals met het Mohr-Coulomb model in PLAXIS. Een nadere beschrijving van het Mohr-Coulomb model, dat onafhankelijk van het in PLAXIS gekozen (geavanceerd) constitutief model automatisch in de sterkte-reductie berekening wordt gebruikt, wordt in bijlage C.2.1 gegeven. In het Mohr-Coulomb model worden de elastisch vervormingen door een secans stijfheid (E_{50}) en een dwarscontractiecoëfficiënt (ν) bepaald.

Ondanks de eenvoud van dergelijke modellen, is het gebruik hiervan niet altijd zonder problemen. Ter illustratie: bij het Mohr-Coulomb model in PLAXIS wordt opgemerkt dat het een begrenzing van de hoofdspanning heeft, zodat er geen trekspanning kan optreden. Deze 'tension cut-off' optie staat standaard aan. Hoewel deze optie fysisch relevant is, geeft dit bij het gebruik bij bezwijkanalyses vaak problemen. Dit geldt in het bijzonder voor ongedraineerde⁷ belastingen, waarbij er één hoofdspanning naar de maximale druk gaat en de andere hoofdspanning afneemt. Dit levert voor de sterkte-reductie berekeningen problemen op (zie subparagraaf 5.1.2).

Meer complex stijfheidsgedrag; Hardening Soil model

In eindige elementen programma's kunnen geavanceerde constitutieve modellen ook de meer complexe aspecten van het grondgedrag beschrijven, zoals een variabele spanningsafhankelijke stijfheid en herinnering van de voorbelasting. In PLAXIS biedt het Hardening Soil model deze mogelijkheden.

In het Hardening Soil model wordt het stijfheidsgedrag bepaald door de combinatie van een secans stijfheid (E_{50}), een oedometerstijfheid (E_{oed}) en een stijfheid voor ontlasten en herbelasten (E_{ur}). Deze stijfheidsparameters zijn allen spanningsafhankelijk, zodat er een stijfheid voor een bepaalde referentiespanning (default 100 kPa) moet worden opgegeven. De verhouding tussen deze stijfheidsparameters zijn aan een bepaalde bandbreedte gebonden. Voor een nadere toelichting hierop wordt naar [PLAXIS-v9 2008] verwezen.

In het Hardening Soil model heeft de op te geven Poisson ratio (ν_{ur}) alleen invloed op de verandering van de verhouding tussen de horizontale en verticale spanning bij ontlasten en herbelasten. Indien er geen nadere informatie over het gedrag onder deze omstandigheden voorhanden is, dan wordt geadviseerd om in principe de default waarde in PLAXIS aan te houden. Dit geldt ook voor de parameter R_f , die de verhouding weergeeft tussen de bezwijkwaarde (q_f) en asymptotische waarde (q_a) van de deviatorische spanning (q).

Zie bijlage C.2.2 voor een meer gedetailleerde beschrijving van het Hardening Soil model.

STAP 4a – Vaststellen constitutief model grondgedrag en stijfheden

Met het Hardening Soil model kan dus de spanningsafhankelijkheid in het stijfheidsgedrag van grond op een realistische wijze in rekening worden gebracht. Voor situaties waarin vervormingen moeten worden berekend of waarin stijfheidsverschillen een significante rol spelen in de krachtsverdeling, zoals bij waterkeringen waarin constructieve elementen zijn aangebracht, heeft het gebruik van het Hardening Soil model in principe dan ook de voorkeur boven het Mohr-Coulomb model.

Hierbij moet wel worden bedacht, dat het gebruik van een meer geavanceerd constitutief model ook meer gedetailleerde gegevens vereist. Indien deze gegevens niet voorhanden zijn, dan kan, ook bij waterkeringen met constructieve elementen, net zo goed het Mohr-Coulomb model worden toegepast. In dat geval zijn wel de onzekerheden in de eindige elementenberekening groter met betrekking tot de waarde van de momenten in de damwand.

7. ongedraineerd in relatie tot de omstandigheden waaronder de te beschouwen spannings- en sterkteverdeling ten gevolge van de belasting in werkelijkheid tot stand komt (terminologie a, paragraaf 1.4)

Wat betreft de grondstijfheid dient in beide gevallen te worden uitgegaan van de verwachtingswaarden. Een indicatie voor de grondstijfheid wordt in paragraaf 3.4.4 van [CUR166 2005] gegeven, welke in het Mohr-Coulomb model in PLAXIS kan worden gebruikt.

N.B. In plaats van met de verwachtingswaarden van de grondstijfheid, kan er ook met de 5%-ondergrens of 5%-bovgrens van de grondstijfheid worden gerekend. Om exact na te gaan welke grondstijfheid de maatgevende momenten en krachten oplevert, zouden meerdere eindige elementenberekeningen moeten worden uitgevoerd. Er wordt echter verwacht dat de verschillen in resulterende snedenkrachten bij alle grondstijfheden gemiddeld gezien klein zijn, doordat er in de sterkte-reductie berekening herverdeling van belastingen plaatsvindt.

4.2.3 Schuifsterkte grond; parametersets

Conform het gestelde onder STAP 2d in subparagraaf 3.3.1 dienen in de eindige elementenberekening de volgende twee parametersets (M1 en M2) te worden gebruikt:

M1 : set niet-associatieve, karakteristieke waarden van de schuifsterkte

M2 : set opgeschaalde associatieve rekenwaarden van de schuifsterkte

Zie bijlage C.4.1 voor een toelichting op de keuze voor (niet-)associatief en associatief grondgedrag. In beide sets dient te worden uitgegaan van gedraineerde⁸ sterkteparameters gebaseerd op de reststerkte, de zogenaamde 'ultimate strength'. De vertaling van de karakteristieke waarden van de schuifsterkteparameters naar rekenwaarde dient vervolgens plaats te vinden op basis van de materiaalfactoren in tabel 4.1 uit [TRWG-Ad 2007].

Grondsoort en parameter			variatie-coëfficiënt (V)	materiaalfactor (γ_m)
volumieke massa nat/droog		(ρ)		1,0
klei	(TP-CU-5%)			
	cohesie	(c)	0,45	1,25
	inwendige wrijving	($\tan \varphi$)	0,20	1,20
veen	(TP-CU-5%)			
	cohesie	(c)	0,80	1,50
	inwendige wrijving	($\tan \varphi$)	0,25	1,25
zand	(TP-CD)			
	cohesie	(c)	n.v.t.	n.v.t.
	inwendige wrijving	($\tan \varphi$)	0,15	1,20
TP-CU-5% = triaxiaalproef, geconsolideerd en ongedraineerd, met 2 à 5% vervorming TP-CD = triaxiaalproef, geconsolideerd en gedraineerd Bij aantoonbaar lagere variatiecoëfficiënten voor cohesie en inwendige wrijving kunnen aangescherpte materiaalfactoren worden afgeleid. Bijvoorbeeld in het geval van natuurlijke niet-organische klei (waarvoor is aangetoond dat de variatiecoëfficiënten voor cohesie en inwendige wrijving kleiner of gelijk zijn aan respectievelijk $V_c \leq 0,275$ en $V_{\tan \varphi} \leq 0,15$) geldt $\gamma_{m,c} = 1,15$ en $\gamma_{m, \tan \varphi} = 1,15$				

Tabel 4.1 Materiaalfactoren conform [TRWG-Ad 2007], gebaseerd op [TRWG-mat 20XX]

8. gedraineerd in relatie tot de wijze van analyseren in de sterkte-reductie (terminologie b, paragraaf 1.4)

N.B. Hierbij wordt opgemerkt dat het, vanwege de resultaten uit het Werkelijke Sterkte-onderzoeksspoor “Geavanceerd toetsen aan grenzen sterkte en vervormingen”, nu al duidelijk is dat in de toekomst de parameters bij klei en eventueel zand aan single stage anisotroop geconsolideerde triaxiale compressieproeven en bij veen aan Direct Simple Shear proeven moeten worden ontleend. Hiervoor zijn nog geen materiaalparameters bepaald. In de huidige praktijk worden de stabiliteitsanalyses nog gebaseerd op de resultaten uit multi-stage triaxiaalproeven, waarop de materiaalfactoren in tabel 4.1 van toepassing zijn.

In de genoemde variatiecoëfficiënten, waarmee de materiaalfactoren in tabel 4.1 volgens [TRWG-mat 20XX] zijn afgeleid, is rekening gehouden met de punt-tot-variatie van de schuifsterkte binnen één laag. Verder gelden de genoemde materiaalfactoren voor een basisbetrouwbaarheidsniveau $\beta = 4,0$ per jaar.

N.B. Bij het bepalen van de karakteristieke waarden speelt het aantal proeven waaruit de proevenverzameling bestaat een belangrijke rol. Als de karakteristieke waarden niet bekend zijn, dan moeten deze worden bepaald volgens een aparte procedure die in [DWW-VNK 2006] is beschreven.

Bij het bepalen van de 5%-ondergrens van de schuifsterkte, dat wil zeggen de combinatie van c en $\tan(\varphi)$, van cohesieve materialen (klei en veen) moet rekening worden gehouden met het feit dat de ondergrens betrekking heeft op de combinatie van beide parameters en niet op c en $\tan(\varphi)$ afzonderlijk.

STAP 4b – Vaststellen parameterset M1 schuifsterkte grondlagen

In parameterset M1 dient te worden uitgegaan van karakteristieke waarden van de schuifsterkte uit een proevenverzameling welke, conform het onderzoeksspoor “Geavanceerd toetsen aan grenzen sterkte en vervormingen”, bestaat uit gegevens die zijn ontleend aan CU single stage triaxiaalproeven bij een rekgrens van 2 à 5%. Wat betreft deze laboratoriumproeven wordt ook verwezen naar het stappenplan [DLT-Van Duinen 2009]. Hierbij dienen materiaalfactoren gelijk aan 1,00 te worden aangehouden.

Verder dient in parameterset M1 te worden uitgegaan van niet-associatief gedrag ($\psi \neq \varphi$).

STAP 4c – Vaststellen parameterset M2 schuifsterkte grondlagen

In parameterset M2 dient te worden uitgegaan van associatieve opgeschaalde rekenwaarden van de schuifsterkte. Conform de procedure in paragraaf 3.3.1 dient hierbij eerst de omrekening van karakteristieke waarde naar rekenwaarde te geschieden, door de eerstgenoemde te delen door de bijbehorende materiaalfactoren die aan tabel 4.1 is ontleend.

Daarna vindt volgens de procedure de vertaling van de niet-associatieve rekwaarde van de schuifsterkte ($c_d, \varphi_d, \psi_d \neq \varphi_d$) naar de equivalente associatieve rekenwaarde van de schuifsterkte ($c_d^*, \varphi_d^*, \psi_d^* = \varphi_d^*$) plaats.

Deze vertaling dient plaats te vinden op basis van het Best Guess Equivalent model, waarvoor conform bijlage C.4.2 geldt:

$$\sin \varphi_d^* = \frac{R}{\sin 2\beta - R \cos 2\beta} \quad \text{met} \quad \beta = 45^\circ + \frac{\varphi_d + 4\psi_d}{10} \quad \text{en} \quad R = \frac{\cos \psi_d \sin \varphi_d}{1 - \sin \varphi_d \sin \psi_d}$$

$$\psi_d^* = \varphi_d^*$$

$$c_d^* \cot \varphi_d^* = c_d \cot \varphi_d$$
(4.1)

STAP 4d – Vaststellen opschaaftactor voor gedraineerde sterkte-reductie

Op basis van het resultaat uit STAP 4b en STAP 4c kan de opschaling van de associatieve rekenwaarden van de schuifsterkte worden vastgesteld, waarbij de opschaaftactor conform de procedure in paragraaf 3.3.1 gelijk is aan de maximale verhouding tussen de niet-associatieve karakteristieke waarde en de associatieve rekenwaarde van de schuifsterkte.

4.2.4 Gedrag constructieve elementen

STAP 4e – Vaststellen parametersets voor constructieve elementen

Bij het opzetten van de eindige elementenberekening dient de elastische sterkte van de constructieve elementen te worden ingevoerd. In de sterkte-reductie berekening dient alleen de sterkte van de grond te worden gereduceerd; de sterkte van de constructieve elementen dient constant te worden gehouden. Met de huidige kennis is het nog niet mogelijk om de interactie tussen grond en constructie in de sterkte-reductie berekening mee te nemen.

N.B. Uiteraard dient na de sterkte-reductie berekening wel te worden gecontroleerd of de aangenomen sterkte voldoende is. Zo niet, dan voldoet de veiligheid van de waterkering niet aan de EEM-richtlijn.

Damwanden

Er zijn verschillende toepassingen van damwanden in eindige elementen modellen: korte en lange damwanden. Korte damwanden worden toegepast in het pleistocene zand en een deel in de holocene grondlagen alleen om de veiligheid voor stabiliteit bij opdrijven te vergroten. De kop van de korte damwand bevindt zich enkele meters onder maaiveld, terwijl de kop van de lange damwand zich op maaiveld niveau bevindt.

In de eindige elementen analyse komen deze constructieve elementen voor als liggerelementen met een normaalstijfheid en buigstijfheid. In de mesh hebben deze elementen geen dikte. Er wordt hier van elastisch gedrag uitgegaan voor de constructieve elementen. Achteraf kan dan gecontroleerd worden of de optredende momenten beneden de toelaatbare waarde blijven. De sterkte van de grond is doorgaans veel minder dan van de constructieve elementen.

Keermuren

Dit zijn grote constructieve elementen, die op palen zijn gefundeerd. Afhankelijk van de dimensies van de keermuur kunnen deze met liggerelementen of standaard elementen worden gemaakt.

Kistdammen

Dit zijn twee wanden die door een anker met elkaar verbonden zijn. De interactie tussen de twee wanden is hierdoor sterk. Een eindige elementenberekening is voor een dergelijke constructie onvermijdelijk. De interactie tussen alle verschillende delen kan dan op integrale wijze worden meegenomen.

Ankerstangen

Ankerstangen verbinden de damwanden of met een groutlichaam of met een ankerschot. In eindige elementenberekeningen worden deze ankerstangen door middel van 'node to node' elementen gemodelleerd.

De ankers hebben een lineair elastische stijfheid en ankers kunnen gedurende het rekenproces een voorspanning worden gegeven. De stijfheden worden per strekkende meter opgegeven. Een ankerstang heeft in de modellering geen interactie met de grond die er omheen ligt. Bij zakkende grond moet de invloed van deze grond op het anker, in de vorm van de additionele krachten, dan ook door de gebruiker worden ingevoerd. Voor de state-of-the-art bepalingsmethode kan worden verwezen naar [CUR166 2005].

Groutlichamen

Een groutlichaam is een constructief element in de grond. Hier kunnen wel interfaces langs gelegd worden, zodat de krachten uit het anker overgebracht kunnen worden op de grond. Een groutlichaam heeft alleen axiale stijfheid zoals bij een ankerstang.

4.2.5 Gedrag interface elementen

Tussen constructieve elementen en de grond moeten interface elementen worden toegepast. De eigenschappen van deze elementen wordt bepaald door de constructie en de grond. Interfaces kunnen in eindige elementenberekeningen worden gedefinieerd met eigenschappen die specifiek bij deze interface horen.

STAP 4f – Vaststellen parametersets voor interface elementen

Voor de eigenschappen van interface elementen dienen de sterkteparameters φ , c en R_{inter} te worden opgegeven. Met als uitgangspunt de sterkte van de naastliggende grond geldt als bovengrenswaarde voor de interface sterkte:

$$R_{\text{inter}} \leq \frac{\cos(\varphi)\cos(\psi)}{1 - \sin(\varphi)\sin(\psi)}, \quad (4.2)$$

Indien de benodigde gegevens voor het bepalen van deze bovengrenswaarde op basis van proeven dan wel literatuur niet bekend zijn, dan kan voor klei en veen een waarde van $R_{\text{inter}} = 0,50$ worden aangehouden en voor zand een waarde $R_{\text{inter}} = 0,66$. Voor de dikte van de interface elementen (δ_{inter}), die de dikte van de afschuifzone tussen grond en constructie representeert, dient vanuit praktisch oogpunt de standaardwaarde te worden aangehouden.

Voor het modelleren van spleetvorming met interface elementen, hetgeen met name van toepassing is bij kistdammen, wordt verwezen naar [TRKD 2004]. Voor verdere aspecten met betrekking tot interface elementen wordt verwezen naar de handleiding van het gebruikte eindige elementen model, waarbij voor 2D PLAXIS versie 9 kan worden verwezen naar de handleiding [PLAXIS-v9 2008].

4.3 STAP 5: Vaststellen hydraulische en geohydrologische randvoorwaarden

Belastingen op een waterkering

De belasting op de waterkering bestaat in de eerste plaats uit het drukverschil tussen de buitenzijde en binnenzijde van de waterkering ten gevolge van waterstandsverschillen.

Voor de representatieve waarde van de dominante belasting op de buitenzijde van de waterkering dient te worden uitgegaan van het Toetspeil, welke op basis van [V&W-HR 2011], kan worden vastgesteld. Er moet ook rekening worden gehouden met de daarin aangegeven correctie in verband met de verwachte hoogwaterstijging in de planperiode. Voor een toetsing conform [V&W-VTV 2011] waarbij de 'planperiode' vijf jaar is, behoeft deze correctie niet te worden toegepast. Conform de aanpak in [TRWG-Ad 2007] dient bij het Toetspeil met een belastingfactor van $\gamma_s = 1,0$ rekening te worden gehouden. Dit Toetspeil, dat op basis van stochastische berekeningen is bepaald, is gerelateerd aan de Normfrequentie. Evenals in [TRWG-Ad 2007] worden onzekerheden als gevolg van andere waterstanden in de schadefactor verdisconteert via het benodigde betrouwbaarheidsniveau (β_{nodig}).

De in rekening te brengen waterdruk tegen de binnenzijde van de waterkering dient zodanig te worden bepaald, dat de kans per jaar op overschrijding van de ontwerpwaarde van de verschildrukken kleiner is dan de normfrequentie: bij een sterk gereguleerd peil kan een constant peil worden aangehouden, statistische analyse inclusief correlatie verdelingsfuncties waterstanden binnen- en buitenzijde (indien mogelijk). In [TRWG-Ad 2007] worden de uitgangspunten aangegeven die leiden tot de stelling, dat het er in de praktijk over het algemeen op neerkomt dat kan worden uitgegaan van het polderpeil.

N.B. Het aan de polderzijde aanhouden van een hoger freatisch niveau dan het polderpeil, bijvoorbeeld gelijk aan het maaiveldniveau, leidt wel tot een afname van de korrelspanningen (en dus een vermindering van de weerstand tegen opdrijven). Maar bij een sloot binnendijs zal door een hoger polderpeil tevens een hoger tegenwerkend moment in de stabiliteitsanalyse optreden.

Behalve met de hierboven genoemde belastingen door waterstandsverschillen moet ook rekening worden gehouden met mogelijke bovenbelastingen. Dit zijn onder andere verkeersbelastingen, omdat de waterkering tijdens hoogwateromstandigheden toegankelijk moet zijn voor rijdend materieel ten behoeve van beheersmaatregelen, en bovenbelastingen als gevolg van de (tijdelijke) opslag van materialen. Indien van toepassing, dan moet ook rekening worden gehouden met ijsbelastingen op de waterkering en belastingen als gevolg van scheepsaanvaringen of aanvaringen met drijvende voorwerpen. Andere belastingen, zoals bolderkrachten, zijn tijdens hoogwateromstandigheden minder van belang.

De bovengenoemde belastingen (en de van toepassing zijnde belastingfactor) worden vaak door de dijkbeheerder voorgeschreven of kunnen aan andere TAW/ENW-leidraden en -richtlijnen worden ontleend. De grootte van de in rekening te brengen verkeersbelasting wordt bijvoorbeeld in [TRWG-Ad 2007] voorgeschreven.

N.B. Bovenop de veiligheid die met de schematiseringsfactor in rekening wordt gebracht, behoeft in eindige elementen analyses geen rekening te worden gehouden met veiligheidsmarges op geometrische grootheden zoals de kerende hoogte van een constructief element en het grondwaterstandsverschil hierover hetgeen aansluit bij de vigerende leidraden en technische rapporten voor waterkeringen. Dit in tegenstelling tot de aanpak van [CUR166 2005] bij het toepassen van klassieke rekenmodellen. Wel

dient bij het toetsen van een dijk rekening te worden gehouden met eventuele zetting van de kruin de komende vijf jaar.

Freatische lijnen en stijghoogten

De (grond)waterspanningen in de geometrie dienen te worden aangebracht door in de betreffende rekenfases (een combinatie van) freatische lijnen in de grondlagen en stijghoogten in watervoerende zandlagen te definiëren. Daarbij wordt onderscheid gemaakt naar:

- PL0: horizontale freatische lijn gelijk aan het polderpeil
- PL1: freatische lijn onder normale omstandigheden, eventueel inclusief opbolling in dijk
- PL2: freatische lijn onder extreme omstandigheden, eventueel inclusief opbolling in dijk
- PL3: stijghoogte in het diepe zand onder normale omstandigheden
- PL4: stijghoogte in het diepe zand onder extreme omstandigheden

Voor een dijk met constructies dient er eventueel rekening te worden gehouden met de invloed van de constructieve elementen op de freatische lijnen PL1 en PL2.

STAP 5 – Vaststellen hydraulische en geohydrologische randvoorwaarden

Het bepalen van het verloop van de waterspanningen in dijk en ondergrond kan plaatsvinden door de waterspanningen te genereren uit op te geven freatische lijnen en stijghoogten of door middel van een grondwaterstromingsberekening (zie paragraaf 5.5). In tabel 4.2 worden de benodigde hydraulische en geohydrologische gegevens voor de toetsing samengevat.

N.B. Indien er wat betreft de geohydrologische randvoorwaarden onvoldoende (meet)gegevens voorhanden zijn, dan kan voor op basis van [TRWD 2004] een conservatieve inschatting van worden gemaakt.

t.b.v. peil	(grond)waterpeil	waarde
PL0	polderpeil [m NAP]	
PL1	opbolling in dijklichaam [m NAP]	
	buitenpeil onder normale omstandigheden [m NAP]	
PL2	buitenpeil onder extreme omstandigheden (MHW) [m NAP]	
	indringlengte (in horizontale zin het buitentalud in) [m]	
PL3	stijghoogte zand onder normale omstandigheden [m NAP]	
	indringdiepte (in verticale zin de onderkant van het pakket slappe lagen in) [m]	
PL4	stijghoogte zand onder extreme omstandigheden:	
	- aan buitenzijde [m NAP]	
	- aan binnenzijde [m NAP]	
	opdrijfpotentiaal [m NAP]	
	opdrijf lengte [m]	

Tabel 4.2 Samenvatting hydraulische randvoorwaarden ten behoeve van fasering

5 Uitvoeren eindige elementen analyse

5.1 Algemeen

5.1.1 Rekenfases in eindige elementenberekening

De berekening van de stabiliteitsfactor van een waterkering met de EEM-methode wordt opgebouwd uit een aantal rekenfases. Het doel van deze rekenfases is een spanningssituatie te creëren die zo goed mogelijk de werkelijk aanwezige situatie benaderd, waarbij onderscheid kan worden gemaakt naar waterspanningen en effectieve (horizontale en verticale) spanningen. Daarna wordt door het uitvoeren van een sterkte-reductie berekening uiteindelijk de maatgevende stabiliteitsfactor ($\Sigma MSF_{\text{doorgaand bezwijken}}$) voor deze situatie tegen geotechnisch bezwijken bepaald.

Wat betreft de aan te brengen fasering in de eindige elementenberekening kan er onderscheid worden gemaakt in drie verschillende rekenfases, gekenmerkt door het type van de berekening. Dat zijn de begintoestand, de belastingen en de sterkte-reductie, als volgt:

Initiële situatie (STAP 6):

- opbouw van de dijk zonder eigen gewicht met een horizontale freatische lijn gelijk aan het polderpeil;
- aanbrengen eigen gewicht van de dijk;
- aanbrengen van de freatische lijn met hydrostatische waterspanningen;

Belastingfase (STAP 7):

- aanbrengen van het waterspanningsbeeld behorende bij gemiddelde omstandigheden;
- aanbrengen van de constructieve elementen en bijbehorende freatische lijn.
- aanbrengen van het waterspanningsbeeld behorende bij het Toetspeil (maatgevende buitenwaterstand met mogelijk opdrijfpotentiaal);
- aanbrengen van de verkeersbelasting op de dijk.

Toetsfase / sterkte-reductie berekening (STAP 8)

- wisselen van materiaalparametersets;
- uitvoeren van de sterkte-reductie berekening.

Deze drie verschillende rekenfases, die ieder afzonderlijk uit enkele subfases kunnen bestaan, worden in meer detail in paragraaf 5.2, paragraaf 5.3 en paragraaf 5.4 beschreven.

Belastinggeschiedenis en spanningsopbouw

De opbouw van de analyse dient zoveel mogelijk de echte geschiedenis van de dijkopbouw te volgen. Dit is vooral van belang voor de optredende vervormingen – het niet-lineaire gedrag van grond maakt dat het gedrag in een analyse gevoelig is voor (veranderingen van) de verhouding tussen horizontale en verticale spanningen – en daarmee van invloed op de constructieve elementen in de dijk.

Het verdient de voorkeur om, zeker als de berekende vervormingen van belang zijn, de beginspanningen en de belastingen stapsgewijs aan te brengen. Een niet-lineaire berekening loopt gemakkelijker als de veranderingen per stap klein zijn. Bovendien geven kleine stappen meer inzicht in de mogelijk kritische aspecten van de berekening. In de rekenfases is aangegeven hoe de spanningsopbouw dient plaats te vinden.

N.B. Doordat in het Hardening Soil model in PLAXIS de grondstijfheid spanningsafhankelijk is, zal bij toepassing hiervan een meer waarheidsgetrouwe opbouw van het te toetsen spanningsbeeld kunnen worden bereikt dan met het Mohr-Coulomb model in PLAXIS.

Er wordt tijdens de belastingopbouw uitgegaan van een hydraulische begintoestand met een freatische lijn gelijk aan het polderpeil. De splitsing in de beginspanningen en belastingen komt voort uit het gegeven dat de beginspanningen altijd gedraineerd zijn. De belastingen daarentegen kunnen zowel gedraineerd als ongedraineerd worden beschouwd.

5.1.2 Numerieke aspecten

Rekentolerantie

Met het stellen van een eis aan de rekentolerantie, oftewel de grootte van de toelaatbare fout in het niet-lineaire numerieke rekenproces, kan de betrouwbaarheid van het berekeningsproces onder controle worden gehouden. In eindige elementen wordt over het algemeen een standaardwaarde aangehouden; in PLAXIS is de toelaatbare fout standaard op 1% gesteld.

Als het berekeningsproces in een rekenstap niet lekker loopt, dan kan het noodzakelijk zijn om een grotere rekentolerantie aan te houden om deze rekenstap toch te kunnen doorrekenen. Het is niet in algemene termen te beantwoorden of dit acceptabel is of niet. Wel wordt gesteld dat de gebruikte rekentoleranties bij de verslaglegging van de analyse vastgelegd dienen te worden. En bij voorkeur dient te worden uitgezocht waarom een betreffende rekenstap problemen oplevert bij de berekeningen.

Mogelijke oorzaken voor een benodigde hogere rekentolerantie kunnen invoerfouten zijn of mechanische gevoelheden, zoals een te lage horizontale gronddrukcoëfficiënt (K_0) of lokale instabiliteiten. Invoerfouten zijn niet te accepteren, terwijl lokale instabiliteiten soms wel toelaatbaar zijn.

Arc-length controle

Arc-length controle is een middel om een betrouwbare en convergerende bezwijkbelasting te verkrijgen als een belastinggestuurde analyse (plastische berekening en sterkte-reductie) uitgevoerd wordt. Als deze optie uitstaat, dan kan dit leiden tot convergentieproblemen als het grondlichaam dichtbij bezwijken zit (bijvoorbeeld in oprijfsituaties). Het gebruik van deze optie kan echter incidenteel tot spontane ontlasting leiden, zelfs als het grondlichaam nog ver van bezwijken is.

Mochten er in de belastingfase numerieke problemen ontstaan en duidelijk worden dat de betreffende rekenfase niet tot een bezwijksituatie leidt, dan wordt geadviseerd om de arc-length controle optie uit te zetten. Dit levert doorgaans een stabiel rekenproces op. In principe dient de waterkering deze belastingen te kunnen dragen en is de opschalings- en terugschalingsprocedure van de krachten niet wenselijk. In het vervolg is voor elke rekenfase aangegeven wanneer arc-length controle in principe toegepast moet worden.

Tension cut-off

Wanneer een geringe cohesie wordt toegestaan, dan kunnen er in gebieden met lage spanningen (vlak onder het maaiveld, in de opdrijfzone) trekspanningen optreden. Dit is voor grond niet realistisch. In de numerieke analyse kan dit leiden tot zogenaamde apex punten. Problemen hieromtrent kunnen worden voorkomen door het toepassen van de zogenoemde tension cut-off. Hierbij wordt een aanvullend vloeicriterium gehanteerd dat geen trekspanningen toelaat en waardoor ook geen apex punten meer kunnen optreden en dus een realistischer beeld geeft van het grondgedrag.

Apex punten dienen in de rapportage te worden geanalyseerd. Indien zij op een te verwachte locatie worden aangetroffen, dan hoeft niet per definitie actie te worden ondernomen. Indien lokale instabiliteiten door trekspanningen niet bepalend zijn voor de globale stabiliteit, bijvoorbeeld bij een lokaal steile helling, dan is het uitzetten van de tension cut-off een optie. In het vervolg van dit hoofdstuk is voor elke rekenfase aangegeven wanneer tension cut-off toegepast kan worden.

5.2 STAP 6: Genereren van initiële situatie

Het initialiseren van de beginspanningen gebeurt door een eigen gewichtsberekening. In de eindige elementenberekening wordt het eigengewicht gestuurd met multipliers. In alle stappen van de initiële situatie moet worden uitgegaan van parameterset M1 met niet-associatieve karakteristieke waarden zoals in paragraaf 4.2.3 bepaald.

rekenfase	STAP 6a	STAP 6b	STAP 6c
type belasting	initiële waterspanningen	eigen gewicht	freatische lijn
type berekening ⁹	gedraineerd	gedraineerd	gedraineerd
arc-length controle	uit	uit	uit
tension cut-off	aan	aan	aan
materiaalparameterset ¹⁾	M1	M1	M1
hydraulische randvoorwaarde ²⁾	PL0	PL0	PL1
verkeersbelasting	uit	uit	uit
terugzetten verplaatsingen	nee	nee	nee
¹⁾ zie paragraaf 4.2.3, M1: niet-associatieve parameterset met karakteristieke waarden			
²⁾ zie paragraaf 4.3			

Tabel 5.1 Overzicht rekenfases initiële situatie (STAP 6)

STAP 6a – Genereren initiële waterspanningen

In deze stap worden de initiële waterspanningen gegenereerd uitgaande van een freatische lijn gelijk aan het horizontale polderpeil (PL0). Hierbij kan met een eventuele opbolling van de freatische lijn in het dijklichaam rekening worden gehouden, maar dient geen rekening te worden gehouden met de potentiaal in de diepe lagen. Ook voor deze lagen wordt uitgegaan van een hydrostatisch waterspanningverloop.

STAP 6b – Genereren effectieve spanningen door eigen gewicht

In deze stap worden de effectieve spanningen als gevolg van het eigen gewicht van de dijk aangebracht. Het gewicht van de dijk, en eventueel van ophogingen, bepalen het spanningsniveau in de ondergrond. Op het eigen gewicht wordt geen belastingfactor gezet, omdat dit zowel in positieve als negatieve zin de berekende stabiliteitsfactor kan beïnvloeden. Bij het

9. (on)gedraineerd in relatie tot de wijze van analyseren in de sterkte-reductie (terminologie b, paragraaf 1.4)

eigen gewicht dient met het verzadigde volumegewicht en het onverzadigde volumegewicht van de ondergrond rekening te worden gehouden. Het eindige elementen programma kiest op basis van de waterspiegel in een materiaalgroep of er met het verzadigde dan wel met het onverzadigde eigen gewicht wordt gerekend.

Horizontale spanning; overconsolidatie ratio

De beginspanningstoestand vormt een belangrijk onderdeel van een niet-lineaire eindige elementenberekening. Van belang bij het aanbrengen van het eigen gewicht is dan ook dat de juiste horizontale spanning wordt opgebouwd. De mate van opspanning van de grond, dat wil zeggen de verhouding tussen de verticale en horizontale effectieve spanning (oftewel ratio K_0) wordt mede bepaald door de mate van voorbelasten, ofwel de overconsolidatieratio (OCR). Dit betekent dat de opspanning niet lineair toeneemt bij een toename van de OCR. De waarde voor K_0 is dus afhankelijk van de belastinggeschiedenis.

Conform [PLAXIS-v9 2008] wordt voor het toetsen van waterkeringen aanbevolen om de beginspanningen niet met een zogenaamde K_0 -procedure te bepalen. Bij een dijk zijn vaak de grondlagen niet allen even dik en is er geen horizontaal maaiveld aanwezig; in dat geval leidt de K_0 -procedure tot onbalans in de analyse. Het initialiseren van de effectieve beginspanningstoestand dient dan ook door een eigen gewichtsberekening ('gravity loading') plaats te vinden. Conform [PLAXIS-v9 2008] worden in de gravity loading-fase de initiële effectieve horizontale spanning, afhankelijk van de geologische ontstaansgeschiedenis van het beschouwde grondlichaam, als volgt in rekening gebracht:

- Bij toepassing van het relatief eenvoudige Mohr-Coulomb model in PLAXIS bepaalt de Poisson ratio (ν) via de K_0 de initiële verhouding tussen verticale en horizontale effectieve spanning. De waarde van deze belangrijke grondparameter is moeilijk te meten.
- Het bepalen van de initiële verhouding tussen de verticale en horizontale effectieve spanning met het geavanceerde Hardening Soil model vereist een zogenaamde pre-consolidatiespanning (σ_p). Hiervoor dient een combinatie van Over-Consolidation Ratio (OCR) en neutrale gronddrukcoëfficiënt onder normale consolidatie (K_0^{NC} , default $1 - \sin\phi$), dan wel een combinatie van deze K_0^{NC} en Pre-Overburden Pressure (POP) worden opgegeven. Zie [PLAXIS-v9 2008] voor een nadere toelichting hierop. In dit constitutieve model heeft de op te geven Poisson ratio (ν_{ur}) alleen invloed op de verandering van deze spanningsverhouding bij ontlasten en herbelasten.

N.B. De waarde van ratio K_0 is met name van groot belang bij ongedraineerde¹⁰ analyses, omdat de sterkte bij deze analyses groter wordt bij toenemende waarde van ratio K_0 . De sterkte bij ongedraineerd¹¹ belasten is in de analyse afhankelijk van de effectieve isotrope spanning bij het begin van ongedraineerd¹¹ belasten.

STAP 6c – Genereren freatische lijn

In deze stap worden de initiële waterspanningen gegenereerd, uitgaande van een grondwaterstand gelijk aan de daadwerkelijk aanwezige freatische lijn (PL1) in het dijklichaam onder normale omstandigheden. In deze stap kan rekening worden gehouden met een eventuele opbolling van de freatische lijn in het dijklichaam. Ook hier wordt geen rekening gehouden met de potentiaal in de diepe lagen, zodat er sprake is van een hydrostatisch waterspanningverloop.

10. gedraineerd in relatie tot de wijze van analyseren in de sterkte-reductie (terminologie b, paragraaf 1.4)

11. ongedraineerd in relatie tot de omstandigheden waaronder de te beschouwen spannings- en sterkteverdeling ten gevolge van de belasting in werkelijkheid tot stand komt (terminologie a, paragraaf 1.4)

5.3 STAP 7: Opbouwen van belastingfase

De belastingen van de waterkering bestaan uit de hydraulische belasting en de verkeersbelasting. In alle stappen van de belastingfase moet worden uitgegaan van parameterset M1 met niet-associatieve karakteristieke waarden, zoals in paragraaf 4.2.3 bepaald. De (grond)waterspanningen in de geometrie dienen te worden aangebracht door in de betreffende rekenfases (een combinatie van) freatische lijnen in grondlagen en stijghoogten in watervoerende zandlagen te definiëren.

N.B. Onderlinge doorlatendheidsverschillen tussen grondlagen bepalen mede de ligging van de freatische grondwaterstand. De wijze waarop het verloop van de freatische lijn en grondwaterpotentiaal worden geschematiseerd, in combinatie met de waarde van de schematiseringsfactor, dienen de mate van onzekerheid te weerspiegelen over de waarde van doorlatendheden en doorlatendheidsverschillen. Dus zijn waarden ontleend aan inschattingen, laboratoriumproeven dan wel veldmetingen. Mogelijk kunnen hiervoor grondwaterstromingsberekeningen noodzakelijk zijn.

Voor de waterkering moet wat betreft het grondwaterregime onderscheid worden gemaakt tussen waterspanningen onder normale omstandigheden (de stationaire uitgangssituatie) en onder extreme omstandigheden (de toetssituatie). De toetssituatie wordt bepaald door het Toetspeil. Naast de buitenwaterstand zijn ook de binnenwaterstanden en polderpeilen van belang voor de stabiliteit van de waterkering. Ook hiervoor dient de meest kritische waarde gekozen te worden die past bij de meest kritische buitenwaterstand.

rekenfase	STAP 7a	STAP 7b	STAP 7c	STAP 7d
type belasting	normale omstandigheden	constructieve elementen	extreme omstandigheden	verkeersbelasting
type berekening ¹²	gedraineerd	gedraineerd	gedraineerd	ongedraineerd
arc-length controle	uit	uit	uit	uit
tension cut-off	aan	aan	aan/uit	aan
materiaalparameterset ¹⁾	M1	M1	M1	M1
hydraulische randvoorwaarde ²⁾	PL1, PL3	PL1, PL3	PL2, PL3, PL4	PL2, PL3, PL4
verkeersbelasting	uit	uit	uit	aan
terugzetten verplaatsingen	ja	nee	nee	nee
¹⁾ zie paragraaf 4.2.3, M1: niet-associatief parameterset met karakteristieke waarden				
²⁾ zie paragraaf 4.3				

Tabel 5.2 Overzicht rekenfases in de belastingfase (STAP 7)

STAP 7a – Genereren waterspanningen onder normale omstandigheden

In deze fase dient naast de freatische lijn onder normale omstandigheden (PL1) ook de stijghoogte in het diepe zand (PL3, berekend of gemeten) ter hoogte van het binnentalud onder normale omstandigheden te worden gezet. Deze stijghoogte in het diepe zand is de potentiaal die lange tijd aanwezig is. Dientengevolge beïnvloedt deze stijghoogte de grondwaterstand in de slappe lagen, en daarmee de sterkte van de slappe grond. Hoe de stijghoogte onder normale omstandigheden precies in rekening moeten worden gebracht, staat beschreven in [TRWD 2004]. Over het algemeen kan de stijghoogte in het diepe zand lineair geïnterpoleerd naar de freatische lijn worden aangenomen.

12. (on)gedraineerd in relatie tot de wijze van analyseren in de sterkte-reductie (terminologie b, paragraaf 1.4)

Het is praktisch om de stijghoogte in het diepe zand onder normale omstandigheden ook in de onderste dunne slappe laag of lagen (indringingslaag) boven het zand voor te schrijven. Vanuit deze indringingslaag kan naar boven toe geïnterpoleerd worden naar de freatische lijn. Hiermee wordt bereikt dat de potentialen in de slappe lagen worden bepaald door de stijghoogte in het zand onder normale omstandigheden en niet worden verstoord door de stijghoogte in de diepe lagen onder extreme omstandigheden in de volgende rekenfases.

STAP 7b – Aanbrengen constructieve elementen met bijbehorende freatische lijn

In deze fase dienen de eventueel aanwezige constructieve elementen (inclusief interface elementen) te worden geactiveerd. Er moet mogelijkwerijs rekening worden gehouden met invloed van de constructieve elementen op het verloop van de freatische lijn in de dijk (zoals barrièrewerking).

STAP 7c – Genereren waterspanningen onder extreme omstandigheden (MHW)

In deze gedraineerde¹³ rekenfase dient naast de freatische lijn onder extreme omstandigheden (PL2), eventueel inclusief opbolling in het dijklichaam en de invloed van ongedraineerd¹⁴ grondgedrag, ook de stijghoogte onder extreme omstandigheden in het diepe zand (PL4, berekend of gemeten) tijdens maatgevend hoogwaterstand (Toetspeil) te worden aangebracht. Dit is de stijghoogte in het diepe zand die tijdens maatgevend hoogwater korte tijd aanwezig is. Deze potentiaal beïnvloedt daardoor alleen de waterspanningen in (en daarmee de grondsterkte van) de indringingslaag, waarin aan de bovenzijde nog steeds de stijghoogte onder normale omstandigheden (PL3) heerst. Hoe de stijghoogte onder extreme omstandigheden precies in rekening moeten worden gebracht, staat beschreven in [TRWD 2004].

Van belang is te weten in hoeverre het Toetspeil zich voortzet in de watervoerende pleistocene zandlaag of eventueel tussenzandlagen. Dit kan een aanzienlijke verlaging van de verticale effectieve spanning tot gevolg hebben. Dit laatste kan tot diepe bezwijkmechanismen leiden (stabiliteit bij opdrijven).

N.B. Bij de waterspanningsverdeling onder extreme omstandigheden hoeft het binnendijsk aanhouden van de freatische lijn gelijk aan maaiveldniveau niet per definitie te leiden tot de maatgevende situatie. Dit zou binnendijsk wel tot een verlaging van de korrelspanning in de diepte leiden, dus ook ter hoogte van de scheiding tussen het pakket lagen en het diepe zand. Tegelijkertijd zorgt binnendijsk 'open water' voor meer belasting (tegendruk) hetgeen de mate van stabiliteit gunstig beïnvloed.

Bij hoge waarden voor de inwendige wrijvingshoek in het pakket slappe lagen, waar het hoger aanhouden van het freatische peil het grootste effect heeft op de totale spanning (en daarmee de grondsterkte), zou deze situatie maatgevend kunnen zijn. Over het algemeen is er in het pakket slappe lagen echter geen sprake van hoge waarden voor de inwendige wrijvingshoek. En dus wordt dit niet als geohydrologische randvoorwaarde in de richtlijn meegenomen.

Opdrijfpotentiaal

In de rekenfase waarin het Toetspeil wordt aangebracht, moet worden gecontroleerd of de verticale spanningen op het grensvlak tussen de watervoerende (pleistocene) zandlaag en

13. gedraineerd in relatie tot de wijze van analyseren in de sterkte-reductie (terminologie b, paragraaf 1.4)

14. ongedraineerd in relatie tot de omstandigheden waaronder de te beschouwen spannings- en sterkteverdeling ten gevolge van de belasting in werkelijkheid tot stand komt (terminologie a, paragraaf 1.4)

het pakket slappe lagen daarboven groter zijn dan de aan te brengen potentiaal. Hierbij is het van belang te realiseren dat in de polder de potentiaal zo hoog kan zijn, dat de verticale effectieve spanning op het grensvlak kleiner dan nul wordt. Dit moet in de analyse worden voorkomen door de oprijfpotentiaal juist lager te kiezen dan de kritieke oprijfpotentiaal.

Het onder extreme omstandigheden verhogen van de waterdrukken in watervoerende zandlagen onder de dijk veroorzaakt daar plaatselijk een afname van de effectieve spanningen, wat uiteindelijk kan leiden tot het bezwijken van de dijk. In de analyse moet er voor worden gezorgd dat er juist geen opdrijfsituatie ontstaat. Als ondergrens voor de isotrope effectieve spanning (p') in de opdrijfzone wordt in de EEM-richtlijn een waarde van 1 kN/m^2 voorgesteld.

De opbouw van zowel de mesh als de waterspanningen in de rekenfasering vergen daarom veel zorg. De volgende aspecten spelen hierbij een rol in eindige elementenberekeningen:

- Verloop van oprijfpotentiaal moet correct worden aangebracht over de dwarsdoorsnede.
- Het verloop van de oprijfpotentiaal naar de bovenliggende freatische lijn over een dunne laag elementen waaruit de indringingslaag bestaat heeft aandacht nodig. Dit is van belang, omdat de indringdiepte van de oprijfpotentiaal in de slappe ondoorlatende holocene pakketten beperkt is. In de modellering dient er rekening mee te worden gehouden dat er een scherpe gradiënt in de waterdrukken bestaat bij de overgang van het doorlatende pleistoceen naar het ondoorlatende holocene.
- Er moet worden gecontroleerd of de verticale effectieve spanningen overal groter dan nul zijn. Er moet een effectieve druk zijn, anders wordt een eindige elementenberekening onmogelijk. Dit dient over de gehele hoogte gewaarborgd te zijn.
- Mogelijk fungeren sloten in het achterland als begin voor mogelijke bezwijkmechanismen.
- Als het aanbrengen van de oprijfpotentiaal niet lukt in één rekenfase, dan is het mogelijk om dit in meerdere stappen te doen. Hierbij moet worden opgemerkt dat, naar mate de potentiaal hoger wordt, de niet-lineariteiten toenemen. Hierbij moet de hele waterspanningsopbouw in iedere fase volledig worden opgebouwd.
- Omdat de oprijfpotentiaal hoog kan zijn in het achterland, is het van belang dat de meshrand aan de polderzijde voldoende ver ligt. De holocene lagen gaan als een slappe elastische veer fungeren die de dijk ondersteunt; deze zone kan lang zijn. Zolang tijdens de sterkte-reductie de sterkte van deze veer niet wordt onderschreden, wordt de stabiliteitsfactor van de waterkering voornamelijk door de sterkte van het binnentalud bepaald (in dat geval de zwakste schakel) en niet door de lengte van de veer. De homogeniteit van de veer, en daarmee de lengte van de zone, hangt echter in belangrijke mate af van de geometrie aan de polderzijde. Door de aanwezigheid van een sloot ontstaat plaatselijk een lager effectief spanningsniveau in de doorsnede, en daardoor een lagere capaciteit. In dat geval zal de stabiliteitsfactor door dit deel van de geometrie worden bepaald.
- De oprijfpotentiaal zal in werkelijkheid maar kort optreden. De fase met een waterspanningsregime onder extreme omstandigheden wordt gedraineerd doorgerekend. Voor kust en benedenrivieren kan dit gezien worden als een kortdurende belasting, terwijl dit voor bovenrivieren mogelijk als langdurende belasting moet worden gezien.
- Door het opvoeren van de oprijfpotentiaal zullen de schuifspanningen tussen het holocene en het pleistoceen (of eventueel tussenzandlaag) afnemen en zal de dijk meer steun moeten vinden uit de holocene lagen. Deze lagen zijn doorgaans slap. Hierdoor is mogelijk dat met de sterkte-reductie in de eindige elementen analyse een bezwijkmechanisme wordt gevonden, waarbij wel in de dijk en onder het achterland een plastisch mechanisme wordt gevonden maar niet in het achterland. De slappe in de veer voorkomt dan een plastisch bezwijkmechanisme in het achterland optreedt.

In [CUR178 1995] wordt de uitvoering van een eindige elementenberekening onder opdrijfcondities nader toegelicht.

STAP 7d – Aanbrengen verkeersbelasting

Conform de [TRWG-Ad 2007] dient rekening te worden gehouden met een verkeersbelasting. Deze belasting grijpt aan nadat het Toetspeil is aangebracht. Deze verkeersbelasting is een ongedraineerde¹⁵ belasting op de dijk (niet in zandlagen in de kruin of een zanddijk) en zorgt voor een extra aandrijvend moment. Deze belasting dient bij het invoeren van de geometrie al gedefinieerd te zijn, bij voorkeur met een standaard grootte van 1 kN/m². Het aanbrengen van de verkeersbelasting bestaat dan uit het (in een ongedraineerde¹⁶ staged construction fase) activeren en tegelijkertijd toekennen van de juiste belastinggrootte. Een splitsing in het aanzetten van de verkeersbelasting en vervolgens verhogen van multipliers is niet gebruikelijk.

N.B. Door de keuze om vrijwel de gehele fasering gedraineerd¹⁶ door te rekenen, is in de toetsing over het algemeen de doorlatendheid van grondlagen minder van belang. Alleen de verkeersbelasting wordt ongedraineerd¹⁶ aangebracht. Maar doordat in de toetsing alleen de grootte van de veroorzaakte wateroverspanningen (en dus niet het afstromen ervan) hoeft te worden beschouwd, is ook hier de doorlatendheid minder van belang. De situatie nadat de wateroverspanningen ten gevolge van de verkeersbelasting zijn afgestroomd, hoeft niet te worden gecontroleerd.

De verkeersbelasting kan mogelijk instabiliteiten in het dijklichaam induceren zonder dat de globale stabiliteit van de dijk in gevaar is. In dat geval moet worden gekeken of de gebruikte materiaalparameters correct zijn. Van grote invloed op dit resultaat kan de cohesie van het dijklichaam zijn. Mogelijkerwijs moet deze in de toplagen aangepast worden om voldoende veiligheid in het systeem te hebben. Het in beperkte mate verhogen van de cohesie in toplagen zal dan in principe een minimale invloed hebben op het maatgevende grotere bezwijkmechanisme waarvoor in de analyse de veiligheid moet worden beschouwd. Hier dient men van te zijn verzekerd.

5.4 STAP 8: Opzetten sterkte-reductie berekening (feitelijke toets)

In deze berekeningfase wordt de maatgevende stabiliteitsfactor ($\Sigma MSF_{\text{doorgaand bezwijken}}$) van de dijk berekend om enerzijds de globale veiligheid van de waterkering tegen geotechnisch bezwijken te bepalen en anderzijds de dimensies van de constructieve elementen te bepalen. Hiervoor moeten er twee sterkte-reductie berekeningen worden uitgevoerd:

- Het toetsen van de globale veiligheid van de waterkering tegen geotechnisch bezwijken aan de vereiste opgeschaalde stabiliteitsnorm vindt plaats met een gedraineerde¹⁷ sterkte-reductie berekening, waarin opgeschaalde associatieve rekenwaarden van de schuifsterkte (zie paragraaf 4.2.3) dienen te worden aangehouden. Hiervoor moeten voorafgaand aan de gedraineerde sterkte-reductie de materiaalparameterset worden vervangen om hierin de juiste materiaalparameterset te kunnen gebruiken.
- Het toetsen van de dimensies van de constructieve elementen op sterkte vereist conform paragraaf 3.2.2 een aanvullende ongedraineerde¹⁷ sterkte-reductie berekening. Hier is

15. ongedraineerd in relatie tot de omstandigheden waaronder de te beschouwen spannings- en sterkteverdeling ten gevolge van de belasting in werkelijkheid tot stand komt (terminologie a, paragraaf 1.4)

16. (on)gedraineerd in relatie tot de wijze van analyseren in de sterkte-reductie (terminologie b, paragraaf 1.4)

17. (on)gedraineerd in relatie tot de wijze van analyseren in de sterkte-reductie (terminologie b, paragraaf 1.4)

ook aangegeven dat het voor de vergelijking van de resultaten uit beide sterkte-reductie berekeningen wenselijk om deze zoveel mogelijk te ontlenen aan een eindsituatie met een gelijk veiligheidsniveau. Op dit moment ontbreekt echter de benodigde kennis om aan te geven bij welke waarde van de ongedraineerde¹⁷ stabiliteitsfactor dit overeenkomstige veiligheidsniveau in de gedraineerde¹⁷ sterkte-reductie is bereikt, en met welke schuifsterkteparameters moet worden gerekend.

Er wordt dan ook voorlopig aanbevolen om in de ongedraineerde¹⁷ sterkte-reductie de niet-associatieve karakteristieke waarden uit de belastingfase aan te houden.

Numerieke aspecten

Wat betreft de numerieke aspecten aan het uitvoeren van de sterkte-reductieberekeningen:

- Het verdient aanbeveling om voor de sterkte-reducties de verplaatsingen op nul te zetten. Hierdoor kunnen in deze fase alle effecten van de sterkte-reductie berekening zichtbaar worden gemaakt.
- Bij sterkte-reductie berekeningen is het essentieel dat de arc-length procedure aanstaat. Dit is noodzakelijk, omdat er een koppeling bestaat tussen de belasting, stabiliteitsfactor en de schalingsprocedure voor de belasting die de mate van onbalans bepaalt.
- In de sterkte-reductie berekeningen is het toelaatbaar om de tension cut-off uit te zetten om een stabiel rekenproces te krijgen.
- De standaardwaarde voor de rekentolerantie (in PLAXIS is dat 1%) kan bij eindige elementen modellen voor de sterkte-reductie berekening een strikter criterium inhouden dan in andere belastingfasen. Dit is bij PLAXIS het geval. Dit kan ertoe leiden dat bij de start van een sterkte-reductie berekening de stabiliteitsfactor kleiner is dan 1, ook al was de voorgaande rekenstap correct uitgevoerd.

Het is noodzakelijk dat de eindige elementenberekening een bezwijkmechanisme oplevert met een stabiliteitsfactor die stabiel is over een reeks van rekenstappen.

rekenfase	STAP 8a	STAP 8b	STAP 8c
type toetsing	ongedraineerde sterkte-reductie	aanpassen parameterset	gedraineerde sterkte-reductie
type berekening ¹⁸	ongedraineerd	gedraineerd	gedraineerd
arc-length controle	aan	aan/uit	aan
tension cut-off	uit	aan	uit
materiaalparameterset ¹⁾	M1	M2	M2
hydraulische randvoorwaarde ²⁾	PL2, PL3, PL4	PL2, PL3, PL4	PL2, PL3, PL4
verkeersbelasting	aan	aan	aan
terugzetten verplaatsingen	ja	nee	ja
¹⁾ zie paragraaf 4.2.3, M1: niet-associatieve parameterset met karakteristieke waarden; M2: associatieve parameterset met opgeschaalde rekenwaarden			
²⁾ zie paragraaf 4.3			

Tabel 5.3 Overzicht rekenfases in de toetsfase (STAP 8)

18. (on)gedraineerd in relatie tot de wijze van analyseren in de sterkte-reductie (terminologie b, paragraaf 1.4)

STAP 8a – Uitvoeren van de ongedraineerde sterkte-reductie berekening

Bij een ongedraineerde¹⁸ sterkte-reductie berekening is het van belang dat de maximale wateroverspanning gedurende de berekening wordt gevolgd. Deze waarde moet stationair zijn bij bezwijken. Als deze waarde toe blijft nemen, dan is dit een indicatie dat elementen sterk vervormd worden. Lokaal gaan er grote oscillaties optreden in de wateroverspanningen. Op de gerealiseerde ongedraineerde¹⁸ stabiliteitsfactor lijkt dit weinig effect te hebben. De betrouwbaarheid van de gegenereerde wateroverspanningen neemt hierdoor echter wel af. De ongedraineerde¹⁸ sterkte-reductie berekening moet met een niet-associatieve materiaalparameterset worden uitgevoerd.

STAP 8b – Aanpassen parameterset

Juist vóór de uitvoering van de gedraineerde¹⁸ sterkte-reductie berekening is een wisseling van materiaalparametersets (van de niet-associatieve naar associatieve parametersets) noodzakelijk. Dit dient in een Staged Construction rekenstap te gebeuren. In deze rekenfase mogen uitsluitend materiaalparametersets worden gewisseld en geen randvoorwaarden van de berekening worden veranderd. Een materiaalwisseling zou moeten fungeren als een nulstap (zie paragraaf 5.5). Er mag geen verschil zijn in de verzadigde en onverzadigde volumegewichten van materialen die worden gewisseld.

N.B. Ondanks dat PLAXIS in sterkte-reductie berekeningen wordt uitgegaan van het Mohr-Coulomb model, hoeft de gebruiker bij toepassing van het Hardening Soil model juist voorafgaand aan de sterkte-reductie berekening niet zelf van materiaalmodel te wisselen. In PLAXIS versie 9.02 is het wel mogelijk om in de rekenfase juist voor de sterkte-reductie een tabellarische uitvoer (vanuit de plot die de verdeling van de Over-Consolidatie Ratio over de mesh weergeeft) te verkrijgen van de elastische stijfheid waarmee in de sterkte-reductie wordt gerekend.

Er moet van uitgegaan kunnen worden dat er geen onbalans bestaat uit de vorige rekenstappen. In een dergelijke wisseling zijn vooral wijzigingen in de sterkteparameters die de vloeifunctie beschrijven (c en ϕ) van invloed op de analyse. Bij een correcte uitvoering van de staged construction rekenstap heeft een wisseling van materialen geen invloed op de onbalans. Als dat gebeurt, betekent het dat materiaalpunten die eerst elastisch waren plastisch worden of dat de sterkte van plastische punten sterker begrensd wordt. Al deze veranderingen zijn niet fysisch en zijn uitsluitend het gevolg van de manier van rekenen.

Het toetscriterium tijdens het wisselen van parameters is dat de onbalans niet groter mag worden en dat de gebieden waar spanningen in de buurt van de Mohr-Coulomb omhullende waren daar ook moeten blijven. De gebieden waar Mohr-Coulomb plasticiteit geconstateerd was voor de wisseling moeten ook nu plastisch zijn, maar er mag geen groter maar ook kleiner gebied zijn.

STAP 8c – Uitvoeren gedraineerde sterkte-reductie berekening

Voor de gedraineerde¹⁹ sterkte-reductie berekening moet de associatieve materiaalparameterset met opgeschaalde rekenwaarden worden gebruikt. Alle andere remedies verdoezelen de schuifvlakvorming door het gebruik van bijvoorbeeld grotere elementen of grotere onnauwkeurigheid in de toleranties.

Van belang is dat een sterkte-reductie berekening een duidelijk bezwijkmechanisme en een stationaire stabiliteitsfactor oplevert. Als de sterkte-reductie berekening nodig is om de belasting op constructieve elementen bij een gegeven stabiliteitsfactor te bepalen, dan dient te worden ingesteld dat de afzonderlijke tussenstappen van de sterkte-reductie berekeningen worden bewaard. Als namelijk de sterkte-reductie berekening niet aan de gestelde eisen voldoet, dan is het van belang om te kunnen kijken naar afzonderlijke stappen binnen de sterkte-reductie om te zien welke bezwijkmechanismen er op treden. Daaruit kan een mogelijke oplossing worden gevonden.

5.5 Overige aspecten en aandachtspunten

Nulstappen

In een eindige elementen analyse is het soms nodig om nulstappen uit te voeren. Een nulstap is een rekenfase waar de belasting niet toeneemt maar waar alle onbalans uit de vorige stappen wordt verminderd. Doel van deze rekenfase is om de berekening nauwkeuriger te maken. Er zijn twee manieren om een nulstap te creëren. Ofwel door een staged construction (SC) dan wel door een analyse met Total Multipliers (TM). In deze richtlijn wordt de voorkeur gegeven aan een TM-analyse, omdat dan de controle over het systeem groter is.

N.B. Het afbreekcriterium kan bij beide modelleringswijzen problemen geven bij lage effectieve spanningen. Omdat de afwijkingen worden bepaald op basis van de aanwezige krachten, kan de fout groot worden als het krachtniveau laag is.

Grondwaterstromingsberekeningen

Over het algemeen wordt aanbevolen om de waterspanningen te genereren gerelateerd aan de opgegeven freatische lijnen. In bijzondere gevallen kunnen de waterspanningen voor de belastingfase echter ook door grondwaterstromingsberekeningen worden bepaald. Hiervoor is het van belang om de doorlatendheden van de grondsoorten te bepalen. Voor het uit-

19. gedraineerd in relatie tot de wijze van analyseren in de sterkte-reductie (terminologie b, paragraaf 1.4)

voeren van grondwaterstromingsberekeningen wordt naar [TRWD 2004] verwezen. Voor het uitvoeren van dergelijke berekeningen met PLAXIS wordt naar [PLAXIS-v9 2008] verwezen.

De noodzaak voor het uitvoeren van een grondwaterstromingsberekening moet in de rapportage worden vermeld en de uitkomsten hiervan moeten worden gerapporteerd. De verschillen met de standaardprocedure voor het bepalen van de waterspanningen moeten worden aangegeven.

Updated mesh

Ter bepaling van de initiële situatie en het aanbrengen van de belastingen zijn de vervormingen over het algemeen klein, waarbij de hypothese van kleine rekken is gerechtvaardigd. Daarom is het gebruik van updated mesh procedures hiervoor niet noodzakelijk. In sterkte-reductie berekeningen treden grote vervormingen op, maar zou een updated mesh procedure tot onrealistische uitkomsten leiden. Daarom is een updated mesh procedure in sterkte-reductie berekeningen niet toegestaan.

6 STAP 9: Interpretatie en controle resultaten

Het resultaat van de eindige elementenberekening zijn de bezwijkmechanismen met de bijbehorende maatgevende stabiliteitsfactoren. Noodzakelijk is dat de eindige elementenberekening een bezwijkmechanisme oplevert met een stabiliteitsfactor die stabiel is over een reeks van rekenstappen. Dit indiceert dat er één doorgaand bezwijkmechanisme bestaat.

STAP 9a: Toetsing globale veiligheid

De vereiste veiligheid tegen geotechnisch bezwijken bij het optreden van het Toetspeil wordt bereikt door te eisen dat de resulterende maatgevende stabiliteitsfactor ($\Sigma MSF_{\text{doorgaand bezwijken}}$) uit de gedraineerde²⁰ sterkte-reductie ten minste gelijk moet zijn aan de waarde van de stabiliteitsnorm waaraan minimaal moet worden voldaan (γ_{eem}). Oftewel:

$$\Sigma MSF_{\text{doorgaand bezwijken}} \geq \gamma_{\text{eem}} \quad (6.1)$$

De minimaal vereiste stabiliteitsnorm, en daarmee de vereiste minimale waarde van de maatgevende stabiliteitsfactor waaraan de waterkering moet voldoen, volgt uit de formule in paragraaf 3.3.1. De uitwerkingen en de bijbehorende waarden van de partiële veiligheidsfactoren staan beschreven in hoofdstuk 3.

STAP 9b: Toetsing constructieve elementen

De maatgevende snedenkrachten in constructieve elementen dienen te worden ontleend aan de berekeningsstap uit de gedraineerde²⁰ sterkte-reductie waarbij de maatgevende stabiliteitsfactor ($\Sigma MSF_{\text{doorgaand bezwijken}}$) juist gelijk is aan de vereiste stabiliteitsnorm (γ_{eem}):

$$\Sigma MSF_{\text{doorgaand bezwijken}} = \gamma_{\text{eem}} \quad (6.2)$$

Uitgangspunt van de analyse van constructieve elementen moet zijn dat er een vergelijking wordt gemaakt tussen de optredende momenten uit zowel de gedraineerde²⁰ als ongedraineerde²⁰ sterkte-reductie berekening bij een overeenkomstig veiligheidsniveau.

N.B. Hierbij kan echter nog niet worden aangegeven bij welke ongedraineerde stabiliteitsfactor het overeenkomstige veiligheidsniveau in de gedraineerde²⁰ sterkte-reductie is bereikt. Op dit moment ontbreekt daarvoor de kennis. Dit betreft met name het gebrek aan inzicht in de nauwkeurigheid van de grootte en verdeling van wateroverspanningen in een ongedraineerde²⁰ sterkte-reductie berekening. Toch wordt geadviseerd (zie subparagraaf 3.2.2) om deze verificatie uit te voeren, om een onderschatting van optredende momenten en krachten in de constructieve elementen te ondervangen.

Maatgevend is de situatie waarbij ongunstigere waarden voor de momentenlijn worden verkregen. Het is mogelijk dat de maatgevende stabiliteitsfactor uit de ongedraineerde²⁰ sterkte-reductie berekening lager is dan de maatgevende gedraineerde²⁰ stabiliteitsfactor. In dat geval dient deze vergelijking plaats vinden bij de hoogste mogelijke ongedraineerde²⁰ stabiliteitsfactor.

20. (on)gedraineerd in relatie tot de wijze van analyseren in de sterkte-reductie (terminologie b, paragraaf 1.4)

STAP 9c: Controle resultaten

Primaire en secundaire mechanismen

Van belang is dat het bezwijkmechanisme een relevant 'primaire' mechanisme geeft. Dit betekent dat de sterkte van de waterkerende constructie voldoende is om zijn kerende functie te kunnen vervullen. Dit sluit een aantal bezwijkvormen uit, zoals oppervlakkige mechanismen. Dit zijn 'secundaire' bezwijkmechanismen die de kerende functie intact laten. Als deze bezwijkvormen echter optreden, dan gaat het zicht op de 'primaire' bezwijkvorm verloren die het functioneren van de dijk aantast. Als de stabiliteitsfactor voor deze 'secundaire' mechanismen zo hoog is dat deze boven de gestelde eis voor de functionaliteit van de dijk uitkomen dan is de kerende functie wel gewaarborgd.

In praktijk zal de stabiliteitsfactor voor de 'secundaire' mechanismen veelal lager zijn. In dat geval is het niet mogelijk om de veiligheid van de primaire bezwijkmechanismen te bepalen. De simulatie moet worden aangepast om ervoor te zorgen dat het gevonden mechanisme niet meer optreedt, maar de simulatie mag niet zodanig worden aangepast dat het van invloed is op het 'primaire' bezwijkmechanisme met de bijbehorende veiligheidsfactor.

Voorkomen secundaire mechanismes; remedies

Mogelijke remedies kunnen gevonden worden in het aanpassen van de geometrie, materiaalgedrag of een externe versterking.

Het aanpassen van de geometrie is onder andere een optie als er bezwijken plaatsvindt bij het talud van een berm of aan een slootkant. In deze gevallen kan het helpen om een helling minder steil te maken. Als dit wordt toegepast, dan dient er voor gewaakt te worden dat de totale doorsnede niet groter wordt.

Het aanpassen van de materiaalparameters is doorgaans het meest eenvoudig toe te passen. Om oppervlakkige mechanismen te onderdrukken kan de cohesie van deze materialen worden verhoogd. Als deze optie wordt gevolgd, dan dient er wel voor te worden gewaakt dat alleen het materiaal in de oppervlakkige zones wordt aangepast en niet materiaal wat elders zit. Is dat wel het geval, dan wordt de gehele analyse beïnvloed. Mogelijk moet er dan een aantal speciale materiaalgroepen worden gemaakt om dit oppervlakkig bezwijken tegen te gaan. Ook moet worden gekeken of de uiteindelijke 'primaire' bezwijkvorm niet door deze materialen gaat dan wel er net buiten ligt. Ook in dat geval is er een beïnvloeding tussen deze mechanismen.

Het aanbrengen van een externe versterking geeft de mogelijkheid om door middel van geotextielen of constructieve elementen om het 'secundaire' mechanisme te onderdrukken. Dit is een paardenmiddel, omdat het erg lastig is om uit te sluiten dat de gekozen techniek de oplossing niet sterk beïnvloedt. Het aanbrengen van versterkingen moet daarom worden vermeden.

In de analyse van het bezwijkmechanisme moet worden gekeken of dat in de gehele bezwijkzone, dit is daar waar de deformaties het grootst zijn, plasticiteit optreedt. Bij opdrijven is het mogelijk dat er bezwijken optreedt in de dijk waarbij dit mechanisme gesteund wordt door de slappe veer binnendijs. De resultaten zijn dan afhankelijk van de elastische eigenschappen van het holocene binnendijs. De betrouwbaarheid van deze analyses binnendijs is beperkt door de lengte van het opdrijven en het uitbreken van de grond daar wordt beïnvloedt door kleine verstoringen (zoals bijvoorbeeld een kleine sloot). In

[CUR178 1995] zijn de mogelijke problemen van een eindige elementenberekening onder opdrijfcondities nader toegelicht.

Van belang bij de interpretatie van de resultaten is dat effectieve spanningen ruimtelijk netjes verdeeld zijn. Uiteraard kunnen er sprongen zijn over de materiaalgrenzen heen, maar binnen een groep mogen de overgangen slechts geleidelijk zijn. Opgemerkt moet worden dat met name bij 15-knoops elementen maar enkele integratiepunten te zien zijn. Dit kan een misleidend beeld geven wat er in de integratiepunten wordt gevonden voor de spanningen, rekken en wateroverspanningen, doordat een totaalbeeld ontbreekt. Met name de behandeling van de wateroverspanningen in ongedraineerde²¹ analyses geven aanleiding tot sterke ruimtelijke variatie. Tot slot dient te worden gecontroleerd of de randen van de geometrie niet de berekeningsresultaat beïnvloeden. Dit is met name van belang bij lange, diepe, glijvlakken die bij opdrijven worden gevonden. Dit is te controleren door een berekening uit te voeren waarbij de randen verder zijn weggelegd en daarna de uitkomsten te vergelijken met de eerder gevonden resultaten.

21. ongedraineerd in relatie tot de wijze van analyseren in de sterkte-reductie (terminologie b, paragraaf 1.4)

7 STAP 10: Rapporteren toetsresultaten

STAP 10: Controle resultaten

De toetsing van de waterkering op basis van een eindige elementen analyse dient in een rapportage te worden vastgelegd. Daarin moeten minimaal zijn opgenomen:

- de bepaling van de partiële factoren en de vaststelling van de stabiliteitsnorm;
- een motivatie voor de gekozen meshafmetingen -fijnheid, het gekozen materiaalmodel met parameters; eigenschappen van de constructieve elementen en interfaces;
- de drie verschillende materiaalparametersets;
- het verloop van de freatische lijnen en de potentialen;
- figuur met het elementen net (initiële situatie) en geometrische randvoorwaarden; opgave van het aantal en type elementen;
- figuren met het verloop van de waterspanningen na elke verandering van het hydraulische regime;
- figuur met de effectieve spanningstoestand juist vóór hoogwater;
- figuur met de totale verplaatsingen na de sterkte-reductie berekeningen t.b.v. de glijvlakbepaling (voor zowel de gedraineerde²² als de ongedraineerde²² berekening);
- figuur met de schuifspanningen na de sterkte-reductie berekeningen t.b.v. de glijvlakbepaling (voor zowel de gedraineerde²² als de ongedraineerde²² berekening);
- één grafiek met de stabiliteitsfactoren uitgezet tegen de verplaatsingen t.p.v. de binnenkruin (voor zowel de gedraineerde²² als de ongedraineerde²² berekening);
- figuur met het verloop van het moment en de normaalkracht in de damwand op het moment van het bereiken van de toetsnorm (voor zowel de gedraineerde²² als de ongedraineerde²² berekening)
- figuur met spanningspunten (trek, Mohr-Coulomb, etc.);
- oorzaak van eventuele rekenproblemen en remedies;
- controle invloed van de fijnheid elementennet (met name op krachten in constructieve elementen) en invloed van verplaatsing van de randen;

Verder dienen de rekenfiles in digitale vorm te worden aangeleverd.

Indien wordt afgeweken van de aanbevelingen in deze richtlijn, dan moet hiervan een onderbouwing worden opgenomen in de rapportage. Verder dienen aanpassingen ten behoeve van de (numerieke) stabiliteit van de berekening (bijvoorbeeld het samennemen van grondlagen, of het voorkomen van niet relevante plaatselijke instabiliteit door toepassing van volume elementen zonder gewicht maar met juiste stijfheid) of het verkrijgen van het maatgevende bezwijkvlak, en de invloed hiervan op het eindresultaat van de toetsing, in de rapportage worden aangegeven.

22. (on)gedraineerd in relatie tot de wijze van analyseren in de sterkte-reductie (terminologie b, paragraaf 1.4)

8 Vervolgonderzoek

8.1 Vervolgonderzoek ten behoeve van EEM-richtlijn

De aangehouden veiligheidsfilosofie in de onderliggende richtlijn op basis van de huidige state-of-the-art kennis heeft invloed op de resultaten ten aanzien van de benodigde sterkte van de constructie. Om eventueel onnodige overdimensionering te voorkomen en het inzicht in de invloed van de grondconstructie interactie op de veiligheidsfactoren (noodzakelijkerwijs) te vergroten, is in overleg met de bij dit SBW-deelproject betrokken externe partijen gekomen tot een lijst van mogelijk vervolgonderzoek ten behoeve van de onderliggende richtlijn. Hierbij is onderscheid gemaakt naar het onderzoek dat volgens Deltares uitgevoerd zou moeten worden en onderzoek wat optioneel uitgevoerd kan worden.

Wat betreft het vervolgonderzoek dat uitgevoerd zou moeten worden:

- In de huidige praktijk, en dus ook in deze richtlijn, worden stabiliteitsanalyses gebaseerd op de resultaten uit multi-stage triaxiaalproeven, waarop de set van materiaalfactoren in tabel 4.1 van toepassing is. Uit het Werkelijke Sterkte-onderzoeksspoor “Geavanceerd toetsen aan grenzen sterkte en vervormingen” volgt echter dat de materiaalparameters bij klei en eventueel zand aan single stage anisotroop geconsolideerde triaxiale compressieproeven en bij veen aan Direct Simple Shear proeven moeten worden ontleend. Binnen het kader van dat onderzoeksspoor zal worden gekomen tot een set van materiaalfactoren die op deze single stage materiaalparameters van toepassing is.
- Nader onderzoek naar de ondergrens voor de waarde van de schematiseringsfactor bij het beschouwen van de stabiliteit van de waterkering, met name in het geval er constructieve elementen aanwezig zijn. Tevens wordt er voorgesteld om nader te onderzoeken in hoeverre het meenemen van de schematiseringsfactor bij het beschouwen van de sterkte van de constructieve elementen leidt tot overdimensionering.
- Nader onderzoek naar de ruimte in de additionele veiligheidsfactoren van 1,15 en 1,25 ten behoeve van de onzekerheden in de rekenmethode voor de krachtsverdeling in constructie elementen volgens [BDK 2003]. De ruimte in deze additionele veiligheidsfactoren moet worden beschouwd in combinatie met de invloed die de aangehouden waarden voor de grondstijfheid op de stabiliteitsfactor hebben.
- Nader onderzoek naar de noodzaak om in de toetsing de invloed van een variatie in grondstijfheid te beschouwen. Dit zou ertoe kunnen leiden dat er in de toekomst wordt voorgeschreven dat, bij een nader te bepalen verschil tussen de maximale stabiliteitsfactor ($\Sigma MSF_{\max}$) van een dijk met constructieve elementen en de minimaal vereiste waarde ($\Sigma MSF_{\text{doorgaand bezwijken}}$), het wel noodzakelijk is om op basis van meerdere eindige elementenberekeningen te onderzoeken of een andere verdeling van grondstijfheden in een significant andere krachtsverdeling resulteert.
- Bij gelijke waarden van de effectieve cohesie en inwendige wrijvingshoek in MStab en PLAXIS wordt over het algemeen een hogere waarde voor de MStab-stabiliteitsfactor gevonden vanwege verschillen in de definitie van de schuifsterkte. Nader onderzoek moet de kennis opleveren welke invloed dit verschil heeft op de vereiste stabiliteitsfactor (mogelijk door een optimalisatie van de modelfactor?) Dit aspect zou in combinatie moeten worden uitgevoerd met het vervolgonderzoek naar de invloed van constructieve elementen op de modelfactor.

- Nader onderzoek naar de invloed van constructieve elementen op de vereiste grootte van de schadefactor. Tevens zou hierbij nader onderzoek moeten worden gedaan naar de verschillen in aanpak bij het bepalen van de schadefactor tussen het boven- en benedenrivierengebieden, om uiteindelijk te komen tot een (bij voorkeur) uniforme aanpak.
- Er moet worden nagegaan tot welk betrouwbaarheidsniveau het geheel van regels en procedures in de onderliggende richtlijn in de praktijk leidt. Voor het geval van een primaire waterkering met damwand zou dit op basis van een probabilistische berekening moeten worden geverifieerd.

N.B. Hierbij wordt bij voorkeur ook de situatie beschouwd waarin de materiaalfactoren op basis van single stage triaxiaalproeven worden meegenomen, met en zonder constructieve elementen, welke in het Werkelijke Sterkte-onderzoeksspoor “Geavanceerd toetsen aan grenzen sterkte en vervormingen” worden ontwikkeld.

- In het onderhavige onderzoek is geconcludeerd dat de huidige kennis over de waarde van ongedraineerde²³ analyses met eindige elementen modellen onvoldoende is om deze in de richtlijn op te nemen. Op termijn moet ongedraineerd²⁴ gedrag wel in de richtlijn voor eindige elementen kunnen worden meegenomen.

Er zijn op dit moment reeds onderzoeken opgestart naar het meenemen van ongedraineerde²⁴ gedrag in stabiliteitsanalyses. Zo is er een user defined constitutief model voor ongedraineerd gedrag ontwikkeld waarmee niet alleen bij de validatie van laboratoriumproeven, maar ook bij de validatie van een praktijkgeval met een ophoging op slappe grond (in tegenstelling tot bestaande materiaalmodellen in PLAXIS) tot realistische resultaten heeft geleid. In [DLT-ongedraineerd 2010] wordt dit onderzoek naar ongedraineerd grondgedrag nader toegelicht.

- De Nederlandse wetgeving waaronder de constructiegerelateerde normen vallen (het Bouwbesluit) sluit niet expliciet uit dat het op waterkeringen met constructieve elementen van toepassing is. Per 1 januari 2010 zijn deze constructiegerelateerde normen vervangen door de Eurocode. Aangezien de ENW/TAW-publicaties hogere betrouwbaarheidseisen stelt aan waterkeringen met constructieve elementen dan de Eurocode, leidt dat in het algemeen niet tot problemen. Om echter in de toekomst juridische problemen te voorkomen, is het zaak om de Nederlandse waterkeringsnormen goed in de Nationale Annex van de Eurocode te positioneren. Een eerste stap daartoe is het inventariseren tegen welke problemen hierbij zal worden aangelopen en, vervolgens, op welke wijze deze problemen kunnen worden opgelost.

Wat betreft het vervolgonderzoek dat uitgevoerd zou kunnen worden:

- Nader onderzoek naar de ruimte in de gemiddelde schuifsterkte langs het glijvlak, die hoger is dan de gesommeerde schuifsterkte van de afzonderlijke grondlagen waar het glijvlak doorheen gaat (pseudo-karakteristieke waarde van de schuifsterkte).
- Een inventarisatie van de alternatieven voor het eindige elementen programma PLAXIS.

23. ongedraineerd in relatie tot de wijze van analyseren in de sterkte-reductie (terminologie b, paragraaf 1.4)

24. ongedraineerd in relatie tot de omstandigheden waaronder de te beschouwen spannings- en sterkteverdeling ten gevolge van de belasting in werkelijkheid tot stand komt (terminologie a, paragraaf 1.4)

Om de praktische bruikbaarheid van de onderliggende richtlijn te verbeteren is binnen het onderzoek de procedure voor het opschalen van de karakteristieke schuifsterkteparameters in een eenvoudig spreadsheet geprogrammeerd, waarbij de gebruiker niets anders hoeft te doen dan het invoeren van karakteristieke waarden van de schuifsterkteparameters, de materiaalfactoren volgens [TRWG-Ad 2007] en de vereiste stabiliteitsnorm volgens [TRWG-Ad 2007]. De uitkomst van deze spreadsheet zijn de opgeschaalde associatieve rekenwaarden en de opgeschaalde stabiliteitsnorm.

8.2 Samenvatting SBW EEM-wensen ten aanzien van PLAXIS

In het verlengde van het voorgestelde vervolgonderzoek zijn hier ook de wensen samengevat, die Deltares in overleg met de externe partijen binnen de externe validatie (activiteit EEM 08) heeft geïnventariseerd ter verbetering van de werkbaarheid, reproduceerbaarheid en controleerbaarheid van het veel gebruikte eindige elementen programma PLAXIS. Deze wensen zijn begin 2010 bij PLAXIS bv neergelegd:

- De huidige werkwijze met betrekking tot het aanbrengen van freatische lijnen en potentiaallijnen (deze dienen per fase steeds opnieuw te worden ingevoerd), en het gebrek aan controle op de juistheid van ingevoerde lijnen, maakt het gebruik van PLAXIS foutgevoelig. Het in de fasering per cluster kunnen aanspreken van een database met mogelijke freatische lijnen en potentiaallijnen zou een verbetering zijn. Dit maakt tevens een samenvatting van de invoer overzichtelijker.
- Een meer eenvoudige wijze van het aanpassen van materiaalparameters, bijvoorbeeld in het geval de sterkte-reductie berekening vastloopt ten gevolge van een irrelevant bezwijkmechanisme, is wenselijk.
- Er is behoefte aan een optie om binnen een parameterset van een grondsoort meerdere sets van partiële factoren te definiëren, om juist voor de sterkte-reductie berekening eenvoudig (en niet handmatig) van een niet-associatieve naar associatieve parameterset te switchen
- Bij het uitvoeren van een toets volgens de onderliggende richtlijn is meer ondersteuning bij opdrijven gewenst: waar wordt in de mesh de spanning gelijk aan nul en kan het mogelijk worden de criteria van de overall en lokale nauwkeurigheid te ontkoppelen
- Het uitvoeren van een toets volgens de onderliggende richtlijn stelt eisen aan de rapportage. Buiten het feit, dat het leveren van de toetsresultaten in digitale vorm hiervan onderdeel wordt, zou een meer uitgebreide uitvoer (voor een cluster per fase de grondwaterpotentiaal en stijfheid, waar wordt bij opdrijven de spanning gelijk aan nul, et cetera) de reproduceerbaarheid vergemakkelijken.
- Een nog grotere overeenkomst tussen klassieke glijvlakmodellen en eindige elementen modellen is alleen mogelijk door middel van het aanpassen van de wijze waarop de sterkte-reductie binnen de huidige eindige elementen modellen plaatsvindt.

9 Literatuurlijst

[ARC 2010]

Stappenplan schematiseringsfactor,
Arcadis Nederland BV,
074497336:0.4, C03011.000049, 22 februari 2010.

[BDK 2003]

Stabiliteits- en sterktecriteria bij lange damwanden in dijken t.b.v. de Begeleidingscommissie
Dijkversterkingen Krimpenerwaard,
Rijkswaterstaat Dienst Weg en Waterbouwkunde, Provincie Zuid-Holland, Fugro, GeoDelft,
versie 2, 21 november 2003.

[CMAG 1991]

Non-linear finite element analysis of safety factors,
R.B.J. Brinkgreve (Delft University of Technology), H.L. Bakker (Public Works Department),
Proceedings Computer Methods and Advances in Geomechanics (blz. 1117-1122),
ISBN 90 6191189 3, Balkema, Rotterdam, 1991.

[CUR162 1992]

Construeren met grond – Grondconstructies op en in weinig draagkrachtige en sterk
samendrukbare ondergrond,
Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving,
ISBN 90-376-0024-7, Gouda, november 1992.

[CUR166 1994]

CUR 166 Damwandconstructies,
Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving,
ISBN 90-376-0031-X, 3^e druk, Gouda, mei 1994.

[CUR166 2005]

CUR 166 Damwandconstructies,
Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving,
ISBN 90-3760-063-8, 4^e druk, Gouda, oktober 2005.

[CUR178 1995]

Achtergronden bij numerieke modellering van geotechnische constructies (deel 1),
Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving,
ISBN 90-3760-047-6, Gouda, 1995.

[DLT-ongedraineerd 2010]

Need and Performance of New Undrained Clay Model,
Deltares,
kenmerk 1201662-003-GEO-0003 versie 01, Delft, September 2010.

[DLT-prob 1996]

Probabilistische rekenmethode kistdammen en diepwanden,
RWS Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Grondmechanica Delft,
kenmerk CO-349820/61 definitief, Delft, juni 1996.

[DLT-talud 2008]

Schematiseringsfactor bij controle taludstabiliteit van dijken (SBW-deelstudie t.b.v. nog uit te brengen Technisch Rapport “Grondonderzoek en geotechnisch schematiseren bij dijken”),
Deltares,
kenmerk 432550.007 versie 1, Delft, september 2008.

[DLT-stab 2008]

SBW Analyse macrostabiliteit bij dijken met Eindige Elementen Modellen –
Achtergronden bij activiteit EEM 04.a Opstellen stappenplan,
Deltares,
kenmerk 1001463-013-GEO-0001 versie 4 definitief, Delft, 23 september 2009.

[DLT-Van Duinen 2009]

Stappenplan WS014 (SBW Werkelijke Sterkte product WS014),
Deltares,
kenmerk 1200177-000-GEO-0006, Delft, 29 mei 2009.

[DLT-Wilhelmina 2009]

Rapportage veiligheidsnormering verlenging kade Wilhelminahaven,
Deltares,
kenmerk 1200146-000-GEO-0003, Delft, 3 maart 2009.

[DLT-mat 2010]

Invloed materiaalmodellen op de stabiliteit van waterkeringen (deelstudie binnen SBW EEM),
Deltares, Delft, 16 februari 2010.

[DWW-VNK 2006]

Veiligheid Nederland in Kaart – Resultaten verkenning Langsconstructies,
Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde, 3 augustus 2006.

[PLAXIS 1999]

The Hardening Soil model: Formulation and verification,
T. Schanz (Bauhaus-University Weimar), P.A. Vermeer (University Stuttgart),
P.G. Bonnier (PLAXIS BV),
Beyond 2000 in Computational Geomechanics – 10 years of PLAXIS, 1999.

[PLAXIS-v9 2008]

Handleiding PLAXIS 2D version 9.0,
PLAXIS bv,
ISBN-13: 978-90-76016-06-01, Delft, 2008.

[Siriwardhana 2009]

Spatial discretization in geo-engineering – Shallow foundation case,
S.A.U. Damkith.C.Siriwardhana, UNESCO-IHE MSc Thesis,
WSE-HERBD-09, 10 april 2009.

[TAW-LK 2003]

Leidraad Kunstwerken,
Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen,
DWW-2003-059, ISBN 90-369-5544-0, mei 2003.

[TRWD 2004]

Technisch Rapport Waterspanningen bij dijken,
Technische Adviescommissie Waterkeringen, ISBN 90-369-5565-3, Delft, 1 september 2004;

[TRKD 2004]

Technisch Rapport Kistdammen en Diepwanden in Waterkeringen,
Rijkswaterstaat Dienst Weg en Waterbouwkunde,
DWW-2004-074, ISBN 90-369-5569-6, Delft, november 2004.

[TRWG-Ad 2007]

Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies en bijbehorend Addendum,
Rijkswaterstaat Dienst Weg en Waterbouwkunde,
ISBN 978-90-369-1411-6, Den Haag, juli 2007.

[TRWG-mat 20XX]

Achtergrondrapport materiaalfactoren rivierdijken (t.b.v. Addendum bij TRWG),
Fugro, GeoDelft, TU Delft, versie 6, publicatiedatum onbekend.

[V&W-HR 2006]

Hydraulische randvoorwaarden 2006 voor het toetsen van primaire waterkeringen,
Ministerie van Verkeer & Waterstaat, 2006.

[V&W-HR 2011]

Hydraulische randvoorwaarden 2011 voor het toetsen van primaire waterkeringen,
Ministerie van Verkeer & Waterstaat, 2011.

[V&W-VTV 2011]

Voorschrift Toetsen op Veiligheid 2011;
Ministerie van Verkeer & Waterstaat, 2011.

[V&W-LR 2007]

Leidraad Rivieren,
Ministerie van Verkeer & Waterstaat,
ISBN 978-90-369-1408-6, Den Haag, juli 2007.

A Bestaande regelgeving

A.1 Inleiding

Er bestaan verschillende Technische Rapporten (TR), richtlijnen en handboeken die van belang zijn voor het ontwerpen, berekenen en toetsen van al dan niet met constructieve elementen versterkte primaire waterkeringen:

- TR Waterkerende Grondconstructies en bijbehorend Addendum [TRWG-Ad 2007]
- Leidraad Kunstwerken [TAW-LK 2003]
- CUR 166 Handboek Damwandconstructies [CUR166 2005]
- TR Kistdammen en Diepwanden in Waterkeringen [TRKD 2004]

[TRWG-Ad 2007] is de belangrijkste richtlijn voor het toetsen van de macrostabiliteit van primaire waterkeringen zonder constructieve elementen, zogenaamde groene dijken. De overige drie genoemde richtlijnen zijn van toepassing bij het toetsen van waterkeringen versterkt met damwanden en aanverwante constructies (zoals kistdammen en diepwanden).

In de onderliggende bijlage wordt de relevante inhoud van deze belangrijkste richtlijnen beknopt samengevat en met elkaar vergeleken. Daarnaast worden in deze bijlage drie mogelijke wijzen van aanpak voor het uitvoeren van de veiligheidstoets met een eindige elementen model aangedragen, waarin de materiaalfactoren en stabiliteitsnorm vanuit een veiligheidsfilosofie op de juiste wijze te integreren.

Dit maakt het uiteindelijk mogelijk om een gerichte keuze te maken welke richtlijn(en) of theorie als uitgangspunt moet gaan dienen voor de veiligheidsfilosofie en de bijbehorende berekeningsaanpak voor het toetsen van al dan niet met constructieve elementen versterkte waterkeringen met 2D plane strain eindige elementen modellen.

Ten behoeve van de leesbaarheid van deze bijlage wordt vooraf opgemerkt dat de begrippen materiaalfactor en partiële factor soms door elkaar gebruikt, wat een gevolg is van de manier van aanduiden in de achterliggende regelgeving. Voor zover dit betrekking heeft op schuifsterkteparameters, wordt hiermee hetzelfde bedoeld. Ook wordt niet meer expliciet vermeld dat de onderliggende richtlijn is bedoeld voor het gebruik van een 2D plane strain eindige elementen analyse, wat wel het geval is.

A.2 Relevante inhoud van bestaande regelgeving

A.2.1 TR Waterkerende Grondconstructies met bijbehorend Addendum

Algemeen

[TRWG-Ad 2007] bevat de regels waaraan waterkerende grondconstructies moeten voldoen en is van toepassing voor het vaststellen van de rekenwaarden van de materiaalparameters en de stabiliteitsnorm waaraan moet worden voldaan. Hieronder worden de belangrijkste onderdelen van de regelgeving betreffende stabiliteit behandeld.

Onzekerheidsfactoren

In [TRWG-Ad 2007] worden de onzekerheden in de toetsing van een primaire waterkering in rekening gebracht door het meenemen van de schematiseringsfactor, modelfactor, schadefactor en materiaalfactor die hierna worden toegelicht.

Schematiseringsfactor (γ_b)

De schematiseringsfactor is de factor waarmee de stabiliteitsnorm moet worden vermenigvuldigd om onzekerheden in de schematisering van de bodemopbouw en waterspanningen in rekening te brengen. Volgens [TRWG-Ad 2007] is de schematiseringsfactor gelijk aan 1,30.

Uit onderzoek [DLT-talud 2008] uitgevoerd na het gereedkomen van [TRWG-Ad 2007] is gebleken dat de schematiseringsfactor onder voorwaarden tot een waarde tussen 1,10 en 1,30 kan worden verlaagd. Dit is afhankelijk van de mate waarin geometrie en bodemopbouw van de constructie bekend zijn en de deskundigheid van de betreffende adviseur.

Modelfactor (γ_d)

In de modelfactor zijn onder meer de onzekerheden ten aanzien van het rekenmodel verdisconteerd. Voor eindige elementenberekeningen wordt aanbevolen om voor de modelfactor een waarde van $\gamma_d = 1,0$ aan te houden.

Schadefactor (γ_n)

Het vereiste betrouwbaarheid per dijkvak kan afwijken van het basisbetrouwbaarheidsniveau van $\beta = 4,0$ (1/jaar). Dit wordt gecorrigeerd met een schadefactor. De schadefactor volgt uit:

$$\gamma_n = 1,0 + 0,13 \times (\beta_{\text{nodig}} - 4,0) \quad (\text{A.1})$$

Hierin is β_{nodig} de vereiste betrouwbaarheid per dijkvak (1/jaar).

Opmerking: Voor waterkeringen met een relatief grote norm kan β_{nodig} kleiner dan 4,0 zijn. Dit kan bijvoorbeeld het geval zijn bij boezemkaden en bij bezwijken niet gecorreleerd met hoogwater.

Voor het bovenrivierengebied kan bij het beschouwen van de binnenwaartse macrostabiliteit een betrouwbaarheidsindex $\beta_{\text{nodig}} = 4,60$ (1/jaar) worden aangehouden. Dit resulteert in een schadefactor van 1,08. Voor het benedenrivierengebied kan voor de te hanteren betrouwbaarheidsindex per dijkvak de volgende benadering worden gevolgd:

$$\beta_{\text{nodig}} = \Phi^{-1}(P_{\text{loc,toel}}) \text{ waarin } P_{\text{loc,toel}} = \frac{f \cdot \text{norm}}{\left(1 + \alpha \frac{L}{l}\right) P_{f|\text{inst}}} \quad (\text{A.2})$$

waarin:

- β_{nodig} : vereiste betrouwbaarheid voor een dijkvak (1/jaar);
- Φ^{-1} : inverse Gauss kansfunctie;
- $P_{\text{loc,toel}}$: toelaatbare kans op instabiliteit in een bepaalde locatie;
- norm : veiligheidsnorm variërend van 1/1250 tot 1/10000 (1/jaar);
- f : 0,10 (-); De toelaatbare kans op overstroming door instabiliteit = f . norm;
- α : 0,0333; Factor waarmee de correlatie van dijkvakken in rekening wordt gebracht;
- L : totale lengte van de waterkering, minimaal 60 km;
- l : representatieve lengte voor de analyse in een doorsnede (50 m);

P_{fjinst} : 0,10 (-), is kans op falen gegeven instabiliteit niet samenhangend met hoogwater;
 P_{fjinst} : 1,0 (-), is kans op falen gegeven instabiliteit wel samenhangend met hoogwater

Materiaalfactoren (γ_m)

In de materiaalfactoren volgens [TRWG-Ad 2007] zijn de onzekerheden ten aanzien van de beschrijving van de schuifsterkte verdisconteerd. In de variatiecoëfficiënten waarmee deze materiaalfactoren zijn afgeleid is conform [TRWG-mat 20XX] rekening gehouden met de punt-tot-variatie van de schuifsterkte binnen één laag. De materiaalfactoren gelden voor een basisbetrouwbaarheidsniveau $\beta = 4,0$ (1/jaar). Dit komt overeen met een jaarlijkse faalkans van $3,17 \cdot 10^{-5}$ of 1/31.600.

Opmerking: Volgens [TRWG-Ad 2007] vindt geen correctie plaats van de materiaalparameters voor het geval dat het vereiste betrouwbaarheidsniveau afwijkt van het basisbetrouwbaarheidsniveau van 4,20. In plaats daarvan vindt via de hierna te behandelen schadefactor een aanpassing plaats van de stabiliteitsnorm waaraan de waterkering moet voldoen.

Stabiliteitsnorm

[TRWG-Ad 2007] laat voor wat betreft de bepaling van de stabiliteitsnorm aan duidelijkheid te wensen over. De oorzaak hiervan is dat de formules 5.3.3, 5.3.4, 5.3.5 en 5.3.6 de suggestie wekken dat de materiaalfactoren op de zelfde manier in het systeem van vergelijkingen dat de veiligheid tegen afschuiven bepaald zit als de schematiseringsfactor, modelfactor en schadefactor. Laatstgenoemde factoren zijn echter onafhankelijk van de grondlaag-stratificatie, terwijl de materiaalfactoren in principe per grondlaag verschillend zijn en ook nog verschillend voor de effectieve cohesie en inwendige wrijvingshoek, zoals uit tabel 5.3.1 volgt.

Hierdoor is een eenduidige vertaling van de formules 5.3.3, 5.3.4, 5.3.5 en 5.3.6 naar een stabiliteitsnorm waaraan zou moeten worden voldaan onmogelijk.

Het wordt echter met aan zekerheid grenzende waarschijnlijkheid vermoed dat wordt bedoeld, dat de stabiliteitsnorm het product van alleen γ_b , γ_d en γ_n is. En dat in plaats van één materiaalfactor, zoals in de formules 5.3.3, 5.3.4, 5.3.5 en 5.3.6 (die mede de stabiliteitsnorm zou bepalen), de aanpak in [V&W-LR 2007] moet worden toegepast. Dat wil zeggen, het delen van de karakteristieke waarden van de schuifsterkteparameters door de in tabel 5.3.1 van [TRWG-Ad 2007] gegeven materiaalfactoren. In dat geval geldt:

$$\gamma_{mod} = \gamma_b \cdot \gamma_d \cdot \gamma_n \quad (A.3)$$

waarin:

γ_{mod} : met het stabiliteitsmodel berekende stabiliteitsfactor
 γ_b : schematiseringsfactor
 γ_d : modelfactor
 γ_n : schadefactor

A.2.2 Leidraad Kunstwerken

Algemeen

[TAW-LK 2003] bevat voorschriften die specifiek betrekking hebben op kunstwerken in waterkeringen. Een aantal van deze voorschriften zijn relevant voor met constructieve elementen versterkte waterkeringen.

Vereiste betrouwbaarheid

- de faalruimtefactor (ξ), in dit geval de kans op constructief bezwijken van een kunstwerk, is volgens [TAW-LK 2003] 0,01 keer de normfrequentie;
- de levensduurfactor (f_n) bedraagt volgens [TAW-LK 2003] een waarde van 10.

Het product van faalruimtefactor en levensduurfactor bedraagt 0,1 en is gelijk aan de factor f (toelaatbare kans op overstroming door instabiliteit = $f \cdot \text{norm}$) volgens [TRWG-Ad 2007].

Opmerking: Tijdens het bestuderen van de regelgeving kwam de vraag naar voren of het toeval is dat [TAW-LK 2003] een faalruimtefactor van 0,01 en een levensduurfactor van 10 hanteert, terwijl bij dijken zonder constructieve elementen volgens [TRWG-Ad 2007] een toelaatbare kans op overstroming door instabiliteit (feitelijk ook een faalruimtefactor) van 0,1 keer de Norm geldt.

Een faalruimtefactor van 0,01 en levensduurfactor van 10 resulteren voor waterkeringen met constructieve elementen namelijk in dezelfde faalruimte, namelijk 0,1 keer norm. Zij het dat deze faalruimte bij waterkeringen met constructieve elementen volgens [TAW-LK 2003] betrekking heeft op een referentieperiode van 10 jaar en bij waterkeringen zonder constructieve elementen [TRWG-Ad 2007] op een referentieperiode van 1 jaar.

Volgens E.O.F. Calle liggen hieraan geen bijzondere overwegingen ten grondslag en zijn in het verleden keuzen gemaakt zonder dat alles goed is uitgezocht.

Lengte-effect

[TAW-LK 2003] beveelt aan om voor constructies langer dan 100 meter de waarde van de vereiste betrouwbaarheidsindex met 10% te verhogen.

Instabiliteit die niet samenhangt met hoogwater

[TAW-LK 2003] bevat geen voorschrift voor de bepaling van de betrouwbaarheidsindex voor het geval van instabiliteit die niet samenhangt met hoogwater.

Betrouwbaarheidsniveau

De beschrijving in [TAW-LK 2003] aangevuld met het voorschrift in [TRWG-Ad 2007] voor de kans op falen, gegeven een instabiliteit al dan niet samenhangende met hoogwater ($P_{f\text{inst}}$), resulteren in de volgende aanpak voor de bepaling van het benodigde betrouwbaarheidsniveau. Deze aanpak is door H.A. Schelfhout en H.L. Bakker ontwikkeld ten behoeve van een advies [DLT-Wilhelmina 2009]

- Aanpak bij laagwatercondities
 - o neem 1% van de dijkkringfrequentie en vermenigvuldig dit met een factor 10 om het niet gecorreleerd zijn van MHW en laagwater in rekening te brengen;
 - o vermenigvuldig het resultaat met een levensduurfactor $f_N = 10$ om de toelaatbare bezwijkkans voor de levensduur van de constructie in rekening te brengen;
 - o het resultaat (1% van 1/10.000 maal 10 en nog een keer maal 10 = 1/10.000) wordt omgerekend naar een vereiste betrouwbaarheidsindex $\beta_N (-)$;
 - o voor normale gebruiksomstandigheden geldt geen lengte-effect.

- Aanpak bij hoogwatercondities

- o neem 1% van de dijkkringfrequentie (1/10.000 per jaar) en vermenigvuldig dit met een factor 1 om het gecorreleerd zijn van MHW en hoogwater in rekening te brengen;
- o vermenigvuldig het resultaat met een levensduurfactor $f_N = 10$ om de toelaatbare bezwijkkans voor de levensduur van de constructie in rekening te brengen;
- o het resultaat (1% van 1/10.000 maal 10 = 1/10.000) wordt omgerekend naar een vereiste betrouwbaarheidsindex $\beta_N (-)$;
- o de berekende β_N wordt bij een constructie die langer is dan 100 m standaard vermeerderd met 10 % om het lengte-effect in rekening te brengen.

De factor 10 waarmee de dijkkringfrequentie voor laagwatercondities vermenigvuldigd moet worden is de reciproke van de in [TRWG-Ad 2007] genoemde factor $P_{f_{inst}}$. Als het optreden van instabiliteit samenhangt met hoogwatercondities geldt $P_{f_{inst}} = 1,0$, en als het optreden van instabiliteit niet samenhangt met hoogwatercondities geldt $P_{f_{inst}} = 0,1$.

Schadefactor, modelfactor en schematiseringsfactor

[TAW-LK 2003] bevat geen voorschriften voor het bepalen van een schadefactor, modelfactor en schematiseringsfactor ten behoeve van het bepalen van een stabiliteitsnorm.

Stabiliteitsnorm

[TAW-LK 2003] bevat geen voorschrift voor het bepalen van een stabiliteitsnorm.

Opmerking

Het wordt verondersteld dat de schadefactor, modelfactor, schematiseringsfactor en de hieruit volgende stabiliteitsnorm als functie van deze factoren moeten worden bepaald volgens [TRWG-Ad 2007].

Materiaalfactoren

Voor de materiaalfactoren van constructies in primaire waterkeringen verwijst [TAW-LK 2003] naar de partiële factoren uit de NEN 6700 serie. Echter, als de betrouwbaarheidseis volgens [TRWG-Ad 2007] strenger is dan volgens de TGB ($\beta_N = 3,60$), dan moeten de partiële factoren uit de NEN 6700-serie worden verhoogd door vermenigvuldiging met een correctiefactor te berekenen met de formule in paragraaf B4.6.1 van [TAW-LK03]

$$\gamma_{m,corr} = e^{\alpha_R (\beta_N - 3,6) \sqrt{\ln(1 + V_R^2)}} \quad (A.4)$$

waarin:

- $\gamma_{m,corr}$: correctiefactor op de materiaalfactor
- α_R : invloedsfactor voor de onzekerheid van de sterkte
- β_N : betrouwbaarheidsindex voor de referentieperiode (met minimumwaarde van 3,6)
- V_R : variatiecoëfficiënt van de sterkte

In een aantal uitzonderingen (voor $\beta_N > 3,60$) hoeven de materiaalfactoren volgens [TAW-LK 2003] niet gecorrigeerd te worden en geldt een ander voorschrift:

- bij Maatgevend Hoogwater (MHW)
- glijvlakstabiliteit waterkerende grondconstructies
- damwandconstructies
- controle onder- en achterloopsheid

Uit de in [TAW-LK 2003] beschreven toelichtingen op deze uitzonderingen blijkt dat de uitzonderingen hun grondslag vinden in het bestaan van op de uitzondering betrekking hebbende specifieke richtlijnen waarnaar ook wordt verwezen. Zie de toelichting hieronder.

Damwandconstructies

Voor de partiële factoren van de damwandconstructie verwijst [TAW-LK 2003] op bladzijde 202 naar [CUR166 1994]. Vertaald naar de meest recente CUR-publicatie, voor de schuifsterkteparameters naar tabel 2.10B in deel 2 van [CUR166 2005] en voor de sterkteparameters van de constructieve elementen naar bladzijde 46 en bladzijde 76 van deel 1 van [CUR166 2005]. Hierin worden volgens [TAW-LK 2003] al van de NEN afwijkende veiligheidsniveaus en partiële factoren geïntroduceerd.

De in [CUR166 2005] vermelde betrouwbaarheidsindex voor de hoogste veiligheidsklasse heeft een waarde $\beta_N = 4,20$. Indien er een nog hogere betrouwbaarheid dan $\beta_N = 4,20$ moet worden gehaald, dan kan volgens [TAW-LK 2003] een correctiefactor op de partiële factoren behorende bij de hoogste veiligheidsklasse (klasse III) worden berekend met de formule in paragraaf B4.6.1, waarbij de drempelwaarde van de betrouwbaarheidsindex $\beta_N = 3,6$ wordt vervangen door $\beta_N = 4,2$ volgens [CUR166 2005]. De formule komt dan te luiden:

$$\gamma_{m,corr} = e^{\alpha_R(\beta_N - 4,2)\sqrt{\ln(1+V_R^2)}} \quad (A.5)$$

Voor de variatiecoëfficiënten van de constructieve elementen kan volgens [TAW-LK 2003] van $V_R = 0,2$ worden uitgegaan. Voor de variatiecoëfficiënt van de sterkte van staal en beton wordt in [CUR166 2005] een waarde van $V_R = 0,1$ respectievelijk $V_R = 0,20$ genoemd.

Opmerking: Het is hier verondersteld dat de verwijzing naar [CUR166 2005] geldt voor zowel de constructieve parameters als de schuifsterkteparameters van de grond waarmee de krachtsverdeling in de constructieve elementen wordt bepaald.

Stabiliteit waterkerende grondconstructies

Voor de partiële factoren voor de schuifsterkteparameters voor glijvlakberekeningen verwijst [TAW-LK 2003] naar [TRWG-Ad 2007]. Volgens [TAW-LK 2003] kunnen de hierin vermelde partiële factoren zonder correctie worden toegepast. Dit omdat volgens [TAW-LK 2003] in de in [TRWG-Ad 2007] gegeven ontwerpeis voor de stabiliteit van waterkerende grondconstructies de van de normstelling afgeleide betrouwbaarheidseis reeds is verwerkt.

Opmerking 1: De vraag kan worden gesteld of de partiële factoren in [TRWG-Ad 2007] ook gelden voor het toetsen van de stabiliteit in situaties waarin in plaats van bezwijken langs glijvlakken sprake is van bezwijken van grondvolumes zoals actieve en passieve grondwigen.

Als dat het geval is, dan kunnen de partiële factoren in [TRWG-Ad 2007] worden gebruikt voor het berekenen van de stabiliteit van met constructieve elementen versterkte waterkeringen en voor het dimensioneren van de constructieve elementen. Deze ruime interpretatie dient een praktisch belang, omdat in eindige elementen methode-technische stabiliteit en de krachtsverdeling in constructieve elementen in één berekeninggang kunnen worden bepaald.

Opmerking 1 (vervolg): In veel gevallen treedt daarbij echter wel een geotechnisch bezwijkmechanisme op dat een combinatie is van actieve en passieve grondwiggén en glijvlakken. Als voor glijvlakstabiliteit andere partiële factoren gelden dan voor stabiliteit volgens actieve en passieve grondwiggén en dimensionering van constructieve elementen, dan zijn meerdere eindige elementenberekeningen nodig. Dat stuit op grote praktische bezwaren.

Opmerking 2: Het gestelde in [TAW-LK 2003], dat de in [TRWG-Ad 2007] gegeven ontwerpeis voor de stabiliteit van waterkerende grondconstructies de van de normstelling afgeleide betrouwbaarheidseis reeds is verwerkt, doelt op de op blz. 11 van [TRWG-Ad 2007] genoemde schadefactor. Deze is een functie van het vereiste betrouwbaarheidsniveau en is een van de drie hierin voorgeschreven factoren die bepalend zijn voor de stabiliteitsnorm waaraan de constructie moet voldoen.

Samenvatting normering volgens de Leidraad Kunstwerken:

Samenvattend komt de regelgeving in [TAW-LK 2003] voor het toetsen van met constructieve elementen versterkte waterkeringen op het volgende neer:

- Betrouwbaarheidsniveau: het betrouwbaarheidsniveau β_N waaraan het grondlichaam van met constructieve elementen versterkte waterkeringen moet voldoen moet worden bepaald volgens [TAW-LK 2003];
- Niet volgens [TAW-LK 2003], maar wel volgens [TRWG-Ad 2007] kan het betrouwbaarheidsniveau voor instabiliteit die samenhangt met MHW met in acht name van een factor voor correlatie met MHW van 1,0 worden bepaald. Het betrouwbaarheidsniveau voor instabiliteit die niet samenhangt met MHW kan met een factor voor correlatie met MHW van 0,1 in rekening worden gebracht, zie formule 5.3.9 van [TRWG-Ad 2007].
- Stabiliteit: uitgaande van het betrouwbaarheidsniveau dat volgt uit [TAW-LK 2003], eventueel verhoogd met 10% voor constructies langer dan 100 m, moet de stabiliteitsnorm worden bepaald volgens [TRWG-Ad 2007] met in acht name van een schematiseringsfactor, modelfactor en schadefactor.
De stabiliteitsfactor moet worden bepaald met in acht name van materiaalfactoren voor grond volgens [TRWG-Ad 2007] en worden getoetst aan de hierboven aangegeven stabiliteitsnorm volgens [TRWG-Ad 2007].
- Constructieve elementen: de krachtsverdeling in de constructieve elementen moet worden bepaald met partiële factoren voor de schuifsterkteparameters van de grond volgens tabel 2.10B van deel 2 van [CUR166 2005]. Voor betrouwbaarheidsniveaus hoger dan $\beta_N = 4,2$ met in acht name van een correctiefactor te berekenen met de formule op bladzijde 201 van [TAW-LK 2003] met drempelwaarde $\beta_N = 4,2$ en een variatiecoëfficiënt gelijk aan 0,20 voor de grond.
De constructieve elementen moeten worden getoetst met partiële factoren voor het constructiemateriaal volgens deel 2 van [CUR166 2005]. Voor betrouwbaarheidsniveaus hoger dan $\beta_N = 4,2$ met in acht name van een correctiefactor te berekenen met de formule op bladzijde 201 van [TAW-LK 2003] met drempelwaarde $\beta_N = 4,2$ en een variatiecoëfficiënt voor staal van $V_r = 0,1$ en voor beton en hout van $V_r = 0,20$.

Een nadeel van deze aanpak is dat er twee geotechnische berekeningen moeten worden uitgevoerd, namelijk het bepalen van de stabiliteitsfactor met partiële factoren volgens [TRWG-Ad 2007] en een berekening van de krachtsverdeling in de constructieve elementen met partiële factoren volgens tabel 2.10B op bladzijde 66 in paragraaf 2.4.4 van deel 2 van [CUR166 2005].

A.2.3 CUR 166 Damwandconstructies (deel 1)

Stappenplan ontwerpberekening

Het stappenplan in hoofdstuk 3 van deel 1 van [CUR166 2005] is vrijwel volledig toegespitst op klassieke berekeningen met zogenaamde “ligger op verende bedding” modellen en om die reden beperkt toepasbaar op berekeningen met eindige elementen modellen.

Eindige Elementen Methode

Volgens hoofdstuk 4 van deel 1 van [CUR166 2005] kunnen damwandberekeningen met de Eindige Elementen Methode volgens Eurocode EC7 worden gedaan met drie ontwerpbenaderingen (OB) namelijk OB1, OB2 en OB3. In [CUR166 2005] wordt uitgegaan van OB3, omdat de andere benaderingen voor de Nederlandse praktijk een trendbreuk zouden inhouden. Er worden vervolgens voor eindige elementenberekeningen van damwandconstructies twee berekeningschema's onderscheiden:

- berekeningschema A: berekening met rekenwaarden
- berekeningschema B: berekening met representatieve waarden

Eindige elementenberekeningen met rekenwaarden (berekeningsschema A) lopen vaak vast als gevolg van numerieke problemen. Verder geeft deel 1 van [CUR166 2005] voor berekeningschema A geen stabiliteitsnorm waaraan moet worden voldaan. Om die reden wordt dit berekeningsschema hier verder niet behandeld.

Met berekeningschema B moet voor een klasse II en klasse III constructie aan een stabiliteitsfactor (ΣMSF) van 1,15 respectievelijk 1,20 worden voldaan. De stabiliteitsfactor volgt in een eindige elementenberekening uit een sterkte-reductie berekening. Voor het toetsen van de inbeddingsdiepte, momenten, dwarskrachten, normaalkrachten en anker- dan wel stempelkrachten moet worden uitgegaan van de krachtsverdeling in de constructie na het uitvoeren van de sterkte-reductie berekening.

Opmerking: In dit voorschrift is geen rekening gehouden met de eisen die volgen uit de regelgeving voor waterkeringen.

Verankeringen

Hoofdstuk 7 van deel 1 van [CUR166 2005] bevat regels voor het toetsen van verankeringen. Een van de belangrijkste regels, zo niet de belangrijkste, betreft de toetsing van de ankerstaaf of -streng:

$$F_{s;A;st;d} \leq \min \left(\frac{F_{r;vloei;rep}}{1,4}, \frac{F_{r;vloei;rep}}{1,0} \right) \quad (A.6)$$

waarin:

$F_{s;A;st;d}$: rekenwaarde van de ankerbelasting;

$F_{r;br;rep}$: representatieve waarde van de breukkracht van de ankerstaaf of streng;

$F_{r;vloei;rep}$: representatieve waarde van de vloeikracht van de ankerstaaf.

Het komt er op neer dat ankers moeten worden getoetst op zowel de breukspanning als, indien aanwezig, de vloeispanning. Voor de breukspanning geldt een materiaalfactor $\gamma_m = 1,4$ en voor de vloeispanning een materiaalfactor $\gamma_m = 1,0$.

Verder bevat hoofdstuk 7 van deel 1 regels voor groutankers, schroefankers, ankerschotten en paragrafen betreffende “Beproevingen” en “Zakkende grond op ankerstangen”.

Hoewel dat niet is vermeld, lijkt het dat de regels in hoofdstuk 7 van deel 1 ook van toepassing zijn op berekeningen met de Eindige Elementen Methode, mits uitgevoerd in overeenstemming met hoofdstuk 4 van deel 1 van [CUR166 2005].

Opmerking: Een probleem met de toepassing van deze regels voor constructieve elementen in waterkeringen is, dat deel 1 van [CUR166 2005] in hoofdstuk 4 voorschrijft dat met berekeningschema B (representatieve waarden) voor een klasse II constructie moet worden voldaan aan een stabiliteitsfactor van 1,15 en dat voor een klasse III constructie aan een stabiliteitsfactor van 1,20. Uit [TRWG-Ad 2007] en [TAW-LK 2003] volgt echter dat voor berekeningen met representatieve (of karakteristieke) waarden aan een aanzienlijk zwaardere stabiliteitseis moet worden voldoen. Deze omstandigheid maakt dat de voorschriften in de hoofdstukken 4 en 7 van deel 1 van [CUR166 2005] niet toepasbaar zijn op met constructieve elementen versterkte waterkeringen.

Kistdam met eindige elementenberekening

Het grootste deel van hoofdstuk 8 van deel 1 van [CUR166 2005] heeft betrekking op kistdammen die geen onderdeel zijn van een waterkering en is om die reden niet relevant. Voor zover wel relevant wordt dat hieronder beschreven.

- partiële factoren: voor kistdammen (Klasse III) worden op bladzijde 95 de volgende partiële factoren voorgeschreven voor het bepalen van rekenwaarden van de schuifsterkte van de grond:
 - o controle van sterkte en stabiliteit van damwanden en ankers:
 - cohesie: $\gamma_m = 1,10$
 - hoek van inwendige wrijving: $\gamma_m = 1,20$
 - o controle van de kistdamvulling:
 - cohesie: $\gamma_m = 1,10$
 - hoek van inwendige wrijving: $\gamma_m = 1,51$
 - o controle van de totale stabiliteit:
 - cohesie: $\gamma_m = 1,60$
 - hoek van inwendige wrijving: $\gamma_m = 1,30$

Deze partiële factoren hebben niet specifiek betrekking op kistdammen in waterkeringen.

Opmerking: Zoals aangegeven lopen eindige elementenberekeningen met rekenwaarden in veel gevallen vast. Deze omstandigheid, in combinatie met de al aangegeven zwaardere stabiliteitseis voor waterkeringen, maakt dat dit voorschrift niet direct toepasbaar is op met kistdammen versterkte waterkeringen. Wel kan, indien de stabiliteitsnorm op basis van rekenwaarden (op basis van de partiële factoren) bekend is, een indicatie worden bepaald van de stabiliteitsnorm waaraan de constructie op basis van representatieve of gemiddelde waarden zou moeten voldoen.

Opmerking (vervolg): Een probleem daarbij is dat voor de kistdamvulling andere partiële factoren, en dus ook andere rekenwaarden, gelden dan voor de totaalstabiliteit. Daarnaast kan men zich, nu een eindige elementenberekening van een met kistdam versterkte waterkering niet principieel anders verloopt dan een eindige elementenberekening van een met andere constructieve elementen versterkte waterkering, afvragen of voor kistdammen afwijkende materiaalfactoren en een afwijkende stabiliteitsnorm zouden moeten gelden.

Het lijkt er dan ook op dat aan de in hoofdstuk 8 van deel 1 van [CUR166 2005] genoemde partiële factoren voor kistdammen geen groot belang hoeft te worden toegekend.

- **definitief ontwerp:** de uiterste grenstoestand van de kistdam moet worden getoetst met rekenwaarden voor de schuifsterkte van de grond en de constructieve elementen.

Controle van sterkte en stabiliteit van damwanden en ankers:

- o toets de rekenwaarden van de momenten, normaalkrachten en ankerkrachten aan de rekenwaarde van de sterkte van de damwandplank (of in dit geval stalen buispaal);
- o de rekenwaarde van de ankerkracht wordt bepaald door de berekende ankerkracht te vermenigvuldigen met een factor van 1,25. Deze waarde moet worden getoetst aan de rekenwaarde van de sterkte van het anker.

Controle van de kistdamvulling:

- o De kistdam dient stabiel te zijn bij gereduceerde grondparameters.

Controle van de totale stabiliteit:

- o De totale stabiliteit kan bijvoorbeeld met de methode Bishop worden berekend.

Opmerkingen: Dit voorschrift gaat ten eerste uit van rekenwaarden en is vanwege de kans op vastlopen van eindige elementenberekeningen alleen al om die reden onbruikbaar. Daarnaast is het niet duidelijk wat bedoeld wordt met “De kistdam dient stabiel te zijn bij gereduceerde grondparameters” en hoeveel gereduceerd die dan zouden moeten zijn. Aan het einde van een sterkte-reductie berekening is een grondconstructie per definitie niet stabiel. Tot slot is het niet vermeld wat, uitgaande van rekenwaarden, de stabiliteitsnorm voor de Bishop berekening moet zijn.

Samenvatting en conclusie

Deel I van [CUR166 2005] bevat regels voor het met de Eindige Elementen Methode berekenen van damwandconstructies. Uit [TRWG-Ad 2007] en [TAW-LK 2003] volgen regels die hier niet mee in overeenstemming zijn of vragen oproepen. Omdat [TRWG-Ad 2007] en [TAW-LK 2003] specifiek zijn bedoeld voor waterkeringen, moet hieraan het zwaarste gewicht worden toegekend. Als gevolg daarvan is deel 1 slechts beperkt bruikbaar voor het met de Eindige Elementen Methode berekenen van met constructieve elementen versterkte waterkeringen.

A.2.4 CUR 166 Damwandconstructies (deel 2)

Veiligheidsniveau

Paragraaf 2.4.2 van deel 2 van [CUR166 2005] onderscheid drie veiligheidsklassen, te weten: klasse I, klasse II en klasse III. Primaire waterkeringen versterkt met constructieve elementen zoals damwanden vallen altijd in klasse III: grote schade bij falen en/of aanzienlijk persoonlijke veiligheidsrisico's. Voor klasse III geldt:

$$\beta_{\text{grondbreuk}} \approx \beta_{\text{vloei plank}} \approx \beta_{\text{anker}} = 4,50$$

De bijbehorende faalkansen resulteren voor de damwandconstructie als geheel bij klasse III in een betrouwbaarheidsniveau van $\beta_{\text{constructie}} \approx 4,2$. Dit komt vrijwel overeen met het vereiste veiligheidsniveau van $\beta = 4,27$ voor primaire waterkeringen met een normfrequentie van 1/10.000, zoals vastgelegd in de regelgeving voor waterkeringen.

Grote strekking en/of lange referentieperiode

Paragraaf 2.4.7 van deel 2 van [CUR166 2005] bevat op bladzijde 71 een grafiek waarmee het effect van een grote strekking van de constructie op het vereiste betrouwbaarheidsniveau in rekening kan worden gebracht. De grafiek resulteert echter in een grotere toename van het betrouwbaarheidsniveau dan formule 5.3.9 op bladzijde 11 van [TRWG-Ad 2007].

Constructies ontworpen volgens de NEN 6700 serie hebben een referentieperiode van 50 jaar. Voor een referentieperiode van 100 jaar, zoals bij constructies in waterkeringen gewoonlijk het geval is, wordt op bladzijde 72 voorgeschreven dat het betrouwbaarheidsniveau met circa 0,2 moet worden verhoogd.

Paragraaf 2.4.7 van deel 2 bevat ook de aan [TAW-LK 2003] ontleende formule, waarmee de partiële factoren kunnen worden gecorrigeerd voor het vereiste betrouwbaarheidsniveau. Deze formule luidt:

$$\gamma_{m,corr} = e^{\alpha_R \cdot (\beta_N - \beta_{ref}) \cdot \sqrt{\ln(1+V_R^2)}} \quad (A.7)$$

waarin

- $\gamma_{m,corr}$: correctiefactor op de materiaalfactor
- α_R : invloedsfactor voor de onzekerheid van de sterkte = 0,8
- β_N : betrouwbaarheidsindex voor de referentieperiode voor de hele constructie
- β_{ref} : oorspronkelijke waarde van de betrouwbaarheidsindex, voor klasse III $\beta_{ref} = 4,2$;
- V_R : variatiecoëfficiënt van de sterkte. Voor staal $V_r = 0,1$ en voor beton en hout $V_r = 0,2$

Verhoging partiële factoren

Volgens bladzijde 72 van deel 2 schrijft [TAW-LK 2003] voor dat de correctie van de materiaalfactor betrekking heeft op alle materialen, dat wil zeggen zowel op de grond als op de constructieve elementen.

Opmerking: Dit voorschrift lijkt in strijd met paragraaf B.4.6.2 van [TAW-LK 2003], waarin wordt gesteld dat bij damwandconstructies de partiële factoren niet gecorrigeerd hoeven te worden omdat in [CUR166 2005] al van de NEN afwijkende veiligheidsniveaus en corresponderende partiële factoren zijn geïntroduceerd. Hoe dit uitpakt voor de constructieve elementen respectievelijk het grondlichaam wordt hieronder behandeld.

- Constructieve elementen

Als onderbouwing voor het niet voor het betrouwbaarheidsniveau corrigeren van de partiële factoren van damwandconstructies verwijst bladzijde 202 van [TAW-LK 2003] in ad 3 naar [CUR166 2005], waarin al van de NEN afwijkende veiligheidsniveaus (grafiek lengte-effect, zie paragraaf B.4.2) en een correctieformule voor partiële factoren op bladzijde 72 zijn geïntroduceerd. Als er een hogere betrouwbaarheid dan $\beta_N = 4,2$ moet worden gehaald, dan moet volgens de [TAW-LK 2003] wel worden gecorrigeerd, namelijk volgens de formule in paragraaf B4.6.1 met drempelwaarde $\beta_N = 4,2$ voor de betrouwbaarheid in plaats van $\beta_N = 3,6$.

Paragraaf 4.12.2 van [CUR166 2005] schrijft echter voor dat bij damwanden in waterkeringen, die bij falen kunnen leiden tot een falen van de gehele dijk, (altijd) dient te worden gerekend met de betrouwbaarheidsindices uit [TAW-LK 2003].

We hebben dus te maken met een ogenschijnlijke contradictio in terminus; namelijk [TAW-LK 2003] die voorschrijft dat voor damwandconstructies in waterkeringen voor betrouwbaarheidsniveaus lager dan $\beta_N = 4,2$ de partiële factoren voor de grond niet gecorrigeerd hoeven te worden en dat in plaats daarvan de betrouwbaarheidsniveaus en partiële factoren volgens [CUR166 2005] gelden. Terwijl [CUR166 2005] op zijn beurt voorschrijft dat de betrouwbaarheidsindices (maar niet de partiële factoren voor de grond!) die volgen uit [TAW-LK 2003] van toepassing zijn.

Dit leidt voor wat betreft de constructieve elementen tot de volgende conclusies:

- o Het betrouwbaarheidsniveau waaraan constructieve elementen in waterkeringen moeten voldoen, moet altijd worden bepaald volgens [TAW-LK 2003]. Dit betekent dat de grafiek op bladzijde 71 van [CUR166 2005] voor het in rekening brengen van het lengte-effect op het benodigde betrouwbaarheidsniveau niet van toepassing is.
- o De krachtsverdeling in de constructieve elementen te berekenen met partiële factoren voor de schuifsterkteparameters van de grond volgens tabel 2.10B in paragraaf 2.4.4 van deel 2 van [CUR166 2005]. Voor betrouwbaarheidsniveaus hoger dan $\beta_N = 4,2$ met in acht name van een correctiefactor, die met de formule op bladzijde 201 in [TAW-LK 2003] kan worden berekend met drempelwaarde $\beta_N = 4,2$ en variatiecoëfficiënt voor grond van 0,20.
- o De constructieve elementen te toetsen met partiële factoren voor het constructiemateriaal volgens deel 2 van [CUR166 2005]. Voor betrouwbaarheidsniveaus hoger dan $\beta_N = 4,2$ met in acht name van een correctiefactor te berekenen, die met de formule op bladzijde 201 van [TAW-LK 2003] met drempelwaarde $\beta_N = 4,2$ en variatiecoëfficiënt voor staal van $V_r = 0,1$ en voor beton en hout van $V_r = 0,20$.

Opmerking 1: Uit het voorschrift in paragraaf 4.12.2 van deel 2 van [CUR166 2005] blijkt dat bij damwanden in waterkeringen die bij falen kunnen leiden tot een falen van de gehele dijk, (altijd) dient te worden gerekend met de betrouwbaarheidsindices uit [TAW-LK 2003] volgt dat de verhoging van het betrouwbaarheidsniveau met ca. 0,20 bij constructies met een referentieperiode van 100 jaar niet van toepassing is op damwanden in waterkeringen.

Achtergrond hiervan zal zijn dat in de normering volgens [TAW-LK 2003] deze verhoging impliciet al in rekening is gebracht.

Opmerking 2: Het lijkt verdedigbaar om voor het in rekening te brengen lengte-effect in plaats van de in [TAW-LK 2003] voorgeschreven werkwijze (verhoging van de vereiste betrouwbaarheid met 10% voor strekkingen langer dan 100 m) aan te sluiten bij de manier waarop het lengte-effect in [TRWG-Ad 2007] in rekening wordt gebracht.

Dit omdat [TRWG-Ad 2007] meer onderscheidend is voor wat betreft de in rekening te brengen representatieve lengte (l) voor de analyse in een doorsnede en de totale lengte (L) van de waterkering. Als er geen lengte effect is, resulteren [TRWG-Ad 2007] en [TAW-LK 2003] vrijwel in dezelfde betrouwbaarheid, zij het dat de betrouwbaarheid volgens [TRWG-Ad 2007] strikt genomen betrekking heeft op een periode van 1 jaar en die volgens [TAW-LK 2003] op een (referentie)periode van 10 jaar.

- Grondlichaam

Paragraaf 4.12.2 van deel 2 van [CUR166 2005] schrijft voor dat bij damwanden in primaire waterkeringen die bij falen kunnen leiden tot een falen van de gehele dijk, dient te worden gerekend met de betrouwbaarheidsindices uit [TAW-LK 2003]. Tabel 4.11 in deel 2 van [CUR166 2005] komt ook overeen met de op bladzijde 184 van [TAW-LK 2003] genoemde normfrequenties. Voor de bijbehorende partiële factoren (van de grond) verwijst [CUR166 2005] naar de Leidraad voor het Ontwerpen van Rivierdijken. Het wordt aangenomen dat dit nu mag worden gelezen als [TRWG-Ad 2007].

De [TAW-LK 2003] schrijft in B4.6.2 voor dat de partiële factoren (uit de NEN 6700 serie) voor de glijvlakstabiliteit van waterkerende grondconstructies niet gecorrigeerd hoeven te worden voor het vereiste betrouwbaarheidsniveau. Als onderbouwing hiervoor schrijft de [TAW-LK 2003] onder ad 2. op bladzijde 202 dat voor glijvlakberekeningen van waterkerende grondconstructies zonder correctie gebruik kan worden gemaakt van de partiële factoren uit [TRWG-Ad 2007]. Dit omdat in de hierin gegeven ontwerpeis voor de stabiliteit van waterkerende grondconstructies, de van de normstelling afgeleide betrouwbaarheidseis reeds is verwerkt.

Opmerking: Het wordt vermoed dat de beschrijving onder ad 2. op bladzijde 202 van [TAW-LK 2003] alleen bedoeld is voor grondconstructies zonder constructieve elementen. Hiervoor geldt volgens [TRWG-Ad 2007] een betrouwbaarheid β_{nodig} per jaar. Hoewel voor grondconstructies met constructieve elementen een betrouwbaarheid β_N voor een referentieperiode geldt in plaats van een betrouwbaarheid β_{nodig} per jaar, lijkt het verantwoord om het gestelde in ad 2 op bladzijde 202 van [TAW-LK 2003] ook toe te passen op de stabiliteit van grondconstructie met constructieve elementen.

Dit leidt voor wat betreft de stabiliteit van het grondlichaam tot de volgende conclusies:

- o Het betrouwbaarheidsniveau (β_N), waaraan het grondlichaam van met constructieve elementen versterkte waterkeringen moet voldoen, moet worden bepaald volgens [TAW-LK 2003].
- o De stabiliteitsnorm van het grondlichaam, waarin de constructieve elementen zich bevinden, moet worden bepaald volgens [TRWG-Ad 2007].
- o De materiaalfactoren van de grond ten behoeve van de bepaling van de stabiliteit van het grondlichaam moeten worden bepaald volgens [TRWG-Ad 2007].

Opmerking 1: Zoals ook al onder “constructieve elementen” is vermeld, lijkt het verdedigbaar om in deze aanpak in plaats van de in [TAW-LK 2003] voorgeschreven bepaling van het lengte effect het voorschrift in het Addendum aan te houden.

Opmerking 2: De hierboven beschreven interpretaties voor de berekening van de constructieve elementen respectievelijk de stabiliteit van het grondlichaam resulteren er in dat er twee berekeningen moeten worden uitgevoerd:

- a) bepaling van de krachtverdeling in de constructieve elementen met partiële factoren voor de grond volgens [CUR166 2005]. Eventueel met een correctie voor betrouwbaarheidsniveaus groter dan $\beta_N = 4,2$;
- b) bepaling van de stabiliteitsfactor met partiële factoren volgens [TRWG-Ad 2007].

Damwanden in waterkeringen

- Veiligheidsbeschouwing

In paragraaf 4.12.2 van deel 2 van [CUR166 2005] wordt aangegeven dat bij damwanden in primaire waterkeringen, die bij falen kunnen leiden tot een falen van de gehele dijk, dient te worden gerekend met de betrouwbaarheidsindices uit [TAW-LK 2003].

De vereiste betrouwbaarheidsindices voor diverse type dijken zijn in tabel A.1 weergegeven. Bij langgerekte damwandconstructies (> ca. 100 m) moet rekening worden gehouden met hogere betrouwbaarheidsindices. Dit is het zogenaamde lengte-effect.

Type waterkering	Normfrequentie	Betrouwbaarheidsindex*
Primaire waterkering	1 / 10.000 jaar	$\beta \approx 4,3$ [TAW 2003]
Primaire waterkering	1 / 4.000 jaar	$\beta \approx 4,1$ [TAW 2003]
Primaire waterkering	1 / 2.000 jaar	$\beta \approx 3,9$ [TAW 2003]
Primaire waterkering	1 / 1.250 jaar	$\beta \approx 3,8$ [TAW 2003]
Secundaire waterkering	niet van toepassing	$\beta \approx 3,4$ of $3,6$ [NNI 1991]
* Uitgegaan van faalkansen gelijk aan 10% van de normfrequentie		

Tabel A.1 Vereiste betrouwbaarheidsindices voor waterkeringen

De bijbehorende partiële factoren zijn gegeven in de “Leidraden voor het ontwerpen van rivierdijken”. Deze Leidraden zijn intussen vervangen door [V&W-LR 2007] en voor wat betreft partiële factoren (materiaalfactoren) door [TRWG-Ad 2007].

- Ontwerp

In paragraaf 4.12.3 van deel 2 van [CUR166 2005] wordt een methode beschreven waarmee een stabiliteitsnorm volgens de TAW-regelgeving kan worden omgerekend naar een stabiliteitsnorm voor een eindige elementenberekening. De stabiliteitsberekening met de Eindige Elementen Methode verloopt anders dan bij het analytisch model. Zo wordt in een analytisch model gerekend met rekenwaarden van de grondparameters, terwijl in een eindige elementenberekening vaak wordt gerekend met representatieve of gemiddelde grondparameters, dit om numerieke instabiliteiten te voorkomen.

Met een zogenaamde sterkte-reductie berekening wordt vervolgens de stabiliteitsfactor bepaald. Deze stabiliteitsfactor kan echter niet rechtstreeks worden vergeleken met de stabiliteitsnorm. Dit kan worden opgelost door zowel met het analytisch model als in de eindige elementenberekening een referentieberekening te maken voor de dijk zonder damwand en hieraan de stabiliteitsnorm te ijken (zie tabel A.2).

	stabiliteitsfactor analytisch model	stabiliteitsfactor eindige elementen analyse
dijk zonder damwand	A	B
dijk met damwand	stabiliteitsnorm TAW Leidraden	$C \geq \text{stabiliteitsnorm} \times B/A$

Tabel A.2 Vereiste stabiliteitsfactor voor analyse met Eindige Elementen Methode

hierin is:

- A. stabiliteitsfactor van de waterkering zonder damwand volgens de TAW regels berekend met een analytisch model;
- B. stabiliteitsfactor van de waterkering zonder damwand berekend met een eindige elementen analyse;
- C. stabiliteitsfactor berekend met een eindige elementen analyse die de waterkering met damwand moet hebben om aan de TAW regels te voldoen.

De berekeningen B en C moeten met de zelfde partiële factoren worden uitgevoerd, waarbij rekening wordt gehouden met de geotechnische en constructieve verschillen die het gevolg zijn van het aanbrengen van de damwand.

Samenvatting en conclusie

Hoewel de beschrijving in de onderliggende voorschriften sterk uiteenloopt, komt de regelgeving in deel 2 van [CUR166 2005] voor het toetsen van met damwanden versterkte waterkeringen uiteindelijk vrijwel op hetzelfde neer als die in [TAW-LK 2003].

- Betrouwbaarheidsniveau

- o Het betrouwbaarheidsniveau (β_N), waaraan het grondlichaam van met constructieve elementen versterkte waterkeringen moet voldoen, moet worden bepaald volgens [TAW-LK 2003].
- o Niet volgens [TAW-LK 2003] maar wel volgens [TRWG-Ad 2007] kan het betrouwbaarheidsniveau voor instabiliteit die samenhangt met MHW worden bepaald met in acht name van een factor voor correlatie met MHW van 1,0 en voor instabiliteit die niet samenhangt met MHW met in acht name van een factor voor correlatie met MHW van 0,1 uit formule 5.3.9 op bladzijde 11 van [TRWG-Ad 2007].

- Stabiliteit
 - o Uitgaande van het betrouwbaarheidsniveau dat volgt uit [TAW-LK 2003] (eventueel verhoogd met 10% voor constructies langer dan 100 m) moet de stabiliteitsnorm worden bepaald volgens [TRWG-Ad 2007] met in acht name van een schematiseringsfactor, modelfactor en schadefactor.
 - o De stabiliteitsfactor moet worden bepaald met in acht name van materiaalfactoren van de grond volgens [TRWG-Ad 2007] en getoetst aan de hierboven aangegeven stabiliteitsnorm.
 - o Bij een eindige elementenberekening moeten de rekenwaarden van de schuifsterkteparameters en de stabiliteitsnorm worden opgeschaald tot waarden waarmee het mogelijk is om een berekening met aansluitend een sterkte-reductieberekening uit te voeren. Volgens deel 2 van [CUR166 2005] kan dit worden uitgevoerd volgens het schema op bladzijde 392 in paragraaf 4.12.2.
- Constructieve elementen
 - o De krachtsverdeling in de constructieve elementen moet worden bepaald met partiële factoren voor de schuifsterkteparameters van de grond volgens tabel 2.10B op bladzijde 66 in paragraaf 2.4.4 van deel 2 van [CUR166 2005]. Voor betrouwbaarheidsniveaus hoger dan $\beta_N = 4,2$ met in acht name van een correctiefactor te berekenen met de formule op bladzijde 201 in [TAW-LK 2003] met drempelwaarde $\beta_N = 4,2$ en een variatiecoëfficiënt voor de grond van 0,20.
 - o De constructieve elementen moeten worden getoetst met partiële factoren voor het constructiemateriaal volgens [CUR166 2005]. Voor betrouwbaarheidsniveaus hoger dan $\beta_N = 4,2$ met in acht name van een correctiefactor te berekenen met de formule op bladzijde 201 van [TAW-LK 2003] met drempelwaarde $\beta_N = 4,2$ en een variatiecoëfficiënt voor staal van $V_r = 0,1$ en voor beton en hout van $V_r = 0,20$.

Het lijkt verdedigbaar om bij de bepaling van het betrouwbaarheidsniveau voor het in rekening te brengen lengte-effect, in plaats van de in [TAW-LK 2003] voorgeschreven verhoging van 10% voor strekkingen groter dan 100 m, het meer onderscheidende voorschrift in [TRWG-Ad 2007] aan te houden.

Een nadeel van deze aanpak is dat er twee geotechnische berekeningen moeten worden uitgevoerd, namelijk bepaling van de stabiliteitsfactor met materiaalfactoren volgens [TRWG-Ad 2007] en een berekening van de krachtsverdeling in de constructieve elementen met partiële factoren volgens tabel 2.10B op bladzijde 66 in paragraaf 2.4.4 van deel 2 van [CUR166 2005].

In [CUR166 2005] is geen voorschrift opgenomen voor het toetsen van de constructieve elementen voor het geval dat de stabiliteitsnorm en schuifsterkteparameters zijn opgeschaald.

A.2.5 TR Kistdammen en Diepwanden in Waterkeringen

Algemeen

De beschrijving in hoofdstuk 4 van [TRKD 2004] is voor wat betreft berekeningen met klassieke rekenmodellen een nadere uitwerking van de veiligheidsnormeringen in [TAW-LK 2003] en [CUR166 2005]. Afgezien van enkele aannamen betreffende de correlatie tussen bezwijken van grond en constructieve elementen resulteert dit in dezelfde normering als de [TAW-LK 2003] en [CUR166 2005].

Daarnaast wordt in het [TRKD 2004] een probabilistische niveau 2 methode beschreven om met behulp van het eindige elementen model PLAXIS voor waterkeringen versterkt met constructieve elementen het betrouwbaarheidsniveau te berekenen. De methode kan worden ingezet als een constructie niet door de toetsing komt en het nodig is om op basis van eindige elementenberekeningen een meer geavanceerde probabilistisch berekening uit te voeren. Voor de op te stellen richtlijn is de methode minder van belang.

Samenvatting normering volgens [TRKD 2004]

Voor wat betreft klassieke rekenmodellen is de normering in [TRKD 2004] vrijwel gelijk aan die in [TAW-LK 2003 en [CUR166 2005]. De in [TRKD 2004] beschreven probabilistische methode kan worden ingezet als een constructie niet door de toetsing komt en het nodig is om een meer geavanceerde probabilistisch berekening uit te voeren.

A.3 Mogelijke wijzen van aanpak eindige elementenberekening

Voor de aanpak van de eindige elementenberekening, waarin de materiaalfactoren en stabiliteitsnorm vanuit de veiligheidsfilosofie op de juiste wijze zijn geïntegreerd, dienen zich drie mogelijk oplossingen aan. Deze worden hieronder beschreven.

Aanpak a - Materiaalfactoren ongelijk aan 1,0 en stabiliteitsnorm conform [TRWG-Ad 2007]

De eerste aanpak is om de materiaalfactoren en een stabiliteitsnorm te bepalen in overeenstemming met [TRWG-Ad 2007] en bij constructies met in acht name van de [TAW-LK 2003], [CUR166 2005] en [TRKD 2004] .

Dit resulteert in een combinatie van rekenwaarden en een stabiliteitsnorm die meestal in de buurt van bezwijken zal liggen, waardoor het vaak niet mogelijk zal zijn om met succes een eindige elementenberekening en aansluitend een sterkte-reductie berekening uit te voeren. De rekenwaarden van de schuifsterkteparameters en de stabiliteitsnorm worden nu vermenigvuldigd met hetzelfde getal, zodanig dat waarden worden verkregen waarmee het wel mogelijk is om met succes een berekening en sterkte-reductie berekening uit te voeren.

Als de sterkte-reductie berekening resulteert in een stabiliteitsfactor groter dan de stabiliteitsnorm, dan voldoet de constructie aan de richtlijnen. Is dit niet het geval dan moet de constructie worden afgekeurd. Deze aanpak heeft raakvlakken met de berekeningsaanpak op bladzijde 392 van [CUR166 2005].

Het voordeel van deze aanpak is dat de constructie (afgezien van mechanica verschillen tussen eindige elementen modellen en klassieke rekenmodellen) in de eindige elementenberekening bezwijkt bij dezelfde waarden van de schuifsterkteparameters als in klassieke rekenmodellen, dat de berekeningsmethode eenvoudig is en dat het resultaat qua veiligheid direct vergelijkbaar is met het voorschrift in [TRWG-Ad 2007].

Het grote nadeel is dat de berekening wordt uitgevoerd met een combinatie van schuifsterkteparameters die niet overeenkomt met de gemiddeld aanwezige schuifsterkteparameters of de karakteristieke waarden daarvan. Hierdoor kunnen problemen ontstaan met het creëren van een realistische initiële uitgangssituatie en is de methode niet geschikt voor het beoordelen van vervormingen.

Aanpak b – Materiaalfactoren gelijk aan 1,0 en opschalen stabiliteitsnorm [TRWG-Ad 2007]

De tweede aanpak is om in plaats van rekenwaarden van de schuifsterkteparameters uit te gaan van karakteristieke of gemiddelde waarden en de stabiliteitsnorm waaraan moet worden voldaan op te schalen met het (gewogen) gemiddelde van de verhouding tussen deze karakteristieke of gemiddelde waarden en de rekenwaarden volgens [TRWG-Ad 2007].

Het voordeel van deze berekeningsaanpak is dat de eindige elementenberekening wordt uitgevoerd met parameters die representatief zijn voor de in werkelijk gemiddeld ter plaatse aanwezige parameters. Hierdoor kan een goed beeld van de vervormingen onder veel voorkomende belastingsituaties worden verkregen.

Het nadeel van de aanpak is dat de constructie in het eindige elementen model bezwijkt bij een andere combinatie van schuifsterkteparameters dan het geval is in klassieke rekenmodellen. Hierdoor kan het in theorie gebeuren dat een constructie, die met een klassiek rekenmodel net zou worden goedgekeurd, op basis van een eindige elementen analyse net wordt afgekeurd en andersom. Er moet echter worden bedacht dat een stabiliteitsfactor zowel volgens een klassiek rekenmodel als met een eindige elementen model altijd een gemiddelde betrouwbaarheid weergeeft. Bij een meer verfijnde probabilistische berekening zal blijken dat de werkelijke betrouwbaarheid vrijwel altijd groter of kleiner zal zijn dan de gemiddelde betrouwbaarheid.

Aanpak c – Twee sets schuifsterkteparameters

Een derde aanpak, die kan worden ingezet als de eerste twee wijzen van aanpak niet blijken te voldoen, is een berekening met twee parametersets en een aangepaste stabiliteitsnorm. In deze methode worden het eigen gewicht van de constructie en de belastingen aangebracht met karakteristieke schuifsterkteparameters. Net voor het begin van de sterkte-reductie berekening worden de parametersets met karakteristieke waarden van de schuifsterkte vervangen door de parametersets met vanuit de rekenwaarden volgens [TRWG-Ad 2007] opgeschaalde waarden en wordt een daarop aangepaste stabiliteitsnorm bepaald. De opschaling vindt daarbij plaats met de grootste waarde voor de verhouding tussen de rekenwaarden volgens [TRWG-Ad 2007] en karakteristieke waarden van de schuifsterkteparameters. De stabiliteitsnorm, waaraan tijdens de sterkte-reductie berekening moet worden voldaan, dient met dezelfde verhouding te worden opgeschaald.

Door deze manier van opschalen zijn de schuifsterkteparameters in de parameterset met de opgeschaalde schuifsterkte altijd minimaal gelijk aan of groter dan de parameters in de eerste set. Hiermee wordt voorkomen dat tijdens het wisselen van parameterset numerieke onbalans in de eindige elementen analyse ontstaat waardoor de berekening kan ontsporen.

Het stapsgewijs bepalen van de vanuit de rekenwaarden opgeschaalde parameters en de aangepaste stabiliteitsnorm gaat hierbij globaal als volgt:

- 1) Bepaal voor alle karakteristieke waarden van de schuifsterkteparameters de materiaalfactoren volgens [TRWG-Ad 2007].
- 2) Bepaal de rekenwaarden van de schuifsterkteparameters door de karakteristieke waarden te delen door de overeenkomstige materiaalfactoren volgens [TRWG-Ad 2007].
- 3) Bepaal de stabiliteitsnorm die zou gelden als een berekening met een klassiek rekenmodel zou worden uitgevoerd, dus met rekenwaarden volgens [TRWG-Ad 2007].

- 4) Bepaal per grondlaag voor de schuifsterkteparameters (c' en ϕ') de waarde voor de verhouding tussen de karakteristieke waarde en de rekenwaarde.
- 5) De zogenaamde 'opschaalfactor' is gelijk aan de maximale waarde van de bovengenoemde verhouding tussen karakteristieke waarde en rekenwaarde.
- 6) De opgeschaalde rekenwaarden van de schuifsterkteparameters worden verkregen door de rekenwaarden met de opschaalfactor te vermenigvuldigen.
- 7) De opgeschaalde stabiliteitsnorm wordt verkregen door de 'klassieke' stabiliteitsnorm te vermenigvuldigen met de opschaalfactor.

Het voordeel van deze aanpak is dat een goed beeld wordt verkregen van de vervormingen onder veel voorkomende belastingsituaties en dat de methode op de best denkbare wijze aansluit op [TRWG-Ad 2007]. Als de constructie in de eindige elementenberekening bij exact de opgeschaalde stabiliteitsnorm bezwijkt, dan zijn de bezwijkwaarden van de schuifsterkteparameters namelijk precies gelijk aan de bezwijkwaarden bij een berekening met een klassiek rekenmodel en rekenwaarden volgens [TRWG-Ad 2007].

Het nadeel van deze aanpak is dat ze bewerkelijker is omdat er twee parametersets nodig zijn waartussen tijdens de berekening moet worden gewisseld. Een ander nadeel is dat, omdat de constructie in de eindige elementen analyse bij een andere stabiliteitsfactor dan de stabiliteitsnorm bezwijkt, deze stabiliteitsfactor niet onmiddellijk vergelijkbaar is met de stabiliteitsfactor van een klassiek rekenmodel. Dit komt omdat de sterkte-reductie berekening is gestart met een andere combinatie van parameters dan de rekenwaarden volgens [TRWG-Ad 2007]. Overigens is dit probleem waarschijnlijk grotendeels oplosbaar.

A.4 Conclusies

A.4.1 Vergelijking bestaande regelgeving

Een belangrijke conclusie uit het vergelijken van de inhoud van de bestaande richtlijnen is dat deze weinig eenduidig is, soms (ogenschijnlijk) tegenstrijdig en dat er veel verwijzingen en in sommige gevallen ook weer terugverwijzingen zijn van de ene richtlijn naar de andere is. Dit maakt het lastig om in concrete situaties te bepalen welk artikel in welk rapport bepalend is.

Ook het feit, dat de genoemde richtlijnen niet allemaal op hetzelfde moment zijn opgesteld, en het voortschrijdende inzicht draagt hieraan bij. Zo wordt de schematiseringsfactor, die in [TRWG-Ad 2007] is geïntroduceerd, in de eerder uitgegeven [TAW-LK 2003] niet genoemd.

Uit vergelijken van de verschillende bronnen van bestaande regelgeving volgt verder dat:

- De veiligheidsnormering van [TAW-LK 2003], [CUR166 2005] en [TRKD 2004] zijn met elkaar in overeenstemming, hoewel de vele verwijzingen van de ene naar de andere richtlijn het bijzonder lastig maken om hier de weg in te vinden.
- [TRWG-Ad 2007] blijkt niet aan te sluiten op de eerder genoemde normen voor constructies. Dit komt doordat [TRWG-Ad 2007] niet voorziet in constructieve elementen voorziet. Daarnaast wordt bij groene dijken uitgegaan van een betrouwbaarheid per jaar, terwijl men in de normen voor constructies uitgaat van een betrouwbaarheid voor een referentieperiode van een aantal jaren.

De oplossing voor het verschil in normering van de betrouwbaarheid is gevonden in de constatering dat het product van de faalruimtefactor en levensduurfactor gelijk is aan de toelaatbare kans op overstroming door instabiliteit volgens [TRWG-Ad 2007]. De consequentie van de aanpak in [TAW-LK 2003] is wel dat een dijk met constructieve

elementen, die behalve aan het [TRWG-Ad 2007] ook aan [TAW-LK 2003] moet voldoen, veiliger is dan een groene dijk die alleen aan [TRWG-Ad 2007] hoeft te voldoen.

N.B. Het verschil in normering van de betrouwbaarheid vormt een punt van inconsistentie, dat nog nader uitgezocht moet worden. Hierdoor is het betrouwbaarheidsniveau volgens [TRWG-Ad 2007] niet vergelijkbaar met het betrouwbaarheidsniveau volgens de normen voor constructies. De verschillen tussen [TRWG-Ad 2007] en de normen voor constructies zijn echter overbrugbaar.

- Het lijkt verdedigbaar om bij de bepaling van het betrouwbaarheidsniveau voor het in rekening te brengen lengte-effect in plaats van de in de [TAW-LK 2003] voorgeschreven verhoging van 10% voor strekkingen groter dan 100 m het meer onderscheidende voorschrift in [TRWG-Ad 2007] aan te houden.
- Een nadeel van de aanpak in [CUR166 2005], en daarmee tevens in [TAW-LK 2003], voor het toetsen van een primaire waterkering waarin constructieve elementen zijn aangebracht is, dat er twee geotechnische berekeningen moeten worden uitgevoerd. Een berekening voor het toetsen van de stabiliteit (op basis van materiaalfactoren volgens [TRWG-Ad 2007]) en een voor het bepalen van de krachtsverdeling (op basis van de partiële factoren volgens [CUR166 2005]).

A.4.2 Veiligheidsfilosofie in richtlijn Eindige Elementen Methode

Algemeen

De veiligheidsfilosofie voor het met een eindige elementen analyse (2D plane strain) toetsen van primaire waterkeringen, al dan niet voorzien van constructieve elementen, sluit aan bij de filosofie voor groene dijken volgens [TRWG-Ad 2007]. Dit om te voorkomen dat een waterkering die bij een berekening met een klassiek rekenmodel zou worden goedgekeurd bij een eindige elementenberekening zou worden afgekeurd, en andersom.

N.B. Er moet worden getracht zo goed mogelijk aan te sluiten bij de filosofie dat een meer geavanceerde toetsing, die wordt uitgevoerd als een situatie met een globale toetsing niet voldoet of als een situatie zich niet leent voor een globale toetsing (bv door de aanwezigheid van constructies), minder conservatief is dan een globale toetsing.

Daarbij wordt nog opgemerkt dat een belangrijk uitgangspunt bij het uitvoeren van een toetsing met een eindige elementenberekening is dat de 'groene dijk-situatie' in deze toetsing bij benadering overeenkomt met de (eerder uitgevoerde) toetsing op basis van een klassieke glijvlakmodel zoals MStab.

Waterkeringen versterkt met constructieve elementen kunnen worden getoetst door de veiligheidsfilosofie volgens [TRWG-Ad 2007] te combineren met de aanpak bij het toetsen van de krachtsverdeling in daarin aanwezige constructies volgens [BDK 2003]. De eenduidige aanpak volgens [BDK 2003] sluit, in tegenstelling tot [TAW-LK 2003] en [CUR166 2005], direct aan op het voor waterkeringen vereiste (relatief hoge) betrouwbaarheidsniveau. In bijlage B wordt van dit rapport de samenvatting gegeven.

De veiligheidsfilosofie is hiermee in overeenstemming met de veiligheidsfilosofie Wet op de Waterkering en de Eurocode en houdt conform [TRWG-mat 20XX] rekening met het verschil tussen de jaarlijkse betrouwbaarheid en de betrouwbaarheid over de gehele levensduur.

Stabiliteitsnorm

Onzekerheden in de toets met eindige elementen analyse worden conform [TRWG-Ad 2007] door een schematiseringsfactor, modelfactor en schadefactor in rekening gebracht. Daarnaast wordt de opschaalfactor geïntroduceerd, die op basis van de relevante materiaalfactoren uit [TRWG-Ad 2007] per situatie moet worden bepaald.

De minimaal vereiste maatgevende stabiliteitsfactor ($\Sigma MSF_{\text{doorgaand bezwijken}}$) in de gedraineerde²⁵ sterkte-reductie van de eindige elementen analyse, die ten minste gelijk dient te zijn aan de opgeschaalde vereiste stabiliteitsnorm (γ_{eem}), dient als volgt te worden bepaald:

$$\Sigma MSF_{\text{doorgaand bezwijken}} \geq \gamma_{\text{eem}} \quad \text{met} \quad \gamma_{\text{eem}} = \gamma_b \cdot \gamma_d \cdot \gamma_n \cdot \gamma_{\text{mat}} \quad (\text{A.8})$$

waarin:

- γ_{eem} : opgeschaalde vereiste stabiliteitsnorm voor gedraineerde²⁵ sterkte-reductie berekening
- γ_b : partiële veiligheidsfactor die de onzekerheden in het schematiseren van de bodemopbouw en waterspanningen in rekening brengt, ook schematiseringfactor genoemd
- γ_d : partiële veiligheidsfactor die verband houdt met het gebruikte rekenmodel en de manier waarop de berekening is uitgevoerd, ook modelfactor genoemd
- γ_n : partiële veiligheidsfactor die verband houdt met schade, ook schadefactor genoemd
- γ_{mat} : partiële veiligheidsfactor, in het vervolg aangeduid als opschaalfactor, die voorkomt dat er juist voor en tijdens de gedraineerde²⁵ sterkte-reductie numerieke onbalans kan optreden waardoor de berekening zou kunnen ontsporen.

Schematiseringsfactor

Om de onzekerheden in de bodemopbouw en de waterspanningen in rekening te brengen wordt een schematiseringsfactor conform [TRWG-Ad 2007] toegepast. Hierbij wordt gesteld dat bij zowel groene dijken, conform [TRWG-Ad 2007], als bij dijken met constructieve elementen voor de schematiseringsfactor een waarde van 1,30 een veilig uitgangspunt is.

Uit [ARC 2010], die ten grondslag ligt aan de theoretische onderbouwing van de schematiseringsfactor in het nog uit te brengen Technisch Rapport 'Grondonderzoek en geotechnisch schematiseren bij dijken' (TRGS), volgt dat bij groene dijken een lagere schematiseringsfactor doorgaans haalbaar is. Daarbij stelt dit wel eisen aan de te kiezen schematisering. Daartoe is een methode ontwikkeld waarmee – gegeven de situatie, het grondonderzoek en de mate van voorzichtigheid bij de keuze van schematisatie van de bodemopbouw van de dijk, van de ondergrond en van de waterspanningen – bij groene dijken een lagere waarde kan worden onderbouwd. Als ondergrens moet conform TRGS voor de schematiseringsfactor een waarde van 1,10 worden aangehouden.

Ook bij constructies in dijken wordt verwacht dat de schematiseringsfactor lager dan 1,30 kan zijn. Er wordt dan ook gesteld dat de methode voor het verlagen van de schematiseringsfactor bij groene dijken ook bij constructies in dijken mag worden toegepast.

N.B. Uiteraard staat gebruikers vrij in de toetsing een lagere waarde voor de schematiseringsfactor toe te passen, wat per geval wel een nadere onderbouwing (en daarmee het aantonen verstand van zaken te hebben) vraagt.

25. gedraineerd in relatie tot de wijze van analyseren in de sterkte-reductie (terminologie b, paragraaf 1.4)

Modelfactor

De volgende overwegingen zijn van belang bij het vaststellen van een modelfactor:

- Indien er in de waterkering constructieve elementen aanwezig zijn, dan wordt de materiaalsterkte bij bezwijken in mindere mate gemobiliseerd dan in het geval er geen constructieve elementen aanwezig zijn.
- Het gewoonlijk in klassieke rekenmodellen toegepaste model van Coulombse wrijving is niet gelijk aan het in eindige elementenberekeningen toegepaste Mohr-Coulomb model. Bij gelijke waarden van de schuifsterkteparameters resulteert dit tijdens de sterkte-reductieberekening in een lagere stabiliteitsfactor dan in de klassieke rekenmodellen.
- Het maakt verschil of de eindige elementen analyse gedraineerd²⁶ of ongedraineerd²⁶ (beide op basis van gedraineerde²⁶ sterkteparameters) wordt uitgevoerd. Bij een ongedraineerde²⁶ berekening moet rekening worden gehouden met waterspanningsgeneratie.

In de richtlijn voor het toepassen van de eindige elementen methode bij het toetsen van waterkeringen wordt er bij de modelfactor, conform het nog uit te brengen TRGS, onderscheid gemaakt tussen de situaties waarin er wel dan wel geen sprake is van opdrijven.

- Indien er géén sprake is van opdrijven, dan wordt er aanbevolen om (ondanks een iets gunstiger situatie dan bij de glijvlakmethode, aangezien het maatgevende mechanisme met een EEM-model automatisch wordt gevonden) eenzelfde modelfactor van 1,0 aan te houden. De motivering hierachter is dat de in het stappenplan geadviseerde gedraineerde sterkte-reductie berekening met associatieve schuifsterkteparameters (gebaseerd op de 'reststerkte') overeenkomt met een glijvlakberekening met MStab, waarin een modelfactor van 1,0 dient te worden aangehouden. De modelfactor van 1,0 conform [TRWG-Ad 2007] en TRGS is het resultaat van het product van twee deelfactoren, te weten:
 - o een deelfactor met de waarde 0,90 waarmee de gunstiger werkelijkheid ten opzichte van het 2D-rekenmodel wordt verdisconteerd; de bijdrage van de afschuivingsranden (kopvlakken) aan de totale weerstand tegen afschuiven worden in het 2-D rekenmodel namelijk niet meegeteld;
 - o een deelfactor met een waarde 1,10 waarmee de onzekerheid van het 2D-rekenmodel, en het feit dat dit 2D-rekenmodel in beginsel een bovengrens van de stabiliteitsfactor geeft, wordt verdisconteerd.
- Indien er wél sprake is van opdrijven, dan wordt er aanbevolen om conform TRGS en [TRWG-Ad 2007] een modelfactor van 1,05 aan te houden. Bij stabiliteitsanalyses waarin er sprake is van opdrijven is het effect dat de bijdrage van kopvlakken in rekening brengt minder gunstig, ten gevolge van de langere afschuifmodi in de lengterichting van de dijk. De modelfactor van 1,05 is het resultaat van het product van twee deelfactoren:
 - o een deelfactor met de waarde 0,95 waarmee de gunstiger werkelijkheid (echter iets ongunstiger dan bij niet-opdrijven) vanwege de niet meegetelde bijdrage van de kopvlakken ten opzichte van het 2D-rekenmodel wordt hiermee verdisconteerd;
 - o een deelfactor met een waarde 1,10 waarmee de onzekerheid van het 2D-rekenmodel, en het feit dat dit 2D-rekenmodel in beginsel een bovengrens van de stabiliteitsfactor geeft, wordt verdisconteerd.

26. (on)gedraineerd in relatie tot de wijze van analyseren in de sterkte-reductie (terminologie b, paragraaf 1.4)

Schadefactor

Voor het bepalen van de schadefactor wordt de methode in [TRWG-Ad 2007] conform formule A.1 en formule A.2 aangehouden.

Opschaalfactor

In de eindige elementenberekening dienen twee verschillende parametersets te worden gebruikt. Met het opschalen van de stabiliteitsnorm middels een opschaalfactor wordt voorkomen dat tijdens het wisselen van de parametersets juist voor de sterkte-reductie en tijdens de sterkte-reductie zelf numerieke onbalans in de eindige elementenberekening ontstaat, waardoor de analyse kan ontsporen. De opschaalfactor moet per situatie stapsgewijs worden bepaald op basis van de materiaalfactoren in [TRWG-Ad 2007]. Deze procedure wordt in subparagraaf A.4.3 toegelicht en theoretisch onderbouwd.

Constructieve elementen in dijk

Uitgangspunt bij het toetsen de constructieve elementen op basis van een eindige elementenberekening is, dat de veiligheid voor de constructieve elementen bepaald worden op basis van die belastingtoestand van de grond waarbij juist voldoende stabiliteit aanwezig is. Daarbij wordt ervan uitgegaan dat de waterkering met materiaalparameters en belastingen met de juiste belastingfactoren in een sterkte-reductie berekening worden toegepast.

Uit het onderzoek in [BDK 2003] is gebleken dat de krachtsverdeling na sterkte-reductie tot de stabiliteitsnorm een goed uitgangspunt is voor het toetsen van de constructieve elementen. Uiteraard moet worden gekeken of dat bij doorgaande sterkte-reductie niet alsnog een lagere veiligheid wordt gevonden. Dit onderzoek is op de volgende normering gebaseerd:

- materiaalsterkte: de materiaalsterkten (vloiegrens of breuksterkte) moeten worden bepaald in overeenstemming met de NEN 6700 serie (NEN 6700 - TGB Algemeen, NEN 6720 – TGB Betonconstructies en NEN 6770 – TGB Staalconstructies) en in overeenstemming met [CUR166 2005].
- profielgrootheden: de profielgrootheden (doorsneden, weerstandsmomenten en traagheidsmomenten) moeten worden bepaald in overeenstemming met de NEN 6700 serie (NEN 6700 - TGB Algemeen, NEN 6720 – TGB Betonconstructies en NEN 6770 – TGB Staalconstructies) en in overeenstemming met [CUR166 2005].

Uitgangspunt voor de toetsing van de constructieve elementen (damwand, diepwand, anker) zijn de berekende momenten en ankerkrachten uit een gedraineerde²⁷ sterkte-reductie berekening, bij een stabiliteitsfactor die gelijk is aan de stabiliteitsnorm. In voorkomende gevallen dient hierbij rekening te worden gehouden met scheve buiging en met de invloed van tweede orde effecten zoals knik en plooi op de opneembare snedenkrachten.

Aanvullend op de gedraineerde²⁷ sterkte-reductie wordt op basis van [DLT-mat 2010] geadviseerd om, ter verificatie van de ‘gedraineerde²⁷’ momenten en ankerkrachten, ook een ongedraineerde²⁷ sterkte-reductie berekening uit te voeren. Daarbij is het voor de vereiste vergelijking van beide sterkte-reductie resultaten wenselijk om deze zoveel mogelijk te ontlenen aan een eindsituatie met een gelijk veiligheidsniveau.

27. (on)gedraineerd in relatie tot de wijze van analyseren in de sterkte-reductie (terminologie b, paragraaf 1.4)

Er kan echter nog niet worden aangegeven bij welke waarde van de ongedraineerde²⁸ stabiliteitsfactor het overeenkomstige veiligheidsniveau in de gedraineerde²⁸ sterkte-reductie is bereikt. Op dit moment ontbreekt daarvoor de kennis. Het gebrek aan kennis betreft met name het inzicht in de nauwkeurigheid van de grootte en verdeling van wateroverspanningen in een ongedraineerde²⁸ sterkte-reductie berekening. Toch wordt geadviseerd om deze verificatie uit te voeren, om een onderschatting van optredende momenten en krachten in de constructieve elementen te ondervangen.

Om de onzekerheden in de rekenmethode voor het bepalen van de grondconstructie interactie mee te kunnen nemen dient, conform het advies van [BDK 2003], bij het vaststellen van de rekenwaarden van snedenkrachten in constructieve elementen rekening te worden gehouden met een additionele veiligheidsfactor van:

- Voor het toetsen van de sterkte van de damwand en de gording worden het maatgevende (veld)moment en de maatgevende normaalkracht in de damwand vermenigvuldigd met een (additionele) veiligheidsfactor van 1,15. De hierbij behorende maximale spanningen in de damwand worden getoetst aan de rekenwaarde van de vloeigrens of breuksterkte in overeenstemming met NEN 6770.
- Voor het toetsen van de sterkte van de diepwand worden het maatgevende (veld)moment en de maatgevende normaalkracht in de diepwand vermenigvuldigd met een (additionele) veiligheidsfactor van 1,15. De snedenkrachten (buigend moment en normaalkracht) worden getoetst aan NEN 6720 (VBC 1990) Hoofdstuk 8, Dimensionering en Toetsing.
- Voor het toetsen van de sterkte van het anker wordt de maatgevende ankerkracht vermenigvuldigd met een (additionele) veiligheidsfactor van 1,25. De hierbij behorende maximale spanning in het anker wordt getoetst aan de rekenwaarde van de vloeigrens of breukgrens volgens NEN 6770.

De theorie betreffende de betrouwbaarheid van ankers en damwanden in hoofdstuk 7 en hoofdstuk 8 van [DLT-prob 1996] behandeld.

A.4.3 Aanpak eindige elementenberekening

Er wordt in deze richtlijn een berekeningsaanpak aangehouden die grotendeels met aanpak c uit paragraaf A.3 overeenkomt. Deze aanpak sluit namelijk op de best denkbare wijze aan op [TRWG-Ad 2007] en de eindige elementenberekening wordt zodoende uitgevoerd met schuifsterkten die representatief zijn voor de in werkelijk gemiddeld ter plaatse aanwezige sterkte. Zo kan een goed beeld van de vervormingen onder veel voorkomende belasting-situaties worden verkregen. Daarbij komt dat door het opschalen van de rekenwaarde van de schuifsterkte wordt voorkomen dat tijdens het wisselen numerieke onbalans in de eindige elementenberekening ontstaat, waardoor de analyse kan ontsporen.

Deze voordelen van aanpak c wegen zwaarder dan de nadelen, namelijk dat er minimaal twee parametersets nodig zijn waartussen tijdens de berekening moet worden gewisseld en dat de berekende stabiliteitsfactor niet onmiddellijk vergelijkbaar is met de stabiliteitsfactor van een klassiek rekenmodel.

28. (on)gedraineerd in relatie tot de wijze van analyseren in de sterkte-reductie (terminologie b, paragraaf 1.4)

In afwijking van de globale aanpak in paragraaf A.3 voor aanpak c, worden er in de toe te passen methodiek bestaande uit de drie onderstaande berekeningsonderdelen twee verschillende parametersets te worden aangehouden (zie bijlage C.1):

- initiële situatie en belastingfase op basis van niet-associatieve karakteristieke waarden van de schuifsterkteparameters;
- toetsing van de globale veiligheid van de waterkering met opgeschaalde associatieve rekenwaarden van de schuifsterkteparameters;
- een aanvullende sterkte-reductie ten behoeve van de toetsing van de dimensies van de constructieve elementen op sterkte conform [DLT-mat 2010] met niet-associatieve karakteristieke waarden van de schuifsterkteparameters (zie subparagraaf A.4.2).

Bij het vervangen van parametersets en door het aanhouden van de rekenwaarden van de schuifsterkte tijdens de sterkte-reductie berekening, kan er een numerieke onbalans ontstaan waardoor de berekening kan ontsporen. Dit wordt voorkomen door de zowel de stabiliteitsnorm als de schuifsterkte op te schalen met de opschaaftactor.

Procedure bepaling opschaaftactor

Uitgangspunt voor het bepalen van de opschaaftactor voor de gedraineerde²⁹ sterkte-reductie berekening zijn de niet-associatieve karakteristieke waarden van de schuifsterkteparameters.

- 1) Bepaal voor alle niet-associatieve karakteristieke waarden van de schuifsterkteparameters de materiaalfactoren volgens [TRWG-Ad 2007].
- 2) Bepaal de niet-associatieve rekenwaarden van de schuifsterkteparameters door de niet-associatieve karakteristieke waarden daarvan te delen door de overeenkomstige materiaalfactoren volgens [TRWG-Ad 2007].
- 3) Bepaal de stabiliteitsnorm γ_{Bishop} waaraan de constructie volgens [TRWG-Ad 2007] bij een berekening met een klassiek glijvlakmodel met niet-associatieve rekenwaarden van de schuifsterkteparameters moet voldoen. Er geldt dan : $\gamma_{\text{Bishop}} = \gamma_b \cdot \gamma_d \cdot \gamma_n$.
- 4) Vertaal op basis van het Best Guess Equivalent model (zie bijlage C.4.1) de in stap 2 bepaalde niet associatieve rekenwaarden van de schuifsterkteparameters om naar de overeenkomstige associatieve rekenwaarden.
- 5) Bepaal de verhouding $\gamma_{\text{mat};i}$ tussen de niet-associatieve karakteristieke waarde en de associatieve rekenwaarde van elke schuifsterkteparameter, waarbij i een aanduiding is voor de betreffende schuifsterkteparameter c' of $\tan(\varphi')$:

$$\gamma_{\text{mat};i} = \frac{R_{\text{kar};i}}{R_{\text{reken};i}^{\text{ass}}} \quad (\text{A.9})$$

- 6) De grootste waarde van de in stap 5 bepaalde waarden $\gamma_{\text{mat};i}$ is de opschaaftactor γ_{mat} :

$$\gamma_{\text{mat}} = \max(\gamma_{\text{mat};i}) \quad (\text{A.10})$$
- 7) Vermenigvuldig alle in stap 4 bepaalde associatieve rekenwaarden met de in stap 6 bepaalde waarde van de opschaaftactor γ_{mat} . Het resultaat zijn de opgeschaalde associatieve rekenwaarden van de schuifsterkteparameters.

29. (on)gedraineerd in relatie tot de wijze van analyseren in de sterkte-reductie (terminologie b, paragraaf 1.4)

Omdat de opgeschaalde associatieve rekenwaarden worden bepaald door vermenigvuldiging van de associatieve rekenwaarden met de grootste waarde $\gamma_{mat,i}$ van de afzonderlijke parameters, ligt het vloeiooppervlak dat hoort bij de opgeschaalde associatieve rekenwaarden altijd hoger dan het vloeiooppervlak dat hoort bij de niet associatieve karakteristieke waarden van de schuifsterkteparameters. Hierdoor zal er bij het vervangen van de niet associatieve karakteristieke waarden door opgeschaalde associatieve rekenwaarden van de schuifsterkteparameters nergens onbalans in het elementennet ontstaan.

- 8) Vermenigvuldig de in stap 3 bepaalde vereiste stabiliteitsnorm (γ_{Bishop}) met de in stap 6 bepaalde opschaafactor γ_{mat} . Het resultaat is de opgeschaalde vereiste stabiliteitsnorm (γ_{eem}) waaraan de constructie uitgaande van een sterkte-reductie berekening met als beginwaarden de opgeschaalde associatieve rekenwaarden moet voldoen.
- 9) Voer met de in stap 7 bepaalde opgeschaalde associatieve rekenwaarden de sterkte-reductie berekening uit.

Mogelijke uitkomsten sterkte-reductie berekening

- Als de in stap 9 bepaalde maatgevende stabiliteitsfactor ($\Sigma MSF_{doorgaand\ bezwijken}$) uit de sterkte-reductie exact gelijk is aan de in stap 8 bepaalde opgeschaalde vereiste stabiliteitsnorm (γ_{eem}), dan zijn de associatieve schuifsterkteparameters na de sterkte-reductie berekening exact gelijk aan de in stap 4 bepaalde associatieve rekenwaarden.
- Als de in stap 9 bepaalde maatgevende stabiliteitsfactor ($\Sigma MSF_{doorgaand\ bezwijken}$) uit de sterkte-reductie kleiner is dan de in stap 8 bepaalde opgeschaalde vereiste stabiliteitsnorm (γ_{eem}), dan voldoet de waterkering niet aan [TRWG-Ad 2007]. En dan niet “ongeveer niet”, maar exact niet.
- Een constructie met een maatgevende stabiliteitsfactor ($\Sigma MSF_{doorgaand\ bezwijken}$) uit de sterkte-reductie groter dan de in stap 8 bepaalde opgeschaalde vereiste stabiliteitsnorm (γ_{eem}) voldoet wel aan [TRWG-Ad 2007]. En dan niet “ongeveer wel”, maar exact wel.

De enige (acceptabele) consequentie van deze berekeningsaanpak is dat, als de berekende maatgevende stabiliteitsfactor niet exact gelijk is aan de opgeschaalde vereiste stabiliteitsnorm, de hieruit terug te rekenen teruggeschaalde maatgevende stabiliteitsfactor (dus $\Sigma MSF_{doorgaand\ bezwijken} / \gamma_{mat}$) kan afwijken van de stabiliteitsfactor (zo die berekend kan worden) van een overeenkomstige klassieke glijvlakberekening met rekenwaarden, die volgens [TRWG-Ad 2007] niet aan de vereiste stabiliteitsnorm voldoet. Dit komt doordat de opgeschaalde associatieve rekenwaarden aan het begin van de sterkte-reductie altijd groter dan of gelijk zijn aan de niet associatieve karakteristieke waarden van de schuifsterkteparameters.

Gegeven de mogelijkheden en beperkingen van eindige elementen modellen, wordt met deze procedure de op dit moment hoogst haalbare overeenkomst tussen de klassieke glijvlakmodellen en eindige elementen modellen bereikt.

Theoretische onderbouwing

In zowel de veel gebruikte klassieke glijvlakmodellen (MStab) als het meest gebruikte eindige elementen model (PLAXIS) is de stabiliteitsfactor gedefinieerd als:

$$\gamma = \Sigma MSF = \frac{c + \sigma_{\perp} \cdot \tan \phi}{c_c + \sigma_{\perp} \cdot \tan \phi_c} \quad (\text{A.11})$$

waarin:

- γ : maatgevende stabiliteitsfactor MStab
- ΣMSF : maatgevende stabiliteitsfactor PLAXIS
- c : in MStab de rekenwaarde van de cohesie
- : in PLAXIS de beginwaarde van de cohesie in sterkte-reductie
- ϕ : in MStab de rekenwaarde van de hoek van inwendige wrijving,
- : in PLAXIS de beginwaarde van de hoek van inwendige wrijving in sterkte-reductie
- c_c : in MStab de bezwijkwaarde van de cohesie
- : in PLAXIS de eindwaarde van de cohesie in de sterkte-reductie
- ϕ_c : in MStab de bezwijkwaarde van de hoek van inwendige wrijving
- : in PLAXIS de eindwaarde van de hoek van inwendige wrijving in sterkte-reductie
- $\sigma_{\perp}$: normaalspanning in het bezwijkstadium loodrecht op het bezwijkvlak

Voor $c = c_c$ en $\phi = \phi_c$ volgt uit formule A.11: $\gamma = \Sigma MSF = 1$

Voor c en ϕ gelijk aan de rekenwaarden volgens [TRWG-Ad 2007] moet overeenkomstig deze richtlijn worden voldaan aan een minimaal vereiste stabiliteitsnorm:

$$\gamma = \Sigma MSF = \frac{c + \sigma_{\perp} \cdot \tan \phi}{c_c + \sigma_{\perp} \cdot \tan \phi_c} = \gamma_b \cdot \gamma_d \cdot \gamma_n \quad (\text{A.12})$$

Hieruit volgt dat als de berekening wordt uitgevoerd met opgeschaalde rekenwaarden $c_{mat} = c \cdot \gamma_{mat}$ en $\tan(\phi_{mat}) = \tan(\phi) \cdot \gamma_{mat}$ de maatgevende stabiliteitsfactor (ΣMSF) zal moeten voldoen aan:

$$\Sigma MSF = \frac{c_{mat} + \sigma_{\perp} \cdot \tan \phi_{mat}}{c_c + \sigma_{\perp} \cdot \tan \phi_c} = \gamma_b \cdot \gamma_d \cdot \gamma_n \cdot \gamma_{mat} \quad (\text{A.13})$$

Hieruit wordt geconcludeerd dat de berekeningsaanpak met gelijke opschaling van vereiste stabiliteitsnorm en de schuifsterkteparameters het veiligheidsniveau niet beïnvloed, vanwege de evenredigheid tussen de stabiliteitsfactor in de sterkte-reductie en de schuifsterkte.

B Samenvatting "Stabiliteits- en sterktecriteria bij lange damwanden in dijken"

Notitie opgesteld door GeoDelft, RWS-DWW, Provincie Zuid-Holland en Fugro Ingenieursbureau ten behoeve van Begeleidingscommissie Dijkversterkingen Krimpenerwaard, versie 2, 21 november 2003

Het gebruik van lange verankerde damwanden (stabiliteitswanden) in een dijk kan een alternatief zijn voor klassieke dijkversterking, op plaatsen waar onvoldoende ruimte beschikbaar is. Bij de dimensionering van damwanden ten behoeve van een dijkversterking in de Krimpenerwaard zijn vragen gerezen met betrekking tot de berekeningswijze met behulp van een Eindige Elementen Methode (EEM, PLAXIS) van het vereist buigend moment en de vereiste ankerkracht ten behoeve van het dimensioneren van de damwandconstructie. Het bleek namelijk dat berekende buigende momenten en ankerkrachten bij grondmechanisch bezwijken in een PLAXIS-analyse (waarin geen begrenzings van damwand- en ankersterkte zijn aangenomen) tot onrealistisch zwaar uitgevoerde damwanden en ankerconstructies zou leiden. Nauw samenhangend hiermee is de vraag hoe de berekeningswijze ingebed moet worden in de vigerende ontwerp-veiligheidsfilosofie voor dijken, zoals verankerd in de Leidraad voor het Ontwerpen van Rivierdijken, deel2 (kortweg Leidraad Rivierdijken). Door de werkgroep voor de begeleiding van dijkversterkingen in de Krimpenerwaard is de opstellers van het onderhavige document gevraagd een werkbare oplossing voor deze vragen aan te dragen.

De dimensioneringsvragen zijn uitgewerkt tegen de achtergrond van het onderliggende probabilistische veiligheidsmodel in de Leidraad Rivierdijken. Als uitgangspunt is verondersteld dat een combinatie van dijk en damwandconstructie wel net zo veilig dient te zijn als een dijkversterking die op klassieke wijze wordt uitgevoerd, maar ook niet structureel veiliger. Dit impliceert grosso modo dat de veiligheidseis die bij een klassieke dijk wordt gesteld aan de zuiver grondmechanische stabiliteit, in het geval van een combinatie van dijk en damwand gerealiseerd moet worden door grotendeels alleen de damwand- en verankeringsconstructie. In een realistische controle van het dijk-damwandsysteem met behulp van een PLAXIS-analyse moeten daarom het maximaal opneembare moment van de damwand en de maximaal opneembare ankerkracht worden meegenomen. De Σ MSF die uit zo'n analyse volgt reflecteert de feitelijke sterkte van de dijk-damwand combinatie en zou dus moeten voldoen aan de schadefactoreis die bij klassieke dijken geldt (afgezien van details die te maken hebben met de inbedding in de veiligheidsfilosofie van dijken).

Deze constatering helpt ons overigens weinig bij het vinden van de benodigde sterkte van damwand en anker. In een PLAXIS-analyse om die te bepalen moeten immers op voorhand damwand- en ankersterkte worden opgegeven. Dit impliceert dat het ontwerpen van een damwandconstructie in een dijk met PLAXIS feitelijk iteratief moet gebeuren, wat een tijdrovende zaak is.

Op grond van de studie wordt voorgesteld:

- Uitgangspunt voor sterkte dimensionering van damwand en van het anker zijn de berekende veldmomenten en de ankerkracht uit de PLAXIS-analyse (met vooralsnog onbeperkte sterkte van damwand en ankerconstructie), bij een Σ MSF die gelijk is aan de schadefactor voor macrostabiliteit van het binnentalud conform de Leidraad voor het ontwerpen van Rivierdijken (deel 2).
- Voor de dimensionering van de sterkte van de damwand wordt het maatgevend veldmoment vermenigvuldigd met een (additionele) veiligheidsfactor van 1,15 en getoetst aan de rekenwaarde van het (vol)plastische moment, berekend volgens de NEN 6700.
- Voor de dimensionering van het (grout)ankerlichaam en van de ankerstaaf en verbidingsconstructie van ankerstaaf en damwand wordt de berekende ankerkracht vermenigvuldigd met een (additionele) veiligheidsfactor van 1,25 en getoetst aan de rekenwaarden voor de sterkte, berekend volgens NEN 6700.

Aangeraden wordt om met het ontwerp van de damwand en ankerconstructie (de feitelijke waarden voor vloeimoment, ankersterkte, ankerstaafsterkte en sterkte van de verbinding tussen ankerstaaf en damwand) een controleberekening met PLAXIS uit te voeren.

Ten aanzien van horizontale verplaatsingen wordt het volgende voorgesteld:

Conform de praktijk bij andere reeds gerealiseerde damwanden wordt uitgegaan van voor de bruikbaarheidsgrenstoestand een toelaatbare horizontale verplaatsing van maximaal 0,1 m en voor de uiterste grenstoestand een toelaatbare horizontale verplaatsing van maximaal $1/50 L$ (hierin is L de verticale lengte damwand).

C Beschrijving materiaalgedrag

C.1 Parametersets eindige elementenberekening

In de berekeningsaanpak conform bijlage A.4.3 dienen er twee verschillende parametersets te worden toegepast in de eindige elementenberekening.

Wat betreft de invulling van deze twee parametersets dient ten eerste een keuze te worden gemaakt wat betreft het constitutieve model waarmee het gedrag van de grond wordt beschreven. Wat betreft dit grondgedrag kan onderscheid worden gemaakt naar het stijfheids- en sterktegedrag van het materiaal. Dit komt in paragraaf C.2 ter sprake.

Daarnaast komt in deze bijlagen een aantal andere aspecten met betrekking tot het grondgedrag ter sprake. Het verschil tussen de drie parametersets komt met name voort uit aan te houden waarde van schuifsterkte (karakteristieke waarde dan wel de rekenwaarde) en uit het beschrijven van het grondgedrag als niet-associatief dan wel associatief. Het onderscheid naar (niet-)associatief komt voort uit de achtergronden in paragraaf C.3, waarin de keuze wordt toegelicht om in de eindige elementenberekening geen ongedraineerde³⁰ beschrijving van de grondsterkte aan te houden. Vervolgens wordt in paragraaf C.4 toegelicht waarom een equivalente associatieve schuifsterkte moet worden gebruikt en hoe aan deze equivalente associatieve schuifsterkte wordt gekomen.

C.2 Constitutieve modellen

C.2.1 Mohr-Coulomb model

Het Mohr-Coulomb (MC) model is in Nederland het meest toegepaste materiaalmodel om de sterkte van de grond te beschrijven. In dit model wordt de sterkte van grond door drie parameters beschreven: de wrijvingshoek (φ), de dilatantie hoek (ψ) en de cohesie (c). Het sterktegedrag in dit model wordt bepaald door de beschrijving van de omhullende volgens het Mohr-Coulomb bezwijkcriterium. De elastisch vervormingen worden door een lineair elastisch model beschreven met een secans stijfheid (E_{50}) en een dwarscontractiecoëfficiënt (ν).

De sterkte wordt beschreven door vloeifunctie en de plastische potentiaal:

$$\text{vloeifunctie:} \quad f = \frac{1}{2} |\sigma'_1 - \sigma'_3| + \frac{1}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin(\varphi) - c \cos(\varphi) \quad (\text{C.1})$$

$$\text{plastische potentiaal:} \quad g = \frac{1}{2} |\sigma'_1 - \sigma'_3| + \frac{1}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin(\psi) \quad (\text{C.2})$$

Ondanks de eenvoud van het materiaalmodel is het gebruik van dit model niet zonder problemen. Opgemerkt moet worden dat het MC-model een begrenzing heeft van de hoofdspanning zodat deze geen trek geeft, de tension cut-off optie. Deze optie staat standaard aan. Hoewel deze optie fysisch relevant is geeft de optie voor bezwijkanalyses vaak problemen. Dit geldt in het bijzonder voor ongedraineerde³¹ belastingen waarbij er één hoofdspanning naar de maximale druk gaat en de andere hoofdspanning afneemt. Dit levert voor de sterkte-reductie berekeningen problemen op.

30. ongedraineerd in relatie tot de wijze van analyseren in de sterkte-reductie (terminologie b, paragraaf 1.4)

31. ongedraineerd in relatie tot de omstandigheden waaronder de te beschouwen spannings- en sterkteverdeling ten gevolge van de belasting in werkelijkheid tot stand komt (terminologie a, paragraaf 1.4)

C.2.2 Hardening Soil model

Het Hardening Soil (HS) model in PLAXIS is een geavanceerd model om de deformaties in de grond beter te kunnen beschrijven. Dit model, waarvan de wetenschappelijke beschrijving grotendeels in [PLAXIS 1999] wordt beschreven, heeft de volgende kenmerken:

- variabele spanningsafhankelijke stijfheid;
- plastische schuifrek ten gevolge van primaire deviatorische belasting (friction hardening);
- plastische volumerek ten gevolge van primaire samendrukking (compaction hardening);
- herinnering van de voorbelasting (voorconsolidatiespanning);
- elastisch gedrag in ontlasting en herbelasting;
- bezwijkgedrag volgens het Mohr-Coulomb bezwijkcriterium.

De beschrijving van de materiaalsterkte in het HS-model is dus gelijk aan het MC-model met dezelfde parameters: de hoek van inwendige wrijving (φ), dilatantiehoek (ψ) en cohesie (c). In het HS-model is het wel mogelijk om de dilatantiehoek te beperken. Deze geavanceerde optie wordt hier niet besproken.

De opzet van het HS-model is complex en het kent de volgende modelparameters:

c	: (effectieve) cohesie	[kN/m ²]
φ	: (effectieve) wrijvingshoek	[°]
ψ	: hoek van dilatantie	[°]
E_{50}^{ref}	: secant stijfheid in standaard gedraineerde triaxiaalproef bij referentiespanning p^{ref}	[kN/m ²]
E_{oed}^{ref}	: tangent stijfheid in samendrukkingsproef bij referentiespanning p^{ref}	[kN/m ²]
E_{ur}^{ref}	: ontlastings- /herbelastingsstijfheid bij ref.spanning p^{ref}	[kN/m ²]
p^{ref}	: referentiespanning (standaard 100)	[kN/m ²]
m	: mate van spanningsafhankelijkheid van de stijfheid	[-]
ν_{ur}	: dwarscontractiecoëfficiënt voor ontlasting / herbelasting	[-]
K_0^{nc}	: laterale gronddrukcoëfficiënt (standaard $1 - \sin\varphi$)	[-]
$\sigma_{tension}$	: treksterkte (standaard 0 [kN/m ²])	[kN/m ²]
R_f	: bezwijkratio q_f/q_a (standaard 0.9)	[-]

Als eerste schatting wordt $E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref}$ verondersteld. Deze schatting is voor zand redelijk, maar voor klei is E_{oed}^{ref} veelal lager dan E_{50}^{ref} . Dit wil niet zeggen dat de compressiestijfheid van grond op een bepaalde diepte kleiner of gelijk zou zijn aan de deviatorstijfheid. De referentiestijfheden gelden namelijk op verschillende diepteniveaus. De in E_{50} gehanteerde referentiespanning heeft betrekking op de effectieve *horizontale* spanning terwijl deze (in waarde) zelfde referentiespanning in E_{oed} betrekking heeft op de effectieve *verticale* spanning. De situatie $\sigma'_1 = p^{ref}$ ligt bij normaal-geconsolideerde grond ongeveer half zo diep als $\sigma'_3 = p^{ref}$.

De mate van spanningsafhankelijkheid m kan worden bepaald wanneer meerdere proeven bij verschillende drukken worden uitgevoerd. Bij afwezigheid van meerdere proeven kan m voor zand en over-geconsolideerde klei een waarde 0,5 en voor normaal-geconsolideerde klei en veen een waarde van 1,0 worden aangehouden.

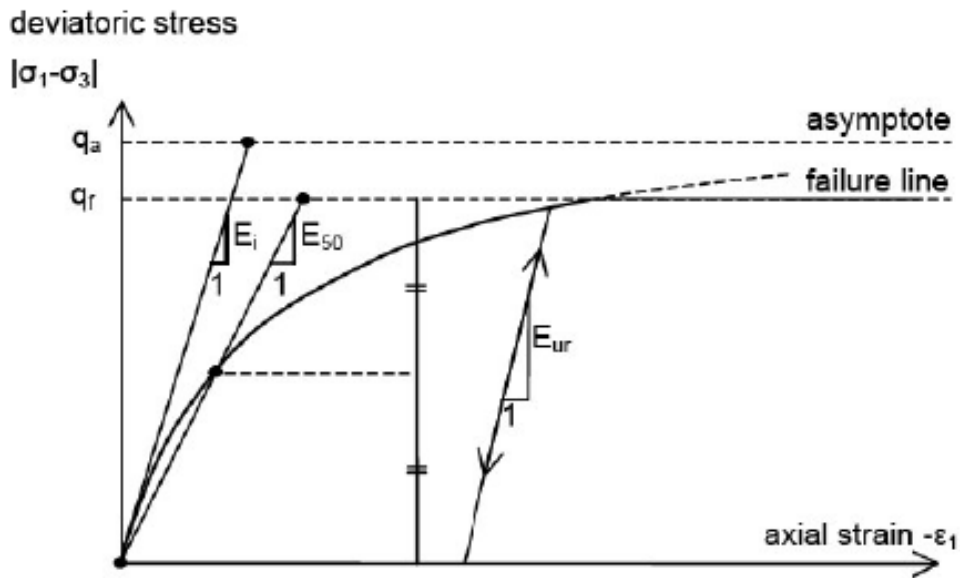
In het HS model is er sprake van intrinsieke relaties die de gebruiker niet geheel vrij laat om de parameters vrij te kiezen. Dit geldt onder andere voor de HS stijfheidsparameter:

$$E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \left(\frac{c \cos \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{\text{ref}} \sin \phi} \right)^m \quad (\text{C.3a})$$

$$E_{\text{oed}} = E_{\text{oed}}^{\text{ref}} \left(\frac{c \cos \phi - \sigma'_1 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{\text{ref}} \sin \phi} \right)^m \quad (\text{C.3b})$$

$$E_{\text{ur}} = E_{\text{ur}}^{\text{ref}} \left(\frac{c \cos \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{\text{ref}} \sin \phi} \right)^m \quad (\text{C.3c})$$

Deze stijfheidsparameters zijn alle spanningsafhankelijk, waarbij alleen voor de E_{oed} een andere hoofdspanning als uitgangspunt is gekozen, namelijk de grootste hoofdspanning terwijl voor de andere stijfheden van de laagste hoofdspanning is uitgegaan. Het stijfheidsmodel in het HS-model is zodanig geconstrueerd dat bij axiale compressie de stijfheid afneemt bij toenemende deviatorspanning. Dit gedrag is weergegeven in figuur C.1.

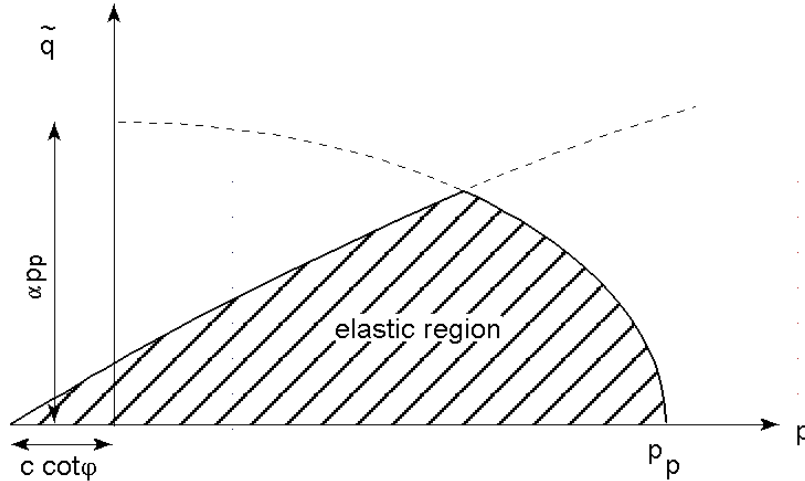


Figuur C.1 Relatie tussen de axiale rek en de axiale spanning

De afwijking van de initiële elastische stijfheid wordt aangemerkt als plastische rek. Deze plastische rek wordt beschreven door middel van friction hardening. De dwarscontractie-coëfficiënt voor ontlasting/herbelastingen (v_{ur}) beschrijft de elastische volumerek. Het model wordt gecompleteerd door de bezwijkratio (R_f), waarmee de stijfheid nabij het Mohr-Coulomb bezwijkcriterium worden gereduceerd. Deze parameter geeft de verhouding weer tussen de waarde van de deviatorspanning bij bezwijken, q_f , en de asymptotische waarde van de deviatorspanning, q_a . Deze waarde bepaalt impliciet het rekniveau waarop de sterkte is bereikt en dus bezwijken intreedt. Voor de bezwijkration wordt eigenlijk altijd de standaardwaarde van 0,9 gehanteerd.

Daarnaast kent het model ook compression hardening bij primaire samendrukking. De vorm van de cap is vergelijkbaar met die van het Soft Soil model / Camclay model, maar in dit geval gaat het *centrum* van de ellips (niet de achterzijde) door de oorsprong van de

spanningsruimte. Dit cap model is ook geschikt voor slappere grondsoorten zoals normaal-geconsolideerde klei en veen.



Figuur C.2 Visualisatie van de vloeicontour van het Hardening Soil model

C.2.3 Modelling gedrag van interface elementen

Tussen de constructieve elementen, zoals groutlichaam en damwanden e.d., en de grond moeten interface elementen worden toegepast. De eigenschappen van deze elementen wordt bepaald door de constructie en de grond. De interface sterkte is doorgaans lager dan de sterkte van de grond.

Interfaces kunnen in eindige elementenberekeningen worden gedefinieerd met eigenschappen die specifiek bij deze interface horen. Veelal is er geen enkele informatie over de eigenschappen en worden op basis van standaard waarden en praktische ervaring de waarden geschat. Daarom worden veelal de eigenschappen van het interface gekoppeld aan de daarnaast liggende grond.

De sterkte van het interface worden enerzijds beschreven door specifieke eigenschappen voor het interface (R_{inter}) en de dikte van het interface en daarnaast de sterkte parameters van de ernaast liggende grond:

$$\tau = -\sigma_n \tan(\varphi) + c \quad (C.4)$$

Deze formule is echter alleen toepasbaar bij grond waarvoor geldt dat $\varphi = \psi$. Doorgaans geldt echter $\psi = 0^\circ$ en in dat geval zal de grond naast de constructie eerder bezwijken dan het interface, omdat de sterkte van de grond beschreven wordt door:

$$\tau = -\sigma_n \sin(\varphi) + c \cos(\varphi) \quad (C.5)$$

Deze waarde is lager dan de sterkte in het interface. De sterkte in het interface wordt in eindige elementenberekeningen bepaald door:

$$\tau = R_{inter} [-\sigma_n \tan(\varphi) + c]. \quad (C.6)$$

De sterkteparameters φ , c en R_{inter} kunnen worden opgegeven. Met als uitgangspunt de sterkte van de naastliggende grond, geldt als bovengrenswaarde voor de interface sterkte:

$$R_{\text{inter}} \leq \frac{\cos(\varphi)\cos(\psi)}{1 - \sin(\varphi)\sin(\psi)}, \quad (\text{C.7})$$

Indien de benodigde gegevens voor het bepalen van deze bovengrenswaarde op basis van proeven dan wel literatuur niet bekend zijn, dan kan voor klei en veen een waarde van $R_{\text{inter}} = 0,50$ worden aangehouden en voor zand een waarde $R_{\text{inter}} = 0,66$. Voor de dikte van de interface elementen (δ_{inter}), die de dikte van de afschuifzone tussen grond en constructie representeert, dient vanuit praktisch oogpunt de standaardwaarde te worden aangehouden.

C.3 Achtergrond keuze gedraineerde of ongedraineerde analyse

Voor een beschrijving van de sterkte van de grond in sterkte-reductie berekeningen zijn er twee benaderingen mogelijk: een beschrijving met effectieve sterkteparameters (dus (c' en φ') en die met ongedraineerde³² sterkte-parameters (dat wil zeggen, $c' = c_u$ en $\varphi' = 0$).

De beschrijving met effectieve sterkteparameters kan zowel in een gedraineerde³² als ongedraineerde³² sterkte-reductie berekening worden toegepast; in het laatstgenoemde geval moet van niet-samendrukbaar water worden uitgegaan (zie bijlage C.3.3). De beschrijving met ongedraineerde³² sterkteparameters kan alleen in de ongedraineerde³² sterkte-reductie worden toegepast. Hieronder komen de achtergronden aan bod waarom op dit moment ongedraineerde³² analyses niet goed kunnen worden uitgevoerd.

C.3.1 Ongedraineerd grondgedrag

Bij een ongedraineerde³² analyse kan het grondwater niet afstromen in de analyse, er ontstaan wateroverspanningen. Omdat water in vergelijking tot de grond niet samendrukbaar is wordt de grond als geheel onsamendrukbaar. De duur van de belasting ten opzichte van de drainagecapaciteit van de laag bepaald of een laag als ongedraineerd³³ moet worden beschouwd. Een criterium voor het bepalen van ongedraineerd³³ belasten is:

$$\frac{c_v t}{h^2} \ll 1 \quad \text{met} \quad c_v = \frac{k}{\gamma_w (m_v + n\beta)} \quad (\text{C.8})$$

waarin:

h	: laagdikte
t	: belastingduur
c_v	: consolidatiecoëfficiënt
k	: permeabiliteit
γ_w	: massadichtheid van water
m_v	: verticale samendrukbaarheid van de laag en
$n\beta$	: samendrukbaarheid van de het grondwater.

32. (on)gedraineerd in relatie tot de wijze van analyseren in de sterkte-reductie (terminologie b, paragraaf 1.4)

33. ongedraineerd in relatie tot de omstandigheden waaronder de te beschouwen spannings- en sterkteverdeling ten gevolge van de belasting in werkelijkheid tot stand komt (terminologie a, paragraaf 1.4)

Bij lage doorlatendheid, korte belastingduur en dikke lagen moet uitgegaan worden van ongedraineerd³⁴ gedrag.

De ongedraineerde³⁵ bezwijkanalyses hebben als verschijnsel dat de waterdrukken lokaal zeer groot kunnen worden en dat deze over een korte afstand in teken kunnen wisselen (veelal zelfs binnen een element). De betrouwbaarheid van deze berekeningen is daardoor onduidelijk. Problemen zoals de oscillerende veiligheidsfactoren doen zich bij deze analyses niet voor. Mohr-Coulomb materialen met een dilatatiehoek ongelijk aan nul mogen niet toegepast worden voor ongedraineerde³⁵ berekeningen, omdat in dat geval er een overschatting of onderschatting van de sterkte gemaakt wordt.

C.3.2 Uitvoering van ongedraineerde analyses

De ongedraineerde³⁵ sterkte kan op twee manieren worden bepaald: enerzijds door te rekenen met een ongedraineerde³⁵ sterkte (c_u) en anderzijds met een ongedraineerd³⁵ c - ϕ materiaal in PLAXIS. Beide benaderingen worden in PLAXIS met het Mohr-Coulomb model beschreven en worden hieronder kort toegelicht.

Ongedraineerd³⁵ rekenen met ongedraineerde³⁵ sterkte (c_u)

Bij ongedraineerd³⁵ rekenen met de ongedraineerde³⁵ sterkte wordt de sterkte bepaald door het verschil van de grootste en kleinste hoofdspanning bij bezwijken:

$$c_u = \frac{1}{2} |\sigma'_1 - \sigma'_3| \quad (C.9)$$

Als invoer in PLAXIS moet $\varphi = 0^\circ$ en $\psi = 0^\circ$, worden gegeven. De cohesie (c) moet overeenkomen met de ongedraineerde³⁵ sterkte. De cohesie kan in PLAXIS opgegeven worden als variërend over de diepte bij de advanced options van het model. Als met ongedraineerde³⁵ sterkte wordt gewerkt is dit een optie die vaak gebruikt moet worden.

De ongedraineerde³⁵ sterkte kan bijvoorbeeld uit een triaxiaalproef worden bepaald. De ongedraineerde³⁵ sterkte is geen materiaalparameter, maar is een rekengrootheid die afhankelijk is van het gemiddelde effectieve spanningsniveau en van de manier van belasten: compressie, schuif of extensie. Dit vereist dat deze sterktes zowel in de proeven maar ook op iedere plaats in de simulatie kloppen. Dit vergt precieze administratie. Bovendien gaat dan de indeling in grondlagen niet meer op, omdat de belastingcondities niet uniform over een laag zijn. De methode geeft enerzijds een directe koppeling tussen proef en som, maar andere kant is het scala aan spanningsniveaus en belastingsituaties en praktijk en EEM simulatie zo groot dat er altijd geschipperd moet worden. Bij deze analyse is er geen invloed van de beginspanningssituatie.

34. ongedraineerd in relatie tot de omstandigheden waaronder de te beschouwen spannings- en sterkteverdeling ten gevolge van de belasting in werkelijkheid tot stand komt (terminologie a, paragraaf 1.4)

35. ongedraineerd in relatie tot de wijze van analyseren in de sterkte-reductie (terminologie b, paragraaf 1.4)

Ongedraineerd rekenen met ongedraineerd c - φ materiaal

Als met deze benadering wordt met het gedraineerde³⁶ Mohr-Coulomb model gewerkt in combinatie met niet samendrukbaar water. In deze benadering is het essentieel dat het effectieve spanningsmodel klopt met de ongedraineerde sterktes³⁶ uit de proeven.

De ongedraineerde³⁶ sterkte wordt hier bepaald door de effectieve gemiddelde spanning aan het begin van het ongedraineerd belasten:

$$c_u = -\sigma'_m{}^{\text{start}} \sin \varphi + c \cos \varphi \quad (\text{C.10})$$

De oriëntatie van hoofdspanningen speelt hierbij geen rol. De beginspanningssituatie speelt daarom een belangrijke rol in de grootte van de ongedraineerde³⁶ sterkte.

Om de waarde van de sterkte niet te overschatten kan de wrijvingshoek lager geschat worden door deze gelijk te stellen aan het equivalent sterkte model zoals bij de gedraineerde³⁶ analyses. Daarbij moet niet uitgegaan worden van het Best Guess Equivalent model. Voor het toe te passen equivalente model geldt dan:

$$\begin{aligned} \tan \varphi^* &= \sin \varphi \\ \psi^* &= 0 \\ c^* &= c \cos \varphi \end{aligned} \quad (\text{C.11})$$

C.3.3 Conclusie ongedraineerd gedrag

Er wordt echter geconcludeerd dat de ongedraineerde³⁶ simulaties niet goed kunnen worden uitgevoerd, doordat er onvoldoende onderbouwing is voor de te gebruiken sterkteparameters. De sterkte is mogelijk nog lager omdat het niet goed mogelijk is de wateroverspanningen, die tijdens het bezwijken gegenereerd worden, te kwantificeren. Daarom is de ongedraineerde³⁶ sterkte op basis van effectieve parameters gevaarlijk.

C.4 Invulling van gedraineerde analyse

C.4.1 Niet-associatief of associatief gedrag

In een gedraineerde³⁶ sterkte-reductie berekening met een niet-associatief materiaal model ($\psi \neq \varphi$) is het mogelijk om in een ontlastingsstak terecht te komen. Dit is het gevolg van lokalisatie van de deformaties in het schuifvlak. In het schuifvlak neemt de normaalspanning af, daardoor kan het buitengebied elastisch reageren. Dit is een ongewenste situatie.

In een stappenplan, waarin de robuustheid ervan een belangrijk aspect is, is het een ongewenste situatie om überhaupt in een ontlasttak terecht te kunnen komen. Ook al komt een dergelijke situatie niet dagelijks voor. In het gebruik van een associatief materiaalmodel ($\psi = \varphi$) zal dit niet gebeuren. Daarom wordt geconcludeerd dat in de gedraineerde³⁶ sterkte-reductie berekening associatief materiaalgedrag moet worden aangehouden.

36. (on)gedraineerd in relatie tot de wijze van analyseren in de sterkte-reductie (terminologie b, paragraaf 1.4)

N.B. Deze wijze van modelleren van de sterkte-reductie berekening staat overigens niet ver van de dagelijkse adviespraktijk af. Er wordt ook nu (impliciet) al veelvuldig een modellering op basis van associatieve parametersets toegepast, bijvoorbeeld bij gebruik van het klassieke rekenmodel MStab.

C.4.2 Equivalent associatief model

In een gedraineerde³⁷ analyse moet onderscheid worden gemaakt tussen de piek- en reststerkte van een materiaal. De pieksterkte is de maximale sterkte die bereikt kan worden en de reststerkte is de sterkte die overblijft bij doorgaand vervormen.

Er is een verschil tussen de piek- en reststerkte als de wrijvingshoek 25° of hoger is. De sterkte bij doorgaand bezwijken, de reststerkte, is lager dan de maximale sterkte. In de eindige elementen simulaties betekent dit dat het materiaal in schuifvlakken zal willen bezwijken. Tegelijkertijd met de schuifvlakvorming neemt de spanning loodrecht op schuifvlak af en komt er energie vrij. Dit mechanisme van schuifvlakvorming met het bijbehorende energieverlies maakt dat deze berekeningen zeer lastig uit te voeren zijn. Dit speelt zich vooral af bij materialen met een hoge wrijvingshoek en een dilatantiehoek van 0° . Dit zijn de sterkteparameters die overeenkomen met de kritieke sterkte in het Cam-Clay model en zoals deze meestal toegepast worden in de praktijk.

Het verdient daarom aanbeveling om in een gedraineerde³⁷ analyse met een equivalent associatief model te rekenen. Daartoe worden in het vervolg twee opties aangedragen om niet-associatieve ($\psi \neq \phi$) naar associatieve schuifsterkteparameters ($\psi = \phi$) te vertalen.

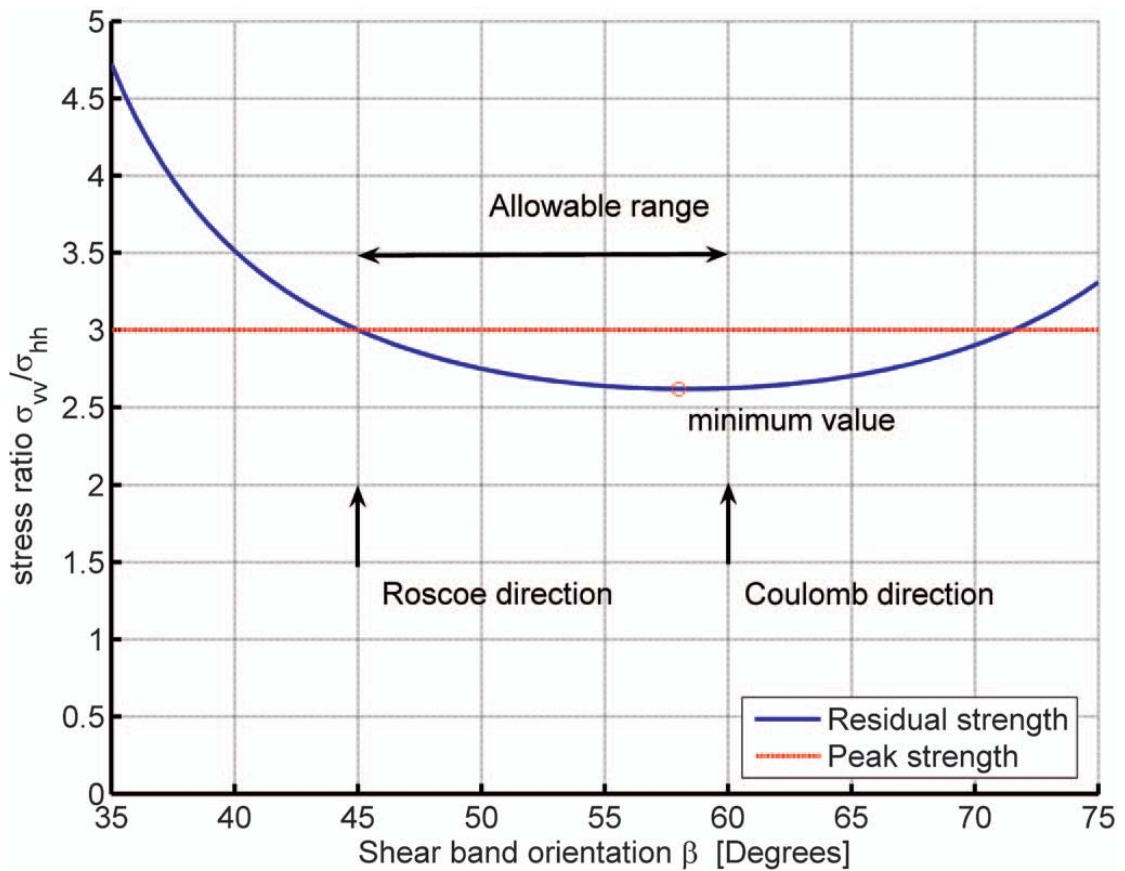
Vertaaloctie 1: Equivalent associatief model

Om deze problemen te voorkomen kan men de reststerkte (c , ϕ en ψ) ook als volgt vertalen naar parameters van een equivalent associatief materiaal model (c^* , ϕ^* en ψ^*), waarbij tevens de bepaling van de schuifvlakoriëntatie (β) is gegeven:

$$\begin{aligned}\tan \phi^* &= \frac{\cos \psi \sin \phi}{1 - \sin \phi \sin \psi} \\ \psi^* &= \phi^* \\ c^* &= c \frac{\cos \psi \cos \phi}{1 - \sin \phi \sin \psi} \\ \beta &= 45^\circ + \frac{\operatorname{atan}\left(\frac{\cos \psi \sin \phi}{1 - \sin \phi \sin \psi}\right)}{2}\end{aligned}\tag{C.12}$$

Deze nieuwe parameters van het onderliggende associatieve model geven de laagste reststerkte voor het bijbehorende niet associatieve model. Toepassing hiervan in PLAXIS voor spanningsgedomineerde problemen is mogelijk echter te conservatief. Voor bezwijkmechanismen nabij constructies zijn deze parameters van toepassing, maar in het vrije veld ligt het mechanisme niet vast en is de richting van bezwijken niet gefixeerd.

37. gedraineerd in relatie tot de wijze van analyseren in de sterkte-reductie (terminologie b, paragraaf 1.4)



Figuur C.3 Stress ratio voor de verschillende schuifvlakoriëntaties β voor materiaal met $\phi = 30^\circ$ en $\psi = 0^\circ$

In een biaxiaalproef kunnen schuifvlakoriëntaties optreden tussen de Roscoe richting: $45^\circ + (\psi / 2)$ en de Coulomb richting: $45^\circ + (\phi / 2)$ ten opzichte van de horizontale steunspanning. In al deze gevallen zal het materiaal bezwijken. Slechts voor één richting wordt de minimum waarde van $\sin(\phi)$ gevonden. In alle andere gevallen worden waarden die een grotere sterkte gevonden. De richting en de sterkte worden door bovenstaande parameters weergegeven.

Vertaaloptie 2: Best Guess Equivalent model

Uit de studie [DLT-stab 2008] voor niet-dilaterende wrijvingsmaterialen volgt een schatting voor de bezwijkvlakoriëntatie (β) tussen Roscoe en Coulomb, die een nog gunstigere waarde voor de te gebruiken sterkte geeft. Volgens de 'best guess equivalent' vertaling van de reststerkte (c , ϕ en ψ) naar equivalente associatieve sterkteparameters (c^* , ϕ^* en ψ^*):

$$\sin \phi^* = \frac{R}{\sin 2\beta - R \cos 2\beta} \quad \text{met} \quad \beta = 45^\circ + \frac{\phi + 4\psi}{10} \quad \text{en} \quad R = \frac{\cos \psi \sin \phi}{1 - \sin \phi \sin \psi}$$

$$\psi^* = \phi^*$$

$$c^* \cot \phi^* = c \cot \phi$$
(C.13)

De keuze hiervan berust op benaderen van de schuifvlakoriëntatie op basis van de sterkte parameters. Deze waarden zijn vergelijkbaar met waarden zoals deze door [Siriwardhana 2009] zijn gepresenteerd.

D Te verzamelen gegevens

Voor het uitvoeren van een eindige elementenberekening voor het toetsen van de macrostabiliteit van een primaire waterkering zijn de volgende punten van belang:

- randvoorwaarden voor de toetsing;
- maatgevende doorsnede van de waterkering;
- overige algemene gegevens;
- geometrie van de waterkering;
- hydraulische randvoorwaarden;
- geotechnische gegevens;
- geohydrologische gegevens;
- gegevens over constructieve elementen (indien aanwezig).

In deze bijlage wordt puntsgewijs aangegeven welke zaken concreet tot de bovengenoemde informatie behoren. De informatie die niet noodzakelijk (doch wenselijk) is voor het uitwerken van een case zijn als zodanig aangemerkt.

N.B. Niet alle gegevens zijn altijd noodzakelijk. Hierbij dient echter te worden benadrukt dat, zeker bij een waterkering met constructieve elementen, allerlei ook op het oog minder belangrijke gegevens kunnen bijdragen tot een goed beeld van de constructie en daardoor een goede schematisering resulterend in een kwalitatief goed toetsresultaat.

Algemene gegevens

Op basis van de volgende (historische) gegevens dient het de toetser duidelijk te worden of er voor de beschouwde strekking bijzondere aspecten van belang zijn:

- a) locatie
- b) referenties naar eerdere stabiliteitsberekeningen, grondonderzoeken en rapporten
- c) in het verleden uitgevoerde inspecties
- d) gegevens en resultaten van eerder uitgevoerde toetsen (indien beschikbaar)
- e) geschiedenis van de dijk/waterkering met vooral de recente versterkingen en bijzondere aspecten

Algemene randvoorwaarden

Om een waterkering te kunnen toetsen zijn voor de beschouwde strekking van belang:

- a) dijkkringfrequentie volgens de Wet op de Waterkering
- b) verkeersbelasting
- c) planperiode

Wat betreft de planperiode, geldt voor het ontwerp van een waterkering zonder constructieve elementen een planperiode van 50 jaar en voor een waterkering met een constructie een planperiode van 100 jaar. Bij het toetsen van een waterkering conform [V&W-VTV 2011] geldt in beide gevallen een planperiode van vijf jaar.

Geometrische randvoorwaarden

Mede voor het bepalen van de kritische doorsnede zijn de volgende gegevens van belang:

- a) dwarsprofiel (meest kritische doorsnede voor de analyse)
- b) langsprofiel (niet noodzakelijk)
- c) situatietekeningen
- d) opbouw en fasering van historische dijkversterkingen;
- e) locatie en afmetingen van constructieve elementen: damwanden, diepwanden, verankeringen, dijkmuur, kades, keldermuren etc. (in dwars- en langsrichting)
- f) niet-waterkerende objecten op en in de grondconstructie: gebouwen, windmolens, bomen, wegen, paalfunderingen, kabels en leidingen
- g) aanwezige overhoogte en leggerprofiel met dijktafelhoogte en taludhelling

Van de beschouwde strekking van de dijk dient de opbouw en geometrie vastgelegd te zijn zoals deze eruit ziet op het moment van toetsing. Daarbij is ook de actuele hoogte van de dijk van belang. Formeel wordt bij de toetsing conform het VTV 5 jaar vooruit gekeken met de toetsvraag: is de dijk nu en komende 5 jaar goed. De dijkhoogte wordt getoetst rekening houdende met eventuele zetting van de komende vijf jaar. Van belang hierbij is of er nog overhoogte aanwezig is boven het benodigde Toetspeil.

Hydraulische randvoorwaarden

Het water vormt doorgaans de meest dominante en kritische belasting op de waterkering. Op basis van de volgende gegevens dient daarom vast te worden gelegd welke waterpeil door de waterkering nog gekeerd moet kunnen worden:

- a) te keren maatgevende buitenwaterstand onder extreme omstandigheden (MHW) en het verloop hiervan in de tijd, alsmede de waterstanden onder normale omstandigheden;
- b) waterstanden binnendijs (polderpeilen) onder normale en extreme omstandigheden.

Voor zover mogelijk hoort hierbij ook de informatie over het tijdsafhankelijke dan wel stationaire verloop van het grondwater, onder invloed van bijvoorbeeld getijden, onder normale en extreme omstandigheden. Daarbij moet ook onderscheid naar het verloop van de freatische grondwaterstand, de waterspanningen in de diepte en de stijghoogte in dieper gelegen zandlagen worden gemaakt, waarvoor naar [TRWD 2004] wordt verwezen.

Geotechnische gegevens

De volgende aspecten bepalen de geotechnische gegevens:

- a) geotechnisch dwarsprofiel (indien beschikbaar)
- b) geotechnisch lengteprofiel (indien beschikbaar)
- c) zettingsverloop in de tijd (kruin en evt. voor en achterland (autonome zettingen))
- d) zettingsverloop van de dijk (indien beschikbaar)
- e) mogelijke drainages in de dijk
- f) boringen en sonderingen en hun locaties

- g) resultaten laboratoriumonderzoek:
- type laboratoriumproef (zoals celproef, triaxiaalproef, Simple Shear proef)
 - wijze van uitvoering laboratoriumproef (zoals triaxiaal compressie/extensie, drained/undrained, single/multi stage)
 - volumegewichten van de grond (verzadigd en onverzadigd)
 - schuifsterkteparameters (gemiddelden, karakteristieke waarden of rekenwaarden)
 - variatiecoëfficiënten en verdelingsfuncties
 - stijfheidparameters; (indien beschikbaar)
 - doorlatendheden, horizontaal en verticaal

De gegevens over het zettingsverloop van de dijk helpen om een betere afschatting te maken van de nog te verwachten zettingen in de toetsperiode (ook autonome zettingen). Dit kan worden gebruikt bij het vaststellen van de geometrie van de dijk. Hierbij dient ook aan de autonome maaiveld daling (en eventuele polderpeil-daling) te worden gedacht.

Geohydrologische gegevens

De volgende aspecten bepalen de geohydrologische gegevens:

- a) stijghoogte van het grondwater in het pleistocene zand of eventuele tussenzandlagen;
- b) verloop van het freatisch vlak in de dijk;
- c) waterspanningsmetingen en peilbuismetingen in dijk en ondergrond (niet noodzakelijk);
- d) informatie uit geohydrologische kaarten (niet noodzakelijk);
- e) neerslaggegevens en koppeling met gemeten grondwaterstand (niet noodzakelijk).

Wat betreft de noodzakelijke gegevens over de stijghoogte in het pleistocene zand of eventuele tussenzandlagen en het freatische vlak wordt ook verwezen naar [TRWD 2004].

Gegevens van constructieve elementen (indien aanwezig)

De volgende aspecten bepalen de gegevens over de aanwezige constructieve elementen:

- a) afmetingen van de constructieve elementen:
 - lengte
 - breedte
 - diepte
 - inheinniveau van damwanden en palen
 - aanlegniveau diepwand
- b) sterkte- en stijfheidsgegevens van de constructieve elementen
- c) gegevens over aanwezige staalconstructies:
 - damwandprofiel, scheve buiging
 - gordingprofiel
 - ankerdoorsnede en -lengte
 - staalkwaliteit
 - variatiecoëfficiënten
- d) betonconstructies:
 - diepwanddikte
 - palenplan
 - betonkwaliteit
 - wapening (inclusief staalkwaliteit)
 - variatiecoëfficiënten

E Voorbeeldcase

Samenvatting

Binnen het deelproject 'Analyse macro-stabiliteit van dijken met EEM' van SBW-project 'Werkelijke Sterkte', dat in opdracht van de Waterdienst van Rijkswaterstaat door Deltares is uitgevoerd, is een veiligheidsfilosofie en stappenplan ontwikkeld voor het toetsen van de macrostabiliteit van primaire waterkeringen (al dan niet met eenvoudige constructies zoals damwanden) met behulp van Eindige Elementen Methode. Met als doel te komen tot een richtlijn waarmee in de praktijk tot resultaten uit 2D plane strain stabiliteitsanalyses op basis van de Eindige Elementen Methode wordt gekomen die in een toetsing aan de wettelijk vereiste veiligheid worden geaccepteerd.

Ter ondersteuning van dit stappenplan is de onderliggende voorbeeldcase uitgewerkt, welke is gebaseerd op een werkelijke situatie die is aangepast om de volledige werking van het stappenplan te illustreren. De aanpassingen hebben vooral betrekking op de sterkte-eigenschappen van grondlagen en de constructieve versterking.

Het constructief versterkte dwarsprofiel blijkt uiteindelijk wat betreft de globale veiligheid te voldoen. De toetsing van de constructieve elementen levert echter, zowel voor de spanning in de damwand als de spanning in de verankering, tot een negatief resultaat. Het verfijnen van de mesh heeft in het onderhavige geval een significante positieve invloed op de berekeningsresultaten (reductie maatgevende krachten en het moment 15 à 20%). Het aanhouden van een grotere mesh leidt tot een minder significante reductie (5 à 8%) van de maatgevende krachten en het moment.

Inhoud

1	Inleiding	1
2	Input voorbeeldcase met damwand	3
2.1	STAP 1: Verzamelen algemene gegevens	4
2.1.1	STAP 1a: Bepalen strekking met meest kritische doorsnede	4
2.1.2	STAP 1b: Te verzamelen algemene gegevens	4
2.2	STAP 2: Vaststellen minimaal vereiste maatgevende stabiliteitsfactor	11
2.2.1	STAP 2a: Bepalen schematiseringsfactor	11
2.2.2	STAP 2b: Bepalen modelfactor	11
2.2.3	STAP 2c: Bepalen schadefactor	11
2.2.4	STAP 2d: Bepalen opschaalfactor	11
2.2.5	STAP 2e: Vaststellen minimaal vereiste maatgevende stabiliteitsfactor	12
2.3	STAP 3: Opzetten geometrie	12
2.3.1	STAP 3a: Bepalen omvang van de mesh	12
2.3.2	STAP 3b: Kiezen type element in relatie tot de laagopbouw	13
2.4	STAP 4: Modelleren van materiaalgedrag	14
2.4.1	STAP 4a: Vaststellen constitutief model grondgedrag en stijfheden	14
2.4.2	STAP 4b: Vaststellen parameterset M1 schuifsterkte grondlagen	14
2.4.3	STAP 4c: Vaststellen parameterset M2 schuifsterkte grondlagen	15
2.4.4	STAP 4d: Vaststellen opschaalfactor voor gedraineerde sterkte-reductie berekening	15
2.4.5	STAP 4e: Vaststellen parametersets voor constructieve elementen	15
2.4.6	STAP 4f: Vaststellen parametersets voor interface elementen	15
2.5	STAP 5: Vaststellen hydraulische en geohydrologische randvoorwaarden	16
3	Resultaten toetsing groene dijk-situatie	17
3.1	Resultaten gedraineerde sterkte-reductie berekening groene dijk	17
3.2	Conclusie met betrekking tot groene dijk-situatie	20
4	Uitwerking voorbeeldcase met damwand	21
4.1	STAP 6: Genereren van initiële situatie	21
4.1.1	STAP 6a: Genereren initiële waterspanningen	21
4.1.2	STAP 6b: Genereren effectieve spanningen door eigen gewicht	22
4.1.3	STAP 6c: Genereren freatische lijn	23
4.2	STAP 7: Opbouwen van belastingfase	24
4.2.1	STAP 7a: Genereren waterspanningen onder normale omstandigheden	25
4.2.2	STAP 7b: Aanbrengen constructieve elementen	26
4.2.3	STAP 7c: Genereren waterspanningen onder extreme omstandigheden	27
4.2.4	STAP 7d: Aanbrengen verkeersbelasting	28
4.3	STAP 8: Opzetten sterkte-reductie berekening (feitelijke toets)	29
4.3.1	STAP 8a: Uitvoeren ongedraineerde sterkte-reductie berekening	29
4.3.2	STAP 8b: Aanpassen parameterset	33
4.3.3	STAP 8c: Uitvoeren gedraineerde sterkte-reductie berekening	34
5	Interpretatie en controle resultaten	39
5.1	STAP 9a: Toetsing globale veiligheid	39
5.2	STAP 9b: Toetsing constructieve elementen	39

5.2.1	Toetsing van stalen damwand AZ 28 (staalkwaliteit S240)	39
5.2.2	Toetsing verankering (staalkwaliteit MW450)	39
5.3	STAP 9c: Controle resultaten	39
5.3.1	Invloed fijnere mesh in gedraineerde sterkte-reductie berekening	39
5.3.2	Invloed grotere mesh in gedraineerde sterkte-reductie berekening	42

1 Inleiding

Als gevolg van technische en maatschappelijk ontwikkelingen komen bij het toetsen op macrostabiliteit in toenemende mate situaties voor waarbij klassieke rekenmodellen tekort schieten. Dit is het geval bij waterkeringen met een complexe geometrie en/of grondlaagstratificatie en in situaties waarin constructieve elementen in de waterkering zijn aangebracht. In dergelijke situaties is er vaak sprake van een complex bezwijkmechanisme, dat alleen met behulp van de Eindige Elementen Methode (EEM) goed kan worden getoetst.

Met het rapport “Analyse Macrostabiliteit Dijken op basis van de Eindige Elementen Methode” van december 2010 wordt een eenduidige richting gegeven voor het op basis van een 2D plane strain EEM-berekening uitvoeren van een toets van bestaande, constructief versterkte dijken op macrostabiliteit. Waarmee tot een toetsresultaat kan worden gekomen dat qua veiligheid in overeenstemming is met een toetsing volgens de bestaande normen met klassieke rekenmodellen. Wat uiteindelijk leidt tot een eenduidige en betrouwbare (en daarmee geaccepteerde) wijze om de stabiliteit van een primaire waterkering aan de wettelijk vereiste veiligheid te toetsen.

Deze voorbeeldcase is gebaseerd op een werkelijke situatie, die echter is aangepast om de volledige werking van het stappenplan te illustreren. De aanpassingen hebben vooral betrekking op de sterkte-eigenschappen van grondlagen en de constructieve versterking. Er is dan ook geen toetsing op basis van een klassieke glijvlakberekening voorhanden.

Belangrijk: In een feitelijke toetsing is het noodzakelijk om een toetsing van de groene dijsituatie (dus zonder constructieve elementen) met zowel een klassieke glijvlakberekening als met een EEM-model te hebben. Deze beide toetsingen zouden een vergelijkbaar resultaat qua mechanisme en stabiliteitsfactor moeten opleveren, om de bruikbaarheid van de uitgevoerde EEM-toetsing met constructieve versterking te kunnen motiveren.

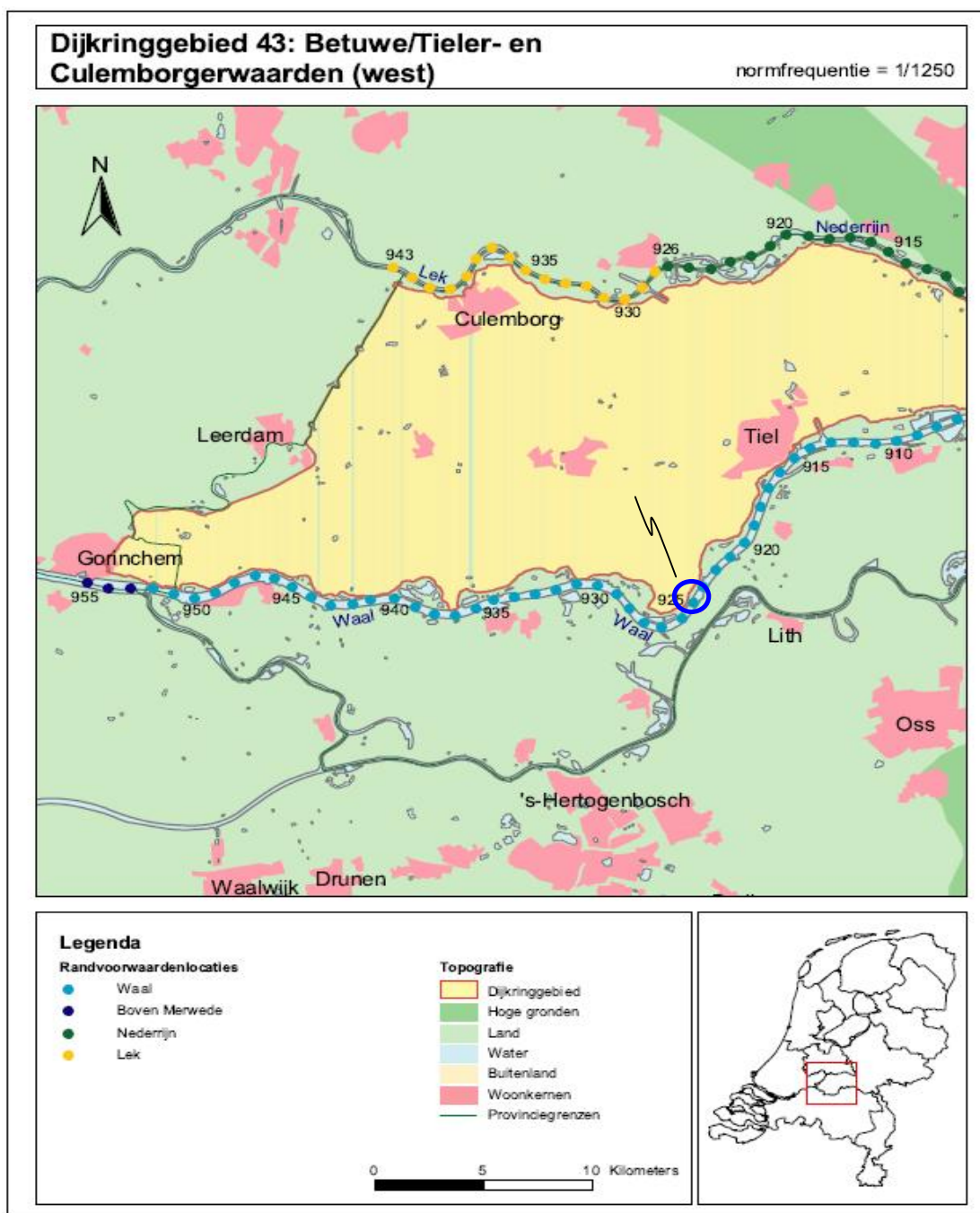
Bij gebruik van de het rapport “Analyse Macrostabiliteit Dijken op basis van de Eindige Elementen Methode” en interpretatie van deze voorbeeldcase dient rekening te worden gehouden met het feit, dat in het ontwikkelen van de handreiking de nadruk heeft gelegen op het ontwikkelen van een conservatief stappenplan voor waterkeringen zonder constructies of met eenvoudige constructies (zoals damwanden). Er is nog niet nagegaan tot welk betrouwbaarheidsniveau het geheel van regels en procedures in het rapport in de praktijk leidt. In de toekomst zal er op basis van voortschrijdend inzicht uit vervolgonderzoek waarschijnlijk scherper kunnen worden getoetst. Daarvoor is wel meer inzicht noodzakelijk in:

- de invloed van de constructieve elementen en de grondconstructie interactie op de hoogte van de veiligheidsfactoren;
- de ruimte die er in de additionele veiligheidsfactoren ten behoeve van de onzekerheden in de rekenmethode voor de krachtsverdeling in constructieve elementen zit;
- de invloed van de verdeling van de grondstijfheid op de krachtsverdeling;
- de waarde van ongedraineerde analyses met eindige elementen modellen.

Tot slot dient nog te worden vermeld dat in het stappenplan volgens het rapport “Analyse Macrostabiliteit Dijken op basis van de Eindige Elementen Methode” de materiaalfactoren worden geadviseerd die, net als in de huidige praktijk, zijn gebaseerd op resultaten uit multi-stage triaxiaalproeven. Dit gaat op korte termijn waarschijnlijk veranderen.

2 Input voorbeeldcase met damwand

Er dient een toetsing van het dijkvak Varik-Heesselt in de Tieler- en Culemborgerwaard te worden uitgevoerd. Deze te beschouwen primaire waterkering betreft een rivierdijk in het bovenrivierengebied juist ten oosten van Zaltbommel (zie figuur 2.1).



Figuur 2.1: Locatie dijkvak Varik-Heesselt in Dijkringgebied 43 west [V&W-HR 2006]

2.1 STAP 1: Verzamelen algemene gegevens

2.1.1 STAP 1a: Bepalen strekking met meest kritische doorsnede

In deze voorbeeldcase wordt het constructief versterkte dwarsprofiel hm 78.0 (zie figuur 2-2) als de meest kritische doorsnede van het dijkvak Varik-Heesselt tussen hm 76.0 en hm 148.5 in de Tieler- en Culemborgerwaard aangehouden.



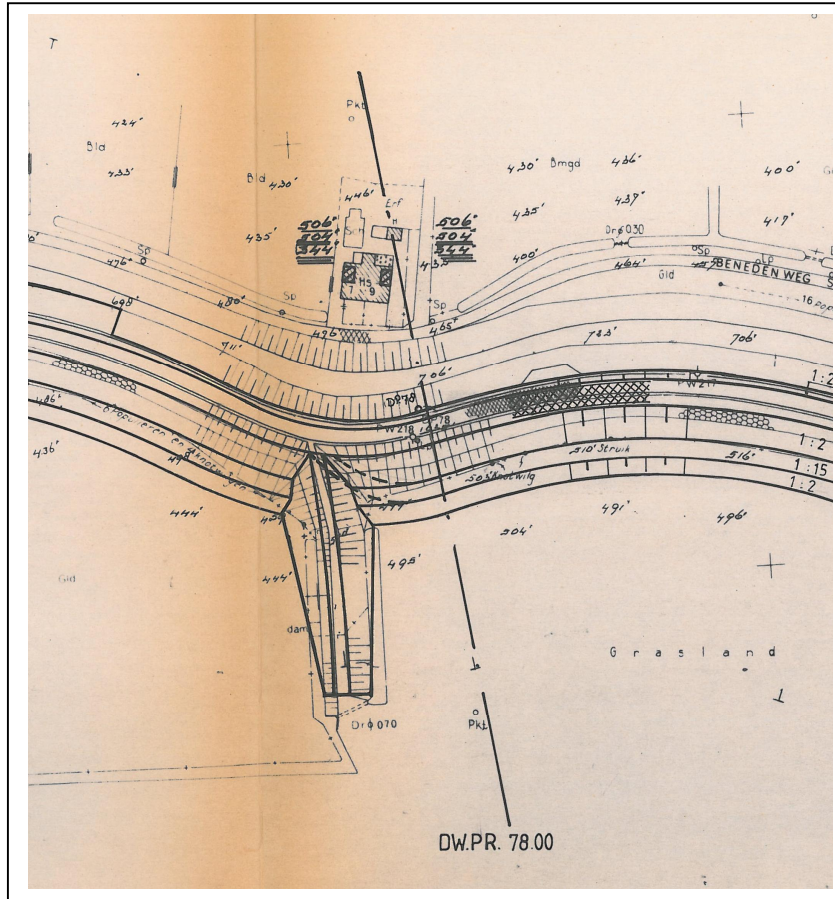
Figuur 2.2: Locatie dwarsprofiel hm 78.0 in dijkvak Varik-Heesselt (bron: Google Maps)

2.1.2 STAP 1b: Te verzamelen algemene gegevens

Over de meest kritische doorsnede hm 78.0 zijn de volgende gegevens bekend:

Algemene gegevens

- Het dwarsprofiel hm 78.0 (zie figuur 2.3) bevindt zich in het dijkvak Varik-Heesselt tussen hm 76.0 en hm 148.5 in de Tieler- en Culemborgerwaard (bovenrivierengebied).
- Voor het gehele dijkvak is een grondmechanisch rapport (inclusief MStab-geometrie) voorhanden, waarop de hier gebruikte grondparameters zijn gebaseerd. Er is echter geen MStab-toetsing met de hier gebruikte grondsterkte uitgevoerd.
- Er zijn geen gegevens beschikbaar over in het verleden uitgevoerde inspecties.
- Er is een verankerde stalen damwand ter plaatse van het snijpunt van de berm en het binnentalud aanwezig. Verder wordt opgemerkt dat de binnenweg tijdens hoogwaterperioden plaatselijk blank komt te staan door water dat door het dijklichaam en de korte binnenberm dringt. Verder treedt in het binnendijs aanwezige populierenbos plaatselijk kwel op (omgeven door een kwelkade).



Figuur 2.3: Bovenaanzicht situatie dwarsprofiel hm 78.0

Algemene randvoorwaarden

- Voor dit dijkvak, onderdeel van dijkkring 43 met een totale dijkkringlengte van 169 km, geldt een dijkkringfrequentie van 1/1.250 met een betrouwbaarheidsindex $\beta = 4,6$ per jaar.
- Op de dijk dient rekening te worden gehouden met een verkeersbelasting van 13 kN/m² over een breedte van 2,5 m.
- De planperiode voor de onderhavige toetsing is 5 jaar.

Geometrische randvoorwaarden en gegevens constructieve elementen

- Op basis van de MStab-geometrie voor het beschouwde dwarsprofiel hm 78.0 is een representatieve schematisatie (zie figuur 2.4) gemaakt, waaruit de volgende niveaus ten behoeve van de PLAXIS-analyse zijn afgeleid:

- maaiveld polderzijde: NAP +4,20 m
- maaiveld rivierzijde: NAP +4,30 m
- bovenkant zandlaag: NAP –1,80 m
- actuele kruinhoogte: NAP +11,00 m
- hoogte binnenberm: NAP +7,20 m tot NAP +7,00 m

- In de beschouwde doorsnede is ter plaatse van het snijpunt van de berm met het binnentalud (op $X = 9,0$ m) een verankerde damwandconstructie aanwezig, opgebouwd uit:
 - stalen damwandplanken AZ 28 met staalkwaliteit S240 (zie tabel 2.1) met boven- en onderkant damwand op respectievelijk NAP +7,20 m en NAP –9,00 m;
 - verankeringen (zie tabel 2.2) met staalkwaliteit MW450, hart-op-hart afstand 3 m, op 0,5 m onder de kop van de damwand (NAP +6,7 m) en onder een hoek van 30° met de verticaal in de zandlaag aangebracht.

vloeigrens, gemiddeld	240 N/mm ²
traagheidsmoment (I)	58.940 cm ⁴ per m wand*
dwarsdoorsnede (A)	211 cm ² per m wand*
elastisch weerstandsmoment (W)	2.755 cm ³ per m wand*
gewicht	166 kg/m per m wand*
wanddikte (s)	13,2 mm
elasticiteitsmodulus (E)	210.000 N/mm ²
* bron: www.arcelormittal.com	

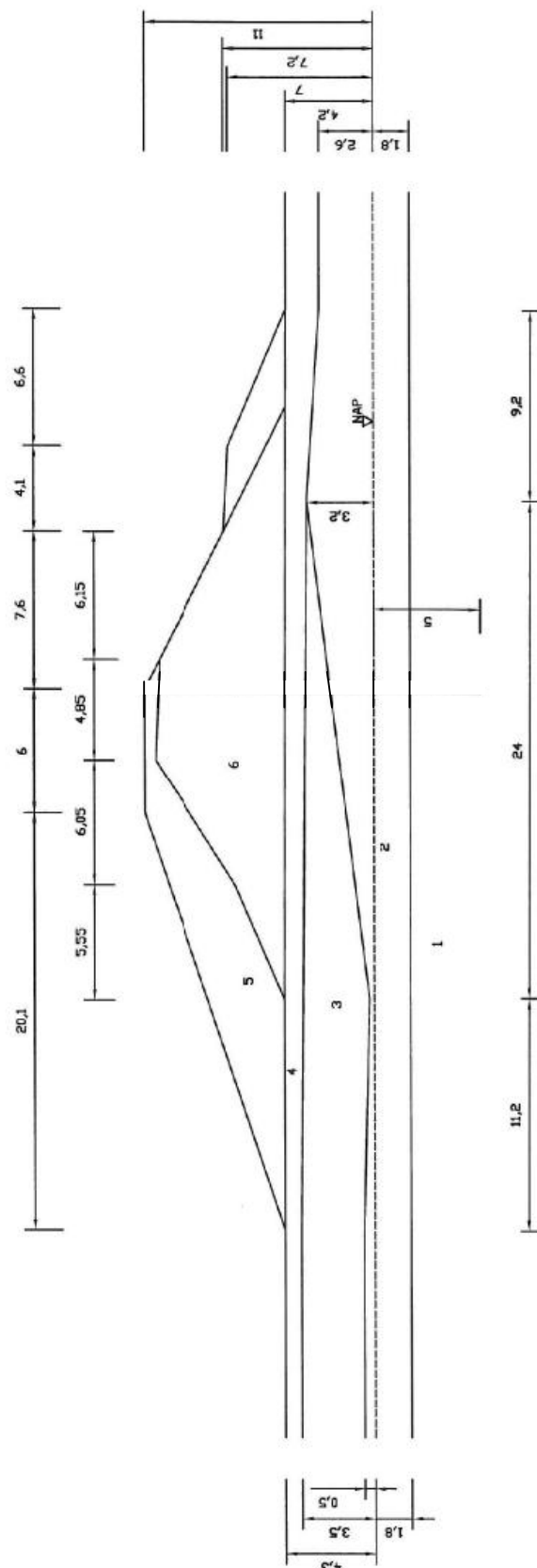
Tabel 2.1: Eigenschappen damwandprofiel AZ 28 (S240)

N.B. Ter vereenvoudiging wordt in dit voorbeeld geen rekening gehouden met scheve buiging en met corrosie op het tijdstip van toetsing. Daarnaast wordt er vanuit gegaan dat de constructieve versterking met de damwand de freatische lijn en de stijghoogte in het dieper gelegen zand in alle fases niet beïnvloedt.

vloeigrens, gemiddeld	470 N/mm ²
dwarsdoorsnede Ø38 mm (A)	1.134 mm ² per ankerstang
elasticiteitsmodulus (E)	210.000 N/mm ²

Tabel 2.2: Eigenschappen verankering (MW450)

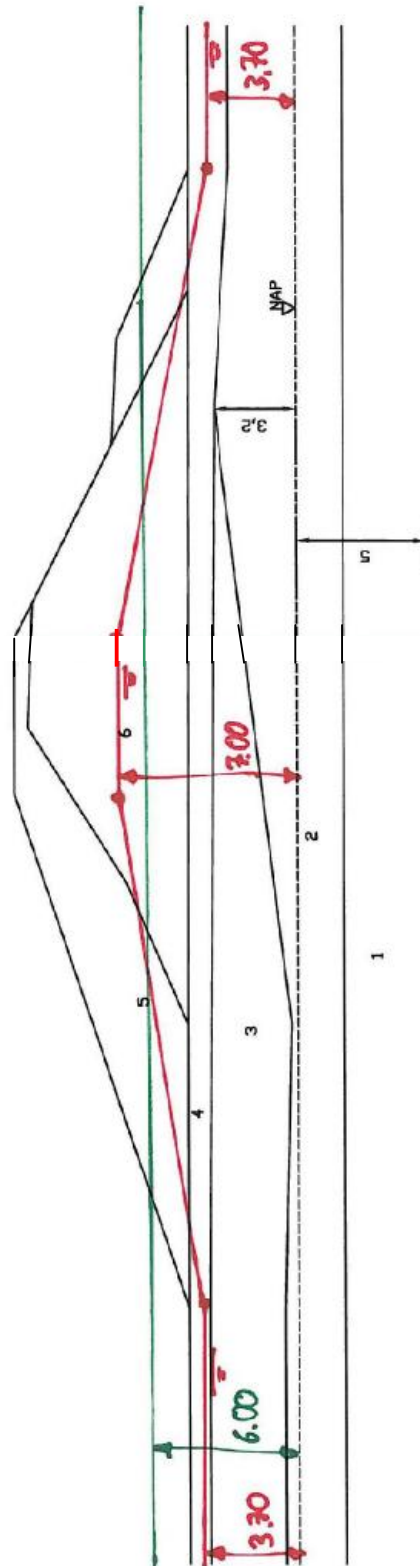
- Uit figuur 2.2 en figuur 2.3 blijkt dat midden op de kruin van het dwarsprofiel een wegverharding aanwezig is. De invloed hiervan op de macrostabiliteit wordt meegenomen door hier een verkeersbelasting van 13 kN/m² aan te houden. De wegverharding is vanwege zijn geringe dikte niet als laag in de dwarsdoorsnede opgenomen.



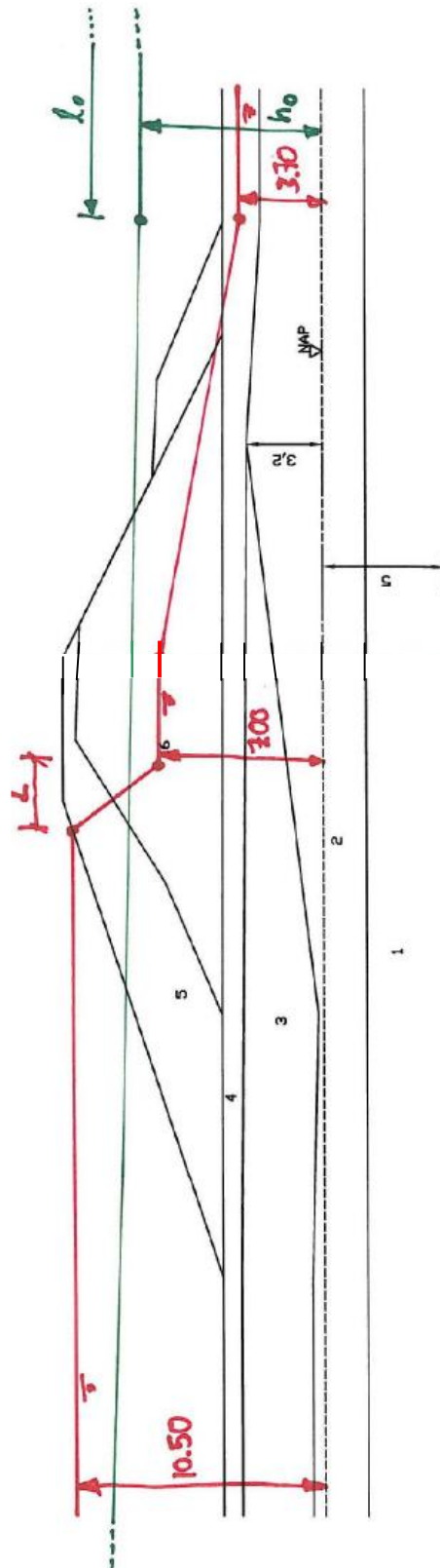
Figuur 2.4: Representatieve schematisatie van dwarsprofiel hm 78.0

Hydraulische randvoorwaarden en geohydrologische gegevens

- Voor de analyse van de macrostabiliteit wordt een onderverdeling naar de hydraulische randvoorwaarden onder normale en extreme omstandigheden gemaakt:
 - onder normale omstandigheden geldt het grondwaterregime volgens figuur 2.6:
 - o polderpijl: NAP +3,70 m;
 - o waterstand rivier: NAP +3,70 m;
 - o freatische lijn verloopt van NAP +3,70 m aan de rivierzijde met een opbolling tot NAP +7,00 m in de dijk tot NAP +3,70 m aan de polderzijde;
 - o stijghoogte in de zandlaag verloopt horizontaal op niveau NAP +6,00 m (GHW);
 - o er zijn geen waterspanningsmetingen in de slappe lagen voorhanden, daarom wordt het waterspanningsverloop veilig conform [TRWD 2004] geschematiseerd;
 - o er wordt aangenomen dat de damwand geen invloed heeft op het verloop van de freatische lijn en de stijghoogte in de zandlaag.
 - onder extreme omstandigheden geldt het grondwaterregime volgens figuur 2.7:
 - o polderpijl: NAP +3,70 m;
 - o waterstand rivier: NAP +10,50 m;
 - o freatische lijn verloopt conform de veilige aanname in Bijlage 1 van [TRWD 2004], uitgaande van een indringing in het buitentalud bij NAP +10,50 m, aflopend over een indringlengte L tot NAP +7,00 m in de dijk en daarna aflopend tot NAP +3,70 m onder de teen van de binnenberm;
 - o stijghoogte in de zandlaag op een afstand van 25 m uit de buitenteen (richting rivier) is NAP +10,50 m, waarbij met een grenspotentiaal h_0 van NAP +7,70 m over de opdrijflengte l_0 van 12,00 m rekening wordt gehouden;
 - o er zijn geen waterspanningsmetingen in de slappe lagen voorhanden, daarom wordt het waterspanningsverloop veilig conform [TRWD 2004] geschematiseerd, met een indringdiepte in het slappe lagenpakket verlopend van 2,30 m (rivierzijde) tot 2,00 m (polderzijde) om dunne lagen in de mesh te voorkomen;
 - o er wordt aangenomen dat de damwand geen invloed heeft op het verloop van de freatische lijn en de stijghoogte in de zandlaag.



Figuur 2.5: Grondwaterregime onder normale omstandigheden (rode en groene verloop representeren de freatische lijn respectievelijk stijghoogte in zandlaag)



Figuur 2.6: Grondwaterregime onder normale omstandigheden (rode en groene verloop representeren de freatische lijn respectievelijk stijghoogte in zandlaag)

Geotechnische gegevens

Op basis van een aantal sonderingen en boringen in de directe omgeving, alsmede triaxiaalproeven op grondmonsters ontleend aan deze boringen, is tot de karakteristieke waarden voor de sterkteparameters in tabel 2.3 gekomen.

	γ_{dr} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	ϕ_{kar} [°]	c_{kar} [kPa]
6 Dijkmateriaal oud	19	19,5	28	13
5 Dijkmateriaal nieuw	17	17	29	4
4 Klei bruin	19	19	29	11
3 Klei grijs	17,5	17,5	26	15
2 Klei venig	16	16	26	16
1 Zand	18	19,5	35	0

Tabel 2.3: Karakteristieke waarden van de sterkteparameters

2.2 STAP 2: Vaststellen minimaal vereiste maatgevende stabiliteitsfactor

2.2.1 STAP 2a: Bepalen schematiseringsfactor

Met een schematiseringsfactor (γ_b) worden onzekerheden in de bodemopbouw en de waterspanningen in rekening gebracht. Gezien de beperkte hoeveelheid gegevens, wordt hier voor de schematiseringsfactor een conservatieve waarde van 1,30 aangehouden.

2.2.2 STAP 2b: Bepalen modelfactor

In het onderhavige geval is er geen sprake van opdrijven. Voor de modelfactor (γ_d) wordt dan ook een waarde gelijk aan 1,0 aangehouden.

2.2.3 STAP 2c: Bepalen schadefactor

Om het verschil tussen het vereiste betrouwbaarheidsniveau (β_{nodig}) en het basis-betrouwbaarheidsniveau (β) te corrigeren, wordt een schadefactor (γ_n) toegepast. Conform [TRWG-Ad 2007] dient in het bovenrivierengebied een vereiste betrouwbaarheidsindex van $\beta_{nodig} = 4,60$ (1/jaar) te worden aangehouden. Dit resulteert in een schadefactor van 1,08.

2.2.4 STAP 2d: Bepalen opschaaftactor

Conform de procedure voor het bepalen van de opschaaftactor, wordt in tabel 2.4 de set met associatieve sterkteparameters (M2) uit de karakteristieke sterkteparameters in tabel 2.3 afgeleid. Parameterset M2 dient in de sterkte-reductie berekening te worden toegepast.

	niet-associatief ($\psi = 0^\circ$)				Associatief ($\psi = \phi^\circ$)		
	set M1				set M2		
	ϕ_{kar} [°]	c_{kar} [kPa]	ϕ_d [°]	c_d [kPa]	ϕ_d^* [°]	ψ_d^* [kPa]	c_d^* [kPa]
6 Dijkmateriaal oud	28	13	23,9	10,4	23,2	23,2	10,0
5 Dijkmateriaal nieuw	29	4	24,8	3,2	24,0	24,0	3,1
4 Klei bruin	29	11	24,8	8,8	24,0	24,0	8,5
3 Klei grijs	26	15	22,1	12,0	21,5	21,5	11,7
2 Klei venig	26	16	22,1	12,8	21,5	21,5	12,5
1 Zand	35	0	30,3	0	28,8	28,8	0

Tabel 2.4: Afleiding associatieve parameterset M2 uit niet associatieve parameterset M1

Voor de stabiliteitsnorm (γ_{Bishop}) waaraan de constructie volgens [TRWG-Ad 2007] bij een berekening met een klassiek glijvlakmodel met niet-associatieve rekenwaarden van de schuifsterkteparameters moet voldoen geldt:

$$\gamma_{\text{Bishop}} = \gamma_b \cdot \gamma_d \cdot \gamma_n = 1,30 \cdot 1,00 \cdot 1,08 = 1,404$$

Vervolgens kan op basis van tabel 2.4 voor elke grondlaag de verhouding ($\gamma_{\text{mat},i}$) tussen de niet-associatieve karakteristieke waarde en de associatieve rekenwaarde van elke schuifsterkteparameter worden bepaald. Het resultaat wordt in tabel 2.5 weergegeven waaruit een maximale verhouding, en daarmee opschaaftactor, gelijk aan 1,30 volgt.

	φ_{kar} [°]	φ_d^* [°]	$\gamma_{\text{mat},\varphi}$ [-]	c_{kar} [kPa]	c_d^* [kPa]	$\gamma_{\text{mat},c}$ [-]
6 Dijkmateriaal oud	28	23,2	1,21	13	10,0	1,30
5 Dijkmateriaal nieuw	29	24,0	1,21	4	3,1	1,29
4 Klei bruin	29	24,0	1,21	11	8,5	1,29
3 Klei grijs	26	21,5	1,21	15	11,7	1,28
2 Klei weinig	26	21,5	1,21	16	12,5	1,28
1 Zand	35	28,8	1,22	0	0	nvt

Tabel 2.5: Bepaling van maximale verhouding tussen niet-associatieve karakteristieke waarde en associatieve rekenwaarde van schuifsterkteparameters

- 2.2.5 STAP 2e: Vaststellen minimaal vereiste maatgevende stabiliteitsfactor
Conform het stappenplan dient de maatgevende stabiliteitsfactor ($\Sigma MSF_{\text{doorgaand bezwijken}}$) in de EEM-analyse minimaal gelijk te zijn aan de opgeschaalde vereiste stabiliteitsnorm (γ_{EEM}):

$$\gamma_{\text{EEM}} = \gamma_b \cdot \gamma_d \cdot \gamma_n \cdot \gamma_{\text{mat}} = 1,30 \cdot 1,00 \cdot 1,08 \cdot 1,30 = 1,83$$

N.B. Meer inzicht in de invloed van constructieve elementen op de veiligheidsfactoren maakt het mogelijk de veiligheidsfactoren te optimaliseren, om daarmee een eventuele overdimensionering te voorkomen.

2.3 STAP 3: Opzetten geometrie

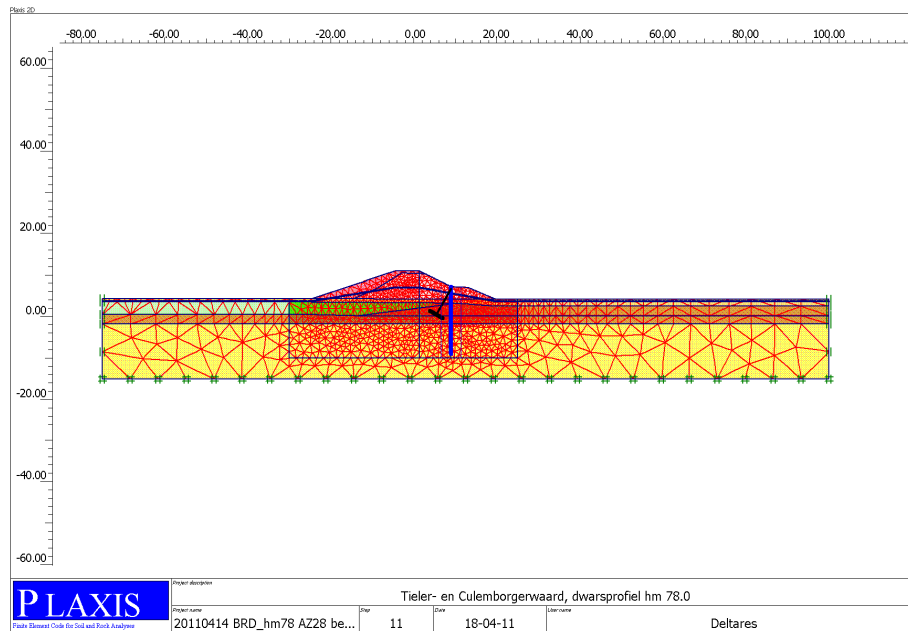
Voor het toetsen van de macrostabiliteit van dwarsprofiel hm 78 wordt het EEM-model **2D PLAXIS v.9.0** toegepast, waarin een plane strain modellering is aangehouden.

2.3.1 STAP 3a: Bepalen omvang van de mesh

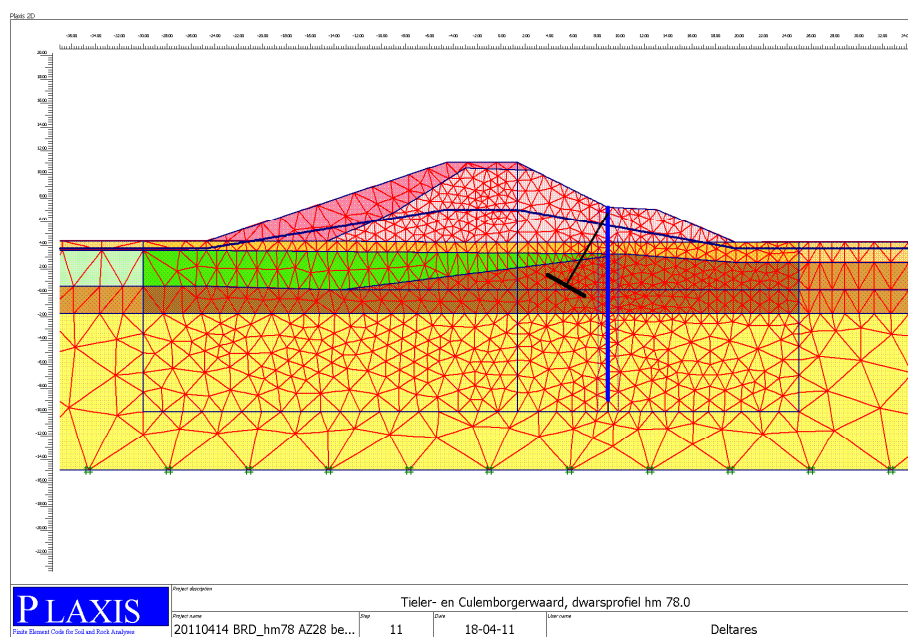
De geometrie van het dijklichaam is uit de MStab-berekeningen ten behoeve van een eerder uitgevoerde toetsing (zie figuur 2.3) afgeleid, en wordt in figuur 2.4 weergegeven. Daarbij zijn de begrenzingen van de mesh verder weggelegd dan in een klassieke glijcirkelberekening (zoals MStab), zodat deze geen invloed hebben op het resultaat. Dit heeft tot de mesh in figuur 2.7 geleid, waarvan in figuur 2.8 een detail van het dijklichaam wordt weergegeven.

Voor de PLAXIS-mesh geldt in dit geval de volgende gegevens:

- aantal elementen in de mesh: 2.335
- gemiddelde elementgrootte in de mesh: 1,40 m
- mesh-rand rivierzijde/polderzijde: -75 m/+100 m
- mesh-rand onderzijde: -15 m



Figuur 2.7: PLAXIS-mesh van dwarsprofiel hm 78



Figuur 2.8: Detail PLAXIS-mesh van dwarsprofiel hm 78

In §5 wordt (achteraf) de invloed van de mesh-randen op het resultaat worden geverifieerd.

2.3.2 STAP 3b: Kiezen type element in relatie tot de laagopbouw

De PLAXIS-mesh is opgebouwd uit 15-knoops elementen. Hierbij is een gemiddelde mesh-fijnheid aangehouden. Voor het dijklichaam en de ondergrond in de directe omgeving is een fijnere mesh aangehouden. Dit maakt het ten eerste mogelijk om dit deel van de mesh, waar de meeste vervormingen en spanningsveranderingen optreden, nauwkeuriger te analyseren.

Ook wordt van deze onderverdeling gebruik gemaakt om de spanningsafhankelijkheid van het vervormingsgedrag meer werkelijkheidsgetrouw in rekening te brengen (zie §2.4.1).

Om de hoogte/breedte verhouding van elementen niet te groot te laten worden, is binnen de relatief dunne bovenste kleilaag (Klei bruin) aan de rivierzijde ook een verfijning van de mesh toegepast. Tot slot is de veenlaag juist boven het diepe zand (Klei weinig) aan de polderzijde ten behoeve van de geohydrologische modellering in twee sublagen onderverdeeld. Het onderste deel heeft een laagdikte gelijk aan de indringdiepte conform [TRWD 2004].

De mesh-generatie heeft overigens niet tot problemen door bijvoorbeeld zeer dunne lagen geleid, aangezien de laagdikte in de MStab-geometrie over het algemeen groter dan 0,5 m is.

2.4 STAP 4: Modelleren van materiaalgedrag

2.4.1 STAP 4a: Vaststellen constitutief model grondgedrag en stijfheden

Ondanks dat in PLAXIS met het Hardening Soil model de spanningsafhankelijkheid in het stijfheidsgedrag van grondlagen op een realistische wijze in rekening kan worden gebracht is, vanwege de beperkte hoeveelheid gegevens wat betreft sterkte en stijfheid, het gedrag van de grondlagen met het relatief eenvoudige Mohr-Coulomb model beschreven.

N.B. Om in de slappe lagen toch enige spanningsafhankelijkheid van het vervormingsgedrag mee te nemen, is daar onderscheid gemaakt tussen het deel dat naast (relatief laag spanningsniveau) en onder (relatief hoog spanningsniveau) het dijklichaam is gelegen. Er wordt dan ook verondersteld dat deze stijfheid 1,5 keer zo hoog is.

2.4.2 STAP 4b: Vaststellen parameterset M1 schuifsterkte grondlagen

In tabel 2.6 worden voor parameterset M1 per grondlaag de waarden van de sterkte- en stijfheidsparameters samengevat. De verwachtingswaarden van de stijfheid zijn, bij gebrek aan gegevens, op basis van NEN 6740 tabel 1 aan de hand van de classificatie vastgesteld.

		γ_{dr} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	ϕ_{kar} [°]	ψ_{kar} [°]	c_{kar} [kPa]	E^{ref} [kPa]	ν [-]	k [m/d]
6	Dijkmateriaal oud	19	19,5	28	0	13	4.500	0,35	$1 \cdot 10^{-3}$
5	Dijkmateriaal nieuw	17	17	29	0	4	2.500	0,35	$1 \cdot 10^{-3}$
4a	Klei bruin (naast)	19	19	29	0	11	4.000	0,35	$1 \cdot 10^{-3}$
4b	Klei bruin (onder)	19	19	29	0	11	6.000	0,35	$1 \cdot 10^{-3}$
3a	Klei grijs (naast)	17,5	17,5	26	0	15	3.000	0,35	$1 \cdot 10^{-3}$
3b	Klei grijs (onder)	17,5	17,5	26	0	15	4.500	0,35	$1 \cdot 10^{-3}$
2a	Klei weinig (naast)	16	16	26	0	16	1.500	0,35	$1 \cdot 10^{-3}$
2b	Klei weinig (onder)	16	16	26	0	16	2.250	0,35	$1 \cdot 10^{-3}$
1	Zand	18	19,5	35	0	0	30.000	0,30	1

Tabel 2.6: Parameterset M1: niet-associatief, karakteristieke waarden schuifsterkte

2.4.3 STAP 4c: Vaststellen parameterset M2 schuifsterkte grondlagen

In tabel 2.7 worden voor parameterset M2 per grondlaag de waarden van de sterkte- en stijfheidsparameters samengevat, die eerder in §2.1.2 zijn afgeleid.

	γ_{dr} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	φ_d^* [°]	ψ_d^* [°]	c_d^* [kPa]	E^{ref} [kPa]	ν [-]	k [m/d]
6 Dijkmateriaal oud	19	19,5	23,2	23,2	10,0	4.500	0,35	$1 \cdot 10^{-3}$
5 Dijkmateriaal nieuw	17	17	24,0	24,0	3,1	2.500	0,35	$1 \cdot 10^{-3}$
4a Klei bruin (naast)	19	19	24,0	24,0	8,5	4.000	0,35	$1 \cdot 10^{-3}$
4b Klei bruin (onder)	19	19	24,0	24,0	8,5	6.000	0,35	$1 \cdot 10^{-3}$
3a Klei grijs (naast)	17,5	17,5	21,5	21,5	11,7	3.000	0,35	$1 \cdot 10^{-3}$
3b Klei grijs (onder)	17,5	17,5	21,5	21,5	11,7	4.500	0,35	$1 \cdot 10^{-3}$
2a Klei weinig (naast)	16	16	21,5	21,5	12,5	1.500	0,35	$1 \cdot 10^{-3}$
2b Klei weinig (onder)	16	16	21,5	21,5	12,5	2.250	0,35	$1 \cdot 10^{-3}$
1 Zand	18	19,5	28,8	28,8	0	30.000	0,30	1

Tabel 2.7: Parameterset M2: associatief, rekenwaarden schuifsterkte

2.4.4 STAP 4d: Vaststellen opschaaftactor voor gedraineerde sterkte-reductie berekening

In §2.2.4 is gekomen tot een waarde van 1,30 voor de opschaaftactor, die ervoor dient om tijdens de gedraineerde sterkte-reductie berekening numerieke onbalans te vermijden.

2.4.5 STAP 4e: Vaststellen parametersets voor constructieve elementen

Op basis van tabel 2.1 wordt gekomen tot de parameterset in tabel 2.8 voor de verankerde damwand die in het snijpunt van de binnenberm met het binnentalud is aangebracht.

materiaalgedrag	σ_{max} [kN/m ²]	E [N/mm ²]	EI [kNm ² /m]	EA [kN/m]	gewicht [kN/m/m]	ν [-]
elastisch	240	$2,1 \times 10^5$	$1,24 \times 10^5$	$4,43 \times 10^6$	1,66	0,15

Tabel 2.8: Parameterset damwand AZ 28

Op basis van tabel 2.2 wordt gekomen tot de parameterset in tabel 2.9 voor de verankerde damwand die in het snijpunt van de binnenberm met het binnentalud is aangebracht.

materiaalgedrag	σ_{max} [kN/m ²]	E [N/mm ²]	EA [kN/m]	$L_{spacing}$ [m]
elastisch	470	$2,1 \times 10^5$	$2,38 \times 10^5$	3,0

Tabel 2.9: Parameterset verankering

N.B. Het huidige stappenplan voorziet nog niet in de mogelijkheid om ook de invloed van zakkende grond op de verankering in de EEM-analyse mee te nemen.

Na de sterkte-reductie berekening zal worden gecontroleerd of de aangenomen sterkte voor de damwand en de verankering voldoende is.

2.4.6 STAP 4f: Vaststellen parametersets voor interface elementen

In tabel 2.10 worden de eigenschappen voor de interface elementen voor beide parametersets per grondlaag gegeven. Hierbij is aangehouden dat de schuifsterkte van de interface (φ , c) kleiner is dan de schuifsterkte van grond.

N.B. Uitzondering hierop vormt de interface onder de voet van de damwand ten behoeve van de aansluiting tussen damwand en ondergrond en de krachtsoverdracht hiertussen, waarvoor in zowel parameterset M1 als M2 een aparte grondsoort met een R_{inter} -waarde gelijk aan 1,0 is aangemaakt.

		set M1			set M2		
		ϕ_{kar} [°]	c_{kar} [°]	$R_{inter;kar}$ [-]	ϕ_d^* [°]	c_d^* [°]	$R_{inter;d}^*$ [-]
6	Dijkmateriaal oud	28	13	0,50	23,2	10,0	0,50
5	Dijkmateriaal nieuw	29	4	0,50	24,0	3,1	0,50
4a	Klei bruin (naast)	29	11	0,50	24,0	8,5	0,50
4b	Klei bruin (onder)	29	11	0,50	24,0	8,5	0,50
3a	Klei grijs (naast)	26	15	0,50	21,5	11,7	0,50
3b	Klei grijs (onder)	26	15	0,50	21,5	11,7	0,50
2a	Klei weinig (naast)	26	16	0,50	21,5	12,5	0,50
2b	Klei weinig (onder)	26	16	0,50	21,5	12,5	0,50
1	Zand	35	0	0,66	28,8	0	0,66

Tabel 2.10: Eigenschappen interface elementen per parameterset en grondlaag

Voor de dikte van de afschuifzone tussen grond en constructie (δ_{inter}) wordt de standaardwaarde van 0,1 in PLAXIS aangehouden.

2.5 STAP 5: Vaststellen hydraulische en geohydrologische randvoorwaarden

Het verloop van de waterspanningen in de waterkering en de ondergrond vindt plaats door de waterspanningen te genereren uit de freatische lijnen en stijghoogten in tabel 2.11.

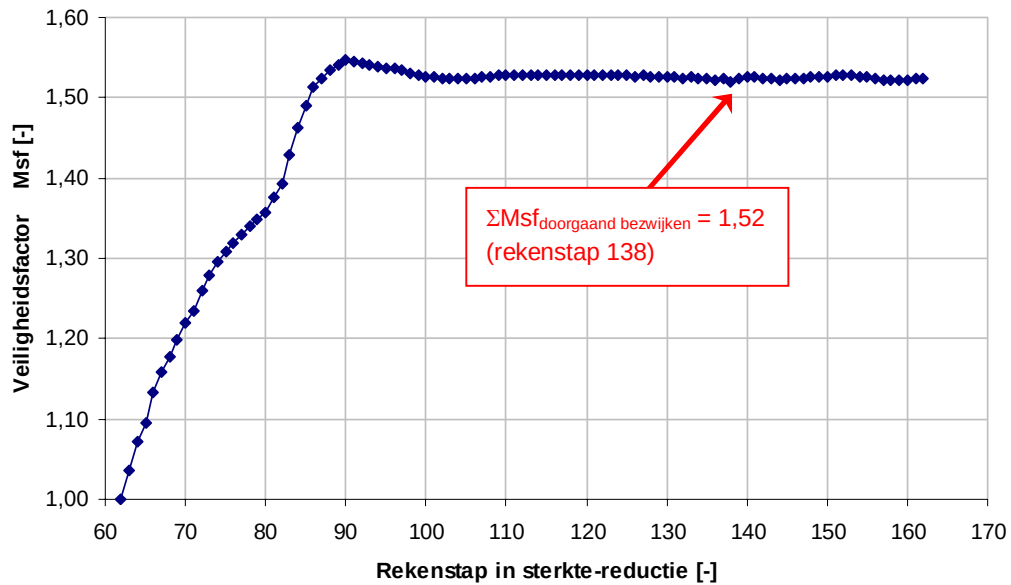
PL0	polderpeil	[m NAP]	+3,70
PL1	opbolling in dijklichaam	[m NAP]	+7,00
	buitenpeil onder normale omstandigheden	[m NAP]	+3,70
PL2	buitenpeil onder extreme omstandigheden (Toetspeil)	[m NAP]	+10,50
	indringlengte (in horizontale zin het buitentalud in)	[m]	1,00
PL3	stijghoogte zand onder normale omstandigheden	[m NAP]	+6,00
	indringdiepte (in verticale zin de onderkant van het pakket slappe lagen in)	[m]	2,00-2,30*
PL4	stijghoogte zand onder extreme omstandigheden:		
	- aan buitenzijde	[m NAP]	+10,50
	- aan binnenzijde	[m NAP]	+6,00
	opdrijfpotentiaal	[m NAP]	+7,70
	opdrijflengte	[m]	12,00

* indringdiepte verloopt van 2,30 m (rivierzijde) tot 2,00 m (polderzijde) om dunne lagen te voorkomen

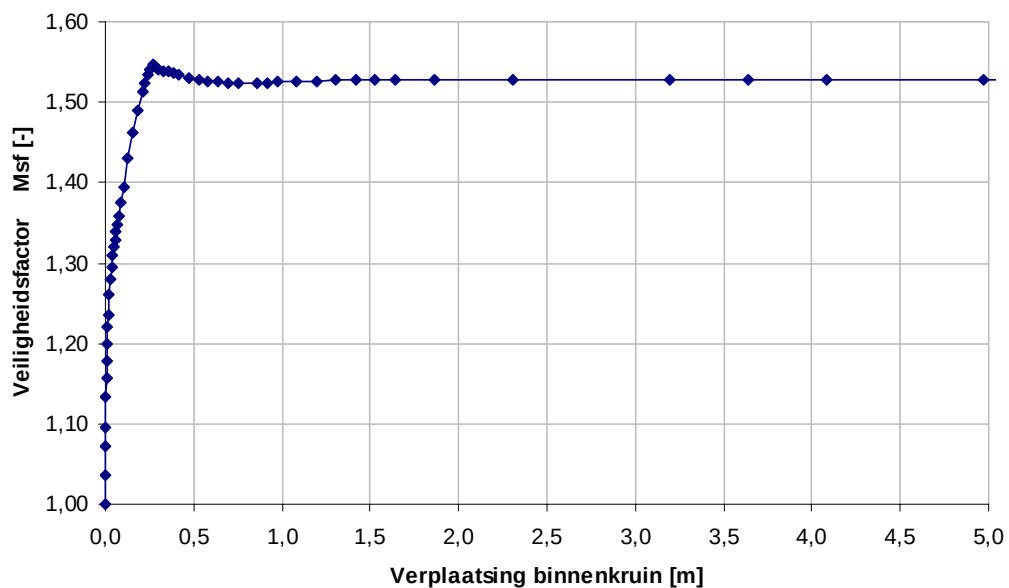
Tabel 2.11: Samenvatting hydraulische randvoorwaarden ten behoeve van fasering

3 Resultaten toetsing groene dijk-situatie

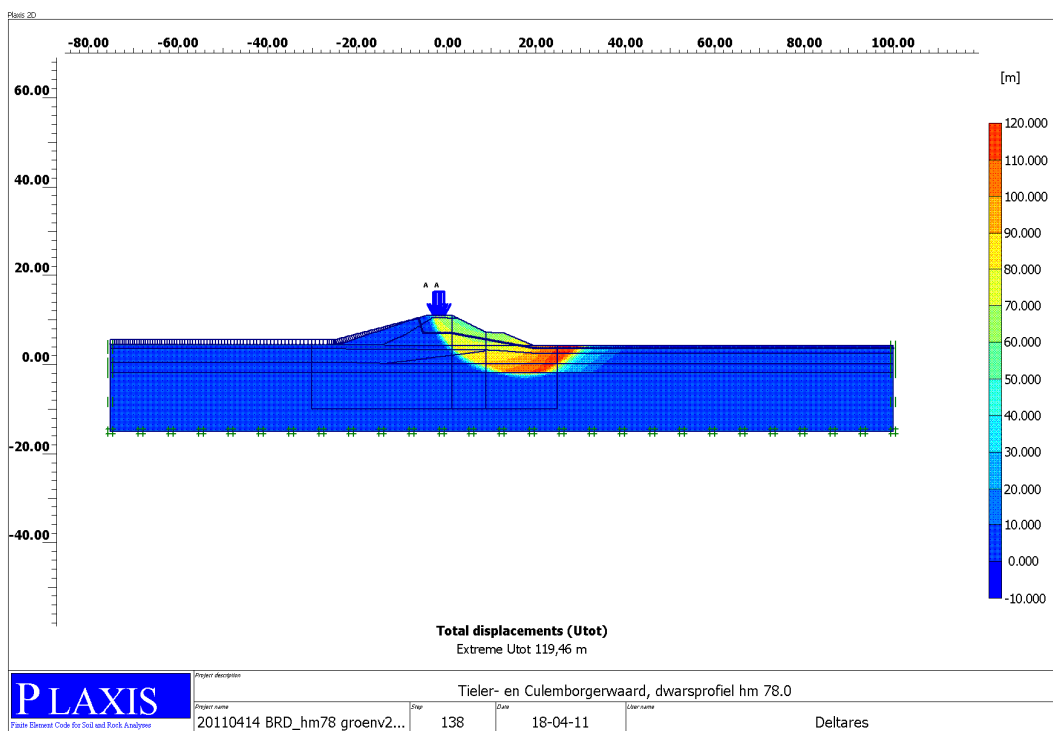
3.1 Resultaten gedraineerde sterkte-reductie berekening groene dijk



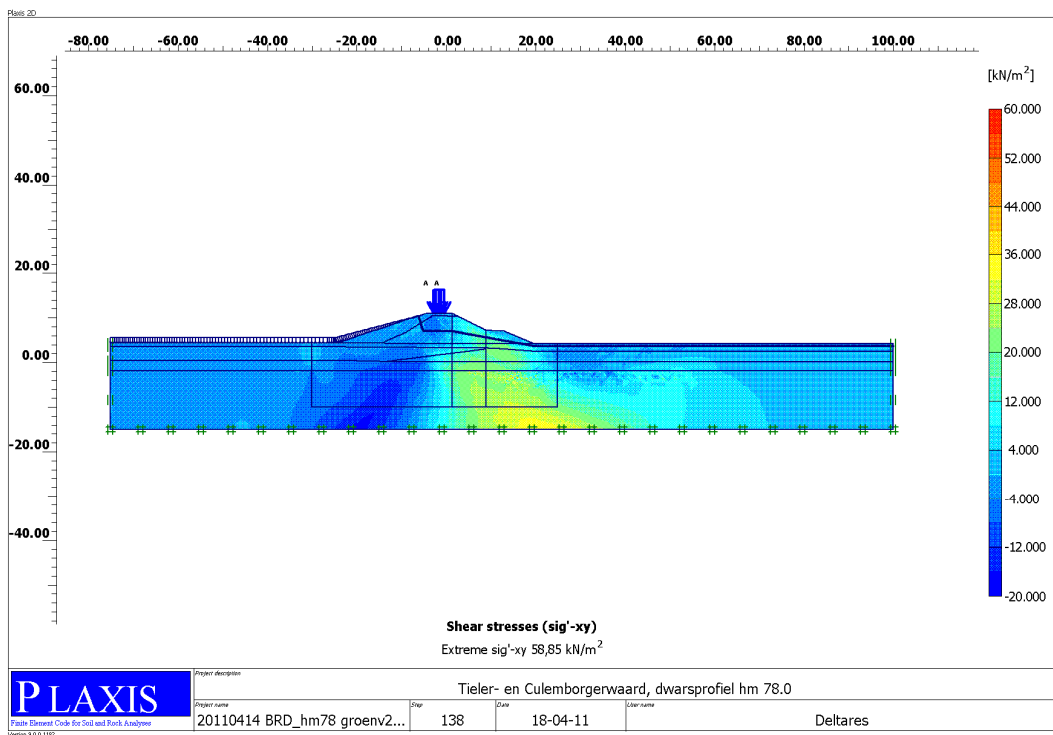
Figuur 3.1: Verloop gedraineerde sterkte-reductie berekening bij groene dijk (ΣM_{sf} als functie van rekenstap)



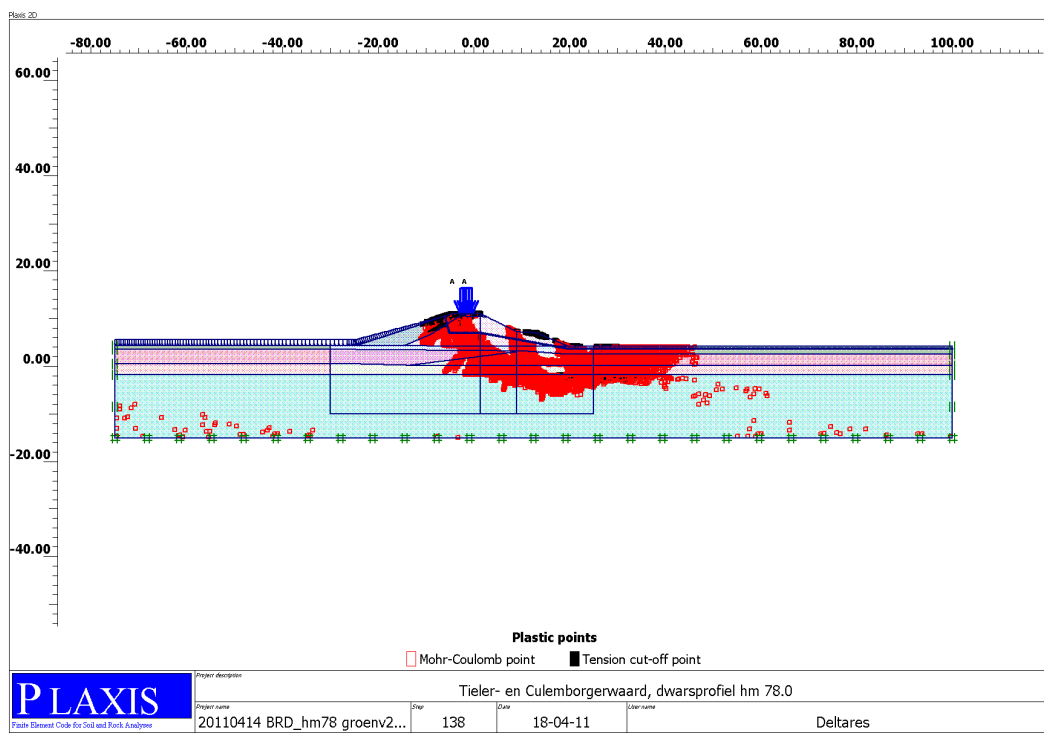
Figuur 3.2: Verloop gedraineerde sterkte-reductie berekening bij groene dijk (ΣM_{sf} als functie van verplaatsing binnenkruin)



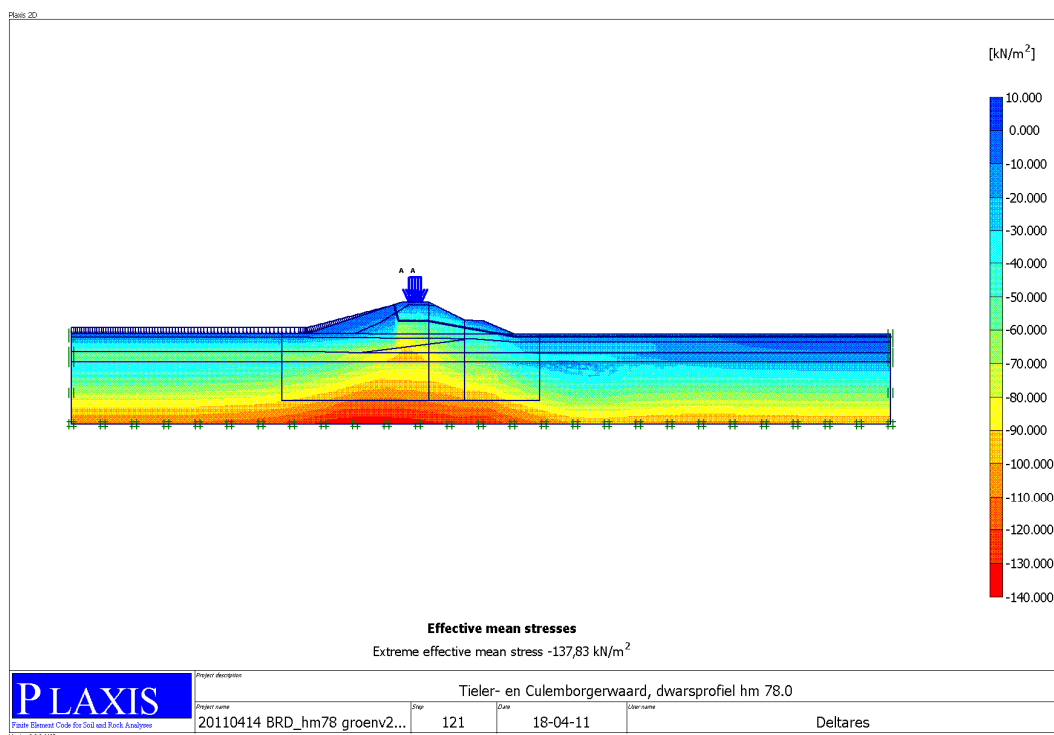
Figuur 3.3: Totale verplaatsingen na stap 138 gedraineerde sterkte-reductie groene dijk



Figuur 3.4: Schuifspanningen na stap 138 gedraineerde sterkte-reductie groene dijk



Figuur 3.5: Spanningspunten na stap 121 gedraineerde sterkte-reductie groene dijk



Figuur 3.6: Verdeling effectieve spanningen na stap 121 gedraineerde sterkte-reductie groene dijk

3.2 Conclusie met betrekking tot groene dijk-situatie

Uit figuur 3.3 blijkt dat men hier te maken heeft met een relevant, primair bezwijkmechanisme; het optreden van dit bezwijkmechanisme heeft significante invloed op de mate waarin het dijklichaam de kerende functie kan vervullen. Verder nog de volgende opmerkingen wat betreft het controleren van de resultaten:

- Conform figuur 3.5 treedt in en rondom de gehele bezwijkzone plasticiteit op.
- Conform figuur 3.6 zijn de effectieve spanningen ruimtelijk netjes verdeeld.
- Het verloop van de effectieve spanningen in figuur 3.6 nabij de randen geeft de indruk dat het verder leggen van deze randen geen significante invloed zal hebben op wat er rondom het dijklichaam en het glijvlak plaatsvindt.

Er wordt dan ook geconcludeerd dat voor dit dwarsprofiel zonder constructieve versterking een stabiliteitsfactor van ruim 1,50 wat lager is dan de vereiste stabiliteitsfactor van 1,83. In hoofdstuk 4 wordt de toetsing van de constructief versterkte dwarsprofiel gerapporteerd.

4 Uitwerking voorbeeldcase met damwand

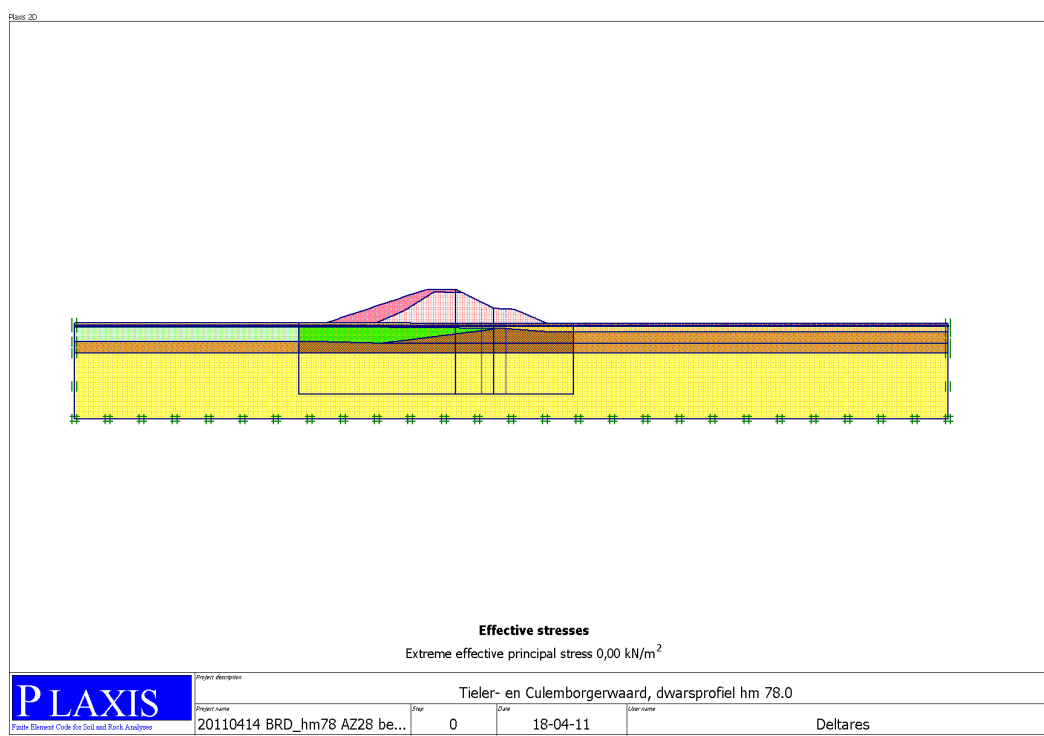
4.1 STAP 6: Genereren van initiële situatie

In de volgende paragrafen zijn de relevante PLAXIS-resultaten met betrekking tot het opbouwen van de initiële spanningssituatie volgens de fasering in tabel 4.1 opgenomen.

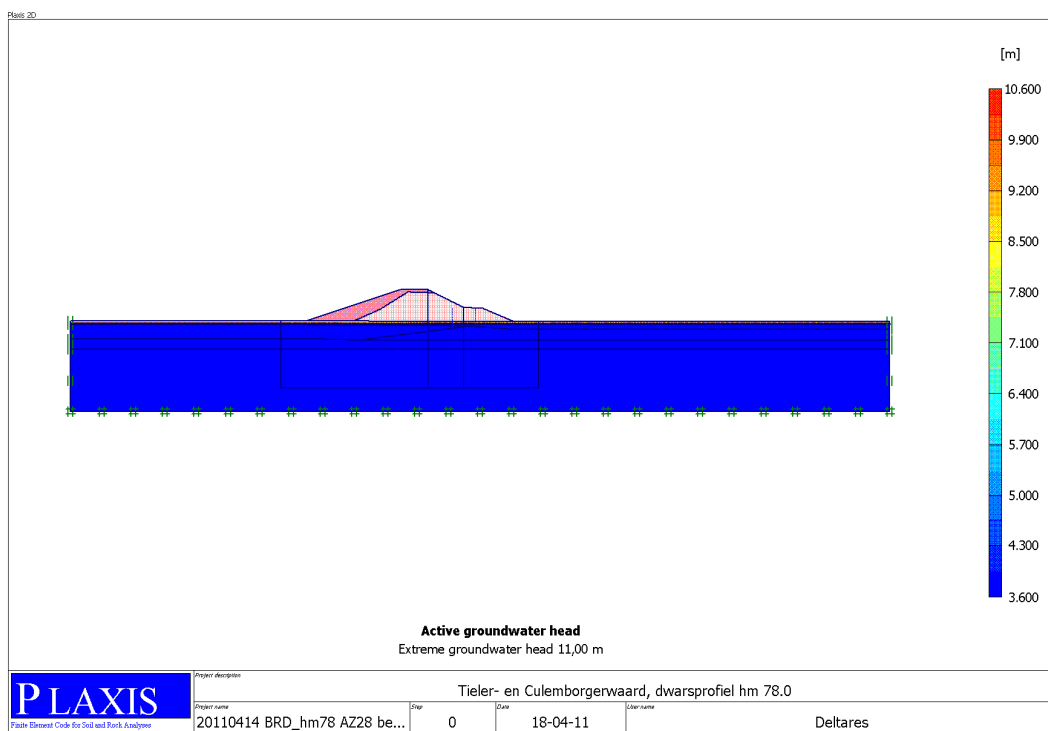
rekenfase	STAP 6a	STAP 6b	STAP 6c
type belasting	initiële waterspanningen	eigen gewicht	freatische lijn
type berekening	gedraineerd ¹⁾	gedraineerd ¹⁾	gedraineerd ¹⁾
arc-length controle	uit	uit	uit
tension cut-off	aan	aan	aan
materiaalparameterset ²⁾	M1	M1	M1
hydraulische randvoorwaarde ³⁾	PL0	PL0	PL1
verkeersbelasting	uit	uit	uit
terugzetten verplaatsingen	nee	nee	nee
¹⁾ geen ontwikkeling wosp (= wateroverspanning) ²⁾ zie §2.4.2 ³⁾ zie §5			

Tabel 4.1: Overzicht rekenfases initiële situatie in voorbeeldcase met damwand

4.1.1 STAP 6a: Genereren initiële waterspanningen

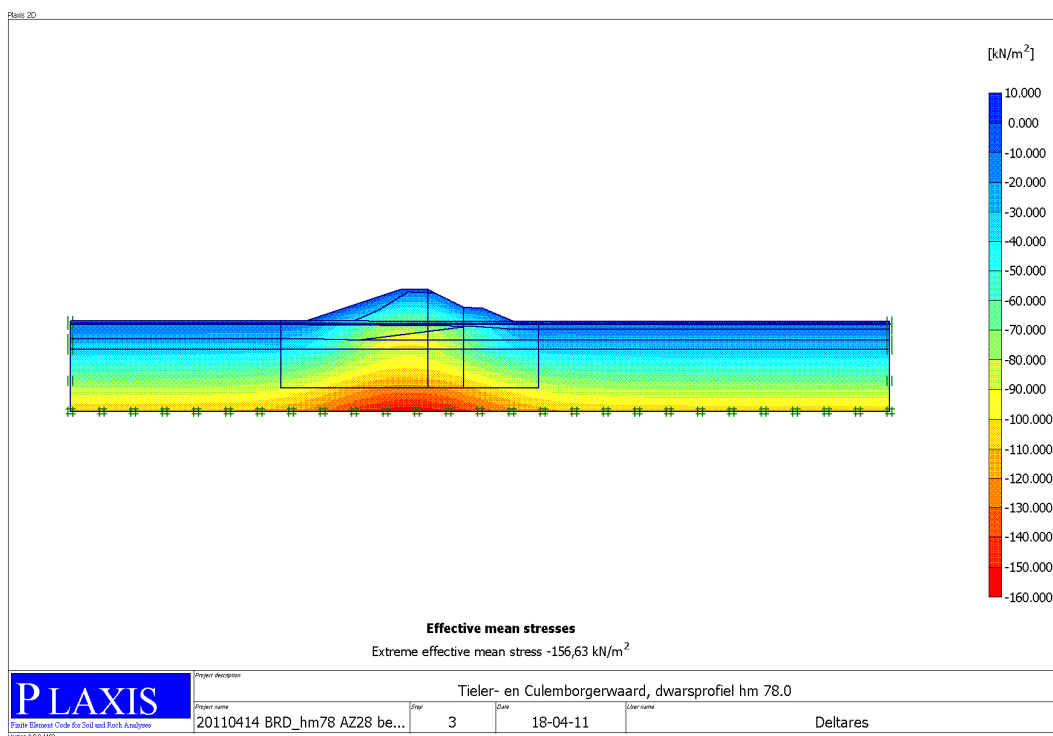


Figuur 4.1a: Verdeling effectieve spanningen na generatie initiële waterspanningen

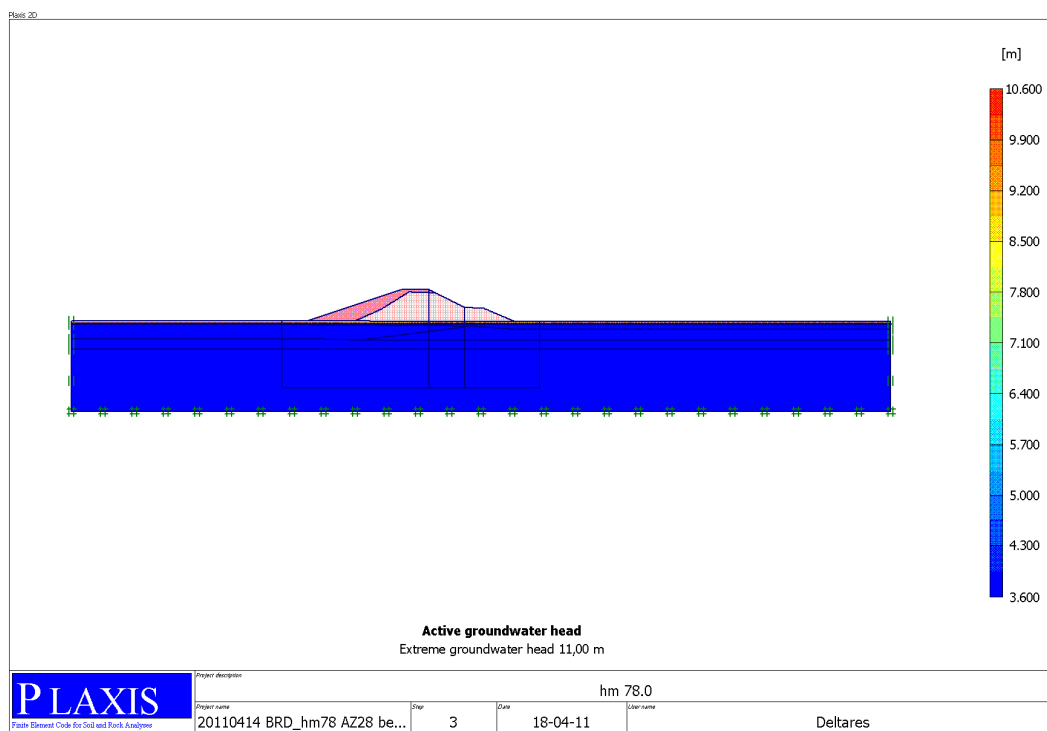


Figuur 4.1b: Verdeling stijghoogte na generatie initiële waterspanningen

4.1.2 STAP 6b: Genereren effectieve spanningen door eigen gewicht

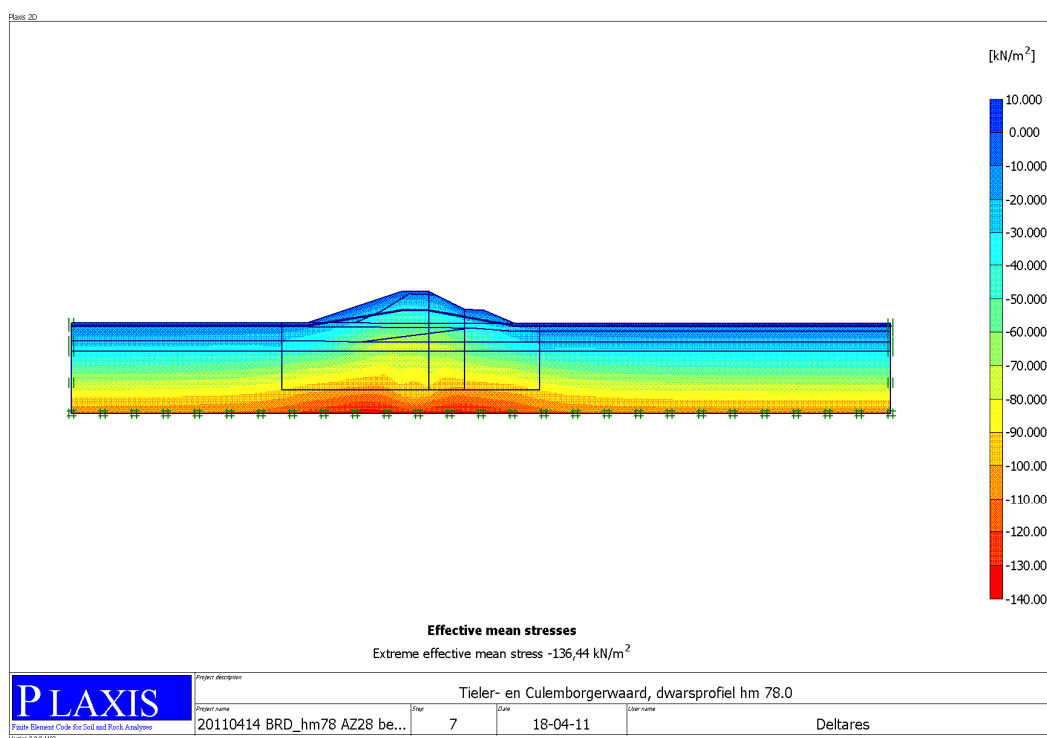


Figuur 4.2a: Verdeling effectieve spanningen na generatie eigen gewicht

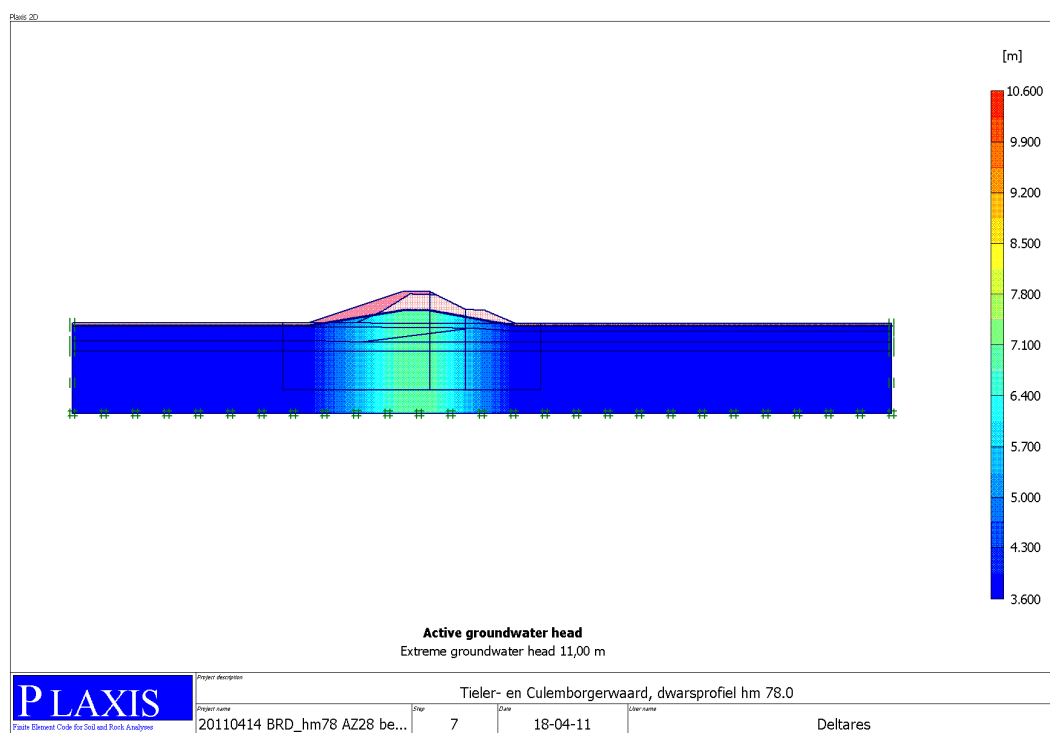


Figuur 4.2b: Verdeling stijghoogte na generatie eigen gewicht

4.1.3 STAP 6c: Genereren freatische lijn



Figuur 4.3a: Verdeling effectieve spanningen na generatie freatische lijn



Figuur 4.3b: Verdeling stijghoogte na generatie freatische lijn

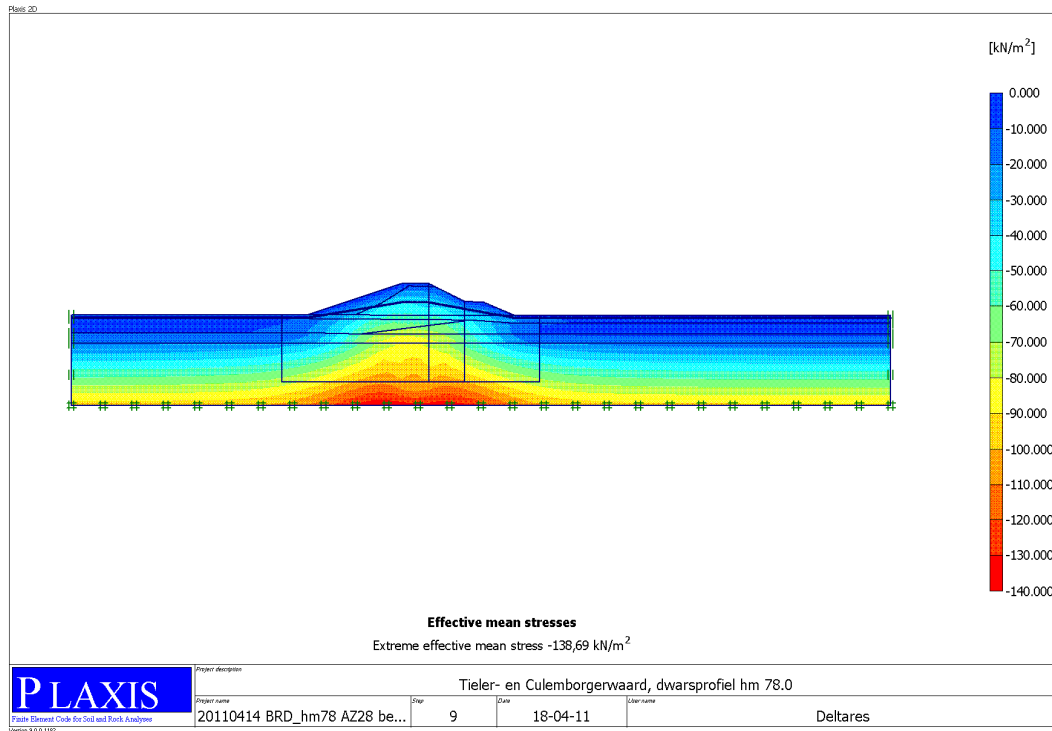
4.2 STAP 7: Opbouwen van belastingfase

In de volgende paragrafen zijn de relevante PLAXIS-resultaten met betrekking tot het opbouwen van de belastingfase volgens de fasering in tabel 4.2 opgenomen.

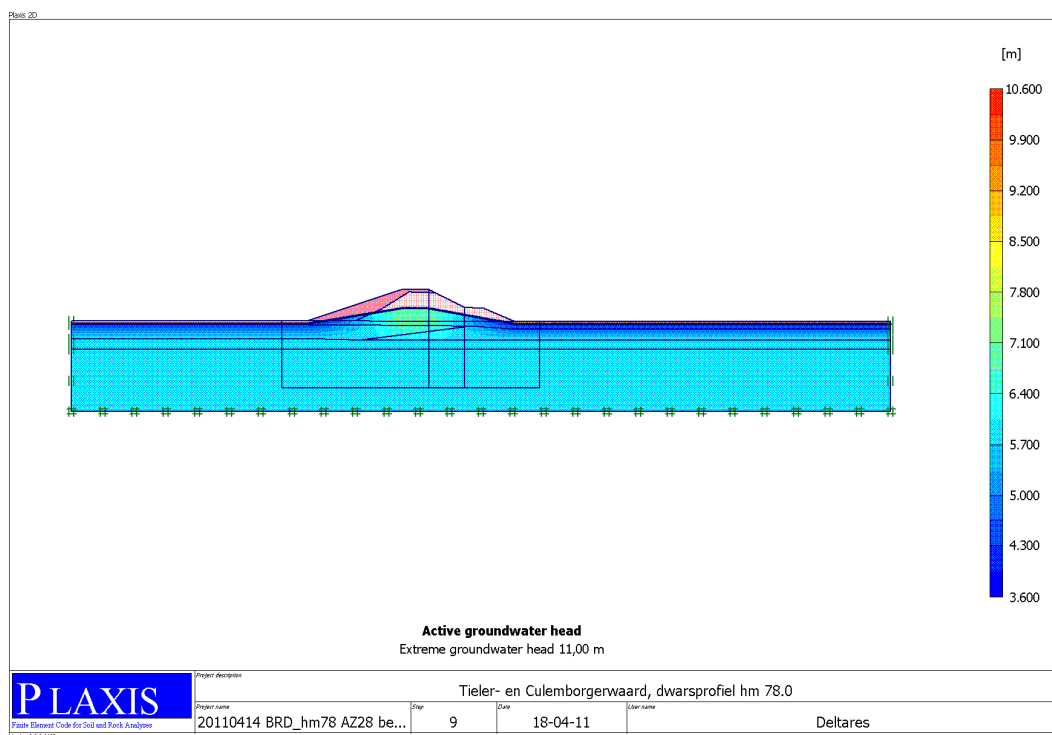
rekenfase	STAP 7a	STAP 7b	STAP 7c	STAP 7d
type belasting	normale omstandigheden	constructieve elementen	extreme omstandigheden	verkeersbelasting
type berekening	gedraineerd ¹⁾	gedraineerd ¹⁾	gedraineerd ¹⁾	ongedraineerd ²⁾
arc-length controle	uit	uit	uit	uit
tension cut-off	aan	aan	aan/uit	aan
materiaalparameterset ³⁾	M1	M1	M1	M1
hydraulische randvoorwaarde ⁴⁾	PL1, PL3	PL1, PL3	PL2, PL3, PL4	PL2, PL3, PL4
verkeersbelasting	uit	uit	uit	aan
terugzetten verplaatsingen	ja	nee	nee	nee
¹⁾ geen ontwikkeling wosp (= wateroverspanning) ²⁾ wel ontwikkeling wosp ³⁾ zie §2.4.2 ³⁾ zie §5				

Tabel 4.2: Overzicht rekenfases belastingfase in voorbeeldcase met damwand

4.2.1 STAP 7a: Genereren waterspanningen onder normale omstandigheden

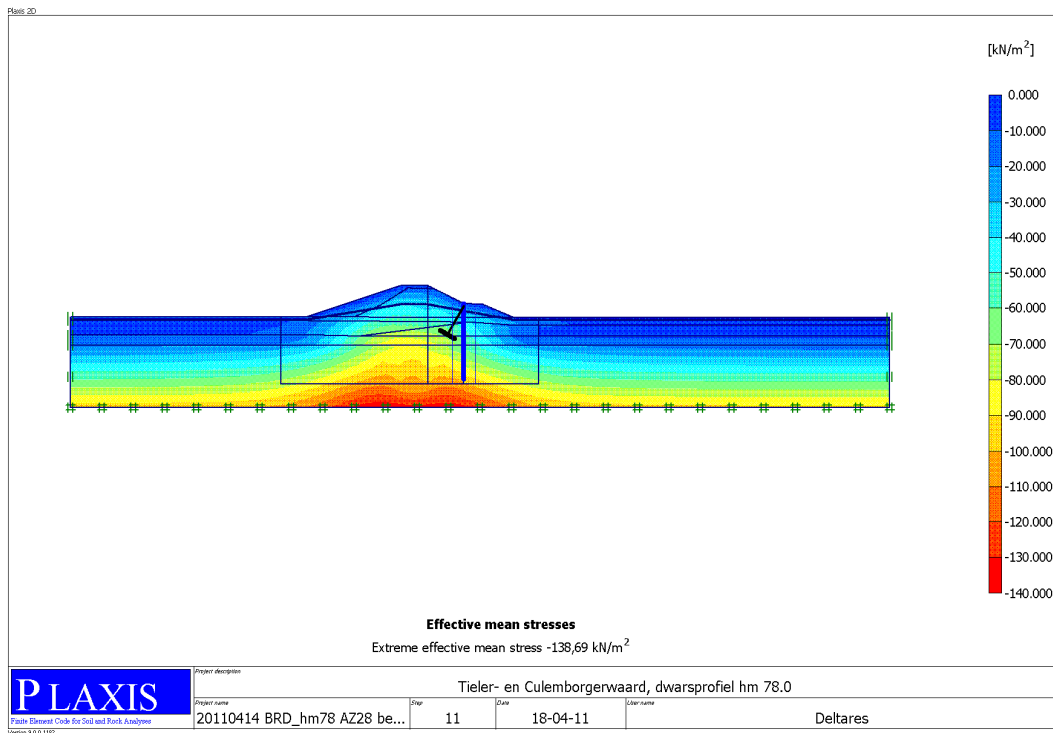


Figuur 4.4a: Verdeling effectieve spanningen na generatie waterspanningen onder normale omstandigheden

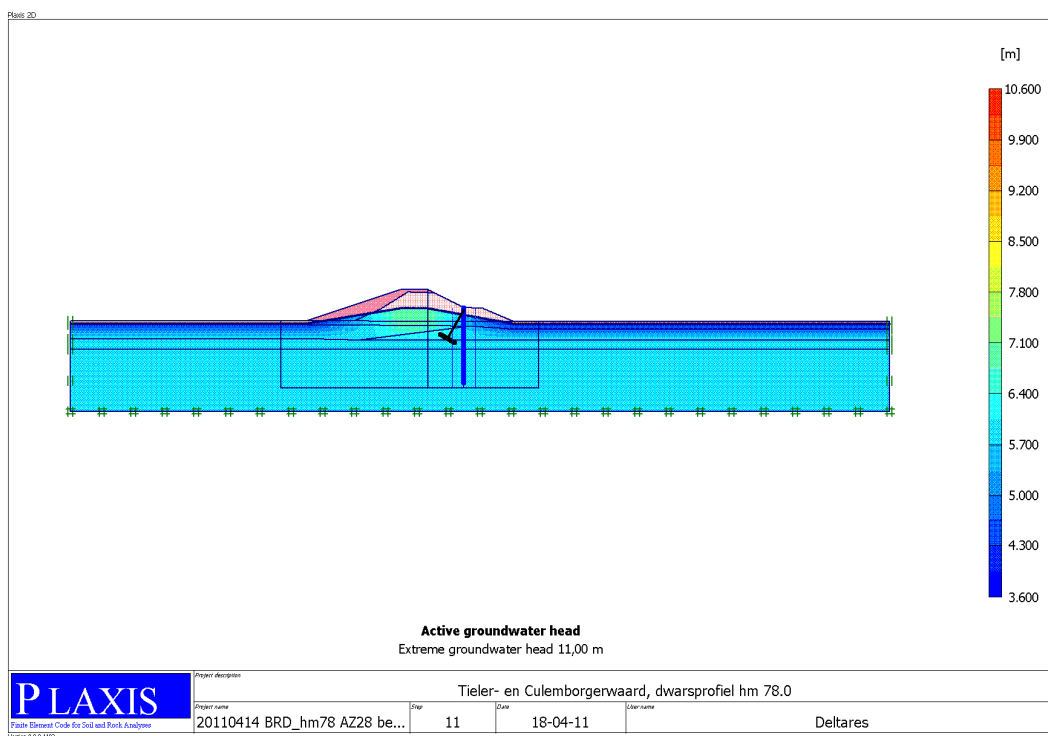


Figuur 4.4b: Verdeling stijghoogte na generatie waterspanningen onder normale omstandigheden

4.2.2 STAP 7b: Aanbrengen constructieve elementen

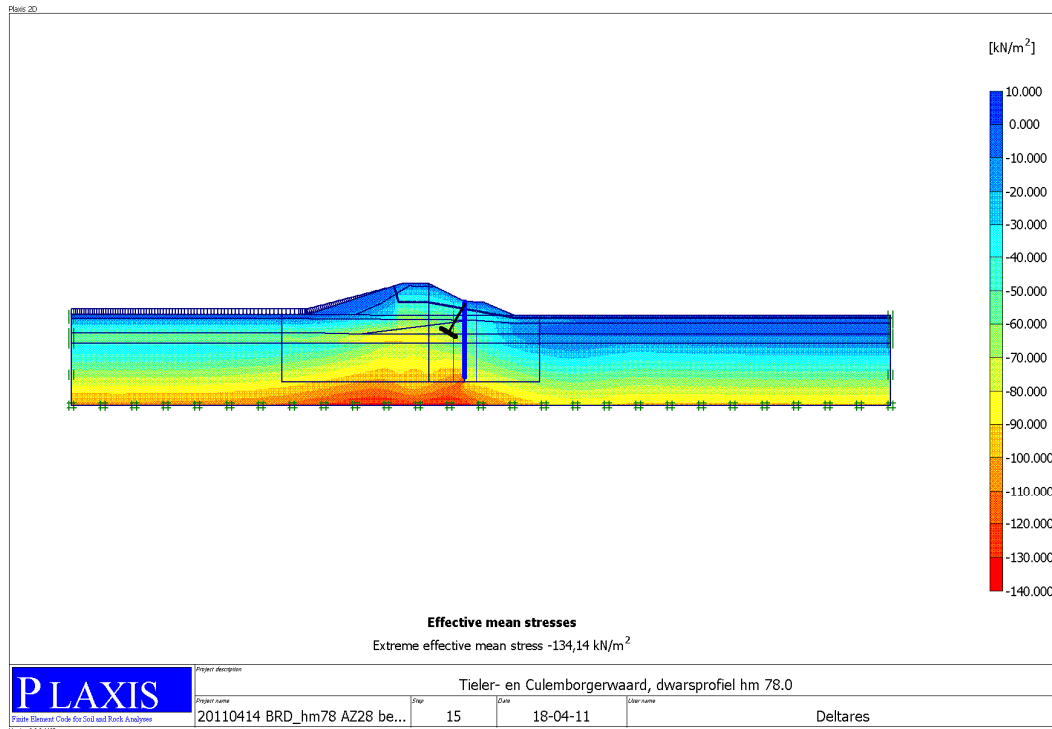


Figuur 4.5a: Verdeling effectieve spanningen na aanbrengen constructieve elementen

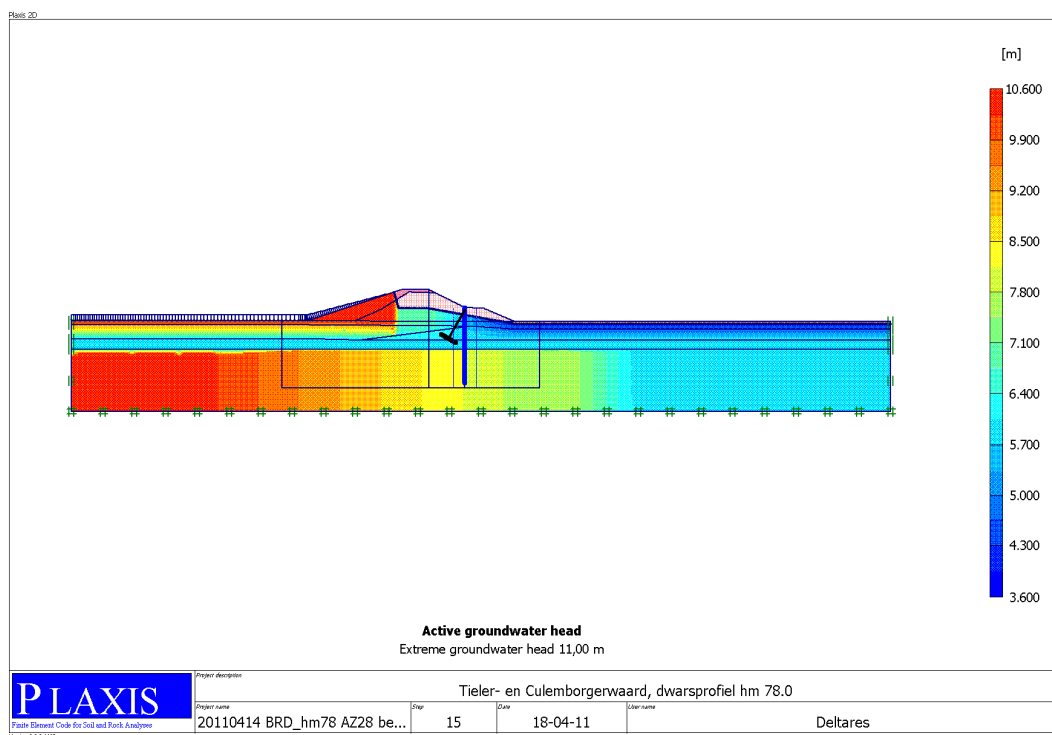


Figuur 4.5b: Verdeling stijghoogte na aanbrengen constructieve elementen

4.2.3 STAP 7c: Genereren waterspanningen onder extreme omstandigheden

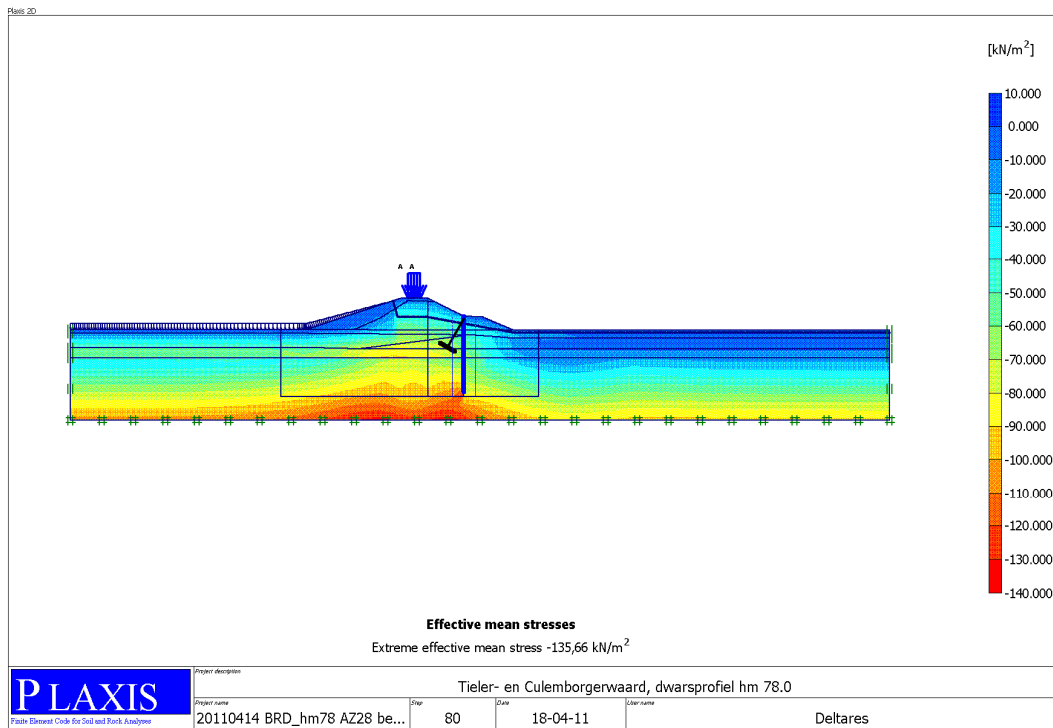


Figuur 4.6a: Verdeling effectieve spanningen na generatie waterspanningen onder extreme omstandigheden

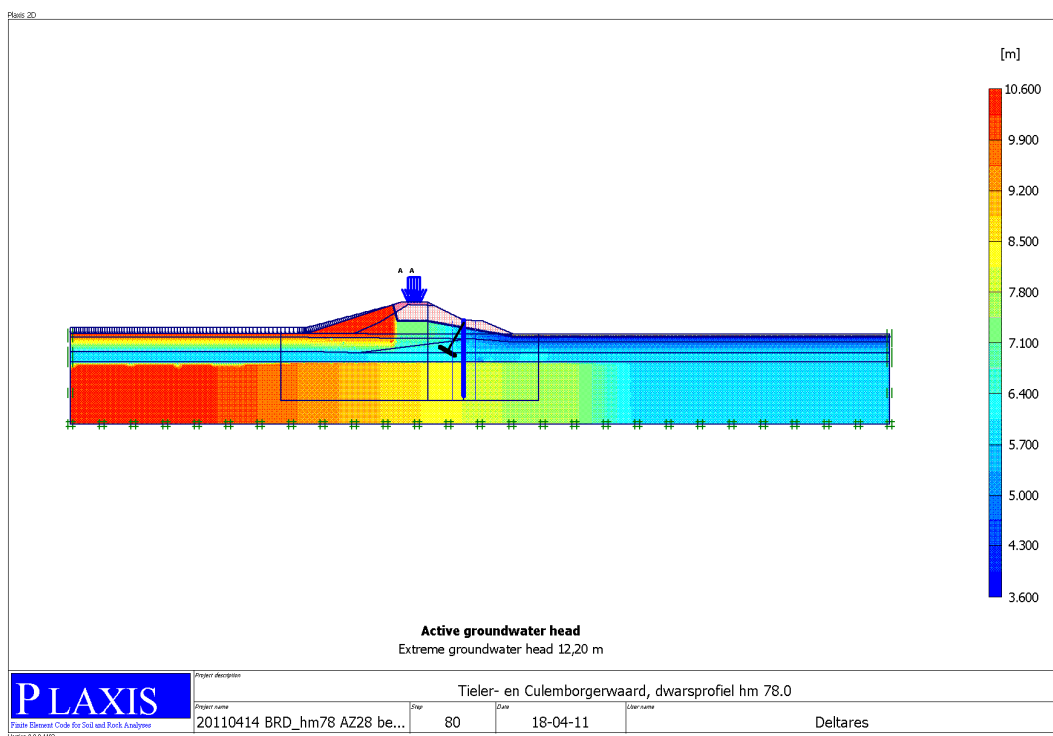


Figuur 4.6b: Verdeling stijghoogte na generatie waterspanningen onder extreme omstandigheden

4.2.4 STAP 7d: Aanbrengen verkeersbelasting



Figuur 4.7a: Verdeling effectieve spanningen na aanbrengen verkeersbelasting



Figuur 4.7b: Verdeling stijghoogte na aanbrengen verkeersbelasting

4.3 STAP 8: Opzetten sterkte-reductie berekening (feitelijke toets)

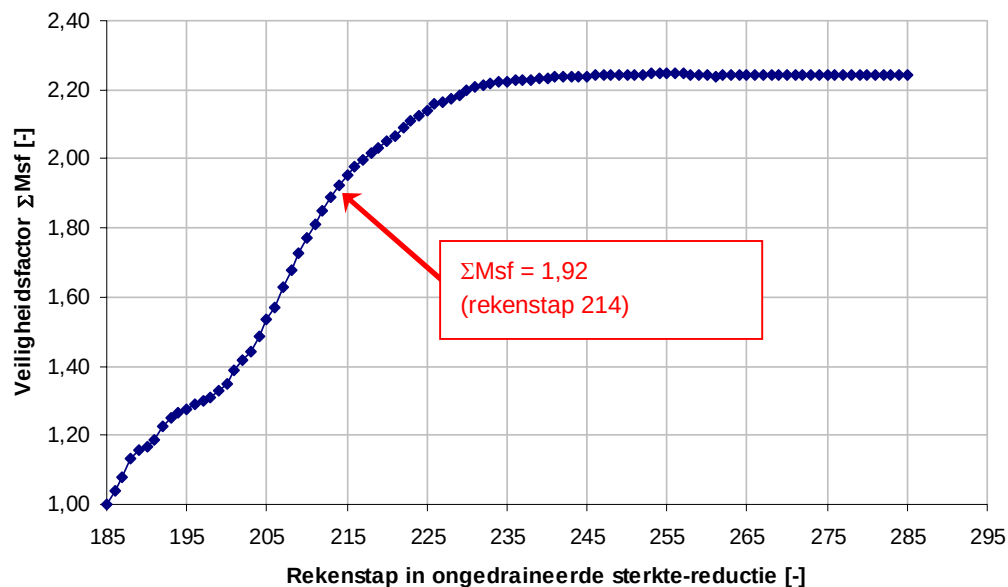
In de volgende paragrafen zijn de relevante PLAXIS-resultaten met betrekking tot het opzetten van de sterkte-reductie berekeningen volgens de fasering in tabel 4.3 opgenomen.

rekenfase	STAP 8a	STAP 8b	STAP 8c
type toetsing	ongedraineerde ¹⁾ sterkte-reductie	aanpassen parameterset	gedraineerde ²⁾ sterkte-reductie
type berekening	ongedraineerd ¹⁾	gedraineerd ²⁾	gedraineerd ²⁾
arc-length controle	aan	aan/uit	aan
tension cut-off	uit	aan	uit
materiaalparameterset ³⁾	M1	M2	M2
hydraulische randvoorwaarde ⁴⁾	PL2, PL3, PL4	PL2, PL3, PL4	PL2, PL3, PL4
verkeersbelasting	aan	aan	aan
terugzetten verplaatsingen	ja	nee	ja
¹⁾ wel ontwikkeling wosp (= wateroverspanning) ²⁾ geen ontwikkeling wosp ³⁾ zie §2.4.2 ⁴⁾ zie §5			

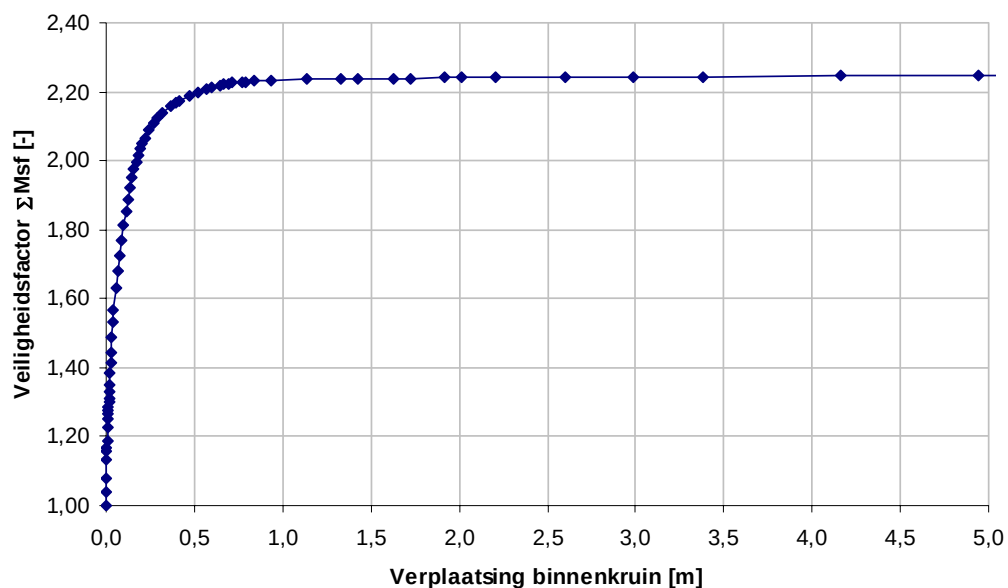
Tabel 4.3: Overzicht rekenfases sterkte-reducties in voorbeeldcase met damwand

4.3.1 STAP 8a: Uitvoeren ongedraineerde sterkte-reductie berekening

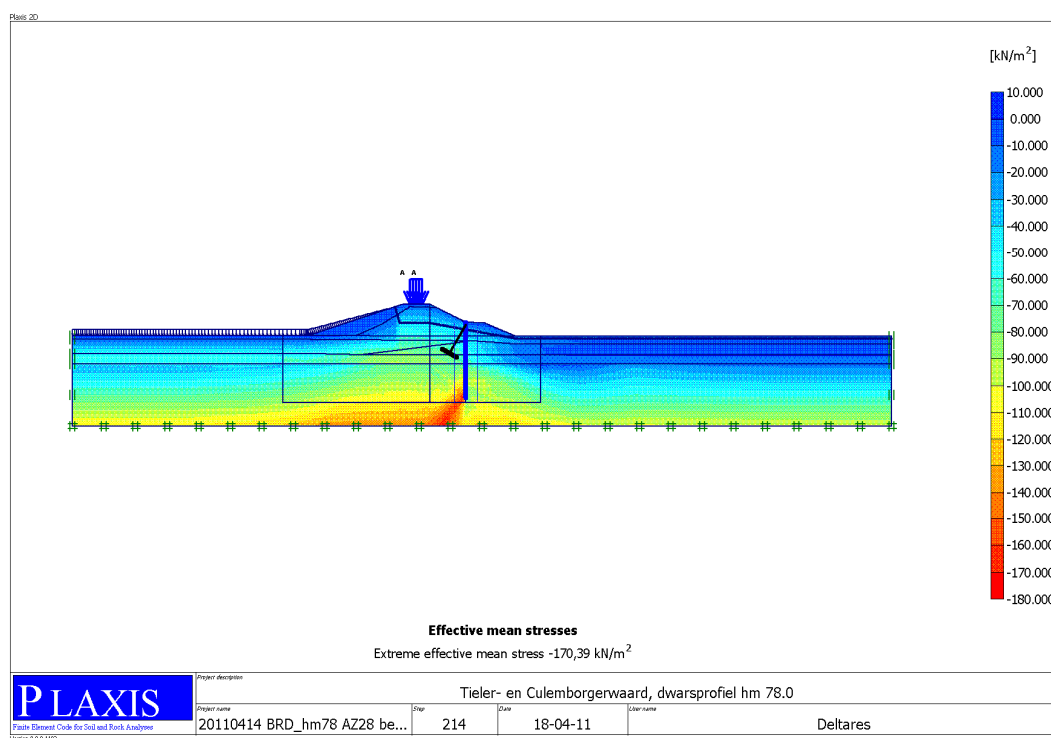
In de ongedraineerde sterkte-reductie berekening wordt de maatgevende stabiliteitsfactor (bij het optreden van doorgaand bezwijken in de gedraineerd sterkte-reductie, zie §4.3.3) van 1,91 in rekenstap 214 behaald. Zonder de zekerheid dat in deze rekenstap een overeenkomstig veiligheidsniveau wordt beschouwd, wordt deze toch beschouwd om na te gaan of er geen hogere momenten in de damwand en ankerkrachten worden berekend.



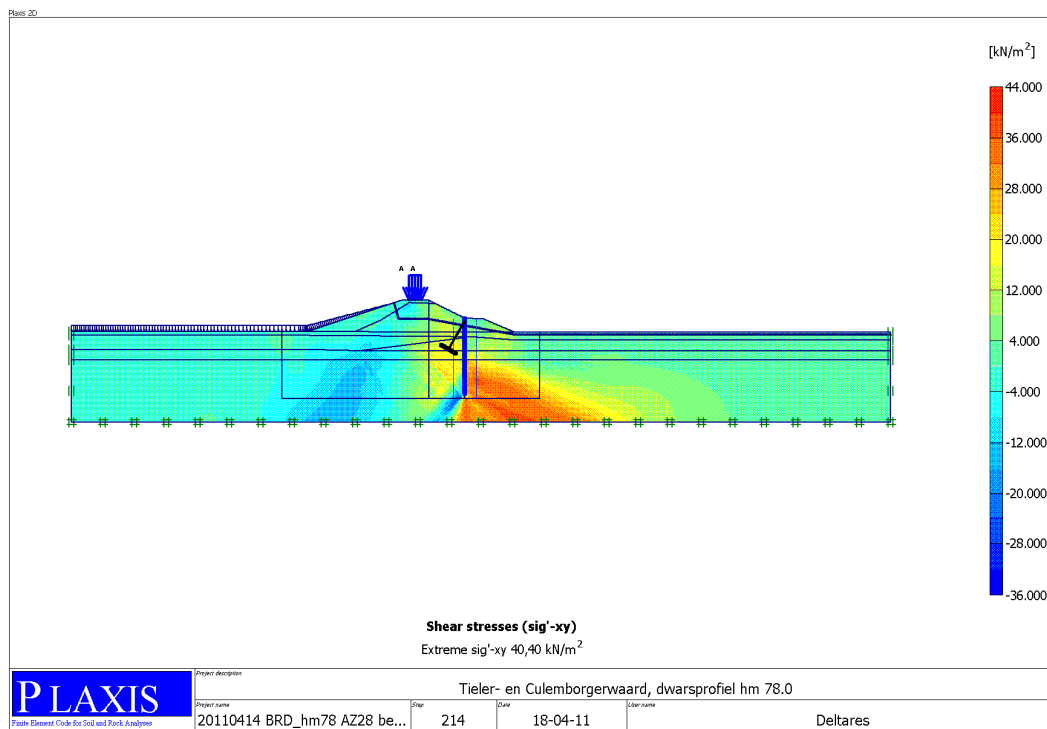
Figuur 4.8: Verloop ΣM_{sf} als functie van rekenfase in ongedraineerde sterkte-reductie (inclusief rekenstap waar $\Sigma M_{sf} = \Sigma M_{sf_{\text{doorgaand bezwijken gedraineerd}}}$)



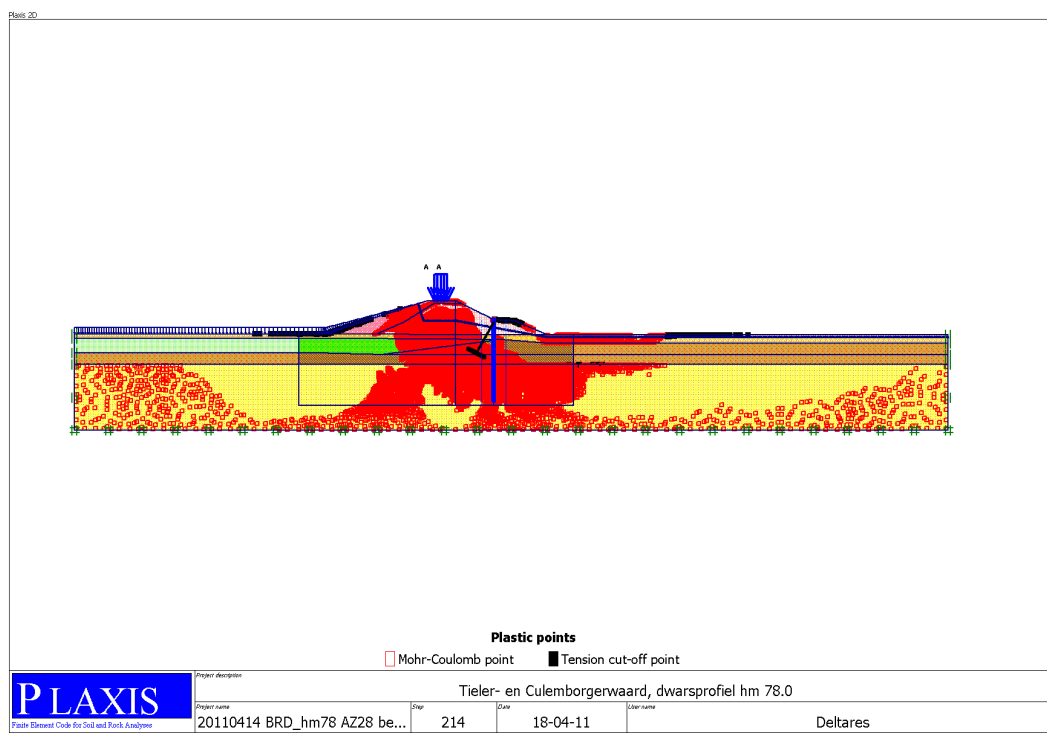
Figuur 4.9: Verloop ΣM_{sf} als functie van verplaatsing binnenkruin in ongedraineerde sterkte-reductie



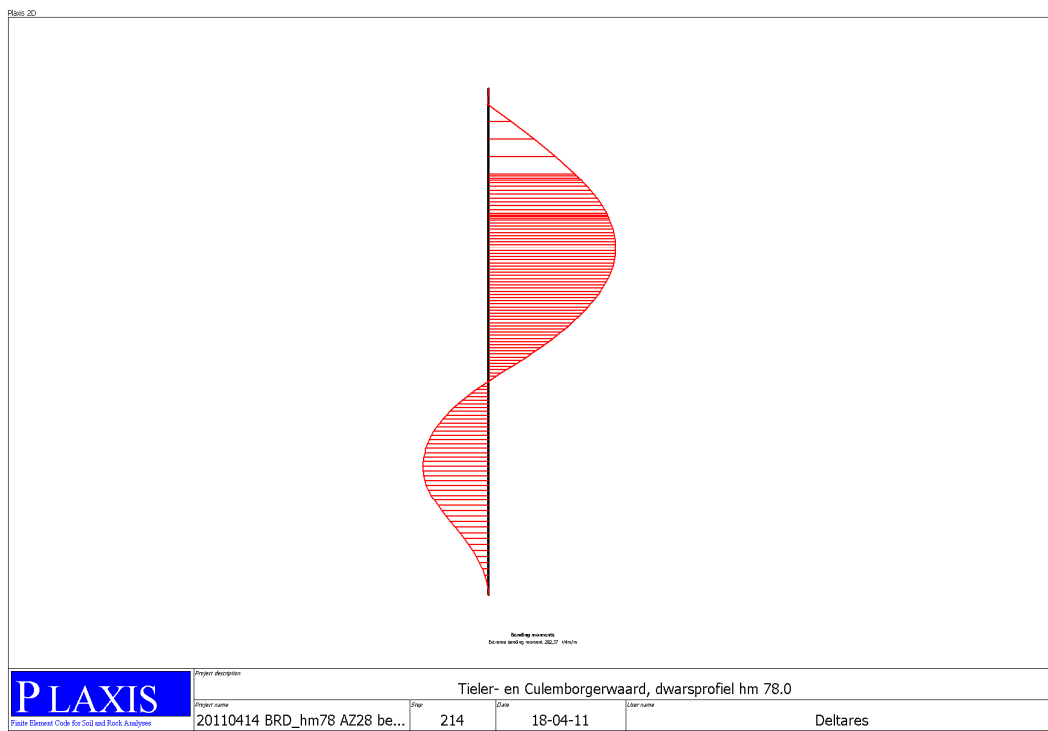
Figuur 4.10: Totale verplaatsingen na rekenstap 214 ongedraineerde sterkte-reductie



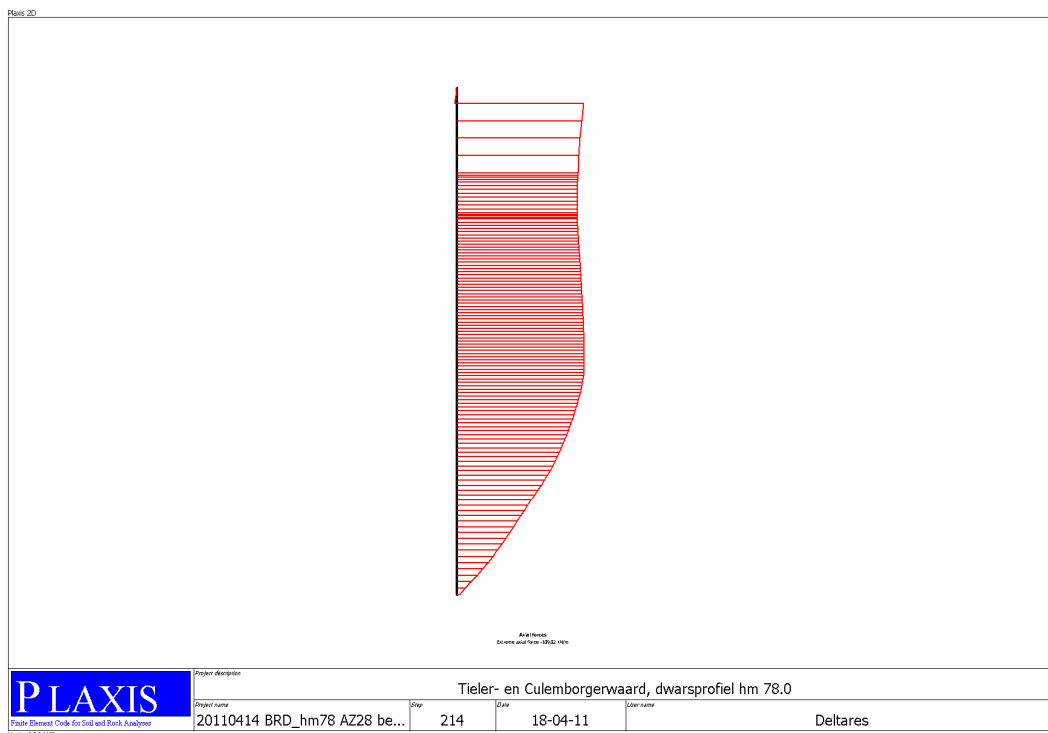
Figuur 4.11: Schuifspanningen na rekenstap 214 ongedraineerde sterkte-reductie



Figuur 4.12: Spanningspunten na rekenstap 214 ongedraineerde sterkte-reductie



Figuur 4.13a: Momentverloop damwand na rekenstap 214 ongedraineerde sterkte-reductie



Figuur 4.13b: Verloop normaalkracht na rekenstap 214 ongedraineerde sterkte-reductie

Hieruit blijkt dat het maatgevende moment (M_d) en de maatgevende normaalkracht (N_d) in de damwand volgens de ongedraineerde sterkte-reductie berekening (inclusief geadviseerde aanvullende veiligheidsfactor volgens het stappenplan) gelijk zijn aan:

$$M_{d;undr} = 282,37 \times 1,15 = \mathbf{325 \text{ kNm/m'}}$$

$$N_{d;undr} = 189,82 \times 1,15 = \mathbf{219 \text{ kN/m'}}$$

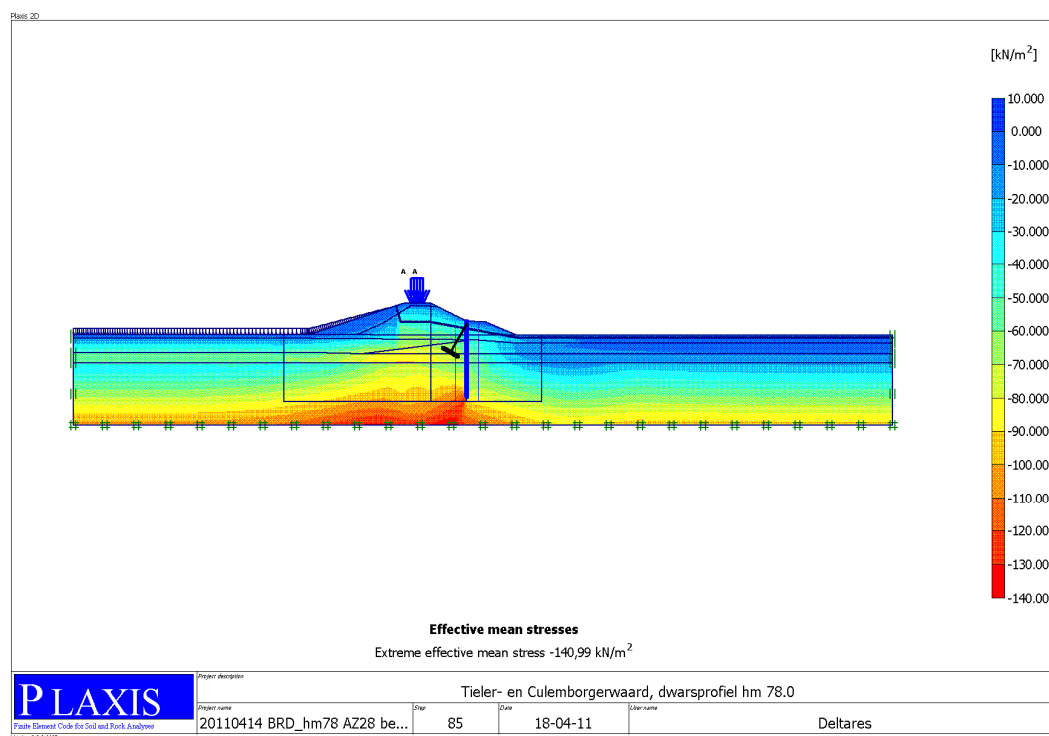
Uit blijkt dat de maatgevende ankerkracht ($F_{anker;d}$) in de verankering met een hart-op-hart afstand van 3 m volgens de ongedraineerde sterkte-reductie berekening (inclusief geadviseerde aanvullende veiligheidsfactor volgens het stappenplan) gelijk is aan:

$$F_{anker;d;undr} = 3 \times 221,40 \times 1,25 = \mathbf{831 \text{ kN}}$$

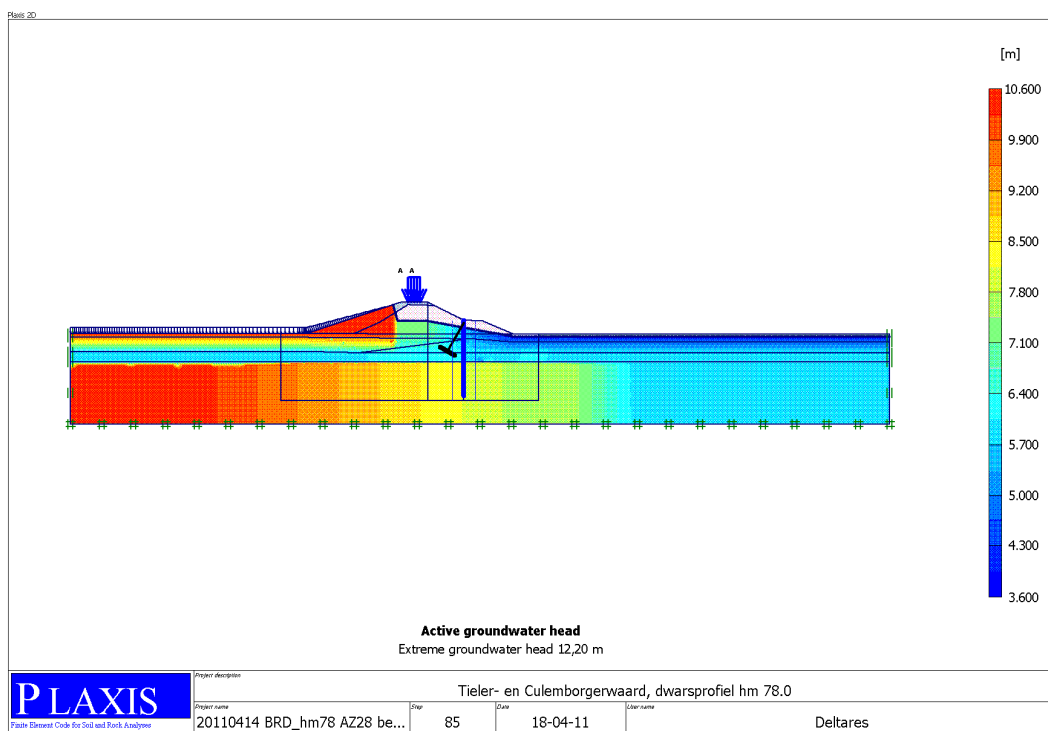
N.B. Bij de bovenstaande resultaat moet worden vermeld dat de aanvullende veiligheidsfactoren op het moment, de normaalkracht en de ankerkracht mogelijk lager kunnen worden aangehouden. Hiervoor is echter meer inzicht noodzakelijk in de interactie tussen grond en constructieve elementen.

4.3.2 STAP 8b: Aanpassen parameterset

Ter controle van de invloed van het aanpassen van de grondsterkte (niet-associatief naar associatief) door het vervangen van parametersets worden in figuur 4.14a en figuur 14b de verdeling van respectievelijk de effectieve spanningen en de stijghoogte weergegeven. Deze wijken niet significant af van de verdelingen in figuur 4.7a en figuur 4.7b.

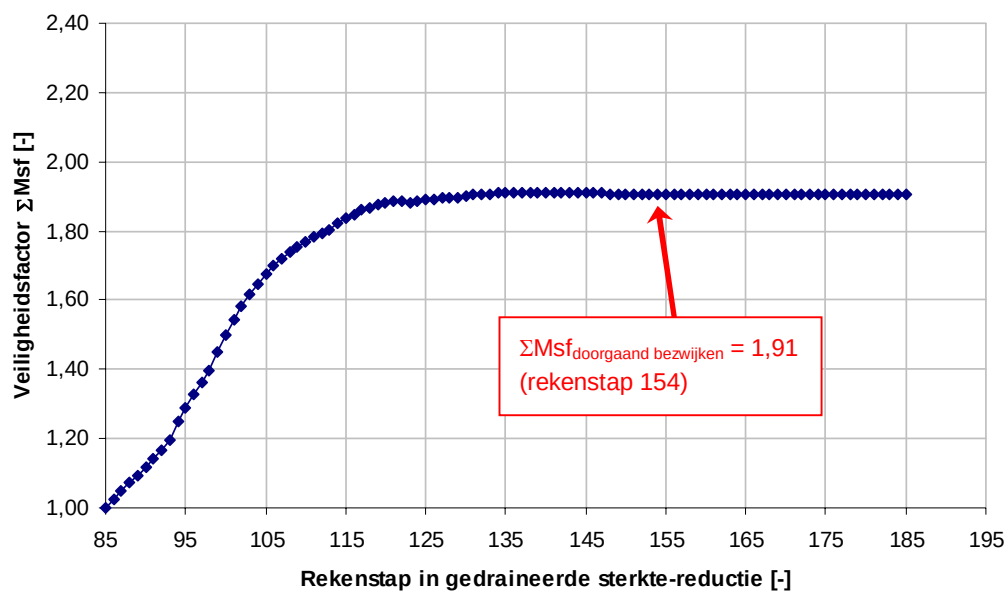


Figuur 4.14a: Verdeling effectieve spanningen na aanpassen van parameterset M1 naar parameterset M2

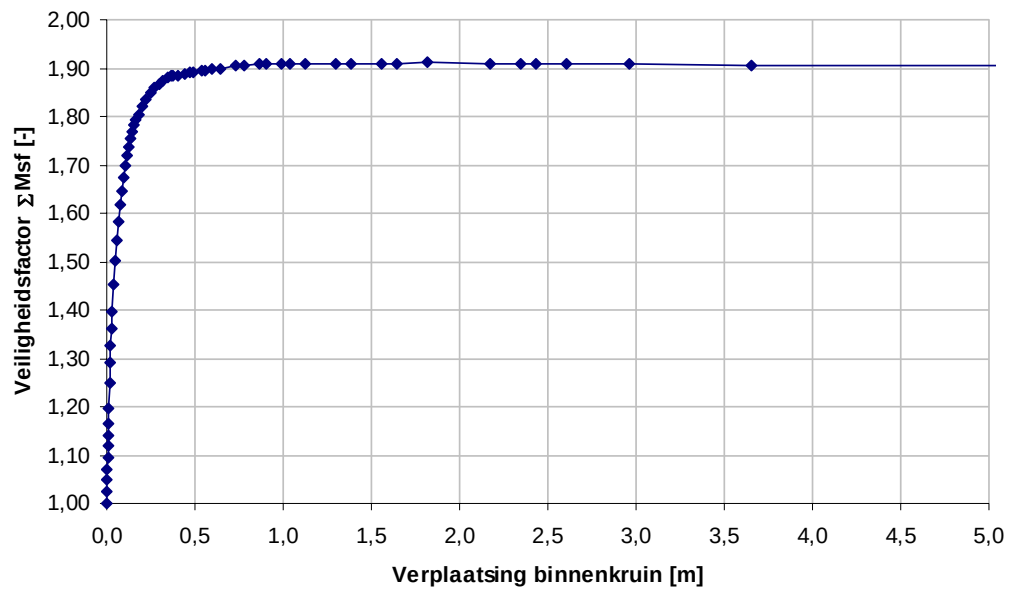


Figuur 4.14b: Verdeling stijghoogte na aanpassen van parameterset M1 naar parameterset M2

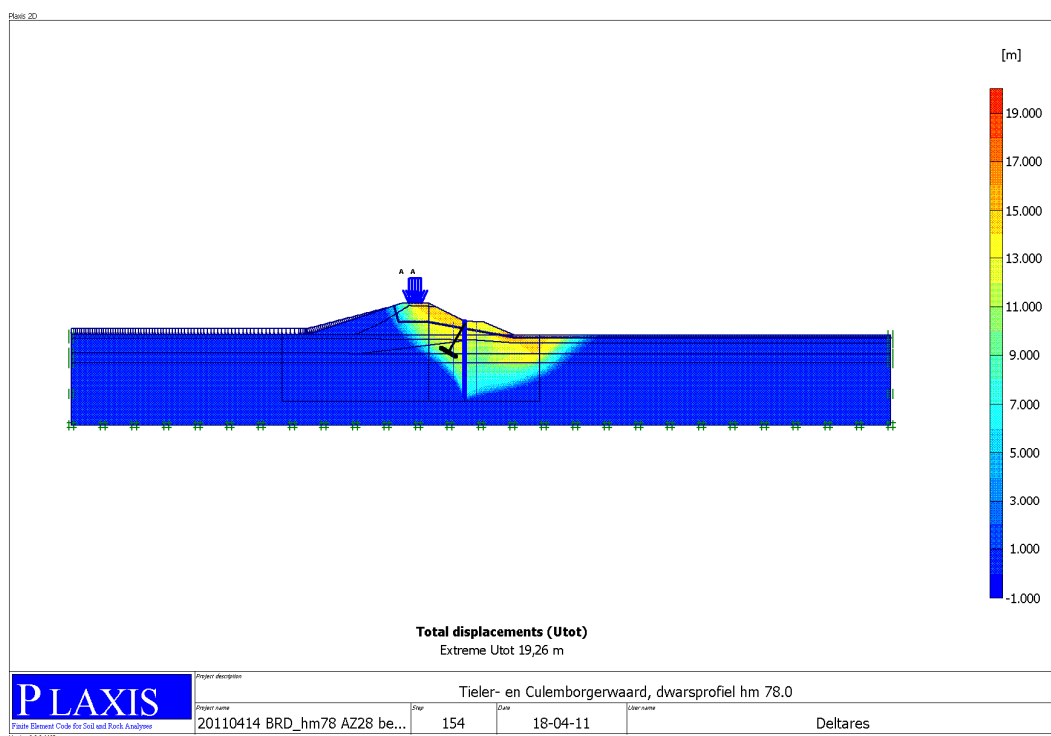
4.3.3 STAP 8c: Uitvoeren gedraineerde sterkte-reductie berekening



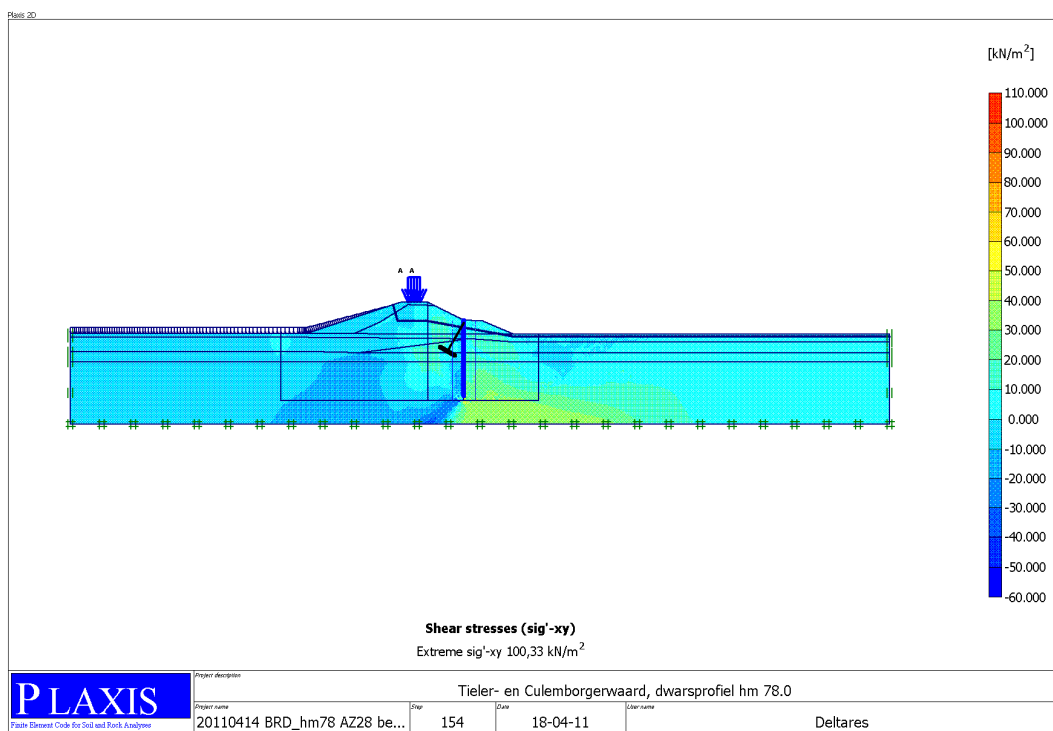
Figuur 4.15: Verloop ΣMsf als functie van rekenfase in gedraineerde sterkte-reductie



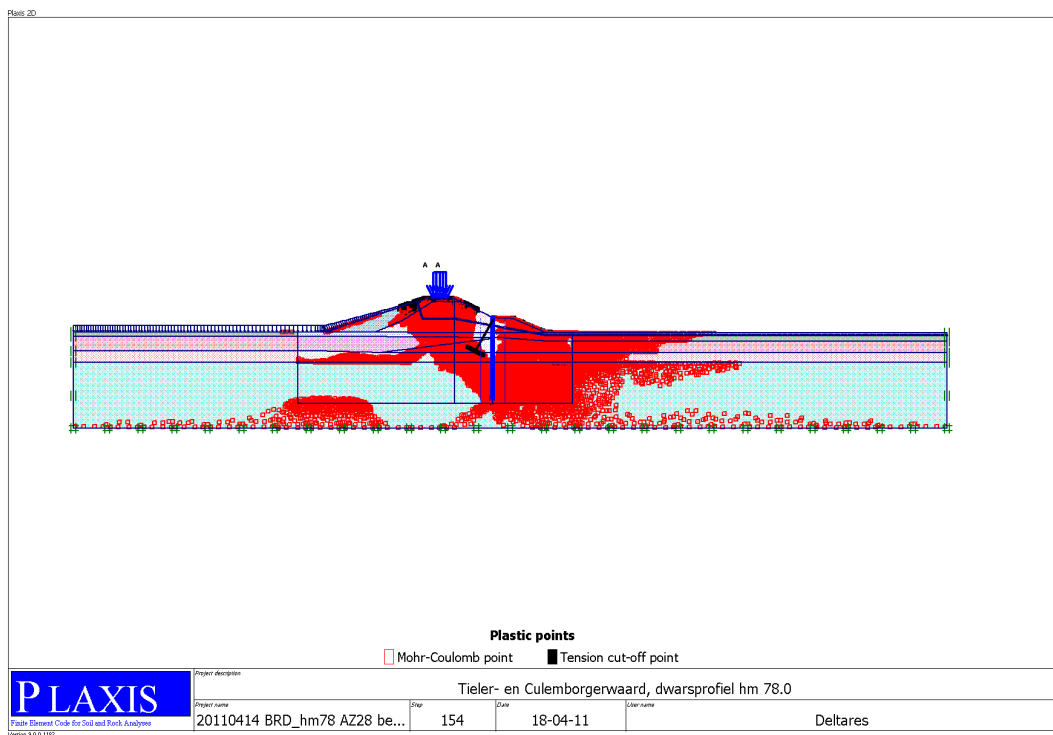
Figuur 4.16: Verloop ΣM_{sf} als functie van verplaatsing binnenkruin in gedraineerde sterkte-reductie



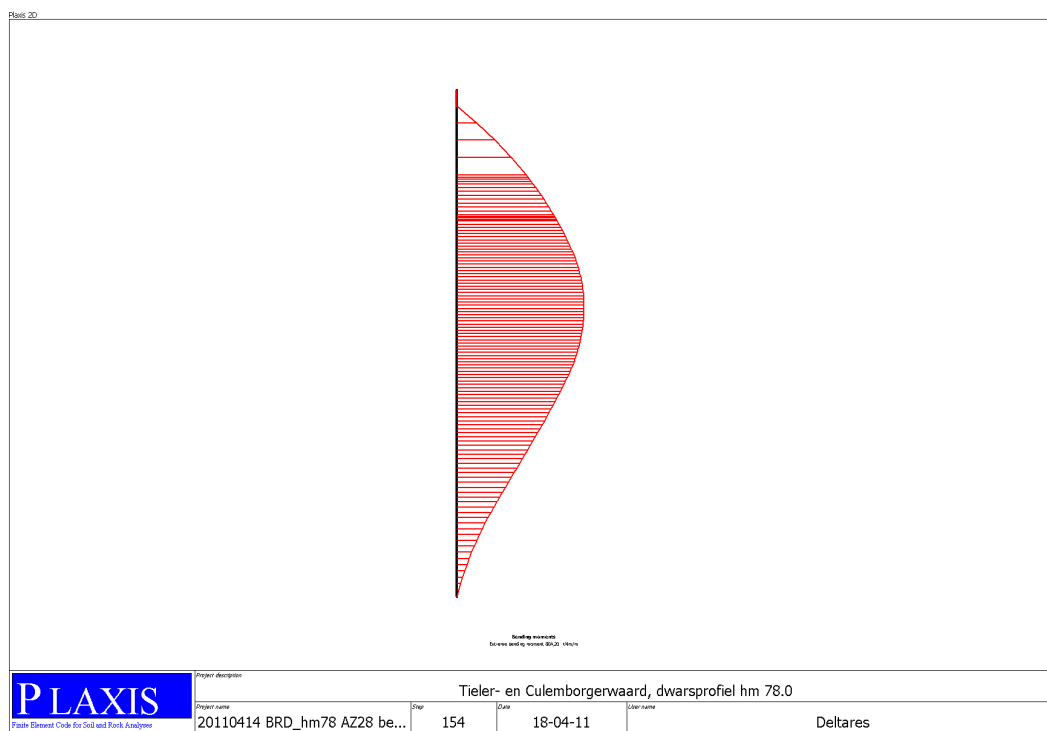
Figuur 4.17: Totale verplaatsingen na rekenstap 154 gedraineerde sterkte-reductie



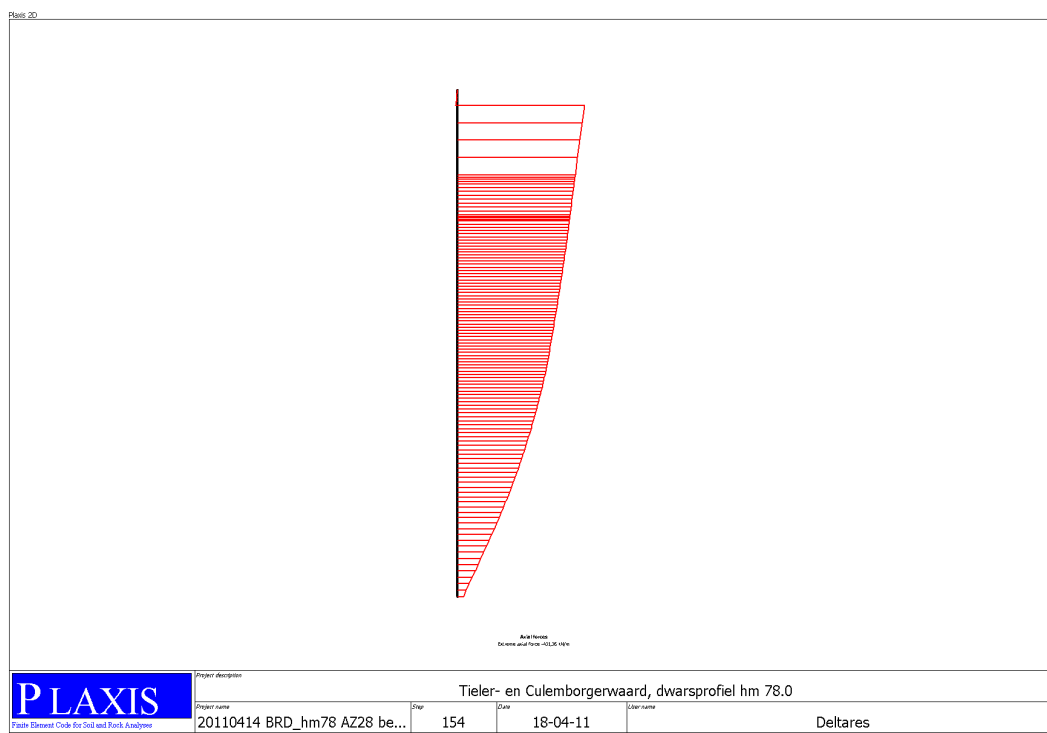
Figuur 4.18: Schuifspanningen na rekenstap 154 gedraineerde sterkte-reductie



Figuur 4.19: Spanningspunten na rekenstap 154 gedraineerde sterkte-reductie



Figuur 4.20a: Momentverloop damwand na rekenstap 154 gedraineerde sterkte-reductie



Figuur 4.20b: Verloop normaalkracht na rekenstap 154 gedraineerde sterkte-reductie

Hieruit blijkt dat het maatgevende moment (M_d) en de maatgevende normaalkracht (N_d) in de damwand volgens de ongedraineerde sterkte-reductie berekening (inclusief geadviseerde aanvullende veiligheidsfactor volgens het stappenplan) gelijk zijn aan:

$$M_{d;dr} = 804,20 \times 1,15 = \mathbf{925 \text{ kNm/m'}}$$

$$N_{d;dr} = 431,36 \times 1,15 = \mathbf{497 \text{ kN/m'}}$$

Uit blijkt dat de maatgevende ankerkracht ($F_{\text{anker};d}$) in de verankering met een hart-op-hart afstand van 3 m volgens de ongedraineerde sterkte-reductie berekening (inclusief geadviseerde aanvullende veiligheidsfactor volgens het stappenplan) gelijk is aan:

$$F_{\text{anker};d;dr} = 3 \times 503,60 \times 1,25 = \mathbf{1.889 \text{ kN}}$$

N.B. Bij de bovenstaande resultaat moet worden vermeld dat de aanvullende veiligheidsfactoren op het moment, de normaalkracht en de ankerkracht mogelijk lager kunnen worden aangehouden. Hiervoor is echter meer inzicht noodzakelijk in de interactie tussen grond en constructieve elementen.

5 Interpretatie en controle resultaten

5.1 STAP 9a: Toetsing globale veiligheid

Op basis van de resultaten in §4.3.3 wordt aan de gestelde eis voldaan, want er geldt:

$$\Sigma M_{sf_{\text{doorgaand bezwijken}}} = 1,91 \geq 1,83$$

5.2 STAP 9b: Toetsing constructieve elementen

5.2.1 Toetsing van stalen damwand AZ 28 (staalkwaliteit S240)

Voor de uiterste spanning ten gevolge van de combinatie van een moment en normaalkracht in de damwandplank AZ 28 met staalkwaliteit S240 moet gelden:

$$\sigma_u = M_d/W + N_d/A \leq 240 \text{ N/mm}^2$$

Met de maatgevende waarden voor het moment ($M_d = 925 \text{ kNm/m'}$) en de normaalkracht ($N_d = 497 \text{ kN/m'}$) uit de gedraineerde sterkte-reductie berekening, en met het weerstandsmoment ($W = 2.755 \text{ cm}^3/\text{m'}$) en de doorsnede ($A = 211 \text{ cm}^2/\text{m'}$) uit tabel 2.1 geldt dan per m':

$$\sigma_u = (925 \cdot 10^6 / 2.755 \cdot 10^3) + (497 \cdot 10^3 / 211 \cdot 10^2) \approx 360 \text{ N/mm}^2 \geq 240 \text{ N/mm}^2$$

Hieruit wordt geconcludeerd dat er niet aan de eis voor de maximale spanning wordt voldaan. Met een zwaarder damwandprofiel en/of een hogere staalkwaliteit had wel aan deze eis kunnen worden voldaan.

5.2.2 Toetsing verankering (staalkwaliteit MW450)

Voor de uiterste spanning in de verankering met staalkwaliteit MW450 moet gelden:

$$\sigma_u = F_{\text{anker;d}}/A \leq 470 \text{ N/mm}^2$$

Met de maatgevende ankerkracht per anker ($F_{\text{anker;d}} = 1.889 \text{ kN}$) en de bekende staaldoorsnede per anker ($A = 1.134 \text{ mm}^2$) uit tabel 2.2 geldt dan per anker:

$$\sigma_u = (1.889 \cdot 10^3 / 1.134) \approx 1.670 \text{ N/mm}^2 \geq 470 \text{ N/mm}^2$$

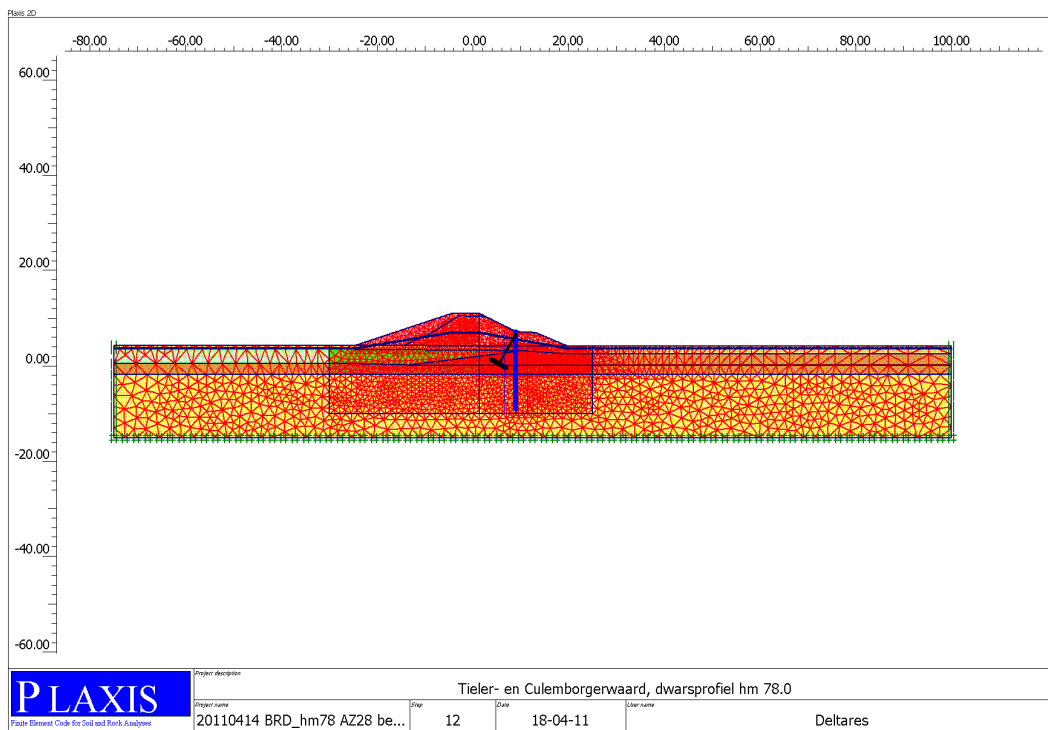
Hieruit wordt geconcludeerd dat er niet aan de eis voor de maximale spanning in de verankering wordt voldaan. Met een grotere staaldoorsnede, een kleinere hart-op-hart afstand en/of een hogere staalkwaliteit had wel aan deze eis kunnen worden voldaan.

5.3 STAP 9c: Controle resultaten

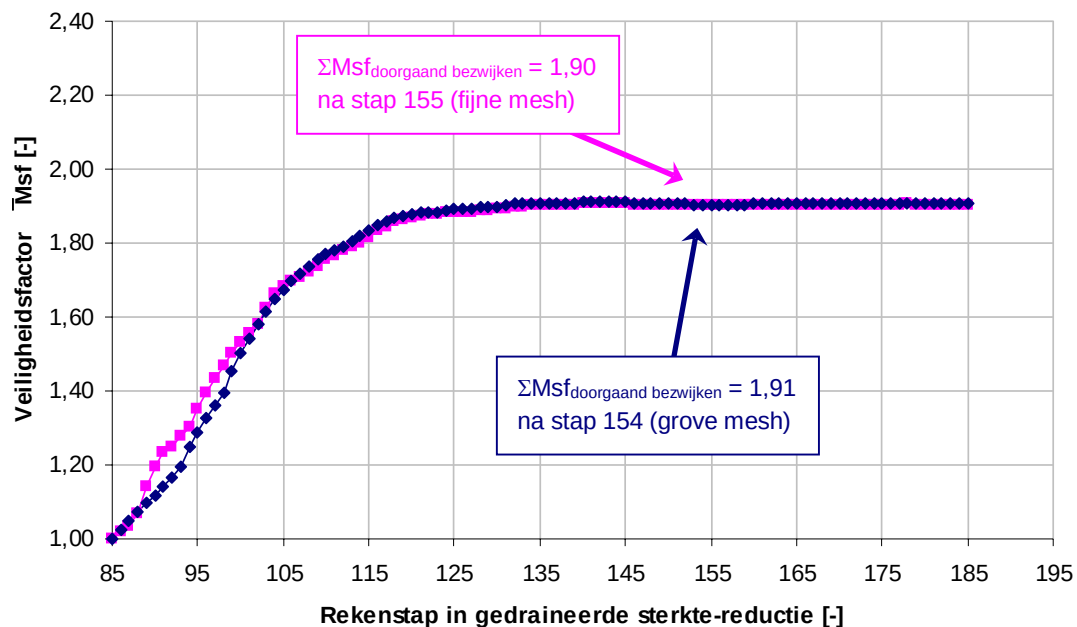
5.3.1 Invloed fijnere mesh in gedraineerde sterkte-reductie berekening

Voor de PLAXIS-mesh geldt bij de fijner aangehouden mesh de volgende gegevens:

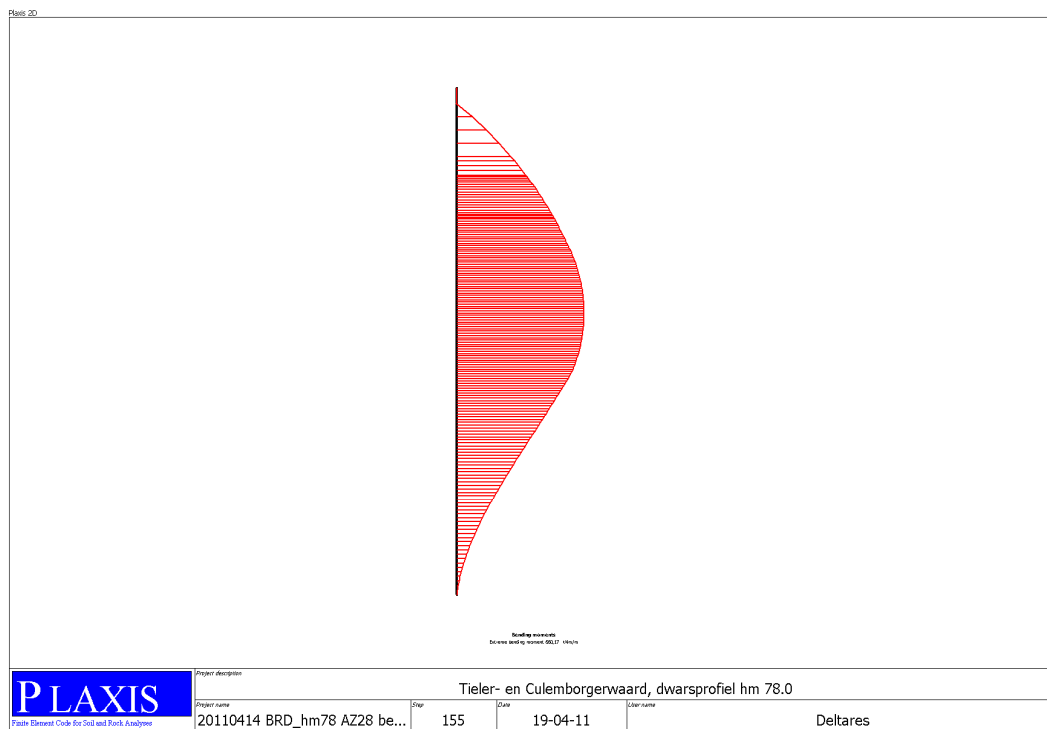
- aantal elementen in de mesh: 5.400
- gemiddelde elementgrootte in de mesh: 0,92 m



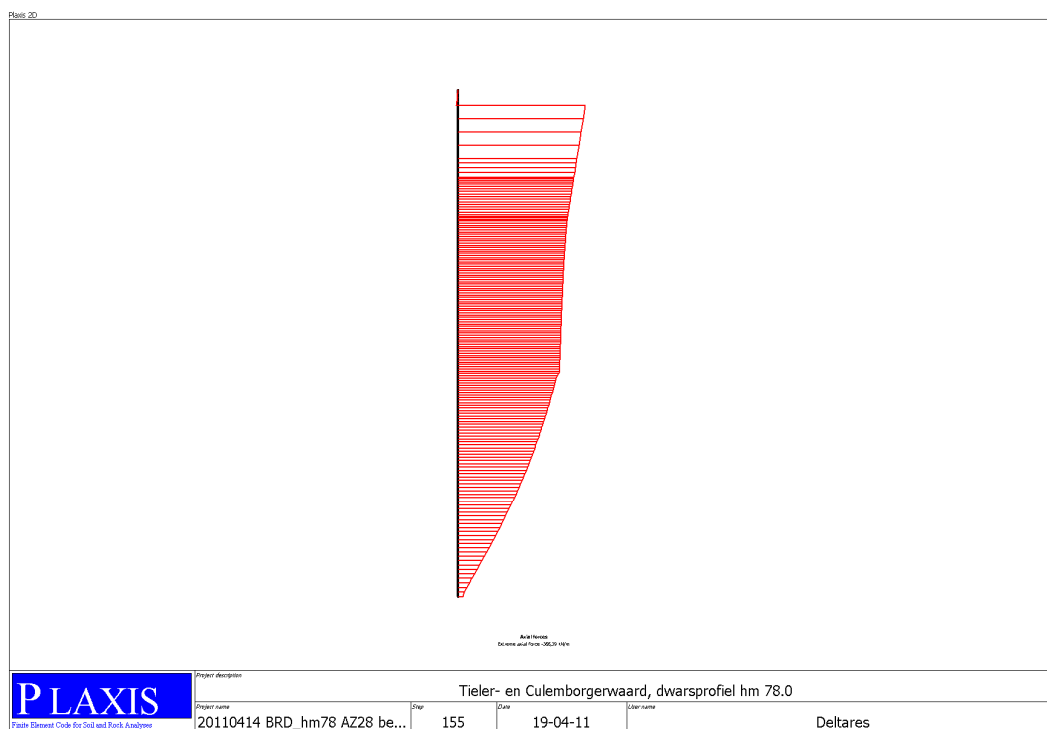
Figuur 5.1: PLAXIS-model dwarsprofiel hm 78 met fijnere mesh



Figuur 5.2a: Verloop ΣM_{sf} als functie van rekenfase in gedraineerde sterkte-reductie met relatief grove en fijne mesh



Figuur 5.2b: Momentverloop damwand na rekenstap 155 gedraineerde sterkte-reductie met fijnere mesh



Figuur 5.2c: Verloop normaalkracht na rekenstap 154 gedraineerde sterkte-reductie met fijnere mesh

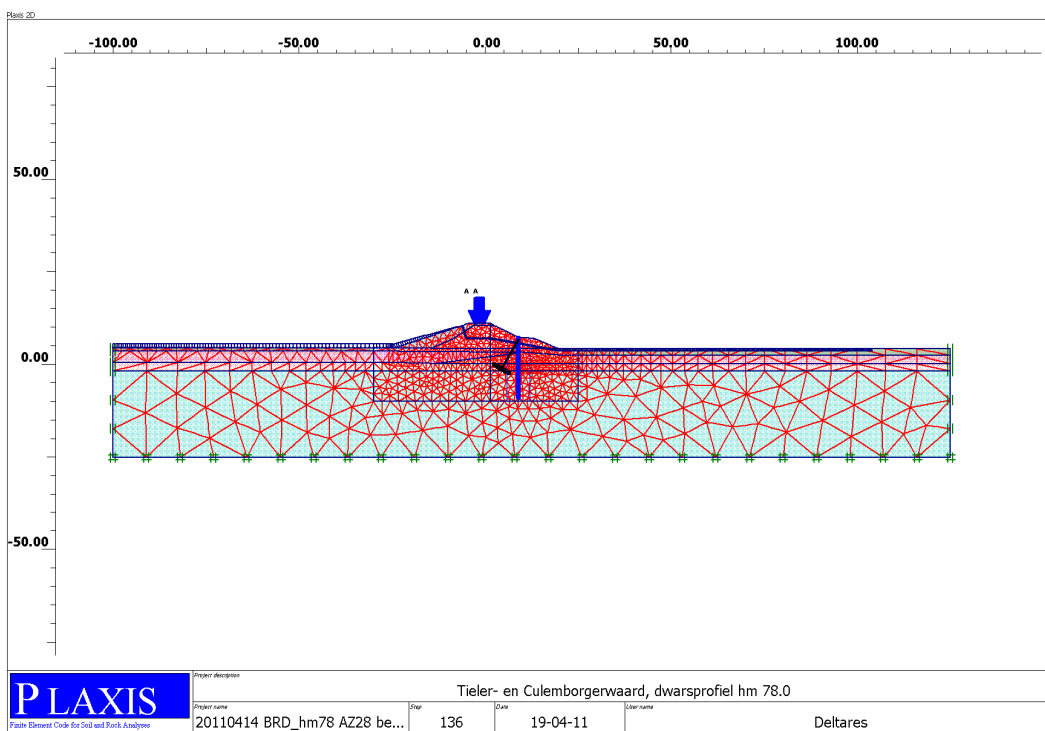
Het verloop van moment en normaalkracht komt sterk met die in figuur 4.20a en figuur 20b overeen. Met een fijnere mesh worden wel significant lagere waarden voor maatgevend moment (M_d), normaalkracht (N_d) en ankerkracht ($F_{\text{anker},d}$) vastgesteld:

$$\begin{aligned} M_{d;dr} &= 660,17 \times 1,15 = \mathbf{760 \text{ kNm/m'}} && (\text{reductie van circa 20\%}) \\ N_{d;dr} &= 366,39 \times 1,15 = \mathbf{422 \text{ kN/m'}} && (\text{reductie van circa 15\%}) \\ F_{\text{anker},d;dr} &= 3 \times 428,30 \times 1,25 = \mathbf{1.607 \text{ kN}} && (\text{reductie van circa 15\%}) \end{aligned}$$

Met deze waarden wordt nog niet aan de toets voldaan, maar het pakt wel aanzienlijk gunstiger uit voor de constructieve elementen. Er geldt nu namelijk dat:

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{damwand},u} &= (760 \cdot 10^6 / 2.755 \cdot 10^3) + (422 \cdot 10^3 / 211 \cdot 10^2) \approx 296 \text{ N/mm}^2 \geq 240 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{\text{anker},u} &= (1.607 \cdot 10^3 / 1.134) \approx 1.418 \text{ N/mm}^2 \geq 470 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

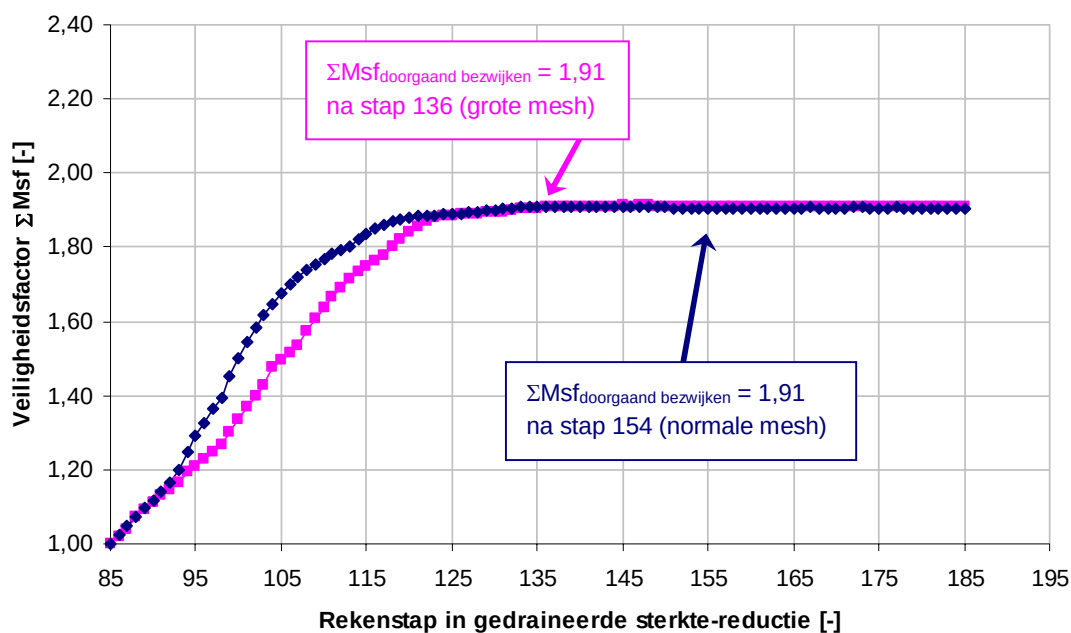
5.3.2 Invloed grotere mesh in gedraineerde sterkte-reductie berekening



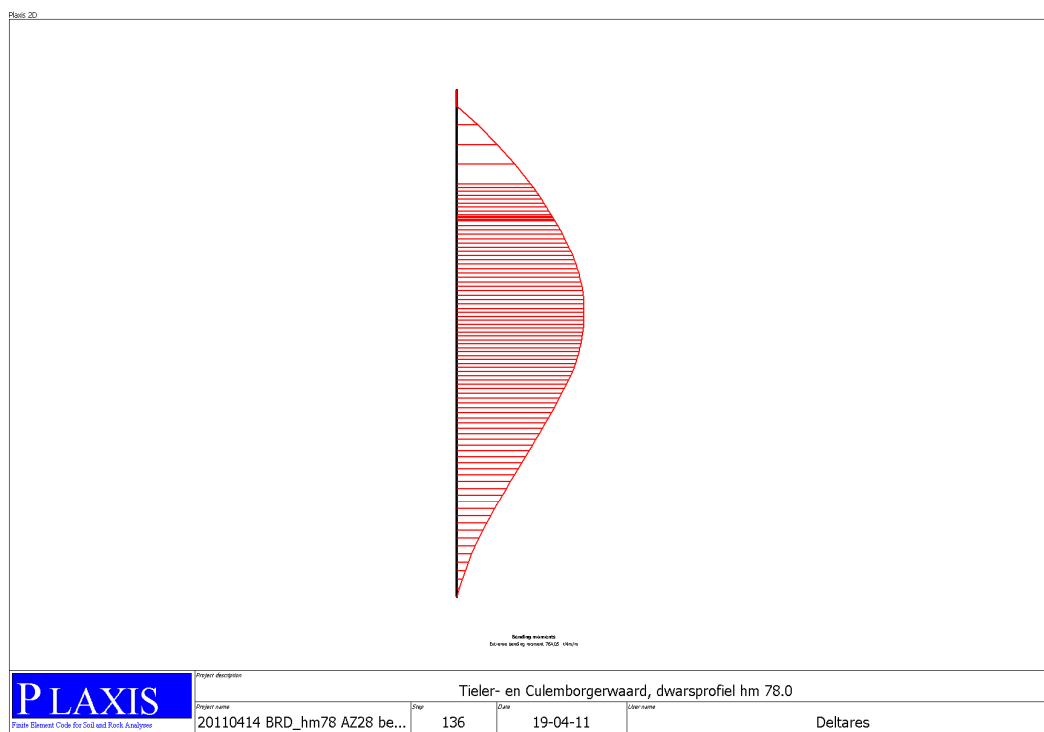
Figuur 5.3: PLAXIS-model dwarsprofiel hm 78 met grotere mesh

Voor de PLAXIS-mesh geldt met een grotere mesh de volgende gegevens:

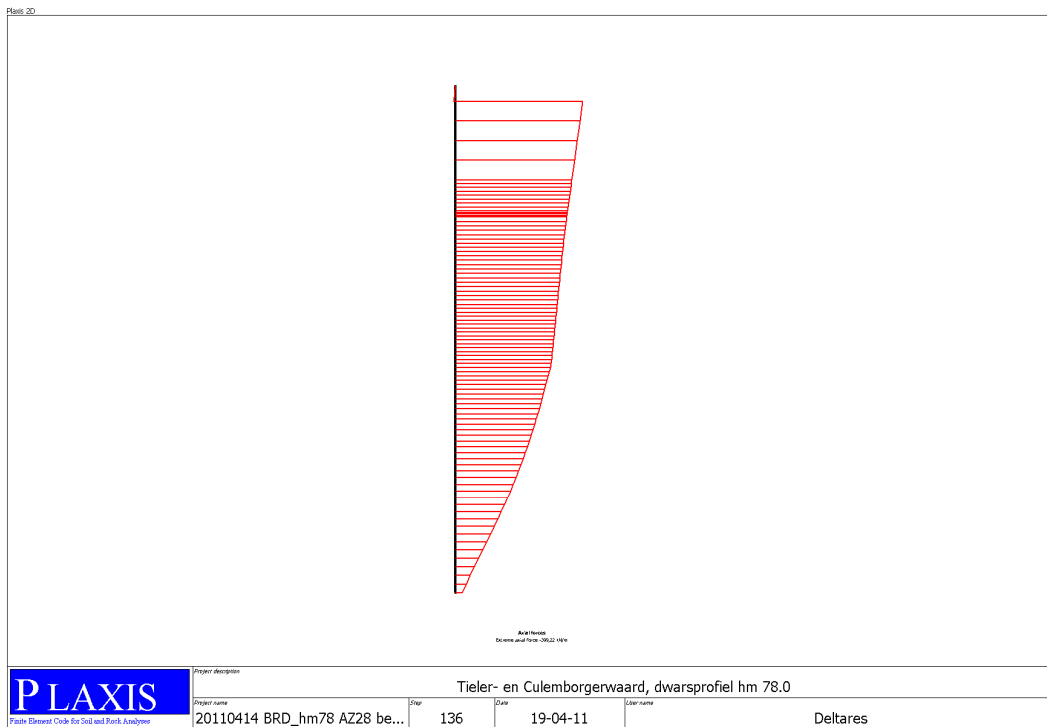
- aantal elementen in de mesh: 1.671
- gemiddelde elementgrootte in de mesh: 2,20 m
- mesh-rand rivierzijde/polderzijde: -100 m/+125 m
- mesh-rand onderzijde: -25 m



Figuur 5.4a: Verloop ΣM_{sf} als functie van rekenfase in gedraineerde sterkte-reductie met normale en grotere mesh



Figuur 5.4b: Momentverloop damwand na rekenstap 136 gedraineerde sterkte-reductie met grotere mesh



Figuur 5.4c: Verloop normaalkracht na rekenstap 136 gedraineerde sterkte-reductie met grotere mesh

Het verloop van moment en normaalkracht komt sterk met die in figuur 4.20a en figuur 20b overeen. Met een grotere mesh worden wel enigszins lagere waarden voor maatgevend moment (M_d), normaalkracht (N_d) en ankerkracht ($F_{\text{anker};d}$) vastgesteld:

$$\begin{aligned}
 M_{d;dr} &= 764,05 \times 1,15 = \mathbf{879 \text{ kNm/m}'} && (\text{reductie van circa } 5\%) \\
 N_{d;dr} &= 399,29 \times 1,15 = \mathbf{460 \text{ kN/m}'} && (\text{reductie van circa } 8\%) \\
 F_{\text{anker};d;dr} &= 3 \times 466,30 \times 1,25 = \mathbf{1.749 \text{ kN}} && (\text{reductie van circa } 7\%)
 \end{aligned}$$

Met deze waarden wordt ook niet aan de toets voldaan, al pakt wel iets gunstiger uit voor de constructieve elementen. Er geldt nu namelijk dat:

$$\begin{aligned}
 \sigma_{\text{damwand};u} &= (879 \cdot 10^6 / 2.755 \cdot 10^3) + (460 \cdot 10^3 / 211 \cdot 10^2) \approx 341 \text{ N/mm}^2 \geq 240 \text{ N/mm}^2 \\
 \sigma_{\text{anker};u} &= (1.749 \cdot 10^3 / 1.134) \approx 1.543 \text{ N/mm}^2 \geq 470 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$