



T echnische

A dvisiecommissie voor de

W aterkeringen

**Onderzoeksrapport voor de
bepaling van de actuele sterkte
van rivierdijken**

juni 1996

INHOUDSOPGAVE

Samenvatting	1
1 Inleiding	3
1.1 Doel van dit rapport	3
1.2 Verantwoording	4
1.3 Toepassingsgebied	5
1.4 Overzicht	7
2 Gefaseerde procedure voor de bepaling van de actuele sterkte	9
3 Toekomstige ontwikkelingen	27
3.1 Vervormingsaspect	27
3.2 Bepaling sterkte en K_0 in situ	27
3.3 Pseudo-karakteristieke waarden	28
Verklaring van gehanteerde begrippen	31
Symbolenlijst	33
Nederlandse symbolen	33
Griekse symbolen	35
Literatuur	37
Appendix 1 Uitgangspunten en achtergronden	A1.1
A1.1 Veiligheidsbeschouwing	
A1.1.1 Risico-aspecten	A1.1
A1.1.2 Beoordeling van de stabiliteit	A1.1
A1.1.3 Stabiliteit van grondlichamen	A1.6
A1.2 Lokale en regionale proevenverzamelingen	A1.10
A1.2.1 Bepaling karakteristieke schuifsterkte uit proevenverzamelingen	A1.10
A1.2.2 Materiaalfactoren	A1.12
A1.3 Ontwerp van rivierdijken op stabiliteit - huidige methode	A1.14
A1.3.1 Toe te passen berekeningsmethode	A1.14
A1.3.2 Te hanteren schade- en gevoeligheidsfactoren	A1.15
A1.4 Toetsing van rivierdijken op stabiliteit - huidige methode	A1.19
A1.5 Stappenplan voor de bepaling van de actuele sterkte	A1.21
A1.6 Verhoging van de sterkteparameters door voorkennis	A1.23
A1.7 Verhoging van de sterkteparameters door lokaal onderzoek	A1.25
A1.7.1 Principe	A1.25
A1.7.2 Kostenmodel	A1.26
A1.7.3 Stochastisch model	A1.26
A1.7.4 Bepalen van de kansen $P_{m,i}$	A1.28
Appendix 2 Voorbeeld toepassing	



Samenvatting

In dit rapport wordt een tweetal methoden beschreven om de werkelijk aanwezige sterkte van een dijk beter te benaderen. De beschreven methoden hebben betrekking op:

- 1 het verhogen van de berekende stabiliteitsfactor op grond van voorkennis omtrent de aantoonbaar opgetreden hoogste (historische) waterstand;
- 2 voorspelling vooraf van de mogelijke winst die behaald kan worden met laboratoriumproeven op lokaal gestoken monsters ('lokaal onderzoek').

Toepassing van deze methoden op een geschematiseerd maar realistisch dijkprofiel wijst uit dat de lengte van de benodigde stabiliteitsberm afneemt van 23 m, indien ontworpen op de gangbare wijze, tot 15 m bij toepassing van de methoden uit het rapport.

1 Inleiding

1.1 Doel van dit rapport

Bij het ontwerpen van rivierdijkverbeteringen wordt regelmatig geconstateerd dat de stabiliteitsberekeningen uitwijzen dat de huidige dijk in feite allang bezwaken had moeten zijn, terwijl de dijk er in werkelijkheid relatief ongeschonden bijligt. Ook tijdens het hoogwater van 1995 is gebleken dat de macrostabiliteit van een aantal nog te verbeteren rivierdijken volgens de berekeningen ruim onvoldoende was. Zoals bekend hebben deze dijken het hoogwater zonder grote schade kunnen keren. Deze situaties geven aanleiding te veronderstellen dat de ontwerpuitgangspunten te conservatief zijn geweest.

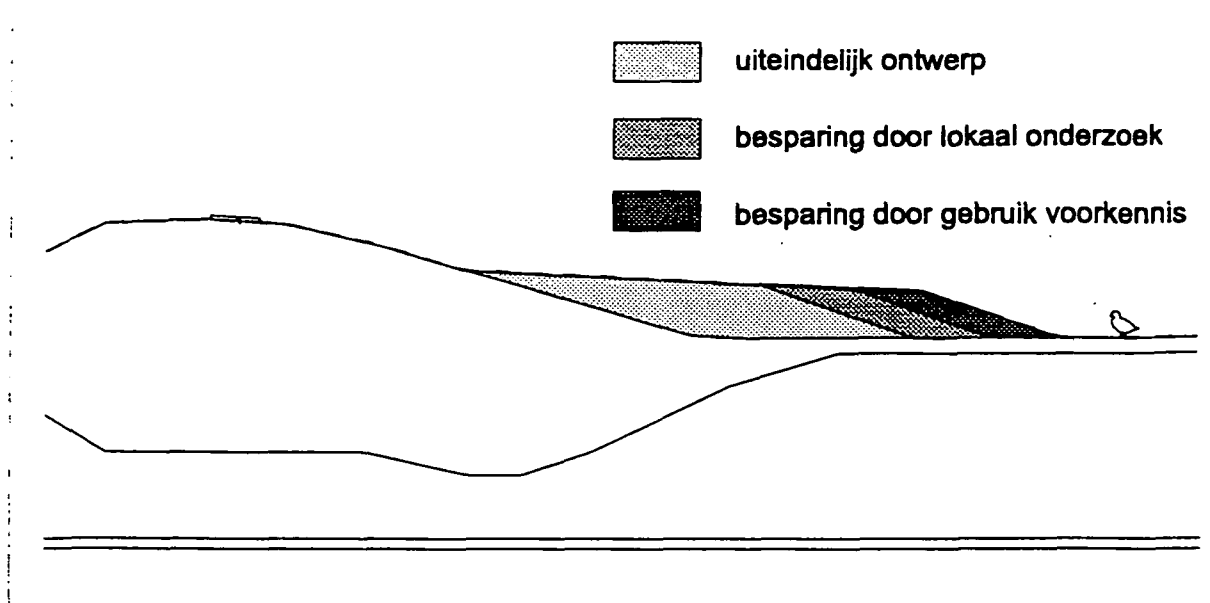
De verbetering van deze dijken wordt ontworpen met dezelfde ontwerpuitgangspunten. Het ligt voor de hand dat het ontwerp van de verbetering ook zwaarder zal zijn dan werkelijk nodig is. Bij toetsing van bestaande dijken met deze uitgangspunten zal de situatie als slechter worden beoordeeld dan werkelijk het geval is. Dit rapport beschrijft twee methoden om beter de werkelijk aanwezige sterkte, ofwel de actuele sterkte, van dijk en ondergrond te bepalen. Vaak worden de kosten van een ontwerp in sterke mate beïnvloed door de sterkte die in de berekeningen wordt verondersteld.

De beschreven methoden hebben betrekking op:

- 1 het verhogen van de berekende stabiliteitsfactor op grond van voorkennis omtrent de aantoonbaar opgetreden hoogste (historische) waterstand.
- 2 voorspelling vooraf van de mogelijke winst die behaald kan worden met laboratoriumproeven op lokaal gestoken monsters ('lokaal onderzoek'). Weliswaar bieden de bestaande Leidraden reeds de mogelijkheid lokaal onderzoek uit te voeren, maar wordt geen indicatie gegeven van de kans dat dit lokale onderzoek ook werkelijk resulteert in hogere sterkteparameters. De methode levert een ontwerp op dat aan de normen voldoet.

Toepassing van deze methoden op een geschematiseerde maar realistische situatie levert inzicht op in de te behalen winst; dit is aangegeven in figuur 1.1.

Aan de hand van een rekenvoorbeeld - opgenomen in appendix A2 - blijkt dat een verbetering ontworpen op de gangbare wijze een stabiliteitsberm oplevert van 23 m lengte. Na toepassing van de eerste methode resulteert een benodigde bermlengte van 19 m, een winst van 4 m. Uit de tweede methode blijkt dat verdere winst kan worden behaald door het uitvoeren van lokaal onderzoek. Uitvoering van dit onderzoek blijkt te leiden tot een benodigde bermlengte van 15 m. De totale winst bedraagt dus 8 m, hetgeen een aanzienlijke besparing op de kosten van de aanleg van de verbetering inhoudt.



Figuur 1.1: Te behalen winst in berm lengte door toepassing van de methoden beschreven in dit rapport

De genoemde methoden zijn ontwikkeld in opdracht van de Technische Commissie voor de Waterkeringen (TAW) als onderdeel van het project 'Actuele sterkte'. Dit rapport is tot stand gekomen onder begeleiding van de projectgroep TAW-B-1, die de volgende leden had:

ir. J.D. van Duijvenbode (voorzitter namens TAW)	- Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde
ir. P.J.L. Blommaart	- Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde
ing. W.Th.J. van der Burgh	- Rijkswaterstaat, Directie Zuid-Holland
ing. J. Dekker	- Grondmechanica Delft
ir. J.R. Deutekom	- Grondmechanica Delft
ir. P.H. Lindhout	- OMEGAM
D. van Schie	- Hoogheemraadschap van de Krimpenerwaard
ing. R.J. Termaat	- Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde
ir. A.A.M. Venmans (secretaris/redacteur)	- Grondmechanica Delft

1.2 Verantwoording

Dit rapport is bedoeld voor gebruik bij het ontwerp van reconstructiemaatregelen van rivierdijken en bij de toetsing. Primair is het rapport bestemd voor ontwerpers en beheerders betrokken bij de reconstructie respectievelijk toetsing. Beheerders kunnen in algemene zin kennis opdoen van de methoden, en de uitvoering van de methoden als deskundig opdrachtgever uitbesteden. Voor

beheerders is vooral hoofdstuk 1 van belang. Ontwerpers vinden een recept voor de toepassing van de methoden. Voor ontwerpers is vooral hoofdstuk 2 van belang.

Dit rapport geeft een praktische beschrijving van de ontwikkelde methoden in de vorm van een gefaseerde ontwerpprocedure. De theoretische achtergrond van de methoden komt slechts summier aan de orde. Een uitgebreide theoretische onderbouwing wordt gegeven in [Grondmechanica Delft 1994b]. In dit rapport wordt tevens een derde methode beschreven waarmee mogelijk winst kan worden behaald ten opzichte van de gangbare ontwerpmethoden. Deze methode bestaat uit het uitvoeren van volledig probabilistische stabiliteitsberekeningen. De bepaling van de invoerparameters voor de probabilistische berekeningen vereist een redelijke mate van inzicht en ervaring. Naar het oordeel van de projectgroep is de methode op dit moment niet geschikt om te worden gepresenteerd in een stap-voor-stap beschrijving zoals in dit rapport gehanteerd.

De beschreven methoden sluiten aan bij de bestaande veiligheidsbeschouwingen zoals verwoord in de huidige Leidraden [TAW 1985, 1989a,b] en de Handreiking Constructief Ontwerpen [TAW 1994a,b]. De gefaseerde procedure maakt gebruik van de ruimte die wordt geboden binnen het model voor de ruimtelijke verdeling van de schuifsterkte dat wordt gebruikt in de bestaande Leidraden. Er wordt niet getornd aan de bestaande veiligheidsnormen.

De beschreven gefaseerde procedure is het eerste resultaat van het project 'Actuele sterkte' van TAW. De procedure heeft op dit moment alleen betrekking op sterkte. Volgende fasen in het project zullen aandacht besteden aan het vervormingsaspect en op andere mogelijkheden om sterkteparameters beter te bepalen.

1.3 Toepassingsgebied

De in dit rapport beschreven gefaseerde procedure is bruikbaar voor ontwerp en toetsing van rivierdijken op binnenwaartse stabiliteit. De procedure is in principe ook bruikbaar voor het ontwerp van zeedijken en de toetsing van boezemkaden. De belastingcondities en de normstelling bij deze typen waterkeringen wijken echter af van die bij rivierdijken. Toepassing bij zeedijken en boezemkaden is nog onderwerp van nader onderzoek en afstemming.

In principe kan de voorkennis van historische belastingomstandigheden eveneens worden gebruikt bij de bepaling van de buitenwaartse stabiliteit van rivierdijken bij vallend water. Omdat hierbij de belastingcondities afwijken van die bij de binnenwaartse stabiliteit, wordt ook naar dit onderwerp nader onderzoek uitgevoerd.

Indien de buitenwaartse stabiliteit wordt bepaald door het slappe lagenpakket buitendijks, kan het gewenst zijn voor de bepaling van de buitenwaartse stabiliteit lokaal onderzoek uit te voeren. De

kans dat hogere sterkteparameters worden gevonden dan bij het gebruik van proevenverzamelingen kan worden gekwantificeerd op basis van de methode die daarvoor in dit rapport wordt beschreven.

Voor toepassing van de gehele gefaseerde procedure is het essentieel dat vooraf de geëigende procedures voor ontwerp [TAW 1985, 1989a,b, 1994a,b] of toetsing [TAW 1996] zijn doorlopen. Bij de beschrijving van de gefaseerde procedure voor de bepaling van de actuele sterkte is verondersteld dat in ieder geval de volgende informatie beschikbaar is voor een maatgevend dijkprofiel:

- geometrie van de dijk, voorland en achterland ten tijde van maatgevend hoogwater;
- gemiddeld rivierpeil, hoogte en duur van het maatgevend hoogwater, ligging van de freatische lijn, eventuele opdrijflengte en de bijbehorende waterspanningen in de pleistocene zandlaag, dijk en achterland; de waterspanningen bij maatgevend hoogwater worden ontleend aan extrapolaties met geohydrologische modellen, zo mogelijk opgesteld op basis van metingen;
- grondopbouw;
- sterkteparameters van de grondlagen; doorgaans zullen deze zijn gemeten aan monsters van elders in de dijkring en zijn deze bewerkt tot proevenverzamelingen; de proevenverzamelingen bevatten schattingen van gemiddelde en karakteristieke waarden van de sterkteparameters;
- volumegewicht van de grondlagen;
- beoogd veiligheidsniveau van de dijkring, geaccepteerde faalkans voor binnenwaartse stabiliteit en partiële veiligheidsfactoren die van toepassing zijn op de dijkring.

Voor toepassing van de gefaseerde procedure voor de bepaling van de actuele sterkte is bovendien de volgende informatie nodig:

- geometrie van de dijk, voorland en achterland ten tijde van het hoogst gemeten hoogwater;
- de hoogst bekende historische belasting: buitenwaterstanden met freatische lijn, eventuele opdrijflengte en de bijbehorende waterspanningen in de pleistocene zandlaag, dijk en achterland; de waterspanningen bij hoogst bekend hoogwater kunnen zijn gemeten of worden ontleend aan extrapolaties met geohydrologische modellen, zo mogelijk opgesteld op basis van metingen.

1.4 Overzicht

In hoofdstuk 2 wordt een praktische stappenplan gegeven voor de gefaseerde procedure voor de bepaling van de actuele sterkte. Hoofdstuk 3 geeft een korte vooruitblik op toekomstige ontwikkelingen binnen het project.

Hierna volgen een begrippen- en symbolenlijst en een overzicht van de literatuur.

Appendix 1 geeft een korte beschrijving van de uitgangspunten van de gangbare ontwerp- en toetsingmethoden. Appendix 1 bevat ook een beknopte beschrijving van de gangbare modellen voor de variatie van de schuifsterkte in de ondergrond. Deze modellen vormen het uitgangspunt voor de gefaseerde procedure voor de bepaling van de actuele sterkte. Omdat geen wezenlijke nieuwe inzichten aan de orde komen, is voor dit deel van appendix 1 gedeeltelijk gebruik gemaakt van teksten uit bestaande Leidraden en Handreikingen. Deze teksten zijn opgenomen om te voorkomen dat de gebruiker veelvuldig zou moeten grijpen naar deze publikaties.

Appendix 1 wordt afgesloten met de beknopte beschrijving van de theoretische achtergrond van de methoden in de gefaseerde procedure.

Appendix 2 behandelt ter illustratie de toepassing van het stappenplan uit hoofdstuk 2 op een fictief maar realistisch rivierdijkprofiel.

2 Gefaseerde procedure voor de bepaling van de actuele sterkte

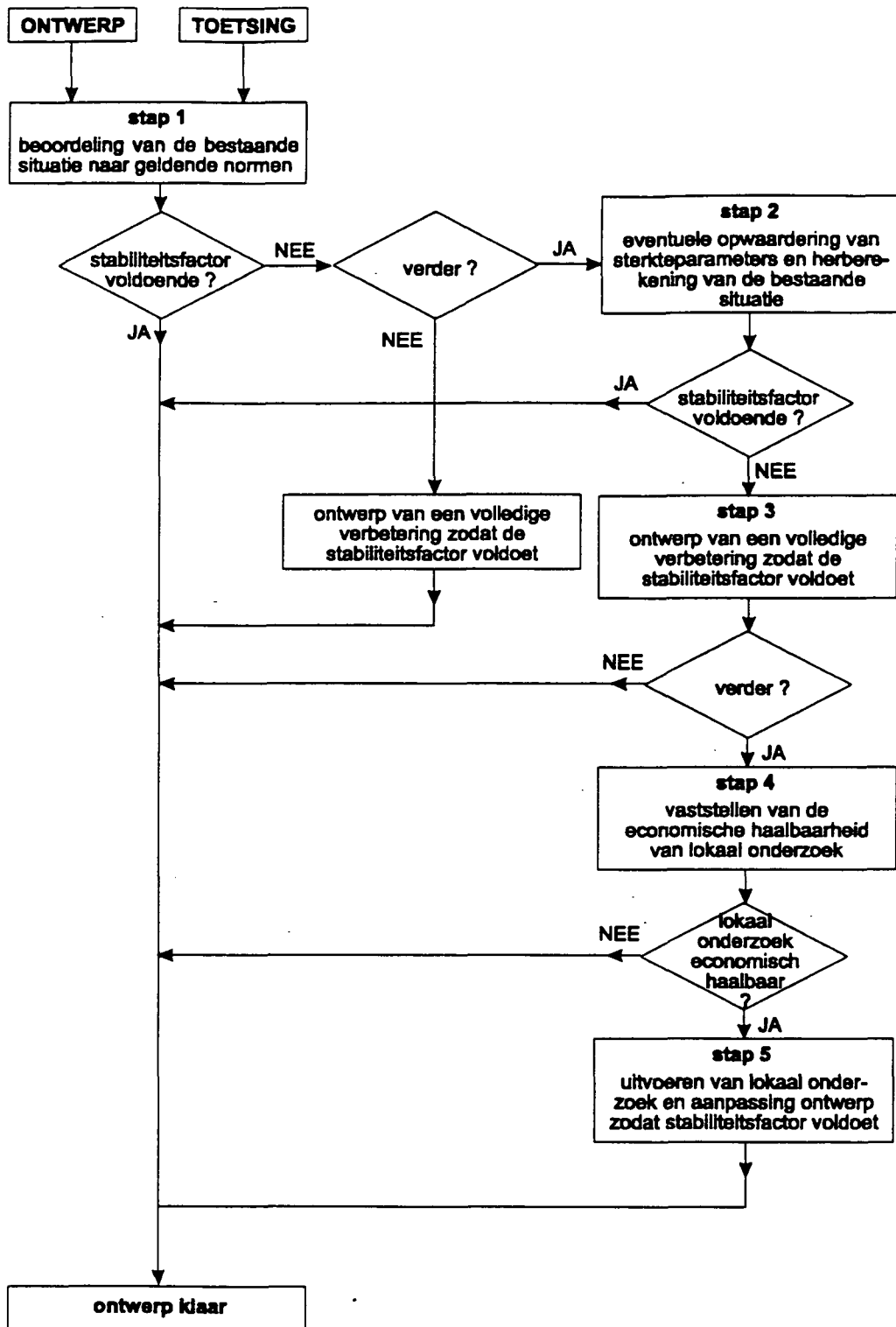
In dit hoofdstuk wordt een praktisch recept gegeven voor de drie onderdelen van de gefaseerde procedure. De methoden 'actuele sterkte' zoals in dit rapport beschreven zijn in een stroomschema onder te brengen zoals gegeven in figuur 2.1. Er is verondersteld dat het stroomschema wordt gebruikt in een tweetal gevallen:

- wanneer een ontwerp voor een dijkverbetering wordt gemaakt volgens de Leidraden voor het ontwerpen van rivierdijken [TAW 1985, 1989a,b] en de Handreiking constructief ontwerpen [TAW 1994a,b];
- wanneer een bestaande dijk wordt getoetst volgens de Leidraad toetsen op veiligheid [TAW 1996].

De werkwijze is als volgt:

- 1 In eerste instantie wordt de stabiliteit berekend volgens de van toepassing zijnde richtlijn. In het geval van ontwerp van een dijkverbetering wordt vaak gebruik gemaakt van regionale proevenverzamelingen; bij de toetsing worden gegevens gebruikt die in het specifieke geval voorhanden zijn. De berekende stabiliteitsfactor $\gamma_{stab,0}$ wordt vergeleken met het produkt van schadefactor en gevoeligheidsfactor. Bij de bepaling van de stabiliteit bij bijna of geheel opdrijven van het achterland wordt tevens getoetst of de verplaatsing van de binnenteen tijdens hoogwater kleiner dan of gelijk is aan 0,10 m.
- 2 Indien de stabiliteitsfactor niet aan de eis voldoet wordt nagegaan of er reden is om te veronderstellen dat de werkelijk aanwezige sterkte hoger is dan de in rekening gebrachte sterkte. Dit kan volgen uit de constatering, dat de dijk een bekende historische belasting heeft overleefd, terwijl deze historische belasting volgens de berekeningen bezwijken van de dijk had moeten veroorzaken. Op grond van dit gegeven kunnen de sterkteparameters onder bepaalde voorwaarden worden opgewaardeerd. Met de opgewaardeerde sterkteparameters wordt een nieuwe stabiliteitsfactor $\gamma_{stab,cor}$ bepaald, die weer wordt getoetst aan het produkt van schadefactor en gevoeligheidsfactor.
- 3 Indien de stabiliteitsfactor $\gamma_{stab,cor}$ nog niet aan de eis voldoet kan men verdergaan en een volledige verbetering ontwerpen met de opgewaardeerde sterkteparameters.
- 4 Op basis van de volledige verbetering wordt nagegaan of het economisch is lokaal onderzoek uit te voeren.

-
- 5 Bij een positief resultaat in stap 4 wordt het lokaal onderzoek uitgevoerd en worden nieuwe, lokale proevenverzamelingen gemaakt. Met de ontwerpsterkten volgens de lokale proevenverzamelingen wordt het ontwerp van de verbetering zodanig aangepast dat de stabiliteitsfactor $\gamma_{stab,lok}$ op basis van de lokale proevenverzameling gelijk is aan het produkt van schadefactor en gevoeligheidsfactor.



Figuur 2.1: Algemeen stroomschema voor de bepaling van de actuele sterkte van een dijk

In het navolgende wordt een praktische procedure voor de toepassing van de methoden nader beschreven. Een beknopte theoretische verantwoording van de methoden is gegeven in appendix 1. Verdere details zijn te vinden in [Grondmechanica Delft 1994b]. Ter illustratie van de procedure is deze in appendix 2 toegepast op een realistisch dijkprofiel.

Stap 1: Beoordeling van de bestaande situatie naar de geldende normen

De theoretische achtergrond van deze methode wordt beknopt beschreven in appendix A1.6. De methode bestaat uit de volgende stappen:

1.1 Verzamelen van de benodigde gegevens

- 1.1.1 Maaiveldhoogten ter plaatse van dijk, voorland en achterland zoals aanwezig geacht ten tijde van het optreden van maatgevend hoogwater.
- 1.1.2 Grondopbouw ter plaatse van dijk, voorland en achterland, afgeleid uit boringen, sonderingen en/of niet-destructief grondonderzoek.
- 1.1.3 Gemiddeld rivierpeil bij gemiddeld getij; dit wordt beschouwd als de stationaire situatie.
- 1.1.4 Hoogte en duur van het maatgevend hoogwater; maak hierbij onderscheid naar de bijdragen van afvoergolf, stormopzet en stormgetij, uitgedrukt als amplitude ten opzichte van de stationaire situatie en tijdsduur.
- 1.1.5 Ligging van de freatische lijn ter plaatse van dijk, voorland en achterland in de stationaire situatie en ten tijde van het optreden van maatgevend hoogwater.
- 1.1.6 Het verloop van de waterspanning in het pleistocene zand bij gemiddeld rivierpeil, bij voorkeur gebaseerd op peilbuiswaarnemingen. Ter plaatse van het intrepunt in de rivier is de waterspanning in het pleistocene zand gelijk aan de waterspanning behorend bij gemiddeld rivierpeil. Op zeer grote afstand achter de dijk zal de waterspanning in het zand overeen komen met het polderpeil.
- 1.1.7 Het verloop van de waterspanning in het pleistocene zand bij maatgevend hoogwater, bij voorkeur gebaseerd op extrapolatie van peilbuiswaarnemingen met behulp van geohydrologische modellen (zie hoofdstuk 10 en appendix B van Leidraad I [TAW 1985] en hoofdstuk 7.3, bijlage 12, 13 en 14 en appendix C van Leidraad II [TAW 1989a,b]). De waterspanningen in het pleistocene zand worden berekend door superpositie van de drie

afzonderlijke geëxtrapoleerde waterspanningen ten gevolge van afvoergolf, stormopzet en stormgetij op de stationaire situatie. Vervolgens wordt getoetst of opdrijven van het slappe lagenpakket achter de dijk optreedt. Als dit het geval is, dient de opdrijflengte te worden berekend volgens bijlage 13 van Leidraad II [TAW 1989a] en wordt het waterspanningsverloop in het pleistocene zand aangepast. In het geval van opdrijven zijn in het algemeen drie gebieden te onderscheiden:

- Een gebied waar de waterspanning afneemt van de waarde behorend bij maatgevend hoogwater ter plaatse van het intreepunt in de rivier tot het punt achter de dijk waar de opdrijfzone begint; in dit punt is de waterspanning gelijk aan het gewicht van het slappe lagenpakket.
- De opdrijfzone; de waterspanning in de opdrijfzone is gelijk aan het gewicht van het slappe lagenpakket.
- Een gebied waar de waterspanning afneemt van de waarde aan het eind van de opdrijfzone tot de waterspanning behorend bij polderpeil op zeer grote afstand achter de dijk.

1.1.8 Het verloop van de waterspanning in de dijk en het slappe lagen pakket in voor- en achterland. In de stationaire situatie bij gemiddeld rivierpeil wordt vaak een lineair waterspanningsverloop verondersteld tussen freatische lijn en de waterspanning in het pleistoecene zand. Bij maatgevend hoogwater zijn de waterspanningen in het grootste deel van het slappe lagenpakket gelijk aan die in de stationaire situatie bij gemiddeld rivierpeil. Slechts aan de randen van het slappe lagenpakket is de invloed van de verhoogde waterstand merkbaar. Hogere waterspanningen zijn aanwezig in het buitentalud van de dijk en in de onderste laag van het slappe lagenpakket, vaak aangeduid als 'grenslaag' (zie appendix C.3 van Leidraad II [TAW 1989b]). De waterspanningen tijdens maatgevend hoogwater verlopen over de grenslaag. Aan de bovenkant is de waarde gelijk aan die bij gemiddeld rivierpeil; aan de onderkant van de grenslaag is de waterspanning gelijk aan die in het pleistocene zand tijdens maatgevende omstandigheden.

1.1.9 Sterkteparameters van de grondlagen, bepaald in celproeven of triaxiaalproeven. Vaak wordt gebruik gemaakt van *regionale* proevenverzamelingen sterkteproeven, waarin de proefresultaten van een groot aantal monsters uit een dijkkring statistisch zijn bewerkt tot gemiddelde en karakteristieke sterkteparameters. Dit is beschreven in paragraaf 7.5.2 van Leidraad II [TAW 1989a]. Indien een groot aantal proeven beschikbaar is aan monsters genomen in één dwarsprofiel, kan een *lokale* proevenverzameling worden samengesteld. Het verschil tussen een lokale en een regionale proevenverzameling wordt uiteengezet in appendix A1.2. De karakteristieke sterkteparameters worden bewerkt tot ontwerpwaarden voor de sterkte door toepassing van materiaalfactoren. Deze zijn gegeven in appendix

A1.2.2. De waarde van de coëfficiënt van horizontale gronddruk K_0 , nodig voor de drukstaafberekeningen, wordt gevonden uit:

$$K_0 = 1 - \sin(\phi_{onrv}) \quad (2.1)$$

Hierin is ϕ_{onrv} de ontwerpwaarde van de wrijvingshoek.

- 1.1.10 Volumegewicht van de grondlagen. Normaal gesproken worden de gemiddelde waarden in de berekeningen gebruikt.
- 1.1.11 Stijfheidsparameters van de grondlagen. Indien geheel of bijna opdrijven van het achterland optreedt moet een drukstaafberekening worden gemaakt, waaruit ook de vervorming van de dijk volgt. De ontwerpwaarden voor de stijfheidsparameters volgen uit toepassing van de materiaalfactoren (zie appendix A1.2.2) op karakteristieke waarden van de parameters.
- 1.1.12 Beoogd veiligheidsniveau van de dijkkring, geaccepteerde faalkans voor binnenwaartse stabiliteit en partiële veiligheidsfactoren. De toetswaarde voor de stabiliteitsfactor is het produkt van schadefactor en gevoeligheidsfactor. De schadefactor hangt onder andere af van de dijkringlengte; de gevoeligheidsfactor hangt af van het gebruikte rekenmodel. De waarden zijn gegeven in appendix A1.3.2.

1.2 Berekening van de stabiliteitsfactor

- 1.2.1 Bereken op grond van ontwerpwaarden van de sterkteparameters, de waterspanningen ten gevolge van maatgevend hoogwater en de overige bovenstaande gegevens de stabiliteitsfactor $\gamma_{stab,0}$ met behulp van een glijvlakberekening volgens Bishop. Bereken ook de stabiliteitsfactor $\gamma_{stab,0}$ volgens het drukstaafmodel indien geheel of bijna opdrijven van het achterland optreedt (zie appendix A1.3.1).

1.3 Toetsing van de stabiliteitsfactor

- 1.3.1 Toets de laagste berekende stabiliteitsfactor $\gamma_{stab,0}$ aan het produkt van schadefactor γ_n en gevoeligheidsfactor γ_d . Het is mogelijk dat voor verschillende zones achter de dijk verschillende schadefactoren worden gehanteerd (zie appendix A1.3.2). In dat geval dient in elke zone de laagste berekende stabiliteitsfactor minimaal gelijk te zijn aan het produkt van de voor die zone geldende schadefactor en de gevoeligheidsfactor.
- 1.3.2 Toets de met het drukstaafmodel berekende horizontale vervorming ter plaatse van de binnentoe in maatgevende omstandigheden aan de eis van 0,10 m.

Stap 2: Eventuele opwaardering van sterkteparameters en herberekening van de bestaande situatie

2.1 Verzamelen van de benodigde gegevens

Naast de gegevens verzameld in stap 1.1 zijn nodig:

- 2.1.1 Maaiveldhoogten ter plaatse van dijk, voorland en achterland zoals aanwezig ten tijde van het optreden van de aantoonbaar opgetreden hoogste historische waterstand. Deze maaiveldhoogten hoeven niet noodzakelijk gelijk te zijn aan de huidige maaiveldhoogten.
- 2.1.2 Hoogte en duur van de aantoonbaar opgetreden hoogste historische waterstand ('historisch hoogwater'); maak hierbij onderscheid naar de bijdragen van afvoergolf en stormopzet, uitgedrukt als amplitude ten opzichte van de stationaire situatie en tijdsduur. De componenten afvoergolf en stormopzet van het historisch hoogwater worden hierbij geschematiseerd tot een halve sinusvormige golf op basis van waargenomen waterstanden. De getijcomponent wordt *niet* in beschouwing genomen. Het is mogelijk dat het historisch hoogwater alleen bestaat uit een component ten gevolge van de afvoergolf.
- 2.1.3 Ligging van de freatische lijn ter plaatse van dijk, voorland en achterland ten tijde van het optreden van historisch hoogwater.

NOOT:

Indien geen directe metingen beschikbaar zijn kan gebruik worden gemaakt van gegevens die wel beschikbaar zijn. Zo zullen meestal archiefgegevens omtrent polderpeilen, rivierstanden en maaiveldniveau's beschikbaar zijn. In alle gevallen dienen in de berekeningen conservatieve schattingen van de meest waarschijnlijke ligging van de freatische lijn te worden gebruikt.

- 2.1.4 Het verloop van de waterspanning in het pleistocene zand bij historisch hoogwater, bij voorkeur gebaseerd extrapolatie van peilbuiswaarnemingen met behulp van geohydrologische modellen. De invoerparameters voor deze modellen zijn dezelfde als voor de berekeningen voor het maatgevend hoogwater in stap 1.1.7. De waterspanningen in het pleistocene zand worden berekend door superpositie van de afzonderlijke geëxtrapoleerde waterspanningen ten gevolge van afvoergolf en eventuele stormopzet op de stationaire situatie. Vervolgens wordt getoetst of opdrijven van het slappe lagenpakket achter de dijk optreedt. Als dit het geval is, dient de opdrijf lengte te worden berekend volgens bijlage 13 van Leidraad II [TAW 1989a] en wordt het waterspanningsverloop in het pleistocene zand aangepast. In het geval van opdrijven zijn in het algemeen drie gebieden te onderscheiden:

- Een gebied waar de waterspanning afneemt van de waarde behorend bij historisch hoogwater ter plaatse van het intreepunt in de rivier tot het punt achter de dijk waar de opdrijfzone begint; in dit punt is de waterspanning gelijk aan het gewicht van het slappe lagenpakket.
 - De opdrijfzone; de waterspanning in de opdrijfzone is gelijk aan het gewicht van het slappe lagenpakket.
 - Een gebied waar de waterspanning afneemt van de waarde aan het eind van de opdrijfzone tot de waterspanning behorend bij polderpeil op zeer grote afstand achter de dijk.
- 2.1.5 Het verloop van de waterspanning in de dijk en het slappe lagen pakket in voor- en achterland. Bij historisch hoogwater zijn de waterspanningen in het grootste deel van het slappe lagenpakket gelijk aan die in de stationaire situatie bij gemiddeld rivierpeil. Slechts aan de randen van het slappe lagenpakket is de invloed van de verhoogde waterstand merkbaar. Zoals bij maatgevend hoogwater wordt doorgaans verondersteld dat de waterspanningen tijdens historisch hoogwater over de grenslaag verlopen. Aan de bovenkant is de waarde gelijk aan die bij gemiddeld rivierpeil; aan de onderkant van de grenslaag is de waterspanning gelijk aan die in het pleistocene zand tijdens hoogst bekende omstandigheden.
- 2.1.6 Karakteristieke waarden van de sterkteparameters, afgeleid uit regionale of lokale proevenverzamelingen. Dit zijn dezelfde waarden die zijn gebruikt voor het bepalen van de ontwerpwaarden voor de sterkteparameters in stap 1.1.9.

2.2 Berekening van de stabiliteitsfactor

- 2.2.1 Bereken op grond van karakteristieke waarden van de sterkteparameters, de waterspanningen ten gevolge van historisch hoogwater en de overige bovenstaande gegevens de stabiliteitsfactor $\gamma_{stab, kar, his}$ met behulp van een glijvlakberekening volgens Bishop. Bereken ook de stabiliteitsfactor $\gamma_{stab, kar, his}$ volgens het drukstaafmodel indien geheel of bijna opdrijven van het achterland optreedt (zie appendix A1.3.1).
- 2.2.2 Noteer de laagste stabiliteitsfactor $\gamma_{stab, kar, his}$ voor die zone die in stap 1.3.1 maatgevend bleek. Dit is de stabiliteitsfactor waarmee verder wordt gerekend in de volgende stappen.

NOOT:

De berekende stabiliteitsfactor kan als volgt worden geïnterpreteerd:

$\gamma_{stab, kar, his} \geq 1,0$: de dijk is volgens de berekeningen stabiel

$\gamma_{stab, kar, his} = 0,9$: de dijk is volgens de berekeningen marginaal stabiel

$\gamma_{stab, kar, his} \leq 0,85$: de dijk is volgens de berekeningen bezweken

2.3 Bepaling van de eventuele correctie van de stabiliteitsfactor

2.3.1 Bepaal de correctiefactor γ_{cor} volgens:

$$\gamma_{cor} = \frac{1}{\gamma_d \cdot \gamma_n \cdot \gamma_{stab, kar, his}} \quad (2.2)$$

waarin γ_n de schadefactor is en γ_d de gevoeligheidsfactor. De waarden van deze factoren kunnen worden ontleend aan paragraaf A1.3.2 in appendix 1.

2.3.2 Indien de correctiefactor kleiner dan of gelijk aan 1 is, kan geen gebruik worden gemaakt van de voorkennis dat de dijk het historisch hoogwater heeft overleefd. In dit geval zouden de sterkteparameters namelijk moeten worden verlaagd, hetgeen niet aannemelijk is.

2.3.3 Indien de correctiefactor groter dan 1 is, kan de aangepaste stabiliteitsfactor $\gamma_{stab, cor}$ worden bepaald volgens:

$$\gamma_{stab, cor} = \gamma_{stab, 0} \cdot \gamma_{cor} \quad (2.3)$$

Hierin is $\gamma_{stab, 0}$ de stabiliteitsfactor in die zone die in stap 1.3.1 maatgevend bleek.

De correctie kan alleen worden toegepast als het maatgevende bezwijkmechanisme bij historisch hoogwater bij benadering overeen komt met het maatgevende bezwijkvlak bij maatgevend hoogwater. Controleer hiertoe de berekeningsresultaten van stappen 1.2.1 en 2.2.1. Indien de bezwijkvlakken sterk verschillen, kan geen gebruik worden gemaakt van de voorkennis dat de dijk het historisch hoogwater heeft overleefd.

2.4 Opwaardering van de sterkteparameters

2.4.1 Indien gebruik mag worden gemaakt van de voorkennis dat de dijk het historisch hoogwater heeft overleefd, dienen vervolgens de ontwerpwaarden van de sterkteparameters te worden verhoogd. Selecteer hiertoe de grondlagen of delen van grondlagen die daadwerkelijk bijdragen aan de schuifweerstand langs het bezwijkvlak. De volgende aandachtspunten gelden:

- De eigenschappen mogen alleen worden opgewaardeerd in het gebied dat is gelegen tussen het intreepunt en het uitreepunt van het bezwijkvlak.
- De eigenschappen mogen alleen worden opgewaardeerd indien deze eigenschappen van invloed zijn op de stabiliteitsfactor. De historische belastingsomstandigheden kunnen worden gezien als een proefbelasting, die informatie geeft omtrent de sterkte van dijk en ondergrond. Als er echter geen verband is tussen de sterkteparameters van een bepaalde grondlaag en de stabiliteit van de dijk, zegt het feit dat de proefbelasting is overleefd dus ook niets over de sterkteparameters in die grondlaag.

NOOT:

De volgende situaties kunnen dienen als illustratie bij de selectie van grondlagen waarvan de sterkteparameters worden verhoogd.

- Bij volledig opdrijven van het achterland is er op het contact tussen pleistocene zand en slappe lagenpakket in de opdrijfzone geen korrelspanning aanwezig. De waarde van de wrijvingshoeken of schuifsterkten bij hogere spanningsniveau's van het zand en het materiaal in de grenslaag hebben in dit geval geen invloed op de stabiliteitsfactor. Het feit dat de dijk het historisch hoogwater heeft overleefd zegt dus ook niets over de werkelijke waarde van de wrijvingshoeken of de schuifsterkten bij hogere spanningsniveau's in deze materialen. Opwaardering van de wrijvingshoeken of schuifsterkten bij hogere spanningen is niet toegestaan.
- Evenmin mag bij volledig opdrijven van het achterland de cohesie van het materiaal in de grenslaag worden opgewaardeerd, omdat het bezwijkvlak door het cohesieloze zand zal lopen. De cohesie van het materiaal in de grenslaag heeft dus geen invloed op de stabiliteitsfactor.
- Bij een achterland dat praktisch geheel uit veen bestaat kan het gebeuren dat de korrelspanning in het veenpakket nagenoeg nul is. De wrijvingshoek of de schuifsterkte bij hogere spanningsniveau's van het veen zijn niet van invloed op de stabiliteitsfactor. De wrijvingshoek of schuifsterkte bij hogere spanningsniveau's niet mogen worden opgewaardeerd.
- Als variant voor een dijkverbetering kan een verschuiving van de dijk buitenwaarts worden overwogen. Hierbij wordt de bestaande dijk gedeeltelijk afgegraven om als stabiliteitsberm te dienen. De nieuwe dijk komt te liggen op grond die in de historische belastingsomstandigheden niet is belast. Het feit dat de historische belasting is overleefd zegt dus niets over de werkelijke sterkte van de grond onder de nieuwe dijk. De sterkteparameters van de grond onder de nieuwe dijk mogen dus niet worden verhoogd.

- 2.4.2 Verhoog de ontwerpwaarden c_{onw} en $\tan(\phi_{onw})$ van de geselecteerde sterkteparameters van de geselecteerde grondlagen met dezelfde factor totdat de berekende stabiliteitsfactor met opgewaardeerde ontwerpwaarden gelijk is aan $\gamma_{stab,cor}$. De factor waarmee de ontwerpwaarden van de sterkte worden gecorrigeerd is niet per se gelijk aan γ_{cor} . Gebruik de opgewaardeerde ontwerpwaarden in de vervolgberekeningen.

Stap 3: Ontwerpen van een volledige verbetering zodat de stabiliteitsfactor voldoende is

- 3.1 Ontwerp met de opgewaardeerde ontwerpwaarden van de sterkteparameters uit stap 2.4.2 een volledige verbetering van de dijk, bijvoorbeeld door aanberming, zodat het ontwerp precies aan de eis voldoet:

$$\gamma_{stab,cor} = \gamma_d \cdot \gamma_n \quad (2.4)$$

Stap 4: Vaststellen van de economische haalbaarheid van lokaal onderzoek

De theoretische achtergrond van deze methode wordt beknopt beschreven in appendix A1.7. De methode bestaat uit de volgende stappen:

- 4.1 Kwantificeer de kosten van het gehele traject tussen geen verbetering (bestaande situatie) en de in de vorige stap bepaalde volledige verbetering. Indien bijvoorbeeld als verbetering een berm van 18 meter wordt bepaald, dan moeten de kosten worden bepaald voor de aanleg van een berm, in lengte variërend van 0 tot 18 meter.

Bij de kosten van aanleg van een bepaalde berm kunnen de volgende kostenfactoren worden meegenomen:

- grondverwerving
- materiaalkosten (zand, klei-afdekking, drainage)
- uitvoering grondwerk
- verleggen van kabels en leidingen
- aanpassen van afritten
- amoveren van bebouwing
- vergoeding van schade ten gevolge van zettingen

De kosten worden uitgedrukt in guldens per 100 m dijkstrekking.

- 4.2 Kwantificeer de kosten verbonden aan het uitvoeren van lokaal onderzoek, bestaande uit het uitvoeren van boringen en sterkteproeven in het laboratorium. De kosten worden uitgedrukt in guldens per 100 m dijkstrekking.

- 4.3 Deel de in stap 3.1 vastgestelde verbeteringsvariant op in een aantal tussenvarianten. Een aantal van 5 varianten tussen de nulvariant (oorspronkelijke situatie) en de volledige verbetering zal in het algemeen voldoende zijn. Indien de volledige verbetering bijvoorbeeld bestaat uit een berm van 18 m lengte, worden tussenvarianten opgezet met berm-lengten B van respectievelijk $B_1 = 3$ m, $B_2 = 6$ m, $B_3 = 9$ m, $B_4 = 12$ m en $B_5 = 15$ m. De

oorspronkelijke situatie heeft een berm lengte $B_0 = 0$ m; de volledige verbetering heeft een berm lengte $B_0 = 18$ m.

- 4.4 Verhoog voor de oorspronkelijke situatie en elke tussenvariant de ontwerpwaarden $c_{onw.cor}$ en $\tan(\phi_{onw.cor})$ van de sterkteparameters uit stap 3.1 zodanig dat de stabiliteitsfactor $\gamma_{stab, fic}$ precies voldoet aan:

$$\gamma_{stab, fic} = \gamma_d \cdot \gamma_n \quad (2.5)$$

Hierbij worden alleen die sterkteparameters verhoogd die van significante invloed zijn op de stabiliteitsfactor. Indien sterkteparameters geen invloed hebben, heeft het uitvoeren van lokaal onderzoek immers geen zin. Hierbij gelden de volgende aandachtspunten:

- Wanneer volledig opdrijven van het achterland optreedt is de korrelspanning op het contact tussen pleistocene zand en slappe lagen gelijk aan nul. De maatgevende schuifsterkte is in dit geval nul, omdat het bezwijkvlak door het cohesieloze zand zal lopen. Lokaal onderzoek naar de sterkteparameters van het zand of het materiaal in de grenslaag heeft dus geen zin. In de berekeningen worden de sterkteparameters niet verhoogd.
- Het is weinig zinvol lokaal onderzoek uit te voeren naar de sterkteparameters van dunne lagen, omdat deze weinig invloed hebben op de totale schuifweerstand langs een bezwijkvlak. Het is dus ook weinig zinvol de parameters van dergelijke dunne lagen te verhogen.

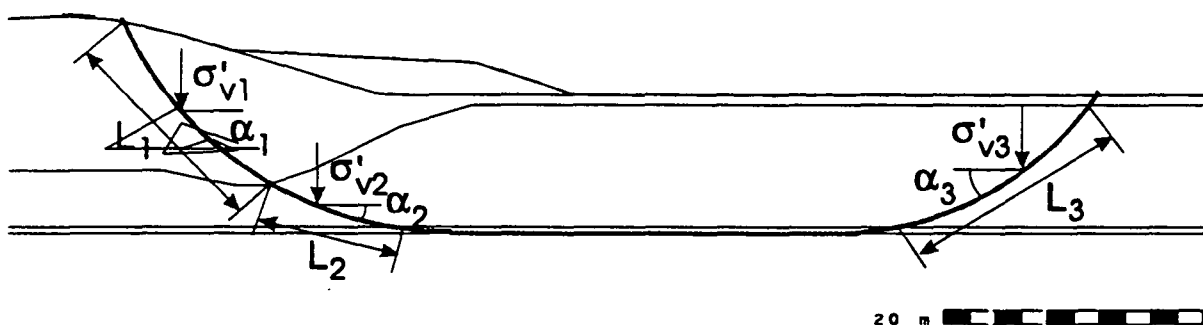
De sterkteparameters die worden verhoogd dienen wel een belangrijk deel van de schuifsterkte langs het bezwijkvlak uit te maken, omdat anders een vertekende indruk van het effect van het lokaal onderzoek wordt verkregen. Onder een belangrijk deel wordt in dit geval verstaan 90 %.

De vorm van het bezwijkvlak en de mate waarin de sterkteparameters invloed hebben op de stabiliteitsfactor zijn in principe niet hetzelfde voor elke berekening. Om deze reden moet voor de oorspronkelijke situatie en elke tussenvariant worden nagegaan van welke lagen de sterkteparameters moeten worden verhoogd.

- 4.5 Bepaal voor de oorspronkelijke situatie, alle tussenvarianten uit stap 4.4 en de volledige verbetering de over het bezwijkvlak gewogen fictieve karakteristieke schuifsterkte $\bar{\tau}_{kar, fic}$. De middeling wordt alleen uitgevoerd over die grondlagen waarvan in stap 4.4 de sterkteparameters zijn verhoogd. Bij het middelen van de schuifsterkte vindt weging plaats naar de lengte van het glijvlak in de betreffende grondlaag, volgens:

$$\bar{\tau}_{kar,fc} = \frac{\sum_{j=1}^k \tau_{kar,fc,j} \cdot L_j}{\sum_{j=1}^k L_j} \quad (2.6)$$

Hierin is L_j de lengte van het glijvlak in grondlaag j , $\tau_{kar,fc,j}$ de fictieve karakteristieke schuifsterkte langs het glijvlak in grondlaag j , en k het aantal grondlagen waarin de sterkteparameters worden verhoogd. Deze begrippen zijn geïllustreerd in figuur 2.2.



Figuur 2.2: Middeling van de schuifsterkte langs een bezwijkvlak

De schuifsterkte $\tau_{kar,fc,j}$ kan worden bepaald uit:

$$\tau_{kar,fc,j} = \frac{c_{kar,fc,j} + \bar{\sigma}'_{v,j} \tan \phi_{kar,fc,j}}{1 - \tan \phi_{kar,fc,j} \tan \bar{\alpha}_j} \quad (2.7)$$

Hierin is:

$$c_{kar,fc,j} = c_{ontw,fc,j} \cdot \gamma_{mc} \quad (2.8)$$

en:

$$\phi_{kar,fc,j} = \text{atan}(\gamma_{m,\phi} \cdot \tan(\phi_{ontw,fc,j})) \quad (2.9)$$

- $c_{kar,fc,j}$ = fictieve karakteristieke cohesie in laag j
- $c_{ontw,fc,j}$ = fictieve ontwerpwaarde van de cohesie in laag j uit stap 4.4
- γ_{mc} = materiaalfactor voor cohesie
- $\bar{\sigma}'_{v,j}$ = gemiddelde korrelspanning langs het glijvlak in laag j
- $\phi_{kar,fc,j}$ = fictieve karakteristieke wrijvingshoek in laag j
- $\phi_{ontw,fc,j}$ = fictieve ontwerpwaarde van de wrijvingshoek in laag j uit stap 4.4
- $\gamma_{m\phi}$ = materiaalfactor voor wrijvingshoek
- $\bar{\alpha}_j$ = gemiddelde helling van het glijvlak ten opzichte van de horizontaal; in de actieve zone is $\bar{\alpha}_j$ positief, in de passieve zone negatief

In berekeningen met het drukstaafmodel geldt in de passieve zone:

$$\tau_{karsfcj} = c_{karsfcj} \cos \phi_{karsfcj} + \left(\frac{1 + K_{0j}}{2} \right) \bar{\sigma}'_{vj} \sin \phi_{karsfcj} \quad (2.10)$$

Hierin is K_{0j} de coëfficiënt van horizontale gronddruk in laag j . In de actieve zone en het eventuele horizontale deel van het glijvlak geldt vergelijking (2.6).

In berekeningen met een lineair-elastisch perfect-plastisch eindige elementen model geldt in actieve, neutrale en passieve zone:

$$\tau_{karsfcj} = c_{karsfcj} \cos \phi_{karsfcj} + \left(\frac{\bar{\sigma}'_{xxj} + \bar{\sigma}'_{yyj}}{2} \right) \sin \phi_{karsfcj} \quad (2.11)$$

Hierin is:

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}'_{xxj} &= \text{gemiddelde horizontale korrelspanning langs het glijvlak in laag } j \\ \bar{\sigma}'_{yyj} &= \text{gemiddelde verticale korrelspanning langs het glijvlak in laag } j \end{aligned}$$

- 4.6 Bepaal voor de oorspronkelijke situatie en alle tussenvarianten uit stap 4.4 de over het bezwijkvlak gewogen gemiddelde schuifsterkte uit de regionale proevenverzameling $\bar{\tau}_{reg}$. De middeling wordt alleen uitgevoerd over die grondlagen waarvan in stap 4.4 de sterkteparameters zijn verhoogd. Indien de bezwijkvlakken en beschouwde grondlagen hetzelfde zijn in de oorspronkelijke situatie en de tussenvarianten hoeft dit slechts één maal te gebeuren, bijvoorbeeld voor de tussenvariant met gemiddelde bermengte. Bij het middelen van de schuifsterkte vindt weging plaats naar de lengte van het glijvlak in de betreffende grondlaag, volgens:

$$\bar{\tau}_{reg} = \frac{\sum_{j=1}^k \bar{\tau}_{regj} \cdot L_j}{\sum_{j=1}^k L_j} \quad (2.12)$$

Hierin is $\bar{\tau}_{regj}$ de gemiddelde schuifsterkte uit de regionale proevenverzameling langs het glijvlak in grondlaag j ; deze wordt bepaald uit:

$$\bar{\tau}_{regj} = \frac{\bar{c}_{regj} + \bar{\sigma}'_{vj} \tan \bar{\phi}_{regj}}{1 - \tan \bar{\phi}_{regj} \tan \bar{\alpha}_j} \quad (2.13)$$

Hierin is:

$$\begin{aligned} \bar{c}_{regj} &= \text{gemiddelde cohesie uit regionale proevenverzameling in laag } j \\ \bar{\phi}_{regj} &= \text{gemiddelde wrijvingshoek uit regionale proevenverzameling in laag } j \end{aligned}$$

In berekeningen met het drukstaafmodel geldt in de passieve zone:

$$\bar{\tau}_{reg,j} = \bar{c}_{reg,j} \cos \bar{\phi}_{reg,j} + \left(\frac{1 + K_{0j}}{2} \right) \bar{\sigma}'_{vj} \sin \bar{\phi}_{reg,j} \quad (2.14)$$

In berekeningen met een lineair-elastisch perfect-plastisch eindige elementen model geldt in actieve, neutrale en passieve zone:

$$\bar{\tau}_{reg,j} = \bar{c}_{reg,j} \cos \bar{\phi}_{reg,j} + \left(\frac{\bar{\sigma}'_{xxj} + \bar{\sigma}'_{yyj}}{2} \right) \sin \bar{\phi}_{reg,j} \quad (2.15)$$

- 4.7 Bepaal de standaardafwijking $\sigma_{\tau,reg}$ van de over het bezwijkvlak gewogen gemiddelde schuifsterkte uit de regionale proevenverzameling. Praktisch gesproken kan dit gebeuren volgens:

$$\sigma_{\tau,reg} = \frac{\sum_{j=1}^k (\bar{\tau}_{reg,j} \cdot V_{c,\tau,j} \cdot L_j)^2}{\sum_{j=1}^k L_j} \quad (2.16)$$

Hierin is:

$V_{c,\tau,j}$ = variatiecoëfficiënt van de schuifsterkte in grondlaag j

- 4.8 Kies een aantal waarden voor de omvang van het uit te voeren lokaal onderzoek, uitgedrukt in het totaal aantal proeven m . Per 100 m dijkstrekking zal het optimaal totaal aantal proeven in het algemeen liggen tussen 10 en 100; kies daarom bijvoorbeeld waarden $m = 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 90$ en 100.

Bereken voor elke waarde van m voor elke berm lengte $B_1 \dots B_6$ de kansen $P_{m,i}$ volgens:

$$P_{m,i} = \Phi \left(\frac{\tau_{kar, fict}(B_{i-1}) + \frac{S_{\tau, lok}}{\sqrt{m}} t_{0.95}^{m-1} - \mu_{\tau}}{\Gamma \sigma_{\tau, reg}} \right) - \Phi \left(\frac{\tau_{kar, fict}(B_i) + \frac{S_{\tau, lok}}{\sqrt{m}} t_{0.95}^{m-1} - \mu_{\tau}}{\Gamma \sigma_{\tau, reg}} \right) \quad (2.17)$$

Hierin is:

$P_{m,i}$ = de kans dat de benodigde berm lengte na het uitvoeren van lokaal onderzoek ligt tussen B_{i-1} en B_i

$\tau_{kar, fict}(B_i)$ = over het bezwijkvlak gewogen fictieve karakteristieke schuifsterkte bij berm lengte B_i (stap 4.5)

$S_{\tau, lok}$ = standaardafwijking van de lokale proevenverzameling

m = totaal aantal proeven van de lokale proevenverzameling

$t_{0.95}^{m-1}$ = Student t-factor voor $m-1$ vrijheidsgraden en 95 % betrouwbaarheid

μ_{τ} = verwachtingswaarde van de schuifsterkte over het glijvlak

Γ = spreidingsreductiefactor

$\sigma_{\tau, reg}$ = de standaardafwijking van de over het bezwijkvlak gewogen gemiddelde schuifsterkte uit de regionale proevenverzameling (stap 4.7)

Φ = de Gausse standaard kansfunctie

Als benadering wordt genomen:

$$\mu_{\tau} = \tau_{reg} \quad (2.18)$$

De waarde van τ_{reg} is bepaald in stap 4.6. Ook geldt bij benadering:

$$S_{\tau, lok} = \sigma_{\tau, reg} \quad (2.19)$$

De waarde van Γ wordt op 0.5 gesteld, conform [TAW 1989a].

De index i van de berm lengte B loopt van 1 tot 6. Met B_0 wordt de oorspronkelijke situatie bedoeld, B_6 is de volledige verbetering.

4.9 Bepaal voor elke waarde van m de kans $P_{m,7}$ volgens:

$$P_{m,7} = \Phi \left(\frac{\tau_{kar, fict}(B_6) + \frac{S_{\tau, lok}}{\sqrt{m}} t_{0.95}^{m-1} - \mu_{\tau}}{\Gamma \sigma_{\tau, reg}} \right) \quad (2.18)$$

Hierin is:

$P_{m,7}$ = de kans dat de benodigde berm lengte na het uitvoeren van lokaal onderzoek groter is dan de berm lengte B_6 van de vooraf bepaalde volledige verbetering

$\tau_{kar, fict}(B_6)$ = over het bezwijkvlak gewogen fictieve karakteristieke schuifsterkte bij berm lengte B_6 , de vooraf bepaalde volledige verbetering (stap 4.5)

- 4.10 Bepaal voor elke waarde van m de verwachtingswaarde van de totale kosten voor het uitvoeren van lokaal onderzoek en de constructie van de berm volgens:

$$K_{tot}(m) = K_o(m) + \sum_{i=1}^6 K_B(B_i)P_{m,i} + K_B(B_6)P_{m,7} \quad (2.19)$$

Hierin is:

- $K_{tot}(m)$ = de totale kosten bij een totaal aantal proeven m van het lokaal onderzoek
 $K_o(m)$ = de kosten van het lokaal onderzoek met omvang m proeven
 $K_B(B_i)$ = de kosten van constructie van een berm met lengte B_i

- 4.11 Bepaal de waarde van het totaal aantal proeven m_{opt} , waarvoor de verwachtingswaarde $K_{tot}(m)$ van de totale kosten minimaal is. Indien dit minimum kleiner $K_{tot}(m_{opt})$ is dan de kosten gemoeid met aanleg van de volledige verbetering zónder lokaal onderzoek $K_B(B_6)$, is lokaal onderzoek zinvol.

Stap 5: Uitvoeren van lokaal onderzoek en aanpassing van het ontwerp zodat de stabiliteitsfactor voldoende is

- 5.1 Voer lokaal onderzoek uit van de omvang m_{opt} proeven zoals bepaald in stap 4.11. Dit onderzoek wordt uitgevoerd in de grondlagen waarvan in stap 4.4 de sterkteparameters zijn verhoogd. De totale hoeveelheid m_{opt} proeven wordt evenredig verdeeld over deze grondlagen.
- 5.2 Stel lokale proevenverzamelingen samen zoals beschreven in paragraaf 9.7.1 van de Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken I [TAW 1985]. In het geval van lokale proevenverzamelingen geldt dat de spreidingsreductiefactor Γ gelijk is aan nul. Bepaal gemiddelde, karakteristieke en ontwerpwaarden van de schuifsterkte. Voor de grondlagen waarin geen lokaal onderzoek is uitgevoerd wordt gebruik gemaakt van de sterkteparameters uit de regionale proevenverzameling.
- 5.3 Maak op basis van de ontwerpwaarden voor de schuifsterkte een nieuw ontwerp van de verbetering, uitgaande van het ontwerp uit stap 3.1. In de meeste gevallen zullen de kosten van het herontwerp plus de kosten voor het lokaal onderzoek inderdaad lager uitvallen dan de kosten voor het ontwerp uit stap 3.1. Er bestaat echter een kleine kans dat men na het uitvoeren van lokaal onderzoek tot de conclusie komt dat de sterkte-eigenschappen ter plaatse blijkbaar zó slecht zijn, dat het herontwerp zwaarder uitvalt dan het ontwerp op basis van de regionale proevenverzameling uit stap 3.1.

3 Toekomstige ontwikkelingen

3.1 Vervormingsaspect

Bij de controle van de stabiliteit in opdrijfcondities speelt niet alleen de stabiliteit een rol, maar wordt ook een eis gesteld aan de vervorming van de dijk tijdens maatgevend hoogwater. Correcte bepaling van de benodigde stijfheidsparameters in het laboratorium of in het terrein is echter niet eenvoudig. In het laboratorium wordt alleen een correcte stijfheid gemeten als de belastingscondities in de laboratoriumproef overeenkomen met die in maatgevende omstandigheden. De belasting op de slappe lagen achter de dijk is meer horizontaal dan verticaal gericht. In het laboratorium wordt deze toestand alleen benaderd in simple shearproeven of triaxiale extensieproeven. Geen van beide proeven is algemeen beschikbaar. Ditzelfde geldt ook voor terreinproeven zoals de pressiometerproef, waarmee de stijfheidsparameters in het veld kunnen worden gemeten.

Om deze redenen worden de stijfheidsparameters doorgaans niet gemeten, maar geschat op grond van ervaring, of afgeleid uit correlaties. Dit is een conservatieve benadering, die kan leiden tot een ontwerp dat zwaarder en duurder is dan werkelijk nodig. In het geval van toetsing van een bestaande dijk kan de benadering leiden tot onterechte afkeuring.

In het huidige rapport is een methode beschreven om de sterkteparameters nauwkeuriger te bepalen op grond van de voorkennis dat de dijk een bekende historische belasting heeft doorstaan. Deze voorkennis wordt geëxtrapoleerd naar maatgevende belastingomstandigheden. Evenzo kan uit het gedrag van de dijk bij de bekende historische belasting betere informatie worden verkregen omtrent de werkelijke vervormingsparameters van dijk en ondergrond. Met deze parameters wordt de vervorming van de dijk tijdens maatgevend hoogwater voorspeld.

In het vervolg van het onderzoek 'Actuele sterkte' wordt een methode ontwikkeld om de geschatte stijfheidsparameters bij te stellen op grond van het waargenomen gedrag van de dijk tijdens de hoogst bekende historische belastingomstandigheden.

3.2 Bepaling sterkte en K_0 in situ

In de huidige Nederlandse praktijk worden de effectieve sterkteparameters cohesie en wrijvingshoek bepaald in het laboratorium. Voor berekeningen met het drukstaafmodel en de eindige elementenmethode moet ook de waarde van de coëfficiënt van horizontale gronddruk K_0 worden bepaald. In deze modellen worden uit de effectieve sterkteparameters en de K_0 ongedraineerde sterkteparameters afgeleid. De berekende stabiliteit hangt mede af van de waarde van K_0 . De waarde van K_0 is bijzonder moeilijk te meten in het terrein, omdat de te meten spanning wordt

verstoord door het inbrengen van het meetinstrument. Meting van K_0 in het laboratorium worden onder andere beïnvloed door de kwaliteit van het monster en de mate waarin de oorspronkelijke spanningstoestand is verstoord. Om deze redenen wordt de waarde van de coëfficiënt van horizontale gronddruk vaak afgeleid uit correlaties. Dit kan een te zwaar en duur ontwerp opleveren.

In het buitenland bestaat veel ervaring met directe meting van de ongedraineerde sterkte in het terrein. Hiervoor worden bijvoorbeeld vinproeven of pressiometerproeven gebruikt. In principe is de directe meting betrouwbaarder dan de huidige indirecte bepaling uit effectieve sterkteparameters en K_0 . In Nederland bestaat relatief weinig ervaring met de genoemde terreinproeven. Bovendien is niet bekend welke correcties en partiële veiligheidsfactoren moeten worden toegepast om ontwerpwaarden voor de sterkte te bepalen uit de proefresultaten. Dit staat toepassing op dit moment in de weg.

In het vervolg van het project 'Actuele sterkte' zal worden geïnventariseerd, welke methoden in aanmerking zouden komen voor een betere bepaling van de coëfficiënt van horizontale gronddruk K_0 en de ongedraineerde sterkte. Hierbij zal tevens gebruik worden gemaakt van de resultaten van het onderzoek 'Parameterbepaling' van TAW. Onderwerpen binnen dit laatstgenoemde onderzoek zijn de verbetering van de interpretatie van de wegdrukke pressiometerproef en vinproef en de ontwikkeling van een laboratoriummeting van K_0 . Vervolgens zal een aantal van de methoden worden toegepast op een eerste proeflokatie. Op grond van de ervaringen zal een uitvoerings- en interpretatieprocedure worden opgesteld en zullen partiële veiligheidsfactoren worden bepaald.

3.3 Pseudo-karakteristieke waarden

Bij de berekening van de stabiliteit volgens de Leidraden wordt uitgegaan van karakteristieke sterkteparameters. Dit zijn 5% ondergrensschattingen voor de gemiddelde waarde van de schuifsterkte in een laag.

Indien op een te onderzoeken lokatie de ondergrond uit meerdere lagen bestaat leidt deze keuze van de karakteristieke waarde per onderscheiden grondlaag tot een ongunstige benadering. De impliciete veronderstelling is dan immers dat voor elk van de lagen de werkelijk aanwezige sterkte toevallig aan de kleine kant kan uitvallen. De benadering met karakteristieke waarden is dus weliswaar een veilige, maar wellicht ook te pessimistische aanpak. In beginsel zou kunnen worden volstaan met een karakteristieke waarde van de schuifsterkte voor het hele lagenpakket dat door een glijvlak wordt aangesneden: een 'pseudo-karakteristieke' waarde. Wanneer het pakket uit één laag zou bestaan, geldt de aanpak volgens de Leidraad. Bij meerdere onafhankelijke lagen treedt uitmiddeling van de schuifsterkten van individuele lagen op. Dit resulteert in hogere sterkten, die een minder zwaar en duur ontwerp opleveren.



In het kader van het project 'Actuele sterkte' zal de methode van de pseudo-karakteristieke waarden worden beschreven in een praktijkhandleiding.

Verklaring van gehanteerde begrippen

- Actuele sterkte** - een verantwoorde schatting van de werkelijk ter plaatse van de dijk en directe omgeving aanwezige schuifsterkte, ontleend aan voorkennis omtrent het gedrag van de dijk tijdens hoogst gemeten belastingomstandigheden, laboratoriumonderzoek aan lokaal gestoken monsters en/of lokaal terreinonderzoek.
- Benedenrivierengebied** - het door Rijn en Maas gevoede rivierengebied ten westen van de lijn Schoonhoven - Werkendam - Dongemond, inclusief Hollands Diep en Haringvliet, zonder de Hollandse IJssel.
- Dijkkring** - een gebied dat door een stelsel van waterkeringen beveiligd moet zijn tegen overstroming, in het bijzonder bij hoge stormvloed, bij hoog oppervlaktewater van één van de grote rivieren, bij hoogwater van het IJsselmeer, of bij een combinatie daarvan.
- Drukstaafmethode** - methode om de stabiliteit van de dijk te benaderen onder inachtneming van de vervorming van het slappe grondpakket achter de dijk, dat hiertoe als een door druk belaste staaf wordt opgevat.
- Eindige-elementenmethode** - een proces waardoor een samenhangend geheel met oneindig veel onbekenden of vrijheidsgraden kan worden benaderd door een samenstel van deelgebieden (elementen), elk met een vastgesteld eindig aantal onbekenden.
- Gevoeligheidsfactor** - factor waarin onzekerheden in de berekeningsmethoden zijn verdisconteerd; modelfactor
- Grenslaag** - onderste deel van het slappe lagenpakket. Bij hoogwater wordt de waterspanning in de grenslaag beïnvloed door de waterspanning in het onderliggende pleistocene zand.
- Historisch hoogwater** - hoogst gemeten buitenpeil in het verleden.
- Intreepunt** - punt in het dwarsprofiel van voorland, dijk en achterland waar de rivier insnijdt in het pleistocene zandpakket; de ligging van het intreepunt volgt uit verwerking van geohydrologische waarnemingen.
- Karakteristieke waarde** - een waarde van een materiaalparameter, die op basis van een statistische analyse is bepaald met een kleine (5%) onderschrijdingskans.
- Maatgevend hoogwater** - ontwerppeil
- Macrostabiliteit** - stabiliteit van de dijk tegen het afschuiven langs glijvlakken.
- Materiaalfactor** - factor waardoor de karakteristieke waarde moet worden gedeeld om de ontwerpwaarde te krijgen.
- Modelfactor** - factor waarin onzekerheden in de berekeningsmethoden zijn verdisconteerd; gevoeligheidsfactor
- Ontwerpwaarde** - de in het ontwerp te hanteren waarde van een belasting- of sterkteparameter.

Opdrijfzone	- zone achter een dijk waar het slappe lagenpakket volledig wordt omhoog gedrukt door de waterspanning in het onderliggende pleistoocene zand; de waterspanning is gelijk aan het gewicht van de slappe lagen.
Probabilistiek	- de theorie die uitsluitend waarschijnlijkheden in de beschouwingen betreft.
Proevenverzameling, lokale	- verzameling van alle gemeten parameters van grondmonsters, ingedeeld naar geologische formatie. De verzameling bevat monsters die zijn genomen op één lokatie, dat wil zeggen een gebied met een doorsnede van circa 100 m.
Proevenverzameling, regionale	- verzameling van alle gemeten parameters van grondmonsters, ingedeeld naar geologische formatie. De verzameling bevat monsters die op meerdere onderzoekslokaties zijn genomen, met onderlinge afstanden die veel groter zijn dan 100 m.
Representatieve waarde	- karakteristieke waarde: waarde van een materiaalparameter, die op basis van een statistische analyse is bepaald met een kleine (5%) onderschrijdingskans.
Schadefactor	- factor waarin de gevolgen van bezwijken zijn betrokken.
Stabiliteitsfactor	- factor waarin het verschil tussen sterkte en belasting wordt uitgedrukt.
Voorkennis	- kennis dat een dijk de hoogst gemeten belastingomstandigheden in het verleden heeft doorstaan zonder te bezwijken.
Zone	- deel van een dijkprofiel bij de bepaling van de stabiliteit; binnen één zone wordt dezelfde mate van veiligheid vereist voor alle bezwijkvlakken die binnen de zone intreden.

Symbolenlijst

Nederlandse symbolen

symbool eenheid betekenis

a_d	-	ontwerpwaarde van de geometrie
a_{onrw}	-	ontwerpwaarde van de geometrie
B	m	bermlengte
B	-	rekengrootheid voor de belasting
\bar{B}	-	gemiddelde rekengrootheid voor de belasting
B_d	-	ontwerpwaarde van de belasting
$\bar{c}_{reg,j}$	kPa	gemiddelde cohesie op basis van regionale proevenverzamelingen in grondlaag j
c_{kar}	kPa	karakteristieke waarde van de cohesie
$c_{kar, fic,j}$	kPa	fictieve karakteristieke cohesie in grondlaag j
c_{onrw}	kPa	ontwerpwaarde van de cohesie
$c_{onrw, cor}$	kPa	ontwerpwaarde van de cohesie, gecorrigeerd op grond van voorkennis
$c_{onrw, fic,j}$	kPa	fictieve ontwerpwaarde van de cohesie in grondlaag j
d_j	m	dikte van grondlaag j
E	kPa	elasticiteitsmodulus
$E(K_{\text{totaal}})$	f	verwachtingswaarde van de totale kosten
f_d	-	ontwerpwaarde van materiaaleigenschap
f_{kar}	-	karakteristieke waarde van een parameter
$f_{kar, cor}$	-	karakteristieke waarde van een parameter, gecorrigeerd op grond van voorkennis
f_{onrw}	-	ontwerpwaarde van een parameter
f_r	-	representatieve waarde van materiaaleigenschap
F_d	-	ontwerpwaarde van de belasting
F_{his}	-	belasting in historische omstandigheden
F_h	kN/m	weerstandbiedende kracht (drukstaafmodel)
F_i	kN/m	aandrijvende kracht (drukstaafmodel)
F_r	-	representatieve waarde van de belasting
F_s	kN/m	schuifkracht langs horizontaal deel (drukstaafmodel)
i	-	index voor bermlengte
j	-	index voor grondlagen
k	-	aantal grondlagen
K_0	-	coëfficiënt van horizontale gronddruk
$K_{0,j}$	-	coëfficiënt van horizontale gronddruk in grondlaag j
$K_{0, kar}$	-	karakteristieke waarde van de coëfficiënt van horizontale gronddruk

$\dot{K}_{0,onrw}$	-	ontwerpwaarde van de coëfficiënt van horizontale gronddruk
$K_{0,onrw,cor}$	-	ontwerpwaarde van de coëfficiënt van horizontale gronddruk, gecorrigeerd op grond van voorkennis
K_{totaal}	<i>f</i>	totale kosten
$K_{tot}(m)$	<i>f</i>	totale kosten bij een totaal aantal proeven <i>m</i> van het lokaal onderzoek
$K_o(m)$	<i>f</i>	kosten van het lokaal onderzoek met omvang <i>m</i> proeven
$K_B(B_i)$	<i>f</i>	kosten van constructie van een berm met lengte B_i
L_j	-	lengte van een bezwijkvlak in grondlaag <i>j</i>
<i>m</i>	-	totaal aantal proeven in lokaal onderzoek
m_{opt}	-	optimaal totaal aantal proeven in lokaal onderzoek
$P_{m,7}$	-	kans dat de benodigde berm lengte na het uitvoeren van lokaal onderzoek groter is dan de berm lengte B_7 van de vooraf bepaalde volledige verbetering
$P_{m,i}$	-	kans dat de benodigde berm lengte ligt tussen B_{i-1} en B_i
$P_{m,n+1}$	-	kans dat de benodigde berm lengte na het uitvoeren van lokaal onderzoek groter is dan de berm lengte B_n van de vooraf bepaalde volledige verbetering
$s_{\tau,lok}$	kPa	standaardafwijking van de over het bezwijkvlak gewogen gemiddelde schuifsterkte op basis van lokale proevenverzamelingen
S	-	rekengrootheid voor de sterkte
\bar{S}	-	gemiddelde rekengrootheid voor de sterkte
S_d	-	ontwerpwaarde van de sterkte
$t^{m-1}_{0,95}$	-	Student t-factor voor <i>m-1</i> vrijheidsgraden en 95% betrouwbaarheid
t^{m-1}_{α}	-	Student t-factor voor <i>m-1</i> vrijheidsgraden en α betrouwbaarheid
$u_{grensvlak}$	kPa	waterspanning op grensvlak
$V_{c,\tau,j}$	-	variatiecoëfficiënt van de schuifsterkte in grondlaag <i>j</i>
<i>Z</i>	-	faalfunctie

Griekse symbolen
symbool eenheid betekenis

$\bar{\alpha}_j$	°	gemiddelde helling van het bezwijkvlak in grondlaag j
β	-	betrouwbaarheidsindex
$\bar{\gamma}$	-	gemiddelde overall veiligheidsfactor
γ_{cor}	-	correctiefactor op grond van voorkennis
γ_d	-	model- of gevoeligheidsfactor
$\gamma_{d,Bishop}$	-	model- of gevoeligheidsfactor voor het Bishopmodel
$\gamma_{d,EEM}$	-	model- of gevoeligheidsfactor voor PLAXIS-berekeningen
$\gamma_{d,opdrijf}$	-	model- of gevoeligheidsfactor voor het drukstaafmodel
γ_f	-	partiële factor voor onzekerheden in de belasting
γ_j	kN/m ³	volumegewicht van grondlaag j
γ_m	-	materiaalfactor
γ_{m1}	-	materiaalfactor m.b.t. beproevingsmethoden
γ_{m2}	-	materiaalfactor m.b.t. materiaalgedrag
γ_{mc}	-	materiaalfactor voor de cohesie
$\gamma_{m\phi}$	-	materiaalfactor voor de wrijvingshoek
γ_{MSF}	-	reductiefactor in PLAXIS-berekeningen
γ_n	-	schadefactor
γ_{opdruk}	-	veiligheidsfactor tegen opdrukken
$\gamma_{stab,0}$	-	stabiliteitsfactor vóór toepassing van de methoden 'Actuele sterkte'
$\gamma_{stab,Bishop}$	-	stabiliteitsfactor volgens Bishop-berekeningen
$\gamma_{stab,cor}$	-	op grond van voorkennis gecorrigeerde stabiliteitsfactor
$\gamma_{stab,fit}$	-	stabiliteitsfactor op basis van fictieve sterkteparameters
$\gamma_{stab,kar,his}$	-	stabiliteitsfactor op basis van karakteristieke sterkten, bij historische belasting
$\gamma_{stab,lok}$	-	stabiliteitsfactor op basis lokale proevenverzamelingen
$\gamma_{stab,opdrijf}$	-	stabiliteitsfactor volgens het drukstaafmodel
Γ	-	spreidingsreductiefactor
μ_τ	kPa	verwachtingswaarde van de schuifsterkte over het bezwijkvlak
$\sigma_{v,grensvlak}$	kPa	verticale totaalspanning op grensvlak
$\bar{\sigma}'_{v,j}$	kPa	gemiddelde korrelspanning in grondlaag j
$\bar{\sigma}'_{xx,j}$	kPa	gemiddelde horizontale korrelspanning in grondlaag j
$\bar{\sigma}'_{yy,j}$	kPa	gemiddelde verticale korrelspanning in grondlaag j
$\sigma_{\tau,reg}$	kPa	standaardafwijking van de over het bezwijkvlak gewogen gemiddelde schuifsterkte op basis van regionale proevenverzamelingen
σ_z	-	standaardafwijking van de faalfunctie
$\bar{\tau}_{kar,fit}$	kPa	over een bezwijkvlak gemiddelde schuifsterkte, op basis van karakteristieke waarden van fictieve sterkteparameters

$\tau_{kar, fic, j}$	kPa	schuifsterkte in laag j , op basis van karakteristieke waarden van fictieve sterkteparameters
$\tau_{kar, fic}(B_i)$	kPa	over het bezwijkvlak gewogen fictieve karakteristieke schuifsterkte bij bermlengte B_i
$\tau_{kar, fic}(B_0)$	kPa	over het bezwijkvlak gewogen fictieve karakteristieke schuifsterkte bij bermlengte B_0 , de vooraf bepaalde volledige verbetering
$\tau_{kar, lok}$	kPa	karakteristieke schuifsterkte van een lokale proevenverzameling
$\tau_{kar, lok, m}$	kPa	karakteristieke schuifsterkte van een lokale proevenverzameling met m proeven
$\tau_{kar, reg}$	kPa	karakteristieke schuifsterkte van een regionale proevenverzameling
$\bar{\tau}_{lok}$	kPa	gemiddelde schuifsterkte van een lokale proevenverzameling
$\bar{\tau}_{reg}$	kPa	gemiddelde schuifsterkte van een regionale proevenverzameling (appendix 1)
$\bar{\tau}_{reg}$	kPa	over een bezwijkvlak gewogen gemiddelde schuifsterkte op basis van regionale proevenverzamelingen
$\bar{\tau}_{reg, j}$	kPa	gemiddelde schuifspanning op basis van regionale proevenverzamelingen in grondlaag j
ϕ_{kar}	°	karakteristieke waarde van de wrijvingshoek
$\phi_{kar, fic, j}$	°	fictieve karakteristieke wrijvingshoek in grondlaag j
ϕ_{onw}	°	ontwerpwaarde van de wrijvingshoek
$\phi_{onw, cor}$	°	ontwerpwaarde van de wrijvingshoek, gecorrigeerd op grond van voorkennis
$\phi_{onw, fic, j}$	°	fictieve ontwerpwaarde van de wrijvingshoek in grondlaag j
$\phi_{reg, j}$	kPa	gemiddelde wrijvingshoek op basis van regionale proevenverzamelingen in grondlaag j
Φ	-	de Gausse standaard kansfunctie

Literatuur

[CUR 1992]

Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving
Construeren met grond, Grondconstructies op en in weinig draagkrachtige en sterk samendruk-
bare ondergrond
CUR, publikatie 162, Gouda, november 1992

[Grondmechanica Delft 1991]

Reconstructie Lekdijk-West, (hmp 70 - hmp 80), Bergambacht, vooronderzoek
Grondmechanica Delft, CO-312830/18, oktober 1991

[Grondmechanica Delft 1994a]

Lokale sterkteparameters, terrein- en laboratoriumonderzoek, locatie 1
Grondmechanica Delft, CO-335080/26, juni 1994

[Grondmechanica Delft 1994b]

Lokale sterkteparameters, gefaseerde methode en toetsing eerste locatie
Grondmechanica Delft, CO-335080/37, november 1994

[NNI 1991-1]

Nederlands Normalisatie Instituut
NEN 6702, TGB 1990, Belastingen en vervormingen
Nederlands Normalisatie Instituut, NEN 6702, Delft, 1e druk, december 1991

[NNI 1991-2]

Nederlands Normalisatie Instituut
NEN 6740, Geotechniek, TGB 1990, Basiseisen en belastingen
Nederlands Normalisatie Instituut, NEN 6740, Delft, 1e druk, december 1991

[TAW 1985]

Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen
Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 1, bovenrivierengebied
Staatsuitgeverij, 's-Gravenhage, september 1985

[TAW 1989a]

Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen
Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 2, benedenrivierengebied
Staatsuitgeverij, 's-Gravenhage, september 1985

[TAW 1989b]

Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen
Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 2, benedenrivierengebied, appendices
Staatsuitgeverij, 's-Gravenhage, september 1985

[TAW 1993]

Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen
Technisch rapport voor het toetsen van boezemkaden
Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Delft, 1993

[TAW 1994a]

Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen
Handreiking constructief ontwerpen
Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Delft, 1994

[TAW 1994b]

Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen
Handreiking constructief ontwerpen, bijlagen 2-5
Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Delft, 1994

[TAW 1996]

Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen
Leidraad Toetsen op Veiligheid
Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Delft, 1996

[Verruijt, 1990]

A. Verruijt
Grondmechanica
Delftse Uitgevers Maatschappij b.v., Delft, maart 1990

APPENDICES

APPENDIX 1

Uitgangspunten en achtergronden

A1.1 Veiligheidsbeschouwing

A1.1.1 Risico-aspecten

Ter beoordeling van de veiligheid van rivierdijken worden de volgende risico-aspecten in ogenschouw genomen:

- a overlopen en overslag;
- b doorbraak als gevolg van:
 - 1 afschuiving en stabiliteitsverlies,
 - 2 zandmeevoerende wellen,
 - 3 micro-instabiliteit, en
 - 4 erosie van het buitentalud;
- c bezwijken als gevolg van de aanwezigheid van kunstwerken of van menselijk handelen;
- d onvoorziene schade, door muskusratten, mollen, aanvaring en dergelijke.

In dit rapport gaat het om het aspect b1, afschuiving en stabiliteitsverlies. Dit aspect kan verder worden onderverdeeld in de volgende deelaspecten:

- I macrostabiliteit buitenwaarts:
 - zettingsvloeiing voorland;
 - afschuiving van het voorland;
 - afschuiving van het buitentalud;
- II macrostabiliteit binnenwaarts:
 - afschuiven binnentalud;
 - opdrukken van het achterland.

De in dit rapport beschreven procedure heeft alleen betrekking op de binnenwaartse macrostabiliteit in de volledig geconsolideerde eindsituatie. In de verdere tekst zal de binnenwaartse macrostabiliteit worden aangeduid als 'de stabiliteit'.

A1.1.2 Beoordeling van de stabiliteit

De onderstaande tekst is grotendeels ontleend aan Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken deel I [TAW 1985], pp. 39-43.

Bij de beoordeling van de stabiliteit dient men te beschikken over onderling direct vergelijkbare grootheden voor belasting en sterkte. De effecten van de verschillende op de constructie aangrijpende belastingen worden daarom omgerekend naar één kenmerkende rekengrootheid *B* voor de belastingen, daarbij rekening houdend met de geometrie en de eventueel het vervormings-

gedrag van de constructie. Deze kenmerkende rekgrootheid kan bestaan uit een normaalkracht, een schuifkracht of een moment ergens in de constructie, afhankelijk van het beschouwde geval.

Evenzo kan een kenmerkende rekgrootheid S worden bepaald voor de sterkte, op grond van de materiaaleigenschappen, de geometrie en eventuele invloeden van de belasting op de sterkte.

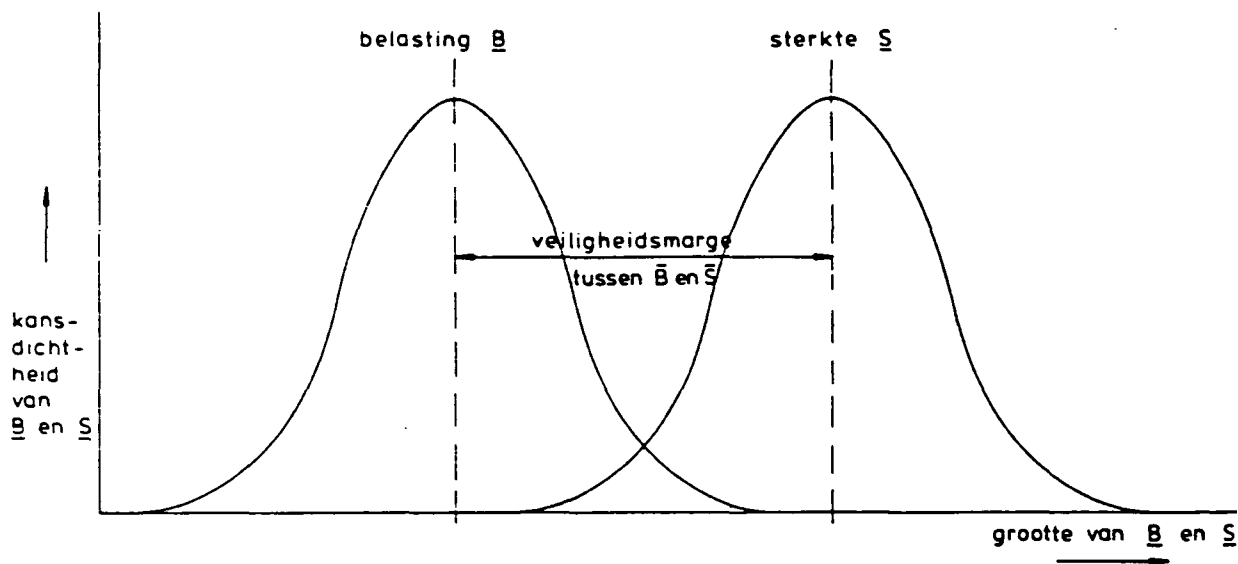
Als de waarden van B en S exact te bepalen zijn, moet er om overschrijding van de grenstoestand bezwijken te voorkomen, worden voldaan aan de voorwaarde:

$$(S - B) \geq 0 \quad (\text{A1.1})$$

Bij ontwerpberekeningen zijn er in werkelijkheid geen exacte waarden aan te geven voor de belasting en de sterkte. Naast een van nature aanwezige variatie in belastingen, materiaaleigenschappen en geometrie, moet er rekening worden gehouden met onzekerheden, volgend uit:

- schatting van de in werkelijkheid voorkomende belastingen en materiaaleigenschappen;
- schematisering;
- kwaliteit van het rekenmodel;
- wijze van uitvoering.

Eén en ander heeft tot gevolg dat de rekgrootheden B en S niet één bepaalde waarde hebben, maar een zekere kansverdeling: B en S zijn stochastische grootheden. Dit betekent in vele gevallen dat, hoe B en S ook worden gekozen bij het ontwerp, er altijd een kans is dat B groter is dan S , zodat bezwijken van de constructie nooit geheel is uit te sluiten.



Figuur A1.1: Kansverdelingen van de rekgrootheden voor belasting B en sterkte S

Het ontwerp moet nu zo worden opgezet dat beide kansverdelingen zo ver uiteen liggen dat de resterende kans op bezwijken acceptabel is. Dit geïllustreerd in figuur A1.1. Hoe kleiner de overlapping tussen beide kansverdelingen is, hoe kleiner de kans op bezwijken is.

Voldoende afstand tussen de kansverdelingen van B en S kan bij het ontwerpen op verschillende manieren worden gerealiseerd.

Een in het verleden in de dijkbouw veel gebruikte methode gaat uit van gemiddelde waarden voor B en S en één algemene veiligheidsfactor. Door een voldoende grote veiligheidsmarge aan te brengen tussen de gemiddelde waarde \bar{B} van de rekengrootheid voor de belastingen en de gemiddelde waarde \bar{S} van de rekengrootheid voor de sterkte wordt de kans op bezwijken van de constructie tot een acceptabel laag niveau teruggebracht.

Dit is eveneens in geïllustreerd in figuur A1.1. De mate van veiligheid komt tot uitdrukking in één veiligheidsfactor $\bar{\gamma}$, gedefinieerd volgens:

$$\bar{\gamma} = \frac{\bar{S}}{\bar{B}} \quad (\text{A1.2})$$

De waarde van de factor $\bar{\gamma}$ berust meestal grotendeels op praktijkervaring.

Dit rekenmodel is buiten de dijkbouw nog vrij gebruikelijk bij grondmechanische ontwerpberekeningen. Een bezwaar is echter dat de spreiding in belasting en sterkte en de onzekerheid bij de bepaling daarvan niet expliciet in de berekening tot uitdrukking komen. Omdat de spreiding in zowel de belasting als in de sterkte van geval tot geval kan verschillen, leidt het gebruik van één vaste veiligheidsfactor niet in alle gevallen tot een vergelijkbare mate van veiligheid, hoewel dat wel wordt gesuggereerd. Een ander nadeel is dat deze benadering weinig mogelijkheid biedt tot verfijning. Als de onzekerheden voor bepaalde factoren kunnen worden verkleind, bijvoorbeeld als gevolg van meer onderzoek of betere rekenmethodes, is het niet eenvoudig dit op verantwoorde wijze in het ontwerp te honoreren.

Aan deze bezwaren komt de methode met representatieve waarden en partiële veiligheidsfactoren tegemoet. Bij dit rekenmodel worden de verschillende onzekerheden in de relevante parameters van elkaar onderscheiden, en worden ze zo veel mogelijk apart in de berekeningen betrokken. Een belangrijk voordeel van zo'n benadering is dat de onzekerheid in de verschillende parameters expliciet tot uitdrukking komt.

De grondgedachte van de methode is een volledig probabilistische benadering; om praktische redenen is deze echter vereenvoudigd tot een semi-probabilistische: de zogenaamde niveau I benadering.

Bij de niveau I benadering worden in een rekenmodel ontwerpwaarden ingevoerd voor belastingen, materiaaleigenschappen en geometrische parameters. De ontwerpwaarden voor belastingen en materiaaleigenschappen volgen uit zogenaamde *representatieve* waarden met behulp van partiële veiligheidsfactoren. Een representatieve waarde biedt de mogelijkheid rekening te houden met de vorm van de kansverdeling van het verschijnsel, dit in tegenstelling tot een gemiddelde waarde. Voor een representatieve waarde wordt daarom bij voorkeur een waarde genomen met een bepaalde, meestal kleine onder- of overschrijdingskans. Zo'n representatieve waarde heet een *karakteristieke* waarde als die op basis van een statistische analyse is verkregen.

Voor de ontwerpwaarde van een op de constructie aangrijpende belasting geldt:

$$F_d = \gamma_f \cdot F_r \quad (A1.3)$$

Hierin is F_d de ontwerpwaarde en F_r de representatieve waarde. De factor γ_f is de partiële factor voor onzekerheden in de belastingen. In de leidraden komen de representatieve waarde van een belasting en de belastingfactor γ_f echter niet expliciet tot uitdrukking.

In de Leidraden voor het ontwerpen van rivierdijken is er om praktische redenen voor gekozen om de belastingen direct te geven als ontwerpwaarden. Voor de ontwerpwaarde van een materiaaleigenschap geldt:

$$f_d = \frac{f_r}{\gamma_m} \quad (A1.4)$$

Hierin is f_d de ontwerpwaarde en f_r de representatieve waarde. De factor γ_m is de partiële factor voor onzekerheden in de materiaal- of constructie-eigenschappen. Deze onzekerheden zijn het gevolg van onder meer de beschrijving van het materiaalgedrag in een geschematiseerd model of van onvolkomenheden in de beproevingsmethode. Onzekerheden ten gevolge van de doorgaans beperkte omvang van het grondonderzoek wordt verdisconteerd in de toe te passen representatieve waarden voor grondparameters (zie paragraaf A1.2).

Naast de genoemde partiële veiligheidsfactoren zijn er nog twee andere belangrijke factoren: de *gevoeligheidsfactor* of *modelfactor* γ_d en de *schadefactor* γ_n . De gevoeligheidsfactor verdisconteert de onzekerheden in de berekeningsmethode en andere onzekerheden die niet door de overige partiële factoren worden gedekt. Met de schadefactor worden de gevolgen van bezwijken in de berekening betrokken. De schadefactor hangt af van de beoogde veiligheid, de kans op bezwijken elders in de dijkkring en de kans dat bezwijken samenvalt met maatgevend hoogwater.

Om de veiligheid te beoordelen wordt nu de kenmerkende rekengrootheid B_d voor de ontwerpbelastingen vergeleken met een kenmerkende rekengrootheid S_d voor de ontwerpsterkte van de constructie.

Er moet gelden:

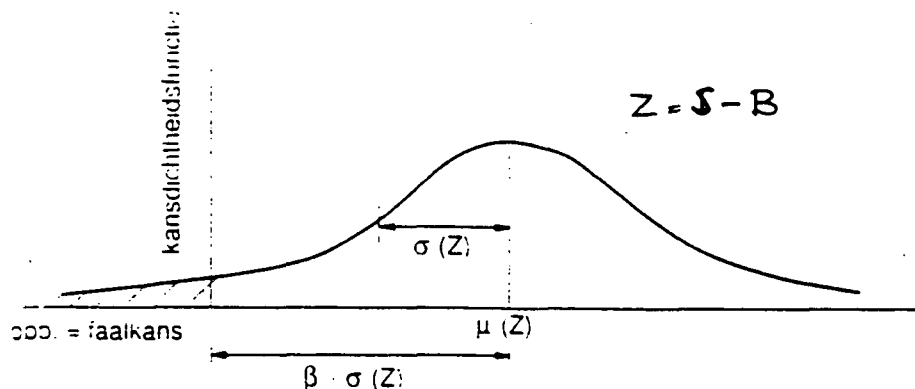
$$\frac{S_d}{B_d} \geq 1 \quad (\text{A1.5})$$

Met:

$$B_d = \gamma_n \cdot \gamma_d \cdot B(F_d, f_d, a_d) \quad (\text{A1.6})$$

$$S_d = S(F_d, f_d, a_d) \quad (\text{A1.7})$$

De geschetste methode is nog maar een benadering van een volledig probabilistische methode, de zogenaamde niveau II en III-berekeningen. In de volledige probabilistische benadering wordt expliciet de kans berekend dat de sterkte van de constructie lager is dan de belasting op de constructie. Net als in de niveau I benadering hebben belasting en sterkte niet één bepaalde waarde, maar een zekere kansverdeling: belasting en sterkte zijn stochastische grootheden. In de niveau I benadering worden ontwerpwaarden voor sterkte en belasting met elkaar vergeleken; in de volledig probabilistische benadering worden de volledige kansverdelingen van belasting en sterkte vergeleken. In de niveau II aanpak gebeurt dat benaderend, in de niveau III aanpak exact. Het principe van de volledig probabilistische aanpak is gegeven in figuur A1.2.



Figuur A1.2: Principe van de volledig probabilistische benadering

De berekening levert de kans dat het verschil tussen sterkte en belasting kleiner is dan 0; dit is het gearceerde gebied in de figuur. Deze kans dient kleiner te zijn dan de beoogde faalkans van de constructie. Het voornaamste praktische probleem van de volledig probabilistische methode bestaat uit de correcte verrekening van de onzekerheden in de basisvariabelen tot onzekerheden in sterkte en belasting van de hele constructie. Dit maakt de volledig probabilistische methode vaak arbeidsintensief.

A1.1.3 Stabiliteit van grondlichamen

Voor de bepaling van de mate van stabiliteit van grondlichamen staan twee soorten methoden ter beschikking:

- analytische methoden of glijvlakberekeningen, gebaseerd op kinematisch mogelijke bezwijkmechanismen;
- eindige elementen methoden (EEM), gebaseerd op spanningsevenwicht in elk punt van de grond.

Voor een min of meer routinematige beoordeling van bestaande of nieuw ontworpen dijkprofielen wordt in de praktijk gebruik gemaakt van glijvlakberekeningen. Deze aanpak leidt in normale situaties tot een voldoende betrouwbaar resultaat en is erg aantrekkelijk door de eenvoud van het rekenmodel en de relatief lage kosten. De laatste jaren zijn de mogelijkheden van commerciële EEM-pakketten en Personal Computers sterk toegenomen, waardoor ook de eindige elementen methoden steeds vaker worden toegepast. Eindige elementen methoden bieden een betere benadering van het spanning-vervormingsgedrag van grond. Bovendien geeft dit type berekeningen zelf aan waar het potentiële bezwijkvlak zich ontwikkelt, terwijl een vrij volledig inzicht wordt verkregen in de spanningen en vervormingen in het grondmassief. Eindige elementen methoden kunnen worden toegepast wanneer een verfijnder berekening van de vervormingen is gewenst, of wanneer meerdere potentiële bezwijkmechanismen tegelijk optreden, die elkaar beïnvloeden. Omdat eindige elementen methoden een betere modellering van het spannings-vervormingsgedrag bieden ten opzichte van het drukstaafmodel, vereisen deze methoden ook verfijndere bepaling van de bijbehorende invoerparameters.

Glijvlakberekeningen

In glijvlakberekeningen wordt een glijvlak als randvoorwaarde opgelegd; uit de resultaten van de berekeningen aan een aantal glijvlakken kan het maatgevende glijvlak met de laagste veiligheid tegen afschuiven worden bepaald. Er bestaan verschillende berekeningsmethoden, die te onderscheiden zijn naar de vorm van de beschouwde glijvlakken en naar de schuifspannings-verdeling die langs een glijvlak wordt verondersteld. In alle methoden wordt een twee-dimensionale doorsnede loodrecht op de dijk beschouwd.

In de Nederlandse praktijk wordt de vereenvoudigde methode van Bishop met afsnuiting het meest toegepast. Deze methode gaat uit van cirkelvormige glijvlakken; de veiligheid tegen afschuiven wordt bepaald uit het momentenevenwicht ten opzichte van het middelpunt van het cirkelvormige glijvlak. Omdat een glijvlak meerdere grondlagen kan doorsnijden wordt de afschuivende moot grond opgedeeld in een aantal verticale lamellen. Van elke lamel wordt de bijdrage aan het aandrijvend en tegenwerkend moment bepaald. De veiligheidsfactor γ_{Bishop} is per definitie het getal waardoor de maximaal aanwezige schuifsterkte moet worden gedeeld, zodanig

dat aandrijvend en tegenwerkend moment gelijk zijn. De veiligheid tegen afschuiven $\gamma_{stab,Bishop}$ is voldoende als geldt:

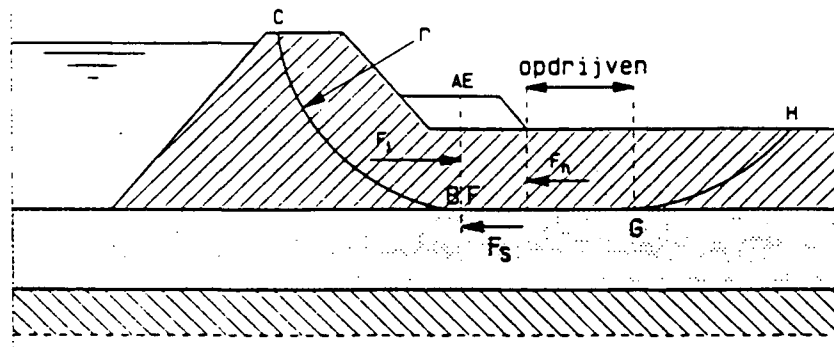
$$\gamma_{stab,Bishop} \geq \gamma_{d,Bishop} \cdot \gamma_n \quad (A1.8)$$

Hierin is $\gamma_{d,Bishop}$ de gevoeligheidsfactor voor Bishop-berekeningen en γ_n de schadefactor. De vereenvoudigde methode van Bishop met afsnuiting wordt meer uitgebreid beschreven in hoofdstuk 11.3.2 en 11.3.3 van de Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken deel I [TAW 1985].

Drukstaafberekening in geval van opdrijven

In situaties waarbij bijna of geheel opdrijven van het achterland optreedt dient de veiligheid tegen afschuiven ook nog te worden gecontroleerd met een ander type glijvlakberekening. Opdrijven van het achterland kan optreden als gevolg van relatief hoge waterspanningen in de pleistocene zandlaag achter de dijk. Volledig opdrijven treedt op als de waterspanningen ter plaatse van het contact tussen zandlaag en slappe lagenpakket gelijk zijn aan het gewicht van de slappe lagen.

In figuur A1.3 is het mechanisme geschetst dat zich kan voordoen als het achterland bijna of volledig opdrijft.



ABC: actieve zone
EFGH: passieve zone

Figuur A1.3: Potentieel glijvlak bij opdrijven van het achterland

In een normale situatie met lage waterstand ontleent het dijklichaam een zekere steun aan het grondlagenpakket achter de dijk. De horizontale kracht die de dijk uitoefent op het achterland wordt enerzijds door middel van schuifspanningen overgedragen aan het pleistocene zand, en anderzijds door de horizontale gronddruk buiten deze zone worden tegengewerkt. Bij hoge rivierstanden vermindert de korrelspanning op het contact tussen zand en slappe lagen en neemt de opneembare schuifweerstand af. Er moet dan een extra horizontale kracht worden gemobili-

seerd in het gebied gelegen achter de opdrijfzone. De overdracht van deze extra horizontale kracht door het slappe lagen pakket kan aanzienlijk horizontale samendrukking van deze lagen veroorzaken. In dit verband wordt wel gesproken van een 'drukstaafmechanisme'.

De glijvlakberekening voor een situatie van bijna of volledig opdrijven van het achterland gaat uit van een mechanisme dat bestaat uit een horizontaal deel dat wordt begrensd door twee cirkelvormige delen (zie figuur A1.3). De veiligheid tegen afschuiven wordt bepaald uit het krachterevenwicht in de afschuivende grondmoot. Ook in deze methode wordt de afschuivende moot grond opgedeeld in een aantal verticale lamellen. De veiligheidsfactor $\gamma_{stab,opdrif}$ is gelijk aan:

$$\gamma_{stab,opdrif} = \frac{F_i}{F_s + F_h} \geq \gamma_{d,opdrif} \cdot \gamma_n \quad (A1.9)$$

Hierin is F_i de aandrijvende kracht die het dijklichaam uitoefent op het achterland; F_s is de schuifkracht langs het horizontale deel en F_h de weerstandbiedende kracht in het achterland. In de vergelijking is $\gamma_{d,opdrif}$ de gevoeligheidsfactor voor opdrijfberekeningen en γ_n de schadefactor. Naast de eis aan de veiligheid tegen afschuiven wordt ook nog een eis gesteld aan de vervorming als gevolg van de horizontale samendrukking van het slappe lagenpakket tijdens hoogwater. Hoofdstuk 7.4.1 en bijlage 15 van de Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken deel II [TAW 1989a], en hoofdstuk 2.4 en bijlage 2.D van de Handreiking constructief ontwerpen [TAW 1994a,b] geven een nadere beschrijving van de berekeningsmethode.

Eindige elementen methoden

In eindige elementenmethoden wordt de geometrie opgedeeld in een groot aantal elementen. Het gedrag van de elementen wordt bepaald door de initiële spanningstoestand, de belastingen op het element en het spannings-vervormingsgedrag van het materiaal in het element. De belasting op het element kan bestaan uit het eigen gewicht, krachten uitgeoefend door andere elementen of uitwendige belastingen, of uit waterspanningen. Spanningen en vervormingen in het grondmassief worden berekend door het iteratief oplossen van een groot aantal vergelijkingen die het gedrag van de elementen beschrijven. Eindige elementenmethoden leveren in één berekeningsgang de veiligheid tegen afschuiven en de optredende vervormingen.

In de berekeningen dient nog wel onderscheid te worden gemaakt naar situaties met of zonder opdrijven van het achterland. In situaties zonder opdrijven van het achterland zal doorgaans worden gerekend met gedraineerd gedrag van het slappe lagenpakket. Deze toestand is representatief voor de volledig geconsolideerde eindsituatie van een dijk waarin alle wateroverspanningen ten gevolge van een eventuele reconstructie zijn verdwenen. Dit is de toestand die in de Bishop berekeningen voor de eindsituatie wordt beschouwd.

De berekeningsgang voor een situatie zonder opdrijven van het achterland is in grote lijnen als volgt:

- genereren van de initiële spanningstoestand met gemiddelde waterstand; de vervormingen in deze toestand worden op nul gesteld; alle grondlagen worden geacht volledig te zijn aangepast aan deze spanningstoestand.
- Verhogen van de buitenwaterstand en waterspanningen in de dijk en de pleistocene zandlaag; tegelijk wordt een eventuele verkeerslast aangebracht. Alle lagen worden verondersteld volledig te zijn aangepast aan de nieuwe belastingsituatie.
- Reduceren van de sterkteparameters van het grondmassief tot een doorgaand bezwijkmechanisme optreedt. Alle lagen worden verondersteld volledig te zijn aangepast aan de optredende herverdeling van spanningen. De veiligheid tegen afschuiven is gelijk aan de reductiefactor γ_{MSF} waarbij het doorgaand mechanisme optreedt.

NOOT:

Feitelijk is het juister te rekenen met ongedraineerd grondgedrag van de slecht doorlatende lagen. De berekende γ_{MSF} met ongedraineerd grondgedrag ligt echter significant lager (orde 10 %) dan de γ_{MSF} met gedraineerd grondgedrag en de Bishop veiligheidsfactor. Er zou dus trendbreuk optreden.

In een situatie met bijna of geheel opdrukken van het achterland wordt ongedraineerd gedrag van het slappe lagenpakket verondersteld. Bij hoogwater worden namelijk vrij abrupt delen van het achterland aangesproken, die voorheen vrijwel onbelast waren. Om deze reden wordt in het passieve gebied gerekend met de ongedraineerde sterkte.

De berekeningsgang voor een situatie met bijna of geheel opdrijven van het achterland is in grote lijnen als volgt:

- genereren van de initiële spanningstoestand met gemiddelde waterstand; de vervormingen in deze toestand worden op nul gesteld; alle grondlagen worden geacht volledig te zijn aangepast aan deze spanningstoestand.
- Verhogen van de buitenwaterstand en waterspanningen in de dijk en de pleistocene zandlaag; tegelijk wordt een eventuele verkeerslast aangebracht. Slecht doorlatende lagen worden verondersteld niet te zijn aangepast aan de nieuwe belastingsituatie, met uitzondering van een grenslaag direct boven het grensvlak tussen zand en slappe lagen. In deze toestand worden de vervormingen bij hoogwater bepaald.
- Reduceren van de sterkteparameters van het grondmassief tot een doorgaand bezwijkmechanisme optreedt. Slecht doorlatende lagen worden verondersteld niet te zijn aangepast aan de optredende herverdeling van spanningen, met uitzondering van een grenslaag direct boven het grensvlak tussen zand en slappe lagen. De veiligheid tegen afschuiven is gelijk aan de reductiefactor γ_{MSF} waarbij het doorgaand mechanisme optreedt.

De veiligheid tegen afschuiven is voldoende als geldt:

Hierin is $\gamma_{d,EEM}$ de gevoeligheidsfactor voor eindige elementenberekeningen en γ_n de schadefactor.

$$\gamma_{MSF} \geq \gamma_{LEEM} \cdot \gamma_n \quad (A1.10)$$

Het ligt voor de hand om de met PLAXIS berekende γ_{MSF} direct te vergelijken met de traditionele stabiliteitsfactoren zoals die van Bishop. In de meeste gevallen is dit theoretisch onjuist. Een goede procedure voor de verrekening van dit verschil ontbreekt echter op dit moment.

In situaties met bijna of geheel opdrijven van het achterland mag de vervorming van de binnenteen bij hoogwater niet meer bedragen dan 0,10 m. Hierbij wordt aangenomen dat de kruindaling in dezelfde orde van grootte is als de horizontale vervorming aan de binnenteen.

In hoofdstuk 2.D van bijlage 2 van de Handreiking constructief ontwerpen [TAW 1994b] worden nadere aanwijzingen gegeven voor het uitvoeren van elementenberekeningen.

A1.2 Lokale en regionale proevenverzamelingen

A1.2.1 Bepaling karakteristieke schuifsterkte uit proevenverzamelingen

Zoals in paragraaf A1.1.2 vermeld is een karakteristieke waarde voor een materiaaleigenschap een op basis van statistische analyse bepaalde waarde met een kleine onderschrijdskans. Hierbij wordt normaal gesproken een onderschrijdingspercentage van 5 % gehanteerd.

In de praktijk wordt vaak gewerkt met proevenverzamelingen. Daarbij worden de proeven op monsters die zijn gestoken in eenzelfde formatie over een kleiner of groter gebied, bij elkaar genomen en statistisch bewerkt. Bij het definiëren van de formaties in een gebied wordt onderscheid gemaakt naar materiaalsoort en afzettings- en belastingsregime. Afhankelijk van de omvang van het gebied waarvan de proeven bij elkaar worden gevoegd, wordt gesproken van een lokale of een regionale proevenverzameling. Het onderscheid heeft te maken met de ruimtelijk verdeling van de schuifsterkte in de ondergrond. Figuur A1.4 geeft een beeld van de variatie van een grondeigenschap in één dimensie, bijvoorbeeld langs de strekking van een dijk.

Er is sprake van variaties op grote schaal en op kleine schaal. De variaties op grote schaal vertegenwoordigen betere of zwakkere plekken in de ondergrond en worden veroorzaakt door afzettingsprocessen op grote schaal, zoals bijvoorbeeld de lokatie ten opzichte van het lokale drainagepatroon. Variaties op kleine schaal zijn te beschouwen als min of meer toevallige afwijkingen ten opzichte van het patroon van grote variaties, overeenkomend met toevallige variaties in de samenstelling van de grondlagen. De ruimtelijke variatie in verticale richting vertoont hetzelfde beeld als die in horizontale richting. De afmetingen van de grootschalige variaties in horizontale richting zijn in de orde van 50 tot 100 m, terwijl de grootschalige variaties in verticale zin in de orde zijn van enige meters. Een afstand van enige meters in verticale zin vertegenwoordigt immers een afzettingsgeschiedenis van enige duizenden jaren,

De geldigheid van een lokale proevenverzameling is beperkt tot een gebied van 50 m aan weerszijden van het dwarsprofiel waar de monsters zijn gestoken.

Een *regionale* proevenverzameling bestaat uit profresultaten van monsters die zijn gestoken in een gebied met een omvang die veel groter is dan die van een bezwijkmechanisme. Een regionale proevenverzameling kan bijvoorbeeld betrekking hebben op een dijkvak of zelfs een hele dijkkring. De spreiding die binnen de proevenverzameling wordt aangetroffen wordt veroorzaakt door de klein- en grootschalige variaties in zowel horizontale als verticale richting. In principe is de spreiding in een regionale proevenverzameling dus groter dan in een lokale proevenverzameling.

De bepaling van de regionaal karakteristieke waarde kan echter niet geschieden met vergelijking (A1.11) zoals voor de lokaal karakteristieke waarde. Over een bezwijkmechanisme treedt namelijk geen uitmiddeling op van de grootschalige variatie in horizontale richting, omdat een bezwijkmechanisme zal optreden ter plaats van een 'zwakke plek' binnen de grootschalige variatie. Toepassing van vergelijking (A1.11) op een regionale proevenverzameling zou ten onrechte de grootschalige variatie in horizontale richting uitmiddelen.

Een regionaal karakteristieke waarde voor de gemiddelde waarde van een parameter X wordt gevonden uit de vergelijking:

$$\tau_{kar,reg} = \bar{\tau}_{reg} - t_{\alpha}^{m-1} s_{\tau,reg} \sqrt{\Gamma^2 + \frac{1}{m}} \quad (A1.12)$$

Hierin is τ_{reg} de gemiddelde waarde uit de regionale proevenverzameling, $s_{\tau,reg}$ de standaardafwijking, m het aantal proeven en t_{α}^{m-1} de Student-factor. In de vergelijking is Γ de zogenaamde spreidingsreductiefactor, die de uitmiddeling van spreiding langs een glijvlak representeert. Uit probabilistische stabiliteitsanalyses is gebleken dat $\Gamma = 0,5$ voor de spreidingsreductiefactor een goede waarde is. De spreidingsreductiefactor zorgt ervoor dat zelfs bij een grote regionale proevenverzameling de regionaal karakteristieke waarde nooit gelijk kan worden aan het gemiddelde.

De geldigheid van een regionale proevenverzameling is eveneens beperkt tot het gebied waar de monsters zijn gestoken.

A1.2.2 Materiaalfactoren

Ter bepaling van de ontwerpwaarden voor de schuifsterkte dienen de karakteristieke waarden te worden gereduceerd met partiële veiligheidsfactoren volgens vergelijking A1.4. Omdat deze partiële factoren betrekking hebben op de onzekerheid in de toe te passen materiaaleigenschappen, worden deze factoren aangeduid als 'materiaalfactoren'.

Tabel A1.1 geeft een overzicht van de toe te passen materiaalfactoren bij het ontwerpen van rivierdijken in het bovenrivierengebied; de tabel is ontleend aan de Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken I [TAW 1985].

	γ_{m1}	γ_{m2}	$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2}$
volumieke massa - nat/droog (ρ)	1,0	1,0	1,0
inwendige wrijving ($\tan \varphi$)			
- zand (CP)*	1,0	1,15	1,15
(TP-CD)	1,0	1,15	1,15
- klei (CP)	1,0	1,15	1,15
(TP-CU-5%)	1,05	1,15	1,2
(TP-CU)	1,1	1,15	1,25
- veen (CP)	1,0	1,2	1,2
(TP-CU-5%)	1,05	1,2	1,25
(TP-CU)	1,1	1,2	1,3
cohesie (c)	1,0	1,3	1,3
samendrukkingsconstanten			
- Terzaghi (C, A)	1,0	1,1	1,1
- Buisman-Koppejan (C_p, C_s)	1,0	1,1	1,1

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

Tabel A1.1: Materiaalfactoren volgens de Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken deel I [TAW 1985]

Tabel A1.2 geeft de toe te passen materiaalfactoren bij het ontwerpen van rivierdijken in het benedenrivierengebied [TAW 1989a]. De materiaalfactoren voor het benedenrivierengebied zijn lager dan die voor het bovenrivierengebied. In vergelijking met de Leidraad voor het ontwerp van rivierdijken deel I [TAW 1985] zijn de γ_{m2} -waarden voor cohesie en wrijvingshoek verlaagd, omdat de spanningsafhankelijke benadering van de sterkte-eigenschappen een betere benadering van het werkelijke materiaalgedrag levert.

De materiaalfactor γ_m is het produkt van twee deelfactoren. De eerste deelfactor γ_{m1} verdisconteert het verschil tussen beproevingsmethoden. De tweede deelfactor γ_{m2} verdisconteert onzekerheden die voortvloeien uit onder andere de beschrijving van het materiaalgedrag.

parameter	γ_{m1}	γ_{m2}	$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2}$
volumieke massa - nat/droog (ρ)	1.0	1.0	1.0
hoek van inwendige wrijving $\text{tg}(\phi)$			
- zand (CP)*	1.0	1.10	1.10
(TP-CD)	1.0	1.10	1.10
- klei (CP)	1.0	1.10	1.10
(TP-CU-5%)	1.05	1.10	1.15
(TP-CU)	1.1	1.10	1.20
- veen (CP)	1.0	1.15	1.15
(TP-CU-5%)	1.05	1.15	1.20
(TP-CU)	1.1	1.15	1.25
cohesie (c)	1.0	1.25	1.25
ongedraineerde sterkte (c_u)	-	-	-
glijdingsmodulus (G)	1.0	1.2	1.2
samendrukkingsconstanten	1.0	1.1	1.1
doorlatendheid (k)	1.0	1.25	1.25
consolidatiecoëfficiënt (c_v)	1.0	1.25	1.25

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

Tabel A2.2: Materiaalfactoren volgens de Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken deel II [TAW 1989]

A1.3 Ontwerp van rivierdijken op stabiliteit - huidige methode

A1.3.1 Toe te passen berekeningsmethode

Volgens de Leidraden voor het ontwerpen van rivierdijken deel I en II [TAW 1985, 1989a,b] dient de macrostabiliteit binnenwaarts te worden bepaald door middel van een glijvlakberekening volgens Bishop. Indien grote stijfheidsverschillen bestaan tussen de grondslag onder en naast de dijk en bovendien het slappe lagenpakket achter de dijk bijna of geheel wordt opgedrukt, dient ook de stabiliteit bij opdrijfcondities te worden bepaald met behulp van de aangepaste berekening zoals eerder beschreven. Praktisch gesproken blijken de stijfheidsverschillen tussen de grondslag onder en naast de dijk altijd groot, zodat het wel of niet uitvoeren van de aangepaste berekening praktisch alleen afhangt van de veiligheid tegen opdrukken van het achterland. De veiligheidsfactor tegen opdrukken γ_{opdruk} is als volgt gedefinieerd:

$$\gamma_{opdruk} = \frac{\sigma_{v, grensvlak}}{u_{grensvlak}} \quad (A1.13)$$

Hierin is $\sigma_{v, grensvlak}$ de verticale totaalspanning ter plaatse van het grensvlak tussen slappe lagen en pleistoceen zand, en $u_{grensvlak}$ de waterspanning. De verticale totaalspanning ter plaatse van het grensvlak wordt als volgt berekend:

$$\sigma_{v, \text{grensvlak}} = \sum_{j=1}^k \gamma_j \cdot d_j \quad (\text{A1.14})$$

Hierin is:

- γ_j = volumegewicht van grondlaag j
 d_j = dikte van grondlaag j

Indien de veiligheid tegen opdrukken ergens achter de dijk kleiner wordt dan 1,2 dient de aangepaste berekening te worden uitgevoerd.

De Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken deel II [TAW 1989, p. 84] geeft een stroomschema voor de bepaling van de stabiliteit met behulp van analytische rekenmethodes. Dit is gegeven in figuur A1.5.

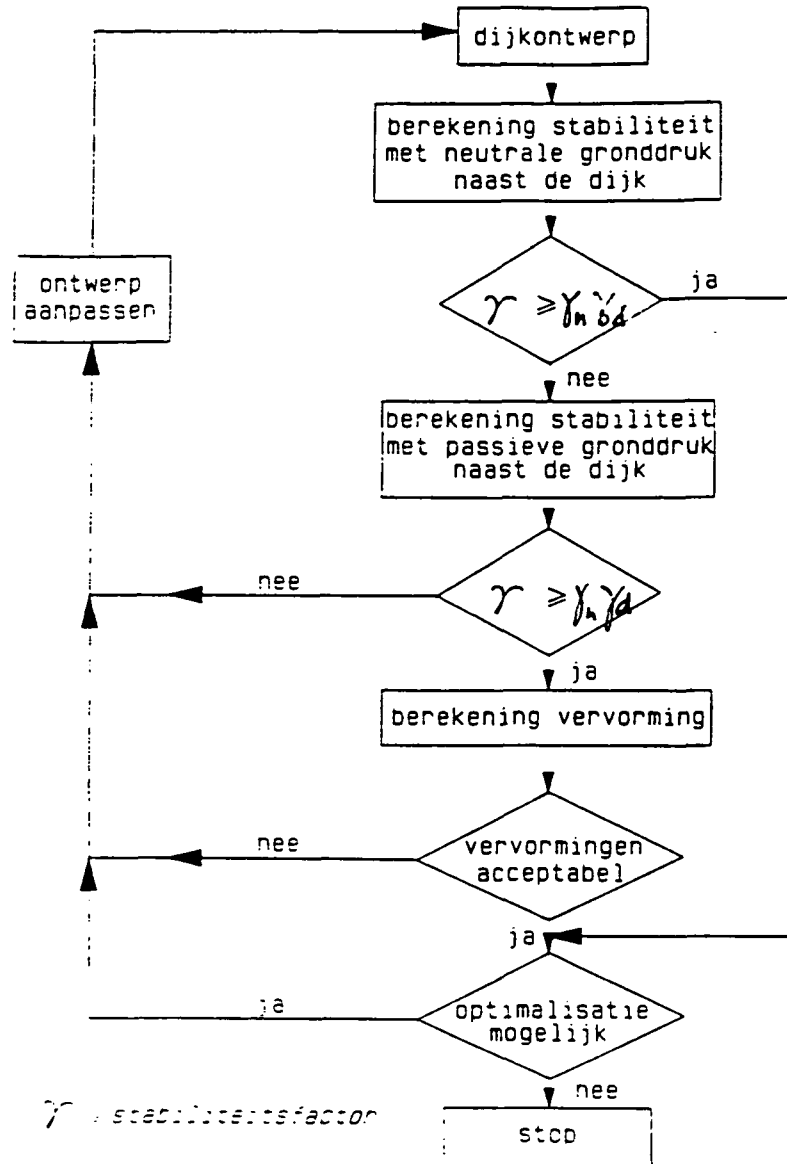
In dit stroomschema wordt eerst de stabiliteit berekend voor een situatie waarbij alleen de neutrale gronddruk wordt geacht aanwezig te zijn in het achterland. Dit levert een zwaarder ontwerp op dan de aangepaste berekening zoals eerder beschreven, waarbij in het achterland de volledig mobiliseerbare passieve gronddruk in rekening wordt gebracht. Het doel van deze benadering is om er zeker van te zijn dat de vervormingen in maatgevende omstandigheden te verwaarlozen zijn. In de praktijk echter wordt deze stap vaak overgeslagen, omdat een te zwaar ontwerp wordt verkregen.

Bij berekening van de stabiliteit met behulp van eindige elementen methoden dient eveneens onderscheid te worden gemaakt tussen situaties waar wel of geen opdrijven van het achterland optreedt. In situaties waar opdrijven van het achterland geen rol speelt wordt doorgaans gedraineerd gedrag van het slappe lagenpakket verondersteld. In situaties waar wel opdrijven optreedt wordt het gedrag van de slappe lagen als ongedraineerd beschouwd.

A1.3.2 Te hanteren schade- en gevoeligheidsfactoren

De te hanteren *schadefactor* kan afhangen van de volgende zaken:

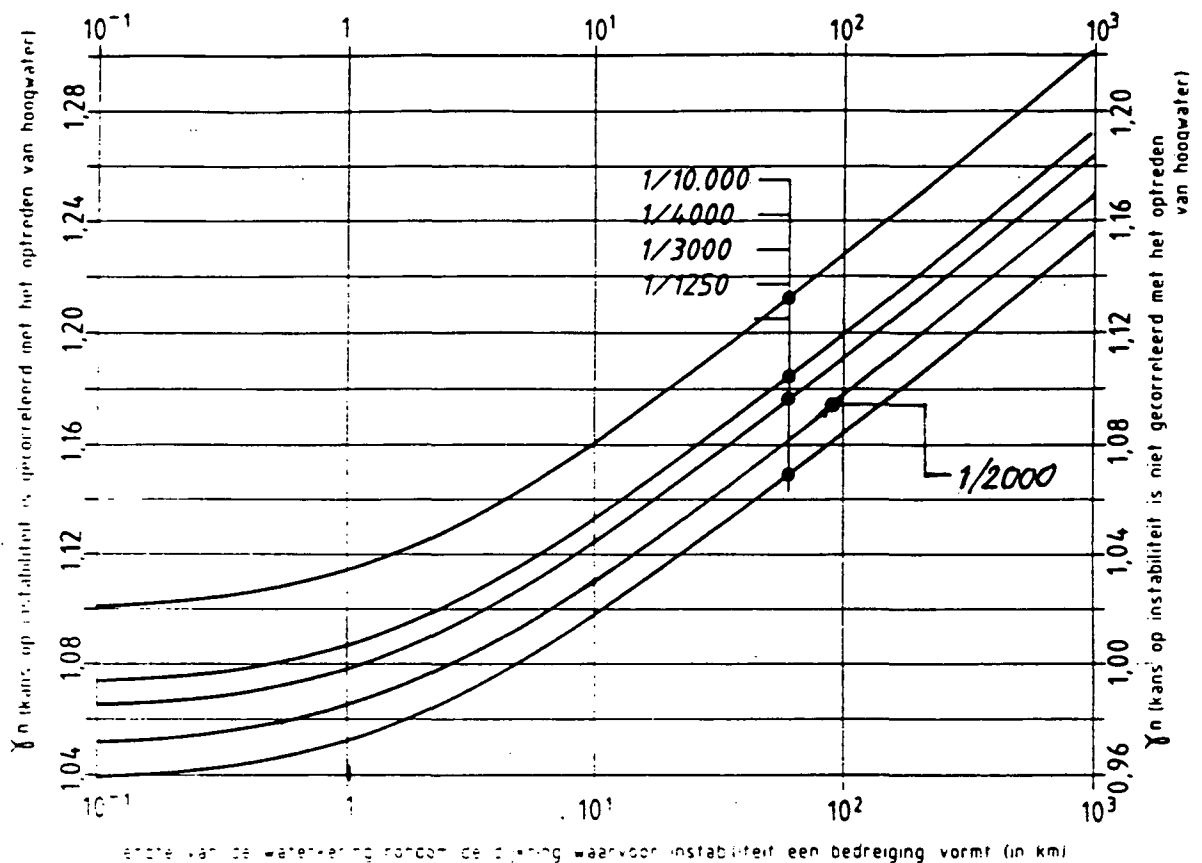
- de vereiste overschrijdingsfrequentie van het ontwerppeil;
- de eventuele correlatie tussen het optreden van de afschuiving en het optreden van hoogwater;
- de dijkringlengte;
- de mate waarin een instabiliteit zou leiden tot aantasting van het waterkerend vermogen van de dijk.



Figuur A1.5: Stroomschema voor het uitvoeren van analytische berekeningen voor een situatie met bijna of geheel opdrukken van het achterland

Paragraaf 11.3.3 van de Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken deel I [TAW 1985] geeft voor het bovenrivierengebied één enkele waarde voor de schadefactor; deze bedraagt 1.1. Paragraaf 7.5.4 van deel II [TAW 1989a] geeft waarden voor de schadefactor voor het benedenrivierengebied als functie van de eerste drie aspecten. Deze schadefactoren zijn samengevat in een grafiek, die is gereproduceerd in figuur A1.6.

Paragraaf 2.7 van de Handreiking constructief ontwerpen [TAW 1994a] geeft een nuancering van de te hanteren schadefactor naar de invloed van de instabiliteit op het waterkerend vermogen van de dijk. Niet iedere instabiliteit hoeft immers te leiden tot de aantasting van het waterkerend vermogen van de dijk. Het blijkt zinvol onderscheid te maken naar de lokatie van het intreepunt van het eventuele glijvlak in de dijk. Een lagere schadefactor wordt aanbevolen naarmate het



Figuur A1.6: *Schadefactor voor de volledig geconsolideerde eindsituatie als functie van dijkringlengte, overschrijdingsfrequentie en correlatie tussen afschuiven en hoogwater*

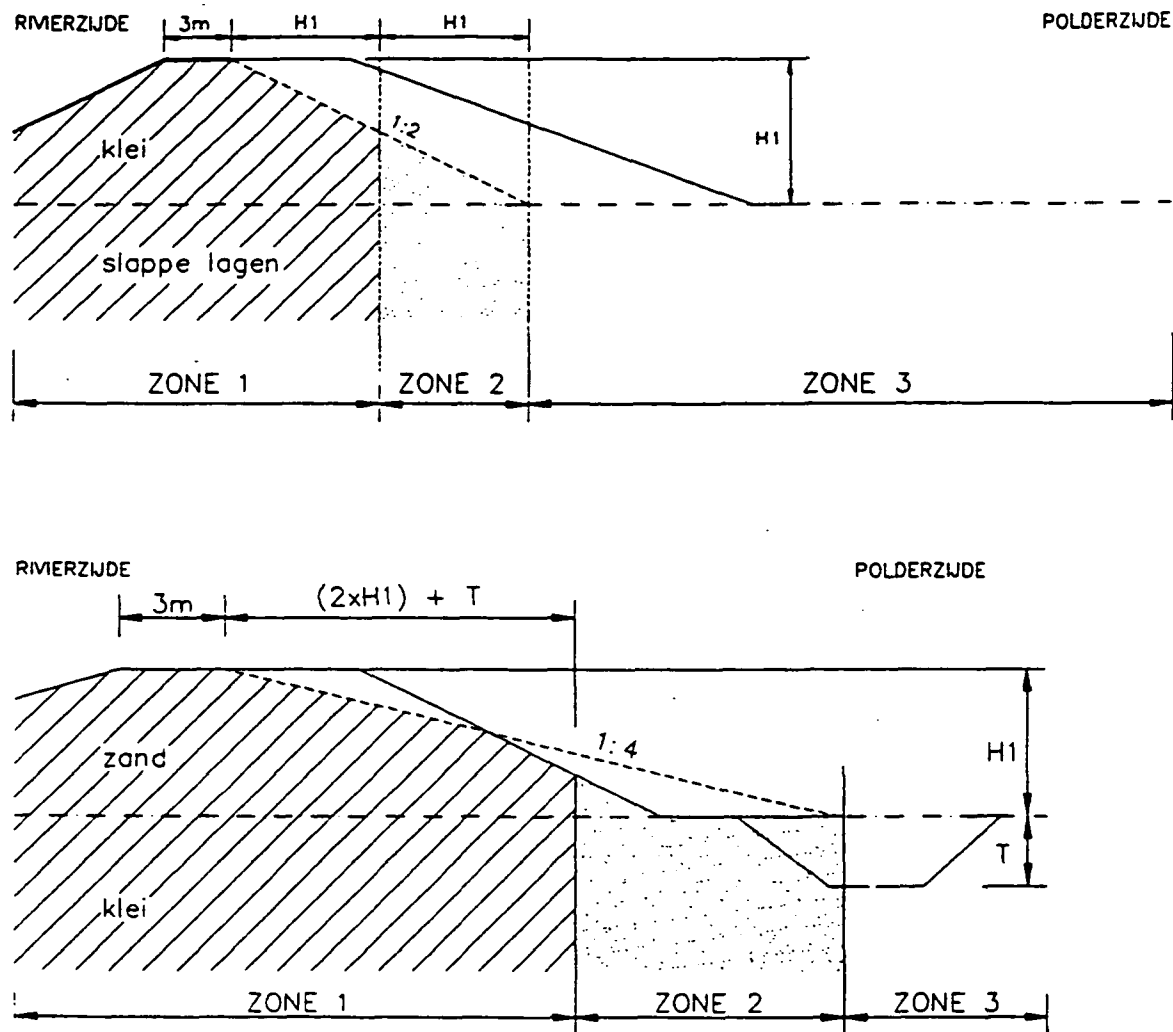
ontstaan van het glijvlak het waterkerend vermogen minder in gevaar brengt. Beschouwingen over de ligging van de afgeschoven moot grond en het ontstaan van eventuele nieuwe glijvlakken in het overgebleven grondlichaam hebben geleid tot de indeling van het dijkprofiel in drie zones voor binnenwaarts gerichte glijvlakken. Afhankelijk van de zone waarin het intrepunt van het glijvlak ligt, mag een lagere schadefactor worden toegepast. Paragraaf 2.H van bijlage 2 van de Handreiking constructief ontwerpen [TAW 1994b] geeft de methode voor de indeling in zones en de bepaling van de bijbehorende schadefactoren. Voor de buitenwaartse stabiliteit wordt geen zonering gehanteerd omdat voor die glijvlakken al een lagere schadefactor geldt.

Zonering mag worden alleen worden toegepast als:

- vooraf stabiliteitsberekeningen zijn gemaakt:
- het primaire waterkeringen betreft, waarvan het dijklichaam is opgebouwd uit klei of uit een zandkern met kleiafdekking:

- het bezwijkmechanisme een cirkelvormig of een deels cirkelvormig, deels horizontaal glijvlak bevat;
- de hoogte van de dijk is gebaseerd op een overslagdebiet van maximaal 1 l/m/s.

Figuur A1.7 geeft de indeling in zones weer. In de figuren is zowel het intacte oorspronkelijke dijkprofiel gegeven, als het (fictieve) profiel na optreden van een instabiliteit. Dit fictieve afgeschoven profiel heeft een helling van 1:2 (kleidijk), respectievelijk 1:4 (zanddijk).



Figuur A1.7: Indeling in zones voor een kleidijk (bovenste figuur) en een zanddijk (onderste figuur), volgens de Handreiking constructief ontwerpen [TAW 1994a,b]

De hoogste eis geldt aan zone 1, waarin de stabiliteit van het restprofiel in gevaar kan komen als gevolg van erosie door stromend water. Deze eis wordt gehanteerd voor glijvlakken die hun nitreepunt hebben binnen een afstand van één maal de kerende hoogte (kleidijk), respectievelijk twee maal de kerende hoogte (zanddijk), vanuit de tenminste 3 m brede kruin. Voor het bovenri-

vierengebied geldt voor zone 1 een schadefactor van 1,1. Voor het benedenrivierengebied geldt de schadefactor volgens figuur A1.6; er wordt verondersteld dat het optreden van de instabiliteit is gecorreleerd met het optreden van hoogwater.

Een minder hoge eis is van toepassing in zone 2 voor glijvlakken waarvan het intreepunt ligt buiten zone 1 en binnen het snijpunt van het fictieve restprofiel met het oorspronkelijke maaiveld. Voor zone 2 geldt voor het bovenrivierengebied een schadefactor van 1,0. Voor het benedenrivierengebied geldt wordt de schadefactor afgelezen van de rechter as van figuur A1.6. Hoewel de rechter as van de figuur geldt voor het *niet* gecorreleerd zijn van instabiliteit en hoogwater, is deze in het geval van zonering *wel* van toepassing als het ontstaan van het glijvlak is gecorreleerd aan hoogwater.

Voor glijvlakken met intreepunten buiten de zones 1 en 2 geldt slechts dat de stabiliteitsfactor na dijkverbetering niet slechter mag worden dan in de toestand vóór dijkverbetering.

Paragraaf 2.D.4 van bijlage 2 bij de Handreiking constructief ontwerpen [TAW 1994b] geeft een nuancering van de *gevoeligheidsfactor* afhankelijk van de berekeningsmethode. De gevoeligheidsfactoren hebben de volgende waarden:

$\gamma_{d,Bishop}$ = 1,0 voor de Bishop berekening met gedraineerde sterkteparameters;

$\gamma_{d,EEM}$ = 1,0 voor eindige elementen berekeningen met gedraineerde of ongedraineerde sterkteparameters.

Voor de analytische berekening van de stabiliteit bij bijna of geheel opdrijven van het achterland geldt een gevoeligheidsfactor $\gamma_{d,opdrijf}$ die afhangt van de veiligheid tegen opdrukken γ_{opdruk} , volgens:

$$\gamma_{d,opdrijf} = 1,0 - \frac{\gamma_{opdruk} - 1,0}{0,2} \cdot 0,1 \quad (A1.15)$$

A1.4 Toetsing van rivierdijken op stabiliteit - huidige methode

De toetsing van rivierdijken wordt beschreven in de Leidraad 'Toetsen op Veiligheid' die medio 1996 zal verschijnen [TAW 1996]. De definitieve tekst van deze leidraad was nog niet vastgesteld ten tijde van het schrijven van het onderhavige rapport. Omdat de kennis van overleefde historische waterstanden een rol kan spelen bij de toetsing, wordt hier toch een vooruitblik op hoofdlijnen geboden.

In grote lijnen bevat de procedure voor toetsing van de binnenwaartse macrostabiliteit de volgende elementen:

- stap 1 Eerst wordt nagegaan of de dijk dermate ruime afmetingen heeft dat de dijk als veilig kan worden beschouwd. Er is een aantal criteria gesteld voor deze ruime afmetingen. De dijk wordt goedgekeurd indien de vereiste ruime afmetingen aanwezig zijn.
- stap 2 Voor dijken die niet de genoemde ruime afmetingen bezitten en die zijn ontworpen volgens de Leidraden en/of de Handreiking constructief ontwerpen wordt nagegaan of randvoorwaarden en/of geometrie niet in ongunstige zin zijn gewijzigd. Indien de randvoorwaarden niet zijn gewijzigd moet vervolgens het gedrag van de dijk in de praktijk in beschouwing worden genomen (stap 7).
- stap 3 Vele bestaande dijken zijn ontworpen vóór het gereed komen van de TAW-ontwerpleidraden. Deze ontwerpen zijn niet gebaseerd op algemeen erkende grondslagen, waardoor de kwaliteit van het ontwerp kan variëren van sterk ambachtelijk tot geavanceerd. Nagegaan moet worden of de bestaande gegevens voldoende zijn om alsnog een analyse te maken op de wijze die in de leidraden is voorgeschreven. Indien de stabiliteit volgens deze analyse voldoende is moet vervolgens het gedrag van de dijk in de praktijk in beschouwing worden genomen (stap 7).
- stap 4 Andere dijken zijn in het verleden ontworpen zonder enig grondmechanisch aspect bij het ontwerp te betrekken. Dit betreft vooral dijken die kort na de ramp van 1953 werden verbeterd. Ook voor deze dijken kan worden getracht gegevens te verzamelen om een ontwerp volgens de leidraden te maken. Slechts incidenteel zullen voldoende gegevens worden gevonden om een ontwerp volgens de leidraden mogelijk te maken. Indien de stabiliteit volgens deze berekeningen voldoende is moet vervolgens het gedrag van de dijk in de praktijk in beschouwing worden genomen (stap 7).
- stap 5 Als er onvoldoende gegevens zijn om een ontwerp te maken volgens de leidraden, kan worden nagegaan of de gegevens wel voldoende zijn om een 'klassieke' beoordeling uit te voeren. Hoewel er geen algemeen erkende klassieke methode is, zou de werkwijze kunnen worden aangehouden zoals gangbaar in de Provincie Zuid-Holland in de jaren vóór het verschijnen van de Leidraad deel II [TAW 1989a]. Indien de stabiliteit volgens deze werkwijze voldoende is moet vervolgens het gedrag van de dijk in de praktijk in beschouwing worden genomen (stap 7).
- stap 6 Als de gegevens onvoldoende zijn om een klassieke stabiliteitsanalyse te maken kan worden gepoogd de ontbrekende gegevens te ontlenen aan de min of meer directe omgeving. Indien voldoende gegevens worden gevonden voor een 'klassieke' beschouwing en de stabiliteit volgens deze werkwijze voldoende is moet vervolgens het gedrag van de dijk in de praktijk in beschouwing worden genomen (stap 7).
- stap 7 Indien voldoende gegevens aanwezig zijn en de stabiliteit op grond van berekeningen voldoet, dient te worden nagegaan of het gedrag van de dijk in praktijk hiermee niet strijdig is. Bijzondere vervormingen van de dijk zouden kunnen wijzen op een gedrag dat in de ontwerpfase niet is voorzien. Indien er geen twijfel bestaat wordt de dijk goedgekeurd.
- stap 8 Ook indien voldoende gegevens aanwezig zijn en de stabiliteit van de dijk op grond van de berekeningen onvoldoende is, dient analyse van het praktijkgedrag plaats te vinden.

Het is mogelijk dat het praktijkgedrag geen aanleiding geeft om te veronderstellen dat de stabiliteit een probleem zou kunnen vormen. In dat geval is er twijfel over het berekeningsresultaat en kan de actuele sterkte van de dijk in de beschouwing worden betrokken. Indien de kennis van de overleefde historische belasting hiertoe aanleiding geeft, kan de dijk alsnog worden goedgekeurd.

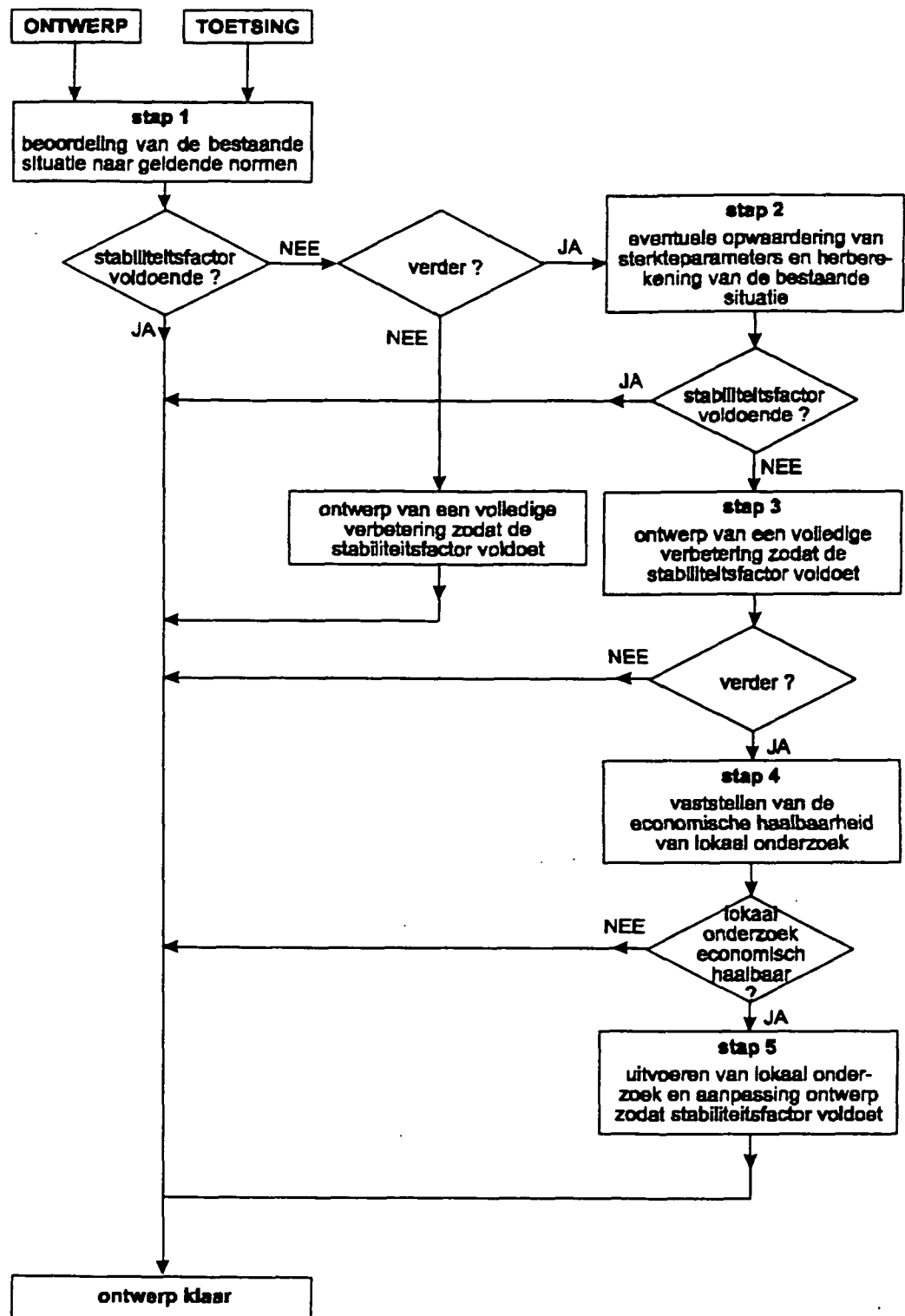
stap 9 Indien de beschikbare gegevens onvoldoende zijn dient lokaal en/of regionaal onderzoek te worden uitgevoerd. Indien de gegevens wel voldoende zijn maar geen goedkeuring mogelijk is op grond van het voorgaande, dient lokaal onderzoek te worden uitgevoerd. De nadruk moet hierbij liggen op het vinden van de oorzaak van de afwijking met de beschikbare gegevens, waarop de voorgaande analyse was gebaseerd.

A1.5 Stappenplan voor de bepaling van de actuele sterkte

Deze paragraaf biedt een overzicht van de methoden voor het in rekening brengen van de actuele sterkte van een dijk. De volgende twee paragrafen bevatten een samenvatting van de theorie achter de methoden.

De methoden 'actuele sterkte' zoals in dit rapport beschreven zijn in een stroomschema onder te brengen zoals gegeven in figuur A1.8. Er is verondersteld dat het stroomschema wordt gebruikt in een tweetal gevallen:

- wanneer een ontwerp voor een dijkverbetering wordt gemaakt volgens de Leidraden voor het ontwerpen van rivierdijken [TAW 1985, 1989a,b] en de Handreiking constructief ontwerpen [TAW 1994a,b];
- wanneer een bestaande dijk wordt getoetst volgens de Leidraad toetsen op veiligheid [TAW 1996].



Figuur A1.8: Algemeen stroomschema voor de bepaling van de actuele sterkte van een dijk

A1.6 Verhoging van de sterkteparameters door voorkennis

De ontwerpwaarden voor de schuifsterkteparameters die in de niveau I benadering van de stabiliteit worden gebruikt vertegenwoordigen twee soorten onzekerheden:

- 1 De keuze van karakteristieke waarden voor de lokaal aanwezige gemiddelde schuifsterkte. Zeker wanneer gewerkt wordt met proevenverzamelingen is de karakteristieke waarde een ondergrensschatting voor wat lokaal aanwezig kan zijn.
- 2 De partiële veiligheidsfactoren (materiaalfactoren) die een mate van vereiste veiligheid (normstelling) bij het ontwerpen vertegenwoordigen.

De constatering dat een dijk, rekenend met de op voorgeschreven wijze bepaalde rekenwaarden onder maatgevende belastingomstandigheden, volgens de analyse bij lange na niet aan de norm voldoet, maar in werkelijkheid blijft staan, geeft op zichzelf alleen maar aan dat de dijk niet aan de norm voldoet.

Stel nu dat men te maken heeft met een bestaande dijk die er al vele jaren relatief ongeschonden bijligt. Stel bovendien dat een stabiliteitsberekening met een karakteristieke schatting voor de lokaal aanwezige gemiddelde sterkteparameters en hoogst gemeten (historische) belastingomstandigheden een stabiliteitsfactor kleiner dan 1,0 als uitkomst geeft. De wetenschap dat de dijk er ongeschonden bijligt is nu een vorm van voorkennis, waardoor het mogelijk is om de lokaal aanwezige gemiddelde sterkteparameters te bepalen.

Dit kan gebeuren door verhoging van de karakteristieke schatting voor de lokaal aanwezige gemiddelde sterkteparameters. Hierbij verwaarloost men wel alle andere onzekerheden in de geotechnische opbouw, de potentiaal- en waterspanningsverdeling en de overige parameters. De voorkennis strekt zich verder slechts uit tot de wetenschap dat de dijk onder hoogst gemeten (historische) belastingomstandigheden niet bezwijkt. Een lokale verhoging van de geschatte gemiddelde sterkteparameters totdat de stabiliteitsfactor een waarde groter dan 1,0 bereikt, is op deze wijze dus niet mogelijk.

Stel nu dat bij de berekening van de stabiliteitsfactor wordt uitgegaan van representatieve of karakteristieke parameters f_{kar} , die een ondergrensschatting vertegenwoordigen van wat lokaal aanwezig kan zijn, in plaats van ontwerpparameters f_{ontw} , en stel dat bovendien wordt uitgegaan van de hoogst gemeten en volledig bekende historische belastingomstandigheden F_{his} . Dan mag verwacht worden dat voor de representatieve stabiliteitsfactor $\gamma_{stab, kar, his}$ geldt:

$$\gamma_{stab, kar, his} = \frac{S(F_{his}, f_{kar}, a_{onrw})}{B(F_{his}, f_{kar}, a_{onrw})} \geq 1.0 \quad (A1.16)$$

Indien dat niet het geval is, dan kan verwacht worden, dat de keuze van karakteristieke of representatieve waarden voor de lokaal aanwezige gemiddelde parameters een te pessimistische ondergrensschatting is, voor wat lokaal aanwezig kan zijn. En dan mogen in principe de karakteristieke parameters f_{kar} worden aangepast tot $f_{kar, cor}$ totdat geldt:

$$\gamma_{stab, kar, his} = \frac{S(F_{his}, f_{kar, cor}, a_{onrw})}{B(F_{his}, f_{kar, cor}, a_{onrw})} = 1.0 \quad (A1.17)$$

Hierin is F_{his} de historisch bekende en gemeten belasting en $\gamma_{stab, kar, his}$ de stabiliteitsfactor.

In de op deze wijze aangepaste karakteristieke parameters f_{kar} zijn echter geen onzekerheden afgedekt. Voor de onzekerheden in de wijze van parameterbepaling is dat correct, immers er is een feit bekend met betrekking tot de parameters. Echter voor de overige onzekerheden is dat op voorhand niet correct. Deze moeten door middel van het produkt van partiële factoren $\gamma_d \gamma_n$ worden afgedekt, deze vertegenwoordigen immers de vereiste normstelling ten aanzien van alle overige onzekerheden. Mocht zich nu de situatie voordoen dat voor de correctiefactor γ_{cor} geldt:

$$\gamma_{cor} = \frac{B(F_{his}, f_{kar, cor}, a_{onrw})}{\gamma_d \cdot \gamma_n \cdot S(F_{his}, f_{kar, cor}, a_{onrw})} = \frac{1}{\gamma_d \cdot \gamma_n \cdot \gamma_{stab, kar, his}} > 1.0 \quad (A1.18)$$

dan kan verwacht worden, dat de keuze van karakteristieke waarden voor de lokaal aanwezige gemiddelde schuifsterkte een te pessimistische ondergrensschatting is, voor wat lokaal aanwezig kan zijn. Indien de correctiefactor γ_{cor} volgens vergelijking (A1.18) groter is dan 1,0 kan de aangepaste stabiliteitsfactor $\gamma_{stab, cor}$ worden bepaald volgens:

$$\gamma_{stab, cor} = \gamma_{stab, 0} \cdot \gamma_{cor} \quad (A1.19)$$

Deze correctie van de stabiliteitsfactor $\gamma_{stab, 0}$ is alleen mogelijk onder voorwaarde dat het bezwijkmechanisme onder hoogst gemeten historische omstandigheden bij benadering overeenkomt met het bezwijkmechanisme onder maatgevende omstandigheden.

De wijze waarop de sterkteparameters moeten worden verhoogd heeft aandacht. Het is niet op voorhand juist om ze bijvoorbeeld evenredig te verhogen. De ligging van het maatgevende glijvlak onder hoogst bekende historische en maatgevende belastingomstandigheden en de mate waarin de sterkte van bepaalde lagen bijdraagt aan de stabiliteitsfactor spelen hierbij een rol. Richtlijnen worden beschreven in stap 2.4 in hoofdstuk 2.2.

A1.7 Verhoging van de sterkteparameters door lokaal onderzoek

A1.7.1 Principe

Er wordt uitgegaan van de ontwerpparameters die, indien van toepassing, zijn verhoogd op grond van voorkennis zoals beschreven in de vorige paragraaf. De bestaande dijk voldoet echter nog niet aan de gestelde normen, en er is gekozen voor een onderzoek naar de mogelijke verhoging van de ontwerpparameters op grond van lokaal onderzoek. Hiervoor moeten de navolgende stappen worden uitgevoerd:

- 1 Ontwerp een volledige verbetering van de dijk, bijvoorbeeld door aanberming, zodanig dat het ontwerp precies aan de eisen betreffende stabiliteit voldoet:

$$\gamma_{stab.cor} = \gamma_d \cdot \gamma_n \quad (A1.20)$$

- 2 Kwantificeer de kosten van het gehele traject tussen geen verbetering (bestaande situatie) en de in stap 1 bepaalde volledige verbetering. Indien bijvoorbeeld als verbetering een berm van 20 meter wordt bepaald, dan moeten de kosten worden bepaald voor de aanleg van een berm, in lengte variërend van 0 tot 20 meter.
- 3 Kwantificeer de kosten verbonden aan het uitvoeren van lokaal onderzoek, bestaande uit het uitvoeren van boringen en sterkteproeven in het laboratorium.
- 4 Bereken voor het gehele traject tussen geen verbetering (bestaande situatie) en volledige verbetering de benodigde bijkomende fictieve verhoging van de rekenwaarden van de sterkteparameters, zodanig dat steeds precies wordt voldaan aan:

$$\gamma_{stab.fic} = \gamma_d \cdot \gamma_n \quad (A1.21)$$

- 5 Bepaal voor het gehele traject tussen geen verbetering (bestaande situatie) en volledige verbetering de kans dat de in stap 4 berekende fictieve verhoging inderdaad wordt aangetroffen na uitvoering van lokaal onderzoek van zekere omvang. Bepaal deze kans voor verschillende reële waarden van het aantal proeven in de proevenverzamelingen.
- 6 Bepaal voor het gehele traject tussen geen verbetering (bestaande situatie) en volledige verbetering de verwachte totale kosten voor het uitvoeren van lokaal onderzoek en het aanbrengen van de berm, voor verschillende reële waarden van het aantal proeven in de proevenverzamelingen.
- 7 Kies de economisch optimale omvang van het lokaal onderzoek op grond van de resultaten in stap 6.

Indien uit stap 6 komt dat elke hoeveelheid lokaal grondonderzoek leidt tot verlies ten opzichte van de verbetering op grond van regionaal onderzoek, dan is lokaal onderzoek niet zinvol.

Indien uit stap 6 komt dat lokaal onderzoek winst zou kunnen opleveren, is het zinvol de in stap 7 economisch bepaalde hoeveelheid onderzoek uit te voeren. Het lokaal onderzoek vormt de basis voor een nieuwe lokale proevenverzameling, waaraan karakteristieke waarden voor het lokaal gemiddelde worden ontleend.

De methode geeft een verwachting van de netto opbrengst die te behalen is met lokaal onderzoek. Omdat de opbrengst wordt berekend op basis van stochastische parameters, is de opbrengst zelf ook een stochastische parameter. Het is dus mogelijk dat na daadwerkelijke uitvoering van het lokaal onderzoek blijkt dat de werkelijke opbrengst minder is dan verwacht, of zelfs negatief (verlies) is. Dit verlies zal blijken doordat een grotere berm lengte nodig zal zijn dan vooraf verwacht. Omgekeerd is echter de kans evengroot dat de opbrengst hoger is dan verwacht. Dit komt tot uitdrukking in een kortere berm dan vooraf verwacht, of mogelijk zelfs geen berm.

Indien lokaal onderzoek is uitgevoerd worden berekeningen uitgevoerd met de ontwerpwaarden op basis van de karakteristieke schattingen van het lokaal gemiddelde en wordt getoetst of voor de berekende stabiliteitsfactor $\gamma_{stab,lok}$ geldt:

$$\gamma_{stab,lok} \geq \gamma_d \cdot \gamma_n \quad (A1.22)$$

Het ontwerp dat op deze wijze wordt verkregen kan mogelijk verder worden geoptimaliseerd met behulp van de probabilistische fijnregeling met gebruik van voorkennis. Deze methode wordt in paragraaf A1.8 beschreven.

A1.7.2 Kostenmodel

Als $K_o(m)$ de kosten van onderzoek en $K_b(B)$ de kosten van uitvoering van een berm met lengte B zijn, dan moet gestreefd worden naar minimalisatie van de totale kosten K_{totaal} :

$$K_{totaal} = K_o(m) + K_b(B) \quad (A1.23)$$

Hierin is de berm lengte B een functie van de karakteristieke waarde van de sterkte $\tau_{kar,lok,m}$ volgens de lokale proevenverzameling met omvang m proeven.

A1.7.3 Stochastisch model

De grootte van $\tau_{kar,lok,m}$ is uiteraard op voorhand niet bekend. Wel kan een kansfunctie worden aangegeven (zie paragraaf A1.7.4). Dat betekent dat ook de totale kosten niet bekend zijn, maar

afhankelijk zijn van de (toevallige) realisatie van $\tau_{kar,lok,m}$. De verwachting van de kostenfunctie is als volgt uit te drukken:

$$E(K_{lokaal}) = K_0(m) + \sum_{i=1}^n P_{m,i} \cdot K_B(B_i) + K_B(B_0) \cdot P_{m,0} + K_B(B_n) \cdot P_{m,n+1} \quad (A1.24)$$

Hierin is $\{B_j\}$ een reeks discrete bermbreedtes, met $B_0 = 0$ en B_n gelijk aan de bermbreedte volgend uit de karakteristieke waarden op basis van de regionale proevenverzameling. $P_{m,i}$ is de kans dat de karakteristieke waarde $\tau_{kar,lok,m}$ van het lokale onderzoek met omvang m ligt tussen de voor de bermbreedtes B_{i-1} en B_i benodigde fictieve waarden $\tau_{kar, fic}$. Er geldt dus:

$$P_{m,i} = P(\tau_{kar, fic}(B_i) \leq \tau_{kar, lok, m} \leq \tau_{kar, fic}(B_{i-1})) \quad i = 1..j \quad (A1.25)$$

Verder is $P_{m,0}$ de kans dat $\tau_{kar, lok, m}$ groter is dan de waarde die nodig is voor een bermbreedte groter dan B_0 :

$$P_{m,0} = P(\tau_{kar, lok, m} > \tau_{kar, fic}(B_0)) \quad (A1.26)$$

Ook is $P_{m,n+1}$ de kans dat $\tau_{kar, lok, m}$ kleiner is dan de waarde die volgt uit de regionale proevenverzameling.

De kosten K zijn gedefinieerd als extra kosten ten opzichte van een situatie met berm lengte B_0 . Er geldt dus dat $K_B(B_0) = 0$. De derde term valt dus weg uit de kostenvergelijking (A1.23).

De kans $P_{m,n+1}$ is de kans dat op grond van de karakteristieke waarde $\tau_{kar, lok, m}$ van een lokale proevenverzameling met omvang m een langere berm wordt berekend dan op grond van de karakteristieke waarde $\tau_{kar, reg}$ van de regionale proevenverzameling.

De bepaling van het optimale aantal proeven is een minimaliseringsprobleem, waarbij de verwachte totale kosten worden geminimaliseerd onder variatie van de omvang van de proevenverzameling m . Dit probleem wordt dus:

$$\min_m \{ K_0(m) + \sum_{i=1}^n P_{m,i} \cdot K_B(B_i) + P_{m,n+1} \cdot K_B(B_n) \} \quad (A1.27)$$

Hierin is $B_0 < B_1 < B_2 < \dots < B_n$.

De uitkomst van het minimaliseringsprobleem is een optimale omvang m van de lokale proevenverzameling. Het minimaliseringsprobleem kan dus worden aangepakt door de kostenfunctie voor bepaalde waarden van de omvang van het lokaal onderzoek m uit te rekenen, net zolang tot een minimum wordt gevonden. Indien voor oplopende m een stijgende kostenfunctie wordt gevonden, is lokaal onderzoek niet zinvol.

Indien de kostenfuncties $K_0(m)$ en $K_B(B)$ kunnen worden bepaald, dan resteert alleen het bepalen van de kansen $P_{m,i}$.

A1.7.4 Bepalen van de kansen $P_{m,i}$

Vergelijkingen (A1.10) en (A1.11) geven de bepaling van de karakteristieke waarden van het gemiddelde van een lokale respectievelijk regionale proevenverzameling. Door toepassing van de materiaalfactoren worden de ontwerpwaarden verkregen.

De verwachtingswaarde van de regionale proevenverzameling is μ_τ en de variantie $\sigma_{\tau,reg}^2$. De verwachtingswaarde van de schuifsterkte over een glijvlak is eveneens μ_τ , de variantie is echter $\Gamma^2 \sigma_{\tau,reg}^2$. Schatters voor μ_τ en $\sigma_{\tau,reg}$ zijn de gemiddelde schuifsterkte van de regionale proevenverzameling τ_{reg} en de standaardafwijking van de proevenverzameling $s_{\tau,reg}$.

Wordt een lokale steekproef uitgevoerd, dan is het gemiddelde van die steekproef een schatter voor het gemiddelde van een locatie in de regio, dus het lokale gemiddelde. De variantie van dit steekproefgemiddelde is $\sigma_{\tau,lok}^2/m$, waarin $\sigma_{\tau,lok}^2$ de variantie van puntwaarden op de locatie is. Deze variantie zal in het algemeen kleiner dan of gelijk zijn aan de variantie van het gehele veld $\sigma_{\tau,reg}^2$. Schatters voor de verwachtingswaarde van de lokaal gemiddelde schuifsterkte μ_τ en $\sigma_{\tau,lok}$ zijn de gemiddelde schuifsterkte van de lokale proevenverzameling τ_{lok} en de standaardafwijking van de proevenverzameling $s_{\tau,lok}$.

Het gemiddelde van de lokale proevenverzameling is dus een realisatie van de stochastische parameter 'over een glijvlak gemiddelde schuifsterkte', met verwachting μ_τ en variantie $\Gamma^2 \sigma_{\tau,reg}^2$.

Voor de kans dat $\tau_{kar,lok,m}$ kleiner is dan een willekeurige waarde $\tau_{kar,fic}$ geldt dus:

$$P(\tau_{kar,lok,m} < \tau_{kar,fic}) = P\left(\bar{\tau}_{lok} - \frac{s_{\tau,lok}}{\sqrt{m}} t_{0,95}^{m-1} < \tau_{kar,fic}\right) =$$

$$P\left(\bar{\tau}_{lok} < \tau_{kar,fic} + \frac{s_{\tau,lok}}{\sqrt{m}} t_{0,95}^{m-1}\right) = \Phi\left(\frac{\tau_{kar,fic} + \frac{s_{\tau,lok}}{\sqrt{m}} t_{0,95}^{m-1} - \mu_\tau}{\Gamma \sigma_{\tau,reg}}\right) \quad (A1.28)$$

Hierin is Φ de Gausse standaard kansfunctie.

De kans $P_{m,i}$ is derhalve:

$$P_{m,i} = P(\tau_{kar,fic}(B_i) < \tau_{kar,lok,m} < \tau_{kar,fic}(B_{i-1})) =$$

$$\Phi\left(\frac{\tau_{kar,fic}(B_{i-1}) + \frac{s_{\tau,lok}}{\sqrt{m}} t_{0,95}^{m-1} - \mu_\tau}{\Gamma \sigma_{\tau,reg}}\right) - \Phi\left(\frac{\tau_{kar,fic}(B_i) + \frac{s_{\tau,lok}}{\sqrt{m}} t_{0,95}^{m-1} - \mu_\tau}{\Gamma \sigma_{\tau,reg}}\right) \quad (A1.29)$$

Als benadering wordt genomen:

$$\mu_\tau = \tau_{reg}$$

en:

$$s_{\tau,lok} = \sigma_{\tau,reg}$$

De waarde van de spreidingsreductiefactor Γ wordt op 0,5 gesteld, overeenkomstig de Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken II [TAW 1989a].

APPENDIX 2

Voorbeeld toepassing

Inleiding

In deze appendix wordt een voorbeeld gegeven van de toepassing van de methoden beschreven in hoofdstuk 2. Hierbij worden de stappen in het algemeen stroomschema van figuur 2.1 gevolgd.

Het voorbeeld is gebaseerd op een reële situatie langs de Lekdijk bij Bergambacht in de Krimpenerwaard. Van delen van deze dijk is bekend dat de stabiliteit marginaal is; bij hoogwater deformeert de dijk sterk. Onderstaande foto geeft een indruk van de dijk.

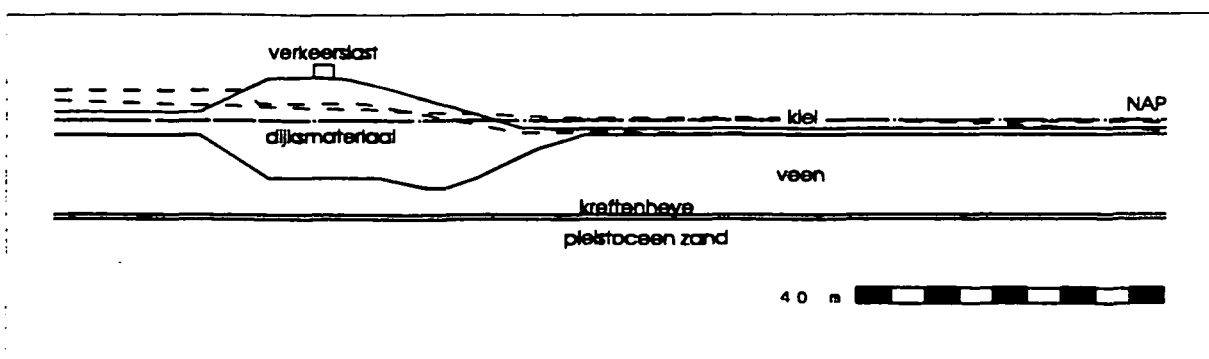


A2.1: Typisch situatie van de Lekdijk-West bij Bergambacht

Stap 1: Toetsing aan de bestaande normen

1.1 Verzamelen van de benodigde gegevens

- 1.1.1/ De geometrie en grondopbouw zijn gegeven in figuur A2.1. De laagopbouw in het achter-
- 1.1.2 land is gegeven in tabel A2.1.



Figuur A2.2: Geometrie en laagopbouw

laag	niveau bovenkant [mNAP]	dikte [m]
klei	-1,0	0,8
veen	-1,8	9,7
leem van Kreftenheye	-11,5	0,5
pleistoceen zand	-12,0	-

Tabel A2.1: Grondopbouw in het achterland

De grens tussen zones 1 en 2 is gelegen op $X = 4,3$ m, waarbij $X = 0$ de as van de dijk is. De grens tussen zone 2 en 3 is gelegen op $X = 10,5$ m.

- 1.1.3 Het gemiddeld rivierpeil (stationaire situatie) is NAP +0,50 m.
- 1.1.4 Het maatgevend hoogwater is NAP +3,70 m, bestaand uit een afvoergolf van 2,70 m met een tijdsduur van 14 dagen, en een stormopzet van 0,50 m met een tijdsduur van 1 dag. Er wordt geen stormgetij in rekening gebracht.
- 1.1.5 In het voorland ligt de freatische lijn in de stationaire situatie gelijk aan het gemiddeld rivierpeil op NAP +0,50 m. Het polderpeil in het achterland ligt op NAP -1,73 m. In de dijk verloopt de freatische lijn tussen de waarde in het voorland en het polderpeil. In maatgevende omstandigheden staat het buitenwater tegen de dijk; de freatische lijn in het voorland is gelijk aan maatgevend hoogwater. In het achterland is de freatische lijn gelijk aan het polderpeil van NAP -1,73 m. In de dijk loopt de freatische lijn onder een helling van 1:1 vanaf het buitentalud naar de positie in de stationaire situatie.

- 1.1.6 De stijghoogte in het pleistocene zand in de stationaire situatie loopt van NAP -0,03 m op een lokatie 25 m links van de as van de dijk ($X = 0$) tot NAP -0,86 m op een afstand $X = 300$ m in het achterland.
- 1.1.7 De stijghoogte in het pleistocene zand in maatgevende omstandigheden loopt van NAP +2,40 m op $X = -25$ m tot NAP +0,25 m op $X = 40$ m, het eerste punt achter de dijk waar opdrijven optreedt. Van $X = 40$ m tot $X = 70$ m drijft het achterland op en is de stijghoogte in het zand gelijk aan NAP +0,25 m. Vanaf het eind van de opdrijfzone verloopt de stijghoogte in het zand naar NAP -1,28 m op $X = 300$ m.
- 1.1.8 Het waterspanningsverloop in de slappe lagen en de dijk in de stationaire situatie loopt lineair tussen de freatische lijn in de stationaire situatie en de stijghoogte in het zand in de stationaire situatie. In maatgevende omstandigheden verlopen de waterspanningen in de slappe lagen met uitzondering van de grenslaag (leem van Kreftenheye) tussen de freatische lijn in de maatgevende situatie en de stijghoogte in het zand in de stationaire situatie. Over de grenslaag verlopen de waterspanningen naar beneden toe naar de stijghoogte in het zand in maatgevende omstandigheden.
- 1.1.9/ De ontwerpwaarden van de sterkte zijn ontleend aan de regionale proevenverzameling van 1.1.10/ de Krimpenerwaard en zijn gegeven in tabel A2.2.
- 1.1.11

laag	c_{conv} [kPa]	ϕ_{conv} [°]	$K_{0,conv}$ [-]	γ [kN/m ³]	E [kPa]
dijkmateriaal	3,0	21,0	0,64	17,0	-
klei	3,0	21,0	0,64	17,0	}
veen	1,0	26,0	0,56	10,2	} 750
leem van Kreftenheye	0,0	21,0	0,64	15,2	}
pleistoceen zand	0,0	30,0	0,50	20,0	-

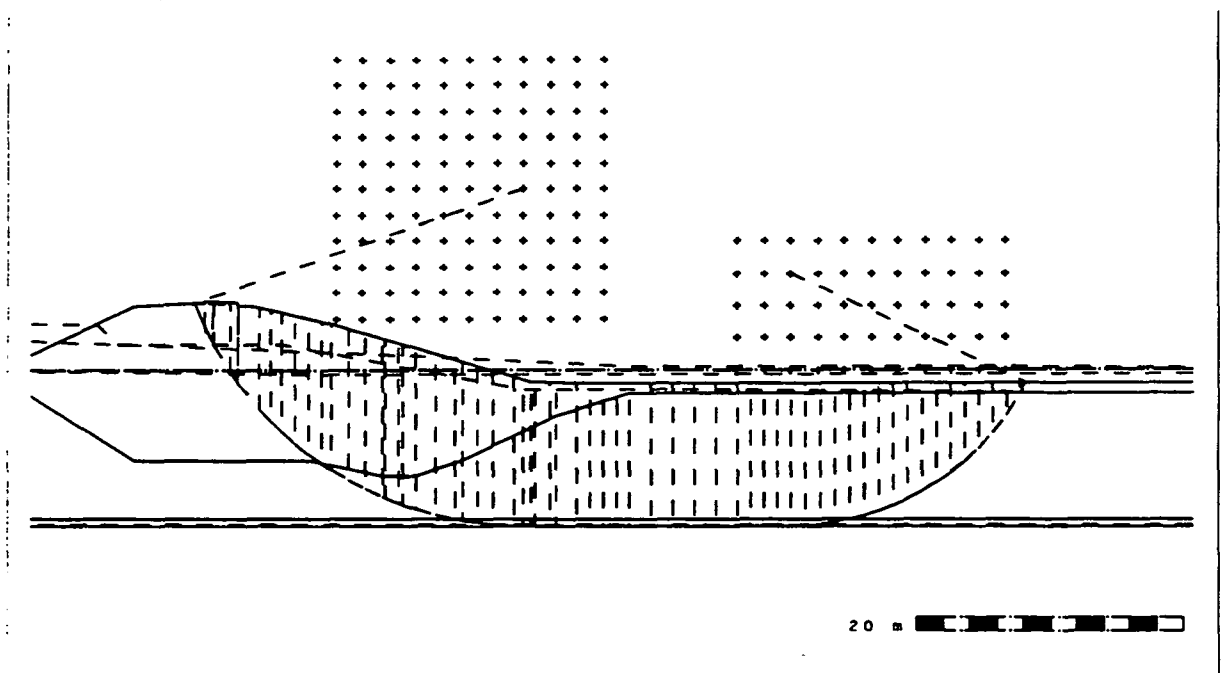
Tabel A2.2: Ontwerpwaarden van de sterkteparameters, volumegewichten en stijfheidsparameters

In de tabel zijn tevens de waarden van de coëfficiënt van horizontale gronddruk K_0 , het volumegewicht γ en de elasticiteitsmodulus E gegeven.

1.1.12 De dijkkringlengte is 70 km; het beoogde veiligheidsniveau is 1:2000. De schadefactor γ_s voor zone 1 is derhalve gelijk aan 1,17, de schadefactor voor zone 2 bedraagt 1,09. De gevoeligheidsfactoren voor de Bishop- en drukstaafberekeningen zijn beide gelijk aan 1,0. De materiaalfactoren zijn ontleend aan de Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken II [TAW 1989a].

Stap 1.2: Berekening van de stabiliteitsfactor

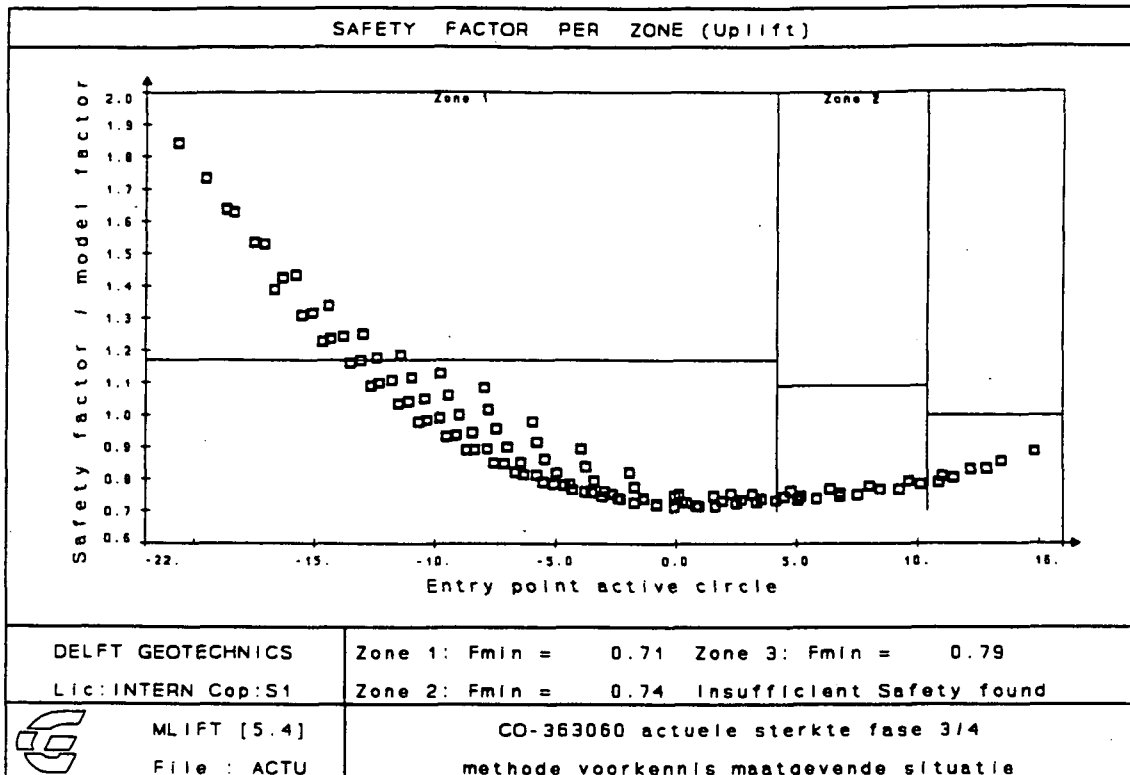
1.2.1 De stabiliteitsfactor $\gamma_{stab,0}$ volgens het drukstaafmodel in zone 1 is maatgevend en bedraagt 0,714 en ligt dus ver onder de norm van 1,17. Het maatgevend mechanisme is afgebeeld in figuur A2.3.



Figuur A2.3: Maatgevend mechanisme bij maatgevend hoogwater met ontwerpwaarden uit de regionale proevenverzameling

Stap 1.3 Toetsing van de stabiliteitsfactor

1.3.1 In figuur A2.4 is de stabiliteitsfactor gegeven van alle berekende bezwijkmechanismen als functie van het intreepunt in het fictieve restprofiel ten behoeve van de zonering (zie appendix A1.3.2). uit figuur A2.4 volgt dat de stabiliteit noch in zone 1, noch in zone 2 voldoet, maar dat de stabiliteitsfactor in zone 1 het verst onder de norm ligt en dus maatgevend is.



Figuur A2.4: Stabiliteitsfactor als functie van het intreepunt in het restprofiel

1.3.2 De horizontale verplaatsing van de binnenteen in maatgevende omstandigheden bedraagt 2,6 m. Dit is niet verwonderlijk, omdat de stabiliteitsfactor ruim beneden de norm ligt.

Stap 2: Gebruik van voorkennis

Stap 2.1: Verzamelen van de benodigde gegevens

- 2.1.1 De aantoonbaar opgetreden hoogste historische waterstand was het hoogwater van februari 1995. De geometrie van de dijk ten tijde van het historisch hoogwater was gelijk aan de huidige geometrie.
- 2.1.2 Het historisch hoogwater is NAP +2,65 m, geheel bestaande uit een afvoergolf met een duur van 14 dagen.
- 2.1.3 In hoogst bekende historische omstandigheden staat het buitenwater tegen de dijk; de freatische lijn in het voorland is gelijk aan het historisch hoogwater. In het achterland is

de freatische lijn gelijk aan het polderpeil van NAP -1,73 m. In de dijk loopt de freatische lijn onder een helling van 1:1 vanaf het buitentalud naar de positie in de stationaire situatie.

- 2.1.4 De stijghoogte in het pleistocene zand bij historisch hoogwater loopt van NAP +1,56 m op $X = -25$ m tot NAP +0,25 m op $X = 40$ m, het eerste punt achter de dijk waar opdrijven optreedt. Van $X = 40$ m tot $X = 70$ m drijft het achterland op en is de stijghoogte in het zand gelijk aan NAP +0,25 m. Vanaf het eind van de opdrijfzone verloopt de stijghoogte in het zand naar NAP -1,28 m op $X = 300$ m.
- 2.1.5 Bij historisch hoogwater verlopen de waterspanningen in de slappe lagen met uitzondering van de grenslaag (leem van Kreftenheye) tussen de freatische lijn in de historische situatie en de stijghoogte in het zand in de stationaire situatie. Over de grenslaag verlopen de waterspanningen naar beneden toe naar de stijghoogte in het zand in hoogst bekende historische omstandigheden.
- 2.1.6 De karakteristieke sterkteparameters zijn ontleend aan de regionale proevenverzameling van de Krimpenerwaard en zijn gegeven in tabel A2.3.

laag	c_{kw} [kPa]	ϕ_{kw} [°]	$K_{0,kw}$ [-]
dijkmateriaal	3,75	22,89	0,61
klei	3,75	22,89	0,61
veen	1,25	29,29	0,51
leem van Kreftenheye	0,0	22,89	0,61
pleistoceen zand	0,0	32,42	0,46

Tabel A2.3: Karakteristieke sterkteparameters voor de berekening bij historisch hoogwater

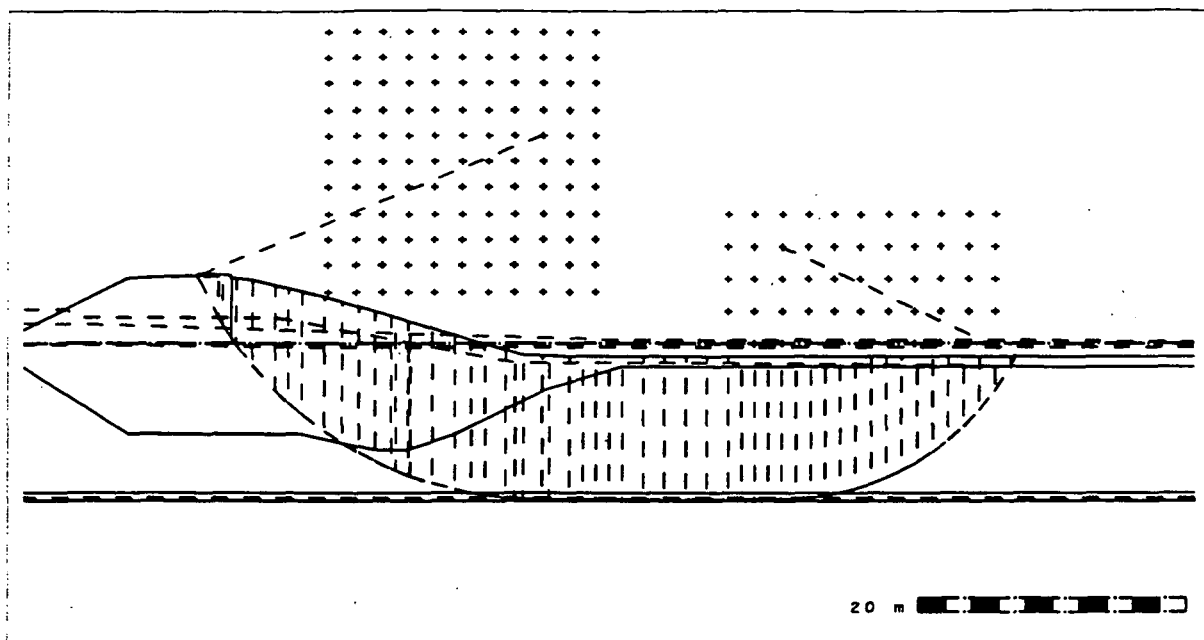
Stap 2.2: Berekening van de stabiliteitsfactor

- 2.2.1/ De stabiliteitsfactor $\gamma_{stab, kar, his}$ volgens het drukstaafmodel in zone 1 is maatgevend en
 2.2.2 bedraagt 0,811. Het maatgevend mechanisme is afgebeeld in figuur A2.5.

Stap 2.3: Bepaling van de eventuele correctie van de stabiliteitsfactor

- 2.3.1 De correctiefactor γ_{cor} bedraagt:

$$\gamma_{cor} = 1 / (\underbrace{1,17}_{\gamma_n} \cdot \underbrace{1,0}_{\gamma_1} \cdot \underbrace{0,811}_{\gamma_{stab, kar, his}}) = 1,054$$



Figuur A2.5: Bezwijkmechanisme bij historisch hoogwater

2.3.2 De correctiefactor is groter dan 1 zodat er gebruik kan worden gemaakt van de kennis dat de dijk het historisch hoogwater heeft overleefd.

2.3.3 De aangepaste stabiliteitsfactor $\gamma_{stab,cor}$ is gelijk aan:

$$\gamma_{stab,cor} = 0,714 \cdot 1,054 = 0,752$$

De bezwijkmechanismen in figuur A2.3 (maatgevend hoogwater) en figuur A2.5 (historisch hoogwater) zijn praktisch identiek, zodat er gebruik kan worden gemaakt van de kennis dat de dijk het historisch hoogwater heeft overleefd.

Stap 2.4: Opwaardering van de sterkteparameters

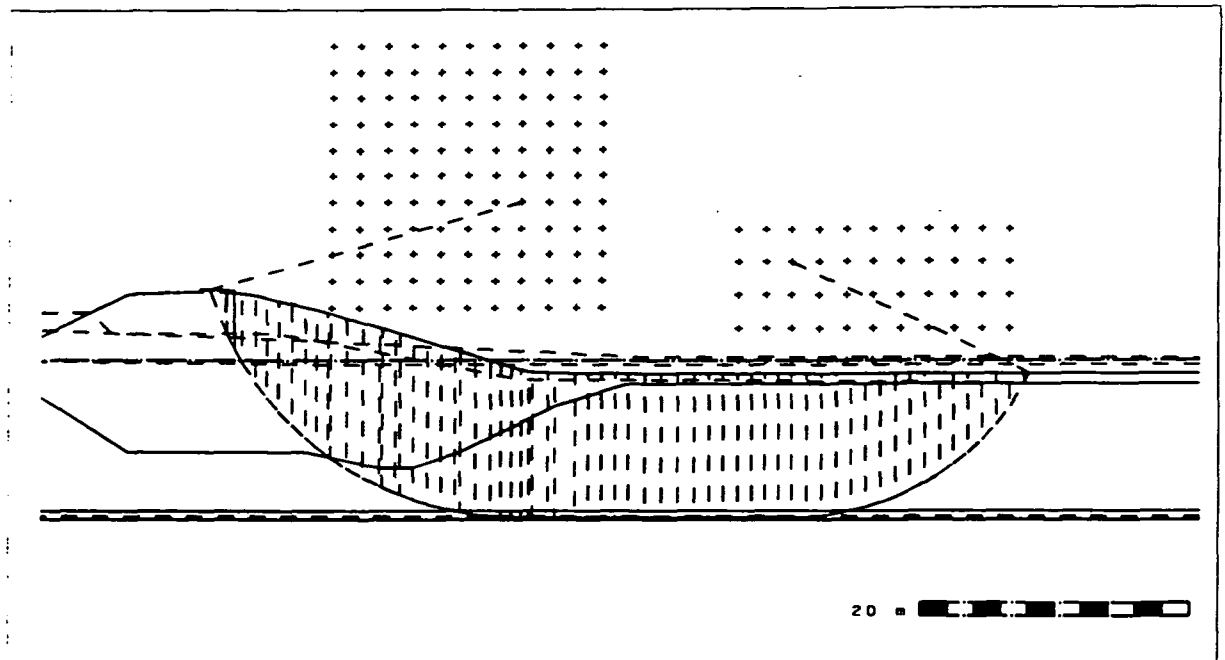
2.4.1 De volgende sterkteparameters worden opgewaardeerd:

- cohesie en tangens van de wrijvingshoek van het dijkmateriaal;
- cohesie en tangens van de wrijvingshoek van de klei;
- cohesie en tangens van de wrijvingshoek van het veen.

De sterkteparameters van de leem van Kreftenheye en het pleistocene zand worden geacht niet bij te dragen aan de stabiliteitsfactor, op grond van de overwegingen genoemd in stap 2.4.1 in hoofdstuk 2.

2.4.2 Na verhoging van de ontwerpwaarden van de sterkteparameters genoemd in stap 2.4.1 met 5,4 % is de stabiliteitsfactor bij maatgevend hoogwater gelijk aan 0,752, de gecorri-

geerde stabiliteitsfactor. Het bezwijkmechanisme is gegeven in figuur A2.6. De opgewaardeerde sterkteparameters zijn gegeven in tabel A2.4.



Figuur A2.6: *Maatgevend bezwijkmechanisme bij maatgevend hoogwater met opgewaardeerde sterkteparameters*

laag	$c_{\text{opgew.,cor}}$ [kPa]	$\phi_{\text{opgew.,cor}}$ [°]	$K_{\sigma, \text{opgew.,cor}}$ [-]
dijksmateriaal	3,16	22,03	0,62
klei	3,16	22,03	0,62
veen	1,05	27,20	0,54
leem van Kreftenheye	0,0	21,0	0,64
pleistoceen zand	0,0	30,0	0,50

Tabel A2.4: *Opgewaardeerde sterkteparameters voor de herberekening bij maatgevend hoogwater*

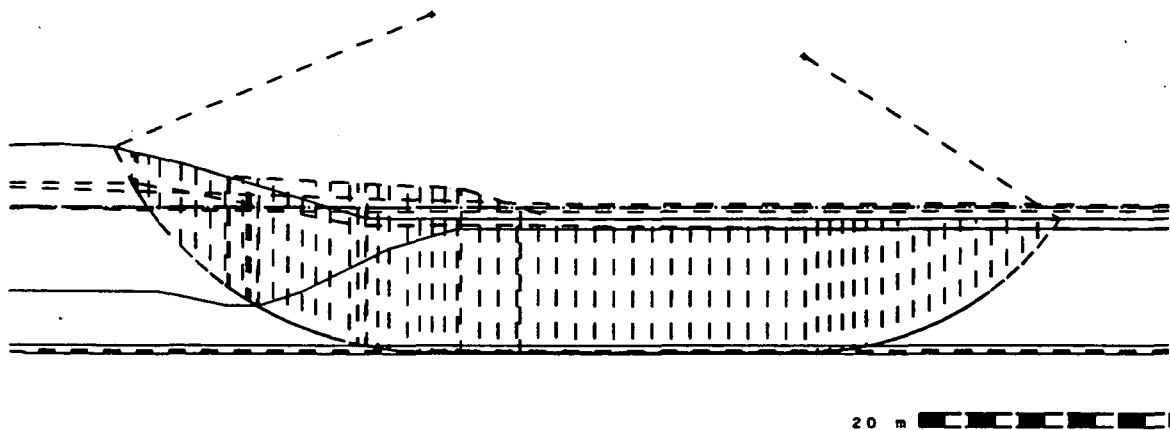
Het is duidelijk dat de stabiliteitsfactor nog lang niet aan de norm voldoet. Er moeten dus verdere berekeningen worden gemaakt.

Stap 3: Ontwerp van een volledige verbetering

3.1 Met behulp van de opgewaardeerde ontwerpwaarden van de sterkteparameters uit stap 2.4.2 wordt een volledige verbetering van de dijk ontworpen. In dit geval is gekozen voor een binnenwaartse berm die halverwege het binnentalud begint. De bovenkant van de berm loopt onder een helling van 1:20 af; de berm wordt afgesloten door een talud 1:3. De zetting die optreedt ten gevolge van de aanleg van de berm wordt niet gemodelleerd. In plaats daarvan wordt het niet-gemodelleerde gewicht van het zettingszand gesimuleerd door de berm in de berekeningen een volumegewicht van 24 kN/m^3 te geven. De sterkteparameters van het materiaal in de berm zijn gelijk aan die van het pleistocene zand. Constructie van de berm heeft tot gevolg dat het eerste punt achter de dijk waar opdrijven optreedt opschuift naar het achterland. Het waterspanningsverloop in het pleistocene zand in maatgevende omstandigheden wordt hierop aangepast. De opdrijf lengte houdt de waarde 30 m vanaf het eerste opdrijfpunt.

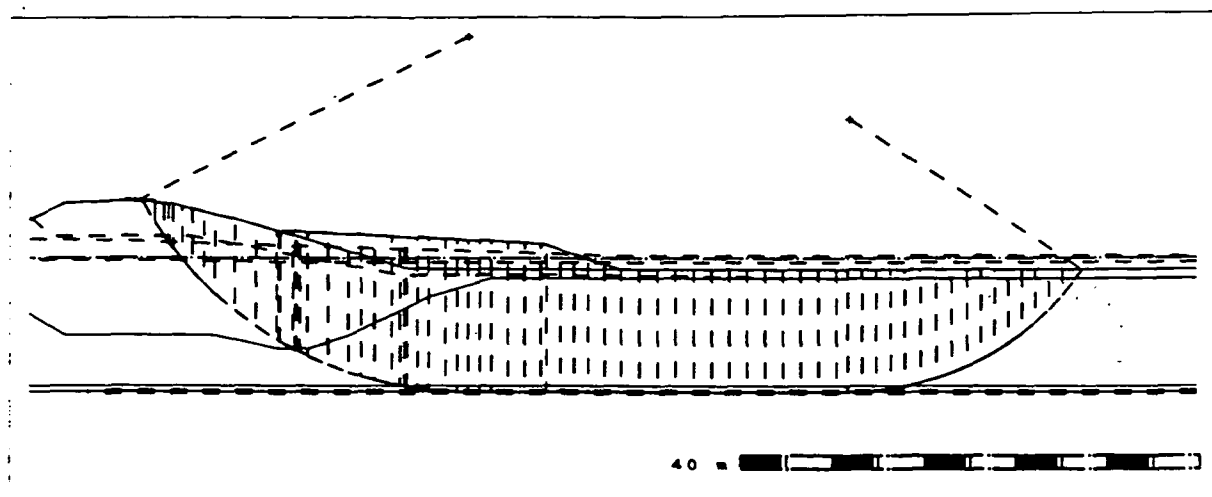
In figuur A2.7 is het resulterend ontwerp geschetst: een berm met een lengte van 19 m (aan de bovenkant gemeten) blijkt te voldoen. De stabiliteitsfactor volgens het drukstaafmodel in zone 1 is maatgevend, hoewel in zone 2 en 3 mechanismen met lagere stabiliteitsfactoren bestaan.

Ter vergelijking is een vergelijkbaar ontwerp gemaakt met de oorspronkelijke sterkteparameters uit tabel A2.2. Dit resulteert in een bermlengte van 23 m (zie figuur A2.8). Het



Figuur A2.7: Volledige verbetering ontworpen op basis van opgewaardeerde sterkteparameters: bermlengte 19 m

gebruik van de voorkennis levert dus een besparing van 4 m berm op een lengte van 23 m op.



Figuur A2.8: Ontwerp op basis van de oorspronkelijke sterkteparameters: berm lengte 23 m

Stap 4: Verhoging van sterkteparameters door lokaal onderzoek

4.1 De kosten per 100 m dijkstrekking voor een berm met een lengte van 19 m zijn als volgt opgebouwd:

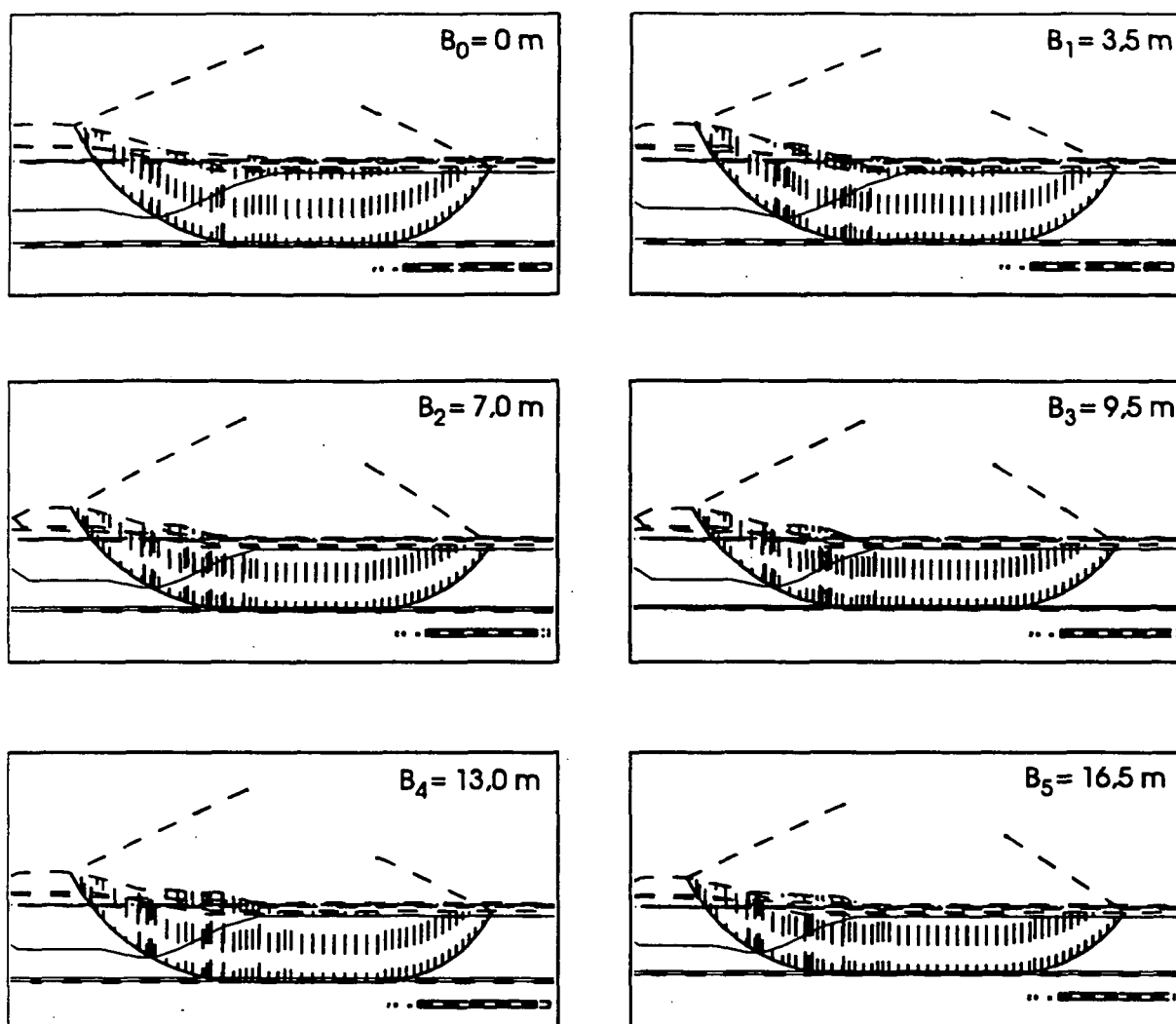
- materiaalkosten en uitvoering grondwerk	f 240.000,-- per 100 m
- aanpassen afritten	f 7.000,-- per 100 m
- amoveren van bebouwing	f 480.000,-- per 100 m
- schadevergoedingen	f 52.000,-- per 100 m

totaal	f 779.000,-- per 100 m
--------	------------------------

De kosten voor aanleg van bermen met een lengte tussen 0 en 19 m worden recht evenredig met de lengte verondersteld. Per meter berm bedragen de kosten voor 100 m dijk derhalve f 41.000,--.

4.2 De kosten voor lokaal onderzoek (boringen en bepaling van de sterkteparameters in het laboratorium) worden recht evenredig verondersteld met het aantal onderzochte monsters. Het onderzoek wordt geacht plaats te vinden in één representatief dijkprofiel per 100 m dijk. De kosten per monster bedragen f 1.370,--.

4.3 De berm uit stap 3.1 wordt opgedeeld in vijf tussenvarianten met berm lengten van respectievelijk $B_1 = 3,5$ m, $B_2 = 7,0$ m, $B_3 = 9,5$ m, $B_4 = 13,0$ m en $B_5 = 16,5$ m. De oorspronkelijke situatie met berm lengte $B_0 = 0$ en de tussenvarianten zijn afgebeeld in



Figuur A2.9: Oorspronkelijke situatie en tussenvarianten

figuur A2.9. In elk ontwerp is het waterspanningsverloop in het pleistocene zand aangepast aan de ligging van het eerste opdrijfpunt.

4.4 Voor de oorspronkelijke situatie (met opgewaardeerde sterkteparameters op basis van voorkennis, uit stap 2.4.2) en de vijf tussenvarianten (stap 4.3) worden de volgende sterkteparameters verder verhoogd:

- cohesie en wrijvingshoek van het dijksmateriaal;
- cohesie en wrijvingshoek van het veen.

De sterkteparameters van de overige grondlagen worden geacht te weinig bij te dragen aan de stabiliteitsfactor en worden niet opgehoogd.

Voor elke berekening wordt bepaald hoever de sterkteparameters verder moeten worden opgewaardeerd om aan de eis voor de stabiliteitsfactor te voldoen. De resultaten zijn gegeven in tabel A2.5.

bermlengte B_i [m]	benodigde verhoging [%]
0	62
3.5	43
7.0	31
9.5	24
13.0	16
16.5	9
19.0	0

Tabel A2.5: Benodigde fictieve verhoging van de sterkteparameters

Uit figuur A2.9 blijkt dat de maatgevende mechanismen (alle gelegen in zone 1) sterk overeenkomen. Met het toenemen van de lengte van de berm krijgt de sterkte van de leem van Kreftenheye enige invloed op de stabiliteitsfactor. De invloed wordt echter te klein geacht om ook de sterkteparameters van de leem van Kreftenheye op te hogen.

4.5 Voor de oorspronkelijke situatie, de vijf tussenvarianten en de volledige verbetering wordt de over het bezwijkvlak gewogen fictieve karakteristieke schuifsterkte $\bar{\tau}_{kar, fic}$ bepaald. De middeling wordt uitgevoerd over de volgende lagen:

- dijksmateriaal;
- veen onder de dijk;
- veen in het achterland.

Het veen wordt twee maal in beschouwing genomen omdat de spanningsniveau's onder en naast de dijk sterk verschillen, en daarmee de schuifsterkten. Resultaten van de berekeningen zijn gegeven in de tabellen A2.6 en A2.7, A2.8 en A2.9.

laag	L_j [m]	σ'_{vj} [kPa]	α_j [°]	γ_{sat} [-]	γ_{mat} [-]
dijksmateriaal	18,5	73,3	-47,3	1,25	1,10
veen onder	9,6	102,7	-20,8	1,25	1,15
veen naast	17,7	15,4	+35,0	1,25	1,15

Tabel A2.6: Invoergegevens berekening gewogen fictieve karakteristieke schuifsterkte

bermlengte B_i [m]	$c_{kar,fi,j}$ [kPa]		
	dijkmateriaal	veen onder	veen naast
0.0	6,39	2,13	2,13
3.5	5,64	1,88	1,88
7.0	5,17	1,72	1,72
9,5	4,89	1,63	1,63
13.0	4,59	1,53	1,53
16,5	4,29	1,43	1,43
19.0	3,95	1,32	1,32

Tabel A2.7: Fictieve karakteristieke cohesies

bermlengte B_i [m]	$\phi_{kar,fi,j}$ [kPa]		
	dijkmateriaal	veen onder	veen naast
0.0	35,73	43,70	43,70
3.5	32,42	40,15	40,15
7.0	30,21	37,72	37,72
9,5	28,84	36,18	36,18
13.0	27,33	34,47	34,47
16,5	25,78	32,68	32,68
19.0	23,99	30,59	30,59

Tabel A2.8: Fictieve karakteristieke wrijvingshoeken

bermhoogte B_i [m]	$\tau_{hor, fict}$ [kPa]			$\bar{\tau}_{hor, fict}$ [kPa]
	dijksmateriaal	veen onder	veen naast	
0.0	33,22	73,57	9,75	32,61
3,5	30,91	67,03	9,10	30,05
7,0	29,34	62,73	8,63	28,33
9,5	28,34	60,06	8,33	27,25
13,0	27,22	57,13	7,98	26,06
16,5	26,06	54,13	7,62	24,82
19,0	24,67	50,65	7,18	23,36

Tabel A2.9: Fictieve karakteristieke schuifsterkten

In de berekeningen is de waarde van de coëfficiënt van horizontale gronddruk K_{0j} constant gehouden volgens tabel A2.3.

- 4.6 De over het bezwijkmechanisme gewogen gemiddelde schuifsterkte uit de regionale proevenverzameling is hetzelfde voor de oorspronkelijke situatie, de tussenvarianten en de volledige verbetering. Er is immers nauwelijks verschil in de bezwijkmechanismen. De berekeningsresultaten zijn gegeven in tabel A2.10.

bermhoogte B_i [m]	$\bar{\tau}_{reg}$ [kPa]			$\bar{\tau}_{reg}$ [kPa]
	dijksmateriaal	veen onder	veen naast	
alle	28,18	59,62	8,28	27,08

Tabel A2.10: Gewogen gemiddelde schuifsterkten uit de regionale proevenverzameling

- 4.7 De standaardafwijking $\sigma_{\tau, reg}$ van de over het bezwijkvlak gewogen gemiddelde schuifsterkte uit de regionale proevenverzameling wordt bepaald; de variatiecoëfficiënten van de schuifsterkte in alle beschouwde grondlagen bedragen 0,20. De berekeningresultaten zijn gegeven in tabel A2.11.

bermleegte B_i [m]	$\sigma_{reg,j}$ [kPa]			σ_{reg} [kPa]
	dijkmateriaal	veen onder	veen naast	
alle	5,64	11,92	1,66	3,44

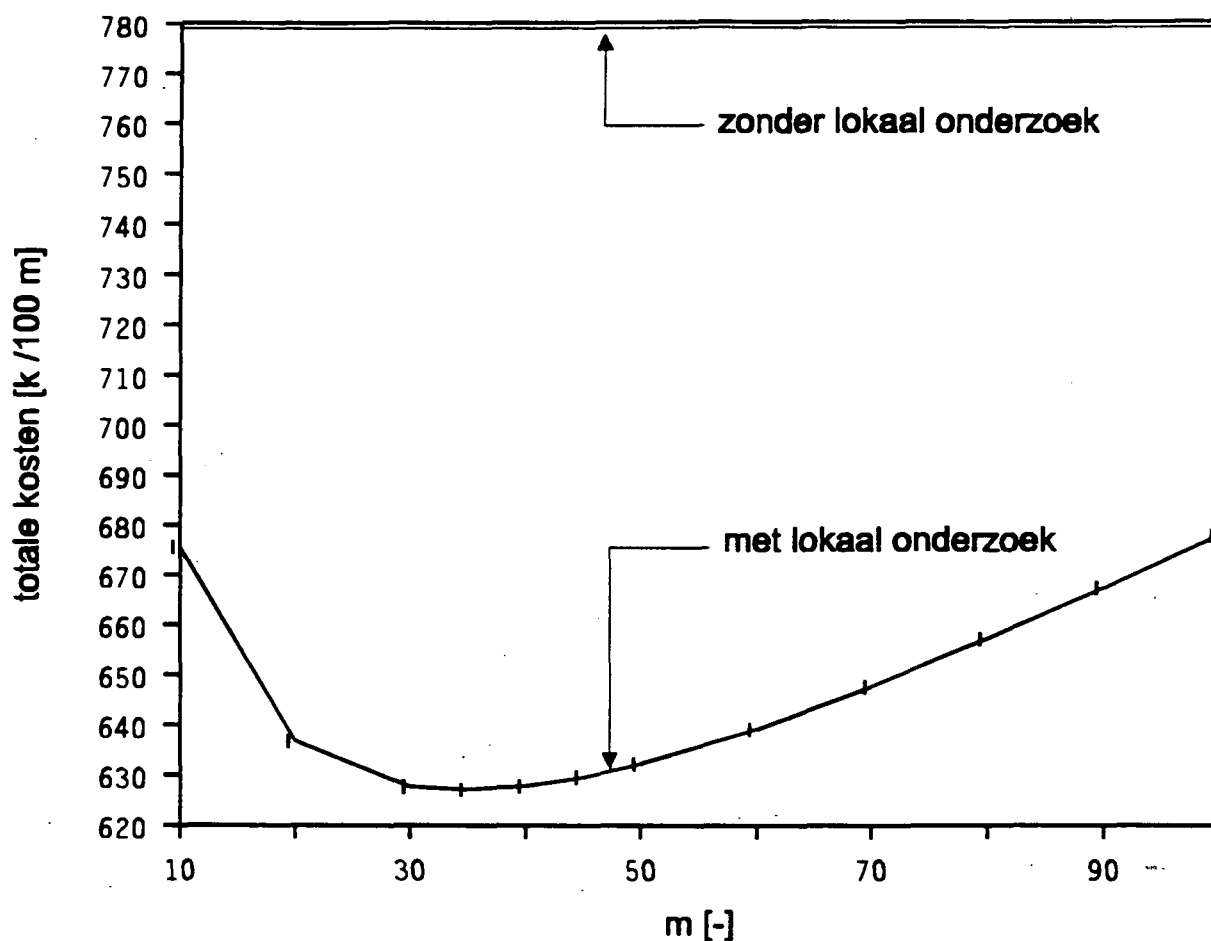
Tabel A2.11: *Standaardafwijking van de gewogen gemiddelde schuifsterkten uit de regionale proevenverzameling*

- 4.8/ Er worden berekeningen uitgevoerd voor het totaal aantal proeven van $m = 10, 20, 30,$
4.9/ $40, 50, 60, 70, 80, 90$ en 100 . Met de gegevens uit stap 4.5, 4.6 en 4.7 worden de kansen
4.10 $P_{m,i}$ bepaald. De resultaten zijn gegeven in tabel A2.12; hierin zijn ook de kansen $P_{m,7}$ en
de totale kosten $K_{tot}(m)$ per waarde van het totaal aantal proeven gegeven.

l [-]		0	1	2	3	4	5	6		
B_i [m]		0	3,5	7,0	9,5	13,0	16,5	19,0		
$K_B(B_i)$ [kf/100m]		0	143,50	287,00	389,50	533,00	676,50	779,00		
m [-]	$K_d(m)$ [kf/100m]		$P_{m,1}$ [-]	$P_{m,2}$ [-]	$P_{m,3}$ [-]	$P_{m,4}$ [-]	$P_{m,5}$ [-]	$P_{m,6}$ [-]	$P_{m,7}$ [-]	K_{tot} [kf/100m]
10	13,70		0,001	0,028	0,074	0,182	0,277	0,280	0,157	675,52
20	27,40		0,006	0,060	0,125	0,237	0,278	0,211	0,082	636,80
30	41,10		0,009	0,079	0,147	0,254	0,267	0,182	0,061	627,63
35	47,95		0,010	0,086	0,154	0,258	0,263	0,173	0,055	627,10
40	54,80		0,011	0,092	0,160	0,261	0,259	0,165	0,051	627,69
45	61,65		0,012	0,097	0,164	0,264	0,255	0,159	0,048	629,56
50	68,50		0,013	0,101	0,168	0,265	0,253	0,154	0,045	632,21
60	82,20		0,015	0,107	0,175	0,267	0,248	0,146	0,041	638,98
70	95,90		0,016	0,113	0,179	0,269	0,243	0,141	0,038	647,56
80	109,60		0,017	0,118	0,182	0,270	0,240	0,136	0,036	657,05
90	123,30		0,018	0,122	0,185	0,271	0,236	0,133	0,034	667,14
100	137,00		0,019	0,125	0,188	0,271	0,234	0,129	0,033	677,77

Tabel A2.12: Berekening van de totale kosten als functie van de omvang van het lokaal onderzoek

In figuur A2.10 zijn de totale kosten van lokaal onderzoek en aanleg van de berm uitgezet tegen de omvang van het lokaal onderzoek, uitgedrukt in het totaal aantal proeven m .



Figuur A2.10: Totale kosten als functie van de omvang van het lokale onderzoek

- 4.11 Het blijkt dat bij een aantal m_{opt} van circa 35 proeven de verwachte totale kosten minimaal zijn, en bovendien circa 20 % lager liggen dan de aanleg van een berm volgens het ontwerp uit figuur A2.7 op basis van alleen de opgewaardeerde sterkteparameters uit de regionale proevenverzameling.

Stap 5: Uitvoeren van lokaal onderzoek en herontwerp

- 5.1 In de grondlagen waarvan in stap 4.4 de sterkteparameters zijn verhoogd wordt lokaal onderzoek uitgevoerd. In dit geval worden 17 monsters van het dijksmateriaal en 17 monsters veen beproefd.

- 5.2 Op basis van de proefresultaten uit stap 5.1 worden lokale proevenverzamelingen voor het dijksmateriaal en het veen opgesteld. Voor de overige grondlagen worden de (eventueel opgewaardeerde) sterkteparameters uit de regionale proevenverzameling gebruikt. In dit voorbeeld wordt verondersteld dat de gemiddelde schuifsterkte en de standaardafwijking van de lokale proevenverzamelingen gelijk zijn aan die van de regionale proevenverzameling. Dit leidt tot de ontwerpwaarden voor de sterkteparameters die zijn gegeven in tabel A2.13.

laag	c_{ontw} [kPa]	ϕ_{ontw} [°]	$K_{0,ontw}$ [-]
dijksmateriaal	3,55	24,42	0,59
klei	3,16	22,03	0,62
veen	1,18	29,98	0,50
leem van Kreftenheye	0,0	21,0	0,64
pleistoceen zand	0,0	30,0	0,50

Tabel A2.13: Ontwerpwaarden sterkteparameters na opwaardering op grond van voorkennis en lokaal onderzoek

- 5.3 Met de sterkteparameters uit tabel A2.13 wordt een herontwerp gemaakt. Na lokaal onderzoek blijkt een bermengte van 15 m nodig te zijn, in plaats van 19 m.

De Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen werd door de Minister van Verkeer en Waterstaat ingesteld.

De commissie adviseert de minister omtrent alle technisch-wetenschappelijke aspecten die van belang kunnen zijn voor een doelmatige constructie en het onderhoud van waterkeringen, dan wel voor de veiligheid van door waterkeringen beschermde gebieden.

**Met vragen omtrent het werk van de TAW kan men zich wenden tot het werkorgaan van de commissie, ondergebracht bij de Dienst Weg- en Waterbouwkunde van de Rijkswaterstaat.
Postbus 5044, 2600 GA Delft,
tel. 015-699440.**

