

SBW Analyse macrostabiliteit van Dijken met Eindige Elementen- Modellen

Activiteit 04.a Opstellen stappenplan

Hans Teunissen

Titel

SBW Analyse macrostabiliteit van Dijken met Eindige Elementen-Modellen

Opdrachtgever

Rijkswaterstaat Waterdienst
Postbus 17
8200 AA LELYSTAD

Project

1001463-013

Kenmerk

1001463-013-GEO-0002

Pagina's

50

Trefwoorden

SBW, werkelijke sterkte, Eindige Elementen Methode, Stabiliteitsanalyse, toetsing waterkeringen

Samenvatting

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. Door kennisleemtes in te vullen wordt het toetsingsinstrumentarium uitgebreid en verbeterd. De huidige verbeterlag wordt gemaakt ten behoeve van het VTV 2011.

Het SBW-project 'Werkelijke Sterkte' richt zich op het verbeteren van het toetsspoor van macrostabiliteit binnenwaarts. Dit SBW-project omvat drie deelprojecten, waaronder het deelproject 'Analyse macrostabiliteit van dijken met Eindige Elementen Modellen (EEM)'. Dit type geavanceerde modellen komt aan bod als eenvoudige rekenregels of glijvlakberekeningen tekort schieten, bijvoorbeeld bij toepassing van constructieve elementen in dijken. Er bestaan momenteel echter geen richtlijnen voor het toetsen van dijken met EEM, zodat met het rekenresultaat nog niet goed kan worden getoetst aan de wettelijk vereiste veiligheid. Dit vormt een drempel voor het gebruik en de acceptatie van EEM als toetsingsinstrument.

Het hoofddoel van dit deelproject is het komen tot een in de praktijk bruikbare richtlijn, bestaande uit een veiligheidsfilosofie en een bijbehorend stappenplan, waarmee primaire waterkeringen met EEM kunnen worden getoetst op macrostabiliteit en de sterkte van eventueel daarin aanwezige constructieve elementen. Op dit moment ligt daarbij de nadruk op waterkeringen zonder of met eenvoudige constructies (zoals damwanden). Later kan dit worden uitgebreid naar meer complexe versterkingsconstructies (zoals INSIDE-technieken).

Dit rapport beschrijft hoe een EEM-berekening te maken voor de stabiliteit van een waterkering. In de Nederlandse ingenieurspraktijk betekent dit dat met PLAXIS een analyse wordt gemaakt, waarbij uiteindelijk een sterktereductie berekening wordt gemaakt op grond waarvan de stabiliteit van de waterkering wordt beoordeeld. Hier wordt de receptuur beschreven om tot een EEM berekening te komen waar de mechanische, numerieke en veiligheidsaspecten in beschreven staan om tot een goed resultaat te komen.

Referenties

WD-4977/BIO/Hofman

Titel

SBW Analyse macrostabiliteit van Dijken met
Eindige Elementen-Modellen

Opdrachtgever

Rijkswaterstaat Waterdienst
Postbus
8200 AA LELYSTAD

Project

1001463-013
17

Kenmerk

1001463-013-GEO-0002

Pagina's

50

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
1	2009-07-03	dr.ir. J.A.M. Teunissen		ing. A.P.C. Rozing		Ing. A.T. Aantjes	
2	2009-09-23	dr.ir. J.A.M. Teunissen		ing. A.P.C. Rozing		Ing. A.T. Aantjes	

Status

definitief

Inhoud

1 Managementsamenvatting	1
2 Inleiding	5
2.1 Achtergrond	5
2.1.1 SBW-project 'Werkelijke Sterkte'	5
2.1.2 Deelproject 'Analyse macro-stabiliteit van dijken met EEM'	5
2.2 Opzet rapport	6
3 Probleembeschrijving en data verzamelen	9
4 Toetsmethode en Toetscriterium	13
4.1 Inleiding toetsmethode	13
4.2 Behandeling belasting- en materiaalfactoren	14
4.3 Vereiste veiligheid	15
4.3.1 Stabiliteitsnorm	15
4.3.2 Toetsnorm constructieve elementen	19
5 Opzetten van de EEM-analyse	21
5.1 Geometrie	21
5.2 Grond	24
5.2.1 Mohr-Coulomb model	24
5.2.2 Hardening Soil model	29
5.3 Andere elementtypen	32
6 Uitvoeren van de EEM-analyse	35
6.1 Rekenfases	35
6.2 Hydraulische begintoestand	36
6.3 Effectieve beginspanningen	37
6.4 Belastingstappen	38
6.5 Sterktereductie berekening	39
6.6 Nulstappen of wisselen parameters	40
7 Interpreteren en controle van de EEM-analyse	41
8 Literatuur	43

1 Managementsamenvatting

Om een indruk te geven van de toegevoegde waarde van het voorliggende document is een aantal vragen geformuleerd. De antwoorden van deze vragen vormen de onderstaande managementsamenvatting.

Bijdrage resultaten van het gerapporteerde werk aan het hoofddoel

Het SBW onderzoek werkelijke sterkte heeft tot doel de macrostabiliteitstoets zoals die nu in de VTV is voorgeschreven te verbeteren. Hiertoe is het onderzoeksproject werkelijke sterkte opgesplitst in drie delen. Het onderdeel *"analyse van macrostabiliteit van dijken met eindige elementen modellen"*, hierna aangeduid met onderzoeksspoor EEM, heeft tot doel een procedure op te stellen waarmee de stabiliteit van waterkeringen kan worden berekend met behulp van eindige elementen modellen. Het voorliggende rapport beschrijft een stappenplan waarin wordt voorgeschreven hoe een dergelijke berekening dient te worden uitgevoerd. Hiermee is de rapportage een eerste aanzet voor het eindproduct.

Binnen het SBW project werkelijke sterkte vullen de verschillende deelprojecten elkaar aan. Het resultaat van het onderzoeksspoor EEM zal worden gebruikt in het onderzoeksspoor *"aanscherping gedetailleerde toets macrostabiliteit van dijken aan grenstoestanden van sterkte en vervormingen"*, hierna aangeduid met TGSV. Het toetsen aan grenstoestanden van vervormingen kan slechts met behulp van eindige elementen modellen te worden uitgevoerd.

Plaats van de rapportage in het onderzoek

In de voorgaande fasen zijn voorbereidende studies uitgevoerd waarin de problemen en hun oplossingsrichtingen zijn geïnventariseerd bij het toepassen van eindige elementen modellen voor het berekenen van de stabiliteit van waterkeringen. Dit is beschreven in rapport 1001463-013-GEO-0001. Daarnaast is een inventarisering gemaakt van de problemen bij het inpassen van eindige elementen berekeningen in de huidige leidraden en voorschriften. Dit is beschreven in rapport 1001463-012-GEO-0002 betreffende activiteit 3a, opstellen veiligheidsfilosofie. Uit deze activiteiten en bijbehorende producten is een stappenplan ontwikkeld. Dit stappenplan schrijft voor hoe met de huidige stand der techniek met eindige elementen modellen de stabiliteit van waterkeringen kan worden berekend. Het voorliggende rapport beschrijft dit stappenplan. In de komende fasen zal aan de hand van het uitvoeren van cases het stappenplan worden getest en indien nodig verbeterd. Het stappenplan, inclusief de verbeteringen die volgen uit de validatie vormt het eindproduct van dit onderdeel van het SBW onderzoek.

Wat waren de verwachtingen vooraf en komen die overeen met de resultaten?

Het betreft hier het stappenplan, volgend uit het vooronderzoek. Daarom is er geen sprake van verwachtingen vooraf.

Wat draagt dit resultaat (of het onderzoek waar dit bij hoort) bij aan het terugdringen van het aantal dijkvakken waaraan de score "geen oordeel" is toegekend.

De nieuwe toetsprocedure zal met name worden toegepast aan het einde van de gedetailleerde toetsing op macrostabiliteit. Recent is door Arcadis een inventarisatie uitgevoerd van de toetsresultaten uit de toetsronde 2001 – 2006. Uit deze inventarisatie volgde dat voor 27% van de getoetste waterkeringen er nog geen oordeel is voor het onderdeel Macrostabiliteit binnenwaarts. De nieuwe toetsmethode is met name voor deze

waterkeringen opgezet. De totale lengte primaire waterkering die aan de toetsing onderworpen wordt is 3558 km. Dit houdt in dat voor 960 km, 27% van 3558 km, nog geen eindscore voor macrostabiliteit is toegekend. In het onderzoekspoor TGSV wordt gebruik gemaakt van berekende vervormingen om aan het einde van de gedetailleerde toets het vervormingsaspect in de toetsing mee te nemen.

Daarnaast is de toepassing van eindige element modellen met name geschikt bij het toetsen van kunstwerken. Uit de bovengenoemde inventarisatie van Arcadis blijkt dat circa 57 kunstwerken nog geen eindscore voor het onderdeel stabiliteit hebben gekregen. Voor deze 57 kunstwerken kan het stappenplan worden toegepast om tot een eindoordeel te komen.

Wat is de bijdrage aan een mogelijke versimpeling van de toetsing

De nieuwe toetsprocedure heeft tot doel de nauwkeurigheid van de toetsing op macrostabiliteit te verbeteren. Hierdoor zullen naar verwachting meer dijkvakken sneller een eindoordeel krijgen en minder dijken onterecht worden afgekeurd. Dit doel staat haaks op een mogelijke versimpeling van de toetsprocedure.

Wat is de bijdrage aan financieel voordeel

De uitwerking van het spoor analyse macrostabiliteit van dijken met eindige elementen modellen draagt voor een belangrijk deel bij aan de het onderzoekspoor TGSV. Voor twee dijkvakken is ter illustratie het kosten voordeel uitgewerkt. Het betreft een dijkvak langs de Markermeerdijk, Edam - Hoorn met een totale lengte van 19 km en verschillende dijkvakken langs de Lek in de Alblasserwaard met een totale lengte van 17 kilometer. Met een meer geavanceerde toetsmethode wordt geschat dat de dijkvaklengte waarover daadwerkelijk dijkversterking nodig is voor het traject Edam - Hoorn kan worden terug gebracht tot 9 km. Dit is een besparing van 10 km dijkversterking à 2 tot 2,5 M€ per kilometer komt dit neer op 18 tot 22,5 M€. Voor de dijkvakken langs de Lek wordt geschat dat de lengte waarover daadwerkelijk zou moeten worden versterkt kan worden terug gebracht naar 11 tot 7,7 km. Vanwege de bebouwing is in dit gebied de kosten van een dijkversterking geraamd op 2 tot 5,6 M€ per kilometer. De besparing wordt hiermee 15,4 tot 64,4 M€. Naast de besparing vanwege het niet uitvoeren van de dijkversterking kan voor het resterende deel worden aangetoond dat de dijkverzwaring 10 jaar kan worden uitgesteld zonder dat de veiligheid in gevaar komt. Het rentevoordeel, bij gemiddeld rentepercentage van 2%, bedraagt 4M€ voor de dijkvakken Hoorn - Edam en 8M€ voor de dijkvakken langs de Lek. De genoemde bedragen zijn gebaseerd op prijspeil 2005.

Daarnaast wordt opgemerkt dat het gebruik van eindige element methoden met name geschikt is voor het toetsen van kunstwerken. Tot nu toe ontbreekt in veel gevallen een goede toetsprocedure voor het toetsen van kunstwerken. Dit leidt tot een relatief groot aantal kunstwerken waar nog geen eindoordeel is toegekend. Bij de komende ronde dijkversterking in de Krimpenerwaard zal voor het traject Bergambacht – Schoonhoven vanwege ruimtegebrek een groot aantal kunstwerken worden toegepast. Na realisatie van deze kunstwerken zullen zij ook in de vijfjaarlijkse toetsing worden opgenomen terwijl er momenteel nog geen geschikte toetsprocedure voor handen is.

Waar in het gerapporteerde werk zitten discussiepunten die van belang zijn voor het reviewteam

Het rapport betreft een eerste aanzet voor het eindproduct. De volgende vragen worden aan het reviewteam gesteld:

- Is het stappenplan voldoende helder?
- Is het stappenplan voldoende eenduidig?
- Kan het huidige stappenplan in huidige vorm voor elke willekeurige situatie worden gebruikt of zijn er uitzonderingen?
- Welke vervolgacties zijn nog nodig om het stappenplan onderdeel van het toetsproces te maken?

2 Inleiding

2.1 Achtergrond

2.1.1 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.

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

- toetsen macro-stabiliteit van dijken aan grenstoestanden voor sterkte en vervorming,
- schuifsterkte van grond bij lage effectieve spanningen en
- analyse macro-stabiliteit van dijken met Eindige Elementen Modellen (EEM).

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

2.1.2 Deelproject 'Analyse macro-stabiliteit van dijken met EEM'

EEM-modellen komen aan bod als eenvoudige rekenregels of glijvlakberekeningen tekort schieten, bijvoorbeeld bij toepassing van constructieve elementen in dijken. Er bestaat echter momenteel geen veiligheidsfilosofie en stappenplan voor het uitvoeren van EEM berekeningen voor het toetsen van dijken. Dit betekent dat met een EEM rekenresultaat nog niet goed kan worden getoetst aan de wettelijk vereiste veiligheid. Dit vormt een drempel voor het gebruik en de acceptatie van de EEM als toetsingsinstrument.

Het hoofddoel van het deelproject 'Analyse macrostabiliteit van dijken met EEM' is te komen tot richtlijnen met bijhorend stappenplan waarbinnen stabiliteitsanalyses met behulp van EEM kunnen worden uitgevoerd. Hierbij is in 2008 de ambitie uitgesproken om EEM te gebruiken als *ultimate limit state* model, waarbij de veiligheid wordt afgestemd op de huidige gebruikte glijvlakmodellen (Bishop, LiftVan, Spencer).

De samenhang met de twee andere deelprojecten binnen het SBW-project 'Werkelijke Sterkte' is groot. De resultaten uit beide deelprojecten zijn noodzakelijk om een aantal onzekerheden die met EEM worden geïntroduceerd te verkleinen of op te heffen, en daarmee om de meerwaarde van EEM als toetsingsinstrument te realiseren.

2.2 Opzet rapport

Dit rapport beschrijft hoe een EEM-berekening te maken voor de stabiliteit van een waterkering. In de Nederlandse ingenieurspraktijk betekent dit dat met PLAXIS een analyse wordt gemaakt, waarbij uiteindelijk een sterktereductie berekening wordt gemaakt op grond waarvan de stabiliteit van de waterkering wordt beoordeeld.

Dit rapport is van essentieel belang, omdat een Eindige Elementen berekening anders en complexer in elkaar steekt dan een glijcirkelberekening en omdat de veiligheidsfactor uit PLAXIS zich niet op eenduidige wijze laat vergelijken met de veiligheidsfactor uit een glijcirkelberekening. De bedoeling is te komen tot een beschrijving van een analyse die controleerbare resultaten geeft en robuust is.

De opbouw van een Eindige Elementanalyse begint met een definitie van de doelstelling van de berekening. Wordt de berekening gemaakt om de maximale deformaties te bepalen van een constructie of van verplaatsingen in de omgeving? Of wordt de berekening gemaakt om het veiligheidsniveau van de waterkering te bepalen? Deze vragen vereisen verschillende aanpakken.

Hier gaan we ervan uit dat de EEM-berekening gemaakt gaat worden om het veiligheidsniveau van de waterkerende grondconstructie te bepalen. In eerste instantie gaan we uit van een waterkerende constructie zonder constructieve elementen ofwel een dijk. Deze worden deels beschreven maar dit moet later gecompleteerd worden. Met name de beoordeling van de sterkte is gecompliceerd voor situaties met constructies, de EEM biedt wel de mogelijkheden om dit te kunnen doen.

Dit rapport is opgebouwd op een soortgelijke wijze als de volgorde bij de verschillende stappen in een analyse nodig om een PLAXIS simulatie te kunnen maken. Dit zijn de volgende stappen:

1. Probleem beschrijving en het verzamelen van gegevens
2. De toetsmethode en het toetscriterium
3. Opzetten EEM-model. Het schematiseren van de constructie, waterspanningen en belastingen in het EEM model
4. Het uitvoeren van de EEM berekening
5. Het interpreteren en controle van de berekeningsresultaten

Opgemerkt dient te worden dat wat hierboven in de punten 2 en 5 staat aangegeven ook gezien kan worden als verlengde van de doelstelling van de berekening, namelijk hoe bepaal ik de veiligheid van de kering.

Deze benadering kan ook worden bekeken met als uitgangspunt: wat is een EEM analyse anders dan de traditionele glijvlakberekeningen. Verschillende aspecten spelen hierbij een rol. In een EEM analyse wordt met elasticiteit (reversibele deformaties) en plasticiteit (irreversibele deformaties) van de grond gerekend. Terwijl in een glijcirkelanalyse alleen met plasticiteit wordt gerekend. In een stabiliteitsprogramma wordt gezocht naar de veiligheid tussen aandrijvende krachten en weerstandbiedende krachten in vooraf in vorm vastgelegde mechanismen. Als er maar naar heel veel verschillende vormen en mechanismen wordt gekeken is de kans dat een kritisch mechanisme over het hoofd wordt gezien klein. In een EEM analyse ligt de vorm van het bezwijkmechanisme niet vast. De resultaten zijn wel afhankelijk van de fijnheid van het gebruikte mesh, de ruimtelijke discretisatie.

De gekozen opzet van het aanhouden van de volgorde van een analyse heeft als nadeel dat samenhang van verschillende aspecten verbrokkeld raken. Het gebruik van een materiaalmodel zoals het Mohr-Coulomb model voor de sterktereductie heeft met heel verschillende aspecten van de analyse te maken: zowel met het verzamelen van de beschikbare grondgegevens (met welke proeven zijn de parameters bepaald?), welke materiaalfactoren moeten er worden toegepast, het maken van de invoer van PLAXIS met de verschillende lagen, als de berekening met interpretatie. In dergelijke analyses voor bezwijken met materialen die zich sterk niet-lineair gedragen is het resultaat van heel veel aspecten afhankelijk.

Bij aspect “controle van de analyse” moet worden opgemerkt dat deze controle gezien kan worden als een eenmalige integrale toetsing van de gehele methodiek. Dit is niet mogelijk voor iedere toepassing van PLAXIS voor de stabiliteit. Dit zal hier niet nader worden behandeld, dit is onderdeel van de bijbehorende veiligheidsfilosofie. Hier betekent het de kwaliteitscontrole op de uitgevoerde berekening.

Dit rapport geeft een beschrijving van Eindige Elementen analyse voor de stabiliteit van waterkeringen. Hierin zullen de witte vlekken zoals beschreven in SBW-vlek [2008] zoveel mogelijk worden ingevuld. In dit stadium van het project is het niet mogelijk om alle witte vlekken in te vullen, omdat niet alle kennis voor handen is. Dit rapport beschrijft een werkbare en gevalideerde aanpak te komen waar de “code of practice” is vastgelegd. Inbreng van anderen is hiervoor essentieel. Hiertoe zullen een aantal cases worden uitgewerkt, door verschillende partijen aan de hand van de uitkomsten van de cases zal het stappenplan verder worden uitgewerkt.

Dit rapport is gebaseerd op de SBW-stab [2009] en SBW-veilig [2009]. In deze rapporten wordt de verdere onderbouwing gegeven van sommige keuzes zoals deze in dit stappenplan zijn vastgelegd. Het eerste rapport gaat in op de numerieke en mechanische aspecten van de EEM berekening, terwijl het tweede rapport aangeeft op welke wijze met een EEM berekening een vergelijkbare veiligheid wordt bereikt als met de traditionele berekeningen.

3 Probleembeschrijving en data verzamelen

Het doel van de eindige elementen berekening is om vast te stellen wat de veiligheid van de waterkerende constructie is. Dit om vast te stellen of deze constructie goedgekeurd of afgekeurd moet worden op het toetsspoor macro-stabiliteit in de vijfjaarlijkse toetsing van de waterkeringen. Dit rapport is specifiek hiervoor geschreven. De uitgangspunten voor het maken van een EEM berekening zijn deels ook toepasbaar voor andere omstandigheden zoals ontwerp van dijklichamen echter daarvoor kunnen andere eisen en randvoorwaarden een rol spelen die in dit rapport niet aan de orde komen omdat deze voor toetsing niet relevant zijn.

Allereerst dient te worden vastgelegd voor welke strekking van de waterkering de macro-stabiliteit moet worden bepaald. De aanpak en methodiek hiervoor is niet anders als voor een stabiliteitsanalyse middels de glijvlakkenmethode. Dit is in de VTV 2006 katern 5 nader omschreven. Hierbij dient als uitgangspunt dat de meest kritische doorsnede dient te worden gekozen voor de analyse.

De volgende stap betreft het verzamelen van de gegevens die nodig zijn of kunnen bijdragen aan het verkrijgen van een goed beeld van de te toetsen waterkerende constructie. Niet alle gegevens zijn altijd even noodzakelijk. Het wordt hier echter benadrukt dat, zeker bij een grondconstructie met constructieve elementen er in, 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

Allereerst dienen de lokale gegevens van de waterkering te worden vastgelegd, zoals:

- Locatie;
- Oude berekeningen, tekeningen, rapporten en normen;
- In het verleden uitgevoerde inspecties.

Hier wordt de strekking van de dijk/waterkering vastgelegd met de geschiedenis ervan. Hier zijn vooral de “recente versterkingen” van belang. Hierbij dient duidelijk te worden of er voor de beschouwde strekking bijzondere aspecten van belang zijn.

Hydraulische randvoorwaarden

Van belang voor de waterkering is dat het waterpeil wat nog gekeerd moet kunnen worden duidelijk is. Bovendien vormt het water doorgaans de meest dominante belasting op de waterkering. Het is daarom van belang te weten:

- Waterpeilen voor de rivier en de waterstanden binnendijks/polderpeilen;
- Stijghoogte in het Pleistocene zand.

De waterbelasting op de kering vormt veelal de kritische belasting. Deze dient bij de opzet van de berekening vast te liggen.

Randvoorwaarden voor de toetsing

Om een waterkering te kunnen toetsen is voor de strekking in beschouwing het volgende van belang:

- Dijkkringfrequentie volgens de Wet op de Waterkering;
- Gegevens, toetsmethode en resultaten van eerder uitgevoerde toetsen.

Dit geeft het kader voor de toetsing.

Geometrie van de waterkering

Mede voor het bepalen van kritieke doorsnede zijn de volgende data van de waterkering van belang:

- Dwarsprofiel;
- Langsprofiel;
- Opbouw en fasering van historische dijkversterkingen;
- Locatie en afmetingen van constructieve elementen (damwanden, diepwanden, verankeringen, dijkmuren, kades, keldermuren etc.), zowel in dwars- als in langsrichting;
- Niet waterkerende objecten op en in de grondconstructie (gebouwen, windmolens, bomen, wegen, paalfunderingen, kabels en leidingen);
- Aanwezige overhoogte; leggerprofiel met dijktafelhoogte (DTH).

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 dijk van belang. Formeel wordt bij Toetsing conform 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 5 jaar. Van belang hierbij is of er nog overhoogte aanwezig is boven het benodigde toetspeil.

Geotechnische gegevens

De volgende aspecten bepalen de geotechnische data:

- Geotechnisch dwarsprofiel (is slechts sporadisch aanwezig);
- Geotechnisch lengteprofiel;
- Zettingsverloop in de tijd (kruin en evt. voor- en achterland);
- Mogelijke drainages in de dijk;
- Boringen en sonderingen en hun locaties;
- Resultaten laboratoriumonderzoek;
 - Volumegewichten van de grond (droog en nat);
 - Schuifsterkteparameters, (gemiddelden en/of karakteristieke waarden en/of rekenwaarden, variatiecoëfficiënten en verdelingsfuncties);
 - Stijfheidparameters;
 - Doorlatendheden (horizontaal en verticaal).

Geohydrologische gegevens

- Resultaten van waterspanningsmeters en peilbuizen;
- Informatie uit geohydrologische kaarten;
- Koppeling neerslaggegevens met grondwaterstand.

Bij het vastleggen van het ondergrondmodel (geotechnisch dwars- en langprofiel) dient te worden gerealiseerd dat deze tot stand komen met maar een relatief beperkt aantal gegevens. De opbouw in grondlagen in dikte en typering zijn maar beperkt objectief. De keuzes die daarvoor gemaakt worden kunnen voor een EEM analyse veel impact hebben. Bijvoorbeeld als er een onderverdeling gemaakt wordt uit vele kleine dunne lagen zal dit voor een stabiliteitsprogramma geen invloed hebben, echter voor PLAXIS wordt dit dramatisch. Dit leidt tot hoogte-breedte verhoudingen van elementen die snel erg ongunstig worden. Dit beïnvloedt de oplossing het probleem ongunstig.

Het zettingsverloop van de dijk, als dit bekend is, helpt om een betere afschatting te maken van de nog te verwachten zettingen in de toetsperiode (ook autonome zettingen). Dit kan gebruikt worden voor de geometrie van de van de dijk. Denk hierbij ook aan de autonome maaiveld daling.

Bij de verzameling van de geotechnische grondparameters voor sterkte dient duidelijk vastgelegd te worden hoe deze parameters bepaald zijn, bijvoorbeeld celproef, triaxiaalproef, Simple Shear proef of anders. En hoe de proef is uitgevoerd (triaxiaal compressie, extensie, drained, undrained, single stage, multi stage). Dit is nodig om de sterkteparameters voor de PLAXIS berekening op een eenduidige manier te kunnen invoeren.

Voor de keuze van proeftype wordt verwezen naar het onderzoeksspoor geavanceerd toetsen aan grenzen sterkte en vervormingen. In de voorfase van het SBW project Werkelijke Sterkte is een overzicht gegeven van de voor en nadelen van de verschillende proefprocedures. In het stappenplan van Van Duinen [2009] wordt een voorstel voor een keuze gemaakt. Kort samengevat wordt voor klei en eventueel zand gekozen voor anisotroop geconsolideerde triaxiale compressieproeven en voor veen Direct Simple Shear proeven.

Voor PLAXIS zijn ook stijfheidsparameters van belang. Het is van het grootste belang te kijken of deze aanwezig zijn dan wel als deze voor een project bepaald worden dat deze vastgelegd worden in een database voor toekomstig gebruik. Niet precies kan worden aangegeven of de stijfheid een grote rol in de sterktereductie berekening speelt. Wel is het zo dat als vervormingseisen een grotere rol gaan spelen in de toetsing dat goede stijfheidsparameters nodig zijn om de vervormingen goed te kunnen schatten.

Een precieze bepaling van de doorlatendheden zal voor stabiliteitsproblemen een minder grote rol spelen. Belangrijker voor de macrostabiliteit is kennis van de waterspiegels, zowel van het freatisch vlak als van de potentiaal in het diepe zand. Als het nodig is een stromingsberekening uit te voeren, dan dienen de doorlatendheden wel bekend te zijn.

4 Toetsmethode en Toetscriterium

4.1 Inleiding toetsmethode

De veiligheid van de Eindige Elementen Methode voor toetsen van waterkeringen zal worden gebaseerd op basis van karakteristieke waarden voor de materiaalsterkte en een opgeschaalde waarde voor de stabiliteitsnorm.

Toetsen stabiliteit grondlichamen

Een aanpak voor toetsen met EEM voor groene dijken wijkt af op de huidige veiligheidsfilosofie rondom de glijvlakmodellen die gebaseerd is op rekenwaarden en materiaalfactoren. Voor EEM volgt een opgeschaalde toetswaarde waar de modelfactor, materiaalfactoren, belastingfactoren en mogelijk ook andere factoren moeten worden bepaald die leiden tot de wettelijke veiligheidsnorm. In de huidige praktijk wordt bij stabiliteitsberekeningen uitsluitend getoetst op sterkte. Het bepalen van een vervormingscriterium valt niet binnen dit projectonderdeel. Wel is hier een relatie met SBW Werkelijke Sterkte onderdeel toetsen macrostabiliteit aan grenstoestanden van sterkte en vervormingen.

Toetsen sterkte van constructieve elementen

Uitgangspunt van een waterkering waarbij een constructie aanwezig is is dat de veiligheid voor de constructieve elementen bepaald worden op basis van die belastingtoestand van de grond waarbij juist voldoende stabiliteit aanwezig is. Dit gaat ervan uit dat de waterkering met materiaalparameters en belastingen met de juiste factoren in een sterktereductie berekening worden toegepast. De constructie wordt dan getoetst op die stap waarbij net aan het criterium wordt voldaan. Uiteraard moet worden gekeken of dat bij doorgaande sterktereductie niet alsnog een lagere veiligheid wordt gevonden.

Informatie over constructieve elementen

Als er in de beschouwde strekking van de waterkering constructieve elementen aanwezig zijn, zijn de volgende aspecten van belang voor de toetsing:

- Oude berekeningen, tekeningen en rapporten;
- Afmetingen van de constructieve elementen (lengte, breedte, diepte, inheinniveau damwanden en palen, aanlegniveau diepwand);
- Sterktegegevens en stijfheidsgegevens van de constructieve elementen;
- Staalconstructies (damwandprofiel, scheve buiging; gordingprofiel, ankerdoorsnede, staalkwaliteit, variatiecoëfficiënten);
- Betonconstructies (diepwanddikte, palenplan, betonkwaliteit, wapening, staalkwaliteit variatiecoëfficiënten).

Hoewel constructieve elementen in de dijk doorgaans stijf en sterk zijn ten opzichte van de vervormingseigenschappen van de grond is kennis van de constructies op het moment van de toetsing. 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 toestand na toetsperiode) van de constructies om dit in de berekening te kunnen verdisconteren.

Van belang bij de toetsing is de planperiode voor de waterkering. Voor waterkeringen zonder constructieve elementen geldt voor ontwerp een planperiode van 50 jaar. Voor een waterkering met een constructie geldt voor ontwerp een planperiode van 100 jaar. Toetsing van beide constructies geldt voor de Toetsperiode (5 jaar). In de onderstaande tabel zijn, ter indicatie de eisen die zijn gesteld aan dijkversterking in de Krimpenerwaard vermeld.

Planperiode	Van toepassing op	Eisen
50 jaar	Dijken die geheel uit grond bestaan	• Benodigde dijktafelhoogte eis. • Daling polderpeil en maaiveld in de orde van 25 cm in Zuid Holland.
100 jaar	Dijken waarin constructies worden verwerkt(damwanden, diepwanden, kistdammen, e.d.).	• Benodigde dijktafelhoogte eis. • Daling polderpeil en maaiveld in de orde van 50 cm in Zuid Holland.

4.2 Behandeling belasting- en materiaalfactoren

De belasting- en materiaalfactoren zijn uitgewerkt in het SBW project Werkelijke Sterkte activiteit 03.a Opstellen veiligheidsfilosofie. Hieronder volgt een korte samenvatting van de uitkomst van dit onderzoek SBW-veilig [2009].

Materiaalfactoren t.b.v input

De in het EEM model in te voeren waarden van de schuifsterkteparameters en de elastische parameters worden bepaald door de karakteristieke waarden te delen door een materiaalfactor γ_m gelijk aan 1.0.

Belastingfactoren

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 de Hydraulisch randvoorwaarden V&W [2006] (en een hierin aangegeven correctie in verband met de verwachte hoogwaterstijging in de planperiode) kan worden vastgesteld.

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: sterk gereguleerd peil = constant peil aanhouden, statistische analyse inclusief correlatie verdelingsfuncties waterstanden binnen- en buitenzijde (indien mogelijk). In de praktijk komt dit er op neer dat kan worden uitgegaan van het polderpeil.

Het bepalen van de waterspanningen kan plaatsvinden volgens de procedure in PLAXIS voor het genereren van waterspanningen uit op te geven freatische lijnen dan wel door middel van een grondwaterstromingsberekening.

Als de waterstand aan de binnenzijde hoger is dan aan de buitenzijde (keren van binnen naar buiten) moet in voorkomende gevallen rekening worden gehouden met een belastingfactor op het waterdrukverschil van $\gamma_H = 1.25$ (eenvoudige methode) TAW [2003].

Voor het toetsen van de veiligheid bij optreden van het toetspeil (keren van buiten naar binnen) is dit minder van belang.

Behalve met de hierboven genoemde belastingen moet ook rekening worden gehouden met mogelijke bovenbelastingen. Dit zijn o.a. 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. De grootte van de in rekening te brengen verkeersbelasting is voorgeschreven in de V&W [2007]

Indien van toepassing moet ook rekening worden gehouden met ijsbelastingen en belastingen als gevolg van scheepsaanvaringen of aanvaringen met drijvende voorwerpen.

Andere belastingen zoals bolderkrachten zijn tijdens hoogwateromstandigheden minder van belang.

4.3 Vereiste veiligheid

De veiligheid waaraan de waterkering moet voldoen volgt uit de Wet op de Waterkering en is opgenomen in de Hydraulische randvoorwaarden V&W [2006]. De vereiste veiligheid wordt bepaald door het Toetspeil gekoppeld aan de gemiddelde herhalingstijd van deze waterstand. De gemiddelde herhalingstijd wordt aangeduid met Normfrequentie of Norm.

4.3.1 Stabiliteitsnorm

De vereiste veiligheid tegen geotechnisch bezwijken wordt bereikt door het eisen van een minimale waarde van de stabiliteitsfactor waaraan de waterkering bij het aanwezig zijn van MHW moet voldoen. De minimale waarde van de stabiliteitsfactor, waaraan een waterkering moet voldoen, wordt aangeduid als de stabiliteitsnorm. De voorgeschreven waarde van de stabiliteitsnorm voor EEM-analyse (γ_{eem}) komt in PLAXIS overeenkomt met de waarde voor MSF die volgt uit een sterktereductie-berekening.

De stabiliteitsnorm, en daarmee de vereiste waarde voor MSF die in de sterktereductie-berekening minimaal moet worden bereikt, waaraan de waterkering moet voldoen volgt uit:

$$\gamma_{\text{eem}} = \gamma_b \cdot \gamma_d \cdot \gamma_n \cdot \gamma_{\text{mat}}$$

waarin:

- γ_{eem} vereiste stabiliteits- of veiligheidsfactor o.b.v. een EEM-berekening met PLAXIS;
- γ_b partiële veiligheidsfactor die verband houdt met het schematiseren van de ondergrond, 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 die verband houdt met het feit dat de berekening met karakteristieke waarden wordt uitgevoerd in plaats van rekenwaarden. Voorgesteld wordt om deze factor 'correctiefactor stabiliteitsnorm' te noemen.

In het vervolg van deze subparagraaf worden deze factoren nader toegelicht.

Schematiseringsfactor

De schematiseringsfactor (γ_b) is de factor waarmee onzekerheden in de schematisering van de bodemopbouw en waterspanningen in rekening wordt gebracht. Het uitgangspunt van de stabiliteitsbeoordeling is een conservatieve inschatting van de bodemopbouw en waterspanningen. De onzekerheden hierin wordt vooralsnog verdisconteerd met een schematiseringsfactor van $\gamma_b = 1,30$.

Uit onderzoek SBW-deel [2008] ten behoeve van de SBW-deelstudie Technisch Rapport Grondonderzoek is gebleken dat de schematiseringfactor onder voorwaarden tot een waarde tussen 1,10 en 1,30 kan worden verlaagd. Dit is onder anderen afhankelijk van de mate waarin de geometrie en bodemopbouw van de constructie bekend zijn.

Modelfactor

De modelfactor (γ_d) is de factor waarmee de verschillen tussen een EEM-berekening en een berekening met een klassiek rekenmodel in rekening worden gebracht. De volgende overwegingen zijn van belang bij het vaststellen van de modelfactor:

- In het geval van constructieve elementen in de waterkering 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 Coulombse wrijving model is niet gelijk aan het in PLAXIS toegepaste Mohr-Coulomb model. Bij gelijke waarden van de schuifsterkteparameters resulteert dit tijdens de sterktereductie-berekening in een lagere stabiliteitsfactor dan in de klassieke rekenmodellen;
- Het maakt verschil of de berekening in PLAXIS gedraineerd of ongedraineerd (beide op basis van gedraineerde sterkteparameters) wordt uitgevoerd. Bij een ongedraineerde berekening moet rekening worden gehouden met waterspanningsgeneratie. In het Mohr-Coulomb model van PLAXIS wordt dit niet goed in rekening gebracht.

In overeenstemming met het bovenstaande volgt de modelfactor (γ_d) uit de formule:

$$\gamma_d = \gamma_{d;strain} \cdot \gamma_{d;const} \cdot \gamma_{d;undr}$$

waarin:

- | | |
|---------------------|--|
| $\gamma_{d;strain}$ | factor voor het in rekening brengen van de mate waarin de materiaalsterkte in het bezwijkmechanisme is gemobiliseerd;
- voor waterkeringen zonder constructieve elementen geldt $\gamma_{d;strain} = 1,0$
- voor waterkeringen met constructieve elementen geldt $\gamma_{d;strain} < 1,0$ |
| $\gamma_{d;const}$ | factor voor het in rekening brengen van de verschillen tussen het Coulombse wrijving model en het Mohr-Coulomb model van PLAXIS; |
| $\gamma_{d;undr}$ | factor voor het in rekening brengen van het gegeven dat PLAXIS, in het geval van een ongedraineerde berekening op basis van gedraineerde sterkteparameters, de waterspanningsgeneratie niet op de juiste wijze in rekening brengt. |

De voor $\gamma_{d;strain}$, $\gamma_{d;const}$ en $\gamma_{d;undr}$ aan te houden waarden moeten nader worden vastgesteld.

Schadefactor

De vereiste betrouwbaarheid per dijkvak β_{nodig} kan afwijken van het basis-betrouwbaarheidsniveau $\beta = 4,0$ (1/jaar). Dit 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:

$$\gamma_n = 1.0 + 0.13 \times (\beta_{nodig} - 4.0)$$

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 4.1 Schadefactor γ_n als functie van de benodigde betrouwbaarheidsindex

Bovenrivierengebied:

Conform het Addendum moet voor het bovenrivierengebied bij het beschouwen van de binnenwaartse macrostabiliteit een betrouwbaarheidsindex $\beta_{nodig} = 4,60$ 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 voor de te hanteren betrouwbaarheidsindex per dijkvak volgens het Addendum de volgende benadering worden gevolgd:

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

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	: veiligheidsnorm	[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	[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 samenhang met hoogwater geldt $P_{f inst} = 1,0$	

Correctiefactor stabiliteitsnorm

Omdat de stabiliteitsberekening met karakteristieke waarden voor de schuifsterkteparameters wordt uitgevoerd in plaats van met rekenwaarden is een correctiefactor stabiliteitsnorm γ_{mat} nodig om hiervoor te corrigeren. In deze uniforme factor zitten de onzekerheden over alle materiaalparameters.

Grondsoort en parameter			Variatie-coëfficiënt V	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	1.25
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	1.2
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 $V_\varphi \leq 0.15$, geldt $\gamma_{m,c} = 1.15$ en $\gamma_{m, \tan \varphi} = 1.15$				

Tabel 4.2 Materiaalfactoren t.b.v. correctiefactor stabiliteitsnorm conform Addendum TRWG [2007]

De correctiefactor stabiliteitsnorm is een functie van de materiaalfactoren volgens het Addendum TRWG [2007], de in de constructie aanwezige grondsoorten en de grondlaagstratificatie. In de materiaalfactoren volgens het Addendum worden de onzekerheden ten aanzien van de beschrijving van de schuifsterkte verdisconteerd.

Op de uit triaxiaalproeven bepaalde parameters zijn de materiaalfactoren conform Addendum TRWG [2007] van toepassing

De grootte van de correctiefactor stabiliteitsnorm (γ_{mat}) in te onderscheiden situaties, die tussen de kleinste (1,20) en grootste waarde (1,50) van de materiaalfactor in Tabel 3.1 zal liggen, moet per situatie worden bepaald. In bijlage C van SBW-veilig [2009] wordt voor de bepaling een voorstel gedaan.

4.3.2 Toetsnorm constructieve elementen

Uit onderzoek BDK [2003] is gebleken dat de krachtsverdeling na sterktereductie tot de stabiliteitsnorm een goed uitgangspunt is voor het toetsen van de constructieve elementen. De hieronder volgende normering is op dit onderzoek gebaseerd.

Materiaalsterkte

De materiaalsterkten (vloeigrens of breuksterkte) moeten worden bepaald in overeenstemming met de NEN 6700 serie (NEN 6700 - TGB Algemeen, NEN 6720 – TGB Betonconstructies, NEN 6770 – TGB Staalconstructies) en CUR 166 - Damwandconstructies.

Profielgrootheden

De profielgrootheden (doorsneden, weerstandmomenten en traagheidsmomenten) moeten worden bepaald in overeenstemming met de NEN 6700 serie (NEN 6700 - TGB Algemeen, NEN 6720 – TGB Betonconstructies, NEN 6770 – TGB Staalconstructies) en CUR 166 - Damwandconstructies.

Krachtenverdeling

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

Toetsnorm

- 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.

5 Opzetten van de EEM-analyse

Het opzetten van de EEM-analyse begint in PLAXIS met het INPUT programma. Dit programmadeel bestaat uit twee delen. Het eerste deel definieert de geometrie met alle elementen en elementtypen, de randvoorwaarden en materialen. Het tweede deel bestaat uit het definiëren van de begincondities voor de waterdrukken en voor de effectieve spanningen. In het eerste deel wordt de mesh gemaakt met de bijbehorende randvoorwaarden die direct maar misschien ook later in de berekening nodig zijn. Het is mogelijk om gedurende de berekening van randvoorwaarden te wijzigen. Bovendien worden in INPUT alle materialen gemaakt die toegepast kunnen worden in de berekening.

De beschrijving van activiteiten die horen bij het tweede deel van de het INPUT programma worden in het volgende hoofdstuk beschreven.

5.1 Geometrie

De EEM-simulatie wordt uitgevoerd op een dwarsdoorsnede van de waterkering. Van belang hierbij is dat voor een strekking van de waterkering de kritische dwarsdoorsnede representatief is voor de dijk ter breedte van een potentieel glijvlak. Doordat de waterkering over een de gehele Toetsperiode zijn functie moet kunnen vervullen is van belang uit te gaan van het kleinst mogelijke profiel in deze planperiode.

Randen

Als de dwarsdoorsnede bekend is dient voor deze de begrenzingen te worden bepaald. Uitgangspunt voor deze randen is dat de keuze ervan geen invloed mag hebben op de resultaten van de berekening. Dit is een criterium dat alleen achteraf te testen is door de randen verder weg te leggen en te zien of dat dit nog invloed heeft op de resultaten. De randen in EEM analyse moeten verder weg liggen dan bij een glijcirkelberekening. In een EEM 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.

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

Laagindeling

De ondergrond is opgebouwd uit meerdere grondlagen. Deze zijn door geologische ontstaansgeschiedenis bepaald. Ook in een eindige elementen mesh kan iedere laag gerepresenteerd worden door een groep elementen. Soms is het nodig om in een laag onderscheid te maken in meerdere groepen om aparte materiaaleigenschappen te geven. De redenen hiervoor kunnen zijn doordat er verschillende spanningsniveaus heersen en het nodig is om de sterkte en stijfheid te laten verschillen van grond in dezelfde laag met een ander spanningsregime. Dit speelt meer bij gebruik van eenvoudige modellen zoals een ongedraineerde sterkte model, Mohr-Coulomb e.d. Complexere modellen zoals het Hardening Soil model kunnen de sterkte en de stijfheid bij andere spanningniveaus beschrijven.

Kleine laagdiktes (kleiner dan zeg een orde 0.40 m) kunnen in de eindige elementen methode problemen geven. Voor kleine laagdiktes wordt de hoogte breedte verhouding van elementen

ongunstig. Deze grensverhouding ligt voor 6-knoopselement $h/b=4$ en bij 15 knoopselementen bij $h/b=8$. Het is zo dat bij deze of nog ongunstiger verhoudingen de resultaten mogelijk onbetrouwbaar zijn, maar dat is afhankelijk van de simulatie die gemaakt wordt (dit is bijvoorbeeld afhankelijk van de belastingen).

Een ander onbetrouwbaar element is een driehoeks element waarvan 1 hoek zeer stomp is. De mesh generator in PLAXIS zal meestal protesteren als dit gemaakt moet worden.

Veelal is een dwarsprofiel opgebouwd uit vele lagen. Overwogen moet worden om soms lagen samen te nemen. Een precieze karakterisering van iedere afzonderlijke laag met stijfheid- en sterkteparameters is niet altijd mogelijk. Het is daarom van belang te overwegen of het mogelijk is om lagen bij elkaar te voegen en als een grondlaag te behandelen. De nauwkeurigheid van de laagindeling over een dwarsprofiel is beperkt omdat deze gereconstrueerd wordt uit beperkte gegevens (boringen en/of sonderingen). Het is heel goed mogelijk om zeer veel verschillende groepen in PLAXIS te hebben, echter praktisch gesproken neemt de kans toe dat er invoerfouten gemaakt worden omdat alle data menugestuurd gemaakt en toegekend moeten worden.

De laagindeling onder en naast de dijk vereist veel zorg. Het dijklichaam geeft een hoger spanningsniveau op de eronder liggende lagen. Dit vertaalt zich in een mogelijk andere stijfheid en sterkte van het materiaal. De praktische keuze van de grootte van de verschillende lagen is meestal arbitrair door het ontbreken van voldoende gegevens (sonderingen e.d.).

Waterpeilen (zie ook technisch rapport waterspanningen)

Voor de waterkering moet onderscheid worden gemaakt tussen waterspanningen onder gemiddelde omstandigheden, de stationaire uitgangssituatie, en de toetssituatie. De toetssituatie wordt bepaald door het Toetspeil.

Het waterspanningsbeeld onder gemiddelde omstandigheden dient om de beginspanningen in de dijk vast te leggen. Hierdoor wordt ook de gemiddeld isotrope effectieve spanning vastgelegd die de grootte van de maximale schuifsterkte geeft in geval van ongedraineerd belasten.

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

Naast buitenwaterstand zijn ook de binnenwaterstanden, polderpeilen, van belang voor de stabiliteit van de waterkering. Ook hiervoor dient de meest kritische waarde gekozen te worden die past de meest kritische buitenwaterstand.

Belastingen

De belastingen van de waterkering bestaan uit: De hydraulische belasting, eigen gewicht en verkeersbelasting.

Hydraulische belasting

In de behandeling van het grondwater spelen meerdere factoren een rol.

Allereerst dient rekening te worden gehouden met de freatische lijn. Het verdient de voorkeur om in eerste instantie geen rekening te houden met de potentiaal in de diepe lagen. Ga ook voor deze lagen uit van een hydrostatisch waterspanningverloop. Het is het eenvoudigst om voor de freatische lijn uit te gaan van het horizontale polderpeil en om pas later rekening te houden met de hogere freatische lijn in het dijklichaam.

In een volgende fase wordt de freatische lijn aangepast aan de actuele freatische lijn. Dit betekent dat de freatische lijn in de dijk hoger komt te liggen.

Bij gefaseerde berekeningen waarbij de grondwaterspiegel verandert dient geen gebruik te worden gemaakt van de arc lengte methode in PLAXIS. Dit kan namelijk numerieke problemen geven. (Echter soms blijkt de arc lengte methode juist wel te werken.)

In de fasen daarna dient de potentiaal in het diepe zand op de gemiddelde hoogwaterstand te worden gezet. De gemiddelde hoogwaterstand in het diepe zand is de potentiaal die lange tijd aanwezig is. Deze potentiaal beïnvloedt de grondwaterstand in de slappe lagen. De stijghoogte kan over het algemeen lineair van de potentiaal in het diepe zand naar de freatische lijn worden aangenomen. De waterstanden bepalen de sterkte van de slappe grond.

Het is praktisch om de gemiddelde hoogwaterstand in de onderste dunne slappe laag voor te schrijven (dikte van de indringingslaag). Vanuit deze laag kan naar boven toe geïnterpoleerd worden. Hiermee kan worden bereikt dat de potentialen in de slappe lagen bepaald door het gemiddelde hoogwater van het diepe zand en niet wordt verstoord door het maximale hoogwater in de diepe lagen

Nadat bovenstaande is uitgevoerd is in het model het waterspanningsbeeld behorende bij gemiddelde omstandigheden ingevoerd.

Het ongedraineerd aanbrengen van de oprijfpotentiaal gebeurt daarna. In de fase voordat de oprijfpotentiaal wordt aangebracht kan in PLAXIS worden gecontroleerd of de verticale spanningen op het grensvlak tussen watervoerende zandlaag en het pakket slappe lagen daarboven; indien sprake is van een oprijfstudie 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 (in het EEM model) kleiner dan nul wordt. Dit moet worden voorkomen door de oprijfpotentiaal net wat lager te kiezen dan de kritieke oprijfpotentiaal.

Eigen gewicht

Het gewicht van de dijk en eventueel van ophogingen bepalen het spanningsniveau in de dijk. Van belang is ook dat bij het aanbrengen van eigen gewicht dat hierbij de juiste horizontale spanning wordt opgebouwd. De grootte van de dwarscontractiecoëfficiënt speelt daar een belangrijke rol in. Op het eigengewicht wordt geen belastingfactor gezet, omdat dit zowel positief als negatief de berekende veiligheidsfactor kan beïnvloeden. Bij het eigengewicht dient het verzadigde volume gewicht en het onverzadigde volume gewicht van de ondergrond te worden gegeven. PLAXIS kiest op basis van de waterspiegel in een groep of er met verzadigd dan wel met onverzadigd eigen gewicht wordt gerekend.

Verkeersbelasting

De verkeersbelasting dient conform de leidraad rivieren in rekening te worden gebracht. Dit geeft een ongedraineerde bovenbelasting van 13 kN/m^2 over een breedte van 2.5 m. Deze belasting grijpt aan nadat het Toetspeil is aangebracht.

5.2 Grond

De grond kan in PLAXIS met verschillende modellen worden beschreven. Hier zal de nadruk liggen op het Mohr-Coulomb model, omdat dit model in iedere sterktereductie berekening van PLAXIS wordt gebruikt. Ook het Hardening Soil model zal worden beschreven hoewel hiervoor in de praktijk niet vaak voldoende gegevens bekend zijn om het gebruik van dit model te rechtvaardigen.

5.2.1 Mohr-Coulomb model

Beschrijving

Het Mohr-Coulomb 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 3 parameters beschreven: de wrijvingshoek ϕ , de dilatantie hoek ψ , en de cohesie, c . De elastisch vervormingen worden door een lineair elastisch model beschreven met een stijfheid E_{50} en een dwarscontractie coëfficiënt.

De sterkte wordt beschreven door vloeifunctie en de plastische potentiaal:

Vloeifunctie:
$$f = \frac{1}{2} |\sigma'_1 - \sigma'_3| + \frac{1}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \phi - c \cos \phi$$

Plastische potentiaal:
$$g = \frac{1}{2} |\sigma'_1 - \sigma'_3| + \frac{1}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi$$

Ondanks de eenvoud van het materiaalmodel is het gebruik van dit model niet zonder problemen.

Opgemerkt moet worden dat het Mohr-Coulomb een begrenzing heeft van de hoofdspanning zodat deze geen trek geeft. Deze optie staat standaard aan. Hoewel deze optie fysisch relevant is geeft de optie voor bezwijkanalyses vaak problemen. Dit geldt in het bijzonder voor ongedraineerde belastingen waarbij er één hoofdspanning naar de maximale druk gaat en de andere hoofdspanning afneemt. Dit levert voor de sterktereductie berekeningen problemen op.

Voor een beschrijving van de sterkte van de grond zijn er twee benaderingen mogelijk voor sterkteberekeningen. Dit zijn de gedraineerde en een ongedraineerde beschrijving van de sterkte. Deze berekeningen moeten niet met dezelfde parameters worden gedaan omdat dit tot problemen leidt. Voor het geval van een gedraineerde berekening wordt uit gegaan van een associatief model, voor een ongedraineerde berekening wordt uitgegaan van een niet associatief model. Deze waarden volgen uit de sterkteparameters zoals deze experimenteel zijn bepaald. Voor de vlakke vervormingsberekeningen wordt uitgegaan van biaxiaalsterkte. Deze sterkte is doorgaans een factor 1.10 hoger dan de triaxiaalsterkte.

Parameterbepaling

Voor de parameterbepaling wordt verwezen naar het onderzoeksspoor geavanceerd toetsen aan grenzen sterkte en vervormingen. In de voorfase van het SBW project werkelijke sterkte is een overzicht gegeven van de voor en nadelen van de verschillende proefprocedures. In het stappenplan van Van Duinen [2009] wordt een voorstel voor een keuze gemaakt. Kort samengevat wordt voor klei en eventueel zand gekozen voor anisotroop geconsolideerde triaxiale compressieproeven en voor veen voor Direct Simple Shear proeven.

Gedraineerd analyse

In een gedraineerde 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 deze sterktes 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 dilatatiehoek van 0° . Dit zijn de sterkteparameters die overeenkomen met de kritieke sterkte in het Camclay model en zoals deze meestal toegepast worden in de praktijk.

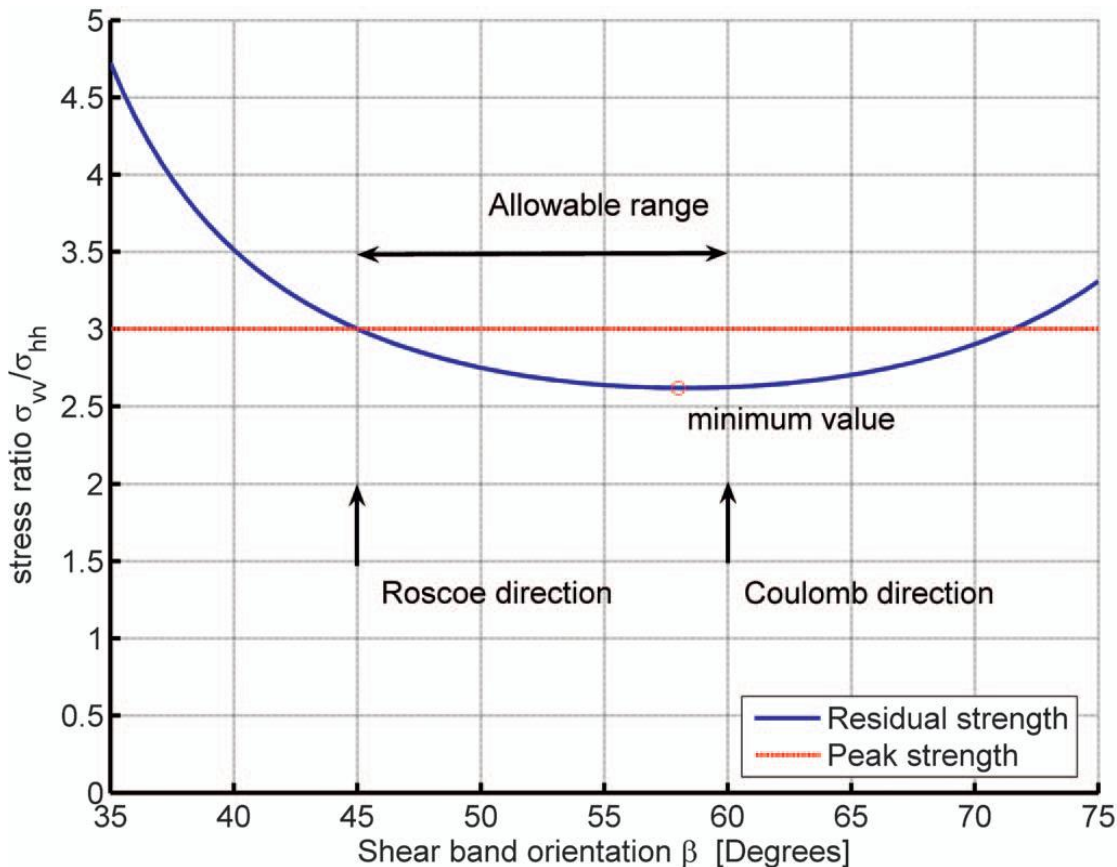
Het verdient daarom aanbeving om met een equivalent associatief model te rekenen.

Equivalent associatieve model

Om deze problemen te voorkomen kan men de reststerkte ook uitdrukken in parameters van een equivalent associatief materiaal model

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

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 te conservatief. Voor bezwijkmechanismen nabij constructies zijn deze parameters van toepassing echter in het vrije veld ligt het mechanisme niet vast en is de richting van bezwijken niet gefixeerd.



Figuur 5.1 De stress ratio voor de verschillende schuifvlak oriëntaties β voor materiaal met $\phi = 30^\circ$ en $\psi = 0^\circ$.

In een biaxiaalproef kunnen schuifvlakoriëntaties optreden tussen de Roscoe richting: $45^\circ + \frac{\psi}{2}$ en de Coulomb richting: $45^\circ + \frac{\phi}{2}$ 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.

Best guess equivalent model

Uit de studie SBW-stab [2008] voor niet-dilaterende wrijvingsmaterialen volgt een schatting voor de bezwijkvlakoriëntatie tussen Roscoe en Coulomb:

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

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

$$c^* \cot \varphi^* = c \cot \varphi$$

Deze oriëntatie geeft een nog gunstigere waarde voor de te gebruiken sterkte. 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. Deze aanpak moet nog worden getoetst.

Ongedraineerde analyse

Bij een ongedraineerde analyse kan het grondwater niet afstromen in de analyse. 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 ongedraineerd moet worden beschouwd.

Een criterium voor het bepalen van ongedraineerd belasten is:

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

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.

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

De ongedraineerde 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 dilatantiehoek ongelijk aan nul mogen niet toegepast worden voor ongedraineerde berekeningen, omdat in dat geval er een overschatting of onderschatting van de sterkte gemaakt wordt.

De ongedraineerde sterkte kan op twee manieren worden bepaald dat is enerzijds door te rekenen met een ongedraineerde sterkte c_u of anderzijds met een ongedraineerd c ϕ materiaal in PLAXIS. Beide benaderingen worden in PLAXIS met Mohr-Coulomb model beschreven.

Ongedraineerd rekenen met ongedraineerde sterkte c_u

Hier wordt de sterkte bepaald door het verschil van de grootste en kleinste hoofdspanning bij bezwijken

$$c_u = \frac{1}{2} |\sigma'_1 - \sigma'_3|$$

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

De ongedraineerde sterkte kan bijvoorbeeld uit een triaxiaalproef worden bepaald. De ongedraineerde 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 belastingssituaties en praktijk en EEM simulatie zo groot dat er altijd geschipperd moet worden. Bij deze analyse is er geen invloed van de beginspanningssituatie.

Ongedraineerd rekenen met het Mohr-Coulomb model.

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

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

$$c_u = -\sigma'_m{}^{start} \sin \phi + c \cos \phi$$

De oriëntatie van de hoofdspanningen speelt hierbij geen rol. Het is daarom duidelijk dat de beginspanningssituatie een belangrijke rol speelt in de grootte van de ongedraineerde 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 gedraineerde analyses. Daarbij moet niet uitgegaan worden van het best guess equivalente model. Voor het toe te passen equivalente model geldt dan:

$$\tan \phi^* = \sin \phi$$

$$\psi^* = 0$$

$$c^* = c \cos \phi$$

Een goede onderbouwing voor deze sterkte ontbreekt. 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 ongedraineerde sterkte op basis van effectieve parameters gevaarlijk.

De ongedraineerde simulaties kunnen niet goed worden uitgevoerd doordat er onvoldoende onderbouwing voor de te gebruiken sterkteparameters.

5.2.2 Hardening Soil model

Beschrijving

Het Hardening Soil model in PLAXIS is een geavanceerd model om de deformaties in de grond beter te kunnen beschrijven. Dit model 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 opzet van het model is complex en er zijn intrinsieke relaties die de gebruiker niet vrij laat om de parameters vrij te kiezen. Een wetenschappelijke beschrijving van het model ontbreekt.

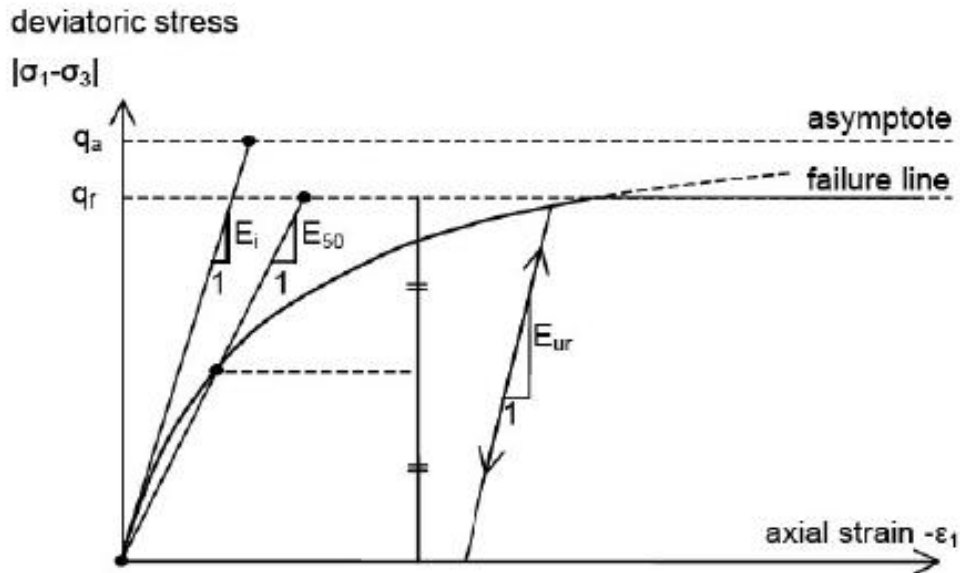
$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m$$

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

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

De stijfheidsparementers zijn alle spanningsafhankelijk, waarbij alleen voor de E_{oed} een andere hoofdspansing als uitgangspunt is gekozen, namelijk de grootste hoofdspansing terwijl voor de andere stijfheden van de laagste hoofdspansing is uitgegaan.

Het stijfheidsmodel in het Hardening soil model is zodanig geconstrueerd dat bij axiale compressie de stijfheid afneemt bij toenemende deviatorspanning. Dit gedrag is weergegeven in Figuur 5.2.

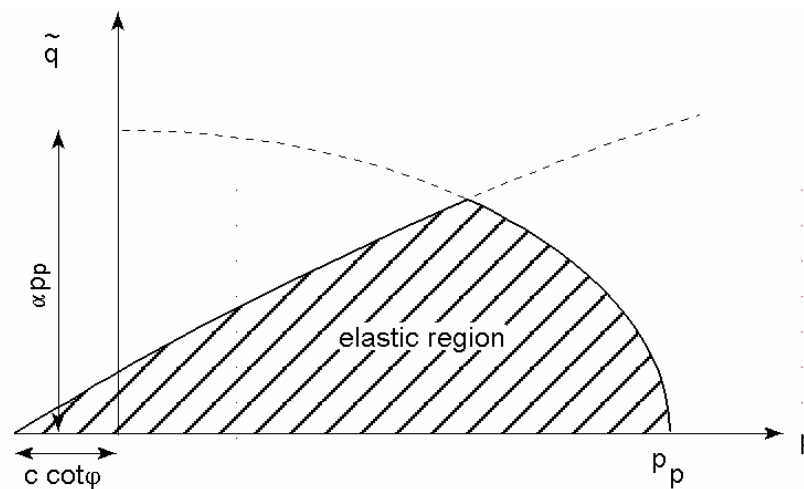


Figuur 5.2 Relatie tussen de axiale rek en de axiale spanning

De afwijking van de initiële elastische stijfheid wordt aangemerkt als plastische rek. Deze plastische rek wordt beschreven door middel van friction hardening. De parameters, v_{ur} , de dwarscontractiecoëfficiënt voor ontlasting / herbelastingen, deze parameter beschrijft de elastische volumerek. Het model wordt gecompleteerd door R_f de bezwijkratio. Met deze ratio kan de stijfheid nabij de Mohr-Coulomb omhullende worden gereduceerd.

Het model dat de maximale deviatorische spanningen beschrijft in het Hardening Soil model is ook gelijk aan het Mohr-Coulomb model met dezelfde parameters, de wrijvingshoek, de dilatatiehoek en cohesie. In het Hardening Soil model is het wel mogelijk om de dilatatiehoek te beperken. Deze geavanceerde optie zal hier niet worden besproken.

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 5.3 Visualisatie van de vloeicontour van het Hardening Soil model

Het Hardening Soil model 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} . Bovenstaande 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 worden geschat op 0.5 en voor normaal-geconsolideerde klei en veen op 1.0.

De R_f -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. Hier wordt eigenlijk altijd de standaardwaarde van 0.9 gehanteerd.

5.3 Andere elementtypen

Damwanden

Er zijn verschillende toepassingen van damwanden in PLAXIS: 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. Lange damwanden komen uit aan het maaiveld.

In de EEM analyse komen deze constructieve elementen 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 zwakker 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 hier door sterk. Een EEM berekening 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 PLAXIS worden deze ankerstangen met node to node elementen gemaakt. De ankers hebben een lineair elastische stijfheid en de ankers kunnen gedurende het rekenproces een voorspanning worden gegeven. De stijfheden worden per meter dikte opgegeven. Een ankerstang heeft geen interactie met de grond die er omheen ligt. Bij zakkende grond moet de invloed van deze grond op het anker door de gebruiker worden ingevoerd.

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 (Geogrid in PLAXIS) heeft alleen axiale stijfheid zoals bij een ankerstang.

Interfaces

Tussen de constructieve elementen, zoals groutlichaam en damwanden e.d., en de grond zitten interface elementen. 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 PLAXIS worden gemaakt met de eigenschappen die specifiek bij deze interface horen. Veelal is er geen enkele informatie over de eigenschappen en worden op basis van standaard waarden en engineering practice de waarden geschat. Daarom wordt 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: $\tau = -\sigma_n \tan \phi + c$. Deze formule is echter alleen toepasbaar bij grond waarvoor geldt dat $\phi = \psi$. 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: $\tau = -\sigma_n \sin \phi + c \cos \phi$. Deze waarde is lager dan de sterkte in het interface.

De sterkte in het interface wordt in PLAXIS $\tau = R_{inter} (-\sigma_n \tan \phi + c)$. De sterkteparameters ϕ , c en R_{inter} kunnen worden opgegeven.

Uitgangspunt dient dat geldt: $R_{inter} \leq \frac{\cos \psi \cos \phi}{1 - \sin \phi \sin \psi}$ van de naastliggende grond te zijn. Voor

klei en veen worden vaak waarden van $R_{inter}=0.5$ aangehouden en voor zand van $R_{inter}=0.66$. Een onderbouwing van deze waarden is er niet.

Voor de dikte van het interface wordt naar de PLAXIS reference manual verwezen. Praktisch wordt hier de standaard waarde aangehouden.

6 Uitvoeren van de EEM-analyse

Het aanbrengen van de beginspanningen kan of in het tweede deel van het INPUT geschieden of met het uitvoeren van een PLAXIS berekening in het CALCULATION deel van PLAXIS. Beide zullen hier integraal worden behandeld omdat voor de simulaties van waterkeringen wordt aanbevolen om de beginspanningen niet met het INPUT deel maar met het CALCULATION deel uit te voeren. Bovendien vormt de beginspanningstoestand een belangrijk onderdeel van de niet-lineaire Eindige Elementen berekening dat deze bij het uitvoeren van de berekeningen wordt besproken.

6.1 Rekenfases

De berekening van de veiligheid voor de waterkering wordt opgebouwd uit een aantal rekenfases. Doel van deze rekenfases is de correcte uitgangspunten te hebben voor het uitvoeren van de sterktereductie berekening die de uiteindelijke veiligheidsfactor bepaald. De beginspanningen vallen uiteen in twee delen enerzijds de waterspanningen en anderzijds effectieve spanningen. De waterspanningen worden in PLAXIS opgegeven of in het INPUT menu of de stage construction in een rekenfase.

Beginspanningen

- Bouw de dijk zonder eigengewicht met een horizontale freatische lijn gelijk aan het polderpeil.
- Breng eigengewicht van de dijk aan.
- Breng de freatische lijn correct aan en houd de waterspanningen hydrostatisch.
- Breng het waterspanningsbeeld aan behorende bij gemiddelde omstandigheden.

Belastingen op de dijk

- Breng de mogelijk aanwezige opdrijfpotentiaal aan en maatgevende buitenwaterstand (Toetspeil) aan.
- Breng de verkeersbelasting op de dijk aan.

Sterktereductie berekening

- Voer de sterktereductie berekening met PLAXIS uit.

De opbouw van de analyse dient zoveel mogelijk de echte geschiedenis van de dijkopbouw te volgen. 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.

Het verdient de voorkeur om de beginspanningen en de belastingen stapsgewijs op 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 PLAXIS wordt het eigengewicht gestuurd met de multipliers. Voor de belastingen en voorgeschreven verplaatsingen geldt dat deze in een stage constructiefase aangezet moeten worden. Daarna kan in de volgende rekenfases de grootte geregeld worden door middel van de multipliers.

Uitgangspunt voor de beginspanning en belasting rekenstappen is de arclengte procedure uit te zetten. Dit levert doorgaans een meer stabiel rekenproces. In principe dient de kering deze belastingen te kunnen dragen en is een opschalings- en terugschalingsprocedure van de krachten niet wenselijk.

De rekenstappen voor de beginspanningen en belastingen vereisen een rektolerantie van maximaal 1%. Moet deze waarde hoger zijn dan duidt dat erop dat de desbetreffende rekenstap mogelijk niet geheel betrouwbaar berekend is. Dit dient bij de verslaglegging van de analyse vast gelegd te worden. Of dit acceptabel is of niet is niet in algemene termen te beantwoorden. Bij voorkeur dient te worden uitgezocht waarom een betreffende rekenstap problemen oplevert bij de berekeningen. Mogelijke oorzaken kunnen zijn invoerfouten of mechanische gevoelheden zoals een te lage K_0 , locale instabiliteiten, ed. Invoerfouten zijn niet te accepteren terwijl locale instabiliteiten soms wel toe te laten zijn.

Bij de sterktereductie berekening is het essentieel dat arclengte procedure aanstaat. Dit is nodig omdat er een hechte koppeling is tussen de belasting, veiligheidsfactor en de schalingsprocedure voor de belasting.

De tolerantie staat standaard op 1. In PLAXIS wordt aangehouden in sterktereductie-berekening een strikter criterium dan in de gewone belastingfases. Dit kan betekenen dat bij de start van een sterktereductie berekening de veiligheid kleiner dan 1 kan worden ook al was de vorige rekenstap correct uitgevoerd. Het mogelijke verlies aan veiligheid is een indicatie voor de onnauwkeurigheden in de berekening.

6.2 Hydraulische begintoestand

Allereerst dient rekening te worden gehouden met de freatische lijn. Het verdient de voorkeur om in eerste instantie geen rekening te houden met de potentiaal in de diepe lagen. Ga ook voor deze lagen uit van de freatische lijn. Het is het eenvoudigst om voor de freatische lijn uit te gaan van het horizontale polderpeil en om pas later rekening te houden met de hogere freatische lijn in het dijklichaam.

In de volgende rekenfases wordt de freatische lijn aangepast aan de actuele freatische lijn. Dit betekent dat de freatische lijn in de dijk hoger komt te liggen.

Bij gefaseerde berekeningen waarbij de grondwaterspiegel verandert dient geen gebruik te worden gemaakt van de arclengte methode in PLAXIS. Dit kan numerieke problemen geven. Soms blijkt de arclengte methode juist wel te werken.

Ook de stijghoogte in de onderliggende lagen zijn van belang. Hoe deze in rekening moeten worden gebracht zijn beschreven in het Technisch Rapport waterspanningen bij dijken, TAW [2004]. In het onderstaande is dit nader uitgewerkt voor het benedenrivierengebied.

In de rekenfases daarna dient de potentiaal in het diepe zand op de stijghoogte (berekend of gemeten) ter hoogte van het binnentalud tijdens gemiddeld hoogwaterstand te worden gezet. De gemiddelde hoogwaterstand in het diepe zand is de potentiaal die lange tijd aanwezig is. Deze potentiaal beïnvloedt de grondwaterstand in de slappe lagen. De stijghoogte verloopt lineair van de potentiaal in het diepe zand naar de freatische lijn. De waterstanden bepalen de sterkte van de slappe grond.

Het is praktisch om de gemiddelde hoogwaterstand in de onderste dunne slappe laag voor te schrijven. Vanuit deze laag kan naar boven toe geïnterpoleerd worden. Hiermee kan worden bereikt dat de potentialen in de slappe lagen bepaald door het gemiddelde hoogwater van het diepe zand en niet wordt verstoord door het maximale hoogwater in de diepe lagen.

Het ongedraineerd aanbrengen van de opdrijfpotentiaal gebeurt daarna, indien aan de orde. In de rekenfase voordat de opdrijfpotentiaal wordt aangebracht, kan in PLAXIS worden gecontroleerd of de verticale spanningen op het grensvlak 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 worden voorkomen door de opdrijfpotentiaal net wat lager te kiezen dan de kritieke opdrijfpotentiaal.

6.3 Effectieve beginspanningen

De beginspanningen zijn belangrijk voor de niet lineaire berekeningen. De effectieve beginspanningen worden bepaald door het eigen gewicht van de verschillende grondsoorten en de opspanning van de grond, d.i. de verhouding tussen de verticale effectieve spanning en

de horizontale effectieve spanning, $K_0 = \frac{\sigma'_{hh}}{\sigma'_{vv}}$.

De waarde van deze ratio K_0 wordt bepaald door de mate van voorbelasten ofwel de overconsolidatie ratio, OCR. Een gangbare formule voor de waarde van K_0 is:

$$K_0 = (1 - \sin \phi)(OCR)^n$$

Deze formule is een algemenere vorm van de formule van Jaky. De spanningsratio is afhankelijk van de wrijvingshoek ϕ bij normaal geconsolideerde grond. Bij overgeconsolideerde grond geldt $OCR > 1$ de macht ligt in de orde van 0.6. Dit betekent dat de opspanningen niet lineair toeneemt bij het toenemen van de OCR. Voor de Nederlandse gronden in het Beneden rivierengebied mag worden uit gegaan van normaalgeconsolideerde grond $OCR = 1.0 \sim 1.1$. Deze expressie voor de opspanning is niet meer dan een indicatie.

De K_0 is afhankelijk van de belastinggeschiedenis. Gerealiseerd moet worden dat bij een dijk de grondlagen niet alle even dik zijn en er is geen vlak maaiveld, daarom is van belang om de effectieve beginspanningstoestand op te bouwen door in een rekenfase de eigengewichtsbelasting aan te zetten. Hierdoor vindt er opspanning plaats. Het materiaalmodel bepaalt dan hoe groot de K_0 gaat worden. Voor materialen die met het Mohr-Coulomb model worden beschreven is de dwarscontractie coëfficiënt van groot belang. Bij

een horizontaal maaiveld en waarbij geen spanningsrelatie plaatsvindt geldt: $K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}$.

Deze waarde is indicatief voor de invloed van de dwarscontractie coëfficiënt op de beginspanningstoestand. Voor het Hardening Soil model en Soft Soil Creep wordt de voorspanning bepaald door cap in deze modellen.

De waarde van K_0 is met name van groot belang bij ongedraineerde analyses omdat de sterkte bij deze analyses groter wordt bij toenemende waarde van K_0 . De sterkte bij ongedraineerd belasten is afhankelijk van effectieve isotrope spanning bij het begin van ongedraineerd belasten.

6.4 Belastingstappen

Opdrijfpotentiaal

Indien aan de orde dient de opdrijfpotentiaal te worden aangebracht, dit is gecompliceerd. Het verhogen van de waterdrukken onder de dijk veroorzaakt een afname van de effectieve spanningen onder de dijk. Deze lage effectieve spanningen kunnen een oorzaak vormen tot bezwijken van de dijk. De opbouw van de waterspanningen vergt daarom veel zorg. De volgende aspecten spelen hier een rol:

- Correct verloop van de opdrijfpotentiaal over de dwarsdoorsnede;
- Verloop van de opdrijfpotentiaal naar de bestaande over een dunne laag elementen. Dit is van belang omdat de indringdiepte van de opdrijfpotentiaal 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 Holoceen;
- Controleren dat de verticale effectieve spanning hoger is dan nul. Er moet een effectieve druk zijn anders worden de berekeningen onmogelijk. Dit dient over de gehele hoogte gewaarborgd te zijn. Mogelijk fungeren sloten in het achterland als een begin voor mogelijke bezwijkmechanismen;
- Als het aanbrengen niet lukt in één rekenfase is mogelijk om dit in meerdere stappen te doen. Hierbij moet worden opgemerkt dat naar mate de potentiaal hoger wordt de niet-lineariteiten toenemen. Het probleem hierbij is wel dat de hele waterspanningsopbouw in iedere fase volledig moet worden opgebouwd. Dit is met de bestaande opzet van PLAXIS gevoelig voor fouten;
- Omdat de opdrijfpotentiaal hoog kan zijn in het achterland is het van belang dat de mesh voldoende ver door loopt. De Holocene lagen gaan als een slappe elastische veer fungeren die de dijk ondersteunt en deze “veer” is lang;
- De opdrijfpotentiaal zal in werkelijkheid maar kort optreden. Het is afhankelijk van de veiligheidsfilosofie of dat deze fase ongedraineerd of gedraineerd doorgerekend moet worden. 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 opdrijfpotentiaal zullen de schuifspanningen tussen het Holoceen en het Pleistoceen (of evt. 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 sterktereductie in PLAXIS een bezwijkmechanisme wordt gevonden waarbij wel in de dijk en onder het achterland een plastisch mechanisme wordt gevonden maar niet in achterland. De slappe in de veer voorkomt dan een plastisch bezwijkmechanisme in het achterland.

Verkeersbelasting

Zoals beschreven in de Leidraad Rivieren dient tegelijkertijd met Toetspeil ook een verkeersbelasting van 13 kN/m^2 over een breedte van 2.50 m te worden aangebracht. Met deze belasting wordt gesimuleerd dat vervoer over het dijklichaam mogelijk is of kan zijn om elders nog dijkversterkingen te kunnen aan leggen. Deze verkeersbelasting is een ongedraineerde belasting op de dijk (niet in zandlagen in de kruin of een zanddijk) en zorgt voor een extra aandrijvend moment. Deze belasting dient in de input al gedefinieerd te zijn bijvoorbeeld met een grootte van 1 kN/m^2 . Het aanbrengen van de verkeersbelasting bestaat dan uit twee stappen één uit de initiatie van de belasting in stage construction en een tweede stap door de multipliers naar 13 te laten lopen. Deze splitsing heeft het voordeel dat de niet-

lineariteiten in de berekening beperkt blijven. 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 iets verhogen van de cohesie in toplagen zal dan in principe minimale invloed hebben op het maatgevende grotere bezwijkmechanisme.

6.5 Sterktereductie berekening

In deze berekeningfase wordt de veiligheidsfactor van de dijk bepaald. Het verdient aanbeveling om voor deze rekenfase de verplaatsingen op nul te zetten. In dat geval kunnen in deze fase alle effecten van de sterktereductie berekening gezien worden.

Er kan een gedraineerde of ongedraineerde sterktereductie berekening worden uitgevoerd. Van belang is dat de juiste parameters voor de sterktereductie berekening ingevoerd zijn. Een sterktereductie berekening in PLAXIS gaat altijd uit van een Mohr-Coulomb model ook al is er eerder in het rekenproces een ander constitutief model toegepast. Daarom is het essentieel dat de juiste Mohr-Coulomb model parameters gebruikt worden. Het is beter om van constitutief model te wisselen om de controle over het model en de parameters te behouden.

In gedraineerde analyse met een niet-associatief materiaal model 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. In het gebruik van associatieve materiaalmodellen zal dit niet gebeuren. Dit is dan ook de beste remedie. Alle andere remedies zijn lapmiddelen, omdat deze schuifvlakvorming verdoezelen door het gebruik van grotere elementen of grotere onnauwkeurigheid in de toleranties.

Van belang is dat een sterktereductie berekening een duidelijk bezwijkmechanisme laat zien en een stationaire Msf. Dit heeft vaak meer nodig dan de standaard 100 stappen. Beter is uit te gaan 250 stappen. Als de berekeningen nodig zijn om de belasting op constructieve elementen bij een gegeven Msf niveau te bepalen dan dienen de rekenstappen te worden bepaald. Doorgaans kunnen deze beter worden weggegooid omdat dit veel schijfruimte vergt. Als de sterktereductie berekening niet aan de gestelde eisen voldoet is het van belang om de te kijken naar de afzonderlijke stappen om te zien welke bezwijkmechanismen erop treden. Daaruit kan dan een mogelijke oplossing worden gevonden.

Bij een ongedraineerde sterktereductieberekening is het van belang dat de maximale wateroverspanning (ppmax) over de berekening wordt gevolgd. Deze waarde moet stationair zijn bij bezwijken. Als deze waarde toe blijft nemen is dit een indicatie dat elementen sterk vervormd worden. Lokaal gaan er grote oscillaties optreden in de wateroverspanningen. Op de gerealiseerde veiligheidsfactor lijkt dit weinig effect te hebben. Wel neemt de betrouwbaarheid van de gegenereerde wateroverspanningen daardoor af.

Bij de sterktereductieberekening is het essentieel dat arclengte procedure aanstaat. Dit is nodig omdat er een koppeling is tussen de belasting, veiligheidsfactor en de schalingsprocedure voor de belasting die de mate van onbalans bepaalt.

De tolerantie standaard op 1% in PLAXIS is in sterktereductie berekening een strikter criterium dan in de gewone belastingfases. Dit kan betekenen dat bij de start van een

sterktereductieberekening dat de veiligheid kleiner dan 1 kan worden ook al was de vorige rekenstap correct uitgevoerd. Het mogelijke verlies aan veiligheid is een indicatie voor de onnauwkeurigheden in de berekening.

6.6 Nulstappen of wisselen parameters

In een analyse van PLAXIS 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 is van deze rekenfase is om de berekening nauwkeuriger te maken. Er zijn twee manieren om een nulstap te creëren ofwel door een stage construction of door een analyse met constante plastic multipliers. De voorkeur heeft een analyse met plastic multipliers omdat er dan de controle over het systeem groter is. Het toetscriterium kan problemen geven bij lage effectieve spanningen. Omdat de afwijkingen bepaald worden op basis van de aanwezige krachten kan de fout groot worden als het krachtniveau laag.

Een wisseling van materialen gebeurt in een stage construction rekenstap. Het verdient aanbeveling om uitsluitend materialen te wisselen in deze stage construction fase en geen randvoorwaarden van de som te veranderen. Er moet van uitgegaan kunnen worden dat er geen onbalans bestaat uit de vorige rekenstappen. In een dergelijke wisseling zijn vooral wijzigingen in sterkte parameters die de vloeifunctie beschrijven de ϕ en c van invloed op de analyse. Bij een correcte uitvoering heeft een wisseling van materialen geen invloed op de onbalans. Als dat gebeurt, betekent 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. Lastig is om te wisselen van gedraineerde parameters naar ongedraineerde sterkte c_u . Dit is het gevolg van het gegeven dat deze ongedraineerde sterkte als een passend maatveld moet worden ingevoerd. Dit is lastig maken met de menu gestuurde invoer van PLAXIS en het is lastig om de continuïteit in de beschrijving te houden zonder fouten te introduceren. Of een dergelijke switch correct uitgevoerd is laat zich moeilijk beoordelen. De toetscriteria zijn: de onbalans mag niet groter worden en de gebieden waar spanningen in de buurt van Mohr-Coulomb omhullende waren moeten daar blijven. De gebieden waar Mohr-Coulomb plasticiteit geconstateerd was voor de switch moeten ook nu plastisch zijn, maar er mag geen groter maar ook kleiner gebied zijn. Dit is vooral subjectief.

Een materiaalwisseling in PLAXIS zou moeten fungeren als een nulstap. Ga er vanuit dat er geen verschil mag zijn in nat en effectief gewicht in materialen die worden gewisseld, omdat het onduidelijk is hoe in PLAXIS verschil in gewicht wordt afgehandeld.

7 Interpretieren en controle van de EEM-analyse

Het resultaat van de EEM-analyse zijn de bezwijkmechanismen met de bijbehorende veiligheidsfactoren. Van belang is dat de belastinggeschiedenis van de berekening goed is vastgelegd. Idealiter geeft PLAXIS een bezwijkmechanisme met een Msf die stabiel is over een reeks van rekenstappen. Dit indiceert dat er één doorgaand bezwijkmechanisme bestaat. De resulterende Msf kan dan worden gekoppeld aan het veiligheidsniveau wat gehaald moet worden. Deze veiligheidsfactor moeten beneden de waarden zijn, zoals deze in de toets is vastgelegd. Voor constructies kan de belasting op de constructie voor die stap worden bekeken waar juist het benodigde veiligheidsniveau is behaald.

De vereiste veiligheid tegen geotechnisch bezwijken wordt bereikt door het eisen van een minimale waarde van de stabiliteitsfactor γ_{eem} waaraan de waterkering bij het optreden zijn het Toetspeil moet voldoen. De minimale waarde van de stabiliteitsfactor wordt aangeduid als de Stabiliteitsnorm. In het EEM model PLAXIS wordt aangehouden dat de stabiliteitsfactor γ_{eem} overeenkomt met de waarde MSF die volgt uit een sterktereductie berekening. De stabiliteitsnorm γ_{eem} en daarmee de vereiste waarde MSF waaraan de waterkering moet voldoen volgt uit de volgende formule:

$$\gamma_{eem} = \gamma_b \cdot \gamma_d \cdot \gamma_n \cdot \gamma_{mat}$$

waarin:

- γ_{eem} vereiste stabiliteitsfactor of veiligheidsfactor (Msf) van de berekening met PLAXIS;
- γ_b partiële veiligheidsfactor die verband houdt met het schematiseren van de ondergrond, 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 die verband houdt met het feit dat de berekening met karakteristieke waarden wordt uitgevoerd in plaats van rekenwaarden. Voorgesteld wordt om deze factor "Correctiefactor stabiliteitsnorm voor de materiaalfactoren" te noemen.

De uitwerkingen en waarden van de partiële veiligheidsfactoren staan in hoofdstuk 3.

Voor de toetsing van constructieve elementen in de waterkering wordt verwezen naar 3.2.2. Van belang hierbij 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 mechanismes. Dit zijn 'secundaire' bezwijkmechanismen die de kerende functie intact laten e.d. Echter als deze bezwijkvormen optreden gaat het zicht op de 'primaire' bezwijkvorm verloren die het functioneren van de dijk aantast. Als de Msf 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. Echter in praktijk zal de Msf voor de 'secundaire' mechanismen lager zijn. In dat geval is het niet mogelijk om de veiligheid van de primaire bezwijk-

mechanismen te bepalen. De simulatie moet worden aangepast om ervoor te zorgen dat het gevonden mechanisme niet meer optreedt, maar de simulatie moet niet zodanig worden aangepast dat het van invloed is op het 'primaire' bezwijkmechanisme met de bijbehorende veiligheidsfactor. Het is ondoenlijk om een receptuur te geven die hier onder alle condities aan kan voldoen.

Mogelijke remedies kunnen gevonden worden in het aanpassen van de geometrie, materiaalgedrag of een externe versterking. Aanpassen van de geometrie is een optie als er bijvoorbeeld bezwijken plaats vindt bij talud of aan een slootkant. In deze gevallen kan het helpen om de hellingen minder steil te maken. Als dit wordt toegepast dient er voor gewaakt te worden dat de totale doorsnede niet groter wordt.

Aanpassen van de materiaalparameters is doorgaans het eenvoudigst toe te passen. Om oppervlakkige mechanismen te onderdrukken kan de cohesie van deze materialen worden verhoogd. Als deze optie wordt gevolgd 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 beïnvloedt. Mogelijk moeten 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 een mogelijkheid om d.m.v. 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 Holoceen binnendijs. De betrouwbaarheid van deze analyses binnendijs is beperkt door de lengte van het opdrijven en het uitbreken van de grond daar beïnvloedt wordt door kleine verstoringen.

Van belang bij de interpretatie van de resultaten is dat effectieve spanningen ruimtelijke 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 de 15-knoops elementen de gebruiker maar enkele integratiepunten in de figuren ziet. 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 ongedraineerde analyses geven aanleiding tot sterke ruimtelijke variatie. Dit is in de figuren niet altijd te zien, PLAXIS visualiseert deze data niet meer. In de tabulated output zijn wel alle data te geven, deze data zijn lastiger te overzien. 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 eenvoudig te controleren door een berekening uit te voeren waarbij de randen verder zijn weggelegd en de resultaten te vergelijken met de eerder gevonden resultaten.

8 Literatuur

SBW-vlek [2008]

SBW Werkelijke Sterkte onderdeel EEM, Bespreekverslag witte vlekken EEM, Deltares, kenmerk 433530.84 v01 concept, Delft, december 2008;

SBW-stab [2008]

SBW Werkelijke Sterkte, Analyse macrostabiliteit bij dijken met EEM - Achtergronden bij activiteit 03.a Numerieke Geomechanica, Deltares, kenmerk 1001463-013-GEO-0001 v01 concept, Delft, juli 2009;

SBW-veilig [2009]

SBW project Werkelijke Sterkte, Analyse macrostabiliteit bij dijken met EEM – Activiteit 03.a Opstellen veiligheidsfilosofie, Deltares, kenmerk 1001463-012-GEO-0002 v01 concept, Delft, 2 juli 2009;

SBW-deel [2009]

SBW Werkelijke sterkte van dijken – stappenplan (product WS014), Deltares, kenmerk 1200177-000-GEO-0006, 29 mei 2009;

Addendum TRWG [2007]

Addendum bij het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies, Rijkswaterstaat DWW, ISBN 978-90-369-1411-6, Den Haag, juli 2007;

Van Duinen [2009]

Stappenplan WS014, Deltares, kenmerk 1200177-000-GEO-006, SBW werkelijke sterkte product WS014.

V&W [2006]

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

V&W [2007]

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

TAW [2003]

Leidraad Kunstwerken, Technische Adviescommissie Waterkeringen, ISBN 90-369-5544-0, Delft, mei 2003;

TAW [2004]

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

BDK [2003]

Stabiliteits- en sterktecriteria bij lange damwanden in dijken ten behoeve van de Begeleidingscommissie Dijkversterkingen Krimpenerwaard, Rijkswaterstaat Dienst Weg en Waterbouwkunde, Provincie Zuid-Holland, Fugro, GeoDelft, versie 2, 21 november 2003;

RWS [2007]

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

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;