1.49.a

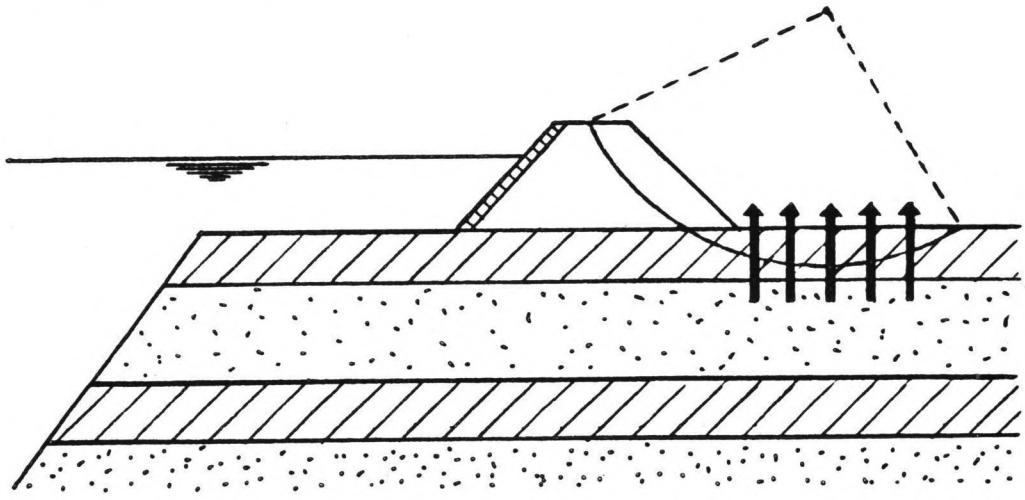
Bijzondere constructies

ter versterking van rivierdijken

Deel I-III

Augustus 1986

Afstudeerrapport van H.R.E. Dekker



THDelft
Technische Hogeschool Delft

Afdeling der Civiele Techniek

Vakgroep Waterbouwkunde

BIJZONDERE CONSTRUCTIES TER VERSTERKING VAN RIVIERDIJKEN (resumé)

Afstudeerwerk van ing. H.R.E. Dekker

Het realiseren van traditionele rivierdijkversterkingen leidt in veel gevallen tot het verlies van landschappelijke, cultuurhistorische en natuurwetenschappelijke waarden. In verband hiermede werd reeds in 1977 het begrip "uitgekiend ontwerp" geïntroduceerd, d.w.z. een technisch meer doordacht ontwerp waarbij, met het oog op een zo gering mogelijk ruimtebeslag, zonodig bijzondere constructies kunnen worden toegepast.
In de praktijk blijkt nu dat men van technische zijde vaak sceptisch is ten aanzien van deze bijzondere constructies terwijl de verwachtingen in kringen van natuur- en milieuverdedigers nogal eens te hoog gespannen zijn. In eerste instantie is in dit afstudeerwerk dan ook getracht de (on)mogelijkheden van bijzondere constructies zo objectief mogelijk te inventariseren. Met name gebeurt dit in het vooronderzoek (deel I), waarin de meest gangbare grenstoestanden ter sprake komen en per grenstoestand wordt nagegaan of bijzondere constructies een rol kunnen spelen teneinde het optreden van de desbetreffende grenstoestand te voorkomen.
Vervolgens wordt in een nadere beschouwing (deel II) de problematiek in een breder kader geplaatst en verder uitgewerkt waarbij ook niet-technische aspecten aan de orde komen. Uitgaande van een evaluatie van de traditionele wijze van dijkversterking wordt de probleemstelling geformuleerd waarna een aantal principe-oplossingen worden gegeven waarbij bijzondere constructies een hoofdrol spelen. Hierbij wordt een onderscheid gemaakt tussen enerzijds situaties waarin de kruinhoogte onvoldoende is en anderzijds situaties waarin de stabiliteit onvoldoende is. In het laatste geval moet men denken aan onvoldoende stabiliteit van een talud (met afschuiving als mogelijk gevolg) en/of onvoldoende stabiliteit van afdekkende slecht doorlatende lagen binnendijks (met opbarsten als mogelijk gevolg hetgeen aanleiding kan geven tot de vorming van zandmeevoerende wellen).
Indien er sprake is van onvoldoende stabiliteit kan men in sommige gevallen grondwaterkerende schermen en/of ontlastbronnen toepassen. Omdat men in de praktijk vaak geconfronteerd wordt met watervoerende zandlagen die enkele tientallen meters dik zijn, wordt in deel III van het afstudeerwerk een onderzoek ingesteld naar het effect van gedeeltelijk afsluitende schermen. Tevens komt de toepassing van ontlastbronnen ter sprake (een kort overzicht van hetgeen men hierover in de literatuur kan vinden).
Aansluitend op hetgeen in deel III van het afstudeerwerk over de maatgevende situatie voor de stabiliteitscontrole van een binnentalud is opgemerkt, wordt in deel IV aandacht geschonken aan de invloed van het niet-stationaire karakter van grondwaterstroming bij rivierdijken.
Voor een representatief geval wordt aangetoond dat, indien de hydrodynamische periode groot is ten opzichte van de duur van de hoogwatergolf, het zinvol is om rekening te houden met het consolidatieproces in kleilagen. Vooral bij dikkere kleilagen zal dit leiden tot aanzienlijk lagere waterspanningen dan op grond van een stationaire grondwaterstromingsberekening worden verkregen.
Met behulp van computerberekeningen wordt aangetoond dat de stabiliteitsfactor hierdoor in niet geringe mate zal toenemen. Voor deze berekeningen is gebruik gemaakt van het programma "STABIL".
In een case-study (deel V) wordt, met behulp van de delen I tot en met IV, nagegaan of een alternatief ontwerp mogelijk is voor een tradtionele rivierdijkversterking. Met name wordt hierbij gebruik gemaakt van grondwaterkerende schermen waarbij de situering van deze schermen de meeste aandacht krijgt. Uit deze case-study blijkt dat de toepassing van bijzondere constructies hoge eisen stelt aan het uit te voeren grondmechanische onderzoek.

BIJZONDERE CONSTRUCTIES VOOR RIVIERDIJKEN

Vooronderzoek

Deel I

Technische Hogeschool Delft

Afdeling der Civiele Techniek
Vakgroep Waterbouwkunde

Afstudeerrapport van H.R.E. Dekker

Afstudeerdocent : Prof. Ir. A. Glerum

Afstudeerbegeleider : Ir. G.J. Flórián

INHOUDSOPGAVE

		blz.
I .	INLEIDING	1
I .1	Historie	1
I .2	Het "uitgekiende" ontwerp	2
II.	VEILIGHEID	6
II.1	Algemeen	6
II.2	Grenstoestanden	11
II.3	Conclusie	33
III.	GEOTECHNISCHE ASPECTEN	36
III.1	Algemeen	36
III.2	Geologie	36
III.3	Kaartmateriaal	39
IV.	COUPURES	41
V .	VERANTWOORDING VERDER ONDERZOEK.....	44
-	LITERATUURLIJST	46
-	FIGUREN	48

I. INLEIDING

I.1 Historie

Reeds vele eeuwen tracht de mens zich te beschermen tegen overstromingen. Aanvankelijk door op natuurlijke hoger gelegen delen te gaan wonen, later door het aanleggen van dijken.

In Nederland werd omstreeks het jaar 1200 begonnen met de aanleg van rivierdijken. Deze vond zoveel mogelijk plaats over de hooggelegen delen van het rivierengebied (oeverwallen) en werd voltooid in de 14e eeuw.
De periode daarna (tot halverwege de 19e eeuw) werd gekenmerkt door vele dijkdoorbraken mede doordat de komberging, door uitgevoerde bedijkingen, werd gereduceerd terwijl de dijkhoogte voornamelijk bepaald werd door de hoogst bekende waterstand.
Bij deze doorbraken ontstonden vaak diepe gaten(de zg. "wielen".) Herstel van de dijk vond plaats aan de rivier- of landzijde van het wiel. Zo vormde zich een slingerend tracé, over oeverwallen en om wielen, na elke ramp een stukje hoger.
De aanwezigheid van oude wegverhardingen in dijklichamen duiden op het in de hoogte "groeien" van rivierdijken.
Op een gegeven moment werden ze zelfs zo hoog dat voor stabiliteit van de dijk gevreesd moest worden.
Kennis van grondmechanische fenomenen, die aanleiding waren tot rampzalige gebeurtenissen, was niet aanwezig. Men bouwde voort op ervaring.
Ook onvoorziene reacties van de natuur op het menselijk ingrijpen, zoals opslibbing, erosie etc. veroorzaakten problemen die de technische kennis van de tijd te boven gingen.

In de recente historie zijn rampen steeds aanleiding geweest tot grote ontwikkelingen op waterbouwkundig gebied. Zo is men zich na de watersnoodramp van 1953, in navolging van de ontwikkeling bij zeedijken, gaan bezinnen op de veiligheid tegen overstroming langs de grote rivieren.

Dit heeft toen geleid tot het inzicht dat hogere waterstanden dan de hoogst bekende standen uit 1926 (met een afvoer van de Rijn van ca. 12000 m^3/s en 4 dijkdoorbraken) niet uitgesloten mochten worden. In 1956 werd een maatgevende afvoer vastgesteld van 18000 m^3/s met een kans op overschrijding van 1/3000 per jaar.

Uitgangspunt hierbij was dat rivierdijken in staat moesten zijn om een waterstand, overeenkomend met deze afvoer (de zg. maatgevende hoogwaterstanden ofwel MHW), te keren. In de praktijk betekende dit versterking van een groot aantal dijkvakken (met een lengte van circa 550 km.).

Een traditionele aanpak zou verstrekkende gevolgen hebben voor de landschappelijke, cultuurhistorische en natuurwetenschappelijke waarden van het rivierengebied. De groeiende onrust over deze gevolgen leidde in 1975 tot de instelling van de landelijke Commissie Rivierdijken.
In maart 1977 bracht deze commissie rapport uit (zie lit. 1).

De commissie concludeert o.a. dat naast een verlaging van de maatgevende Rijnafvoer van 18000 m^3/s naar 16500 m^3/s (met een overschrijdingsfrequentie van 1/1250 per jaar) de nodige zorgvuldigheid betracht dient te worden bij ontwerp en uitvoering van dijkversterkingen. De aanbevelingen van de Commissie Rivierdijken zijn in 1978, door de Minister van Verkeer en Waterstaat, als regeringsstandpunt overgenomen.

I.2 Het "uitgekiende " ontwerp

De Commissie Rivierdijken introduceerde, bij gebrek aan beter en met enige schroom, het begrip "uitgekiend ontwerp".
Hierbij werd tevens opgemerkt dat dit begrip een verkeerde indruk zou kunnen wekken. Uit het rapport van de commissie blijkt dat onder een "uitgekiend ontwerp" verstaan moet worden: een technisch meer doordacht ontwerp, waarbij ook in de uitvoering zorgvuldigheid wordt betracht t.a.v. landschappelijke, cultuurhistorische en natuurwetenschappelijke waarden en waarbij, met het oog op een zo gering mogelijk ruimtebeslag, zonodig bijzondere constructies kunnen worden toegepast.

In dit afstudeerrapport staan de bijzondere constructies nu juist centraal. Onder bijzondere constructies verstaan we, voorlopig, al die constructies die in een traditioneel ontwerp niet werden en worden toegepast (zoals damwanden, schermen en filters etc.).
Het traditionele ontwerp kenmerkt zich vooral door de toepassing van klei en zand als bouwmateriaal en een groot ruimtebeslag.
De toepassing van staal en betonconstructies heeft men altijd zoveel mogelijk vermeden. Begrijpelijk wanneer men zich realiseert dat deze constructies kostenverhogend werken, terwijl het onzeker is of de gewenste veiligheid tegen overstroming bereikt wordt.
Bovendien bestond er in het verleden geen of zeer weinig maatschappelijke beïnvloeding m.b.t. het technisch handelen.
Kenmerkend voor de huidige gang van zaken is echter de aandacht voor het besluitvormingsproces voorafgaande aan de uitvoering van civiel-technische werken . Een besluitvormingsproces met talrijke participanten die allen hun eigen belangen behartigen.
Op de structuur van dit besluitvormingsproces zal in dit verband niet worden ingegaan.
Tegen de achtergrond van de geschetste ontwikkeling is het begrijpelijk dat traditionele ontwerpen in sommige gevallen zeer veel weerstand ondervinden.
Illustratief is in dit verband ook de ontwikkeling omtrent de afsluiting van de Oosterschelde. Als compromis kwam er een allesbehalve traditioneel ontwerp uit de bus waarbij extra financiële offers aanvaardbaar werden geacht.
De Commissie Rivierdijken stelt dat bijzondere constructies een belangrijke plaats innemen bij het opstellen van een goed doordacht ontwerp. Hierbij wordt wel het e.e.a. opgemerkt!

Het optreden van de maatgevende hoogwaterstand voor een dijkvak zal altijd een uitzonderlijk gebeuren zijn. Enige dagen van te voren kan men een hoogwatergolf wel voorspellen maar i.h.a. zal er niet voldoende tijd zijn om op grote schaal noodmaatregelen te treffen. Veel, zo niet alles, hangt af van het functioneren van de dijk en de evt. daarin aanwezige bijzondere constructies.
Er moeten dus hoge eisen gesteld worden aan de betrouwbaarheid van de dijk en de daarin aanwezige constructies.

Het kan tientallen jaren duren voordat de maatgevende omstandigheden zich voordoen. En naarmate de jaren verstrijken zal men i.h.a. steeds meer gaan denken dat "het zo'n vaart niet zal lopen".
"De dijken hebben het immers steeds gehouden" zo redeneert men.
Het gevaar is echter dat onderhoud en controle op een laag pitje komen te staan (neiging tot bezuinigen).
Dit geldt vooral wanneer er bijzondere constructies zijn toegepast aangezien deze, volgens de commissie, vaak gevoelig blijken te zijn voor de tand des tijds.
Tijdens "normale" hoogwaters zou het functioneren van bijzondere constructies dan ook gecontroleerd moeten worden. Zorgvuldig beheer, onderhoud en extra toezicht bij hoog water is dus geboden.

De extra kosten die voortvloeien uit een "uitgekiend ontwerp" worden geschat op gemiddeld 15% van de totale dijkverbeteringskosten (lit. 1). Extra voorbereiding en zorgvuldige uitvoering doen de kosten stijgen. Aan de andere kant wordt deze stijging enigszins beperkt door het geringere ruimtebeslag t.o.v. een traditioneel ontwerp (minder grondaankopen) én door het geringere aantal te amoveren panden.

Toepassing van bijzondere constructies mag niet betekenen dat de veiligheid tegen overstroming geweld wordt aangedaan.
In dit verband zal in het volgende hoofdstuk het begrip veiligheid nader worden toegelicht.
Men kan echter niet bij voorbaat stellen dat toepassing van bijzondere constructies, die veelal in "uitgekiende" ontwerpen zijn opgenomen, altijd zal resulteren in een minder veilige waterkering (in vergelijking met een traditioneel ontwerp).

Een grondige studie van de te bereiken veiligheid bij toepassing van bijzondere constructies is dus vereist. Belasting en sterkte zullen zo nauwkeurig mogelijk bepaald moeten worden teneinde de werkelijkheid zo goed mogelijk te benaderen, waardoor met kleinere veiligheidsmarges gewerkt kan worden.

Alleen langs deze weg kunnen bijzondere constructies <u>objectief</u> worden beoordeeld.

Wellicht bestaat er bij sommige instanties nog een gevoelsmatige afkeer van bijzondere constructies en worden ze meer als lapmiddeltjes gezien dan als volwaardige onderdelen van een waterkering. De argumentatie die aangevoerd wordt om bijzondere constructies niet toe te passen is in ieder geval soms weinig overtuigend. Zo is een beperkte levensduur al eens als motief aangevoerd om bijzondere constructies van staal of beton te verwerpen. Een goed uitgevoerde betonconstructie (voldoende betondekking, lage water/cement factor en goede verdichting) die tevens op de juiste wijze gedetailleerd is, heeft echter een aanzienlijke levensduur. Natuurlijk is de combinatie van aaneengesloten starre elementen (zoals betonnen keermuurtjes) met een flexibele waterkering minder gelukkig. De starre elementen kunnen nl. de zettingen van het dijklichaam niet volgen en er ontstaan spleten tussen de stijve elementen en het dijklichaam.
Essentieel is dus dat verhogingsconstructies de zettingen van het dijklichaam kunnen volgen.
Wat betreft stalen damwanden kan worden opgemerkt dat de vrees voor een zeer beperkte levensduur, als gevolg van corrosie, ongegrond is (zie lit. 10 en 11).
Vooral ter hoogte van een steeds fluctuerende grondwaterspiegel zal men echter wel beducht moeten zijn voor corrosie en kan kathodische bescherming aanbeveling verdienen (lit. 11).

Anderzijds moet men bijv. damwanden ook weer niet zien als dé ideale oplossing voor dijkversterking in al die gevallen waarbij waardevolle vegetatie of bebouwing gespaard moet worden.
Het aanbrengen van damwanden vereist i.h.a. zwaar materieel waarbij schade aan de waardevol geachte elementen niet voorkomen kan worden.
Bovendien kan een damwand de grondwaterstand plaatselijk veranderen waardoor de vegetatie, die men juist had willen sparen, toch beschadigd wordt.

In dit afstudeerrapport zal de uitdrukking "dijkversterking" gebruikt worden als algemene aanduiding voor verhoging en/of verzwaring. Bij verzwaring wordt vooral gedacht aan kwelproblemen, de grondmechanische stabiliteit of de verdediging tegen golfaanval.
Verhogingen zijn noodzakelijk i.v.m. overslag en overlopen.

II. VEILIGHEID

II. 1 Algemeen

In het vorige hoofdstuk is het begrip veiligheid reeds ter sprake gekomen. Toepassing van bijzondere constructies mag niet betekenen dat de veiligheid tegen overstroming kleiner wordt in vergelijking met een traditioneel ontwerp. De gewenste veiligheid wordt als een gegeven beschouwd omdat de vraag welke kans op overstroming acceptabel is meer een maatschappelijk/politiek vraagstuk is.
De vraag welke veiligheid een bepaalde constructie nu eigenlijk heeft, moet echter door technici worden beantwoord.

De studie van de veiligheid van een constructie richt zich op de faal- en/of bezwijkkans van die constructie. Onder falen wordt hierbij verstaan: het niet meer vervullen of niet meer kunnen vervullen van één of meer functies waarvoor de constructie of enig onderdeel daarvan is ontworpen. Een constructie of enig onderdeel daarvan wordt geacht te zijn bezweken als tengevolge van evenwichtsverlies grote vervormingen zijn ontstaan (lit.6).
Een constructie kan falen terwijl er geen bezwijken optreedt. Bijv. wanneer de kruin van een dijk lager ligt dan een extreem hoge waterstand waardoor het water over die dijk heen stroomt terwijl de dijk zelf intact blijft.
Vaak zal falen echter aanleiding geven tot bezwijken. Bijv. doordat overstromend water erosie van het binnentalud veroorzaakt (zie fig. 1). Omdat falen en bezwijken vaak samengaan wordt er soms geen expliciet onderscheid tussen beiden gemaakt (hetgeen in feite dus onjuist is). Strikt genomen zou men een iets grotere faal- dan bezwijkkans kunnen accepteren. Indien er bijv. een geringe hoeveelheid water een polder instroomt behoeft dat geen ramp te zijn, wanneer de waterkering niet bezwijkt. Het is echter nooit exact te voorspellen wanneer een bezwijkmechanisme zal optreden.
Men zal altijd met een zekere veiligheidsmarge moeten werken omdat belasting en sterkte nooit exact te bepalen zijn (zie fig. 2). Deze parameters hebben doorgaans een stochastisch karakter. Indien men nu over de kansdichtheidsfuncties van alle relevante parameters beschikt, kan men een bezwijkkans bepalen.

In beginsel berust de probabilistische methode op de voorgaande korte uiteenzetting (zie ook fig. 3).

Een waterkering kan op zeer veel verschillende manieren bezwijken. Dit blijkt duidelijk uit een zg. foutenboom (zie fig. 4).
Hier zijn een groot aantal bezwijkmechanismen in te vinden.
In samenhang met een bezwijkmechanisme is altijd een grenstoestand te definiëren. Een grenstoestand is een limiterende conditie, waarbuiten een constructie (systeem) of een element daarvan verondersteld wordt zijn functie niet meer te kunnen vervullen (lit. 6).
Hierbij kan men de volgende grenstoestanden onderscheiden:

a. uiterste grenstoestanden
b. bruikbaarheidsgrenstoestanden
c. duurzaamheidsgrenstoestanden
d. grenstoestanden m.b.t. de bouwfase.

ad a. De uiterste grenstoestanden hebben betrekking op het falen en/of bezwijken van een constructie. Het is niet mogelijk om een algemeen geldende, eenduidige, indeling te maken van grenstoestanden die wel tot falen maar niet tot bezwijken leiden.
In de praktijk blijkt dat bij het optreden van veel grenstoestand de waterkering niet bezwijkt. Er zijn echter grenstoestanden die, wanneer ze optreden, eerder tot bezwijken kunnen leiden dan andere grenstoestanden.
Men zou dit de "gevaarlijke grenstoestanden" kunnen noemen die, wanneer ze optreden, direct ingrijpen (door de dijkbeheerder) noodzakelijk maken.
Het zal duidelijk zijn dat men op deze wijze altijd tot een subjectieve indeling komt. Voor de praktijk is het echter niet zo belangrijk tot welke categorie een grenstoestand behoort, indien men er van uitgaat dat falen en bezwijken beide ongewenst zijn.
De indeling van grenstoestanden in de twee genoemde categoriën krijgt daardoor meer het karakter van een "academische probleemstelling".

Grenstoestanden die in mindere mate (... harde cijfers zijn helaas niet te geven) afbreuk doen aan de veiligheid zijn bijv:

- overlopen tijdens hoge waterstand (1)
- overslag van golven (2)
- lokale instabiliteit van binnentalud (3)
- mechanische beschadiging van het buitentalud (4)

Tot de categorie van grenstoestanden die de kans op bezwijken aanzienlijk doen toenemen, zou men bijvoorbeeld kunnen rekenen:

- interne erosie (5) en
- het opbarsten van afsluitende lagen (6)
- afschuiving buitentalud (7)
- zettingsvloeiïng (8)
- afschuiving binnentalud (9)
- kantelen totale constructie (10)
- afschuiven van totale constructie (11)

ad b. Bruikbaarheidsgrenstoestanden hebben betrekking op het niet meer kunnen vervullen van de functie(s) waarvoor men de constructie (het systeem) ontworpen heeft.

Hierbij kan men wat betreft waterkeringen vooral denken aan (overmatige) kwel (12). Het in stand houden van een niveauverschil is immers de primaire functie van een waterkering.

ad c. Er zijn ook situaties denkbaar waarin niet de extreme grootte van de belasting, doch de voortdurende aanwezigheid ervan tot verslechtering van de constructie-eigenschappen leidt (denk aan: vermoeiing, kruip, zettingen, verwering, erosie, etc.).
Deze achteruitgang van de constructie kan in extreme gevallen aanleiding geven tot plotseling bezwijken. Ook kan de constructie op den duur ongeschikt worden voor verder gebruik zonder dat bezwijken direkt het gevolg is.
De behandeling van een grenstoestand m.b.t. duurzaamheid is, in principe, gelijk aan die van een uiterste grenstoestand. Alleen is de aandacht nu meer gericht op het frequente optreden van de belasting dan op de extreme grootte ervan. In de praktijk is het van groot belang dat men de achteruitgang van de constructie-eigenschappen tracht te signaleren door goede controleprocedures.
Vooral voor bijzondere constructies is dit een uitermate belangrijk aspect.
Het optreden van een grenstoestand m.b.t. duurzaamheid kan men in beginsel op twee manieren oplossen:

1. zwaarder dimensioneren, zodat de constructie ook na verloop van tijd nog aan de eisen voldoet.
2. het toepassen van controle- en onderhoudsprocedures, zodat de achteruitgang van de constructie-eigenschappen beter in de hand wordt gehouden.

De afweging tussen beide oplossingen zal voor ieder geval afzonderlijk gemaakt moeten worden. Twee punten zijn hierbij van belang.
Ten eerste betekent zwaarder dimensioneren een hogere investering nu, terwijl onderhoud ten laste komt van de toekomst.

Toepassing van bijzondere constructies vraagt echter al een grotere investering in vergelijking met een traditioneel ontwerp.
Men zou in dit verband de investeringskosten kunnen vergelijken met de gekapitaliseerde onderhoudskosten.
Ten tweede brengt de keuze voor controle- en onderhoudsprocedures extra risico's met zich mee. Zeker wanneer er reeds jaren geen bijzonder hoge waterstanden zijn opgetreden, kan controle en onderhoud op een laag pitje komen te staan.
(zie ook hoofdstuk I.2).

Voorbeelden van grenstoestanden m.b.t. duurzaamheid zijn:
erosie buitentalud (13)
erosie binnentalud (14)
klink en zetting (15)
Deze grenstoestanden worden in het volgende hoofdstuk nog nader toegelicht.

ad d. Ook in de bouwfase moet de gedeeltelijke voltooide constructie de belastingen, die gedurende deze periode optreden, kunnen weerstaan.
Meestal wordt een periode gekozen waarin de optredende belastingen minimaal zijn (bijv. de zomermaanden of doodtij).

Andere oplossingen zijn:
het wijzigen van de bouwvolgorde of het kiezen van een andere uitvoeringsmethode. In de praktijk is de wijze van uitvoering van groot belang omdat deze sterk bepalend is voor de bouwkosten. Daarom moet men reeds in een vroeg stadium naar de uitvoeringsproblematiek gaan kijken. Vooral ook om te voorkomen dat men in een laat stadium wijzigingen in het ontwerp moet aanbrengen.

II.2. Grenstoestanden.

In dit hoofdstuk zullen de genoemde grenstoestanden 1 t/m 15 nader worden toegelicht en zal de relatie met bijzondere constructies aan de orde komen.
Interessant is vooral de vraag of bijzondere constructies een rol kunnen spelen om het optreden van een bepaalde grenstoestand te voorkomen.

1. Overlopen.

De grenstoestand "overlopen" wordt bereikt als de som van langdurige en kortdurende waterstandsverhogingen gelijk is aan de hoogte van de waterkering (lit. 7).
Hoogwatergolven vormen de langdurige component (enkele dagen, tot soms ruim een week). Golfoploop en opwaaiing de kortdurende componenten. De Commissie Rivierdijken heeft in 1977 geadviseerd om verbeteringen aan rivierdijken te doen uitvoeren zodanig dat waterstanden kunnen worden gekeerd die behoren bij een maatgevende Rijnafvoer te Lobith van 16500 m^3/s (met een overschrijdingsfrequentie van 1/1250 per jaar).
Het gevaar verbonden aan de grenstoestand overlopen is o.a. , zoals reeds eerder gezegd, het optreden van erosie van het binnentalud. Overlopen zal men dus willen voorkomen.
Indien verhoging van een bestaande waterkering gewenst is, kan men overwegen om bijzondere constructies toe te passen (wanneer de omstandigheden daartoe aanleiding geven).
Hierbij moet men i.h.a. denken aan starre constructies die als vaste permanente verhogingsconstructie op de kruin van de dijk staan of constructies die alleen bij extreem hoge waterstand de gewenste verhoging geven.
In de eerste groep vinden we vooral de bekende keermuurtjes met het al even bekende bezwaar t.a.v. zettingen (zie ook hoofdstuk I.2).
Niet-permanente verhogingsconstructies zijn minder bekend. Vooral in stedelijke gebieden kan toepassing van niet permanente verhogingsconstructies echter gewenst zijn.
Men kan denken aan beweegbare schuiven die vanuit de waterkering (mechanisch) omhoog gebracht kunnen worden.

Vanwege de hoge kosten zal toepassing van deze beweegbare verhogingsconstructies zeker niet op grote schaal plaats vinden.
Een moeilijk punt is ook de betrouwbaarheid van dergelijke constructies. Het kan immers jaren duren voordat er zich een situatie voordoet die gebruik van de beweegbare constructie noodzakelijk maakt. Dan mag het systeem niet falen. Regelmatige inspectie, oefening en onderhoud zijn dus vereist.

2. Overslag.

De waterstand ligt nu wel beneden de kruinhoogte, maar t.g.v. golfoploop kan er toch water over de kering slaan. Over golfoploop is in de literatuur genoeg te vinden (o.a. lit. 15). Algemeen bekend zijn de maatregelen om de golfoploop te reduceren. Men kan bijv. ruwheidselementen op het buitentalud aanbrengen of de helling van het talud verkleinen. Ruwheidselementen vallen echter niet onder de bijzondere constructies. Verhogingsconstructies die m.b.t. de grenstoestand overlopen zijn genoemd kunnen in principe ook i.v.m. overslag worden toegepast. Bij golfoverslag is echter meer sprake van een dynamische belasting, de verhogingsconstructie behoeft immers niet constant een bepaald niveauverschil in stand te houden. Het accent ligt bij overslag meer op het "vernietigen" van een bepaalde hoeveelheid bewegingsenergie.

3. Lokale instabiliteit van het binnentalud.

Vooral bij dijken die vrij waterdoorlatend zijn, kunnen problemen ontstaan wanneer sprake is van uittredend grondwater. De kans bestaat dat gronddeeltjes worden meegenomen, waardoor plaatselijk stabiliteitsverlies kan optreden.
E.e.a. is te voorkomen door de freatische lijn binnen het profiel (van de dijk) te houden. In principe zijn er 3 mogelijkheden (zie ook fig. 7):

a. het maken van een flauwer binnenbeloop (bij horizontaal uittredend grondwater, is de stabiliteit alleen verzekerd als de taludhelling kleiner is dan de halve wrijvingshoek) of door toepassing van een binnenberm (deze vergroot tevens de totale stabiliteit).

b. het toepassen van een filterconstructie.

c. het aanbrengen van een (beter) afdichtingslaag op het buitenbeloop (bijv. een kleilaag) of in de kern (bijv. een scherm).

Filterconstructies behoren ook tot de groep "bijzondere constructies". Voorwaarden voor een filterconstructie is, dat de afvoercapaciteit van het drainagesysteem voldoende groot moet zijn om de aangeboden hoeveelheid water snel te kunnen afvoeren en dat het te allen tijde blijft functioneren. Vooral tijdens de winter (wanneer hoge afvoeren vaak optreden) kan de werking van de filters door vorst in gevaar komen. De bezwaren tegen het toepassen van filterconstructies richten zich dan ook vooral op de betrouwbaarheid.
De meeste tijd behoeven filterconstructies niet te werken, maar wanneer er hoge waterstanden optreden dient de werking optimaal te zijn. Hier worden we weer met de noodzakelijke goede controle- en onderhoudsprocedures geconfronteerd, die reeds eerder ter sprake kwamen. Omdat dit hoofdstuk slechts een kort overzicht wil geven, wordt voorlopig niet verder ingegaan op de dimensionering, controle en onderhoud van filterconstructies.

4. Mechanische beschadiging van het buitentalud

Hierbij moet men denken aan schepen die uit de koers raken en kruiend ijs. De steeds groter wordende scheepsafmetingen (wellicht in de toekomst, duwvaart met 6 bakken), de hogere vaar snelheden en de toenemende verkeersintensiteit zijn allen faktoren die de kans op calamiteuze scheepsbotsingen doen stijgen. Daarom dient men zich er tegenwoordig dan ook van te vergewissen, dat waterkeringen langs drukke vaarroutes een scheepsaanvaring kunnen weerstaan.
Kruiend ijs krijgt tegenwoordig, dankzij de zachte winters van de laatste jaren, minder aandacht. Vroeger vormde kruiend ijs echter wel degelijk een gevaar omdat het in staat was het buitentalud van een dijk aan te tasten, terwijl de vorming van ijsdammen in de rivier de waterstand aanmerkelijk kon opstuwen.
Opgemerkt dient te worden dat drijvend ijs (en vuil) ook thans nog mechanische beschadiging van het buitentalud kan veroorzaken.
De genoemde mechanische beschadigingen zullen slechts zelden rechtstreeks tot een doorbraak van een dijk (met een redelijk flauw talud) leiden. Wanneer echter bijzondere constructies worden toegepast, waarbij verticale staal- of betonwanden de waterkering vormen, dient men meer aandacht te schenken aan de grenstoestand m.b.t. mechanische beschadiging (zie ook lit. 11 blz. 48).

5. Interne erosie

Vooral doordat rivierdijken gedurende een relatief lange tijd belast kunnen worden door hoge waterstanden, dient men terdege rekening te houden met de grenstoestand m.b.t. interne erosie. Bij hoge waterstanden zal (afhankelijk van de geo-hydrologische situatie) onder en door de dijk een grondwaterstroming in binnendijkse richting ontstaan.
Afhankelijk van de opbouw van dijk en ondergrond kan binnendijks kwel optreden.

Men spreekt van zandmeevoerende wellen indien er sprake is van een geconcentreerde uitstroming van grondwater, waarbij de snelheid van het opwellende water zo groot is dat de grondeeltjes worden meegevoerd.
Door terugschrijdende erosie kunnen in de grond holten en gangen ontstaan. De grondwaterstroming zal zich gaan concentreren op de gangen en holten en het proces gaat, vooral in niet-cohesieve gronden, steeds verder (zie fig. 5).

Uiteindelijk kan verzakking en doorbraak van de dijk optreden. Het is ook mogelijk dat de vorming van een zandmeevoerende wel zich explosief gaat ontwikkelen, hetgeen in zeer korte tijd tot een calamiteit kan leiden ("progressive failure").
In het kader van dit grenstoestanden-overzicht zal niet verder ingegaan worden op het verschijnsel van interne erosie.
Met betrekking tot bijzondere constructies kan worden opgemerkt dat er tal van mogelijkheden zijn, die allen tot doel hebben de grondwaterstroming in binnendijkse richting zoveel mogelijk te beperken.
Hierbij moet men denken aan "schermen" met een geringe doorlatendheid. Vaak worden deze constructies met de term "kwelschermen" aangeduid. Uiteraard wordt het meeste succes geboekt wanneer deze schermen de watervoerende laag geheel afsluiten. Wanneer die watervoerende laag enkele tientallen meters dik is (zoals langs de Nederlandse rivieren vaak voorkomt), zal een volledige afsluiting om financiële en uitvoeringstechnische redenen minder aantrekkelijk zijn.
De uitvoeringsproblematiek gaat dan indirect problemen opleveren voor de omgeving (brede werkstrook en zwaar materieel).
Toepassing van kwelschermen is dus vooral aantrekkelijk wanneer de watervoerende lagen niet al te dik zijn. De waterhuishouding in een gebied kan echter verstoord worden door het afsluiten van watervoerende lagen, waardoor gebieden met een grote natuurwetenschappelijke waarde (dankzij een fluctuerende grondwaterstand) onherstelbare schade oplopen.
Milieu-effecten spelen dus ook een rol bij de keuze van kwelschermen.

In principe kan men de volgende systemen onderscheiden :

a) ingegraven constructies
b) verdringingsconstructies
c) geïnjecteerde schermen
d) verdichtingsschermen

ad a) Het ingraven van een constructie betekent altijd dat de grond die oorspronkelijk aanwezig is, moet worden verwijderd. Deze wordt dan vervangen door materiaal, dat geheel waterdicht of weinig waterdoorlatend is. Belangrijk bij het ontgraven is uiteraard de stabiliteit van de open sleuf. Deze wordt bepaald door de taludhelling, de grondeigenschappen en de grondwaterstand. Het is ook mogelijk om een sleuf (met verticale wanden) te graven m.b.v. een steunvloeistof. Ook kan men overwegen om tussen tijdelijke stalen damwanden te ontgraven. Voorlopig wordt niet op de details van deze methode ingegaan. Wat betreft de eisen die men stelt aan het afdichtingsmateriaal kan, kort samengevat, worden gesteld dat :

- het vervormingen van de ondergrond in horizontale richting moet kunnen volgen. Materialen met een zeer stijf gedrag kunnen dit niet, hetgeen kan leiden tot zeer hoge spanningen en eventueel breuk.
- het blijvend waterdicht of weinig doorlatend moet zijn.

Wanneer men bijv. voor een verticale sleuf kiest met dikspoeling en deze vult met een aggregaat van korrels, waardoor de dikspoeling uit de sleuf verdrongen wordt, zal de gewenste waterdichtheid zeker worden bereikt. De poriën worden dan gevuld met de kleisuspensie.
De toepassing van kunststoffolies kan ook overwogen worden, alhoewel aan het aanbrengen van een folie in een verticale sleuf nog wel enige bezwaren kleven. Het aanbrengen van een folie op het talud van een gegraven open sleuf is echter zeer goed mogelijk.
Ook het aanbrengen van een kleikist behoort tot de mogelijkheden.

ad b) verdringingsconstructies

Het "waterdichte" element wordt nu door heien of trillen in de grond gebracht. Er wordt geen grond verwijderd. Een houten of stalen damwand is het meest geschikt voor deze constructies. De waterdichtheid laat echter nogal eens te wensen over doordat, vooral bij zwaar heiwerk, een damplank wel eens uit het slot kan lopen. Dit mag echter niet als een onoverkomelijk bezwaar worden gezien. Zorgvuldige uitvoering, onder strikte voorwaarden en controle met bestaande meettechnieken, verkleinen de kans aanmerkelijk dat "uit het slot heien" onopgemerkt blijft. Met één van deze meettechnieken is het mogelijk om te cotroleren of de damplank zuiver verticaal staat. Het betreft een methode waarbij een kleine koker op de damplank wordt aangebracht. In die koker kan het meetinstrument (bijv. de "meter van Eagy") geplaatst worden .

Aangezien een damwand nu uitsluitend "grondwaterkering" als functie heeft kan volstaan worden met een vrij lichte constructie. Er zijn dan ook voorbeelden bekend, waarbij met speciaal gereedschap zeer lichte profielen in de grond worden gebracht. Zoals reeds eerder vermeld, is de vrees voor een overmatige korrosie ongegrond. In zoet water bedraagt de diktevermindering 0.01 tot 0.05 mm per jaar en in brak of zout water 0.05 tot 0.30 mm per jaar (lit.11) . Als bezwaar tegen het toepassen van een damwand wordt in de praktijk toch vaak de moeilijke inspekteerbaarheid genoemd (zie ook lit. 11 m.b.t. uitvoering).

ad c) geïnjecteerde schermen

Onder het injecteren van grond verstaat men het onder druk in de pöriën persen van vloeistoffen, waarbij water of lucht moet worden verdrongen. Dit laatste kan met een klei-cement suspensie niet worden bereikt, echter met een chemische oplossing wel.

De injectievloeistof dient bij voorkeur zeer dun vloeibaar te zijn tijdens de fase van het injecteren om na een, mogelijk te voren te kiezen, tijdsperiode over te gaan van de vloeibare in de vaste fase.
Injectiemiddelen op basis van waterglas voldoen goed.
Dr. Hugo Joosten introduceerde in 1925 waterglas en calciumchloride als injectievloeistoffen. Uit de reactie tussen deze 2 vloeistoffen (die onmiddellijk na menging optreedt) wordt een calciumsilicaat gevormd, dat een vaste vorm bezit.
Door middel van 2 stalen buizen kunnen de vloeistoffen tegelijk op de gewenste plek worden ingepompt. De waterglascomponent laat zich goed injecteren in grof zand en met enige zorg ook nog wel in middelgrof zand, maar niet tot nauwelijks in fijn zand.
Door de grote chemische concerns worden tegenwoordig echter een groot aantal injectiemiddelen geleverd. Deze hebben alle het voordeel dat de menging reeds voor het injecteren kan plaatsvinden, terwijl de tijdsduur, waarna de reactie van invloed wordt op de toename van de viscositeit, beïnvloedbaar is door de samenstelling van de injectievloeistof.
Bovendien zijn de sterkte-eigenschappen van het eindprodukt beter beïnvloedbaar.

Terwille van de waterdichtheid moeten de geïnjecteerde grondmoten goed op elkaar aansluiten. Het injecteren in twee rijen met een zekere mate van overlap is dan ook noodzakelijk.

Klei-cementsuspensies zijn, zoals reeds eerder ter sprake kwam, niet in staat om water uit de poriën van een watervoerende laag te persen. Er moet dus ruimte gecreëerd worden. Bijv. met een stalen profiel dat in de grond getrild wordt. Tijdens het trekken wordt de gevormde ruimte onder hoge druk gevuld met de klei-cementsuspensie.
Ook nu wordt gestreefd naar een zekere mate van overlapping, waardoor een grotere zekerheid ontstaat t.a.v. de waterdichtheid van het scherm.

In feite is deze laatste methode een combinatie van de eerder beschreven ingegraven en verdringingsconstructies. Een door verdringing verkregen "sleuf" wordt gevuld met een waterdoorlatend materiaal.

ad d) verdichtingsschermen

Diepteverdichting resulteert in een afname van het poriënpercentage en dus een verkleining van de doorlatendheid. Om die verlaging van het poriënpercentage mogelijk te maken moet water uit die poriën afvloeien (althans, wanneer de grond met water verzadigd is). Des te groter de initiële doorlatendheid, des te sneller is de verdichting gerealiseerd. Grof zand is dus veel sneller te verdichten dan fijn zand. Elke vorm van cohesie zal het verdichtingseffect sterk reduceren en de invloedssfeer van de verdichting drastisch beperken.

Voor zandgronden komt een losse pakking overeen met een poriënpercentage van 45 - 50% en een zeer dichte pakking met 25 - 30%. Deze getallen vertonen uiteraard een behoorlijke spreiding, want de korrelverdeling speelt ook een rol. Goed gegradeerd zand zal i.h.a. een lager poriënpercentage hebben dan zand dat uit korrels van nagenoeg gelijke diameter bestaat. Tevens is de korrelvorm van belang. Scherpkantige korrels leiden tot een wat grotere dichtheid dan (nagenoeg) ronde korrels.
In de literatuur wordt een reductiefactor voor de doorlatendheid gedefinieerd op grond van het poriënpercentage vóór en na verdichting (zie lit. 3).

$$\text{Reductiefactor} = \phi = \frac{k_{voor}}{k_{na}} = \left(\frac{n_{voor}}{n_{na}}\right)^{3.5 \text{ à } 4.5}$$

Voor 15% verdichting, bijv. een verlaging van het poriënpercentage van 45% naar 30% vinden we:

$$\phi = \left(\frac{45}{30}\right)^{3.5 \text{ à } 4.5} = 4 \text{ à } 6$$

Grondwaterstroming is te beschrijven met de Wet van Darcy:

$q = k * i$ (in eenvoudige vorm) waarin

q = specifieke debiet (= debiet per eenheid van oppervlakte),
dimensie : $[LT^{-1}]$

k = doorlatendheid,
dimensie: $[LT^{-1}]$

i = het verhang, dimensieloos.

Uit de Wet van Darcy blijkt het lineaire verband tussen (specifieke) debiet en doorlatendheid. Het verkleinen van de doorlatendheid met een bepaalde faktor betekent dus een verkleining van het (specifiek) debiet met diezelfde faktor.
De grenstoestand "interne erosie" zal minder snel optreden wanneer het (specifiek) debiet kleiner wordt (in het bovenstaande voorbeeld zelfs 4 à 6 x zo klein).
In het buitenland heeft men goede ervaringen met toepassing van diepteverdichting (zie lit. 3).
Een bijkomend voordeel is de toename van de stabiliteit van een talud grenzend aan het scherm. Dit geldt echter voor alle schermen en constructies die aan de teen van een talud worden geplaatst (zie ook fig. 6).

Ter relativering van het bovenstaande zij echter opgemerkt dat het aanbrengen van klei op een plaats waar zich oorspronkelijk zand bevond een ϕ_{max} van ca. 1000 kan betekenen. In dit licht bezien is de reductiefactor voor de doorlatendheid die bij een verdichtingsscherm behoort van een te verwaarlozen orde van grootte.
Het gaat hier echter om een inventarisatie waarbij alle in aanmerking komende oplossingen de revue passeren.

6. Opbarsten van afsluitende lagen

Alhoewel het opbarsten van afsluitende lagen op zichzelf beschouwd nog niet van invloed behoeft te zijn op de stabiliteit van de waterkering, kan het aanleiding zijn tot interne erosie (er komt ruimte voor de verplaatsing van materiaal).
De grenstoestand "interne erosie" is in het voorgaande reeds ter sprake gekomen.

Het opbarsten van afsluitende lagen kan worden voorkomen door bijv. een maaiveld ophoging, die tezamen met de reeds aanwezige grondlaag de opwaartse druk kan weerstaan.
Tevens wordt het uittreeverhang van het kwelwater door de aanwezigheid van een maaiveldverhoging beperkt. Hierdoor wordt de kans op het wegspoelen van gronddeeltjes (uit het oppervlak) kleiner en dus ook de kans op het ontstaan van zandmeevoerende wellen.
Afgezien van de genoemde maaiveld verhoging kan men de kwelweg óók verlengen door bijv. afdekkende lagen in het voorland of door het opzetten van het binnendijkse waterpeil binnen kwelkaden.
Drainagesystemen, ter verlaging van de potentiaal onder de afsluitende laag, kunnen ook worden toegepast.[1] Watervoerende pakketten, die niet al te dik zijn, kunnen worden afgesloten.
Uit deze laatste twee mogelijkheden blijkt, dat bijzondere constructies ook m.b.t. het opbarsten van afsluitende lagen een rol kunnen spelen.

7. Afschuiving buitentalud

Vooral wanneer na langdurige hoge waterstanden plotseling een verlaging volgt, is de kans op afschuiving van het buitentalud het grootst. Bijzonder gevaarlijk is de situatie waarbij door stroomerosie de teen van de dijk is weggeschuurd.

1) men spreekt dan van ontlastbronnen, die men in het buitenland wel toepast (bijv. langs de Mississippi) maar in Nederland (nog) niet.

Uit het bezwijkmechanisme (zie fig. 8) blijkt, dat evenwichtsverlies optreedt wanneer het aandrijvend moment groter wordt dan het tegenwerkend moment. Hierbij zal de afschuivende schil zich in zijdelingse richting willen verplaatsen. Een grondkerende constructie, die zijn stabiliteit ontleent aan diepere grondlagen, zou deze zijdelingse verplaatsing (en dus afschuiving) kunnen voorkomen. (zie fig. 9)

Bij een slappe ondergrond kan een grondverbetering worden overwogen. Enerzijds ter vergroting van de draagkracht, anderzijds ter vergroting van de veiligheid tegen afschuiven hetgeen vooral van belang is bij het aanbrengen van grondlichamen op een slappe ondergrond (stabiliteit van de taluds).
Grondverbetering kan gerealiseerd worden door de desbetreffende slappe lagen te verwijderen terwijl er nog legio andere mogelijkheden zijn, waarbij vaak gebruik gemaakt wordt van verticale drainage. Aan de rivierzijde van een waterkering (in de uiterwaard) zal men afsluitende (klei)lagen echter intact willen houden teneinde een zo lang mogelijke kwelweg te creëren. Het "lek prikken" van zo'n afsluitende laag is dan niet aan te raden. Aan de landzijde van een waterkering (binnendijks) ligt dit echter anders. Verticale drainage kan dan ook beter worden toegepast ter verhoging van de stabiliteit van het binnentalud. Bovendien bestaat dan de mogelijkheid om die verticale drainage te combineren met horizontale drainage. In de praktijk echter zullen de meeste dijkbeheerders er niet zo gauw toe overgaan om bestaande afsluitende lagen te doorboren. Dit geldt zowel t.a.v. buitendijks als binnendijks gelegen afsluitende lagen.

Mogelijkheden om grondverbetering te realiseren kunnen, op grond van bovenstaande overwegingen, dan ook beter bij de grenstoestand "afschuiven binnentalud" ter sprake komen.

Concluderend kan gesteld worden dat bijzondere constructies een rol kunnen spelen alhoewel men met constructies ten behoeve van grondverbetering voorzichtig moet zijn.

Andere oplossingen ter voorkoming van afschuiven zijn:

a) het aanbrengen van een steunberm ter vergroting van het tegenwerkend moment en

b) het toepassen van een flauwere taludhelling

Vooral de laatste oplossing zal bij een grote kerende hoogte tot een aanzienlijk ruimtebeslag leiden. Bovendien kan het vanuit natuurwetenschappelijk oogpunt ongewenst zijn dat het bestaande talud verloren gaat.

8. Zettingsvloeiing

Ook voor zettingsvloeiingen geldt dat de kans van optreden het grootst is wanneer na een langdurige hoge waterstand een snelle daling volgt, waarbij echter het aanwezig zijn van een steile vooroever in losgepakt zand een voorwaarde is (zie ook lit.7). Voor bijzondere constructies is met betrekking tot deze grenstoestand geen rol weggelegd.

9. Afschuiving binnentalud

Evenals reeds besproken is bij "afschuiving buitentalud", kan ook van het binnentalud een moot grond afschuiven. Het verschil is echter dat "afschuiving binnentalud" zal optreden tijdens en niet ná hoge waterstanden. Bij hoge waterstanden neemt de grondwaterstand in het dijklichaam toe en dus de korrelspanning af. De grootte van de korrelspanning is juist van essentieel belang voor de maximaal opneembare schuifspanning langs een eventueel glijvlak ($\tau_{max} = \sigma_{korrel} \times \tan\varphi$ indien c=0).

De situatie kan nog gevaarlijker worden indien het bovenste deel van het binnentalud zwaarder wordt door regenwater of overslaande golven.

Bijzondere constructies zullen in de eerste plaats gericht zijn op het voorkomen van de reeds geschetste situatie van toenemende waterdruk en afnemende korrelspanning. Daarbij moet men denken aan de waterdichte of weinig doorlatende schermen, die reeds bij de grenstoestand "interne erosie" ter sprake zijn gekomen. Bij interne erosie heeft men meestal te maken met een

grondwaterstroming onder een dijklichaam. Men probeert met de genoemde schermen de watervoerende lagen af te sluiten (hetgeen bij een grote dikte van de watervoerende laag niet zo aantrekkelijk is i.v.m. uitvoeringsaspecten), of men probeert de doorlatendheid te verkleinen (zie grenstoestand "interne erosie"). Nu gaat het echter om de grondwaterstroming in het dijklichaam zelf (zie fig. 7). Een aanzienlijke beperking van die grondwaterstroming wordt bereikt door het aanbrengen van een weinig doorlatende laag op het buitentalud (hierbij kan men denken aan een kleilaag).
Het is echter ook mogelijk om een scherm aan te brengen in het dijklichaam (zie fig. 7). Over die schermen is bij de grenstoestand "interne erosie" reeds een en ander opgemerkt, hetgeen in zijn geheel ook geldig is voor schermen in een dijklichaam. Voor een voorbeeld van een succesvolle toepassing wordt naar de literatuur verwezen (zie lit.3 blz. 447, 448: een toepassing langs de Donau)
Opgemerkt zij hier dat een situatie als hierboven geschetst (waterdoorlatende dijk op weinig doorlatende ondergrond) in de praktijk nogal uitzonderlijk is. Meestal zijn dijklichaam en ondergrond beiden waterdoorlatend. In dat geval is het uiteraard geboden dat de genoemde maatregelen zich ook uitstrekken tot de ondergrond (zie fig. 7).
Zoals bij grenstoestand "afschuiven buitentalud" reeds ter sprake is gekomen kan een grondverbetering toegepast worden teneinde de stabiliteit van een talud te verzekeren respectievelijk de draagkracht van de ondergrond te vergroten. Aanwezige slappe lagen kan men natuurlijk vervangen door materiaal met voldoende draagkracht. Het baggeren van een cunet ligt dan voor de hand. Bij werken van beperkte omvang, verdeeld over verschillende plaatsen, kan het inzetten van baggermaterieel wel eens een kostbare aangelegenheid worden. In dat geval zijn alternatieve methoden het overwegen waard. Bijvoorbeeld het toepassen van zg. composerpalen. Dit zijn in de grond gevormde zandkolommen waarin d.m.v. een trilapparaat het zand wordt verdicht. Bij een gelijksoortige methode, die in het buitenland reeds met veel succes is toegepast, worden in de grond kolommen gevormd van goed verdicht grofkorrelig materiaal zoals grind of steenslag.

Deze staan bekend onder de naam "stone columns" (zie lit.17) en worden sinds het begin van de zestiger jaren toegepast ter verbetering van de draagkracht van cohesieve gronden. tegenwoordig is het mogelijk stone columns tot een lengte van 20 m met een diameter van 0.5 à 1.5 m te installeren. De diameter van de stone column wordt mede bepaald door de stijfheid van de cohesieve grond. Hiermee stuiten we direct al op een beperking van de methode: succesvolle toepassing is slechts dan verzekerd, wanneer de desbetreffende cohesieve grond over voldoende stijfheid beschikt. Men moet dan denken aan stijve klei. In Nederland hebben we meestal te maken met slappe klei. Het is echter goed mogelijk om eerst verticale drains aan te brengen (bijv. kunststofdrains) waardoor een slappe (klei)-laag een grotere stijfheid verkrijgt ten gevolge van versnelde consolidatie. Daarna kunnen dan alsnog de stone columns worden toegepast (zie fig.10).
Aangezien stone columns ook in staat zijn om overspannen grondwater af te voeren, mag verwacht worden dat de eigenschappen van de cohesieve grond steeds beter worden. Tevens zullen zettingen worden beperkt doordat de stone columns een deel van de bovenbelasting zullen dragen.

Bij rivierdijken is een buitendijks gelegen homogene en gesloten kleilaag echter belangrijk. Deze kleilaag voorkomt nl. het intreden van water in goed doorlatende ondergrond. Hierdoor wordt de kwelweg voor het water aanzienlijk verlengd. Deze gewenste verlenging van de kwelweg wordt echter teniet gedaan wanneer men goed doorlatende kolommen in een kleilaag gaat aanbrengen. Het toepassen van verticale drainage die óók naar beneden afwatert moet buitendijks worden afgeraden. Meer algemeen geldt trouwens dat men zich m.b.t. verticale drainage dient te realiseren dat vloeistoftransport ook in de ongewenste richting kan optreden. Het is van groot belang welke keuze m.b.t. het afwateren van de verticale drainage wordt gemaakt.

In het voorgaande is reeds opgemerkt dat de meeste dijkbeheerders er de voorkeur aan zullen geven om afsluitende lagen binnendijks eveneens niet te doorboren.
Bij hoge waterstanden zal de stijghoogte van het grondwater in een watervoerend pakket toenemen. Indien de verticale drainage nu in verbinding staat met dit watervoerende pakket zal het grondwater via de verticale drainage omhoog komen (grote doorlatendheid!), en zo de waterspanning doen toenemen in de bovengelegen grondla(a)g(en). Toename van de waterspanning betekent een afname van de korrelspanning en dus een geringere veiligheid (grotere kans op afschuiving).

Concluderend kan gesteld worden dat verticale drainage óók binnendijks bij voorkeur naar boven dient af te wateren.

Het doel van verticale drainage is het consolidatieproces in slecht doorlatende lagen te versnellen teneinde voldoende stabiliteit te bereiken (afvoeren van overspannen grondwater). Gelet op dit doel dient men dan ook een onderscheid te maken tussen verticale drainage en zg. ontlastbronnen. Het doel van ontlastbronnen is nl. het verlagen van de waterdruk onder een afsluitende laag teneinde het opbarsten van die afsluitende laag te voorkomen.

De eigenschappen van slappe kleilagen kunnen in het algemeen aanzienlijk worden verbeterd met behulp van zg. kalkkolommen. In slappe kleilagen worden op korte onderlinge afstand gaten gemaakt, die vervolgens (in den droge) met ongebluste kalk worden gevuld. Deze ongebluste kalk reageert direct met het poriënwater in de klei, ontwikkelt daarbij warmte en expandeert. Vervolgens ontstaan reacties met kleimineralen. Het eindresultaat is dat klei gemiddeld een schuifsterkte verkrijgt die wel een tienvoud of meer bedraagt van de oorspronkelijke waarde (lit. 5). De samendrukbaarheid van de desbetreffende kleilaag neemt sterk af.

Op de details en uitvoeringsaspecten wordt in dit vooronderzoek niet nader ingegaan.
Essentieel is dat de stabiliteit van een talud kan worden verhoogd doordat de schuifweerstand langs een glijvlak toeneemt.

Opgemerkt wordt dat de aanwezigheid van een "wiel" binnendijks een extra bedreiging vormt voor de stabiliteit van het binnentalud, vooral doordat het vaak vrij diepe, met water gevulde, gaten zijn.
Meestal is de diepte van een "wiel" zo groot dat het tot in de goed doorlatende ondergrond reikt waardoor bij hoge rivierstanden een aanzienlijke kwel kan optreden (zie fig. 12).
Lokale instabiliteit van het onderwatertalud én zandmeevoerende wellen (interne erosie), die ontstaan door overschrijding van het kritieke uittreeverhang, worden meestal niet gesignaleerd doordat alles zich beneden het niveau van het waterpeil in het "wiel" afspeelt.

Naast de reeds genoemde grondkerende constructies kunnen ter vergroting van de stabiliteit ook nog andere maatregelen worden aangetroffen.
Men kan proberen om aan de rivierzijde het kwelwater tegen te houden, middels de reeds eerder besproken schermen. In verband met de vaak grote dikte van de watervoerende lagen zal dit niet altijd het gewenste resultaat opleveren. Men zou dan immers de gehele watervoerende laag afsluiten (zie ook grenstoestand "interne erosie"). Een andere maatregel zou erop gericht kunnen zijn om het kwelwater zonder gevaren voor lokaal stabiliteitsverlies te laten uittreden. Toepassing van een filterconstructie gecombineerd met een berm teneinde voldoende stabiliteit van het onderwatertalud te bereiken (zie lit. 1, bijlage blz. 108-111 en 127), lijkt dan een goede mogelijkheid.
Concluderend kan gesteld worden dat bijzondere constructies op verschillende manieren zijn toe te passen teneinde "afschuiving binnentalud" te voorkomen.

10. Kantelen totale constructie

Een grenstoestand die men bij starre constructies niet mag vergeten, betreft kantelen (zie fig. 13). Bij waterkeringen die uit grond zijn opgebouwd zal dit verschijnsel zich niet voordoen. Maar indien de waterkering zich gedraagt als een starre constructie op slappe grond, zal t.g.v. de horizontale waterdruk een kantelmoment optreden.
De sterkte van de ondergrond, die gekarakteriseerd wordt door de beddingsconstante k en het dragende oppervlak, speelt hierbij uiteraard een belangrijke rol (evenwichtsdraagvermogen !).
De belasting wordt in hoofdzaak bepaald door : het gewicht van de kerende constructie, de geometrie en de grootte van H (zie fig. 13).

11. Afschuiven van de totale constructie

Ook deze grenstoestand is weinig relevant wanneer het gaat om een (traditioneel) ontwerp met een volumineus grondlichaam. Bij toepassing van starre, en dus vaak bijzondere, constructies met veel minder ruimtebeslag, dient men echter aandacht te besteden aan het optreden van een grenstoestand m.b.t. afschuiven (zie fig. 14).
De sterkte wordt in dit geval vooral bepaald door :
- geometrie van de waterkering
- volumieke massa van de waterkering
- wrijvingseigenschappen (c en tanφ) op grensvlak
- waterspanningen t.p.v. grensvlak

De enige belastingparameter is in feite de waterhoogte H.

12. Overmatige kwel

De primaire functie van een waterkering is het in stand houden

van een waterstandsverschil. Water heeft echter, net als elektrische lading, de neiging om van een plaats met hoge potentiaal te stromen naar een plaats met lage potentiaal. Dit komt tot uitdrukking in de, reeds eerder genoemde, Wet van Darcy:

$$q_s = - k \frac{\partial \varphi}{\partial s}$$

waarin $\varphi = z + \frac{p}{\rho g}$ de potentiaal van grondwaterstroming voorstelt.[1)]
De bovenstaande vorm van de Wet van Darcy geldt voor een homogene, onsamendrukbare vloeistof (ρg constant) in een isotroop poreus materiaal.

In het voorgaande zijn enkele grenstoestanden ter sprake gekomen, die op kunnen treden t.g.v. kwel (interne erosie, afschuiven binnentalud, lokale instabiliteit).
Deze grenstoestanden geven, in meer of mindere mate, aanleiding tot bezwijken. Er is in ieder geval sprake van een bepaald evenwichtsverlies (zie hoofdstuk 2.1).
Bruikbaarheidsgrenstoestanden hebben echter betrekking op het niet meer kunnen vervullen van de functie(s) waarvoor men de constructie (het systeem) ontworpen heeft. Hierbij kan men verder gaan dan alleen de primaire functie (waterkering) en ook andere functies zoals ontsluiting (infrastructuur), wonen, natuur en recreatie, een rol laten spelen.
De verschillende fucties stellen vaak tegenstrijdige eisen aan (het ontwerp van) een waterkering. Het zou in dit verband te ver voeren om op al deze eisen in te gaan.

Een toestand waarin verschillende functies niet meer naar behoren worden vervuld, treedt o.a. op wanneer er een bepaalde hoeveelheid water over de waterkering stroomt (zie " overlopen "), dan wel via de waterkering zelf en de ondergrond instroomt (kwel).

1) zie fig. 15

De vraag is uiteraard hoe groot die hoeveelheid mag zijn. Dit zal echter voor iedere situatie apart bekeken moeten worden. Bovendien komen de omstandigheden waarbij een grote kwel optreedt, meestal niet veel voor en duren dergelijke omstandigheden niet zo lang (een hoogwatergolf duurt meestal niet langer dan enkele dagen). Men kan het gewoon accepteren dat gedurende die tijd de bruikbaarheidsgrenstoestand wordt bereikt.
Maatregelen ter beperking van de grondwaterstroming behoeven dan niet genomen te worden. Uit vrees voor het optreden van een bezwijkmechanisme (wanneer een uiterste grenstoestand wordt bereikt), zullen echter vaak wel maatregelen worden genomen.
Deze zijn bij de desbetreffende grenstoestand reeds ter sprake gekomen.
Door het nemen van die maatregelen zal de grenstoestand m.b.t. de bruikbaarheid in het algemeen minder snel worden bereikt.
In bepaalde situaties kunnen eventueel maatregelen worden getroffen die in de eerste plaats gericht zijn op de bruikbaarheidsgrenstoestand. Hierbij kunnen bijzondere constructies ook een rol spelen. Men kan denken aan bijzondere constructies, die het mogelijk maken dat bijv. de functie " wonen " niet " geschrapt " behoeft te worden bij dijkversterking.
Een andere mogelijkheid is dat men de functie " groeiplaats voor bijzondere planten " wil handhaven. Wellicht zijn dit geen functies waarvoor men de waterkering in vroegere jaren ontworpen heeft maar die zich in de loop der tijd toch duidelijk gemanifesteerd hebben en waaraan men nu een steeds grotere waarde toe gaat kennen (zie hoofdstuk 1.1)

13. Erosie buitentalud

Het buitentalud van een waterkering wordt o.a. aangevallen door golven en stroming.
Vooral bij hoge windsnelheden en grote strijklengte ontwikkelen zich windgolven waarmee men, m.b.t. de verdediging van het buitentalud, terdege rekening moet houden. In het bijzonder wanneer deze optreden

in combinatie met een hoge waterstand, waardoor de golfaanval vooral op het bovenbeloop plaats vindt (de grootste drukstoten zijn echter te verwachten op een diepte van $\frac{1}{3}$ à $\frac{2}{3}$ H beneden het stilwaterniveau, indien H de golfhoogte voorstelt).
Afgezien van deze windgolven zal de scheepvaart golfbelasting veroorzaken. Golven die door scheepvaart worden veroorzaakt (haalgolven) zullen meestal niet de hoogte van een " extreme windgolf " bereiken maar hebben een veel grotere frequentie. Bovendien zullen golven t.g.v. de scheepvaart bij een gemiddelde waterstand optreden (zie fig. 16 + 17).
Het is dan ook belangrijk om het talud te verdedigen : zowel tegen extreme windgolven met een lage frequentie als tegen de lagere golfhoogten die vrijwel constant optreden.
Een taludbescherming functioneert onder normale omstandigheden niet principieel anders dan onder extreme omstandigheden.
Het accent ligt m.b.t. de normale omstandigheden echter meer op het aanhoudend karakter van de golfaanval en niet op de grootte ervan.
In het kader van dit "grentoestanden - overzicht" past geen verdergaande studie van verschillende soorten taludbekledingen (zie lit. 2,7, 11A). Bijzondere constructies spelen hierbij geen rol.

14. Erosie binnentalud

Vooral wanneer men een zekere mate van golfoverslag accepteert, dient men te zorgen voor voldoende erosiebestendigheid van het binnentalud. Ook afstromend regenwater vormt een bedreiging.
De kruin zelf is meestal voldoende beschermd tegen erosie door de aanwezigheid van een wegverharding.
Een homogene kleilaag van voldoende dikte en een goede grasmat bieden i.h.a. voldoende bescherming tegen " erosie binnentalud " (zie lit. 2). De overgang tussen grasmat en wegverharding kan bijv. worden gerealiseerd met grasbetontegels.

Bijzondere constructies kunnen in dit geval een rol spelen ter voorkoming van overslag (zie grenstoestand " overslag ").

15. Klink en zetting

Onder klink verstaan we de samendrukking van het dijklichaam onder invloed van het eigen gewicht. Afhankelijk van het slibgehalte van het, voor het dijklichaam, gebruikte zand kan de klink tot 10% van de aangelegde dijkhoogte oplopen.[1] Oudere dijken zijn meestal geheel uit klei opgebouwd.

Onder zetting wordt verstaan : de samendrukking van de ondergrond veroorzaakt door de bovenbelasting.
Als in de ondergrond geen dikke, slecht doorlatende samendrukbare klei- of veenlagen voorkomen, zal een groot gedeelte van de zetting al tijdens de uitvoering van het werk optreden.

Meestal is de zetting en klink verdisconteerd in de aanleghoogte. Eveneens wordt vaak een overhoogte aangebracht om de relatieve bodemdaling te compenseren.

Wanneer het desondanks noodzakelijk is om een bestaande waterkering te verhogen, kunnen bijzondere constructies een rol spelen. Teneinde niet in herhaling te vervallen, wordt verwezen naar de grenstoestand " overlopen ".

1) zie lit. 6

II.3 Conclusie

In tabel 1[x)] is een overzicht gegeven van de relevante grenstoestanden waarbij voor iedere grenstoestand in vermeld of bijzondere constructies een rol kunnen spelen. Tevens is aangegeven aan wat voor constructies men dan moet denken.
De grenstoestanden " kantelen en afschuiven van de totale constructie " zijn in dit overzicht volledigheidshalve vermeld alhoewel zij voor uit grond gebouwde waterkeringen waarschijnlijk nooit zullen optreden. Wanneer echter starre constructies worden toegepast dient men deze grenstoestand , zoals reeds eerder gezegd, wel te onderzoeken. In feite wordt dus, weliswaar impliciet, verondersteld dat een uit grond opgebouwde waterkering het uitgangspunt is.
Hierbij is, in dit hoofdstuk, nagegaan welke grenstoestanden kunnen optreden en of bijzondere constructies toegepast kunnen worden ter voorkoming daarvan.
De conclusie lijkt gerechtvaardigd (zie tabel 1)
dat bijzondere constructies inderdaad een rol kunnen spelen.
Bovendien is nu duidelijk bij welke grenstoestanden. Door nu
Het bijbehorende bezwijkmechanisme te bestuderen, wordt duidelijk wat met een bepaalde maatregel of door toepassing van een bijzondere constructie bereikt dient te worden.
In tabel 1 zijn mogelijke bijzondere constructies bij iedere grensstand aangegeven.

Vanwege de hoge kosten, verbonden aan het toepassen ervan, lijkt de kans klein dat bijzondere constructies zullen worden toegepast in situaties waar ze niet écht nodig zijn.
Indien men echter besluit bijzondere constructies toe te passen moet duidelijk zijn met welk doel (om welke grenstoestand gaat het ?).
Voorkomen dient te worden dat in een bepaalde situatie, een bepaalde bijzondere constructie ten onrechte wordt toegepast.

x) zie blz. 35

In dit hoofdstuk is getracht een overzicht te geven van bijzondere constructies m.b.t. bepaalde grenstoestanden en de (on)mogelijkheden van die constructies, in de hoop hiermede een rationeel en objectief besluitvormingsproces te ondersteunen.
Indien het doel duidelijk geformuleerd is kan de meest geschikte constructie worden gekozen, rekening houdend met de specifieke omstandigheden die ook bepaalde eisen stellen. Indien men bijv. kiest voor een damwand omdat het buitentalud een hoge natuurwetenschappelijke waarde heeft, moet wel onderzocht worden in hoeverre de waterhuishouding in het dijklichaam zal veranderen. Zwaar materieel waarmee men bepaalde bijzondere constructies wil realiseren kan schade veroorzaken aan een monumentaal gebouw dat men juist, middels dure bijzondere constructies, zo goed mogelijk had willen vrijwaren van schade t.g.v. dijkversterkingswerkzaamheden.
Deze twee voorbeelden maken het belang van specifieke omstandigheden duidelijk. Van plaats tot plaats zullen ze verschillen. Eén van die specifieke omstandigheden is ook de ondergrond. In het volgende hoofdstuk zal, vanwege het grote belang, die ondergrond nader aan de orde komen.

Grenstoestand	Toepassing bijzondere constr. mogelijk	Omschrijving van desbetreffende bijzondere constructie
(1) overlopen	+	vaste of beweegbare verhogingsconstructies bestaande uit starre elementen in combinatie met grondlichaam
(2) overslag	+	(zie overlopen)
(3) lokale instabiliteit van binnentalud	+	filterconstructies en schermen
(4) mechanische beschadiging van het buitentalud	-	
(5) interne erosie ("piping")	+	schermen en eventueel filterconstructies
(6) opbarsten van afsluitende lagen	+	zie "interne erosie" en kwelkaden
(7) afschuiving van het buitentalud	+	grondkerende construc ies en grondverbetering 1)
(8) zettingsvloeiing	-	
(9) afschuiving binnentalud	+	grondkerende constructies, grondverbetering, schermen en filterconstructies
(10) kantelen van de totale constructie	-	
(11) afschuiven van de totale constructie	-	
(12) overmatige kwel	+	schermen filterconstructies en kwelkaden
(13) erosie van het buitentalud	-	
(14) erosie van het binnentalud	+	verhogingsconstructies
(15) klink en zetting	+	verhogingsconstructies

tabel 1 Opm. : toepassing van bijzondere constructies is wel of niet mogelijk : resp. + of - in de bovenstaande tabel

1) indien toelaatbaar i.v.m. afsluitende lagen aan de rivierzijde

III. GEOTECHNISCHE ASPECTEN

III.1 Algemeen

Voor veel civieltechnische projecten geldt dat het uitermate belangrijk is om een goed inzicht te hebben in de opbouw, samenstelling en eigenschappen van de ondergrond. Dit geldt ook m.b.t. het aanleggen of versterken van waterkeringen. Vooral wanneer men zich realiseert dat de ondergrond een integrerend onderdeel is van een waterkering.
Bij het begrip " waterkering " wordt meestal uitsluitend gedacht aan de zichtbare, natuurlijke of kunstmatige, afscheiding die het water tegenhoudt (bijv. een dijklichaam).

De grenstoestanden die in het vorige hoofdstuk behandeld zijn illustreren echter het belang van de samenhang tussen een dijklichaam en de ondergrond (denk aan grenstoestanden m.b.t. kwel, stabiliteit binnentalud, interne erosie etc.).

III.2 Geologie

Met uitzondering van Zuid-Limburg bevinden zich in Nederland tot tientallen meters diepte onder maaiveld jonge zg. kwartaire afzettingen. Het kwartair is verdeeld in twee tijdvakken (op grond van de ouderdom) : het oudere Pleistoceen en het jongere Holoceen.
Tijdens het Pleistoceen zijn onder invloed van de wisselende werking van wind, landijs, rivieren en zee dikke, zandige, meestal draagkrachtige grondlagen gevormd. Uit het schematisch geotechnische profiel door Nederland (zie fig. 18) blijkt duidelijk dat, gaande in oostelijke richting pleistocene afzettingen op een steeds geringere diepte beneden maaiveld zullen worden aangetroffen.

Rivierafzettingen zijn in Nederland verreweg de belangrijkste

pleistocene afzettingen. Nederland was gedurende het grootste deel van het oudere Pleistoceen een uitgebreid deltagebied. Maas en Rijn voerden sediment aan terwijl, door opdringend landijs in het Oostzeegebied, ook Noordduitse rivieren (Weser en Elbe) via Nederland afwaterden.
Sommige fluviatiele afzettingen bevatten dan ook componenten afkomstig uit centraal Duitsland. Vulkanisme in de Eifel leverde de karakteristieke mineralogische bijdragen aan de Rijnzanden op. Aan weerszijden van de rivierdalen werden de dekzandgebieden gevormd. In die gebieden vindt men zeer fijnkorrelig zand met een regelmatige korrelgroote dat door de wind werd aangevoerd. In het oosten van Nederland zijn deze dekzanden aan het oppervlak te vinden. Overigens zijn deze dekzanden vaak bedekt door holocene afzettingen (zie fig. 19).

Gedurende het Holoceen hebben de grote rivieren en de zee diverse sedimenten afgezet. Holocene afzettingen overheersen sterk in het westen van Nederland. Deze afzetting, die meer dan 15 à 20 m dik kunnen zijn, bestaan veelal uit slappe samendrukbare leem- en kleilagen waarin zeer slappe veenlagen voorkomen.
Het holocene pakket wordt in bepaalde gebieden doorkruist door een zeer onregelmatig patroon van, meestal met zand opgevulde, kreken en geulen die kwel kunnen veroorzaken. Soms is er sprake van een sterkere klink in gebieden tussen met zand gevulde kreken en geulen, die dan opvallen als hogere zandruggen.

In het rivierengebied wordt wel onderscheid gemaakt tussen stroomgordel-, oever- en komafzettingen.
-Stroomgordelafzettingen zijn te vinden in de meandergordel waarbinnen de rivierloop zich steeds heeft gewijzigd.
-Oeverafzettingen grenzen aan de stroomgordelafzettingen en zijn afgezet in een zone naast de rivier waar de stroomsnelheid voldoende groot was om sedimenttransport mogelijk te maken. Bij dalende stroomsnelheden werd dit sediment, in de vorm van

fijn zand en silt, afgezet.
Zo vormden zich de oeverwallen, die opgroeiden tot het hoogste waterpeil (zie fig. 20).
-Komafzettingen werden gevormd, doordat het water op de overstromingsvlakte (achter de oeverwallen) bij een dalende waterstand werd afgesneden van de rivier.
Er ontstonden gebieden met stilstaand water waar zelfs de fijnste deeltjes konden bezinken. De komafzettingen bestaan dan ook voornamelijk uit klei (de zg. komklei) terwijl aan de basis van de komklei ook wel veen voorkomt.

De oeverwallen langs de rivier waren echter niet overal even hoog. Bij hoogwater stroomde het water dan ook over de laagste plekken, waarbij geulen in de oeverwallen werden ingesneden. Aan het einde van die geulen vormde het binnenstromende water zeer vlakke sedimentwaaiers. Ook bij dijkdoorbraken voltrok zich een dergelijk proces waarbij sediment werd afgezet. Die afzettingen worden in Nederland " overslaggronden " genoemd.
De geulen die werden uitgeschuurd waren soms zo breed en diep dat er in de overstromingsvlakte een nieuwe rivierloop werd gevormd. De rivier splitste zich dan in twee lopen (zoals de Nederrijn en de Waal) of de oude werd afgesloten.
Riviervlakten bevatten dan ook talrijke verlaten beddingen met hun oeverwallen, die afwisselen met komgronden. Bij voortgaande sedimentatie kunnen de oeverwallen van de verlaten beddingen weer door de komgronden worden bedekt, zodat ze slingerende zandbanen in de ondergrond vormen.

Het bovenstaande, korte en geenszins volledige, overzicht maakt duidelijk dat de geologische opbouw en samenstelling van de ondergrond in het rivierengebied over korte afstanden sterk kan variëren. Dit geldt dus ook t.a.v. de parameters die voor civieltechnische werken bijzonder belangrijk zijn, zoals doorlatendheid,

volumegewicht, wrijvingshoek, cohesie, samendrukkingsconstante etc.

Het is, op grond van bovenstaande beschouwingen dan ook niet goed mogelijk omééen representatief geologisch dwarsprofiel te geven voor het gehele rivierengebied.

Voor een profiel dat echter veel voorkomt langs de rivieren wordt verwezen naar fig. 21

De watervoerende zandlaag, die in contact staat met de rivier, is vaak tientallen meters dik : circa 40 m volgens het rapport van de Commissie Rivierdijken (zie bijlagen blz. 109 lit. 1).

Binnendijks kunnen dan ook hoge waterspanningen, onder een afdekkende kleilaag, voorkomen met het gevaar voor zandmeevoerende wellen (zie ook grenstoestand " interne erosie ").

III.3 Kaartmateriaal

Teneinde voldoende inzicht te verkrijgen in de opbouw, samenstelling en eigenschappen van de ondergrond is het raadplegen van kaarten beslist noodzakelijk. De vraag is natuurlijk : " welke kaarten ? "
Zeker in Nederland heeft men een groot aantal kaarten vervaardigd; genoemd kunnen worden:
topografische, geologische, hydro—geologische, geo—morfologische, bodem-, grondwater-, rivier- en waterstaatskaarten.
Daarnaast kan nog gebruik gemaakt worden van luchtfoto's, kwelfoto's (gemaakt tijdens het hoogwater van 1982 door het Centrum van Onderzoek Waterkeringen), kaarten van provinciale diensten en meer incidentele informatiebronnen (zoals ruilverkavelingsplannen en grote bouwprojecten).
Uit deze veelheid van kaarten moet men dan de relevante gegevens destilleren waarna meer doelgericht aanvullend grondonderzoek uitgevoerd kan worden.

36

Sinds kort bestaat de mogelijkheid om kaarten te laten vervaardigen (door het Laboratorium voor Grondmechanica en de Rijks Geologische Dienst) die uitgebreide informatie verschaffen over de ondergrond ten behoeven van civieltechnische projecten: de ingenieursgeologische kaarten (zie fig. 22)
Deze kaarten bundelen alle relevante geotechnische kennis met behulp van geavanceerde technieken op een snelle en uniforme wijze. Deze kennis wordt bovendien in de, voor de civiel - technicus, meest bruikbare vorm gepresenteerd.

Ingenieursgeologie is een vakgebied dat pas in de zestiger jaren tot ontwikkeling kwam. Het vertalen en interpreteren van geologische informatie ten behoeve van civieltechnische projekten staat binnen dit vakgebied centraal (zie lit. 9).
In het ideale geval speelt de ingenieursgeologie een grote rol in de beginfase van een civieltechnisch projekt.
Het inschakelen van een ingenieursgeoloog kan overwogen worden. Deze mensen denken meestal meer driedimensionaal, dit in tegenstelling tot veel mensen uit de civieltechnische wereld die (bijvoorbeeld) m.b.t. een dijk vaak denken dat alle problemen zich voordoen in een dwarsdoorsnede loodrecht op de dijkas. Evenwichtsverlies van een talud bijvoorbeeld kan echter fysisch niet optreden in één geïsoleerde doorsnede of smalle schijf van een dijk. Er zal altijd sprake zijn van een zekere lengte.

Ingenieursgeologische kaarten met geotechnische profielen vormen tevens bij uitstek de basis voor een zg. "uitgekiend ontwerp" waarbij bijzondere constructies worden toegepast.

Aanvullend terrein- en laboratoriumonderzoek zal echter veelal noodzakelijk zijn om meer gedetailleerde gegevens te behoeve van het ontwerp te krijgen.

[illegible]

[illegible]

[illegible]

IV. COUPURES

In de hoofdstukken I en II zijn een aantal bijzondere constructies genoemd die een belangrijke rol kunnen spelen wanneer, om verschillende redenen, een traditioneel ontwerp niet gerealiseerd kan worden. Het betrof vooral situaties waarin het behoud van landschappelijke, natuurwetenschappelijke en cultuurhistorische waarden centraal stond. Het begrip "uitgekiend ontwerp" werd geïntroduceerd, ter realisering waarvan extra financiële offers aanvaardbaar werden geacht.

Op verschillende plaatsen langs de grote rivieren doen zich echter nog andere situaties voor waarbij de aanwezigheid van een traditionele waterkering problemen oplevert. Het betreft die situaties waarin de waterkering en de lokale lineaire infrastructuur (communicatielijnen tussen bevolkings- en activiteitencentra) elkaar kruisen. Hierbij kan men denken aan een spoorwegverbinding met een haventerrein of een wegverbinding met de aanlegplaats van een veerboot. In het algemeen wordt de waterkering onderbroken of verlaagd, teneinde de gewenste verbinding te kunnen realiseren (aangezien het kruisen op de gewenste aanleghoogte van de waterkering bezwaarlijk of onmogelijk is). Men spreekt dan van coupures.

Het spreekt voor zich dat het plaatselijk onderbreken of verlagen van de waterkering afbreuk doet aan de veiligheid tegen overstroming van het achterliggende land. Coupures moeten dus, indien mogelijk, worden vermeden. In die gevallen waar coupures toch noodzakelijk zijn, moet als eis gesteld worden dat die coupure tijdig gesloten kan worden waarna de afgesloten coupure dezelfde veiligheid tegen overstroming biedt als de aangrenzende dijkvakken. Het heeft immers totaal geen zin om zeer veilige dijken aan te leggen of middels dijkversterkingen een grote veiligheid te realiseren wanneer tegelijkertijd relatief onveilige coupures gehandhaafd worden. De sterkte van een ketting wordt immers bepaald door de zwakste schakel.

38

Een belangrijk aspect m.b.t. tot de veiligheid van coupures is het operationele dijkbeheer. In lit. 11 wordt dan ook op aanwezigheid resp. bruikbaarheid van afsluitmiddelen en het tijdig installeren van deze middelen gewezen. Grove nalatigheid kan in dit verband tot inundatie leiden (zie fig.23). Alhoewel een ontwerper niet verantwoordelijk gesteld kan worden voor de gevolgen van onzorgvuldig gedrag van anderen, dient hij zich wel te realiseren dat het ontwerp mede bepalend is voor de kans op, en de gevolgen van, onzorgvuldig gedrag van de toekomstige beheerder (lit.7).

Op welke hoogte moet bijvoorbeeld de vloer van een coupure komen? Volgens lit.11 is een ligging boven het ontwerppeil aan te bevelen. In ieder geval zo hoog dat afsluiten van de coupure met een niet al te grote (....) frequentie behoeft te geschieden.
Reeds eerder is opgemerkt (in voorgaande hoofdstukken) dat de zorgvuldigheid m.b.t. beheer en onderhoud zal afnemen naarmate de jaren verstrijken en er zich geen kritieke situatie voordoet (met bijzonder hoge waterstanden) terwijl de neiging om op deze post te bezuinigen zal toenemen. De mentaliteit van "het gaat al jaren goed" krijgt de overhand.

Zou het dan misschien beter zijn om de vloer van de coupure wat lager te kiezen? Dan moet men immers met een grotere frequentie de coupure sluiten waardoor bovenstaande ontwikkeling wellicht kan worden voorkomen. Vanuit sociaal-economisch oogpunt is het echter weer ongewenst wanneer communicatielijnen frequent worden afgesneden.

Naast de vraag welke vloerhoogte men kiest (ook de eisen van de gebruikers van de desbetreffende communicatielijn spelen hierbij een rol), moet ook een antwoord gegeven worden op de vraag welk afsluitingsmiddel men kiest. Als mogelijkheden kunnen worden genoemd: puntdeuren, roldeuren, hefdeuren en schotbalken.

Het afsluiten van een coupure met losse elementen (zoals schotbalken) is in financieel opzicht wel een aantrekkelijke oplossing. Er behoeven slechts enkele eenvoudige voorzieningen te worden getroffen (vlakke drempel, schotbalksponningen, mogelijkheid tot plaatsen van tussenpaaltjes etc.).
Vanuit een operationeel standpunt bezien zijn deuren wellicht toch in het voordeel. Losse elementen moeten immers ergens worden opgeslagen. Vanaf die plaats moeten ze, indien nodig, worden aangevoerd en vervolgens nog worden geïnstalleerd.
Zelfs indien men tijdig met al deze handelingen begint, kan er nog van alles misgaan. Het standaardiseren van coupures en schotbalken (zie lit.10), de aanwezigheid van een goed "draaiboek", regelmatige oefening en goede controle- en onderhoudsprocedures, vormen het antwoord op de operationele bezwaren.

Deuren zijn reeds ter plaatse aanwezig, waardoor de fase van aanvoeren en installeren wordt overgeslagen. Goede controle en onderhoudsprocedures blijven echter van groot belang. Het kan immers jaren duren voordat een coupure gesloten moet worden (afhankelijk van de vloerhoogte). Maar als het dan eens nodig is, mag het gekozen systeem niet falen.
Hiermee zijn we weer terug het betrouwbaarheidsaspect dat in de hoofdstukken I en II ook ter sprake is gekomen. Vooral in verband met beweegbare constructies ter voorkoming van de grenstoestanden "overlopen" en "overslag" maar ook in verband met overige bijzondere constructies.
Gelet op deze overeenkomsten zou men beweegbare constructies voor het sluiten van coupures in een onderzoek naar bijzondere constructies kunnen betrekken.

V. VERANTWOORDING VERDER ONDERZOEK

Ter verantwoording van verder onderzoek wordt het volgende opgemerkt.
Het is, om verschillende redenen, begrijpbaar dat instanties die belast zijn met de zorg voor de waterkering (meestal waterschappen) en, meer algemeen, de ambtelijke apparaten op het gebied van de waterstaatzorg de voorkeur geven aan een traditionele wijze van dijkversterking.
Bijvoorbeeld vanwege het financieringsaspect. Het Rijk verstrekt subsidies ter realisering van rivierdijkversterkingen.
In het Deltagebied worden de directe kosten van de uitvoering voor 100% gesubsidieerd door het Rijk (men kan in dit verband dan eigenlijk niet meer van "subsidie" spreken). Voor eigen rekening van de waterschappen blijven: de kosten van voorbereiding, toezicht en de renteverliezen.
Zoals bekend verondersteld wordt, is de grens van het Deltagebied in 1971 vastgesteld: voor de Lekdijken werd die grens vastgesteld bij Schoonhoven en voor de dijken langs de Merwede bij het splitsingspunt Werkendam.
De overige riviergedeelten werden als rivierengebied aangemerkt.
Voor de financiering van rivierdijkversterkingen is er per 1 maart 1980 een voorlopige subsidieregeling vervangen door een definitieve subsidiregeling. De nieuwe regeling voorziet in een subsidie van 80% in de directe kosten van uitvoering.
De kosten van voorbereiding, toezicht en onderhoud vallen er niet onder (lit. 18).
Men zal dus geneigd zijn om op een zodanige wijze te versterken dat er in de toekomst met zo weinig mogelijk onderhoud volstaan kan worden. Een traditioneel ontwerp heeft dan de voorkeur (een grondlichaam met grasbedekking en geen vreemde elementen).
Tevens moet onderstreept worden wat de Commissie Rivierdijken destijd in haar eindrapport stelde:
"een uit veiligheidsbelangen en beheersoverwegingen ingegeven waterbouwkundige traditie in ons land is namelijk dat dijkontwerpen met een zekere robuustheid en royaliteit worden opgezet".

De invloed van deze traditie is wellicht in de waterstaatswereld nog merkbaar aanwezig, hetgeen niet zo vreemd is wanneer men zich realiseert dat:

-pas enkele decennia geleden voor het eerst een wetenschappelijke benadering van waterbouwkundige problemen tot stand kwam.

-de meeste overheidsorganen (en dus ook die organen belast met waterstaatszorg) bureaucratisch van aard zijn en dus trekken vertonen van een gesloten systeem met (zeker wat betreft de waterstaatzorg) soms vergaande bevoegdheden.
Dit laatste geldt vooral m.b.t. organen (waterschappen) die belast zijn met de zorg voor waterkeringen die het land moet beschermen tegen overstromingen. Deze situatie maakt het er niet makkelijker op nieuwe ideeën ingang te doen vinden.

- er een ingenieurswijsheid bestaat die zegt dat als er in een ontwerp 10% nieuwe technologie wordt gestoken er altijd grote problemen zullen ontstaan.

De weerstand tegen het realiseren van traditionele ontwerpen is echter steeds groter geworden. Landschappelijke, cultuurhistorische en natuurwetenschappelijke belangen worden steeds meer verdedigd waardoor technici voor het probleem gesteld worden om waterkeringen te ontwerpen die in voldoende mate rekening houden met de genoemde belangen terwijl anderzijds geen afbreuk aan de veiligheid wordt gedaan. Men kan, gezien de huidige ontwikkelingen op wetenschappelijk gebied (o.a. de ontwikkelingen op het gebied van de grondmechanica en, meer algemeen, op het gebied van de waterbouwkunde waar het probabilistisch ontwerpen zijn intrede doet) niet langer volhouden dat dit een onmogelijke opgave is, dan wel met eenvoudige en beknopte argumenten nieuwe ideeën afwijzen.

Op grond van bovenstaande overwegingen wordt verder onderzoek naar de toepassing van bijzondere constructies voor rivierdijken verantwoord geacht. In de voorgaande hoofdstukken zijn de mogelijkheden om bijzondere constructies toe te passen, in die gevallen waar een traditioneel ontwerp ongewenst geacht wordt, nader onderzocht. Aangezien het slechts een inventarisatie betrof zal in het vervolg ontwerp en uitvoering nader aan de orde komen. Getracht zal worden om de huidige wetenschappelijke ontwikkelingen hierbij zo volledig mogelijk tot hun recht te laten komen.

LITERATUURLIJST

lit. 1 Commissie Rivierdijken
Rapport Commissie Rivierdijken, maart 1977

lit. 2 Rivierdijken en Boezemkaden
Stichting Postdoctoraal Onderwijs in de Civiele Techniek
1983

lit. 3 Pavel Peter
Canal and River levées
Elsevier Scientific Publishing Company, 1982

lit. 4 Algemene Geologie
Pannekoek e.a.,Wolters Noordhof Groningen
3e druk, 1982

lit. 5 Moderne Funderingstechnieken
Prof. Ir. A.F. van Weele
Uitgeverij Waltman Delft, 2e druk, 1983

lit. 6 Collegedictaat f3, TH Delft, 1984

lit. 7 Collegedictaat f11, TH Delft , 1982

lit. 8 Collegedictaat f13A, TH Delft, 1984

lit. 9 Collegedictaat q13 , TH Delft, 1983

lit.10 Eindrapport ISP Dijkverbetering, Deel I
(Denkend aan Holland), TH Delft, 1984

lit.11 Leidraad voor ontwerp, beheer en onderhoud van constructies
en vreemde objecten in, op en nabij waterkeringen
TAW, april 1976

lit.11A Leidraad cementbetonnen dijkbekledingen, rapport 119
TAW/CUR-VB, 1984

lit.12 Invloed graverij van de muskusratten op waterkeringen
COW, maart 1981

lit.13 Markante verschijnselen aan rivierdijken opgetreden tijdens
de hoge Rijafvoer van januari 1982 (S-82.018)
COW, juli 1982

lit.14 Rapport Voorwerkgroep probabilistische methode
COW, maart 1979

lit.15 Golfoploop en Golfoverslag
TAW/ Prof.Ir. J.A. Battjes, januari 1972

lit.16 Zandmeevoerende wellen
COW (S-77.066), november 1977

lit.17 Toepassing Stone Columns
Pt/ Civiele Techniek, maart 1985

lit.18 Collegedictaat aa4 (waterstaatsrecht), TH Delft, 1985

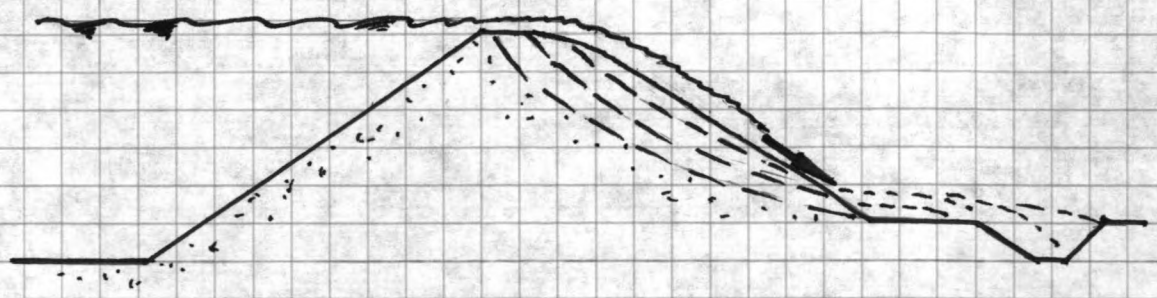
Gebruikte afkortingen:

TAW : Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen
COW : Centrum voor Onderzoek Waterkeringen

FIGUREN 1 t/m 23 : zie bijlage

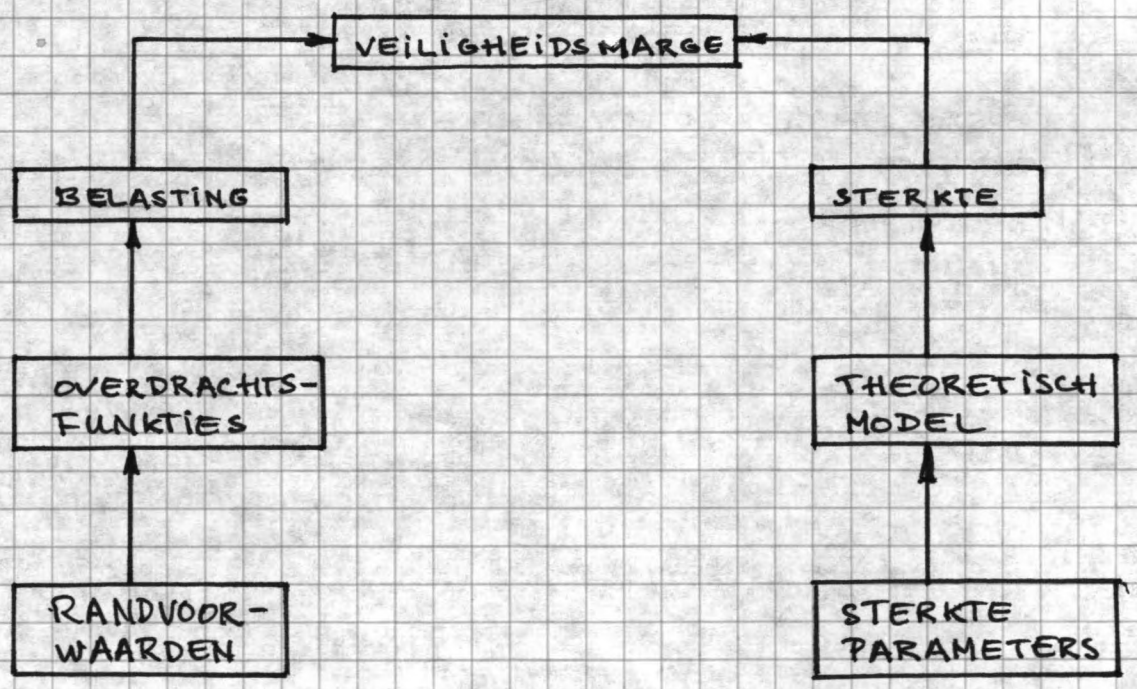
Opm.
Géén van de figuren is op schaal getekend ,
het zijn meer principeschetsen ter verduidelijking
van in de tekst gemaakte opmerkingen.

FIG. 1



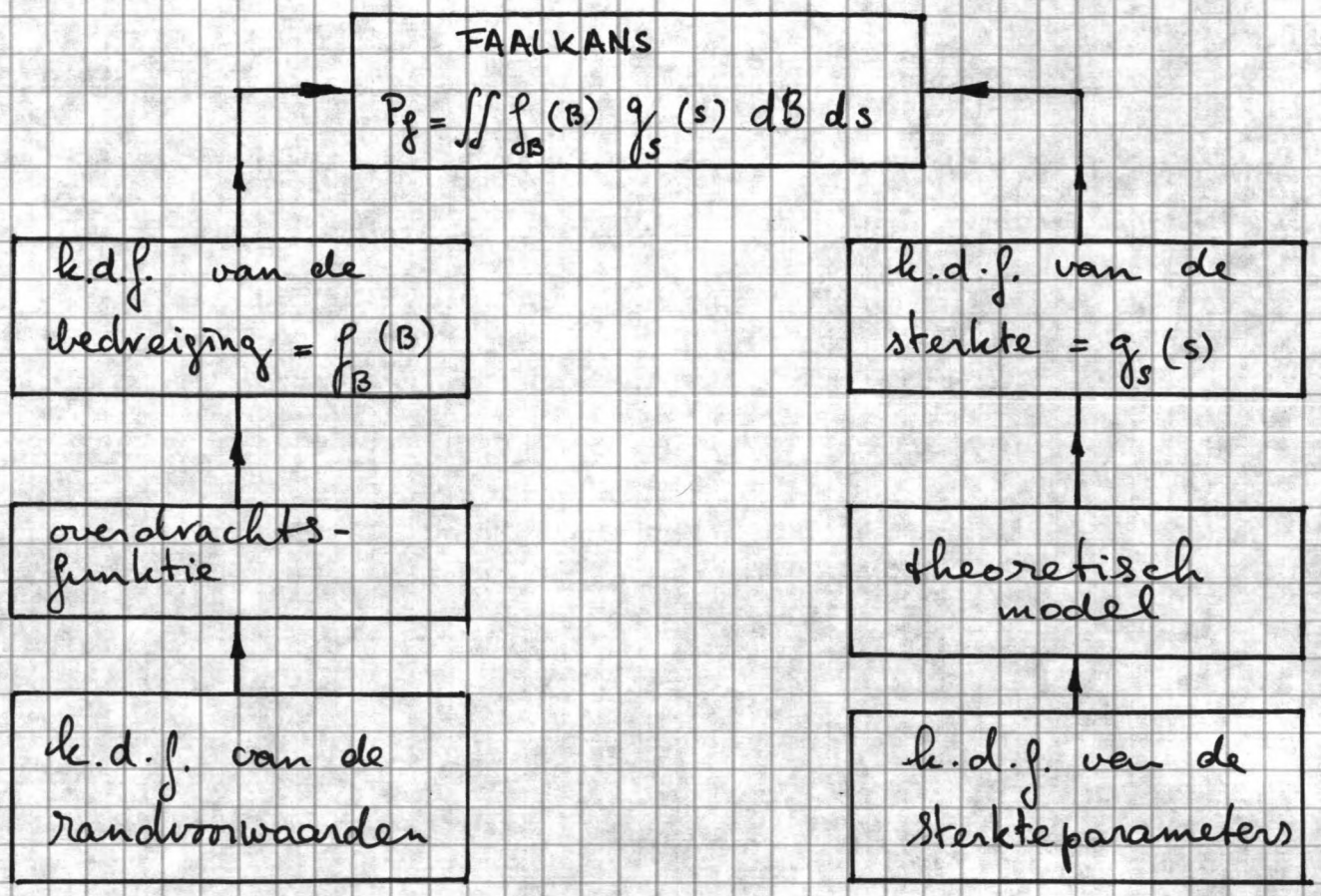
• GRENSTOESTAND "OVERLOPEN" MET EROSIE VAN HET BINNENTALUD

FIG. 2



• BIJ EEN <u>DETERMINISTISCHE</u> BENADERING STELT MEN : γ = VEILIGHEIDSCOËFFICIENT = $= \frac{\text{STERKTE}}{\text{BELASTING}}$; VERVOLGENS BEOORDELEN OF γ VOLDOENDE GROOT IS

FIG. 3



• DE PROBABILISTISCHE METHODE
(k.d.f. = kansdichtheidsfunktie)

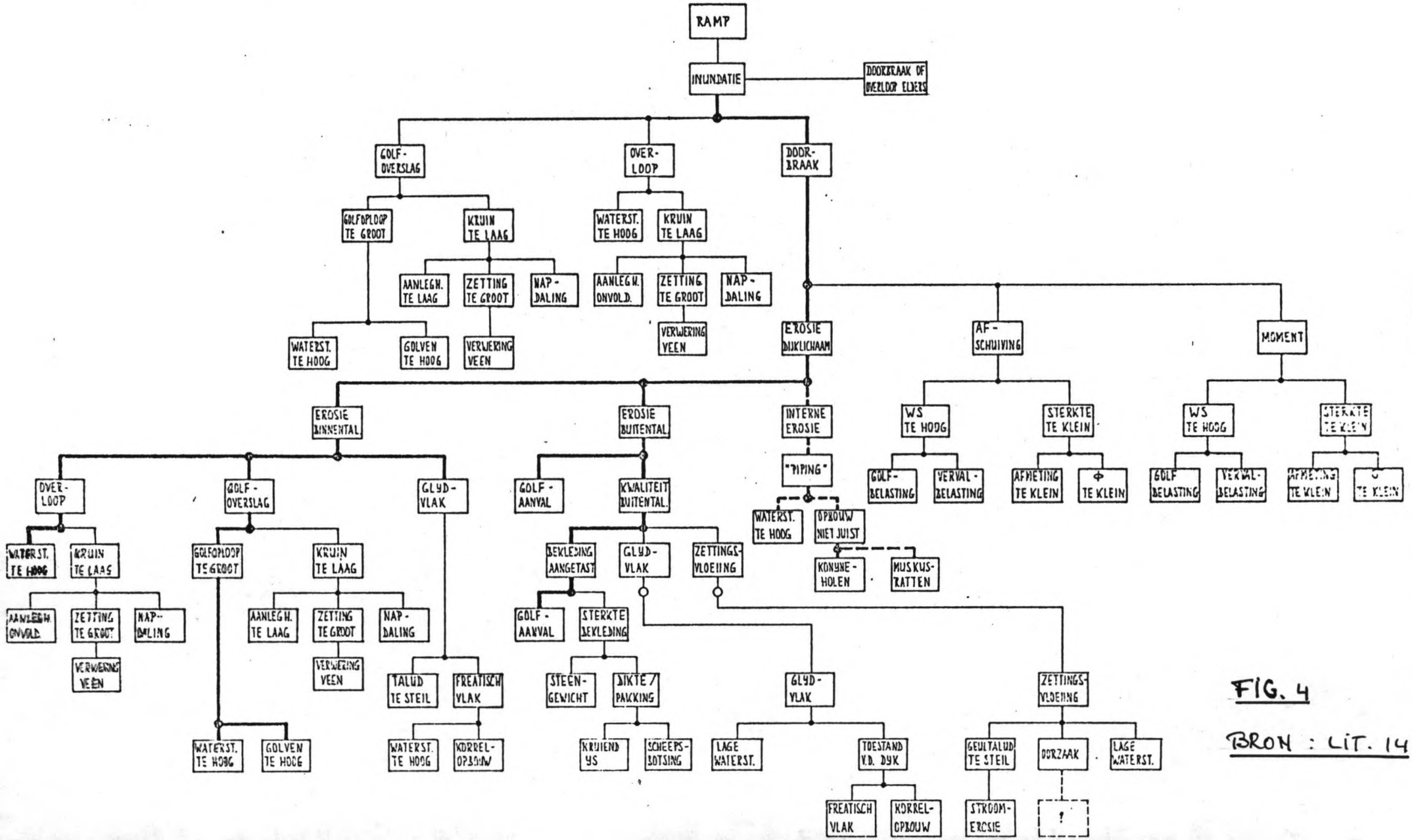
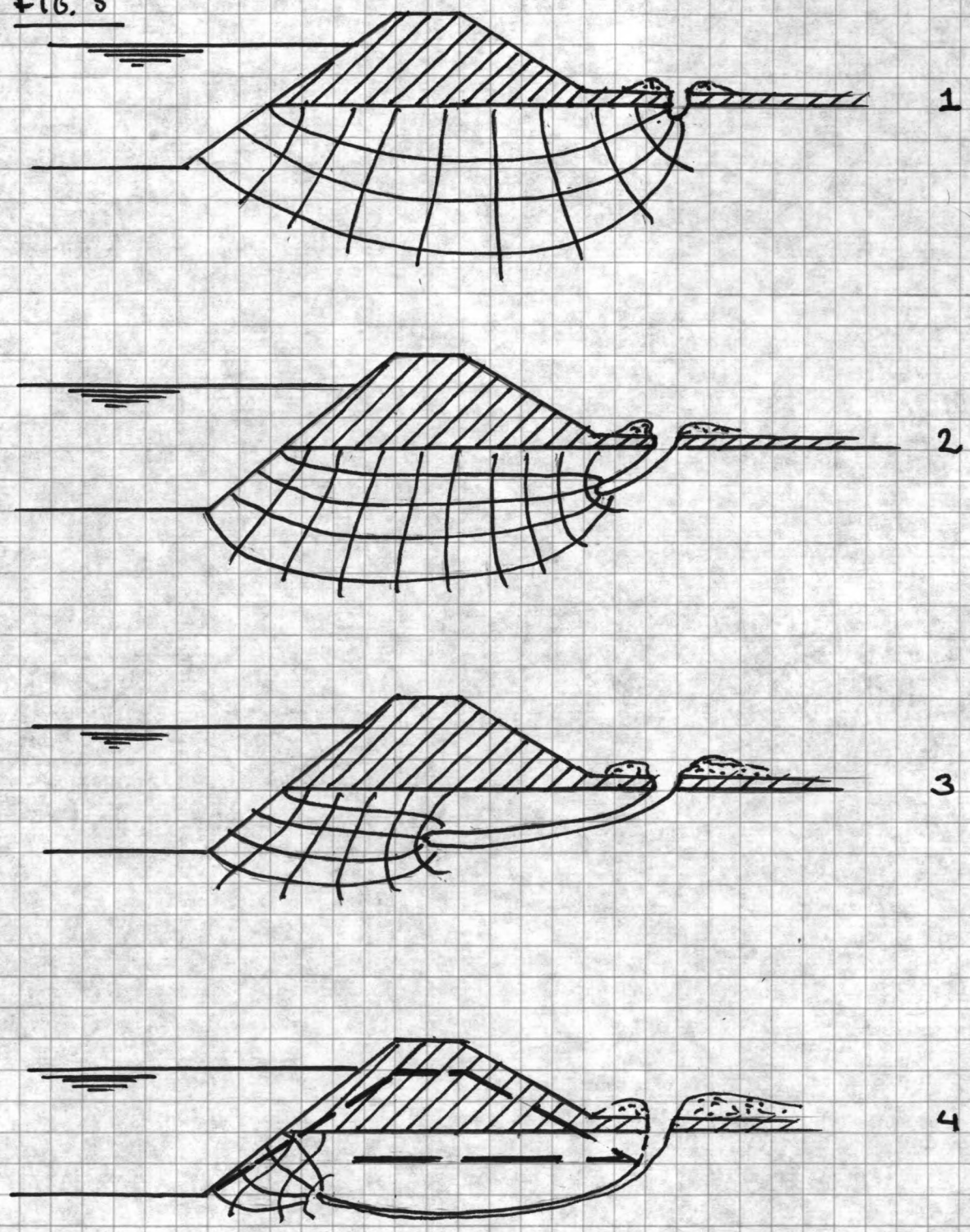


FIG. 4

BRON : LIT. 14

Fig. 5



• PROCES VAN INTERNE EROSIE (PIPING) LEIDEND TOT BEZWIJKEN VAN DE WATERKERING.

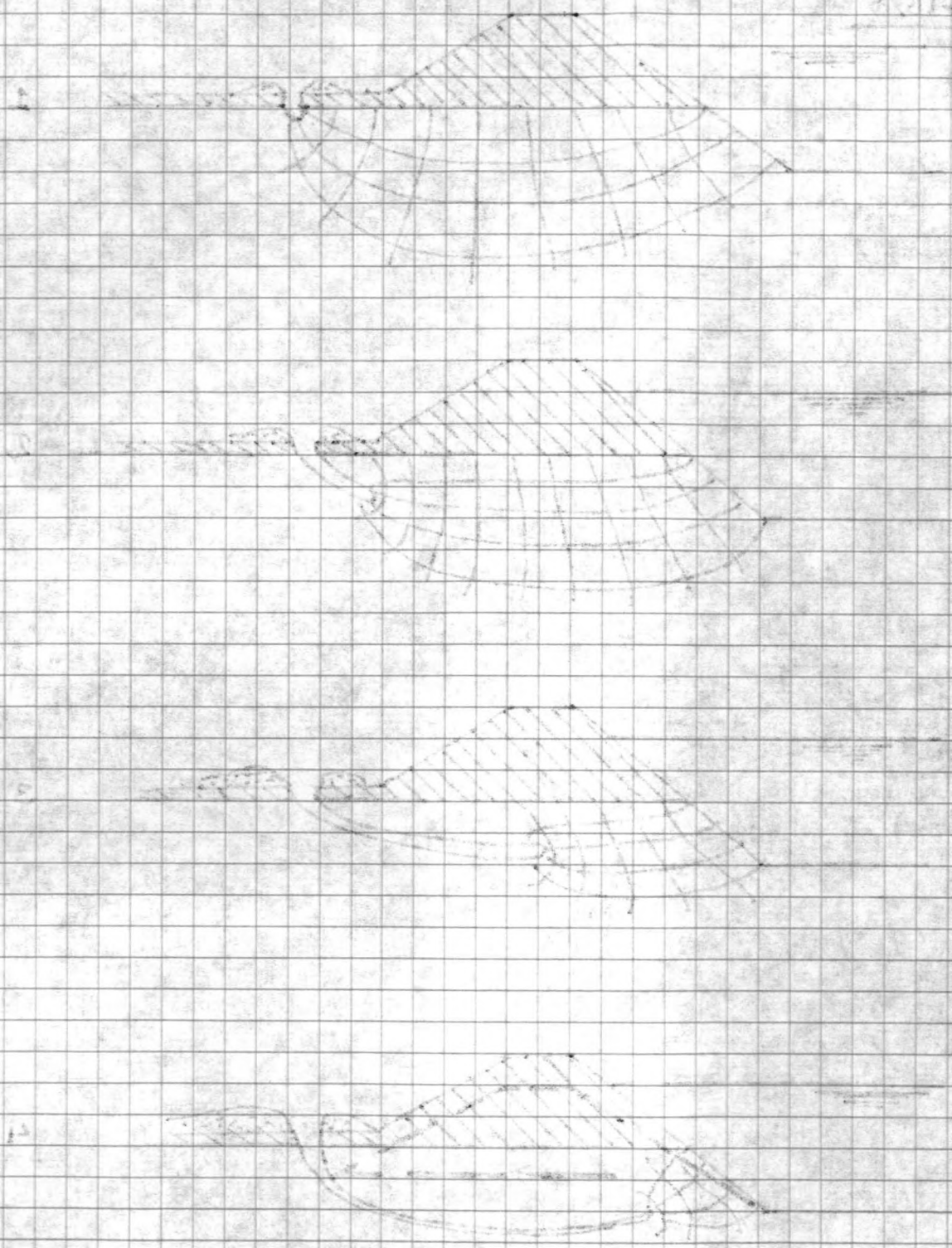
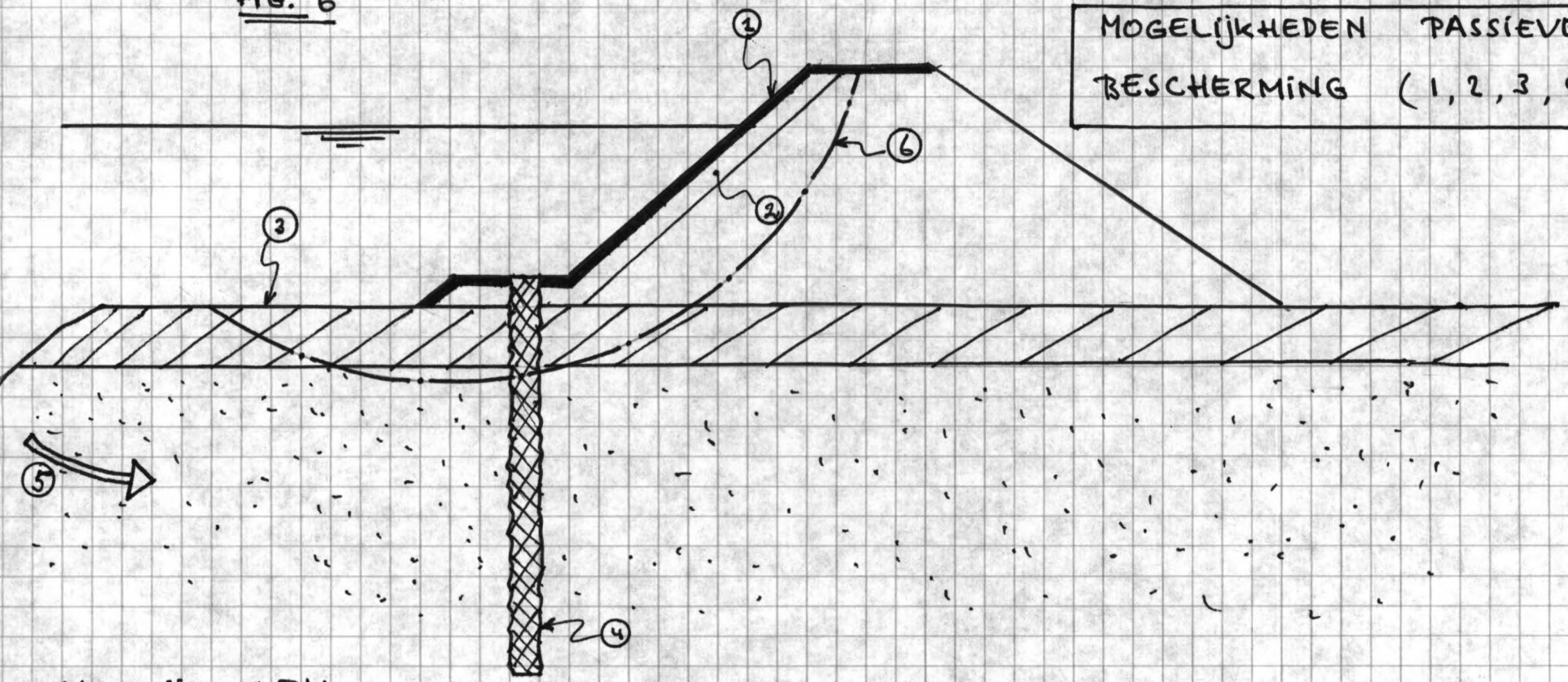


FIG. 6

MOGELIJKHEDEN PASSIEVE BESCHERMING (1, 2, 3, 4)



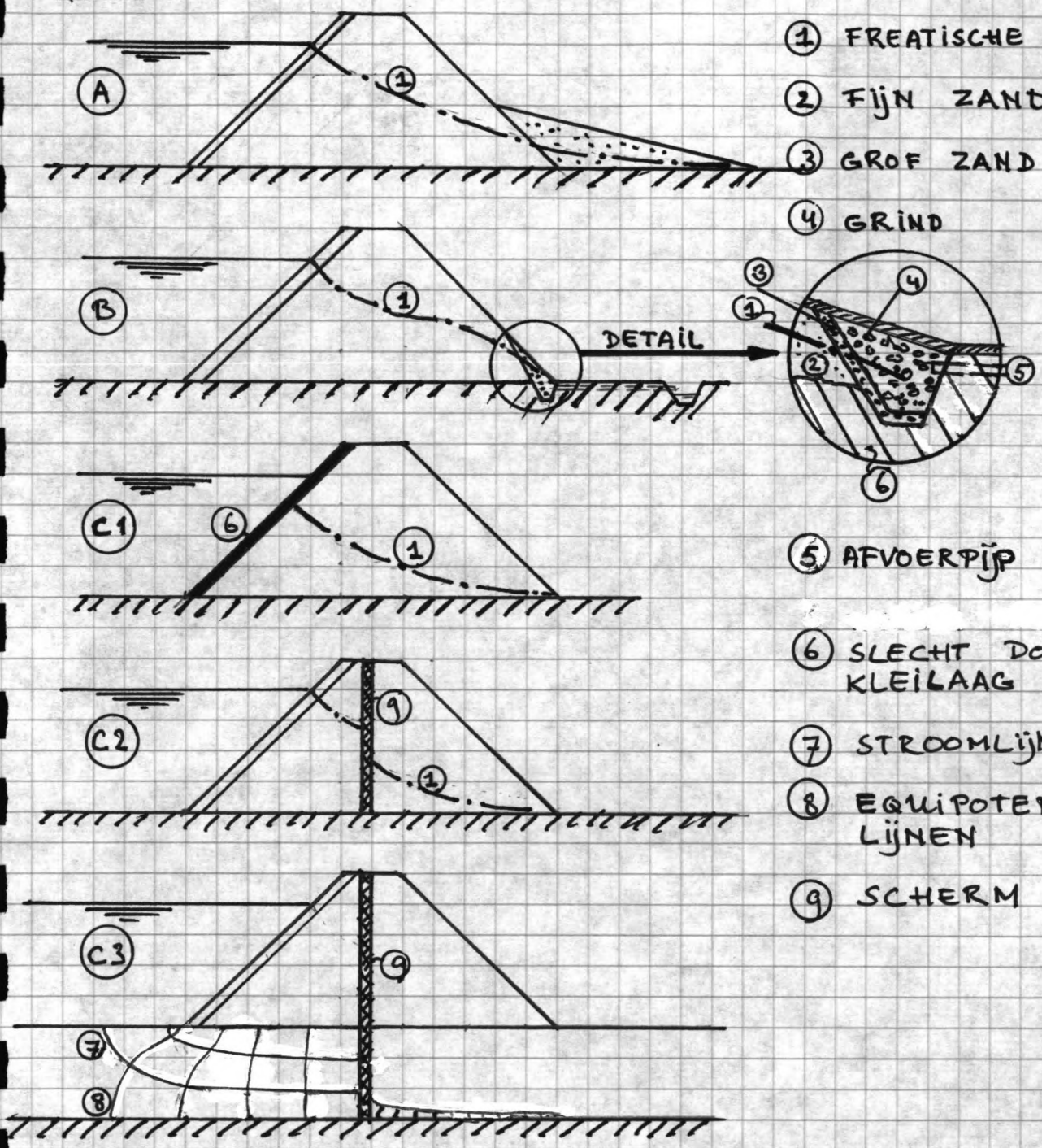
MOGELIJKHEDEN:

1. WATERDICHTE OF WEINIG DOORLATENDE BEKLEDING
2, 3. " " " " LAGEN (KLEI)
4. SCHERMEN (ZIE HFDSTK. II.2)

BEDREIGING:

5. GRONDWATERSTROMING
6. MOGELIJK GLIJVLAK

FIG. 7



① FREATISCHE LIJN
② FIJN ZAND
③ GROF ZAND
④ GRIND
⑤ AFVOERPIJP
⑥ SLECHT DOORLATENDE KLEILAAG (BIJV.)
⑦ STROOMLIJNEN
⑧ EQUIPOTENTIAAL-LIJNEN
⑨ SCHERM

- GRENSTOESTANDEN: - LOKALE INSTABILITEIT BINNENTALUD
  - AFSCHUIVEN " "
  - KWEL
- (A) t/m (C2): VRIJ WATERDOORLATENDE DIJK OP SLECHT DOORLATENDE ONDERGROND

  OPM. IN DE PRAKTIJK MEESTAL DOOR-LATENDE ONDERGROND → SCHERM OOK IN ONDERGROND (ZIE OPM. BLZ. 24)
- (B), (C2) EN (C3) BEHOREN TOT DE BIJZONDERE CONSTR. (COMBINATIES OOK MOGELIJK)

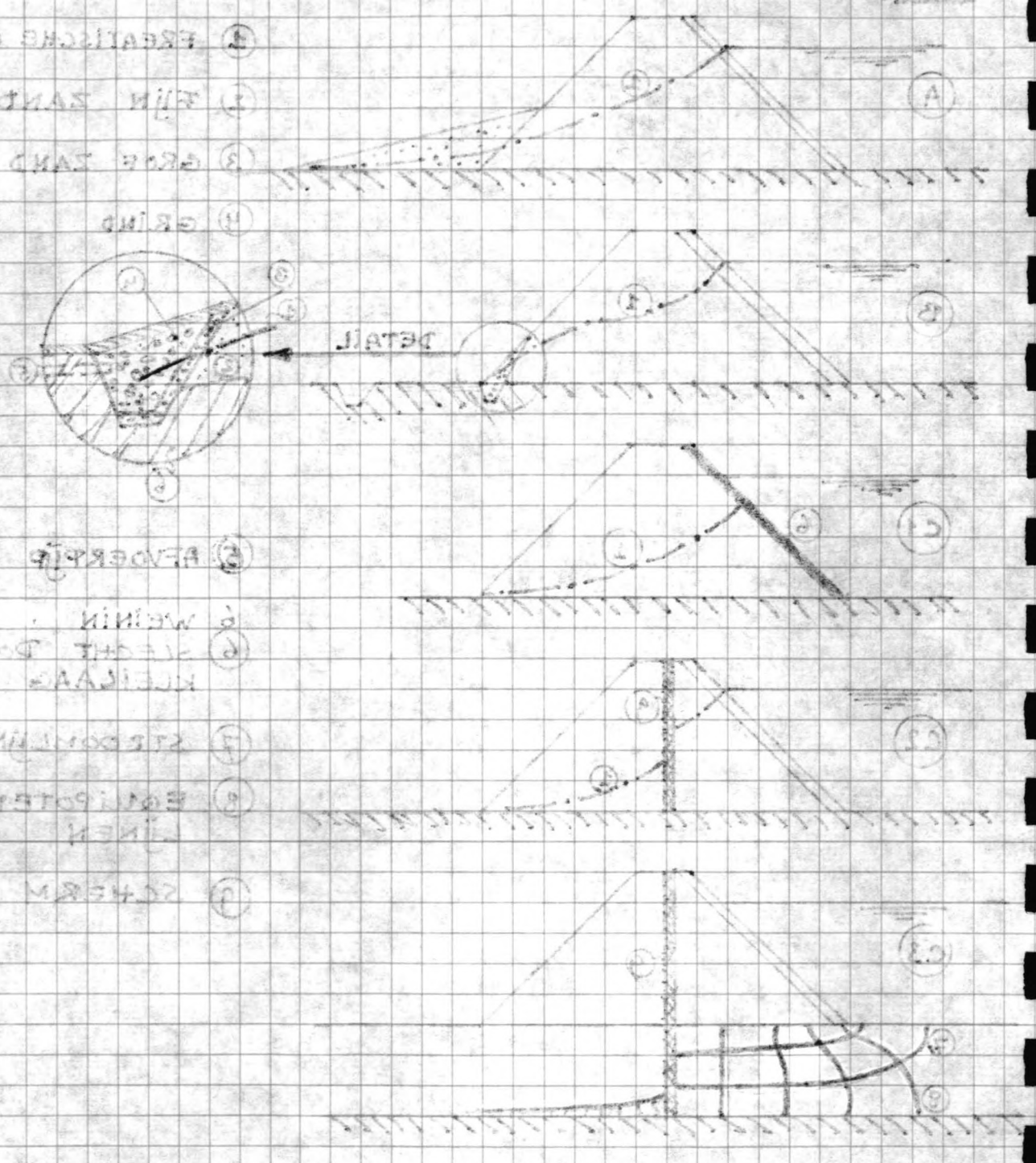
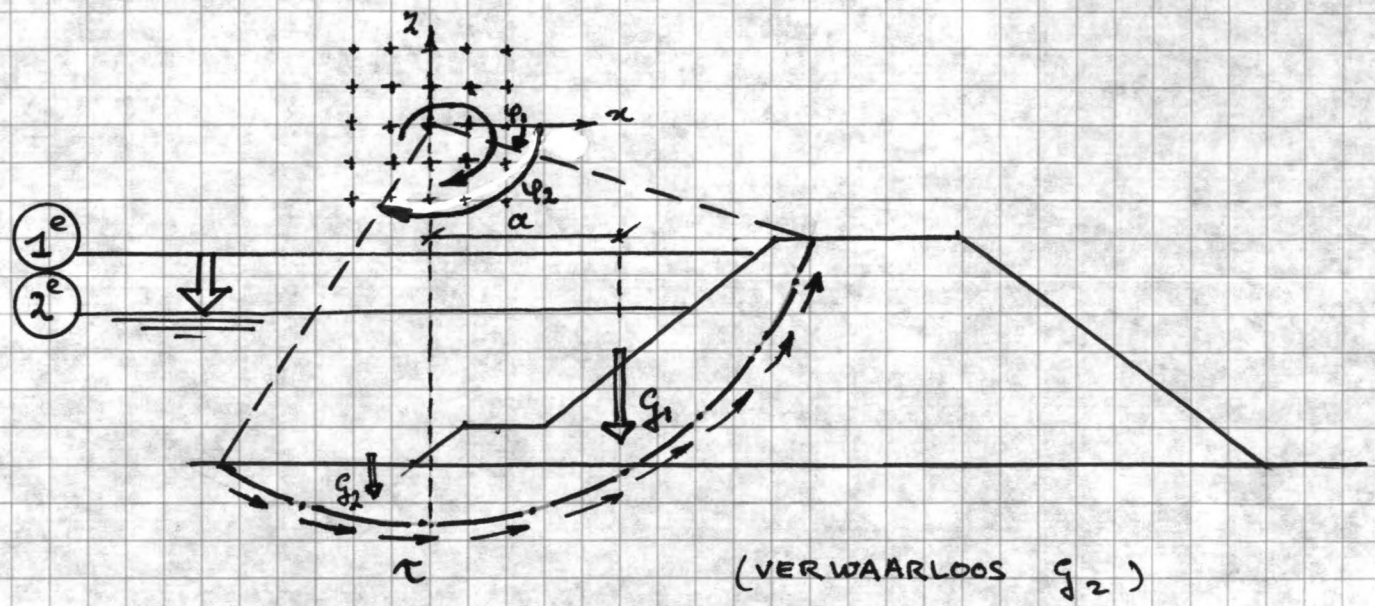
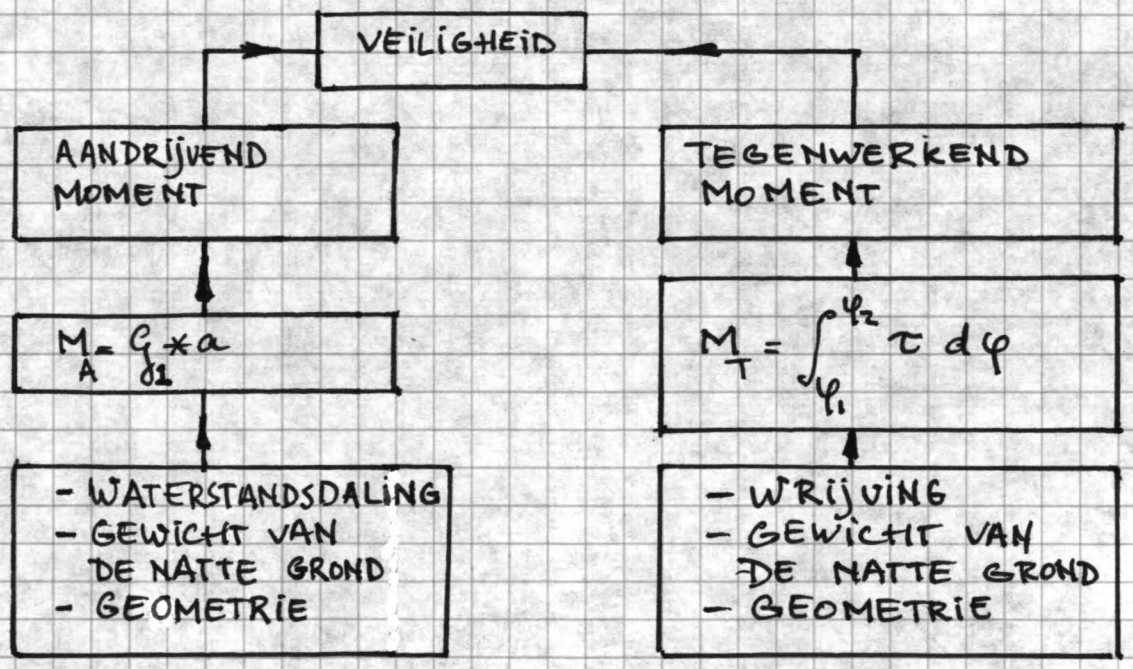

DETAIL

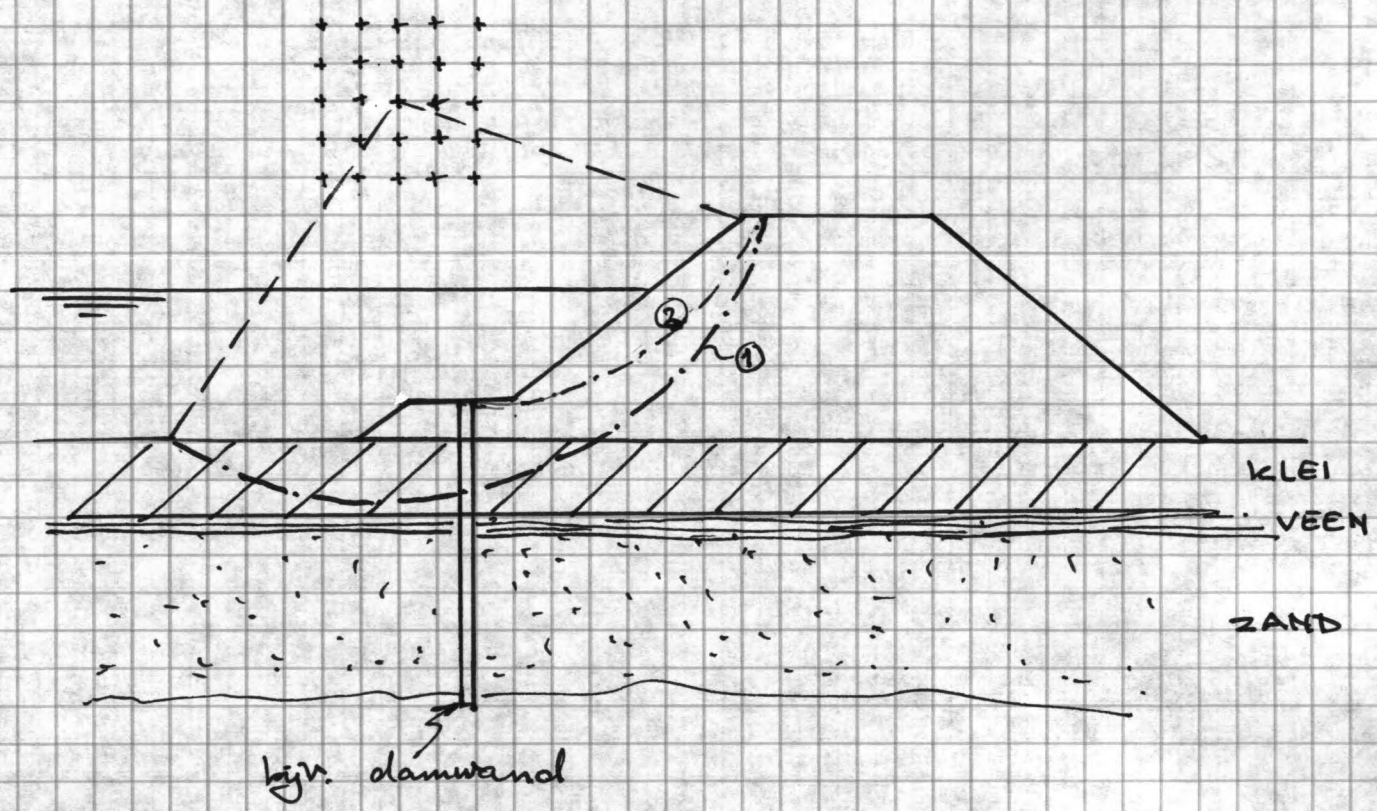
FIG. 8





• GRENSTOESTAND "AFSCHUIVING BUITENTALUD"

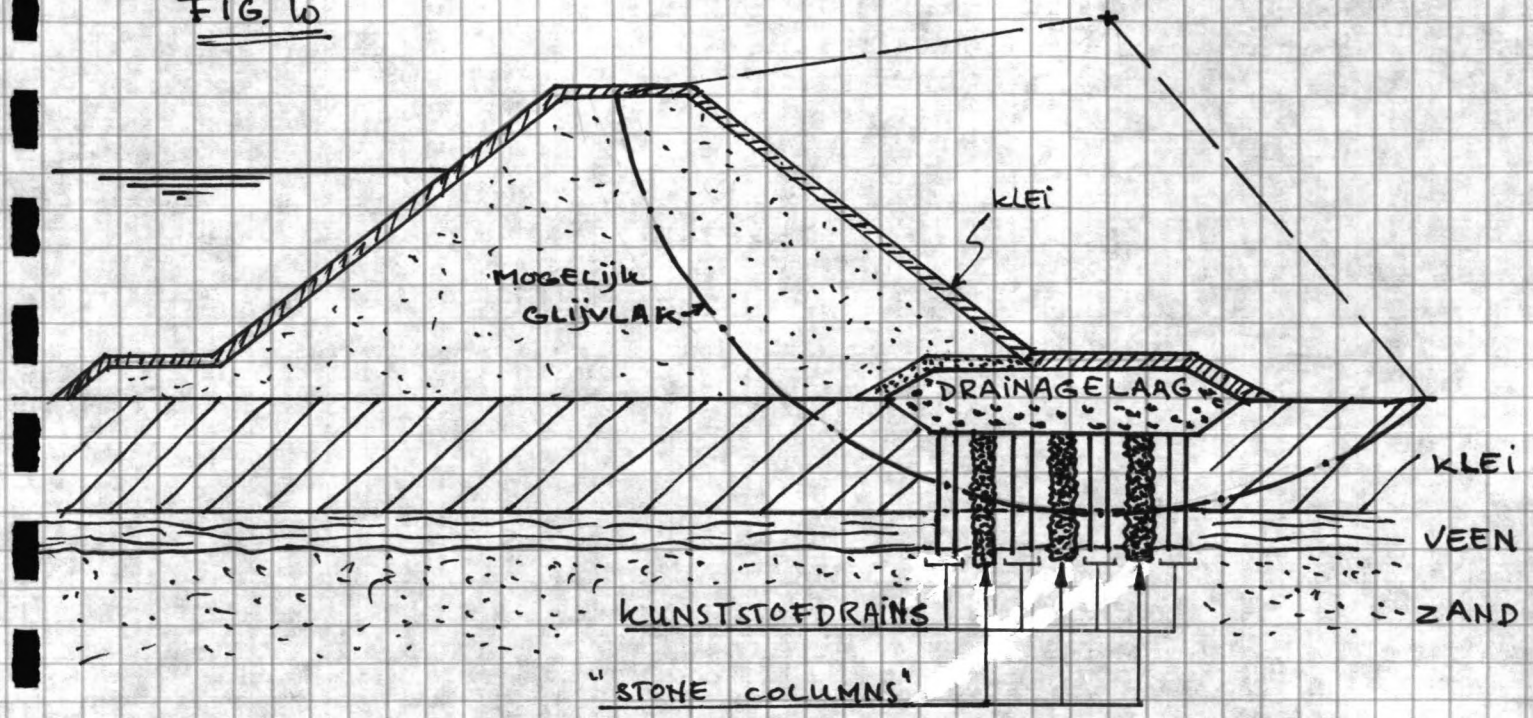
Fig. 9.



- VOORKOMEN VAN DIEP GLIJVLAK ①

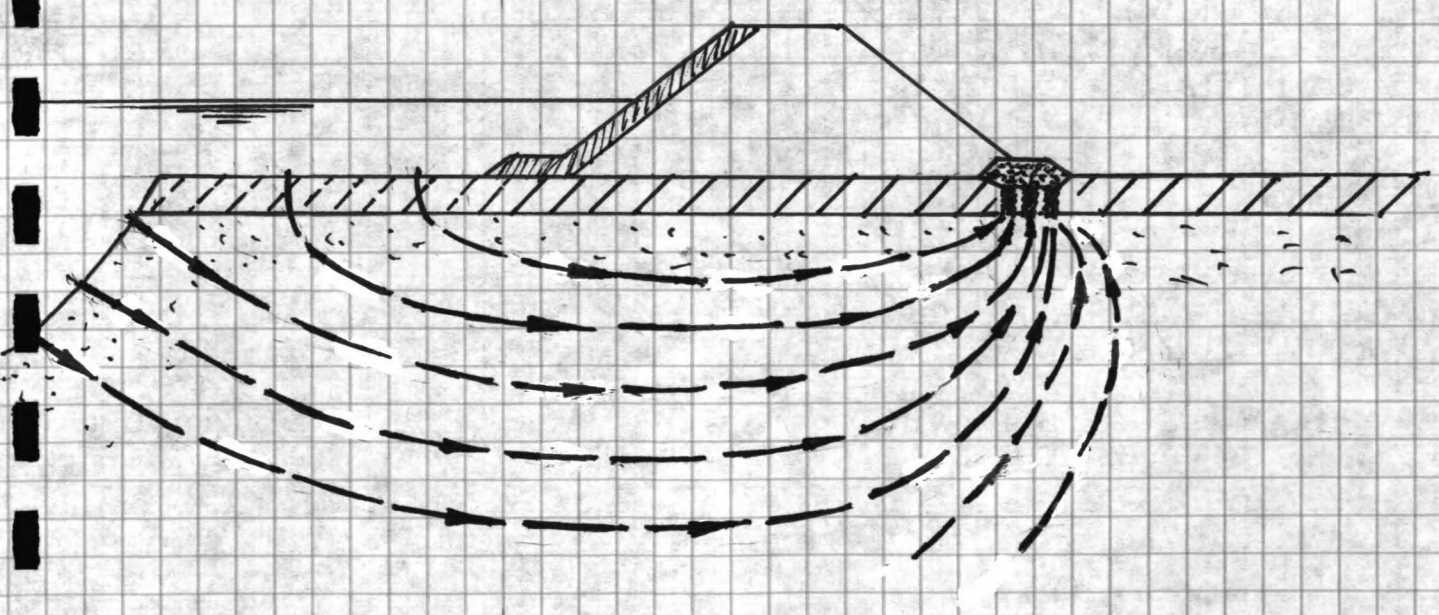
(OPTREDEN VAN ONDIEP GLIJVLAK ② NOG STEEDS MOGELIJK)

FIG. 10

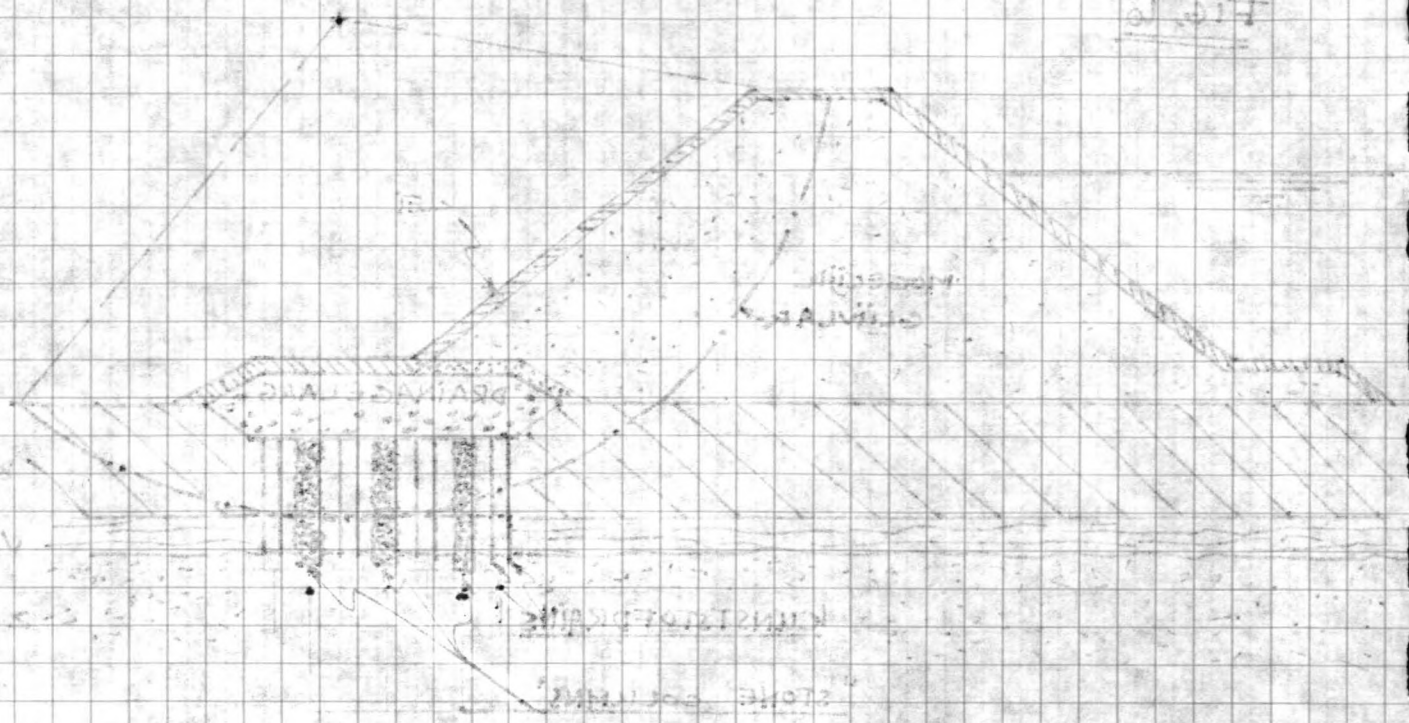


• TOEPASSING VAN MODERNE FUNDERINGSTECHNIEKEN TEN BEHOEVE VAN DE STABILITEIT VAN HET BINNEN-TALUD

FIG. 11



• GECONTROLEERDE UITSTROMING BIJ TOEPASSING VERTICALE DRAINAGE DIE IN VERBINDING STAAT MET GOED DOORLATENDE ZANDLAAG (WELLICHT KAN MEN NU SPREKEN VAN "ONTLASTBRONNEN")



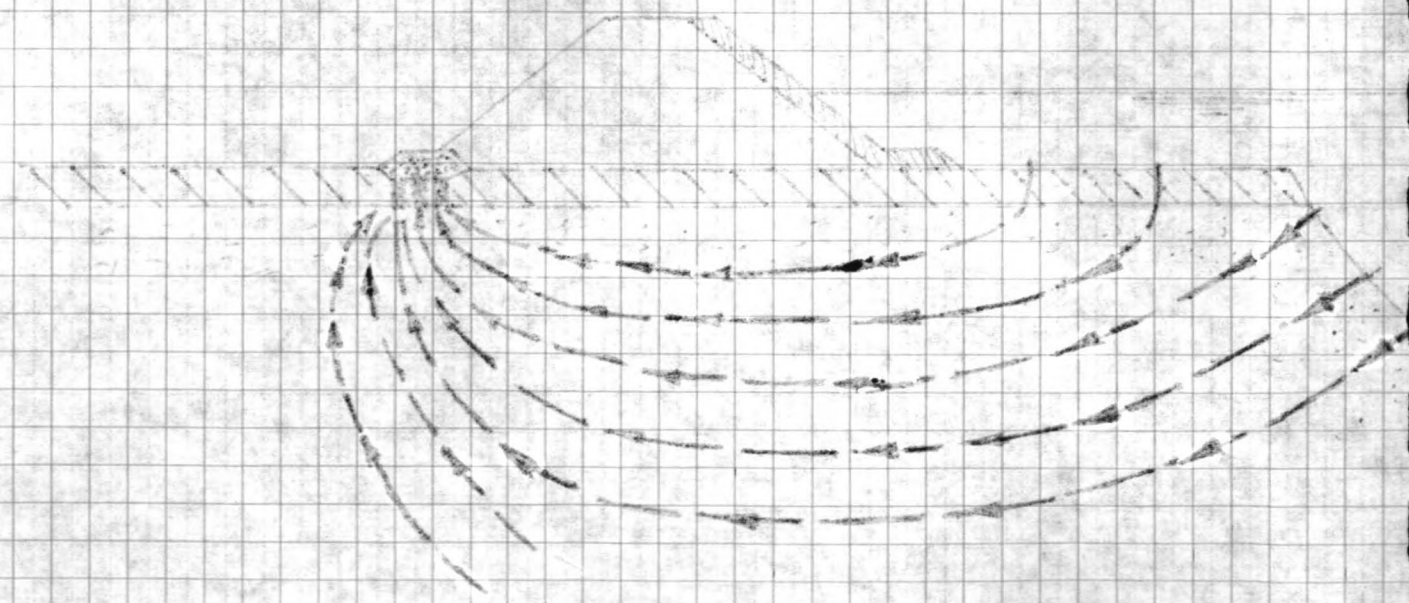
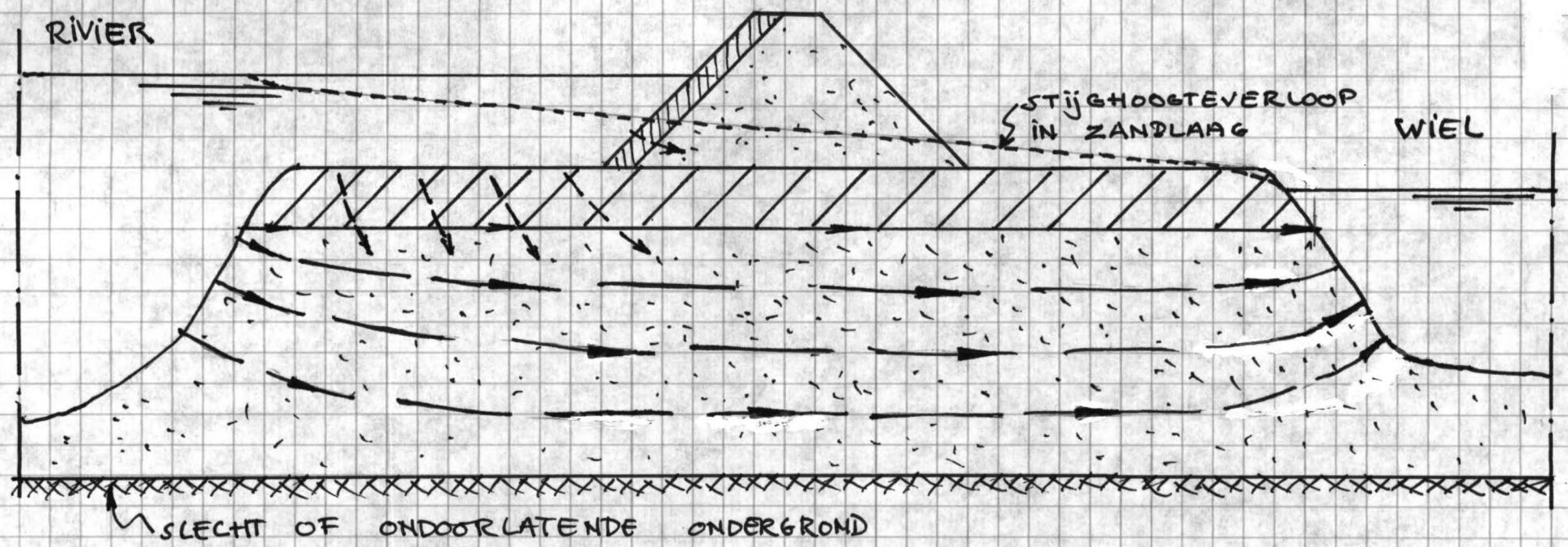


FIG. 12.



• GRONDWATERSTROMING BIJ AANWEZIGHEID VAN WIEL BINNENDIJKS

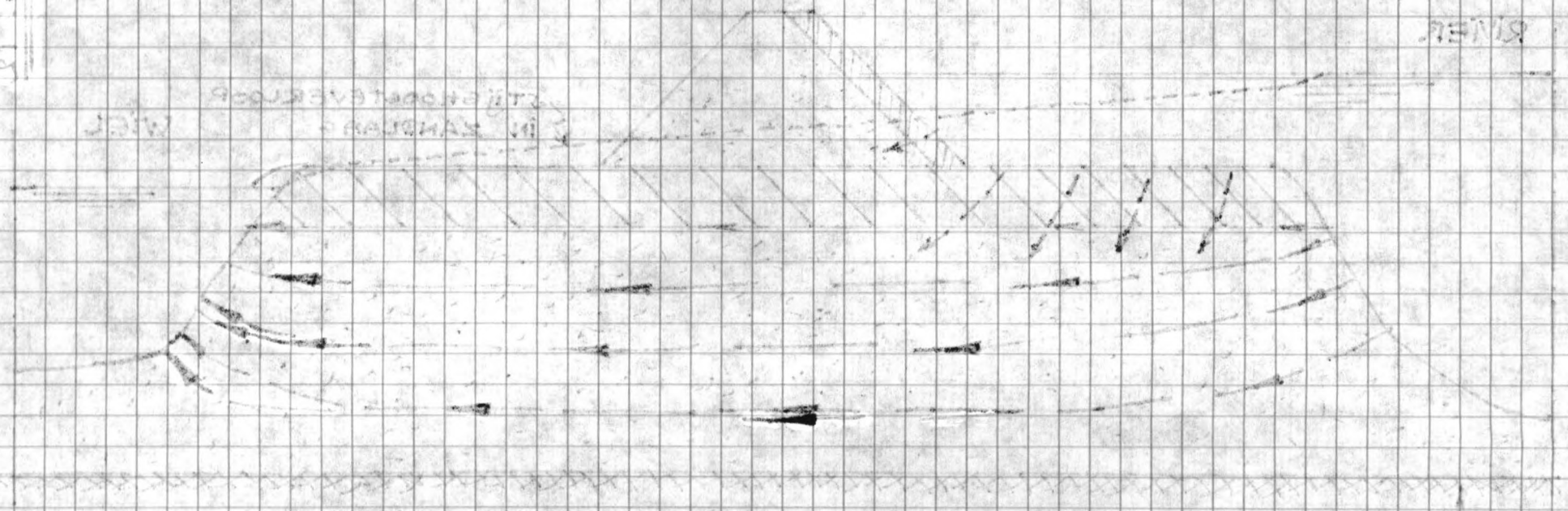
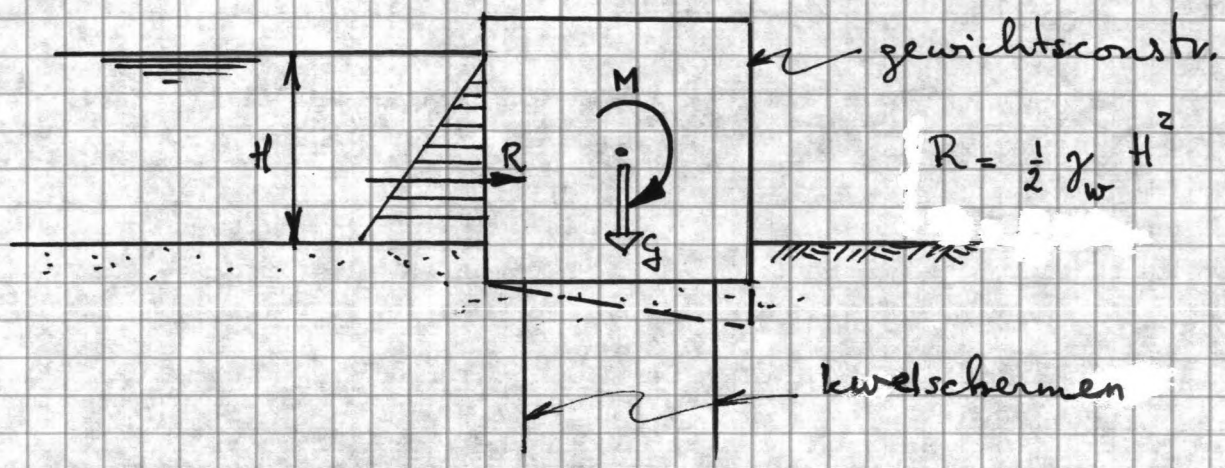
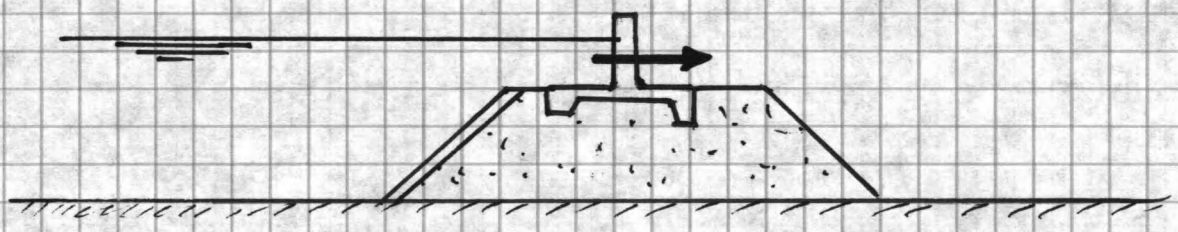


FIG. 13



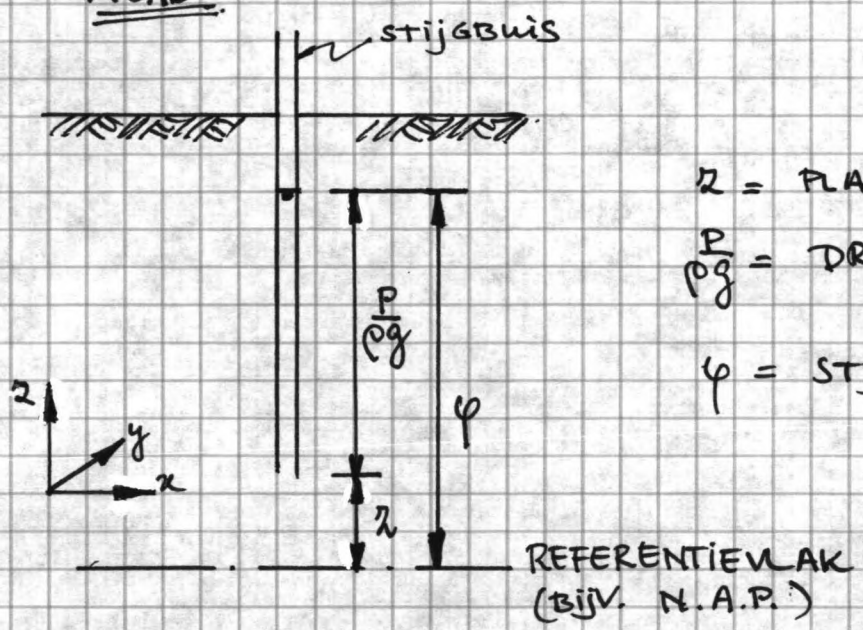
• VOORBEELD VAN GRENSTOESTAND "KANTELEN"

FIG. 14



• VOORBEELD VAN GRENSTOESTAND "AFSCHUIVEN"

FIG. 15

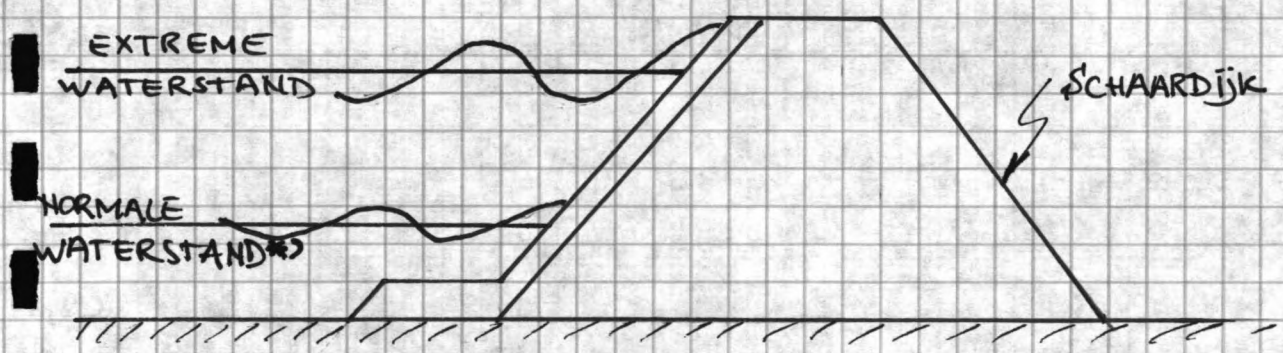


z = PLAATSHOOGTE

$\frac{p}{\rho g}$ = DRUKHOOGTE

φ = STIJGHOOGTE

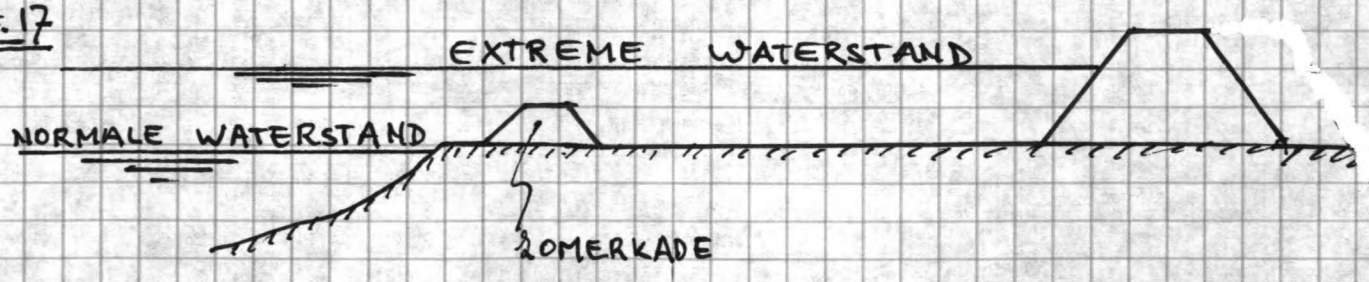
FIG. 16



• GOLFAANVAL ONDER NORMALE EN EXTREME OMSTANDIGHEDEN.

*) BIJ AANWEZIGHEID VAN UITERWAARD EN ZOMERKADE:

FIG. 17



Schematisch geotechnisch profiel door Nederland

Om de methoden ter verkenning van grondlagen en de toepassing van de funderingstechnieken in Nederland beter te kunnen begrijpen, moet men zich het volgende realiseren. Nederland bevindt zich aan de rand van een steeds dalend zgn. Noordzeebekken, dat vanaf het Tertiair tot heden gedeeltelijk is gevuld. Dit heeft tot gevolg dat de grondopbouw van Nederland vanaf maaiveld (het huidige maaiveld in het Westen van Nederland ligt een paar meter onder zeeniveau (NAP)), tot een diepte van een paar honderd meter bestaat uit losse, niet-verharde sedimenten. In tertiaire perioden zijn hoofdzakelijk mariene kleilagen afgezet. Deze zeer-weinigdoorlatende lagen werken bij diverse bemalingen als goede afsluitingen. Tijdens kwartaire perioden (de laatste ca. 2,6 × 10^6 jaar van de geschiedenis van onze Aarde), door een opeenvolging van koude en warme fasen gekarakteriseerd, zijn onder invloed van de wisselende werking van landijs, sneeuw, wind, rivieren en/of zee, dikke pakketten gevormd, bestaande uit grind, zand, keileem, klei enz. Het bovenste deel van het pleistocene pakket, dat vaak een golvend oppervlak vertoont, bestaat over het algemeen uit goed-draagkrachtige zandlagen. Dit is het belangrijkste niveau voor het funderen van de vele paalconstructies in Nederland.

Zoals uit het, hier schematisch weergegeven, geotechnische profiel blijkt, lag aan het einde van het Pleistoceen het oppervlak van het Westen van Nederland op ca. NAP -20 m. In dit 'dal' zijn tijdens het Holoceen de laatste ca. 10 000 jaar hoofdzakelijk onder invloed van rivieren en de, eerste snel maar daarna langzamer, rijzende zee diverse sedimenten afgezet. Deze bestaan hoofdzakelijk uit slappe, samendrukbare klei- en/of siltlagen, waartussen vaak meer dan 3...6 m dikke, ook zeer slappe veenlagen kunnen voorkomen. Dit gehele holocene pakket is daarbij nog zeer onregelmatig doorkruist met veel zandbanen (later opgevulde geulen, kreken, e.d.), met grondmechanisch sterk wisselende eigenschappen. Hierbij is het nog nuttig te wijzen op de sterke variaties in horizontale en in verticale richting op korte afstand in de samenstelling en in de eigenschappen van de diverse kwartaire lagen. Als gevolg hiervan worden hoge eisen gesteld aan de kwaliteit en de intensiteit van de methoden van grondonderzoek.

Om de lagergelegen gebieden in het Westen van Nederland bewoonbaar te maken werden reeds langgeleden dijken aangelegd en werd het land achter de dijken (polder) drooggelegd en sedertdien continu drooggehouden (in de afb.: het geschematiseerde grondwaterregiem in Nederland). Deze eeuwenlange (vanaf de 13e eeuw) bemalingen hebben tot gevolg dat de organische lagen (veen) steeds meer verweren (vergaan) en dat deze, evenals de anorganische lagen, ten gevolge van toenemende korrelspanningen bovendien een doorgaande consolidatie vertonen. Hierbij komt nog dat door andere menselijke invloeden (bijv. ophogingen) dit proces aanzienlijk kan worden versterkt. De zettingen, veroorzaakt door deze voortdurende consolidatie van holocene klei-, silt- en/of veenlagen gaan gepaard met veel andere onaangename gevolgen. Zo zullen niet op palen gefundeerde constructies (wegen, dijken, e.d.) aan veel extra onderhoud onderhevig zijn. Voor onderheide constructies geldt dat door zettingen van de bovenlagen langs de diep-gefundeerde palen naar beneden gerichte wrijvingskrachten ontstaan, waardoor de belastingen op deze palen met zgn. negatieve kleef worden verhoogd.

Uit het schematische profiel blijkt verder, dat in het oostelijke (en ook in het noordelijke) deel van Nederland de oorspronkelijke horizontale ligging van de grondlagen plaatselijk is verstoord. Deze veranderingen zijn veroorzaakt door de enorme kracht van het zich in de pleistocene tijd uit Scandinavië voortbewegende landijs. Onder invloed hiervan werden bestaande lagen opzijgestuwd en werden dalen gevormd, welke later weer met jongere sedimenten werden opgevuld. Deze glaciale processen hebben uiteraard tot een verstoring van de oorspronkelijke grondopbouw geleid, gepaard gaande met een nieuwe spanningtoestand in de zo ontstane 'overgeconsolideerde' grondlagen. Voor het traceren van deze lagen worden in Nederland sonderingen gebruikt. Met deze vorm van onderzoek is vastgesteld dat deze gebieden grote variaties in spanningtoestand vertonen, waardoor het zonder deze gegevens bijzonder moeilijk zou zijn om de toelaatbare belastingen voor de diverse funderingsconstructies vast te stellen.

In het geschematiseerde geotechnische profiel zijn enkele van de in het voorgaande besproken aspecten aangegeven.

Schematic geotechnical profile through the Netherlands

To have a better understanding of the Dutch way of investigating the subsoil and of applying foundation techniques one should realise the following facts. The Netherlands are situated on the edge of a continuously settling basin, the so-called North Sea Basin, which has been partly filled up since the Tertiary Era. The result is a present day stratification that consists of rather young non-cemented sediments below the surface to a depth of several hundreds of metres. In the western part of the Netherlands the present ground surface has in the recent past sunk a few metres below the *average sea level* (NAP). In the tertiary periods mainly clay layers were deposited. These very impervious layers may serve as perfect cut-offs in case of dewatering. During quaternary periods, characterised by a succession of cold and warm phases, thick layers consisting of gravel, sand and clay were deposited under the influence of the interaction of ice, snow, wind and rivers. The upper part of the pleistocene formation, which at many places shows an undulating surface, generally consists of dense sand layers with a good bearing capacity. This is the level to which pile foundations generally are reaching.

As the schematic geotechnical profile, here presented, shows, the surface in the western part of the Netherlands at the end of the pleistocene period was present at NAP minus 20 metres (NAP-20 m). During the holocene period in this 'valley' several sediments were deposited, mainly under the influence of the initially rapidly but later more slowly rising sea level, together with the supply by the rivers of eroded materials. These sediments mainly consist of soft compressible clay or silt layers. Between these layers often 3...6 metres thick very soft peat layers were formed. In this holocene deposit, sand layers may be encountered very irregularly, due to a subsequent filling up of old channels and creeks. The soil mechanical properties of these layers may vary substantially. It may be useful to remark that there are large differences in the composition and qualities of the various quaternary layers in the horizontal as well as in the vertical direction. This requires methods of soil investigation which are detailed and of high quality.

In order to make the western part of the Netherlands habitable it was already long ago necessary tot construct dykes and polders, thus preventing the sea from entering the land (see in the profile the schematic percolation of groundwater below the Netherlands). In addition the polders constructed in this way have been kept dry by a system of dewatering. This dewatering operated continuously since the 13th century. The ongoing dewatering resulted in a desintegration of layers of organic peat in addition to a consolidation of all soil layers. This permanent process of the holocene clay, silt and peat-layers is of major influence on any type of foundation in that part of the Netherlands. Constructions that have not been founded on piles in the western part of the country will undergo large settlements and need substantial maintenance (e.g. roads and dykes). In cases of the application of pile foundations (e.g. for buildings, bridges, etc.) the same consolidation will cause downward frictional forces along the shaft of the piles. This so-called negative friction leads to decreased net loads on the piles.

Furthermore, it appears from the profile that the originally horizontal stratification has been disturbed locally in the eastern (and the northern) part of the Netherlands. These disturbances were caused during the Pleistocene by the enormes forces of glaciers moving inland from Scandinavia, pushing aside the then existing layers and forming valleys. These glacial processes have led to important changes in the soil stratification, leaving behind entirely different stress conditions in the 'overconsolidated' layers formed in this way. For the detection of such layers CPTs successfully are used in the Netherlands. The results of these CPTs show large variations in the stress conditions in these areas. Because of this it would be very difficult tot determine the bearing capacity of the various foundations in this area without such CPTs.

Some of the aspects reviewed are shown in the schematized geotechnical profile below.

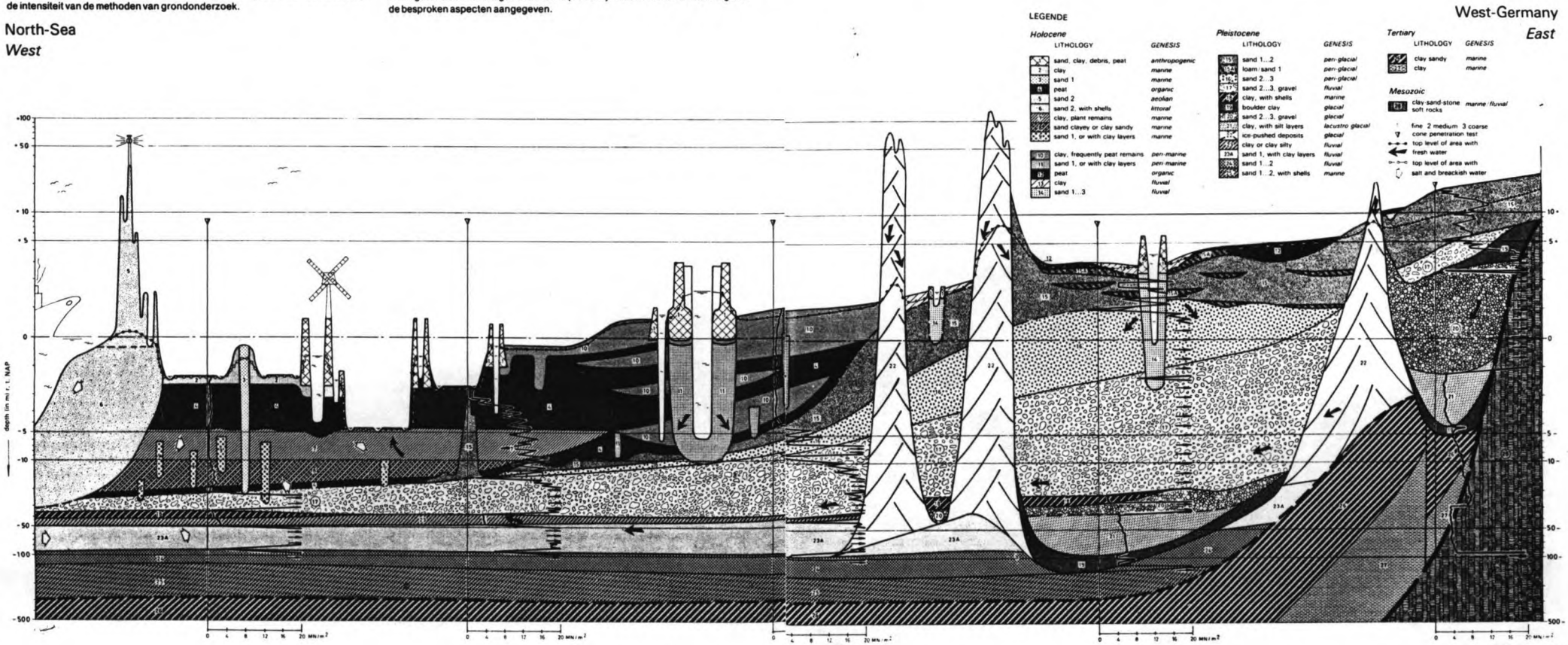
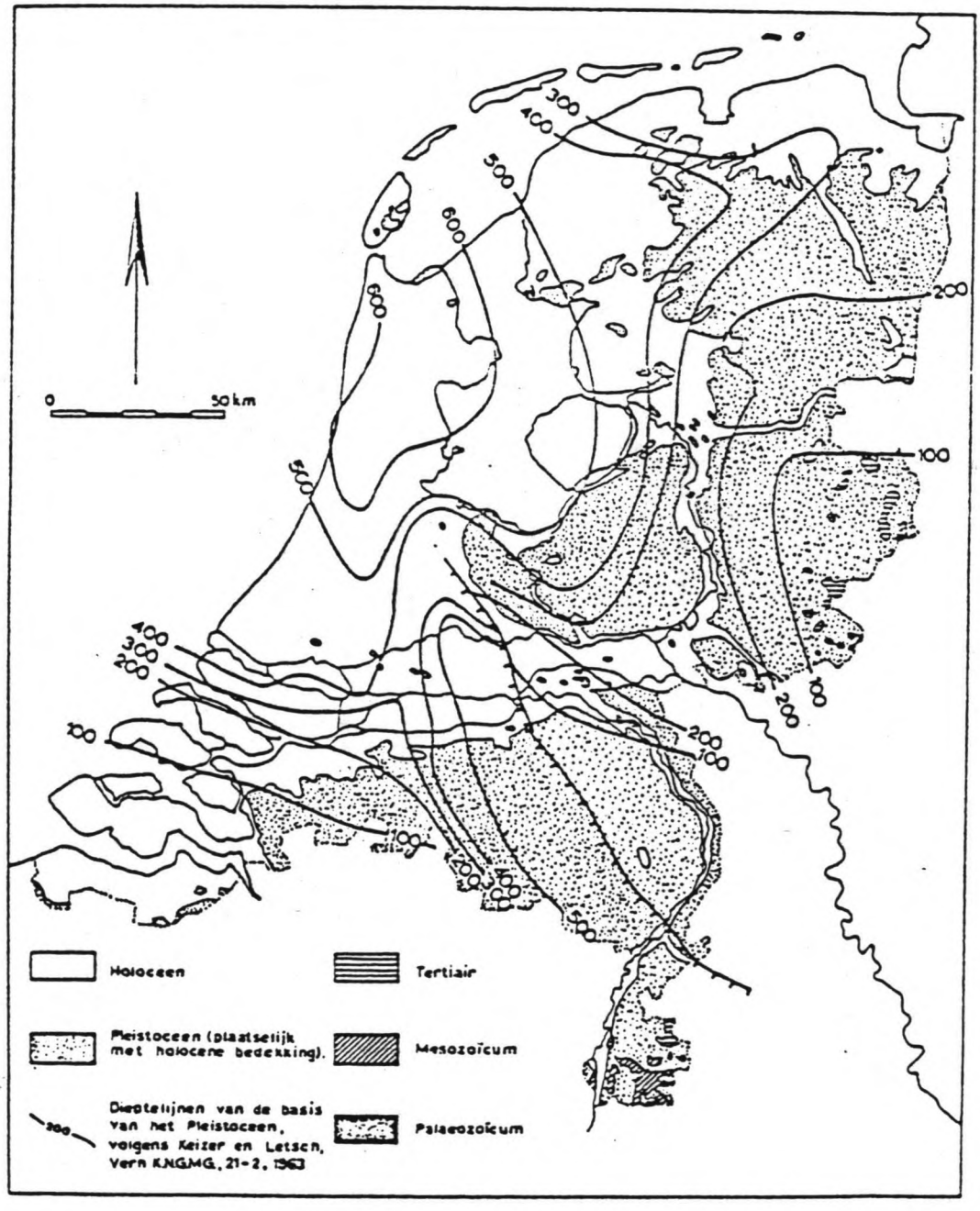


FIG. 18

Civiele & bouwkundige techniek — nr. 3 (mei 1982)



Vereenvoudigd geologisch schetskaartje,
met dieptelijnen van de basis Kwartair (naar PANNEKOEK, KEIZER, LETSCH; uit FABER)

Fig. 19

bron: lit. 9

FIG. 20

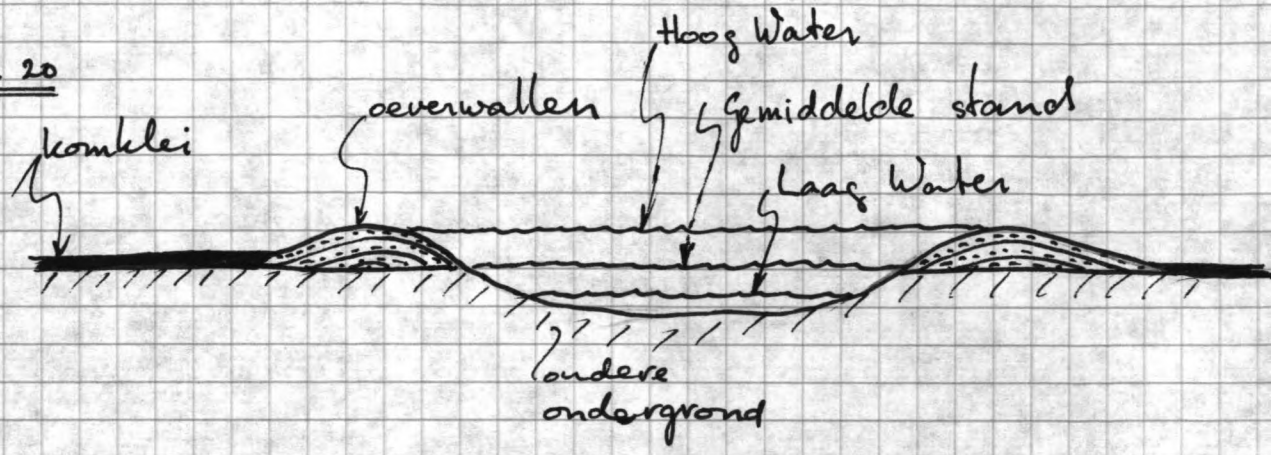
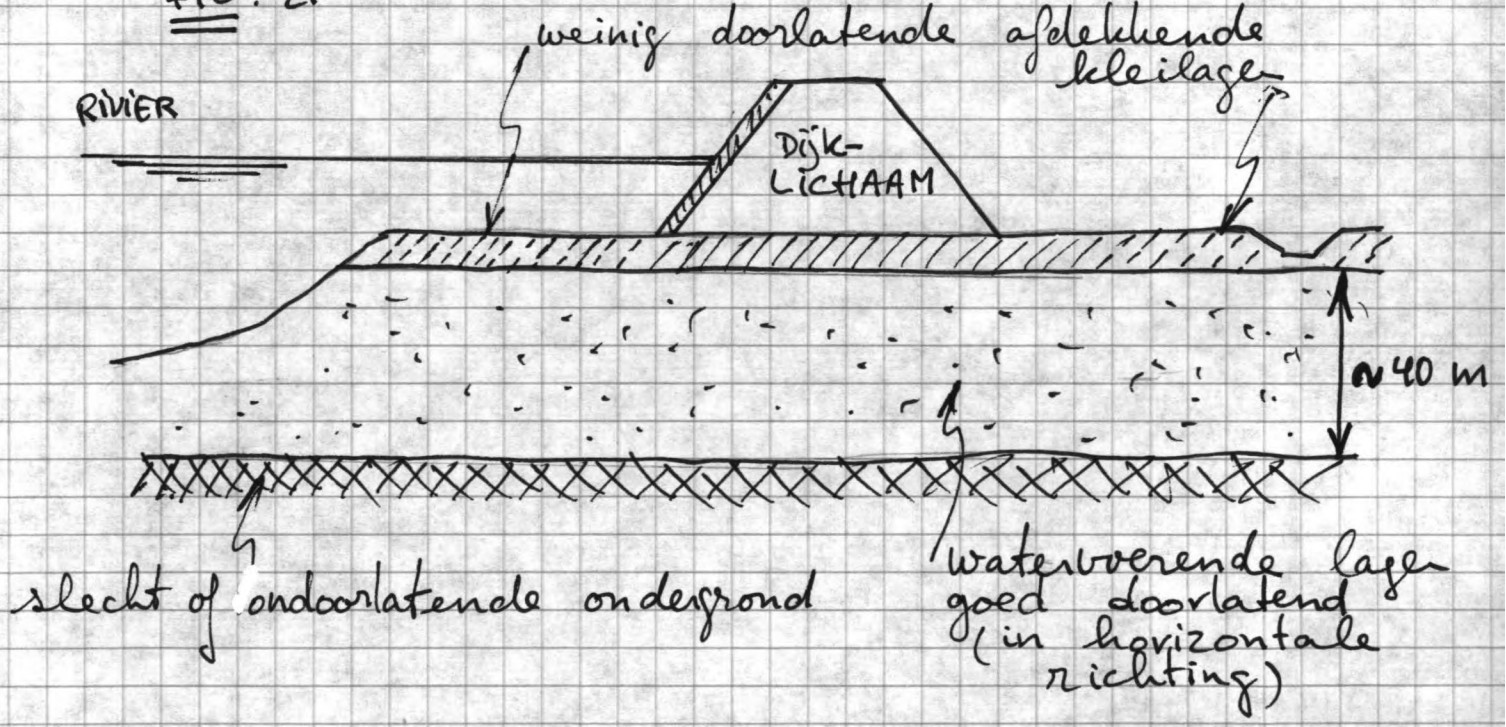

Hoog Water
oeverwallen
Gemiddelde stand
komklei
Laag Water
andere
ondergrond

FIG. 21


weinig doorlatende afdekkende
kleilagen
RIVIER
DIJK-
LICHAAM
~40 m
slecht of ondoorlatende ondergrond
waterverende lagen
goed doorlatend
(in horizontale
richting)

De ervaringen opgedaan bij het vervaardigen van de geotechnische profielen en kaarten, hebben geleid tot het ontwerp van ingenieursgeologische kaarten van Nederland op schaal 1 : 5000.

Bij het samenstellen van deze ingenieursgeologische kaarten zijn de jongste aanbevelingen van de International Association of Engineering Geology (IAEG) opgevolgd.

In de door de IAEG vervaardigde en door Unesco Press uitgegeven handleiding voor het maken van deze kaarten staat de volgende definitie:

'Een ingenieursgeologische kaart is een specifieke kaart die de weergave is van alle componenten van het geologisch milieu, die een rol spelen bij het gebruik van de grond en die invloed uitoefenen op het ontwerp, de bouw en het onderhoud van bouwwerken en mijnen.'

De te volgen werkwijze bij de vervaardiging en de samenstelling van de ingenieursgeologische kaarten zal afhangen van de geologische grondopbouw ter plaatse van het beschouwde gebied, terwijl tevens rekening wordt gehouden met de specifieke vraagstelling van de opdrachtgever.

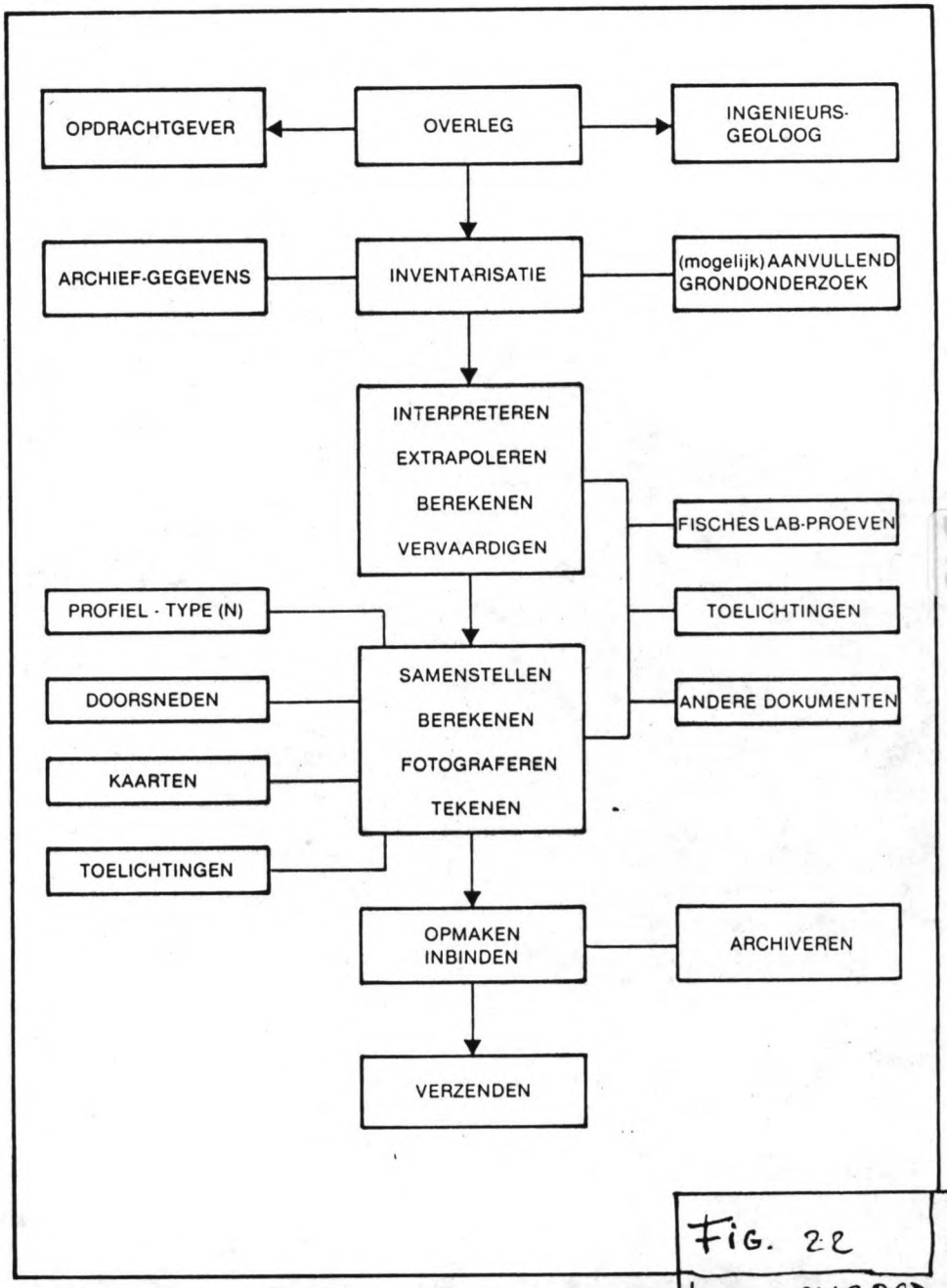
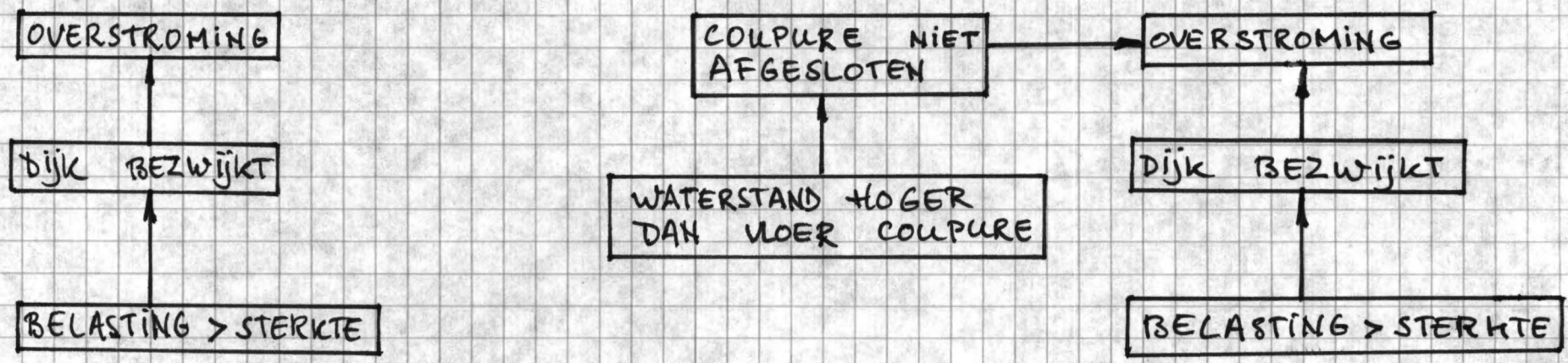


Fig. 22
bron : LGM & RGD

Het werkschema voor het vervaardigen van Ingenieurs-Geologische kaarten ▶

FIG. 23



- VERGROTING VAN DE KANS OP OVERSTROMING BIJ AANWEZIGHEID VAN EEN COUPURE

BIJZONDERE CONSTRUCTIES TER VERSTERKING VAN RIVIERDIJKEN

Deel II

Nadere beschouwing

TH Delft / Afdeling der Civiele Techniek

Vakgroep Waterbouwkunde

Afstudeerrapport van H.R.E. Dekker

Afstudeerdocenten : Prof. ir. A. Glerum en
Prof. dr. ir. A. Verruijt

Afstudeerbegeleider : ir. G.J. Flórián

INHOUDSOPGAVE

Hoofdstuk	blz.
1. Algemene beschouwingen en uitgangspunten	1
2. Probleemstelling	11
3. Oplossingsprincipes	22
4. Het totaal overziende	33
Literatuurlijst	44

1. Algemene beschouwingen én uitgangspunten.

De uitdrukking "rivierdijkversterking" impliceert het reeds aanwezig zijn van een rivierdijk.

Deze, enigszins triviaal lijkende opmerking, heeft echter ver strekkende consequenties! In het onderstaande zal dit worden aangetoond.

Wanneer men, als technisch ontwerper, wordt geconfronteerd met een bepaalde behoefte (afkomstig van de opdrachtgever) en er nog geen bestaande "constructie" is ter bevrediging van die behoefte, dient de ontwerper het ontwerpproces op gang te brengen (zie fig. 1.1).

In het kader van dit afstudeeronderzoek wordt niet nader ingegaan op dit ontwerpproces zelf. Er is in de literatuur veel over te vinden.
Ook in de opleiding tot civiel-ingenieur wordt er de nodige aandacht aan gegeven.
In de colleges fc 25, bb 25, bb 26, bb 28 en bb 30 wordt uitgebreid ingegaan op de ontwerpmethodiek zelf.
Creativiteit en fantasie kunnen hierbij een grote rol spelen wanneer het gaat om het genereren van ontwerpalternatieven. Indien men zich daarbij niet teveel gelegen laat liggen aan de realiteit bestaat de mogelijkheid dat geheel nieuwe oplossingen worden gevonden. In het collegedictaat f 3 o.a. wordt deze werkwijze gedemonstreerd m.b.t. waterbouwkundige constructies. Bij rivierdijkversterking is er echter sprake van een reeds bestaande situatie.
Aangezien het de bedoeling is om met dit afstudeeronderzoek een (bescheiden) bijdrage te leveren aan de oplossing van praktische problemen zal een realistiche benadering worden gevolgd.

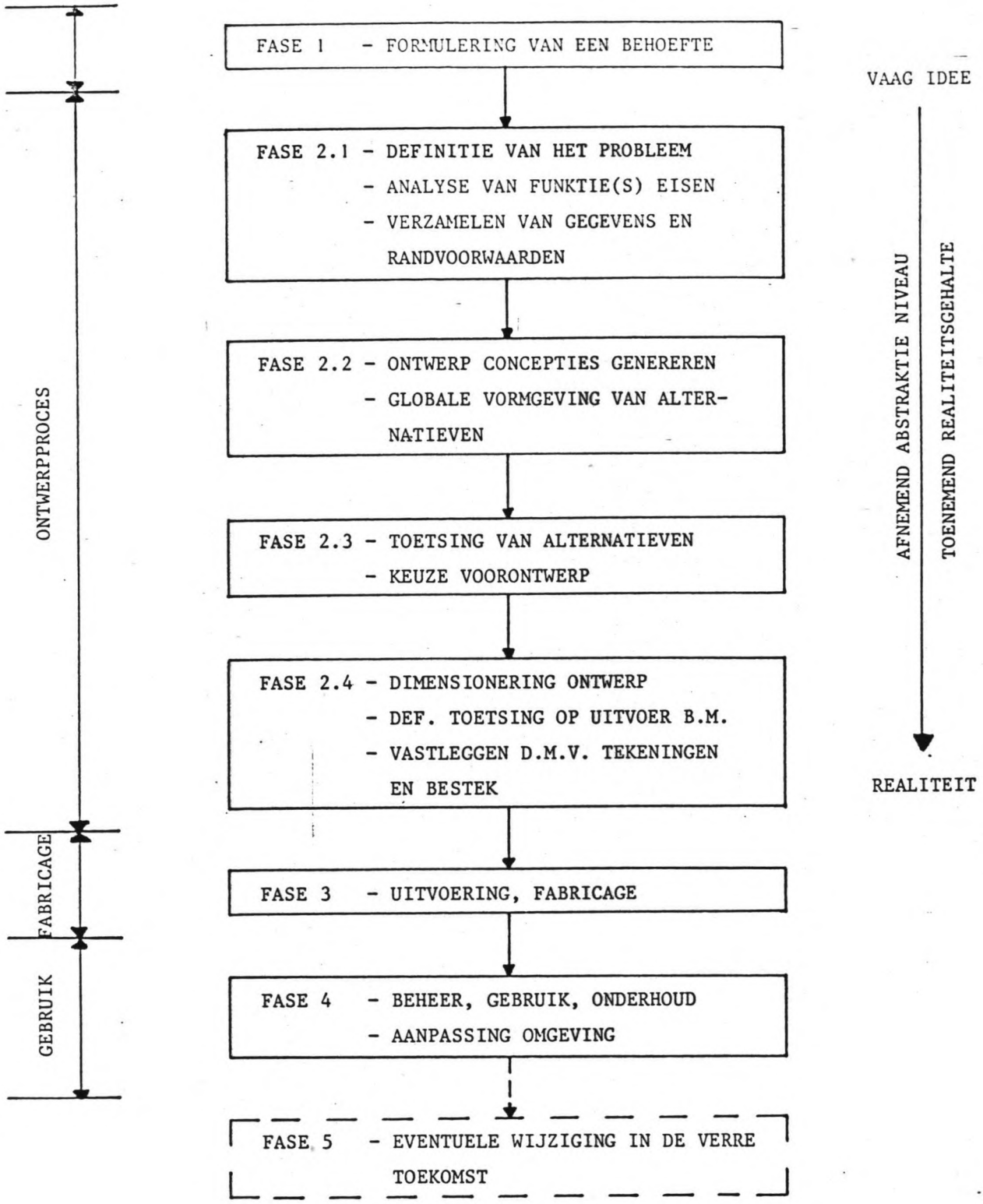


fig. 1.1 Het realisatieproces

(afkomstig uit het collegedictaat f 13 A)

Een realistische benadering betekent:

- rekening houden met (beter gezegd: uitgaan van) de bestaande situatie
- kijken naar technische uitvoerbaarheid of fysieke mogelijkheid
- kijken naar de kosten.

Een realistische benadering betekent niet dat er voor creativiteit geen plaats zou zijn. De realiteit (⟹ tegenstrijdige belangen) vereist juist een grote creativiteit!

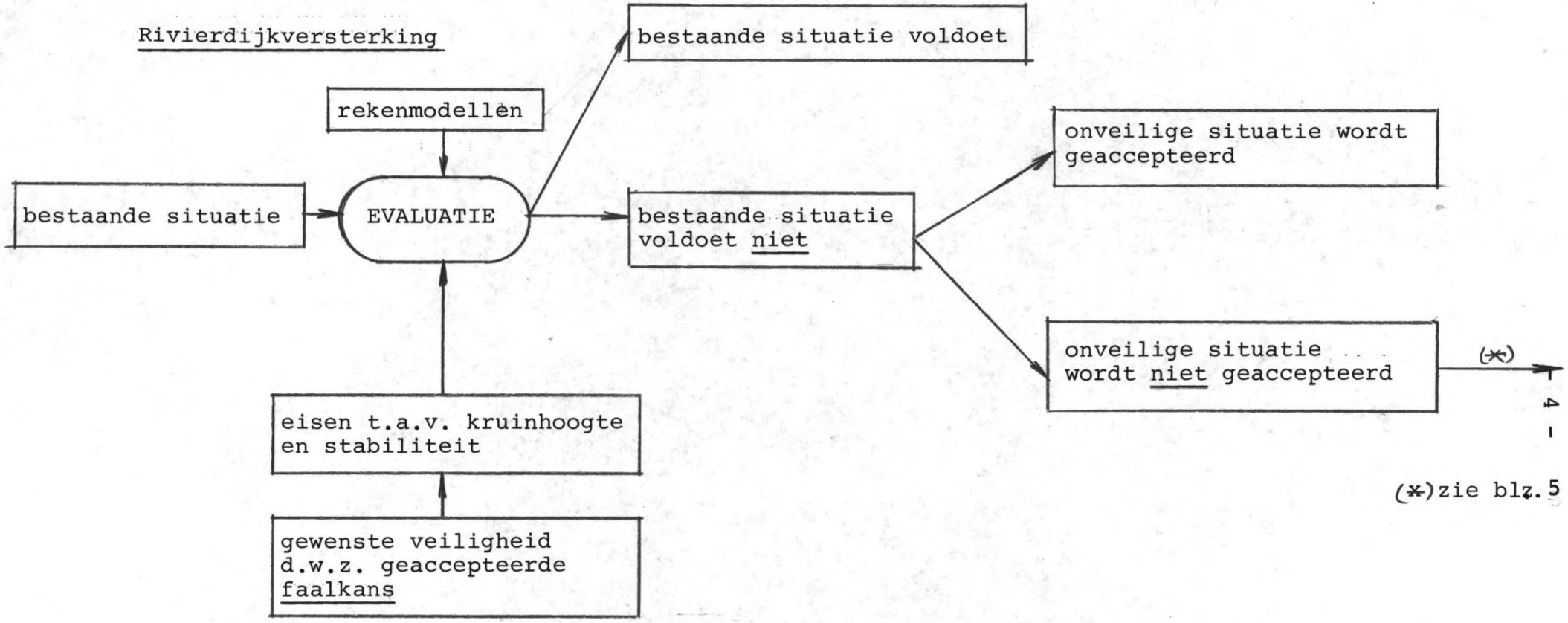
Immers:
Hoe kan men een waterkering voldoende veilig maken en tegelijk de landschappelijke, cultuurhistorische en natuurwetenschappelijke waarden in stand houden of zo min mogelijk beschadigen?
In de figuren 1.2 t/m 1.4. is getracht het gehele proces van rivierdijkversterking in beeld te brengen.

Het proces begint met een evaluatie van de bestaande situatie.
In de praktijk is dit een continu gebeuren in de tijd, dat wordt uitgevoerd door de beheerder.
De beheerder verricht n.l. niet alleen onderhoudswerkzaamheden, maar zal bijv. ook regelmatig de kruinhoogte meten en de uitkomst van die meting vergelijken met hetgeen gewenst geacht wordt.

De kruinhoogte kan afnemen (in de tijd) door zettingen van de ondergrond en klink van het dijklichaam. Door relatieve bodemdaling en/of zeespiegelrijzing worden stormvloeden hoger ten opzichte van het landpeil (van belang voor benedenrivieren) alhoewel dit effect gering is (op grond van diverse onderzoekingen wordt 0.20 m per eeuw aangehouden).
De uitkomst van een meting is in het algemeen een objectief gegeven.
Men zou kunnen twijfelen aan de juistheid van een meting.
In dat geval kan men de meting nog eens laten uitvoeren door een deskundige en onafhankelijke instantie.

fig. 1.2

Rivierdijkversterking



(*) zie blz. 5

N.B. onveilig betekent :

te verwachten faalkans > geaccepteerde faalkans

fig. 1.3

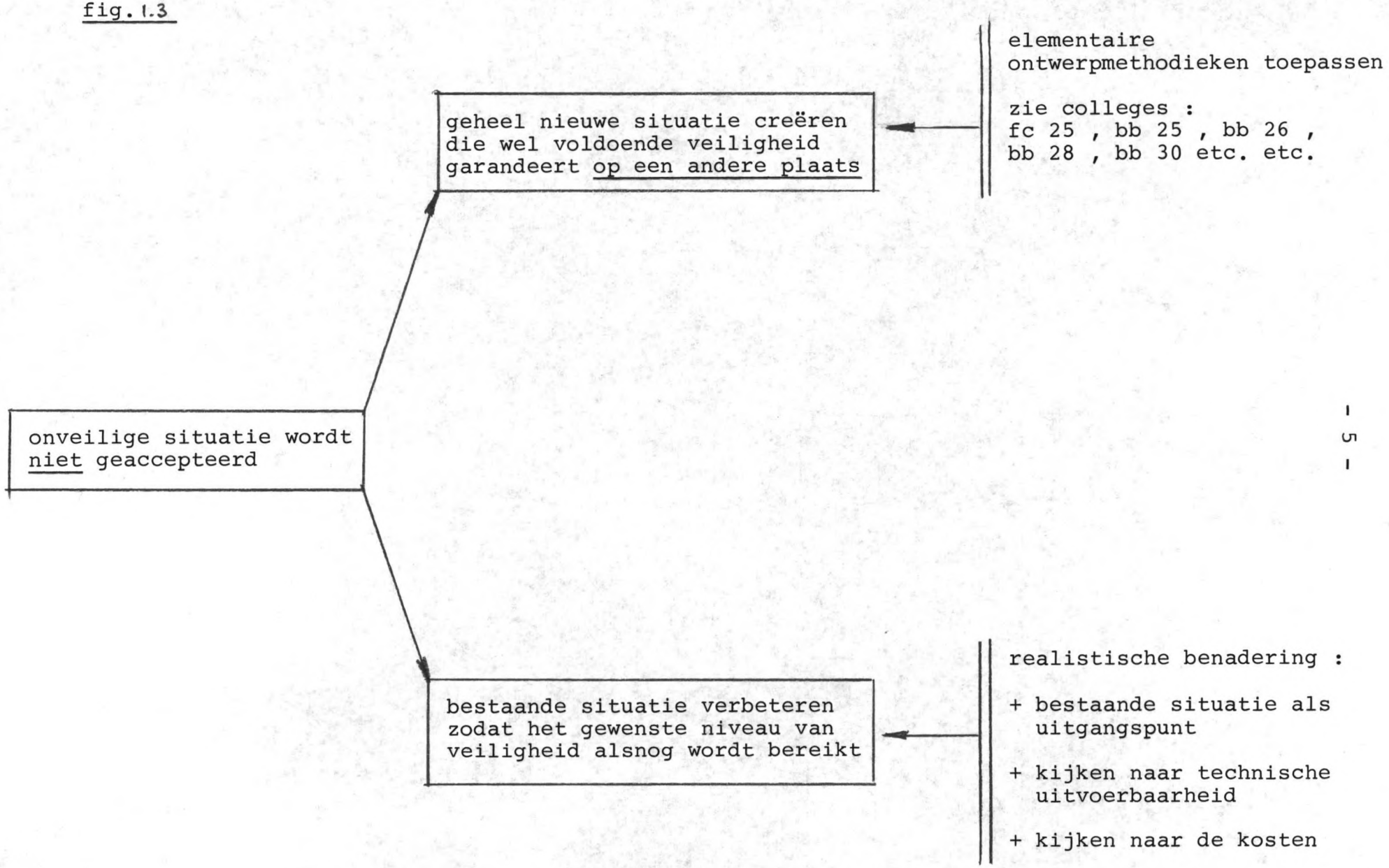
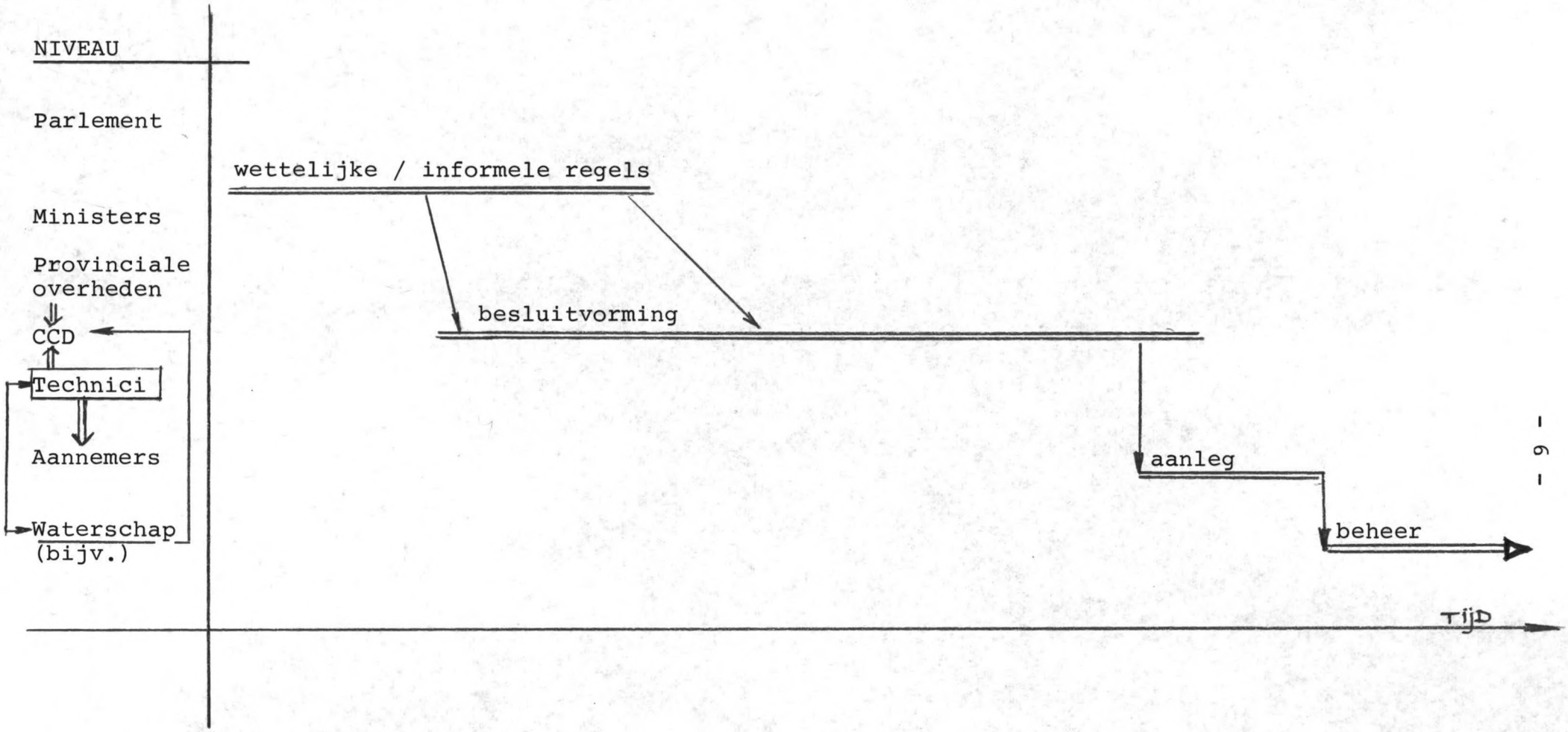

onveilige situatie wordt niet geaccepteerd
geheel nieuwe situatie creëren die wel voldoende veiligheid garandeert op een andere plaats
elementaire ontwerpmethodieken toepassen
zie colleges : fc 25 , bb 25 , bb 26 , bb 28 , bb 30 etc. etc.
bestaande situatie verbeteren zodat het gewenste niveau van veiligheid alsnog wordt bereikt
realistische benadering :
+ bestaande situatie als uitgangspunt
+ kijken naar technische uitvoerbaarheid
+ kijken naar de kosten

fig. 1.4



zie ook lit. 1 en 2

Wanneer de uitkomst van die meting bekend is (en overeenkomt met andere metingen) dient men deze als een gegeven te beschouwen. Er is dan eigenlijk geen discussie meer mogelijk (wellicht kan men nog van mening verschillen over de gewenste nauwkeurigheid van de meting).
Er is echter wel discussie mogelijk over hetgeen "gewenst geacht" wordt m.b.t. kruinhoogte en stabiliteit.
Factoren die in belangrijke mate de veiligheid bepalen ofwel de faalkans van de waterkering.
Het is duidelijk dat men, afhankelijk van de belangen die men tracht te behartigen, hier verschillend over kan denken.
Een onvoldoende kruinhoogte kan immers leiden tot dijkversterking. Dit betekent bijv. enerzijds werkgelegenheid voor technici en anderzijds wellicht schade aan natuur en milieu.
Bij alle grote infrastructurele werken in de ontwikkelde landen wordt men met dit spanningsveld geconfronteerd.

Het is duidelijk dat er behoefte bestaat aan een objectieve maatstaf die, net als een meting, een uitkomst levert die zo éénduidig is dat iedereen zich erbij neer moet leggen.
Men zou bijv. kunnen denken aan een economisch-mathematisch beslissingsmodel.
De economische rationaliteit vereist dat de som van het investeringsbedrag en de contante waarde van het risico minimaal is (zie o.a. lit. 3).
Deze methode is toegepast door Prof. Van Dantzig ter bepaling van de optmale hoogte van de dijken van het Deltaplan.
Het ethisch moeilijke probleem om het verlies aan mensenlevens en het menselijk leed in geld uit te drukken wordt veelal vermeden (ook door Van Dantzig) door de waarde van mensenlevens en het leed geheel buiten beschouwing te laten.

Er zijn wel mogelijkheden om de waarde van een mensenleven in geld uit te drukken (het netto-nationaal produkt gedeeld door het aantal inwoners levert een bedrag per inwoner, dit zou bijv. gebruikt kunnen worden voor de waarde van een mensenleven).

Tegenstanders ven dijkversterking zullen dan echter ook het leed veroorzaakt door gedwongen verhuizing, verlies aan natuurschoon, verminderde landschappelijke waarde etc. in geld willen uitdrukken.
Deze zaken zijn echter moeilijk in geld uit te drukken.
Concluderend kan gesteld worden dat het niet eenvoudig is om de gewenste kruinhoogte te bepalen (ofwel het gewenste niveau van veiligheid).
Het antwoord op de vraag "welke veiligheid dient gerealiseerd te worden?" moet door de overheid worden gegeven.
De besluitvorming van de overheid kan echter niet worden losgekoppeld van het maatschappelijk-, politieke krachtenspel in onze samenleving.
Zoals bekend hebben de belangen van natuur en milieu steeds meer invloed gekregen op de politieke besluitvorming.
De groeiende onrust over de gevolgen van dijkversterking leidde in 1975 tot de instelling van de landelijke Commissie Rivierdijken.
In het vooronderzoek is hier reeds het één en ander over gezegd. Daarbij zijn ook de bijzondere constructies reeds ter sprake gekomen.

Deze bijzondere constructies kunnen worden toegepast indien men een bestaande onveilige situatie niet accepteert (zie fig. 1.2) en het realiseren van een traditioneel ontwerp in maatschappelijk-politiek opzicht niet haalbaar is (algemeen gesproken).
Het zijn dus meestal niet de economische of technische overwegingen die zullen leiden tot het toepassen van bijzondere constructies.
Er zijn natuurlijk uitzondereringen: zie blz. 29 .
Technisch gesproken is er heel veel mogelijk. De kosten vormen bijna altijd de beperkende factor. De recente geschiedenis leert echter dat de overheid (gedwongen door de maatschappelijke ontwikkelingen) bereid is meer geld uit te geven indien daardoor natuur en milieu gespaard worden.

Uiteraard zijn er ook in dit opzicht grenzen. In fig. 1.3 wordt ook het aanleggen van een geheel nieuwe waterkering genoemd als mogelijkheid (dijkverlegging).
De minister van Verkeer en Waterstaat zal echter niet altijd garanties geven dat de meerkosten door het Rijk zullen worden vergoed.

Afgezien van dit financiële aspect zijn er nog twee redenen waarom dijkverlegging minder populair kan zijn.

a. indien het voor de nieuwe waterkering vereiste ruimtebeslag, in het bestaande bestemmingsplan niet de bestemming "waterkering" heeft zou dit bestemmingsplan gewijzigd moeten worden.
   Dit is echter een zeer tijdrovende procedure.

b. de mogelijkheid bestaat dat door de dijkverlegging een nieuw gebied ingepolderd wordt. Voor inpoldering moet echter een consessie-aanvraag worden ingediend bij het Rijk op grond van de wet "droogmakerijen en indijkingen" uit 1904.

Deze te verwachten procedurele moeilijkheden kunnen bij waterschappen een terughoudendheid ten opzichte van dijkverleggingen veroorzaken.

In dit afstudeeronderzoek wordt dan ook in hoofdzaak gekeken naar het verbeteren van de bestaande situatie.

Bovendien beperkt dit afstudeeronderzoek zich tot technische aspecten!
Zoals uit fig. 1.4 blijkt ligt het accent tegenwoordig op het besluitvormingsproces. Dit is kenmerkend voor de huidige gang van zaken. Op de structuur en organisatie van dit besluitvormingsproces zal niet worden ingegaan.
In het besluitvormingsproces spelen technische aspecten echter een belangrijke rol.
Gevraagd wordt bijv. naar de alternatieve mogelijkheden indien men natuur en milieu zoveel mogelijk wil sparen.

Technici dienen zich dan zo objectief mogelijk op te stellen en de (on)mogelijkheden eerlijk aan te geven. Hierbij behoort dan ook een kostenraming.

Een objectieve stellingname van technische zijde is dringend gewenst. Te veel mensen lopen al rond met het idee dat technici absoluut geen oog hebben voor landschappelijke, natuurwetenschappelijke en cultuurhistorische waarden.

Het is van groot belang dat vooroordelen verdwijnen.
Indien men werkelijk wil komen tot een verantwoord ontwerp, waarbij de veiligheid én het milieu beiden voldoende aandacht krijgen, dient er een goede samenwerking tot stand te komen tussen alle participanten in het besluitvormingsproces.

Dat dit pleidooi voor een betere "verstandhouding" niet overbodig is blijkt wel uit de kranten.
Op 14 november 1985 wordt n.l. melding gemaakt van het feit dat de milieugroepen zich (in Zuid-Holland) hebben teruggetrokken uit het provinciaal overlegorgaan dat de plannen voor dijkversterking moet voorbereiden.
De milieu-organisaties beschuldigden Rijkswaterstaat ervan alle alternatieve plannen, waarin rekening wordt gehouden met het landschap, te torpederen.
Het gevolg was dat de werkzaamheden stil kwamen te liggen.

Er zal meer wederzijds begrip moeten komen. Ook voor het feit dat alle partijen hun eigen verantwoording hebben. Vanuit deze achtergrond zal men moeten proberen om een compromis te sluiten.

In zo'n "compromis-ontwerp" kunnen bijzondere constructies een belangrijke rol spelen.

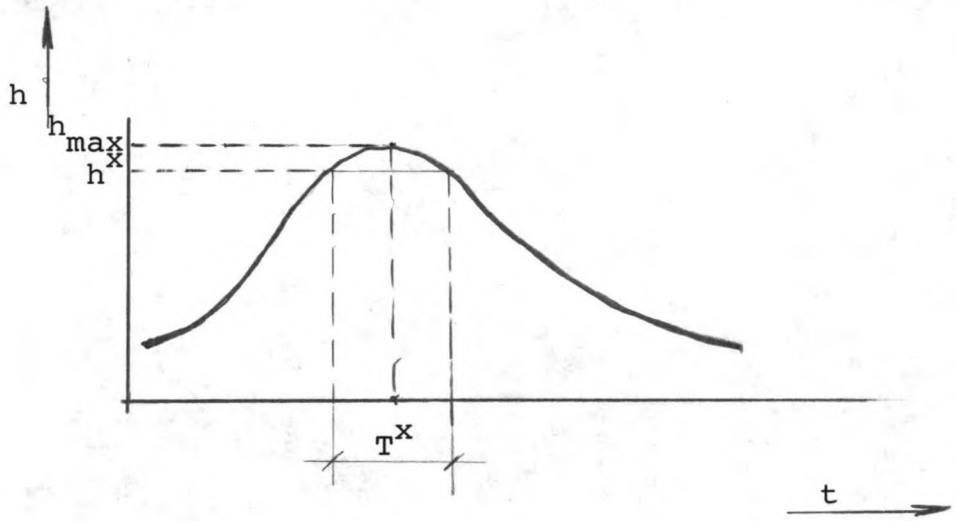
2. Probleemstelling.

Indien men een bestaande rivierdijk wil versterken zijn er, technisch gesproken, verschillende mogelijkheden.
Voor de volledigheid wordt nog opgemerkt dat het versterken van de waterkering zelf niet de enigste oplossing is om een bepaalde, gewenste veiligheid te bereiken.
Men kan immers ook trachten de belasting aan te passen!
Ook de commissie rivierdijken (lit. 4) heeft aandacht geschonken aan deze mogelijkheid. In concreto komt dit bijv. neer op het verlagen van de waterstand bij maatgevende afvoer (deze maatgevende afvoer zou volgens de genoemde commissie 16,500 $m^3/_s$ te Lobith bedragen, te bereiken door (bijv.):

- wijziging van de topafvoerverdeling ("de grootste belasting voor de sterkste constructie")
- verlagen van de topafvoer door zijdelingse afleiding naar bergingsgebieden
- vergroten van de afvoercapaciteit van de rivier(en)

In lit. 4 worden deze mogelijkheden uitvoerig besproken en worden ze tevens beoordeeld.
Het blijkt dat er nogal wat bezwaren verbonden zijn aan de genoemde mogelijkheden en er vaak geen sprake is van een bevredigende oplossing.
Voor een uitvoerige bespreking wordt verwezen naar het rapport van de commissie (lit.4).
In dit afstudeeronderzoek zal uitsluitend worden gesproken over het aanpassen van de constructie (i.c. de rivierdijk) aan de belasting op een zodanige wijze dat de gewenste veiligheid wordt bereikt waarbij tevens in voldoende mate rekening wordt gehouden met landschappelijke, cultuurhistorische en natuurwetenschappelijke waarden (afhankelijk van de specifieke omstandigheden).
In dit verband kan het, door de commissie Rivierdijken geïntroduceerde begrip "uitgekiende ontwerp" worden genoemd.
In het vooronderzoek is hier reeds over gesproken.

Zoals in hoofdstuk 1 is gebleken worden er eisen gesteld aan de kruinhoogte en stabiliteit van een rivierdijk. Kruinhoogte en stabiliteit bepalen de "sterkte".
De "belasting" bestaat uit een groot aantal componenten. De belangrijkste component wordt gevormd door de voorbijtrekkende hoogwatergolven.
Een hiervan afgeleide component is de grondwaterspanning in dijklichaam en ondergrond, die in hoge mate bepalend is voor de stabiliteit van binnen- en buitentalud.
Het is van belang te weten hoe het verloop is van de hoogwatergolven in de tijd:



<u>criterium</u> : $h > h^x$ gedurende T^x (dus bepaalde waterstand altijd koppelen aan tijdsduur van optreden)

Het verloop van een hoogwatergolf is bepalend voor het verloop van de waterspanningen in dijklichaam en ondergrond. Gebleken is dat de grondwaterpotentiaal de rivierstand vrij goed volgt, echter met een duidelijk waarneembaar faseverschil en een zekere demping.
Vooral bij slecht doorlatende paketten zijn deze effecten goed merkbaar.
Het zou in dit verband te ver voeren om hier dieper op in te gaan. Volstaan wordt met op te merken dat het voor de zg. "uitgekiende" ontwerpen aanbeveling verdient rekening te houden met het niet-stationaire karakter van de grondwaterstroming (zie ook blz. 38)

Overige belastingen die genoemd kunnen worden:

a) belasting door wind
b) " " " verkeer
c) " " " eigen gewicht
d) bijzondere belastingen.

ad a) Deze belasting komt op verschillende manieren tot uitdrukking:
- er ontstaan golven die de waterkering belasten, golfoploop tegen de waterkering en golfoverslag over de kruin
- verhoging van de waterstand door opwaaiing
- de statische en dynamische belasting die op de waterkering wordt overgedragen via op en in de waterkering aanwezige constructies en objecten

Het zou in dit verband te ver voeren om deze belastingcomponenten nader uit te werken.

ad b) In lit. 5 wordt aanbevolen om uit te gaan van een gelijkmatig verdeelde ontwerpbelasting van 15 $kN/_{m}2$ op één rijstrook met een breedte van 2.5 m.

ad c) De grootte van deze belasting (van belang voor de stabiliteit) wordt bepaald door de geometrie van de constructie, de volumieke massa's van de in de dijk aanwezige grondsoorten en de verzadigingsgraad van die grond.

ad d) Te denken valt aan de explosies, aanvaringen, drijvend vuil en ijs op de rivier.
Zeer moeilijk te kwantificeren!

Uiteraard zijn de frequenties waarmede de genoemde belastingen optreden niet gelijk. Belasting door eigen gewicht is een permanente belasting (alhoewel de grootte in de tijd zal variëren ten gevolge van een niet-constante verzadigingsgraad).
Extreem hoge waterstanden daarentegen treden slechts zelden op, m.a.w.: een waterkering wordt slechts zelden blootgesteld aan de belasting waarop de waterkering gedimensioneerd wordt.
Dit heeft een tweetal consequenties:

1e. men kan slechts zelden controleren of de waterkering goed functioneert

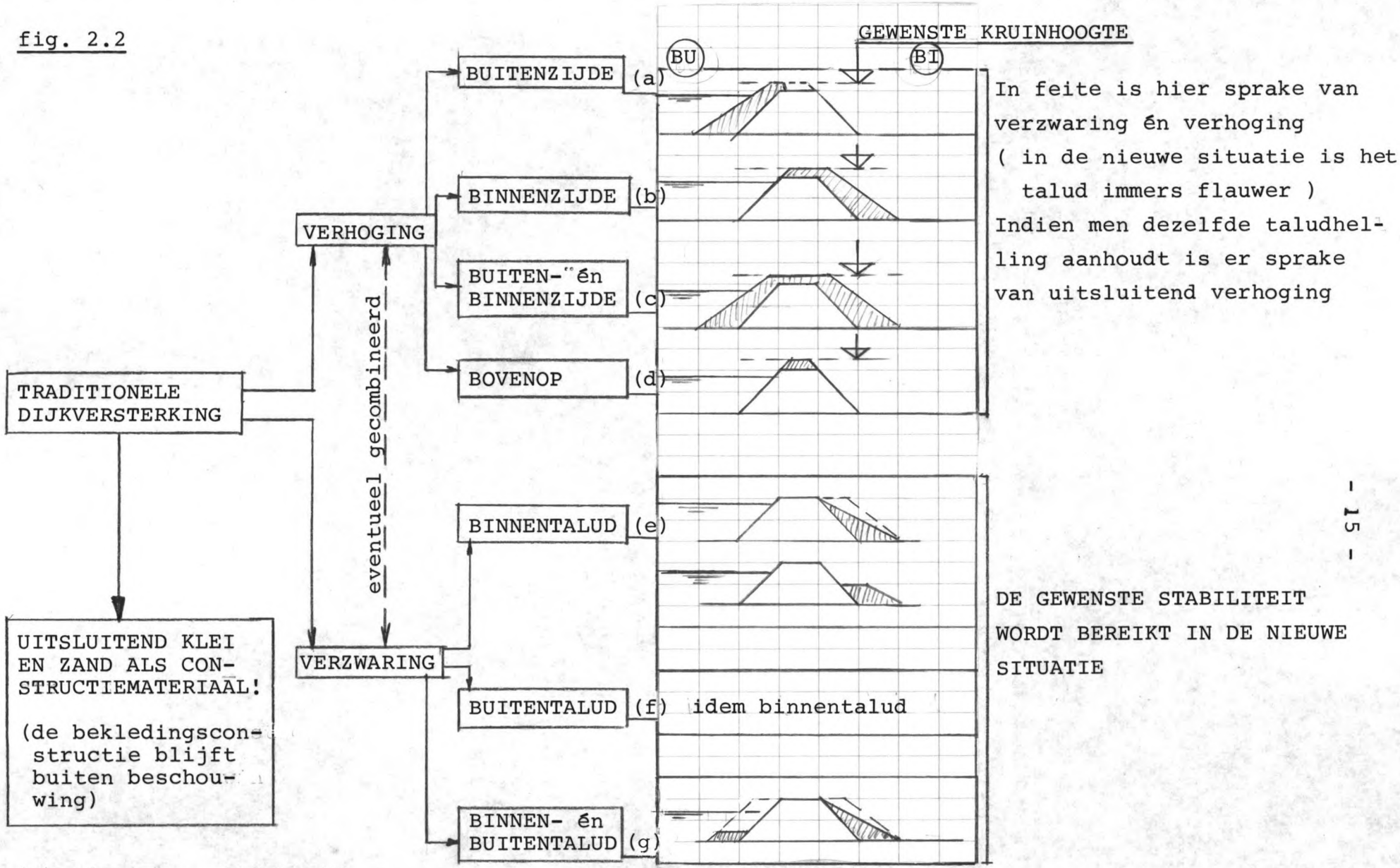
2e. de noodzaak om laaggelegen land te beschermen tegen overstromingen middels een goed werkend systeem van waterkeringen wordt slechts zelden aan den lijve ondervonden.

Dit laatste zal tot gevolg hebben dat velen de noodzaak van dijkversterking niet zullen inzien.
"Het gaat immers toch altijd goed?" zo redeneren velen.
Bovendien betekent dijkversterking voor velen het verlies van waardevolle elementen waarmee men een sterke emotionele binding heeft. Te denken valt aan mensen die hun huis uit moeten, die een vertrouwde omgeving zien verdwijnen etc. (zie o.a. lit. 1)
Reeds eerder is al gesproken over de landschappelijke, cultuurhistorische en natuurwetenschappelijke elementen in het rivierengebied.

Hiermede zijn we nu aangeland bij de kern van de probleemstelling. Wat zijn namelijk de mogelijkheden bij traditionele dijkversterking?
Technisch gesproken zijn er, zoals reeds eerder opgemerkt, verschillende mogelijkheden.

In fig. 2.2 is getracht dit enigszins te illustreren (zie blz. 15).
Vervolgens wordt op bladzijde 16
een overzicht van voor- en nadelen gegeven.

fig. 2.2



(a) t/m (g) : zie blz. 16

N.B. In dit overzicht wordt een systematische indeling gepresenteerd . Er is echter geen volledigheid nagestreefd m.b.t. de exacte vorm van verzwaring en/of verhoging. Varianten zijn mogelijk.

Traditionele dijkversterking (evaluatie)

	voordelen	nadelen	opmerkingen
(a)	+bebouwing en natuurschoon aan de binnenzijde blijven gespaard	+bestaande verdediging op het buitentalud van de oude dijk moet verwijderd worden of gaat verloren +eventueel aanwezig natuurschoon aan de buitenzijde gaat verloren	+indien men kiest voor een volledige verhoging dient de stabiliteit van het binnentalud (in de nieuwe situatie) gecontroleerd te worden +bij "verschoven" kruinverhoging kan bestaande wegverharding worden gehandhaafd
(b)	+bebouwing, natuurschoon en taludverdediging aan de buitenzijde blijven gespaard	+eventuele bebouwing en/of natuurschoon aan de binnenzijde gaan verloren	+stabiliteit van het buitentalud in nieuwe situatie controleren
(c)	+kruinbreedte neemt aanzienlijk toe	+zie nadelen (a) en (b)	+gelet op de nadelen niet zo'n aantrekkelijke mogelijkheid
(d)	+bebouwing en natuurschoon aan beide zijden blijven gespaard +taludverdediging aan buitenzijde blijft gespaard +resterende kruinbreedte wellicht geschikt voor aanleg fietspad	+kruinbreedte neemt af (autoverkeer wellicht niet meer mogelijk) +omleiding voor autoverkeer kan noodzakelijk zijn	+stabiliteit binnen- en buitentalud (na verhoging) controleren +kruinbreedte en wegverharding moeten van dien aard zijn dat autoverkeer nog wel mogelijk is i.v.m. eventuele calamiteiten
(e)	+eventuele bebouwing, natuurschoon en taludbekleding aan buitenzijde blijven gespaard	+eventuele bebouwing en natuurschoon aan de binnenzijde gaan verloren	+omvang van verzwaring wordt bepaald door het stabiliteitscriterium
(f)	+eventuele bebouwing, natuurschoon en taludbekleding aan de binnenzijde blijven gespaard	+eventuele bebouwing en natuurschoon aan de buitenzijde gaan verloren	+zie (e) +bij toepassing van lage berm kan taludbekleding gedeeltelijk worden gespaard
(g)	-	+zie (e) en (f)	+zie (f)

De mogelijkheden voor traditionele dijkversterking worden niet verder uitgewerkt.
Volstaan wordt met te verwijzen naar de "Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken" die in november 1985 is verschenen (lit. 5).

In dit verband is het interssanter om de traditionele dijkversterking eens nader te analyseren.

* Het blijkt (zie fig.2.2) dat, indien we de verhoging wensen te realiseren in grond (waar in technische kringen velen de voorkeur aan geven) de keuze mogelijk is tussen enerzijds handhaving van de huidige kruinbreedte waardoor aanpassing van binnen- en/of buitentalud noodzakelijk wordt en anderzijds een versmalling van de kruin waarbij binnen- en buitentalud niet aangetast worden.
  De laatste mogelijkheid kan echter betekenen dat bijv. autoverkeer omgeleid moet worden (meer algemeen gesproken: een wijziging van de verkeersfunctie).

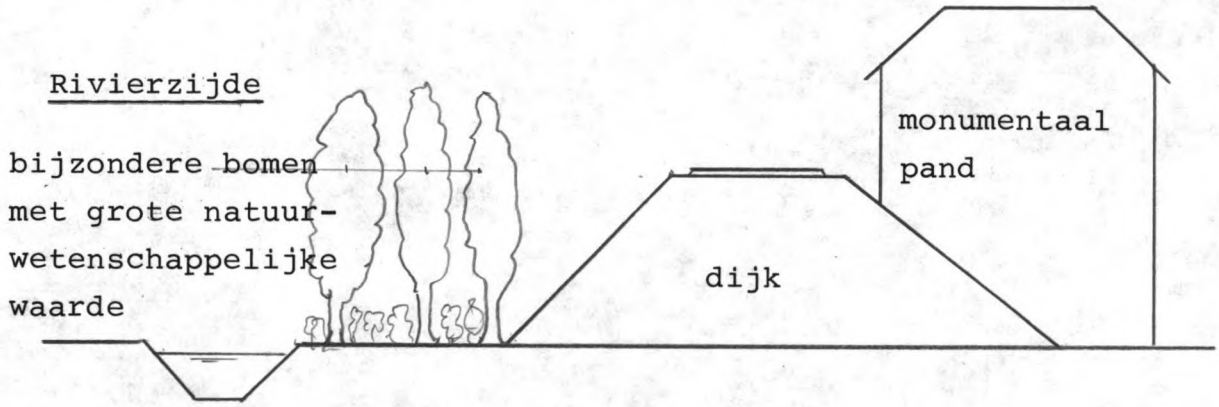
* Indien we "verhoging bovenop" even buiten beschouwing laten (in zeer veel gevallen zal dat toch ook niet tot een bevredigende oplossing leiden) valt op te merkendat bij traditionele dijkversterking het bestaande binnen- en/of buitentalud geheel of gedeeltelijk bedekt zal woden (door nieuw aan te brengen grond) hetgeen in alle gevallen resulteert in een toename van de breedte van dijk op maaiveldhoogte.
  Het spreekt voor zichdat hierbij bebouwing langs de dijk en natuurschoon op het talud en langs de dijk niet gespaard kunnen worden.

Impliciet is de probleemstelling nu wel overduidelijk geformuleerd. Voor de volledigheid wordt de probleemstelling ook expliciet geformuleerd:

" Het realiseren van een traditionele dijkversterking leidt in zeer veel gevallen tot het verlies van landschappelijke, cultuurhistorische en natuurwetenschappelijke waarden, die in de huidige samenleving door steeds meer mensen als bijzonder waardevol bestempeld worden en die derhalve ook steeds meer (geheel in overeenstemming met de huidige tijdgeest) verdedigd worden op de verschillende niveau's van besluitvorming."

De probleemstelling kan, aan de hand van een voorbeeld, ook gevisualiseerd worden:

fig. 2.3



N.B. De geschetste situatie vertoont een grote overeenkomst met de werkelijkheid langs de Waalbandijk te Winssen. (zie ook: Proefprofiel III, Het huis met de Zonnewijzer, nota 75-076 COW (1976))

In fig. 2.3 voldoet de waterkering (dijk) niet aan de geformuleerde eisen t.a.v. kruinhoogte en stabiliteit.
De bomen en bijbehorende vegetatie worden vanuit natuurwetenschappelijk oogpunt als bijzonder waardevol bestempeld.
Vanuit landschappelijk en cultuurhistorisch oogpunt moet het monumentale pand binnendijks gespaard worden.
Indien men nu fig. 2.2 en fig. 2.3 naast elkaar legt en beziet welke mogelijkheden er zijn om in dit geval een traditionele dijkversterking toe te passen, lijkt het scala van mogelijkheden weinig hoopgevend.
"Verhoging bovenop" zou mogelijk zijn ware het niet dat de stabiliteit in de huidige situatie al niet voldoende is.
Bovendien stelt de beheerder als voorwaarde dat autoverkeer mogelijk dient te blijven.

In de regel zal nu een (langdurig) besluitvormingsproces gestart worden. We gaan er hierbij vanuit dat de overheid een veiligheidsnorm heeft geformuleerd. De beheerder heeft deze veiligheidsnorm vertaald in bepaalde maatregelen.
Vertegenwoordigers van natuur- en landschapsbescherming zullen die maatregelen aanvechten.
Waarschijnlijk zullen ze eveneens (want daar ligt immers de oorzaak van dijkversterking) de veiligheidsnormen van de overheid aanvechten.

Hiermede zijn we weer terug bij hoofdstuk 1.

Reeds eerder is het begrip "uitgekiend ontwerp" ter sprake gekomen. De commissie Rivierdijken heeft dit begrip gedefineerd als: een technisch meer doordacht ontwerp, waarbij ook in de uitvoering zorgvuldigheid wordt betracht ten aanzien van landschappelijke, cultuurhistorische en natuurwetenschappelijke waarden en waarbij, met het oog op een zo gering mogelijk ruimtebeslag, zonodig bijzondere constructies kunnen worden toegepast.

Het is duidelijk dat men m.b.t. het gegeven voorbeeld met een "uitgekiend ontwerp" moet komen (indien men de "nul-optie" verwerpt).
Hierbij kunnen bijzondere constructies een rol spelen.
In eerste instantie zal men proberen om met traditionele constructiematerialen als klei en zand een "uitgekiend ontwerp" te presenteren.
Op zich vraagt dit al de nodige inspanningen van ontwerper, aannemer, toezichthouder en beheerder. De ontwerper moet scherper dimensioneren en dat terwijl een robuuste en royale opzet altijd gebruikelijk was.Er zat dus vroeger meer "reserve" in de ontworpen constructie.

Probabilistisch ontwerpen is belangrijk voor een "uitgekiend ontwerp", aangezien men moet kunnen aantonen dat een "uitgekiend ontwerp" een bepaalde gewenste veiligheid garandeert (uit te drukken in een faalkans) .
Tevens worden er eisen gesteld aan een zorgvuldige uitvoering (dus ook een goed toezicht).
De beheerder tenslotte zal bij een "uitgekiend ontwerp" meer aandacht aan het onderhoud moeten besteden (in vergelijking met een traditioneel ontwerp) en extra toezicht moeten houden bij hoog water (zie ook vooronderzoek en lit. 4).

Indien het niet mogelijk blijkt te zijn om tot een bevredigende oplossing te komen bij toepassing van de traditionele constructiematerialen zand en klei kan men gaan onderzoeken of bijzondere constructies toepasbaar zijn.
Bij toepassing van bijzondere constructies dient men de nodige voorzichtigheid te betrachten. Hiermede wordt niet bedoeld dat men bijzondere constructies bij voorbaat al als "lapmiddeltjes" bestempelt (in bepaalde technische kringen).
Het andere uiterste is dat men veel te hoog gespannen verwachtingen heeft van bijzondere constructies (in kringen van natuur- en milieuverdedigers).

In het laatste geval worden bijzondere constructies dan gezien als dé ideale oplossing: natuurwetenschappelijk, cultuurhistorische en landschappelijke elementen worden gespaard en de dijk toch versterkt.
Mooier kan het haast niet!

Helaas is de werkelijkheid in het algemeen toch meer gecompliceerd!
Om te beginnen zal men bij toepassing van bijzondere constructies moeten kunnen aantonen dat de gewenste veiligheid wordt bereikt.
Verder zal men moeten nagaan of de bijzondere constructie in kwestie wel gerealiseerd kan worden zonder ernstige beschadiging van de waardevol geachte elementen.
Bovendien zal men moeten onderzoeken of de bijzondere constructie in kwestie daadwerkelijk die waardevol geachte elementen spaart die men had willen sparen.
Bijv. een damwand slaan (een bekende "oplossing"):
afgezien van eventuele schade aan de omgeving bij het in de grond slaan of trillen kan de grondwaterhuishouding zodanig veranderen, door de aanwezigheid van een damwand ("afsluiting" van een watervoerende laag bijv.), dat de waardevolle vegetatie die men juist had willen sparen toch nog verloren gaat.

Ook wat betreft bijzondere constructies ter versterking van rivierdijken ligt de waarheid in het midden:
in zijn algemeenheid kan men het geen "lapmiddeltjes" noemen (zie lit. 4:blz.113 van de bijlage), net zo goed als men (in het algemeen) niet kan spreken van "ideale oplossingen".

In het volgende hoofdstuk zullen dan ook de (on)mogelijkheden, voor- en nadelen van verschillende oplossingsprincipes worden geëtaleerd.

3. Oplossingsprincipes.

3.1 Algeneen.

Alvorens nader in te gaan op de verschillende oplossingsprincipes eerst iets over de constructiematerialen zelf.
Zoals reeds eerder gezegd wordt in een traditioneel ontwerp grond als constructiemateriaal gebruikt (meestal zand en/of klei).
Kenmerkend voor bijzondere constructies is dat er andere constructiematerialen worden gebruikt (bijv. staal of beton).

Op zich is construeren met staal of beton eenvoudiger dan construeren met grond!

- Staal is een homgeen, isotroop materiaal dat zowel druk- als trekspanningen kan opnemen. De fabrikant levert bepaalde staalsoorten van een bepaalde kwaliteit.
  De spreiding in sterkte- en stijfheidparameters zal doorgaans gering zijn.
- Beton is een iets gecompliceerder materiaal dan staal. De kwaliteit van in het werk gestort beton is sterk afhankelijk van de zorgvuldigheid die betracht is tijdens de uitvoering.
  Voorts is beton weliswaar zeer geschikt om drukspanningen op te nemen maar absoluut ongeschikt om trekspanningen op te nemen.
  Daarom wordt er dan ook wapening toegepast. De wisselwerking staal-beton en het verschillende elastische en plastische gedrag, maken de voorspelling van het totaalgedtag verre van eenvoudig.

Het voorspellen van het gedrag van in grond uitgevoerde constructies is nog veel moeilijker. Voor grond is het spanningsvervormingsgedrag niet-lineair, niet-elastisch en tijdsafhankelijk.
(zie ook lit. 5:blz. 59 e.v.)

Wanneer men bijzondere constructies wil toepassen zal dat, in dit afstudeeronderzoek althans(zie ook hoofdstuk 1), gebeuren ter versterking van een reeds bestaande rivierdijk. Dit betekent dat men een in grond uitgevoerde constructie gaat combineren met constructies die vaak andere karakteristieke eigenschappen bezitten.
Het is dan ook van groot belang om na te gaan op welke wijze het grondlichaam en de bijzondere constructie in kwestie elkaar beïnvloeden en of ze wel in voldoende mate compatibel zijn.
Een stijve keermuur op een zettingsgevoelig grondlichaam is een (overbekend) voorbeeld van twee constructies die niet voldoende compatibel zijn.
Bij wederzijdse beïnvloeding kan men bijv. denken aan gronddrukken terwijl ook chemische processen kunnen optreden bijv. corrosie (grond is immers een systeem van "korrels", water en lucht).

3.2 Constructies (principe oplossingen) bij onvoldoende kruinhoogte.

a) Keermuren

Deze kunnen alleen worden toegepast ter realisering van voldoende waakhoogte ten aanzien van golfoploop en golfoverslag.

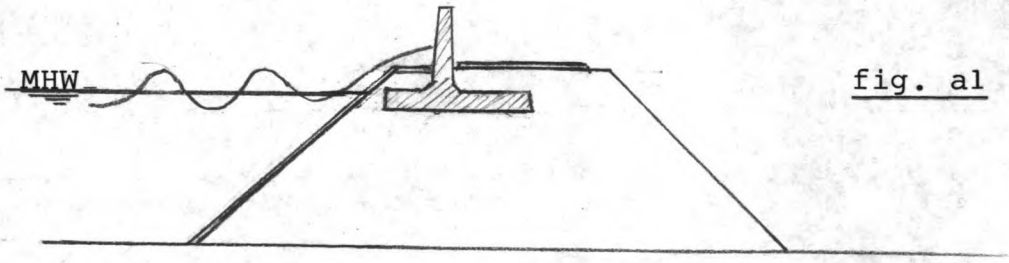


fig. a1

Het verdient aanbeveling (zeker op een zettingsgevoelige ondergrond) flexibele voegconstructies toe te passen. Absolute waterdichtheid is hierbij niet vereist aangezien er geen sprake mag zijn van een waterkerende functie van de muurtjes (o.a. gevaar voor onderloopsheid).
Een grondkerende functie kan overwogen worden (zie onderstaande figuur).

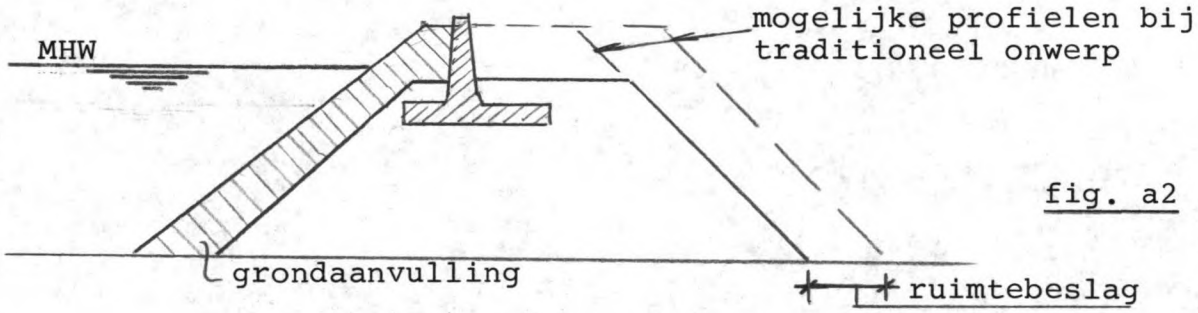


fig. a2

Grondaanvulling én keermuur samen zouden een waterkerende functie kunnen vervullen.
Het binnentalud en eventuele bebouwing binnendijks blijven gespaard.

b) Gewapende grond.

In het buitenland is reeds met succes gebruik gemaakt van gewapende grond (terre armée) ter verhoging van een bestaande dijk. Deze constructies hebben een groot eigen gewicht en beschikken over een zekere mate van flexibiliteit hetgeen als een zeer groot voordeel gezien kan worden in vergelijking met keermuren.

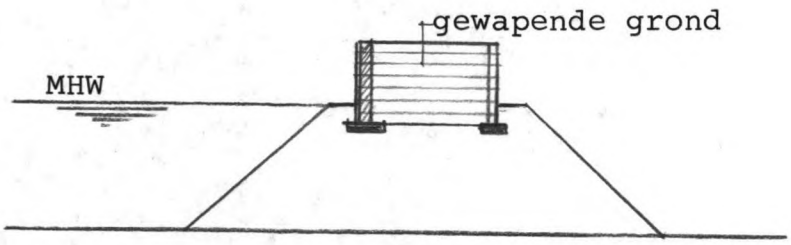
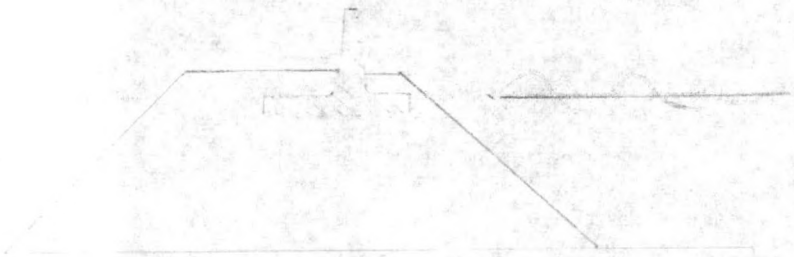


fig. b



Voor meer informatie over gewapende grond als waterkering wordt verwezen naar lit. 7 en 8.

c) Tot nu toe is alleen gesproken over vaste verhogingsconstructies. Vooral wanneer het gaat om waterkeringen in stedelijke gebieden kan men ook denken aan beweegbare constructies.
Hierover is in het vooronderzoek ook reeds gesproken.
In principe kan de ontwerper hier al zijn creativiteit op botvieren. Er kan bijv. een onderscheid worden gemaakt tussen translerende en roterende afsluitelementen.
Vervolgens weer uit te splitsen in horizontale of verticale translatie en rotatie om een horizontale of vericale as (zie fig. C blz.26).

In fig C worden 4 principiëel verschillende oplossingen gegeven voor beweegbare afsluit en/of verhogingsconstructies.
Met name de roldeuren (TH) draai- en puntdeuren (RV) zijn bekende oplossingen die reeds veel zijn toegediend.
Vooral wanneer het gaat om het afsluiten van openingen in bestaande waterkeringen (coupures).
Uiteraard worden ze ook toegepast in sluizen. De genoemde "TH" en "RV" oplossingen lenen zich minder voor "serieschakeling."
"TV" en "RH" oplossingen kunnen (langs mechanische weg) omhoog worden bewogen en zo een grotere kerende hoogte bewerkstelligen.
Bovendien is "serieschakeling" nu een reële mogelijkheid zodat deze (uiteraard dure) oplossingen over grotere lengte worden toegepast ter compensering van een bepaald kruinhoogtedeficit.
Laatstgenoemde constructies bieden tevens het voordeel dat zij bij niet functioneren verzonken liggen in de waterkering.

Zoals in het vooronderzoek reeds is opgemerkt dient men bij dit soort oplossingen de nodige aandacht te besteden aan de bertouwbaarheid.

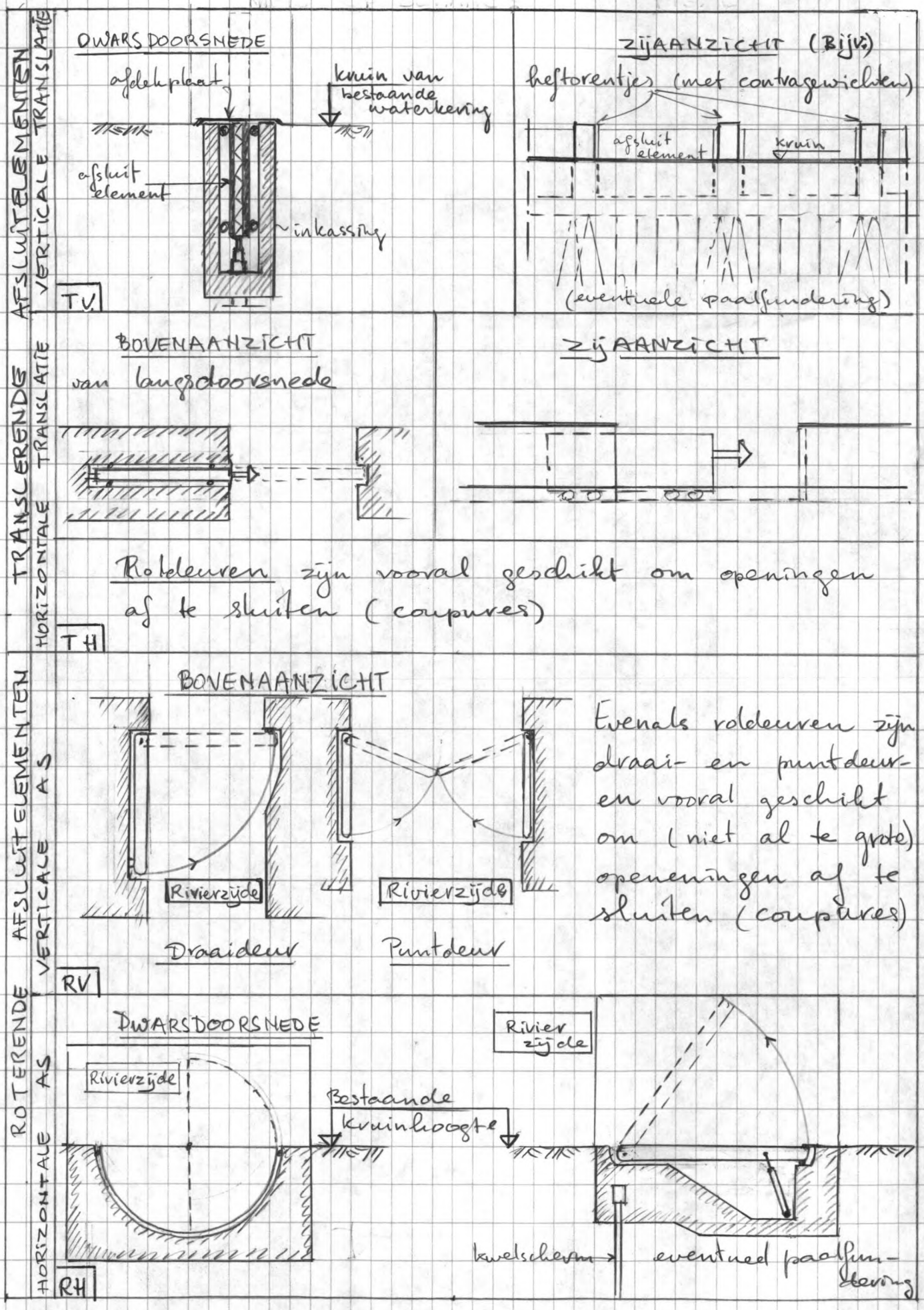


Fig. C Géén der plaatjes is op schaal !

Het kan immers jaren duren voordat zich een situatie voordoet die gebruik van de beweegbare constructie noodzakelijk maakt. Regelmatige inspectie, oefening en onderhoud zijn dus vereist. Een risico-analyse van het systeem geeft o.a. aan waar de "zwakke punten" zitten.

d) Bij de voorgaande principe oplossingen werd steeds een constructie op de kruin geplaatst die voor de benodigde kruinhoogte moest zorgen i.p.v. de traditionele ophoging met grond. Men kan echter ook bijzondere constructies toepassen die ten doel hebben nadelige gevolgen van traditionele dijkversterking te minimaliseren.
Zoals (o.a.) uit fig. a 2 blijkt betekent ophoging met grond dat (bij gelijk blijvende kruinbreedte) de breedte van het dijkprofiel op maaiveldhoogte toeneemt.
Bebouwing langs de dijk moet dan vaak geamoveerd worden.
Een grondkerende constructie aan de teen van het (binnen)talud kan dit voorkomen (zie onderstaande fig.).

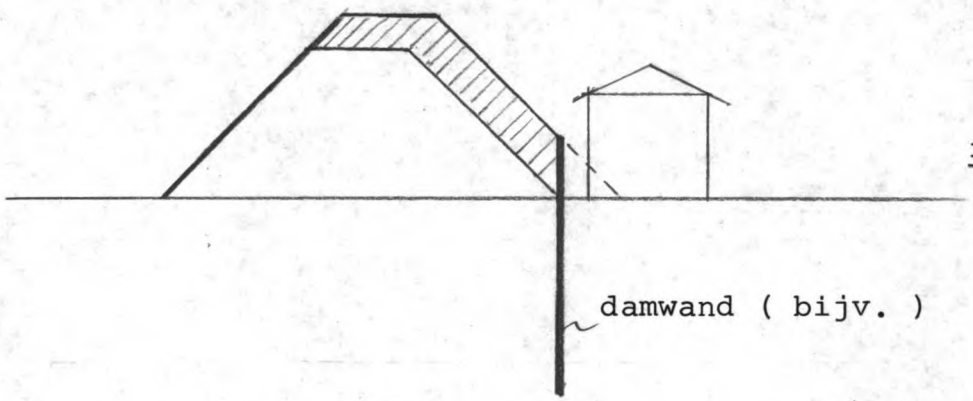


fig. d1

Het aanbrengen van zo'n grondkerend element kan echter ook schade veroorzaken en dient derhalve met de grootste omzichtigheid te worden uitgevoerd.
Een damwand draagt (via buigende momenten)de belasting van de aanvulling of naar de ondergrond (hierbij zullen ook vervormingen optreden!)

Keermuurtjes daarentegen ontlenen het grootste gedeelte van hun stabiliteit aan wrijving tussen ondergrond en bodemplaat.

3.3 Constructies (principe oplossing) bij onvoldoende stabiliteit.

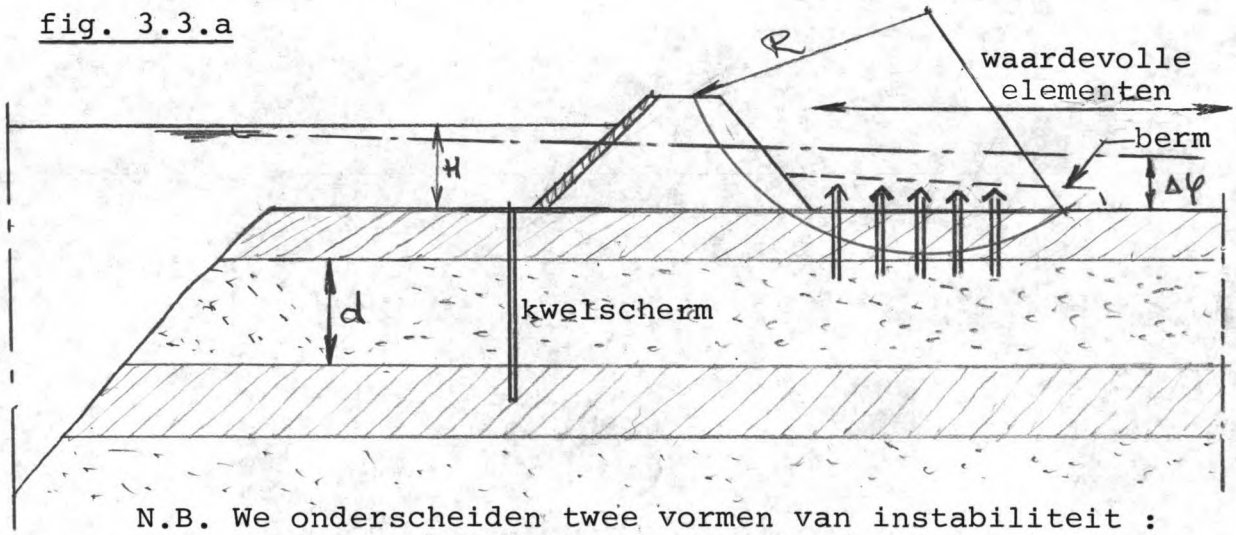
Bij "onvoldoende stabiliteit" moet men niet alleen denken aan binnen- en buitentalud maar ook aan afdekkende (klei)lagen binnendijks die bij stabiliteitsverlies (opbarsten) de gevaarlijke grenstoestand interne erosie kunnen inleiden (zie ook vooronderzoek).

a) Schermen.

Onvoldoende stabiliteit (hetzij van een talud of van een afdekkende kleilaag) hangt vaak samen met te hoge waterspanningen (en dus te lage korrelspanningen).
Bijv. het opbarsten van een afdekkende laag of afschuiven van een talud (2 verschillende vormen van instabiliteit).
Het ligt voor de hand om nu te gaan zoeken naar maatregelen die de korrelspanningen zullen doen toenemen.
In hoofdstuk 2 (blz. 15) zijn verschillende mogelijkheden aangegeven die echter allen tot dezelfde , in dit verband ongewenste, consequentie leiden: ruimtebeslag.
Eén van de mogelijkheden om zonder extra ruimtebeslag het beoogde doel te bereiken is de toepassing van schermen.
Voor informatie over de verschillende soorten schermen, wijze van uitvoering etc. wordt verwezen naar het vooronderzoek.
In een vervolgstudie zal worden aangetoond dat schermen pas effectief zijn wanneer ze een watervoerende laag geheel afsluiten.

Indien een watervoerende laag niet al te dik is (bij benadering: d $\not<$ 10 m) kan het toepassen van een scherm zelfs vanuit economisch oogpunt de meest aantrekkelijke oplossing zijn.
Zie onderstaande figuur :

fig. 3.3.a



N.B. We onderscheiden twee vormen van instabiliteit :
1) m.b.t. het binnen- of buitentalud en
2) m.b.t. de afdekkende laag binnendijks

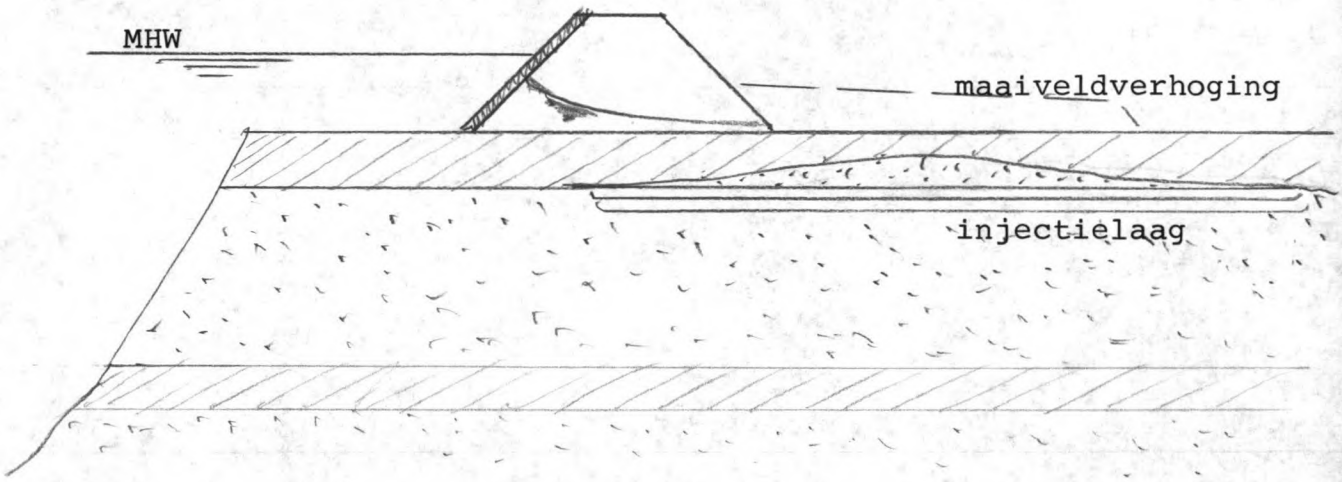
In bovenstaande situatie is het aanbrengen van een kwelscherm veel goedkoper dan het verwijderen van de waardevolle elementen (historische panden of natuurschoon bijv.) wat in het algemeen ook de nodige protesten zal losmaken.
Het verwijderen van die waardevolle elementen zou nl. noodzakelijk zijn wanneer men een berm zou willen aanbrengen teneinde het opbarsten van de afdekkende kleilaag te voorkomen.

Het feit dat de waterspanningen binnendijks nu niet meer zo hoog zullen oplopen komt de stabiliteit van het binnentalud ten goede.
Deze stabiliteit zou echter ook op zichzelf al aanleiding kunnen zijn om tot plaatsing van een kwelscherm over te gaan.
De kosten per m^2 scherm bedragen *f* 30,== à *f* 40,==.

b) Horizontale injectielagen.

Bij plaatselijke, en niet al te grote, discontinuïteiten (bijv. zogenaamde donken) in afsluitende lagen kan men een horizontale injectielaag overwegen in plaats van maaiveldverhogingen met de bekende ruimtelijke consequenties.

fig. 3.3.b



c) Ontlastbronnen.

Indien de watervoerende laag te dik wordt (enkele tientallen meters) wordt een scherm minder aantrekkelijk (hoge kosten). Teneinde opbarsten van een afsluitende laag dan te voorkomen, kan men overwegen de stijghoogte van het grondwater te verlagen door het plaatsen van ontlastbronnen.

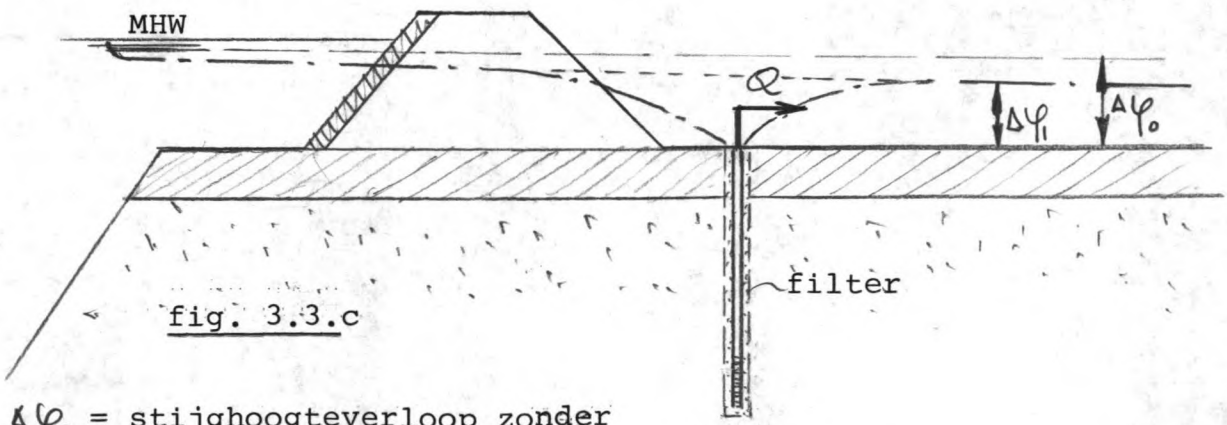


fig. 3.3.c

$\Delta\varphi_0$ = stijghoogteverloop zonder ontlastbron
$\Delta\varphi_1$ = idem "met"

d) Grondverbetering bijv. kalkkolommen.

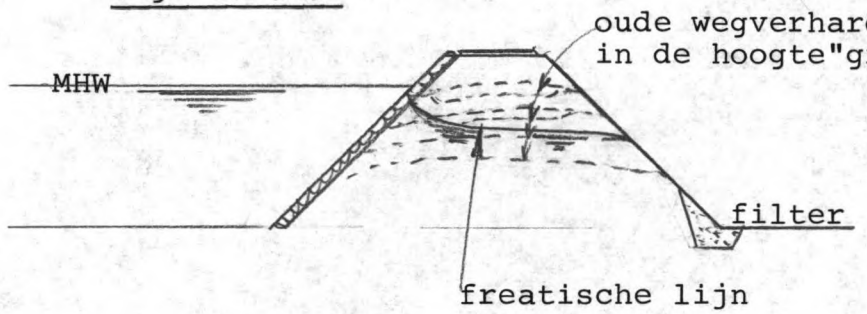
De eigenschappen van slappe kleilagen kunnen in het algemeen aanzienlijk worden verbeterd met behulp van zg. kalkkolommen. In het vooronderzoek is deze mogelijkheid reeds ter sprake gekomen (blz. 26 Vooronderzoek).
Het beoogde effect is het verkrijgen van een hogere schuifsterkte. Volgens de literatuur (lit.9) zou dat inderdaad mogelijk zijn. Gesproken wordt over een schuifsterkte, na behandeling, die wel een tienvoud of meer bedraagt van de oorspronkelijke waarde.
"Afschuiving van binnen- of buitentalud" is nu een grenstoestand die een kleinere kans van optreden krijgt.
Langs deze weg kan men proberen om de gewenste veiligheid (uitgedrukt in een geaccepteerde faalkans) te bereiken.

e) Filterconstructies.

In het vooronderzoek zijn filterconstructies ook reeds genoemd (zie vooronderzoek: fig. 7 van de bijlagen).
Volstaan wordt hier met de opmerking dat filterconstructies, in de praktijk, gezien worden als één van de minst aantrekkelijkste oplossingen.
Filterconstructies bevinden zich bijv. aan de teen van het binnentalud. Door deze ligging aan de oppervlakte zijn ze zeer gevoelig voor invloeden van buitenaf.
Te denken valt aan vorst, vervuiling, dichtslibben etc.
Bovendien zal het beoogde effect (verlaging van de freatische lijn in de dijk) vaak niet worden gerealiseerd, hetgeen mede zijn oorzaak vindt in de vaak duidelijk aanwezige gelaagdheid van dijklichamen.

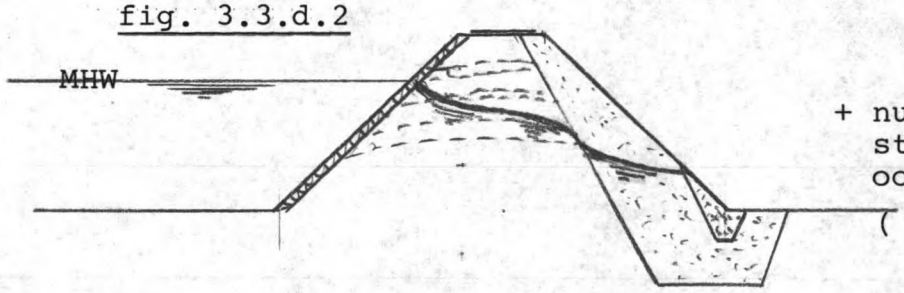
Indien dit laatste het geval is dient men een groter gedeelte van het dijklichaam te vervangen door een goed doorlatende zandsoort (zie onderstaande figuur).

fig. 3.3.d.1



+ in nevenstaande situatie zal het filter niet het beoogde effect opleveren

fig. 3.3.d.2



+ nu zal de filterconstructie wel het beoogde effect opleveren

(men dient wel te zorgen voor een goede afvoer van het kwelwater)

Bovenstaande voorbeeld illustreert ook het belang van voldoende onderzoek naar de bestaande situatie.Tevens is het van groot belang of oplossingen ook in de praktijk zullen werken.

Theoretisch zijn er vaak allerlei oplossingen te bedenken. In de praktijk valt e.e.a. nog wel eens tegen.

4. Het totaal overziende.

In dit hoofdstukje wordt een poging gedaan om:

a. een overzicht te geven van de verschillende onderdelen van het afstudeerwerk en
b. de samenhang tussen die verschillende onderdelen aan te geven.

ad a) Het afstudeerwerk zal achtereenvolgens bestaan uit de volgende onderdelen (met korte inhoud):

I. Vooronderzoek.

Na een korte schets van de historische ontwikkelingen betreffende rivierdijken wordt het begrip "uitgekiend ontwerp" geïntroduceerd waarbij ook bijzondere constructies ter sprake komen (enkele kanttekeningen; nog geen uitgebreide behandeling).
Vervolgens wordt kort ingegaan op de veiligheidsfilosofie waarbij al snel gesproken wordt over grenstoestanden.
De verschillende, meest gangbare, grenstoestanden worden genoemd en ingedeeld in catagorieën waarna al de genoemde grenstoestanden worden toegelicht en waarbij dan tevens een antwoord wordt gegeven op de vraag of bijzondere constructies een rol kunnen spelen teneinde het optreden van de grenstoestand in kwestie te voorkomen.
Dit overzicht van grenstoestanden(en de rol van bijzondere constructies) vormt het hoofdbestanddeel van het vooronderzoek.
In kort bestek worden vervolgens enkele geotechnische (in hoofdzaak geologische) aspecten belicht.
Aangezien men aan constructies voor het sluiten van coupures ook het predikaat "bijzonder" kan verlenen, komen deze ook nog ter sprake waarna een korte verantwoording voor verder onderzoek wordt gegeven.

II. Bijzondere constructies ter versterking van rivierdijken nader beschouwd.

Tezamen met enkele algemene beschouwingen worden de uitgangspunten gepresenteerd.
Gepleit wordt voor een realistische benadering uitgaande van de bestaande situatie waarbij ook de problemen besproken worden die zich in de praktijk voordoen bij het realiseren van dijkversterkingsplannen.
Gewezen wordt op het feit dat het besluitvormingsproces de meeste problemen oplevert gezien de totaal verschillende achtergronden en belangen van de participanten.
Een uitgebreide behandeling past m.i. niet in een afstudeeropdracht van de vakgroep Waterbouwkunde (sectie: waterbouwkundige constructies).
Wellicht kan een afstudeerder van de nieuwe afstudeerrichting "Technische Bestuurkunde" hier ooit nog eens zijn kennis op loslaten.
Vervolgens wordt in hoofdstuk 2 de probleemstelling uitgewerkt.
Hierbij komt uiteraard de traditionele dijkversterking ter sprake met de onvermijdelijke consequenties.
De beschrijving van deze consequenties omvat tevens impliciet de probleemstelling.
Voor de volledigheid wordt de probleemstelling ook expliciet geformuleerd en aan de hand van een eenvoudig voorbeeld gevisualiseerd.
Het antwoord op de gesignaleerde problematiek ligt in de, reeds eerder genoemde, "uitgekiende ontwerpen".
Dit is uiteraard weinig origineel, aangezien de Commissie Rivierdijken (ook wel Commissie Becht genoemd) in 1977 reeds met dit antwoord kwam.
Afwijkend echter van de ondertoon die men in het eindrapport van de genoemde Commissie kon horen (soms overduidelijk) worden bijzondere constructies niet bij voorbaat als "lapmiddeltjes" van de hand gewezen.

Gepleit wordt voor een objectieve benadering waarbij de (on)mogelijkheden van bijzondere constructies worden aangegeven ter ondersteuning van het beleidsvormingsproces.
In het 3e hoofdstuk worden (globaal) de verschillende oplossingsprincipes besproken na een korte algemene inleiding waarbij wordt gewezen op het verschil tussen de karakteristieke eigenschappen van grond én bijzondere constructies.

III. Het effect van slecht doorlatende lagen en gedeeltelijk afsluitende schermen / Toepassing van ontlastbronnen

In technisch opzicht speelt grondwater veelal de hoofdrol bij het ontwerpen van rivierdijken (zie ook lit. 10 §7.2.4) en verdient m.i. de nodige aandacht in deelstudie(s). Uiteraard wordt in eerste instantie aandacht geschonken aan de rol die bijzondere constructies hierbij kunnen spelen.
Terecht zal men opmerken dat slecht doorlatende lagen niet tot de categorie der bijzondere constructies behoren. Gezien de invloed van slecht doorlatende lagen (in het voorland) op de stijghoogte van het grondwater onder een afdekkende laag binnensdijks, is gemeend er toch enige aandacht aan te moeten schenken.
Een te grote stijghoogte van het grondwater (binnendijks) onder een afsluitende laag, kan leiden tot opbarsten van die laag.
Opbarsten van een afsluitende laag kan vervolgens leiden tot het optreden van "piping" en dat is nu juist één van de twee (de andere is "overlopen") mechanismen die de faalkans domineren, althans in de voorbeeldberekening van TAW werkgroep 10. In het algemeen zal dit echter afhangen van de specifieke omstandigheden In het algemeen is "piping" toch één van de meer gevaarlijke faalmechanismen.

Getracht wordt het effect van slecht doorlatende lagen, schermen en ontlastbronnen te kwantificeren, door een verband te leggen tussen de karakteristieke eigenschappen van de genoemde constructies en de stijghoogte van het grondwater aan de teen van het binnentalud gegeven een bepaalde configuratie en rivierstand.

Van kwelschermen is bekend (zie lit.5) dat het kweldebiet pas op een noemenswaardige wijze wordt gereduceerd indien de watervoerende laag bijna voor 100% wordt afgesloten.
Aan de hand van een voorbeeld wordt aangetoond dat dit ook geldt voor de reductie van de stijghoogte (in het watervoerende pakket) binnendijks.
Hierbij wordt gebruik gemaakt van de zg. fragmentenmethode, die vrij eenvoudig is en zeer geschikt voor een handberekening.
Tot slot wordt in deze deelstudie nader ingegaan op de toepassing van ontlastbronnen.
Hierbij wordt in hoofdzaak gebruik gemaakt van de literatuur.
Er wordt ook een poging gedaan om het effect van ontlastbronnen te kwantificeren.
Dit effect wordt uitgedrukt in het verschil tussen de stijghoogte direct naast de bron en de stijghoogte tussen 2 bronnen (in het midden).

IV. De invloed van het niet-stationaire karakter van de grondwaterstroming op het consolidatieproces in kleilagen.

In klei is vooral de elastische berging van belang.
Bij dikke kleilagen kan deze bij het passeren van een hoogwatergolf tot aanzienlijk lagere waterspanningen leiden dan op grond van stationaire stroming worden verkregen.
Dit effect is te verwachten als de hydrodynamische periode groot is ten opzichte van de duur van de hoogwatergolf.
De hydrodynamische periode is de tijdsduur waarin het consolidatieproces voor 99% wordt voltooid.
Theoretisch komt het consolidatieproces nl. nooit tot stilstand.

In de deelstudie over schermen is gezegd dat de maatgevende toestand voor de stabiliteit van het binnentalud optreedt bij MHW als uitgegaan wordt van stationaire grondwaterstroming (overeenkomstig hetgeen in lit. 5 wordt geadviseerd).
In de praktijk zal dit bij dikke kleilagen een te pessimistisch beeld geven van de stabiliteit van het binnentalud.
Een onvoldoende stabiliteit betekent dat verzwaring nodig is met alle consuquenties van dien.
Door nu over te gaan op een niet-stationaire berekening wordt de werkelijkheid beter benaderd en wordt een realistischer beeld verkregen van de stabiliteit van het binnentalud.
Dit kan er zelfs toe leiden dat de stabiliteit nu wel voldoende groot is en dat de verzwaring achterwege kan blijven.
Bedoeld wordt hier de stabiliteit van een binnentalud; men zou echter ook kunnen denken aan de stabiliteit van afdekkende grondlagen i.v.m. het gevaar voor opbarsten van die lagen.

Het uitvoeren van een niet-stationaire berekening past m.i. zeer goed in het concept van "uitgekiende ontwerpen" .

Gezien de verstrekkende consequenties van dijkverzwaring verdient het zeker aanbeveling om, in het kader van de "uitgekiende ontwerpen" zo scherp mogelijk te dimensioneren hetgeen tevens inhoudt dat met de beschikbare theorie de werkelijkheid zo goed mogelijk wordt benaderd.

V. Case-study.

Toepassing van het voorgaande op een concreet praktijkgeval.

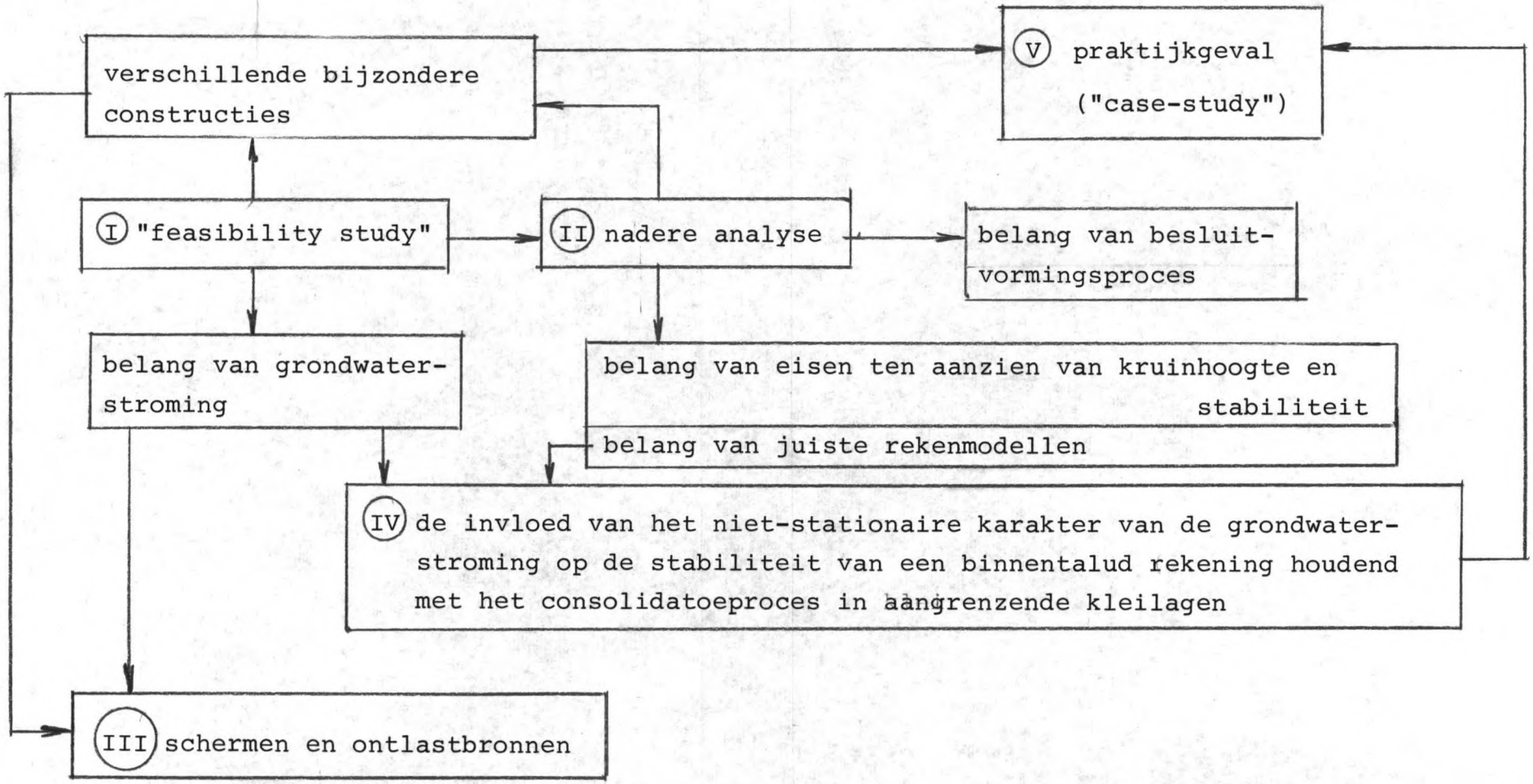
ad b) Met betrekking tot de samenhang tussen de delen I t/m V kan het volgende worden opgemerkt: (zie ook fig.4.1 blz.42) .

Deel I dient beschouwd te worden als een "feassibility-study" aangezien in dit deel de vraag centraal staat of bijzondere constructies een rol kunnen spelen ter voorkoming van het optreden van een bepaalde grenstoestand.
De probleemstelling wordt wel ter sprake gebracht, zij het niet erg uitgebreid en wellicht enigszins impliciet voor de lezer die niet met de materie vertrouwd is.
Voor een goede analyse van bijzondere constructies verdient het aanbeveling om echter uitgebreider op de probleemstelling in te gaan.
Dit gebeurt o.a. in deel II.
Dat het zin heeft dieper op de probleemstelling in te gaan volgt uit het feit dat in deel I geconcludeerd is dat bijzondere constructies inderdaad een rol kunnen spelen m.b.t. verschillende grenstoestanden.
In het kader van de uitgebreide probleemstelling in deel II wordt ook aandacht geschonken aan de traditionele wijze van dijkversterking.
Ook in deel II komen weer de bijzondere constructies ter sprake. Hierbij wordt nu veel meer het accent gelegd (zoals overigens in het gehele deel II) op de tweedeling in onvoldoende kruinhoogte enerzijds en onvoldoende stabiliteit anderzijds.
In verband met de situatie van "onvoldoende stabiliteit" worden o.a. schermen en ontlastbronnen genoemd.
Deze zijn trouwens in deel I ook al ter sprake gekomen.
In deel III wordt aandacht geschonken aan de effectiviteit van schermen en bronnen waarbij ook slechtdoorlatende lagen nog ter sprake komen.

Dit laatste deel (deel III) sluit aan op deel I én II.
Een goede aansluiting op deel II is deel IV.
In deel II wordt nl. gesproken over het evalueren van een bestaande situatie.
Daarbij spelen ook de rekenmodellen een belangrijke rol op grond waarvan men de kruinhoogte of stabiliteit beoordeelt.

Het is duidelijk dat deze modellen de werkelijkheid zo goed mogelijk dienen te benaderen.
Dit nu is bepaald niet het geval wanneer men voor de stabiliteit van het binnentalud bij aanwezigheid van dikke kleilagen, rekent met stationaire grondwaterstroming.
Om die reden wordt dan ook in deel IV aandacht geschonken aan niet-stationaire berekeningen en de invloed op de stabiliteit van een binnentalud rekening houdend met consolidatieproces in aangrenzende kleilagen.
Tot slot wordt in deel V al het voorgaande toegepast op een concreet praktijkgeval.

Fig. 4.1 SAMENHANG ... AFSTUDEERWERK



OVERZICHT AFSTUDEERWERK

BIJLAGE

DEEL	TITEL	DOCENT	AANTAL STUDIEPUNTEN
I	Vooronderzoek	Prof.ir. A. Glerum	10
II	Bijzondere constructies ter versterking van rivierdijken nader beschouwd	" "	6
III	Het efffect van slecht doorlatende lagen en gedeeltelijk afsluitende schermen / toepassing van ontlastbronnen	Prof.dr.ir. A.Verruijt	9
IV	De invloed van het niet-stationaire karakter van grondwaterstroming op de stabiliteit van een binnentalud rekening houdend met het consolidatieproces in aangrenzende kleilagen	" "	10
V	Case-study	Prof.ir. A. Glerum	3
			38

Literatuurlijst.

1) Eindrapport ISP - Dijkverbetering Deel I
THD 1984.

2) Collegedictaat Waterstaatsrecht (aa4)
THD 1985.

3) Collegedictaat probabilistisch ontwerpen (b3)
THD 1984.

4) Eindrapport Commissie Rivierdijken
(Cie Becht) 1977.

5) Leidraad voor het ontwerpen van Rivierdijken
TAW 1985.

6) Collegedictaat waterkeringen (f 11)
THD 1982.

7) Alternatief ontwerp voor de waterkering van een
energiespaarbekken / Afstudeeronderzoek THD
C. van Bladeren, 1983.

8) Cement 1983 nr. 7 blz. 444.

9) Moderne funderingstechnieken, Prof. ir. A.F. van Weele.

10) Hoogwaterbestrijding en drainage in het hoogwaterbed
(Hoofdstuk 7.2 van het collegedictaat f 8)
Prof. ir. Van Bendegom.

BIJZONDERE CONSTRUCTIES TER VERSTERKING VAN RIVIERDIJKEN

Deel III

Het effect van slecht doorlatende lagen en gedeeltelijk afsluitende schermen / toepassing van ontlastbronnen

TH Delft / Afdelig der Civiele Techniek

Vakgroep Waterbouwkunde

Afstudeerrapport van H.R.E. Dekker

Afstudeerdocenten : Prof.ir. A. Glerum en Prof.dr.ir. A. Verruijt

Afstudeerbegeleider : ir. G.J. Flórián

INHOUDSOPGAVE

blz.

Inleiding..... 1

I. Afdekkende slecht doorlatende lagen
in het voorland 9

II. Gedeeltelijk afsluitende schermen 20

III. Ontlastbronnen 44

- Literatuurlijst 51

INLEIDING

In het vooronderzoek zijn verschillende grenstoestanden ter sprake gekomen. Duidelijk is gebleken dat grondwaterstroming daarbij een zeer belangrijke rol speelt, hetgeen ook blijkt uit de foutenboom (zie fig. 1 t/m 6, bron: lit.2).

In deze foutenboom zijn verschillende gebeurtenissen te vinden waarbij de kwellengte en de grondwaterpotentiaal genoemd worden (aangegeven met pijltjes):
de kwellengte is steeds kleiner dan verwacht, terwijl de potentiaal onder afsluitende lagen juist groter is dan verwacht.
Afsluitende lagen kunnen dan opbarsten en zo het mechanisme "piping" inleiden. Door te hoge waterspanningen binnendijks kan het binnentalud afschuiven.

Bij een traditionele rivierdijkversterking kan de gewenste veiligheid t.a.v. de genoemde grenstoestanden o.a. bereikt worden door het aanbrengen van een berm (c.q. maaiveld ophoging) binnendijks, waardoor de korrelspanningen zullen toenemen.
Dergelijke maatregelen kenmerken zich echter door een vaak onaanvaardbaar ruimtebeslag. Indien dit ruimtebeslag wel aanvaardbaar is verdienen traditionele oplossingen bijna altijd de voorkeur.
Niet- traditionele oplossingen zijn vaak duurder (ontwerp en uitvoering vereisen veel meer aandacht).
Dit behoeft echter niet altijd zo te zijn. Het afsluiten van een dunne watervoerende laag middels een scherm kan goedkoper zijn dan het aanleggen van een berm waarbij bijv. een aantal woningen moet worden opgekocht en gesloopt.
Zoals in het vooronderzoek reeds is gesteld worden duurdere oplossingen vaak aanvaardbaar geacht wanneer aan landschappelijke, cultuurhistorische en natuurwetenschappelijke waarden een groot belang wordt toegekend.

In dit afstudeerrapport staan deze "dure oplossingen" nu juist centraal. Voor een algehele inventarisatie van deze "dure oplossingen" (in samenhang met verschillende grenstoestanden) wordt verwezen naar het vooronderzoek.

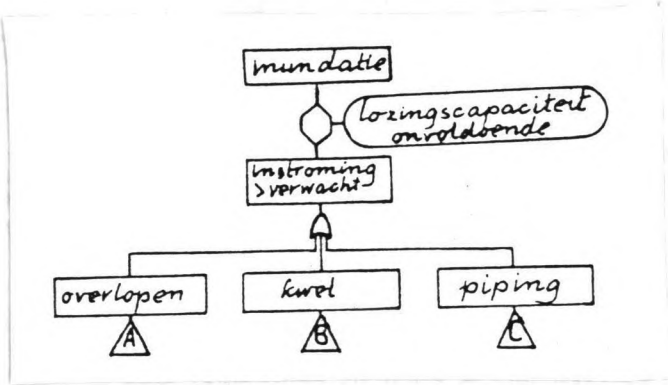
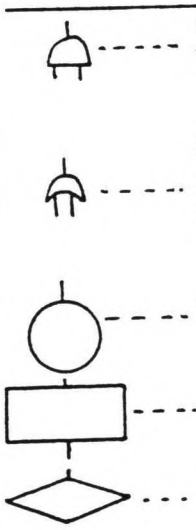


FIG. 1

A zie fig. 2
B zie fig. 5
C zie fig. 6

(bron : lit. 2)

Enige internationaal gebruikte symbolen bij foutenbomen zijn:



---- én-poort. Aan alle eronder staande gebeurtenissen moet voldaan zijn, wil er een gevolg zijn

---- óf-poort (~~eigenlijk een en/of poort~~). Aan tenminste één eronder staande gebeurtenis moet voldaan worden, wil er een gevolg zijn

---- basisgebeurtenis

---- samengestelde gebeurtenis (gevolg)

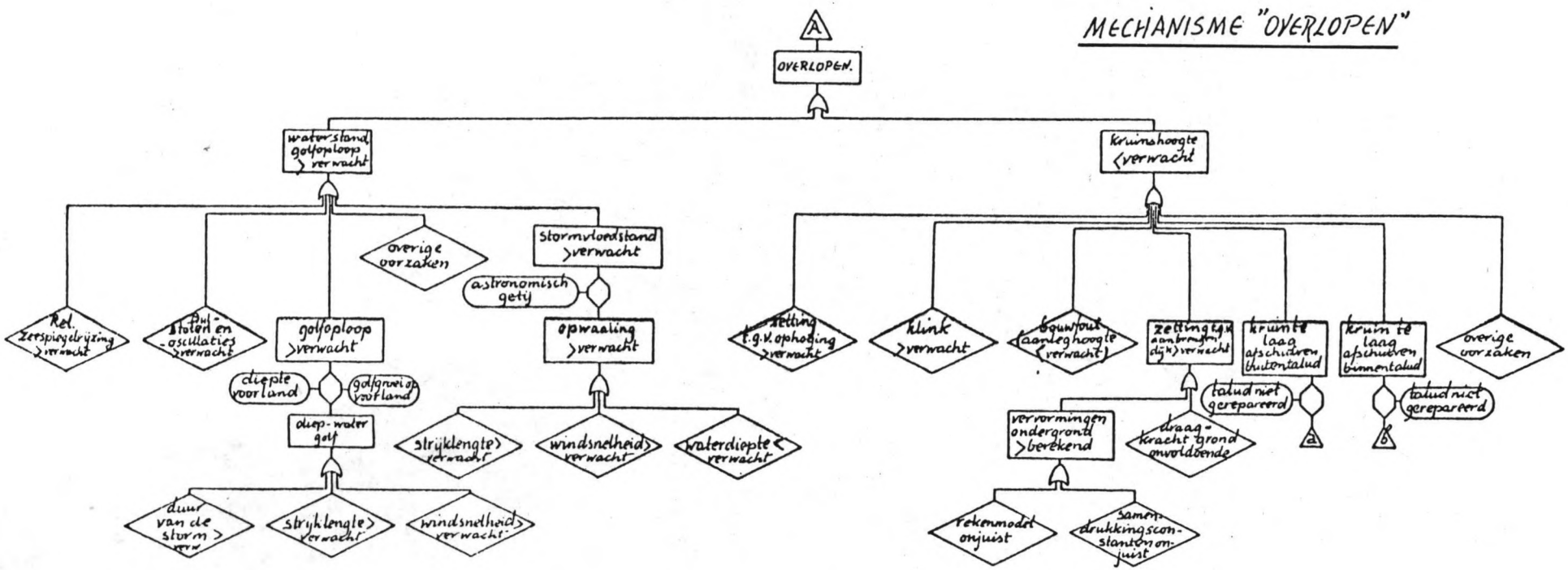
--- niet verder ontwikkelde gebeurtenis

---- afbreek- (verwijs-) symbool

--- gevolg, waarvan de kans op optreden moet worden vastgesteld

Fig. 2

MECHANISME "OVERLOPEN"



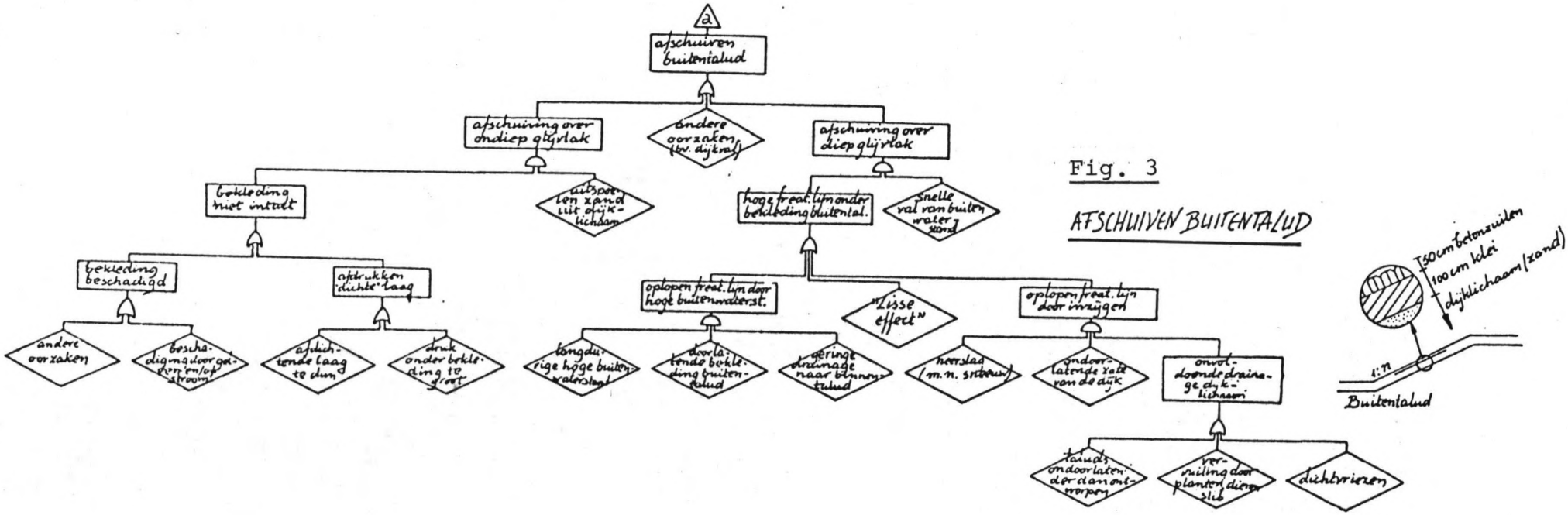


Fig. 3

AFSCHUIVEN BUITENTALUD

Fig. 4

AFSCHUIVEN BINNENTALUD

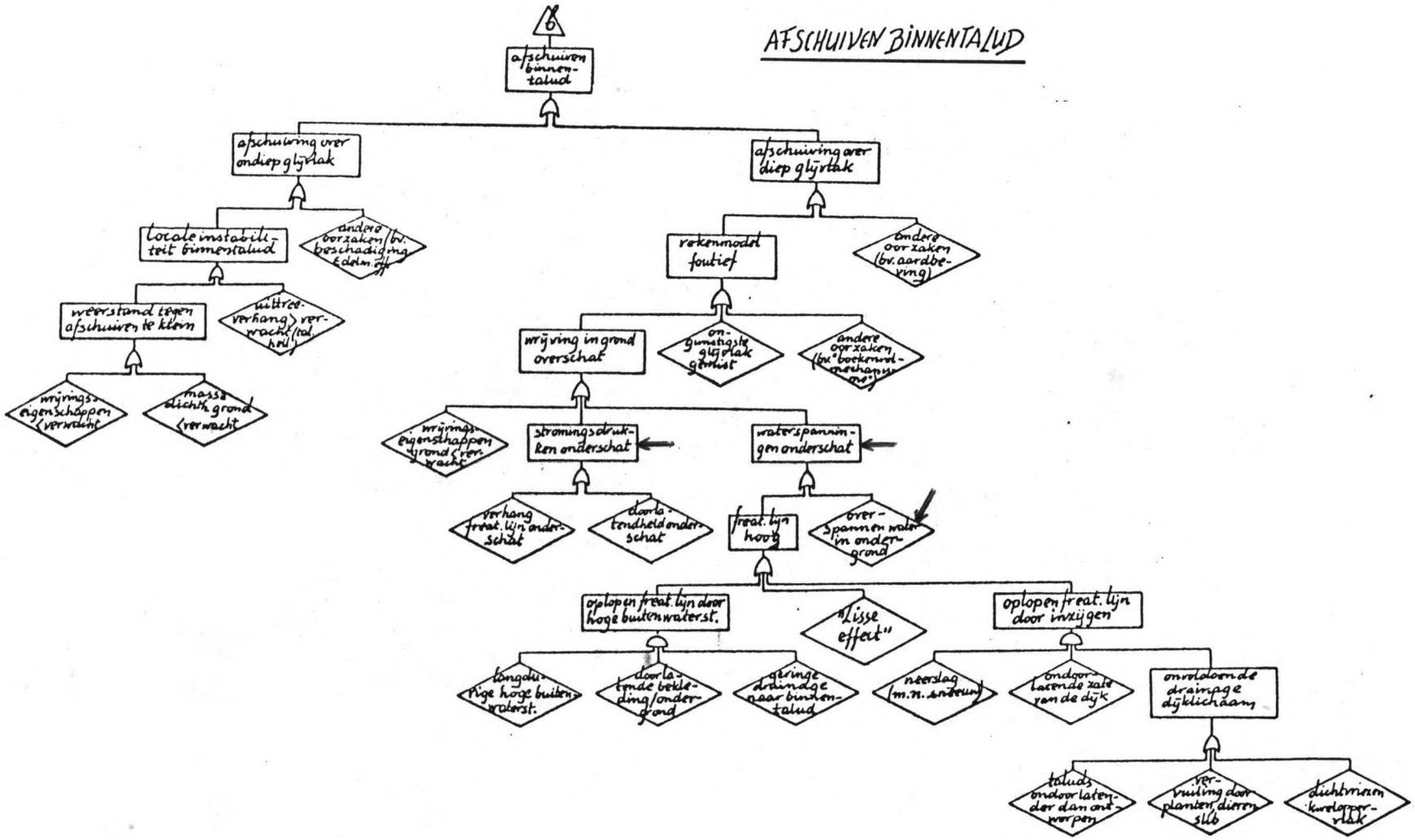


Fig 5

Mechanisme "KWEL"

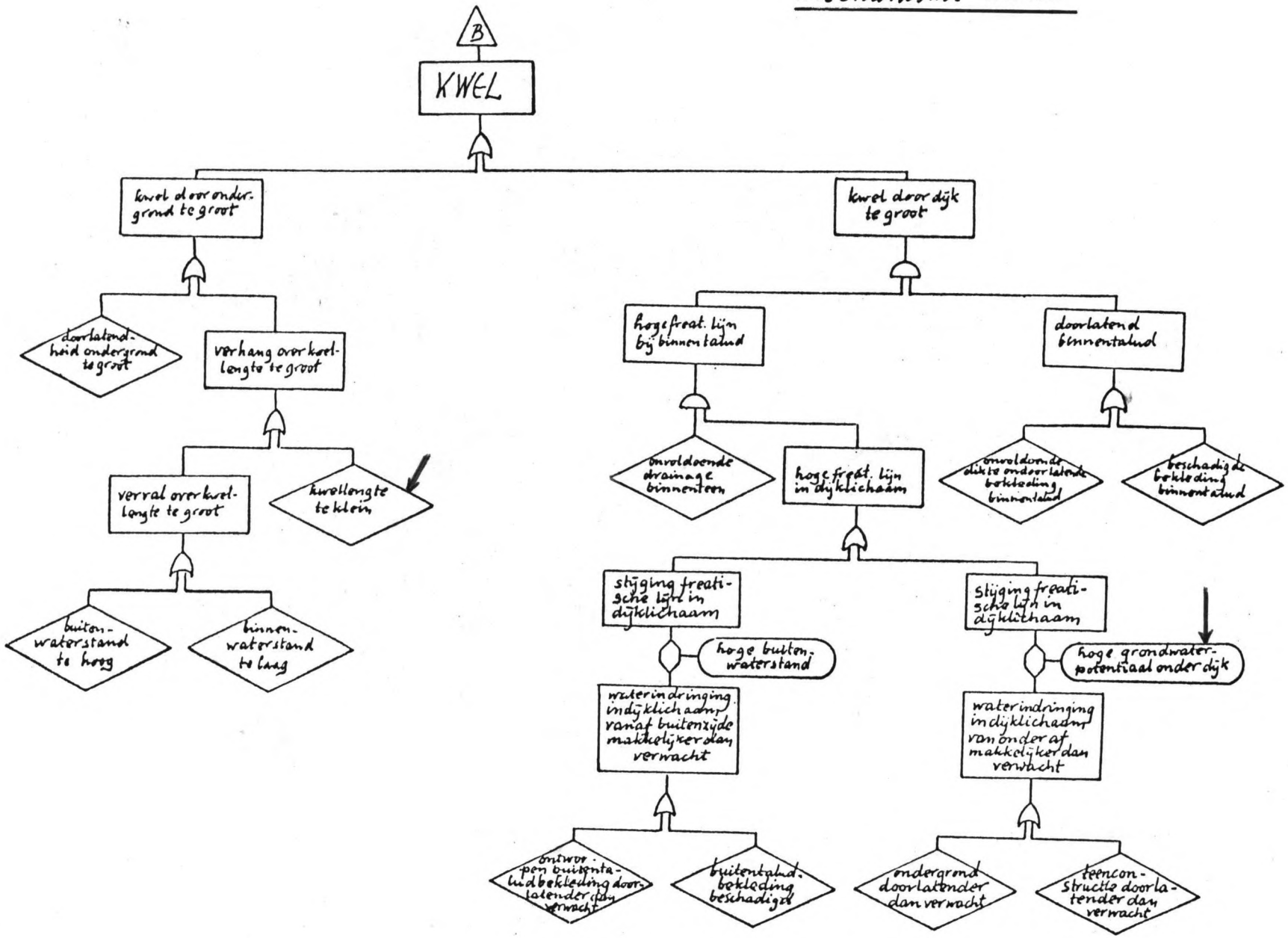
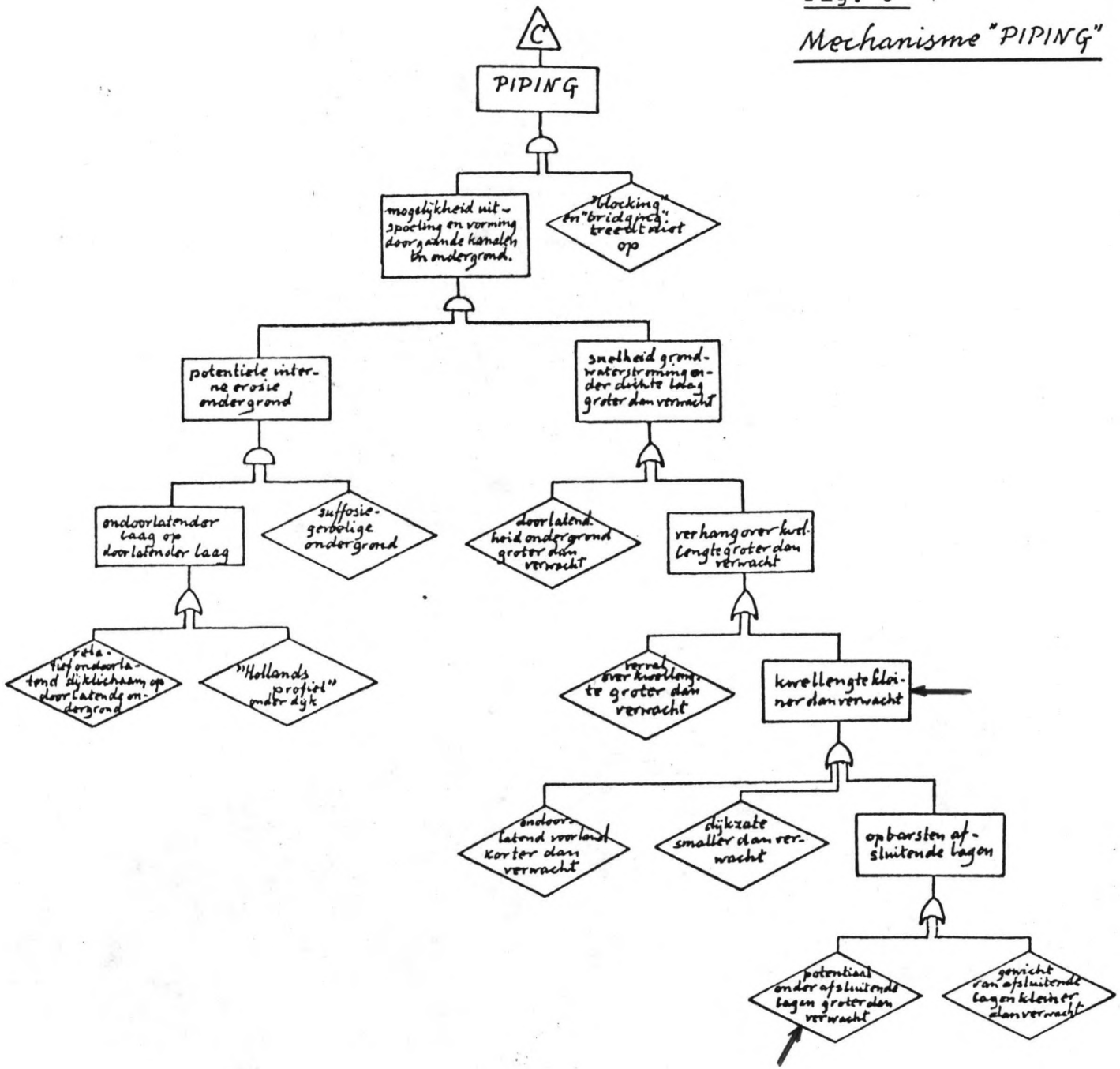


Fig. 6

Mechanisme "PIPING"



In de volgende hoofdstukken wordt nader ingegaan op 2 mogelijkheden om de grondwaterpotentiaal binnendijks te verlagen:

a) het aanbrengen van slecht waterdoorlatende schermen en
b) het aanbrengen van drainagesystemen (zoals ontlastbronnen).

Met betrekking tot de genoemde schermen is in het vooronderzoek reeds opgemerkt dat het effect van dergelijke schermen maximaal is wanneer watervoerende lagen geheel worden afgesloten.
Gezien het feit dat de watervoerende lagen (zandlagen) vaak enkele tientallen meters dik zijn (bijv. 40 m)is een algehele afsluiting van deze lagen niet aantrekkelijk(brede werkstrook, zwaar materieel). Daarom zal worden nagegaan wat het effect is van een gedeeltelijke afsluiting.
Indien bij een gedeeltelijke afsluiting de grondwaterpotentiaal binnendijks tot een aanvaardbare waarde kan worden teruggebracht, dient deze mogelijkheid zeker in overweging te worden genomen.
Alvorens hier, in meer kwantitatieve beschouwingen, nader op in te gaan zal in het volgende hoofdstuk eerst iets worden gezegd over het belang van buitendijks gelegen afsluitende lagen.

I. Afdekkende slecht doorlatende lagen in het voorland

Bovenstrooms van waterkerende kunstwerken brengt men (naast verticale schermen tegen onder- en achterloopsheid) ook wel ondoorlatende horizontale lagen aan teneinde de kwelweg te verlengen.
In de praktijk betekent dit het aanbrengen van een dichte bekleding over een gedeelte van het aansluitende rivier-, kanaal- of reservoirvak.

Bij de rivierdijken kunnen slecht doorlatende lagen in het voorland (uiterwaarden) eveneens een gunstig effect hebben op het kwelprobleem.

De effectiviteit van deze slecht doorlatende lagen hangt echter van 2 factoren af:

1) de weerstand van de afdekkende laag zelf (gedefinieerd als het quotient van dikte en doorlatendheid)
2) de mate waarin de afdekkende laag de goed doorlatende (zand) ondergrond afdekt.

We nemen nu aan dat die afdekkende laag uit klei bestaat hetgeen in de praktijk veel voorkomt.

ad 1) De doorlatendheid van klei varieert van 10^{-8} tot 10^{-6} m/s (ca. 10^{3} * zo ondoorlatend als zand).
Een kleilaag zal zeker niet homogeen zijn als gevolg van activiteiten van mens en dier in de uiterwaarden. De doorlatendheid zal dus zeker groter zijn dan de gegeven waarden.

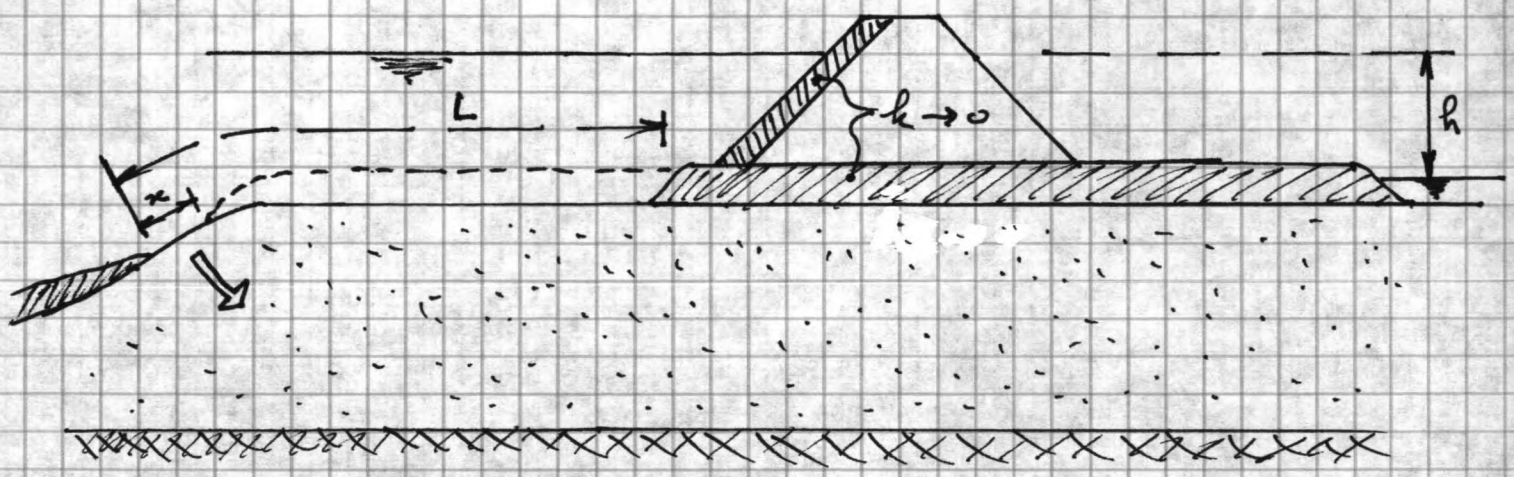
ad 2) In veel uiterwaarden hebben (ten behoeve van de baksteenindustrie) ontkleiïngen plaatsgevonden, zodat over grote oppervlakten de oorspronkelijke afdekkende kleilaag ontbreekt.
In sommige gevallen zijn deze ontgrondingen weer aangevuld met van elders aangevoerde specie van vaak willekeurige samenstelling.

Op grond van beide overwegingen kan men vaak niet veel verwachten van afdekkende lagen in het voorland wanneer het gaat om het verlengen van de kwelweg. In fig. 7 wordt dit geïllustreerd met een voorbeeld van Cedergen (zie lit.6). Uit dit voorbeeld blijkt dat afdekkende lagen pas effectief zijn wanneer ze de goed doorlatende ondergrond geheel afdekken.

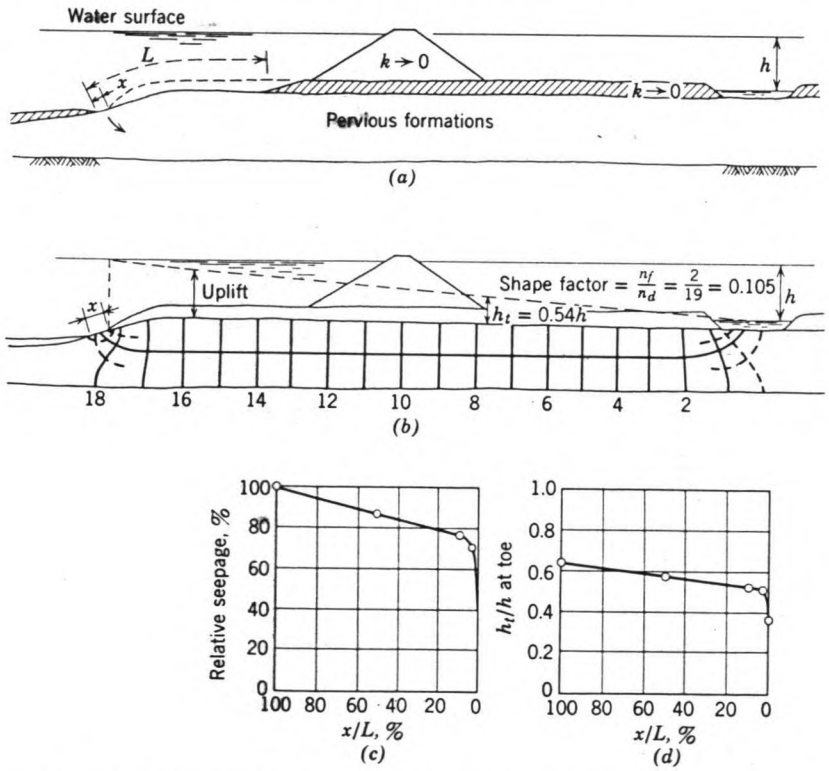
Indien het geval zich voordoet dat er inderdaad een goede gesloten afdekkende laag aanwezig is aan de rivierzijde, dan dient deze wel voldoende breed te zijn.
In fig.8A wordt dit geïllustreerd met een grafiekje uit lit.7.

Het belang van de breedte van een afdekkende laag buitendijks blijkt ook uit een eenvoudige analytische oplossing voor een schematisatie van een, in Nederland, veel voorkomende situatie:
afdekkende kleilagen op zandondergrond zowel buiten- als binnendijks (zie fig. 9 en de bijbehorende tekst op de bladzijden 14 t/m 19)
Uit het bovenstaande blijkt wel dat uitgebreid en gedegen grondonderzoek meestal noodzakelijk is. Hierbij zijn een aantal zaken van belang die niet altijd voldoende aandacht krijgen.
Om te beginnen is het verschil in zorg dat wordt besteed aan het laboratoriumonderzoek en de berekeningsnauwkeurigheid enerzijds en het terreinonderzoek anderzijds vaak aanzienlijk. Bij het terreinonderzoek speelt de laagst geprijsde aanbieding van het boorbedrijf of sondeerploeg nog steeds een belangrijke rol, terwijl in de meeste gevallen geen of nauwelijks sprake is van controle tijdens de uitvoering van het terreinonderzoek.
Voorts is het steken van werkelijk ongeroerde monster een onmogelijkheid.
Met "ongeroerd" bedoelt men een gestoken cilindervormig grondmonster waarvan de oorspronkelijke structuur behouden is. Dit in tegenstelling tot een "geroerd" monster dat wordt verkregen d.m.v. een pulsboring en waarvan de structuur volledig verloren is gegaan.

Fig. 7



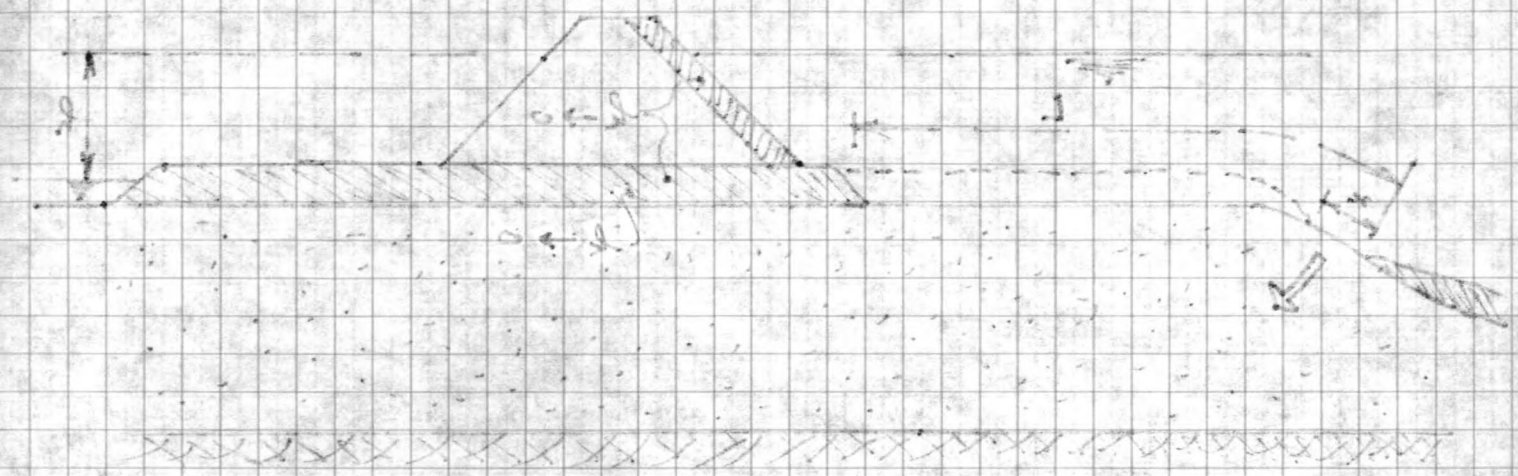
[redacted] **SEEPAGE CONTROL IN EARTH DAMS AND LEVEES**



[redacted] Study of blankets for levees that shows the need for thorough blanketing. (*a*) Cross section of levee and foundation. (*b*) Typical flow net with incomplete blanket (x/L = 0.10). (*c*) Relative seepage quantity. (*d*) Uplift at toe (for simplification horizontal and vertical permeabilities are assumed equal).

BRON: LIT. 6

Fig. 17



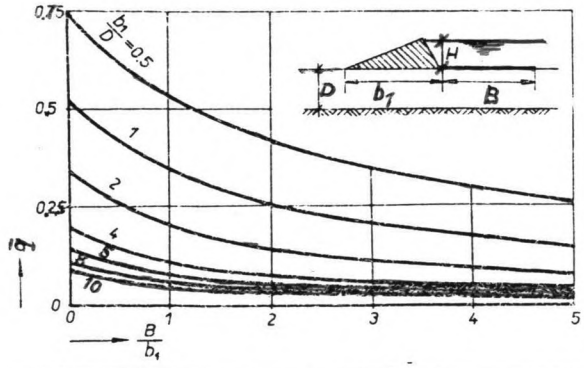


Fig. 8A. Functionality $\bar{q}=f\left(\frac{b_1}{D}, \frac{B}{b_1}\right)$ for a blanket.

$\bar{q}$ wordt de "unit flow rate" genoemd

$$\bar{q} = \frac{q}{kH} \quad \text{(dimensieloos)}$$

q = kweldebiet per m $\perp$ v.v.t. (m^2/s)

k = doorlatendheid (zand)ondergrond in m/s

H = te keren waterhoogte in m.

OPM. 1) De afdekkende laag wordt geacht volkomen ondoorlatend te zijn (k=o). Niet zo reëel dus!

2) Geen afdekkende laag binnendijks!

3) Wanneer $\frac{b_1}{D} > 4$ wordt het effect van een afdekkende laag buitendijks marginaal.

4) Voor een optimaal effect wordt in lit.7 aanbevolen:
$B^+ = b_1 + B = (5 \text{ à } 10)\ D$ én
$B^+ = (10 \text{ à } 30)\ H$

Echte ongeroerde monsters zouden dié monsters zijn die nog aan dezelfde spanningstoestand onderworpen zijn als in de grond (en dus ook dezelfde water en korrelspanning hebben behouden). Slechts dan zou geen deformatie zijn opgetreden en geen wijzigingen in dichtheid zijn veroorzaakt. In samenhangende grond zijn deze wijzigingen nog het minst merkbaar.
Zandmonsters daarentegen vertonen meestal een gelijke gemiddelde dichtheid als gevolg van het monstersteken.
Losgepakt zand wordt tijdens het monstersteken verdicht terwijl dichtgepakt zand juist losser wordt.

Daarnaast spelen ook schaaleffecten, bijv. bij de bepaling van de doorlatendheid, een rol (zie fig. 8B).

Door al deze aspecten wordt de waarde van monsteronderzoek in het laboratorium verminderd en uiteraard ook de waarde van alle berekeningsmethoden die op de uitkomsten van zulk monsteronderzoek zijn gebaseerd.

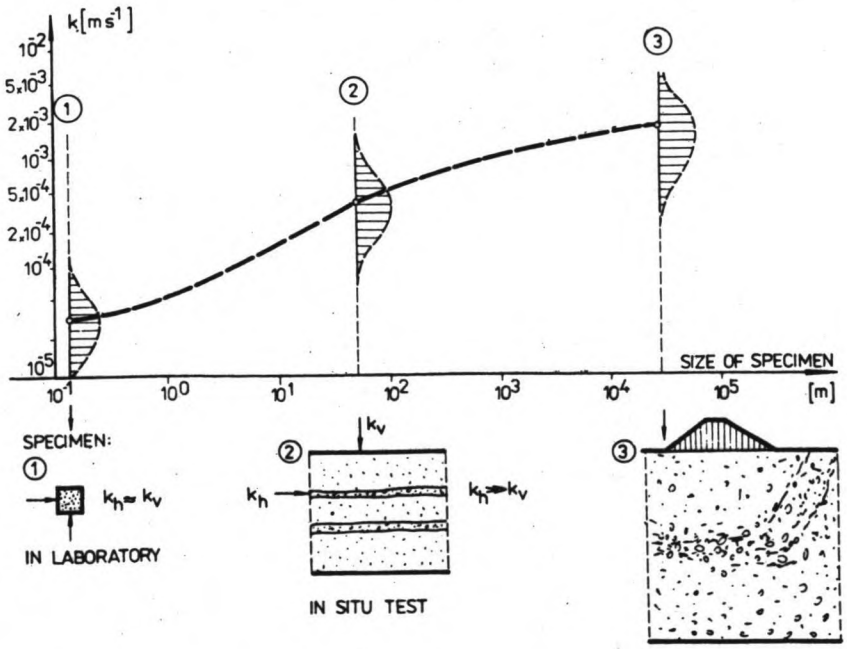
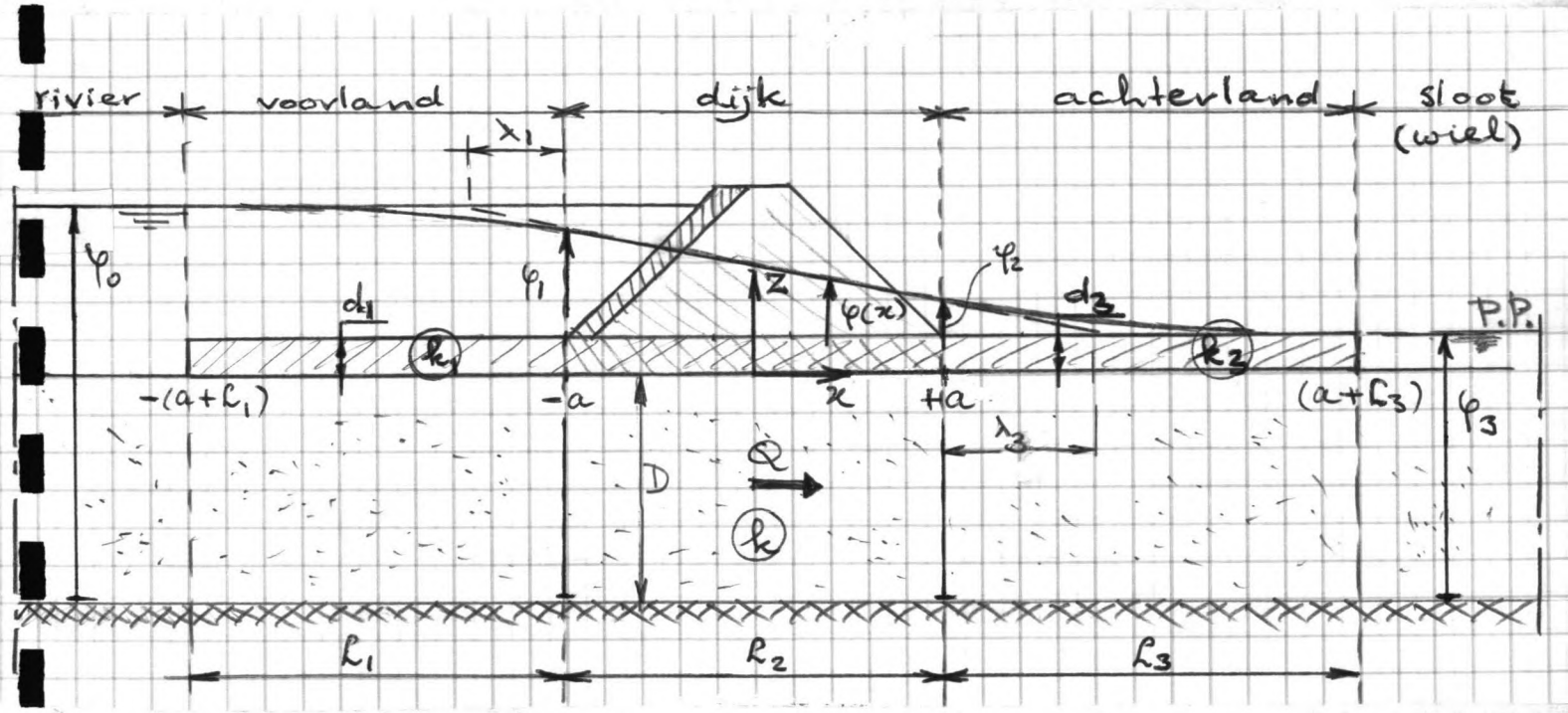


Fig. Scale effect in permeability test. 1 — laboratory specimen, 2 — heterogeneous couche in the field, 3 — sub-base in nature (with cracks and faults).

Fig. 8B (overgenomen uit lit. 7)

FIG. 9



$\lambda_1 = \sqrt{kDc_1}$ met $c_1 = d_1/k_1$; idem λ_3

λ_i = de lekfactor en c_i = de weerstand van een afdekkende laag

* veronderstelling : isotrope doorlatendheid

Opm. in verband met het gevaar voor opbarsten van de afsluitende laag zijn we in hoofdzaak geïnteresseerd in de stijghoogte φ_2 . In lit. 5 en 8 vinden we de volgende uitdrukking voor φ_2 :

$$\boxed{\varphi_2 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3)[W_3/\Sigma W]} \quad (1) \quad ; \quad \Sigma W = W_1 + W_2 + W_3 \quad (2)$$

(voorlopig verwaarlozen we de in- en uittreeweerstanden resp. W_i en W_u)

$$W_1 = \frac{\lambda_1}{kD} \tanh (L_1/\lambda_1) \quad ; \quad \text{idem } W_3$$

$$W_2 = \frac{L_2}{kD}$$

* voor Nederlandse omstandigheden : $D \approx 40$ m (zie lit. 11)
* de invloed van L_1 en L_3 op φ_2 wordt bepaald door de tanh van resp. L_1/λ_1 en L_3/λ_3 . Het verloop van tanh (L_i/λ_i) blijkt uit onderstaande figuur :

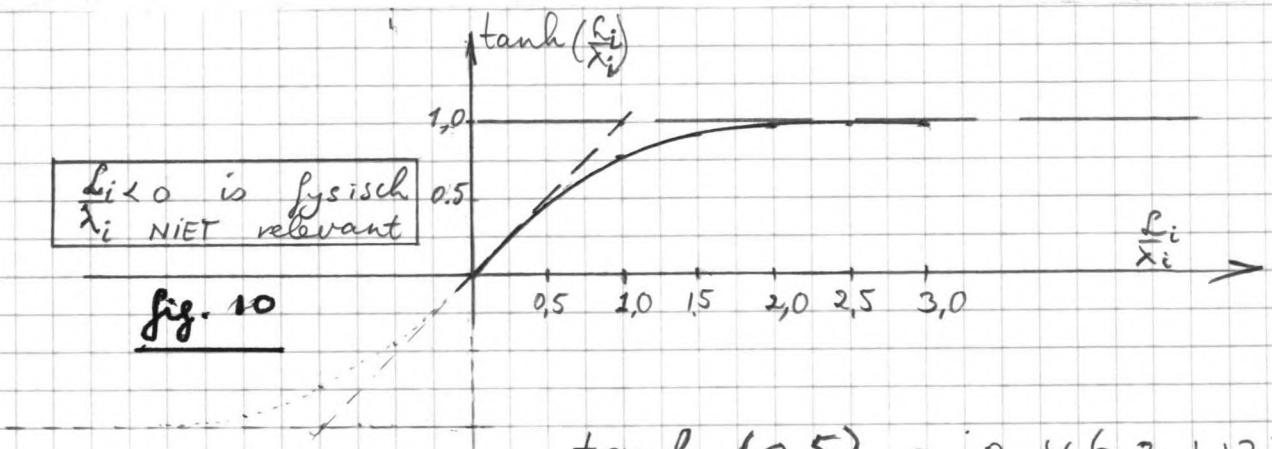


fig. 10

tanh (0,5) = 0.4621172
tanh (1,0) = 0.7615942
tanh (1,5) = 0.9051483
tanh (2,0) = 0,9640276
tanh (2,5) = 0,9866143
tanh (3,0) = 0,9950548

Uit bovenstaande figuur blijkt dat :

tanh $(L_i/\lambda_i) \approx 1$ voor $L_i/\lambda_i \geq 2$

tanh $(L_i/\lambda_i) \approx L_i/\lambda_i$ voor $L_i/\lambda_i \leq 0.5$

Uit (1) blijkt dat φ_2 minimaal is bij een <u>minimale</u> waarde van W_3 en een <u>maximale</u> waarde van ΣW.

Aangezien φ_0 , φ_3 en W_2 als randvoorwaarden te beschouwen zijn dient W_1 zo groot mogelijk te worden gemaakt.

We onderscheiden nu 3 gevallen:

a. $0.5 < \frac{L_1}{\lambda_1} < 2.0$ (overgangsgebied) $\rightarrow W_1 = \frac{\lambda_1}{k \cdot D} \tanh\left(\frac{L_1}{\lambda_1}\right)$

Het vergroten van L_1 of λ_1 (te bereiken door C_1 te vergroten; hieruit blijkt het belang van de doorlatendheid van de afdekkende laag, zie blz. 9) heeft in dit geval zin.
Vergroten van λ_1 betekent weliswaar afname van tanh (L_1/λ_1) maar, gezien het verloop van tanh (L_1/λ_1), minder dan een evenredige afname.
Het produkt $\lambda_1 \tanh (L_1/\lambda_1)$ zal dus toch toenemen (kD = T = transmissiviteit, als randvoorwaarde te beschouwen).

b. $L_1 \geqslant 2\lambda_1 \rightarrow W_1 \approx \lambda_1/T$

Het vergroten van L_1 heeft nu geen invloed meer op W_1
Het kweldebiet Q is nu gelijk aan het totale debiet dat inzijgt in het voorland.
Er is in dit geval dus geen directe intree van water uit de rivier in het zand. Het vergroten van λ_1 heeft wel zin (lineair verband) maar betekent dat men willicht ook L_1 moet vergroten om in het gebied $L_1 > 2\lambda_1$ te blijven.

c. $L_1 \leqslant 0.5\lambda_1 \rightarrow W_1 = L_1/T$

De lekfactor speelt nu geen rol meer. Nu een lineair verband tussen L_1 en W_1.
Vergroten van L_1 kan betekenen dat men ook λ_1 moet vergroten om aan de voorwaarde $L_1 \leqslant 0.5\lambda_1$ te blijven voldoen.
Het kweldebiet Q is nu onafhankelijk van de afdekkende laag (deze kan nu als volledig ondoorlatend worden beschouwd) en is gelijk aan het totale debiet dat rechtstreeks vanuit de rivier in de goed doorlatende ondergrond intreedt.

Wat betreft W_3 kan het volgende worden opgemerkt:

Uit (1) blijkt dat $\varphi_2 = \varphi_3$ voor $W_3 = o$.

Dit lijkt gunstig (in het voorgaande is gesteld dat W_3 minimaal moet zijn). Er ontstaat nu echter een ander probleem dat we aanduiden met "$i = \infty$" (ofwel geconcentreerde uitstroming, zie fig. 11).

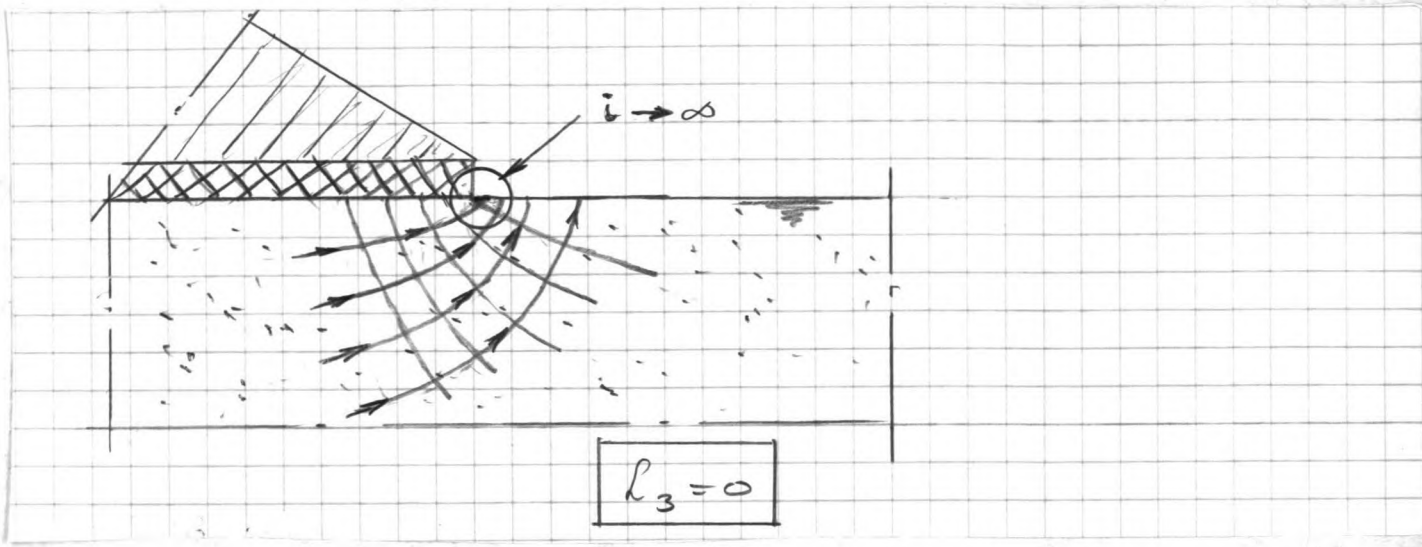


Fig. 11

Geconcentreerde uitstroming van kwelwater dient men te voorkomen (lit.5) i.v.m. het wegspoelen van materiaal aan het oppervlak. Bij toepassing van de wet van Darcy betekent $i \rightarrow \infty$ een oneindige stroomsnelheid.
De wet van Darcy is echter niet meer geldig wanneer het getal van Reynolds te groot wordt (zie lit. 9 en 10).
Het getal van Reynolds (Re) wordt gedefinieerd als:

$$Re = \frac{v * d}{\nu} \quad \text{met} \quad \begin{cases} v = \text{filtersnelheid} \\ d = \text{effectieve poriediameter} \\ \nu = \text{kin. viscositeit} \end{cases}$$

In het bedoelde punt zal de wet van Darcy niet meer geldig zijn (er treedt daar een turbulente grondwaterstroming op).
Indien dit soort punten niet te vermijden zijn, dient men een filterconstructie toe te passen waardoor uitstroming zonder erosie van de grond mogelijk gemaakt wordt.
In de praktijk zullen er binnendijks echter wel afdekkende lagen aanwezig zijn (in de meeste gevallen).
Vooral bij afdekkende klei/veenlagen met een relatief lage volumieke massa bestaat er gevaar voor opbarsten.
In de volgende hoofdstukken zal worden onderzocht in hoeverre bijzondere constructies kunnen bijdragen aan het voorkomen van opbarsten van afdekkende lagen.

Conclusie

De potentiaal onder afsluitende lagen binnendijks (en de kwel) kunnen worden gereduceerd door goed afsluitende lagen buitendijks.
Het verdient aanbeveling deze afsluitende lagen zoveel mogelijk in stand te houden of te herstellen. Een reële waarde voor λ_1 laat zich (ter bepaling van de gedachten) eenvoudig berekenen:

$$\text{stel:}\quad \left.\begin{array}{lll} k_{klei} & = 10^{-7} & m/s \\ k_{zand} & = 10^{-4} & m/s \\ d & = 1 & m \\ D & = 40 & m \end{array}\right\} \quad \lambda = \sqrt{10^{-4} * 40 * 10^{+7}} = 200 \text{ m}$$

Aanvulling Hoofdstuk 1.

a) Het probleem van afdekkende lagen op een goed doorlatende ondergrond wordt ook behandeld in lit. 12 (Hálek):

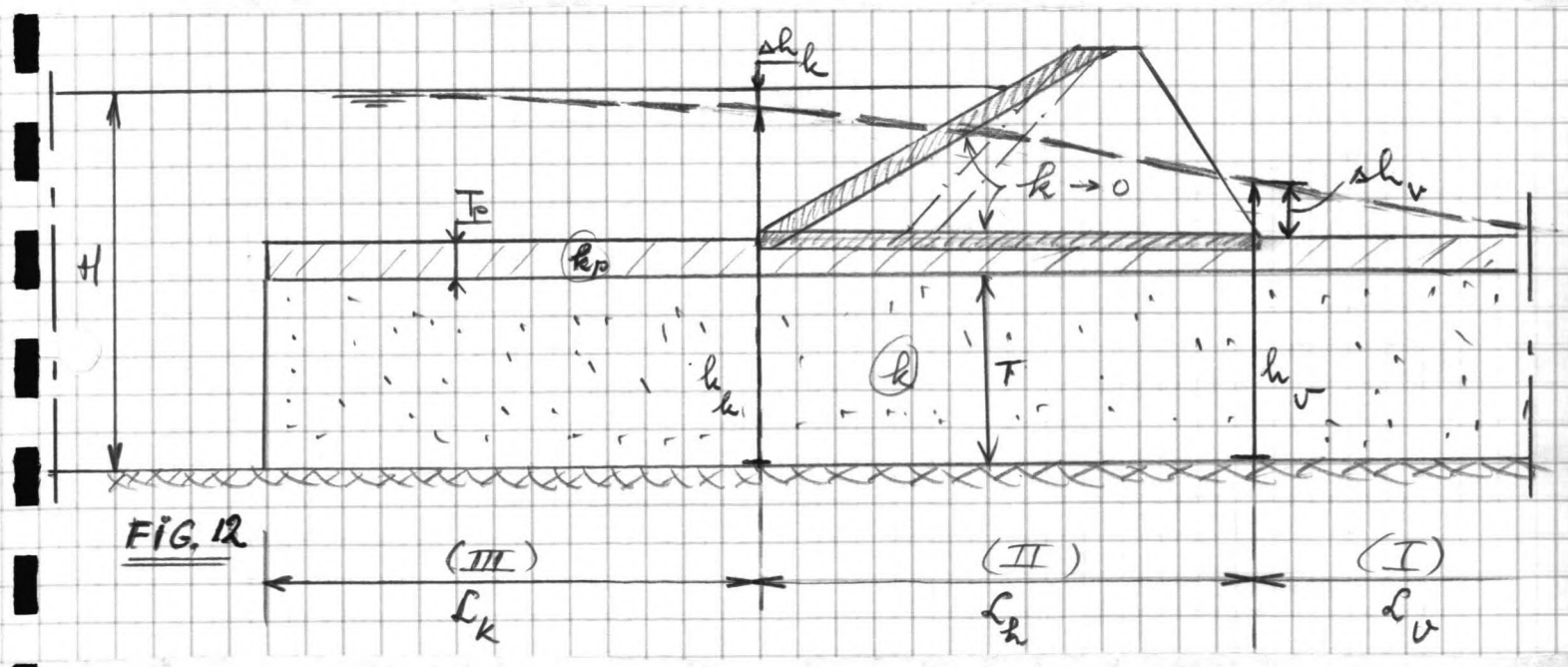


FIG. 12

De infiltratie vanuit de rivier rechtstreeks in de goed doorlatende ondergrond is volgens Hálek minimaal indien

$$L_k \geqslant \frac{3}{\beta} \qquad \text{(lit.12 blz.138)}$$

waarin $$\beta = \sqrt{\frac{k_p}{k\ T\ T_p}} \qquad (m^{-1})$$

Verstoringen in de afdekkende laag mogen alleen worden geaccepteerd wanneer ze minstens $\frac{3}{\beta}$ m links van de grens tussen (II) en (III) liggen.
Dit resultaat is geheel in overeenstemming met het voorgaande. aangezien we direct de volgende relatie zien:

$$\beta = (\lambda)^{-1}$$

De parameter λ is reeds op de vorige bladzijden besproken. We kunnen het criterium van Hálek dus schrijven als:

$$L_k \geqslant 3\lambda$$

In het voorgaande is gesteld dat we bij een lengte $L \geqslant 2\lambda$ van de afdekkende laag reeds een situatie hebben waarbij het totale kweldebiet zal inzijgen in het voorland (en dus geen directe intree vanuit de rivier zal optreden). Hálek is dus iets voorzichtiger!
Voor de weerstand W_1 (zie blz. 14) maakt het zeer weinig uit of we rekenen met $L_1 = 2\lambda_1$, dan wel $L_1 = 3\lambda_1$, aangezien het verschil tussen tanh(2) en tanh(3) redelijk marginaal is (zie blz. 15).

b) In de ontwerppraktijk rekent men in het algemeen nooit met meer dan 100 m als voorland.
Gelet op de rol die afdekkende lagen in de uiterwaard kunnen spelen, dient men in bijzondere gevallen uiteraard met de werkelijke lengte van de afdekkende kleilaag in de uiterwaard te rekenen.

II. Gedeeltelijk afsluitende schermen

II.1 Inleiding

Waterdichte (of slecht waterdoorlatende) schermen zijn in het vooronderzoek reeds ter sprake gekomen in verband met verschillende grenstoestanden zoals:

a) kwel en interne erosie
b) opbarsten van afsluitende lagen
c) afschuiven binnentalud

ad a) Het effect van schermen moet nu vooral gezocht worden in het geheel of gedeeltelijk onderbreken van een kwelstroom. Voor criteria m.b.t. interne erosie wordt verwezen naar lit. 9.

ad b) Het opbarsten van afsluitende lagen binnendijks dient voorkomen te worden aangezien dit tot interne erosie kan leiden (ook wel "piping" genoemd).
Dat dit niet onbelangrijk is moge blijken uit het feit dat in de nieuwe "Leidraad voor het ontwerpen van Rivierdijken" (lit.5) aanbevolen wordt het ontwerp van het dwarsprofiel van een dijk eerst af te stemmen op de gewenste veiligheid m.b.t. "piping" en de stabiliteit van oppervlaktelagen om daarna de stabiliteit ten aanzien van het afschuiven langs diepe glijvakken te controleren.
Het ontwerp moet zodanig zijn dat binnen een zone van 5 * de kerende hoogte (H), gemeten vanaf de binnenkruinlijn, geen zandmeevoerende wellen kunnen optreden (dus afsluitende lagen niet mogen opbarsten).
Bovendien mag het(gemiddelde) verticale verhang over de afdekkende laag niet groter zijn dan 0.5 (lit. 5 en 9).

Opmerking:

Aangezien we in dit rapport uitgaan van de (veel voorkomende) situatie waarbij ook binnendijks een slecht doorlatende deklaag aanwezig is, van een zodanige dikte en gewicht dat opbarsten (eventueel na het nemen van de nog te bespreken maatregelen) niet voor kan komen, is het niet zinvol om de ontwerpregels van Bligh, Griffith of Lane toe te passen.
Voor de motivering hiervan wordt verwezen naar lit. 9.

ad c) Het garanderen van voldoende stabiliteit van een talud komt in hoofdzaak neer op het controleren en beheersen van de waterspanningen onder en naast de teen van het talud (illustratief is in dit verband het wegzakken van de Markiezaatskade in de Oosterschelde doordat er onvoldoende rekening was gehouden met de waterspanningen naast de teen van de dam, hetgeen een schadepost van 4 miljoen gulden betekende).

Bij rivierdijken kan men schermen gebruiken om de waterspanningen te verlagen en derhalve de stabiliteit te vergroten (zie lit.5).
De waterspanning in een watervoerende zandlaag is een randvoorwaarde voor de waterspanningen in een aangrenzende kleilaag.
Het aanpassingsproces (van de waterspanningen in de kleilaag aan een andere randvoorwaarde) kan geruime tijd duren. Dat laatste kan echter ook gelden voor de duur van een hoogwatergolf op de rivier.
Men moet derhalve rekening houden met het toenemen van de waterspanningen in een afdekkende kleilaag binnendijks.
De maatgevende toestand voor de stabiliteit van het binnentalud treedt dan ook op bij MHW (maatgevende hoogwaterstand), als uitgegaan wordt van stationaire grondwaterstroming door dijk en ondergrond.

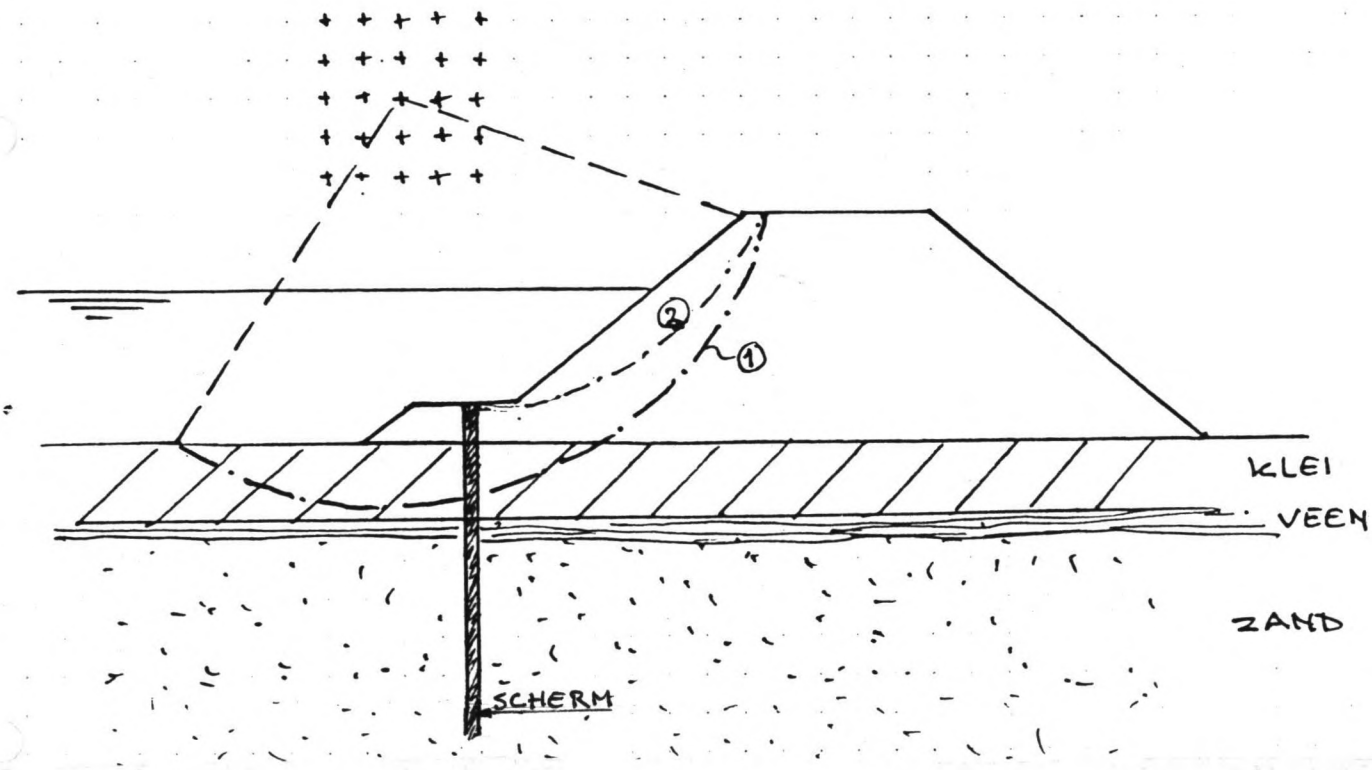
De maatgevende toestand voor het buitentalud daarentegen, treedt op bij vallend rivierwater en een naijlend waterspanningsbeeld in de (klei)-dijk. Belangrijker dan de eventuele invloed van schermen op dit waterspanningsbeeld is het feit dat de kans op een diep glijvlak afneemt indien de schuifsterkte van het materiaal waaruit het scherm bestaat (dit kan ook de oorspronkelijk aanwezige grond zijn met een injectievloeistof in de poriën) groter is dan het materiaal dat oorspronkelijk aanwezig was (zie fig. 13, blz. 23). Het optreden van een ondiep glijvlak blijft mogelijk maar is ook minder gevaarlijk.

Conclusie: het lijkt mogelijk om de kans op het optreden van 4 verschillende grenstoestanden te verkleinen door het aanbrengen van een ondoorlatend scherm aan de teen van het buitentalud.

In de volgende paragraaf zal worden geprobeerd om het effect van een gedeeltelijk afsluitend scherm op de stijghoogte in de zandondergrond (binnendijks) te kwantificeren.
Hierbij zal gebruik worden gemaakt van een benaderingsmethode voor stationaire grondwaterstroming.

Uitgaan van stationaire grondwaterstroming is uiteraard een benadering van de werkelijkheid. Zoals in deel IV van het afstudeerwerk zal worden aangetoond, m.b.t. de stabiliteit van een binnentalud, dient men dit uitgangspunt in sommige gevallen te herzien. Het rekenen met niet stationaire grondwaterstroming leidt tot meer realistische resultaten, die vaak een gunstiger beeld van de stabiliteit opleveren dan het rekenen met stationaire grondwaterstroming.

Fig. 13



* Het voorkomen van een diep glijvlak (1)
* Het optreden van een ondiep glijvlak (2) is echter nog steeds mogelijk

II.2 De fragmentenmethode

Bekende benaderingsmethoden voor het oplossen van grondwaterstromings-problemen zijn (bijv.):

a) vierkantennet (grafische methode)
b) eindige elementen-methode (numeriek).

Het nadeel van methode a is het zeer bewerkelijke karakter van deze methode. Vooral wanneer men een aantal verschillende alternatieven wil onderzoeken (men moet dan steeds opnieuw een vierkantennet tekenen).
Methode b is aantrekkelijk indien men de beschikking heeft over een computer met de nodige programma's.

Een meer direct toepasbare en eenvoudige methode is afkomstig van Pavlovsky (1935) en staat bekend onder de naam "fragmentenmethode" (zie lit. 10, 13 en 14).
De veronderstelling die ten grondslag ligt aan deze methode is, dat equipotentiaallijnen op verschillende plaatsen in het probleem vervangen kunnen worden door rechte verticale lijnen, die het te beschouwen gebied in secties of fragmenten opdelen.
(zie UV in fig. 15 blz. 26)
We veronderstellen nu dat we het debiet in het i^e fragment kunnen berekenen als

$$\boxed{q = \frac{k \cdot h_i}{\Phi_i}} \quad \ldots\ldots\ldots \text{(1) met } i = 1,2,3,\ldots\ldots m$$

(m = totaal aantal fragmenten)

waarin:

h_i = stijghoogteverlies in fragment i
Φ_i = dimensieloze vormfactor

De continuïteit vereist dat :

$$q = \frac{k\,h_1}{\Phi_1} = \frac{k\,h_2}{\Phi_2} = \ldots\ldots\ldots = \frac{k\,h_i}{\Phi_i} = \ldots\ldots\ldots = \frac{k\,h_m}{\Phi_m} \qquad (2)$$

$$(2) \Rightarrow \sum h_i = \frac{q}{k} \sum_{i=1}^{m} \Phi_i \qquad (3)$$

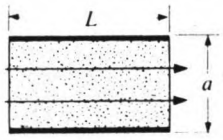
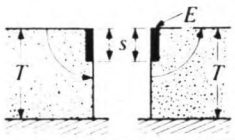
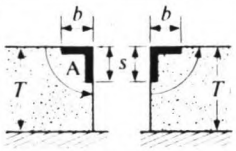
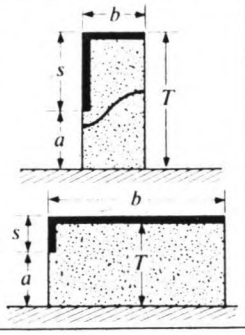
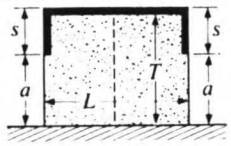
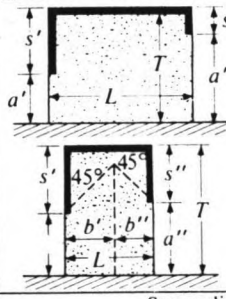
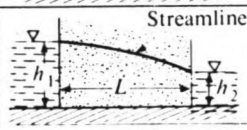
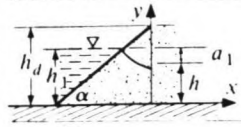
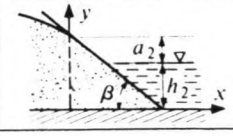
en dus : $$q = k \frac{h}{\sum_{i=1}^{m} \Phi_i} \qquad (4)$$

waarin: $h(= \varphi_0 - \varphi_3)$ = totale stijghoogteverschil .

Het stijghoogteverlies in het i^e fragment volgt nu uit:

$$\boxed{h_i = \frac{h\,\Phi_i}{\sum_{i=1}^{m} \Phi_i}} \qquad (5)$$

Overeenkomstig de werkwijze van Pavlovsky worden er verschillende typen van vormfactoren onderscheiden (zie lit.13, 14 en fig. 14).

Fragment type	Illustration	Form factor, Φ (h is head loss through fragment)
I		$\Phi = \frac{L}{a}$
II		$\Phi = \frac{1}{2}\left(\frac{kh}{Q}\right)$, Fig. 5-13
III		$\Phi = \frac{1}{2}\left(\frac{kh}{Q}\right)$, Fig. 5-13
IV		$b \le s$: $\Phi = \ln\left(1 + \frac{b}{a}\right)$ $b \ge s$: $\Phi = \ln\left(1 + \frac{s}{a}\right) + \frac{b-s}{T}$
V		$L \le 2s$: $\Phi = 2 \ln\left(1 + \frac{L}{2a}\right)$ $L \ge 2s$: $\Phi = 2 \ln\left(1 + \frac{s}{a}\right) + \frac{L-2s}{T}$
VI		$L \ge s' + s''$: $\Phi = \ln\left[\left(1 + \frac{s'}{a'}\right)\left(1 + \frac{s''}{a''}\right)\right] + \frac{L-(s'+s'')}{T}$ $L \le s' + s''$: $\Phi = \ln\left[\left(1 + \frac{b'}{a'}\right)\left(1 + \frac{b''}{a''}\right)\right]$ where $b' = \frac{L+(s'-s'')}{2}$ $b'' = \frac{L-(s'-s'')}{2}$
VII		$\Phi = \frac{2L}{h_1 + h_2}$ $Q = k\,\frac{h_1^2 - h_2^2}{2L}$
VIII		$Q = k\,\frac{h_1 - h}{\cot\alpha} \ln \frac{h_d}{h_d - h}$
IX		$Q = k\,\frac{a_2}{\cot\beta}\left(1 + \ln \frac{a_2 + h_2}{a_2}\right)$

~~Figure 5-25~~ Summary of fragment types and form factors.

Fig. 14 (bron : lit. 14)

II.3 Toepassing Fragmentenmethode

Teneinde het effect van gedeeltelijk afsluitende schermen op de stijghoogte van het grondwater onder de afsluitende laag binnendijks te kwantificeren, gaan we uit van het onderstaande schema:

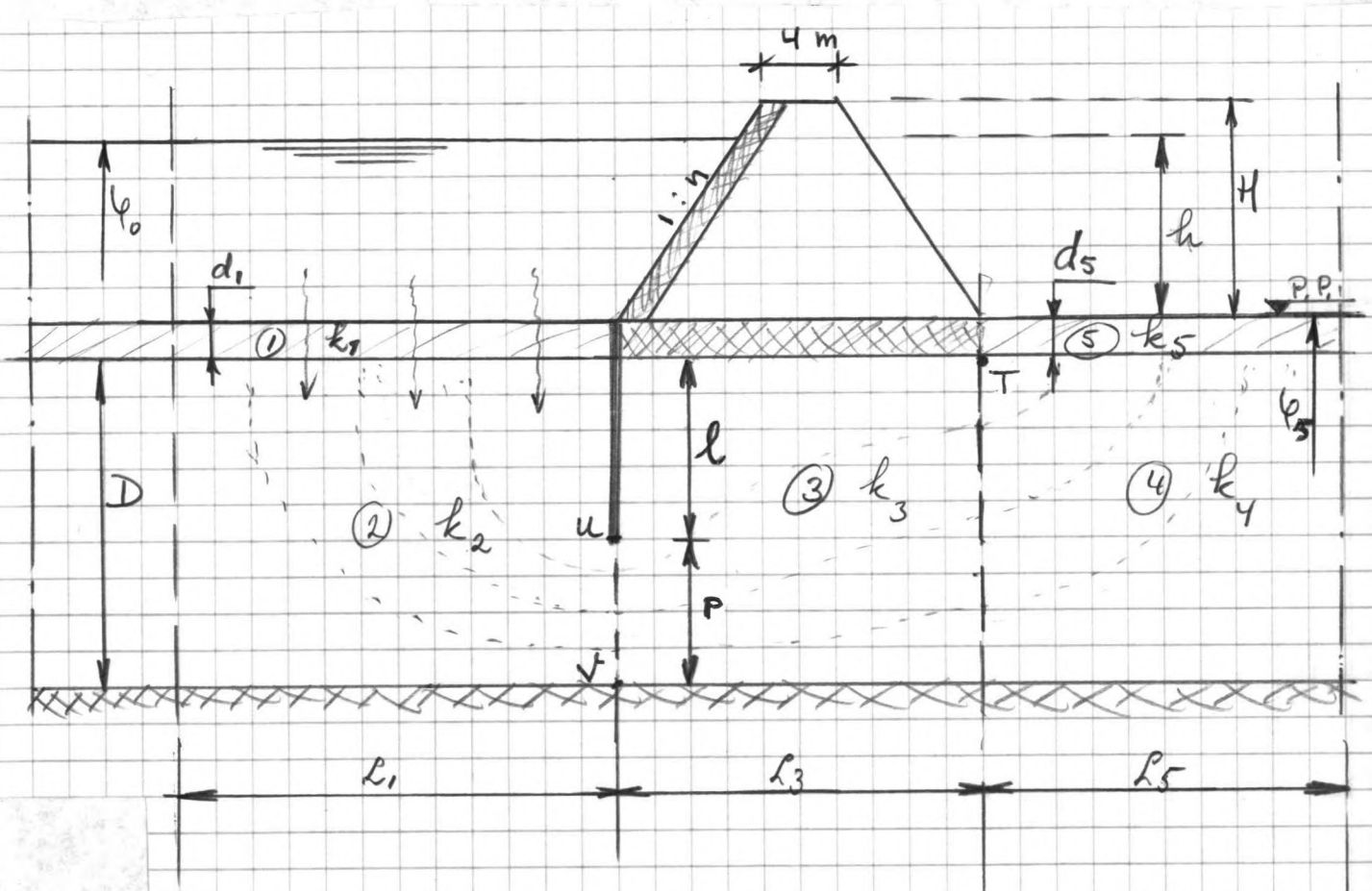


Fig. 15

Opm. * 5 fragmenten

* $k_1 \approx k_5$

* $k_2 = k_3 = k_4 \gg k_1$

Veronderstellingen

1e) homogene isotrope zand/kleilagen (dus $k_x = k_y$)

2e) $L_1 \geqslant 2\lambda_1$ en $L_5 \geqslant 2\lambda_5$ (met $\lambda_i = \sqrt{kDc_i}$)
Dus het kweldebiet Q is gelijk aan het totale debiet dat in het voorland inzijgt en in het achterland weer omhoog kwelt.

3e) In de afdekkende kleilagen treedt verticale parallelstroming op.

Aangezien k per fragment kan verschillen voeren we een weerstandsfactor α in:

$$\boxed{\alpha_i = \frac{\Phi_i}{k_i} \quad \text{(sec/m)}} \qquad (6)$$

(2) gaat nu over in:

$$q = \frac{h_1}{\alpha_1} = \frac{h_2}{\alpha_2} = \ldots\ldots\ldots\ldots = \frac{h_i}{\alpha_i} = \ldots\ldots\ldots\ldots = \frac{h_m}{\alpha_m} \qquad (7)$$

$$\Rightarrow \sum_{i=1}^{m} h_i = q \sum_{i=1}^{m} \alpha_i = h \qquad (8)$$

en dus $q = \dfrac{h}{\sum \alpha_i}$ (9)

waarin h = totale stijghoogteverlies ($= \varphi_0 - \varphi_5$)

Het stijghoogteverlies in het i^e fragment is dus :

$$\boxed{h_i = \frac{h\,\alpha_i}{\sum_{i=1}^{m} \alpha_i}} \qquad (10)$$

We stellen dat h ($= \varphi_0 - \varphi_5$) gegeven is (een randvoorwaarde) en bepalen de weerstandafactoren :

$\underline{\alpha_1}$

Op grond van de veronderstellingen (zie blz.27) vinden we (m.b.v.Darcy) :

$$q = k_1 \cdot L_1 \cdot \frac{h_1}{d_1} = \frac{h_1}{(d_1/k_1L_1)} \left(\frac{m^2}{sec}\right) \rightarrow \boxed{\alpha_1 = \frac{d_1}{k_1L_1}} \qquad (11)$$

$\underline{\alpha_2}$

<u>1^e mogelijkheid</u> : raadpleeg lit. 10

In lit. 10 wordt α_2 gegeven : $\alpha_2 = \dfrac{K(b)}{k_2 \cdot K(1-b)}$ (12)

met $b = \cos^2\left(\dfrac{\pi p}{2D}\right)$ en $K(b) = \displaystyle\int_0^{\pi/2} \frac{1}{\sqrt{(1-b\sin^2\theta)}}\,d\theta$

* Voor grafiek van $\dfrac{K(b)}{K(1-b)} = f\left(\dfrac{p}{D}\right)$ zie fig.16 (blz.30)

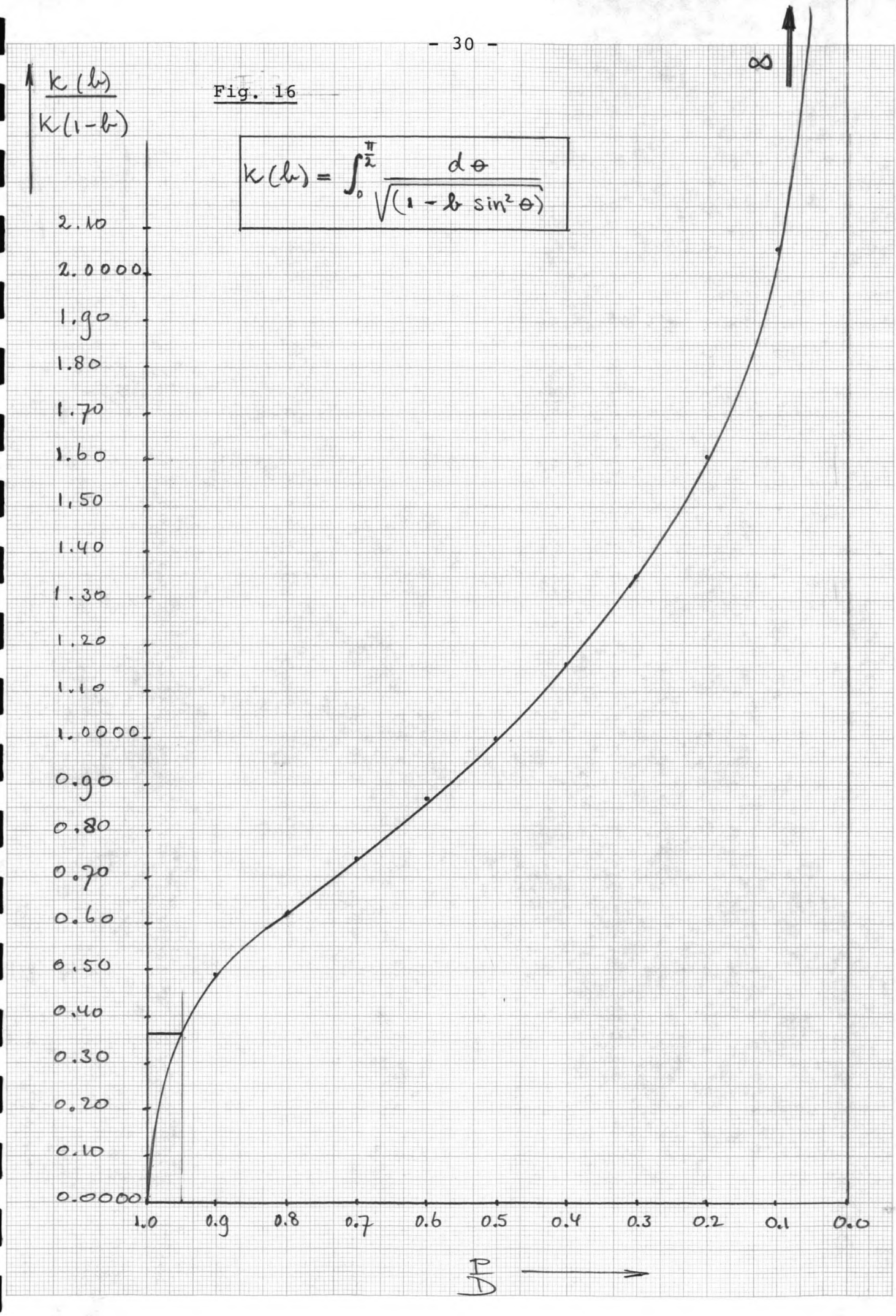
* Voor praktische toepassingen is onderstaande tabel (zie volgende bladzijde) erg handig.

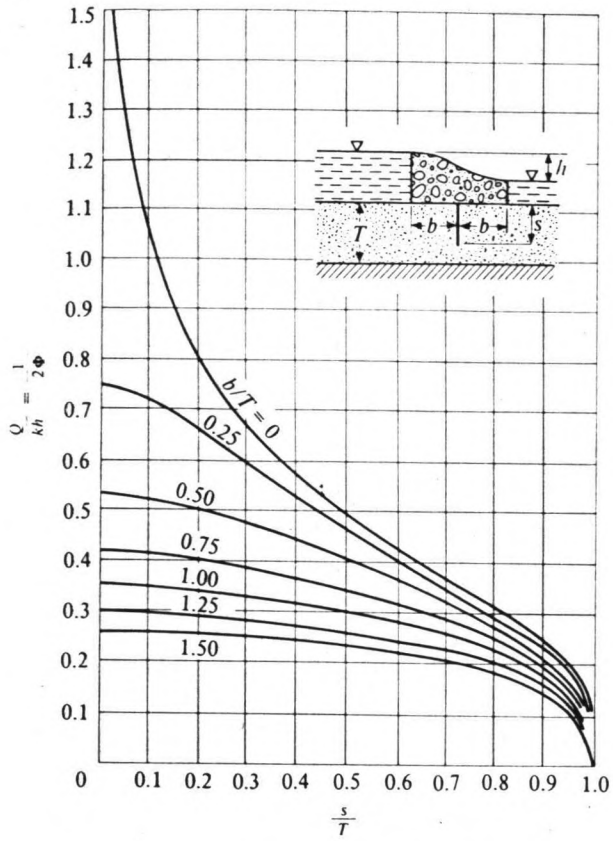
Tabel 1 (bron : lit. 10)

$\frac{p}{D}$	$b = \cos^2\left(\frac{\pi p}{2D}\right)$	$k(b)$	$k(1-b)$	$\frac{k(b)}{k(1-b)}$
1.0	0.00000	1.5708	∞	0.0000
0.9	0.02447	1.5805	3.2553	0.4855
0.8	0.09549	1.6105	2.5998	0.6194
0.7	0.20611	1.6627	2.2435	0.7411
0.6	0.34549	1.7415	2.0133	0.8650
0.5	0.50000	1.8541	1.8541	1.0000
0.4	0.65451	2.0133	1.7415	1.1561
0.3	0.79389	2.2435	1.6627	1.3493
0.2	0.90451	2.5998	1.6105	1.6143
0.1	0.97553	3.2553	1.5805	2.0596
0.0	1.00000	∞	1.5708	∞

2^e mogelijkheid : raadpleeg fig. 17 (blz.31 , uit lit. 14)
Voor fragment 2 uit fig. 15 is Φ uit fig. 17 te vinden door de curve voor b/T = (b/D) = 0 te gebruiken. Voor een bekende waarde van s/T = (1/D) leest men vervolgens de waarde van $\frac{1}{2\Phi}$ af, waaruit Φ te berekenen is.

Fig. 16


$\frac{K(b)}{K(1-b)}$
$K(b) = \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{d\theta}{\sqrt{(1 - b \sin^2\theta)}}$
∞
2.10
2.0000
1.90
1.80
1.70
1.60
1.50
1.40
1.30
1.20
1.10
1.0000
0.90
0.80
0.70
0.60
0.50
0.40
0.30
0.20
0.10
0.0000
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0.0
$\frac{P}{D}$



If $m = \cos\frac{\pi s}{2T}\sqrt{\tanh^2\frac{\pi b}{2T} + \tan^2\frac{\pi s}{2T}}$

for $m \leq 0.3$, $\frac{Q}{kh} = \frac{1}{\pi}\ln\frac{4}{m}$

for $m^2 \geq 0.9$, $\frac{Q}{kh} = \frac{-\pi}{2\ln\left(\frac{1-m^2}{16}\right)}$

~~Figure 5-13~~ Plots of quantity of discharge for symmetrically placed pilings. (After Polubarinova-Kochina, 1952.)

Fig. 17

bron : lit. 14

Vervolgens berekent men α_2 : $\boxed{\alpha_2 = \frac{\Phi}{k_2}}$ (13)

α_3

Uit lit. 10 volgt : $\boxed{\alpha_3 = \frac{L_3 + \Delta L_3}{k_3 D}}$ (14)

ΔL_3 is de equivalente lengte t.g.v. de vernauwing die optreedt in fragment 3 (rechts van het scherm in fig 15 , blz 26) .

$$\boxed{\Delta L_3 = \frac{-2D}{\pi}\ln\left\{\sin\left(\frac{\pi p}{2D}\right)\right\}} \quad (15)$$

Alternatief : fragment type IV uit fig. 14 (blz.25) gebruiken.

α_4

Uit lit.10 volgt: $$\boxed{\alpha_4 = \frac{\Delta L_4}{k_4\ D}} \qquad (16)$$

ΔL_4 is de equivalente lengte die we in rekening brengen ter bepaling van de weerstandsfactor in fragment ④ .

$$\boxed{\Delta L_4 = \frac{2D}{\pi}\ln(2)} \qquad (17)$$

α_5

Verwezen wordt naar de berekening van α_1 .

$$\alpha_5 = \frac{d_5}{k_5\ L_5} \qquad (18)$$

Voor $\sum\alpha_i$ vinden we dus :

$$\boxed{\begin{aligned}\sum_{i=1}^{5}\alpha_i &= \alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4 + \alpha_5 = \\ &= \frac{d_1}{k_1 L_1} + \frac{K(b)}{k_2\cdot K(1-b)} + \frac{L_3}{k_3\cdot D} + \frac{(-2)\ln\left\{\sin\left(\frac{\pi\cdot p}{2\cdot D}\right)\right\}}{k_3} + \\ &+ \frac{2\ln(2)}{\pi\cdot k_4} + \frac{d_5}{k_5\cdot L_5}\end{aligned}} \qquad (19)$$

Voor de stijghoogte in punt T (zie fig.15 , blz.26) vinden we :

$$\boxed{\varphi_T = \varphi_5 + \frac{h}{\sum\alpha}(\alpha_4 + \alpha_5)} \qquad (20)$$

Wellicht ten overvloede wordt nog gewezen op de overeenkomst tussen de uitdrukkingen voor de stijghoogte aan de teen van het binnentalud (20) en (1) op blz. 14 . Met behulp van deze beide uitdrukkingen kan men nu, voor een gegeven situatie, het effect van een gedeeltelijk afsluitend scherm kwantificeren.
"Een gegeven situatie" wil zeggen dat de volgende parameters bekend zijn:

- de beide lekfactoren λ_1 en λ_5 en dus de
- transmissiviteit T van het watervoerende zandpakket
- de waterhoogte die gekeerd moet worden $(=h = \varphi_0 - \varphi_5)$

In het vooronderzoek is reeds in een korte uiteenzetting aangetoond dat men niet kan spreken van één representatief geologisch dwarsprofiel voor het gehele rivierengebied. Het meest voorkomende profiel is echter het tot nu toe gebruikte profiel: watervoerende zandlaag van enkele tientallen meters dikte en afdekkende kleilagen binnen- en buitendijks.
Teneinde $\sum \alpha_i$ te berekenen als functie van het quotiënt $\frac{p}{D}$ nemen we de volgende "gegeven situatie".
(zie ook fig. 15, blz. 26)

* $k_1 = k_5 = 10^{-7}$ m/s
* $k_2 = k_3 = k_4 = 10^{-4}$ m/s
* $d_1 = d_2 = 1$ m
* $D = 40$ m
* $h = 5$ m
* $H = 6$ m
* $n = 2$
* $L_1 = 3\lambda_1$ en $L_5 = 3\lambda_5$

Uit deze gegevens volgt:

$\lambda_1 = \lambda_5 = 200$ m $\qquad L_1 = L_5 = 600$ m

$L_3 = 2(2*6) + 4 = 28$ m

Voor α_i vinden we nu (in s/m) :

$\alpha_1 = 10^7/600 = 16666.67$ s/m

$$\alpha_2 = 10^4 \frac{K(b)}{K(1-b)}$$

$$\alpha_3 = \frac{28 \cdot 10^4}{40} - \frac{2 \cdot \ln\left\{\sin\left(\frac{\pi\, p}{2 \cdot D}\right)\right\}}{10^{-4}} =$$

$$= 7000 - \frac{2}{\pi} 10^4 \cdot \ln\left\{\sin\left(\frac{\pi\, p}{2\, D}\right)\right\} \quad \text{(s/m)}$$

$$\alpha_4 = \frac{2 \cdot 10^4}{\pi} \ln 2 \quad \text{(s/m)} \quad \text{en} \quad \alpha_5 = 10^7/600 \quad \text{(s/m)}$$

$\alpha_4 + \alpha_5 = 21079.38$ (s/m) en

$$\boxed{\sum \alpha_i = 44746.05 + 10^4 \frac{K(b)}{K(1-b)} + \frac{(-2)10^4}{\pi} \ln\left\{\sin\left(\frac{\pi \cdot p}{2 \cdot D}\right)\right\}}$$

In tabel 2 op de volgende blz. (36) wordt $\sum \alpha_i$ berekend voor verschillende waarden van $\frac{p}{D}$ (zie ook tabel 1 op blz. 29).

In tabel 3 op blz. 37 worden verschillende quotiënten $(\alpha_4 + \alpha_5)/\Sigma\alpha_i$ berekend.
Tevens wordt in tabel 3 de waarde φ_T gegeven.
Voor een grafische weergave (zie fig. 18, blz. 38) wordt φ_T gedefinieerd als $\varphi_T = \varphi_5 + \Delta\varphi$

$$\boxed{\Delta\varphi = (\varphi_0 - \varphi_5)\frac{\alpha_4 + \alpha_5}{\sum \alpha_i}}$$

In fig. 18 wordt $\Delta\varphi$ nu uitgezet als functie van $\frac{p}{D}$.

tabel 2

$\frac{p}{D}$	α_2	$-\frac{2*10^4}{\pi} \ln \left\{ \sin\left(\frac{\pi p}{2D}\right) \right\}$	α_3	$\alpha_1 + \alpha_4 + \alpha_5$	$\sum \alpha \ \left(\frac{sec}{m}\right)$
1.0	0.	0.00	7000.00	37746.05	44746.05
0.95	3600	19.66	7019.66		48365.71
0.9	4855.	78.86	7078.86		49679.91
0.8	6194.	319.47	7319.47		51259.52
0.7	7411.	734.68	7734.68		52891.73
0.6	8650.	1349.22	8349.22		54745.27
0.5	10000.	2206.36	9206.36		56952.41
0.4	11561.	3382.96	10382.96		59690.01
0.3	13493.	5027.25	12027.25		63266.30
0.2	16143.	7476.20	14476.20		68365.25
0.1	20596.	11810.05	18810.05		77152.10
0.0	∞	∞	∞	37746.05	∞

tabel 3

$\frac{p}{D}$	$\frac{\alpha_4 + \alpha_5}{\sum \alpha}$	φ_T (m)
1.0	0.471	φ_5 + 2.36
0.95	0.436	φ_5 + 2.18
0.9	0.424	φ_5 + 2.12
0.8	0.411	φ_5 + 2.06
0.7	0.399	φ_5 + 2.00
0.6	0.385	φ_5 + 1.93
0.5	0.370	φ_5 + 1.85
0.4	0.353	φ_5 + 1.77
0.3	0.333	φ_5 + 1.67
0.2	0.308	φ_5 + 1.54
0.1	0.273	φ_5 + 1.37
0.0	0.000	φ_5 + 0.00

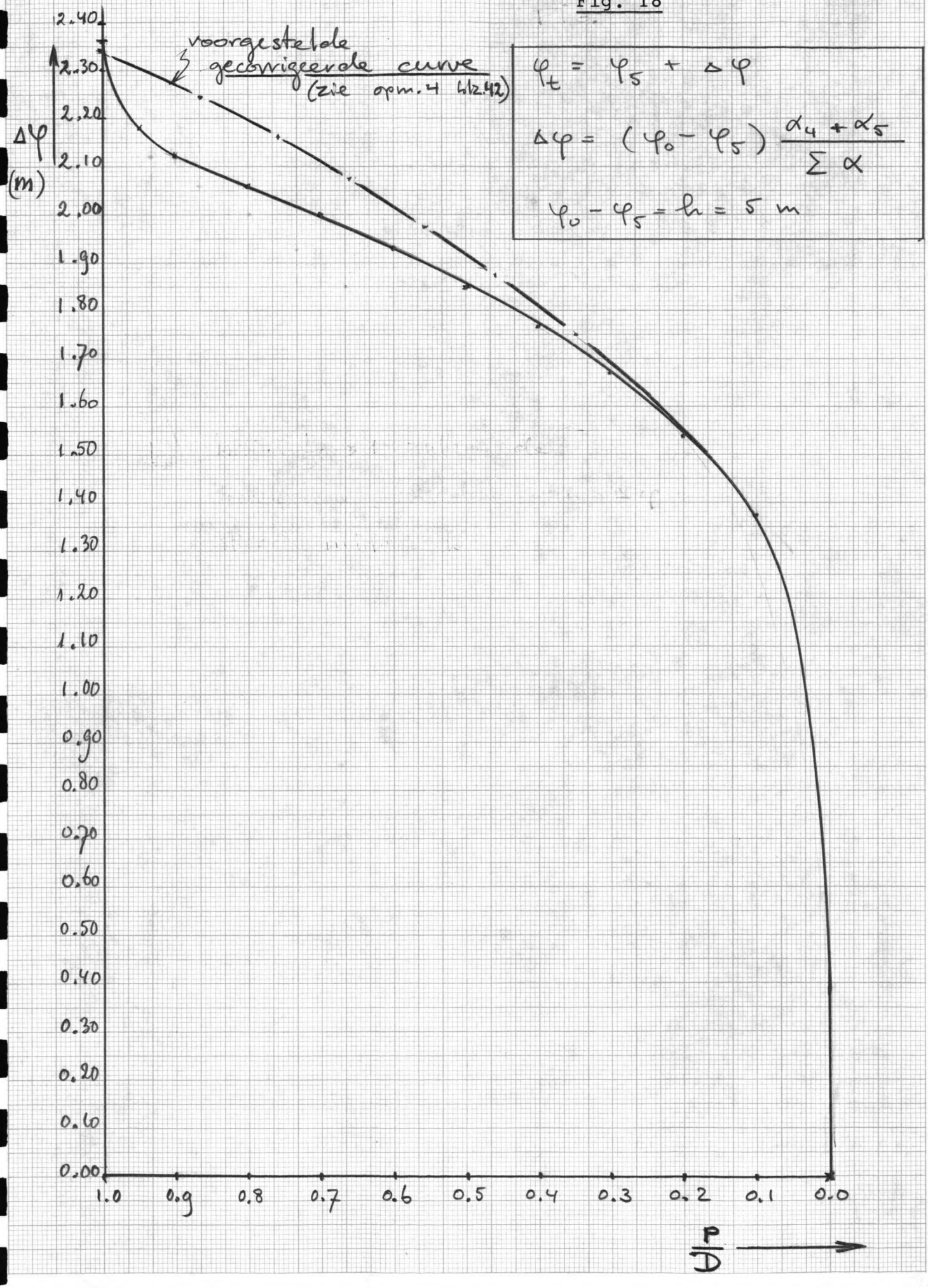
N.B. $\alpha_4 + \alpha_5 = 21079.38 \frac{s}{m}$ en $h = 5$ m

* Het geval $\frac{p}{D} = 1$ is gelijk aan fig . 9 blz. 14 (de situatie zonder scherm).

Voor die situatie is op blz. 14 een uitdrukking gegeven voor φ_T ($= \varphi_2$ op blz. 14) :

$$\boxed{\varphi_T = \varphi_3 + h \frac{w_3}{\sum w}}$$

Fig. 18


voorgestelde gecorrigeerde curve
(zie opm. 4 blz. 42)
$\varphi_t = \varphi_5 + \Delta\varphi$
$\Delta\varphi = (\varphi_0 - \varphi_5)\,\frac{\alpha_4 + \alpha_5}{\Sigma\alpha}$
$\varphi_0 - \varphi_5 = h = 5$ m
$\Delta\varphi$ (m)
2.40
2.30
2.20
2.10
2.00
1.90
1.80
1.70
1.60
1.50
1.40
1.30
1.20
1.10
1.00
0.90
0.80
0.70
0.60
0.50
0.40
0.30
0.20
0.10
0.00
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0.0
$\frac{P}{D}$

Voor de "gegeven situatie" vinden we:

$W_1 = W_3 = 5 * 10^4$ (s/m) en $W_2 = 7 * 10^3$ (s/m)

$$\varphi_T = \varphi_3 + 5 * \frac{5}{10.7} = \underline{\varphi_3 + 2.34 \text{ (m)}}$$

Dit klopt zeer goed met hetgeen we in tabel 3 vinden voor $\frac{p}{D} = 1$ ($\varphi_5 = \varphi_3$ op blz. 14) .

We concluderen dus dat voor $\frac{p}{D} = 0$ geldt :

$$\boxed{\frac{\alpha_4 + \alpha_5}{\sum \alpha} \approx \frac{W_3}{\sum W}}$$

In feite is dit dus een <u>controle</u>, die in dit geval een bemoedigend resultaat oplevert.

II.4 Conclusies (en opmerkingen)

Fig. 18 biedt een goede mogelijkheid om het effect van een gedeeltelijk afsluitend scherm te beoordelen. Wanneer we beginnen bij een $\frac{P}{D}$ waarde van 1 en deze waarde vervolgens steeds kleiner maken, zien we aanvankelijk ($1.0 \leq \frac{P}{D} \leq 0.9$) een vrij snelle afname van $\Delta\varphi$.

De oorzaak van deze afname moeten we vooral zoeken in het gedrag van de weerstandsfactor α_2:

$$\alpha_2 = 10^4 \left(\frac{K(b)}{K(1-b)} \right)$$ zie fig. 16 (blz.30)

We zien in fig. 16 dat het quotiënt $\frac{K(b)}{K(1-b)}$ voor $\frac{P}{D} \approx 0.8$ een buigpunt heeft.
Links van dit buigpunt ($1.0 \leq \frac{P}{D} \leq 0.8$) vertoont de grafiek een steile helling om voor $\frac{P}{D} = 1.0$ de waarde 2.36 aan te nemen.
Uit tabel 2 blijkt ook dat α_2 de relatief grootste sprong maakt wanneer $\frac{P}{D}$ van 1.0 naar 0.9 gaat.

De weerstandsfactor α_3 maakt voor dezelfde afname van $\frac{P}{D}$ een veel kleinere "sprong".
Merk op dat voor kleine waardenvan $\frac{P}{D}$ de waarde van $\frac{L_3}{k_3 D}$ veel groter is dan de waarde van $\frac{-2\ln(\sin(\pi p/2D))}{\pi k_3}$.

Men kan hieruit concluderen dat voor korte schermen ($0.8 \leq \frac{P}{D} \leq 1.0$), de lengte L_3 een relatief belangrijke bijdrage levert aan de totale weerstand $\Sigma\alpha$. Helaas is voor korte schermen de fragmenten methode eigenlijk niet bruikbaar (zie ook opm. 4 op blz. 42).
Ook bij langere schermen blijft L_3 een belangrijke rol spelen t.o.v. de equivalente lengte ΔL_3

De grootste afname van $\Delta\varphi$ treedt evenwel op wanneer $\frac{P}{D}$ van 0.1 naar 0.0 gaat.
Hieruit trekken we de conclusie:
dat schermen het meest effectief zijn wanneer ze een watervoerende zandlaag geheel (of bijna geheel) afsluiten.

Deze conclusie is in overeenstemming met hetgeen in het vooronderzoek (en in lit. 5) wordt opgemerkt m.b.t. ondoorlatende (of slecht doorlatende) schermen.
Een reductie van 50% van $\Delta\varphi$ wordt pas bereikt wanneer $\frac{P}{D} \approx 0.05$!

In sommige gevallen zou een geringere reductie van $\Delta\varphi$ reeds voldoende kunnen zijn om de gewenste veiligheid m.b.t. opbarsten van de afdekkende kleilaag te bereiken.

Wanneer men bijv. de watervoerende zandlaag voor de helft afsluit($\frac{P}{D}$ = 0.5) betekent dat een reductie van 22% van $\Delta\varphi$
Weliswaar niet spectaculair, maar het zou net voldoende kunnen zijn!

Tot slot de volgende opmerkingen:

Opm. 1.

Teneinde $\Delta\varphi$ als functie van $\frac{P}{D}$ te kunnen berekenen hebben wij een groot aantal relevante parameters (zie blz.33) een waarde gekregen (de "gegeven situatie").
Het resultaat (fig. 18) is dus niet algemeen maar behoort bij de specifieke "gegeven situatie".
De tendens zal echter steeds hetzelfde zijn (voor andere situaties) en de conclusies en opmerkingen van de voorgaande bladzijden zijn dan ook meer algemeen geldig (de getallen veranderen uiteraard wel).

Een grotere lengte L_3 en een geringere dikte D van het watervoerend pakket hebben een gunstig effect op de (totale) weerstand.

Opm. 2

Ook het gedeeltelijk afsluiten van een watervoerende laag onder een dijk kan betekenen dat de waterhuishouding ter plaatse definitief verstoord wordt, echter in veel mindere mate dan het geval is bij een gehele afsluiting (zie lit. 5).Het feit dat een gedeeltelijk afsluitend scherm niet zo effectief is kan dus voor het milieu juist gunstig zijn.
Vooral in gebieden met een specifiek eigen karakter, verkregen door (snelle en grote) fluctuaties van de grondwaterstand kan dit van belang zijn.

Opm. 3

In de schematisatie waarmee we hebben gerekend (zie fig. 15 blz. 26) is in fragment 3 sprake van volkomen spanningswater ("confined aquifer").
In werkelijkheid zullen de begrenzingen niet geheel ondoorlatend zijn wat tot extra drukverlies zal leiden en dus tot een geringere stijghoogte hoogte van het grondwater.
De aanname van volkomen spanningswater betekent dus een extra veiligheid. Hier staat echter tegenover dat het scherm zelf in de schematisatie als ondoorlatend wordt beschouwd.
Dat dit in de praktijk niet altijd het geval is, is dus ongunstig. Onderzoek naar de doorlatendheid van het scherm zelf is dus niet overbodig.

Opm.4

In par. II.2 is reeds melding gemaakt van de veronderstelling die ten grondslag ligt aan de fragmentenmethode, nl. dat equipotentiaallijnen op verschillende plaatsen in het probleem vervangen kunnen worden door rechte verticale lijnen.

Voor korte schermen ($0.7 \leqslant \frac{P}{D} \leqslant 1.0$) is deze veronderstelling echter niet juist aangezien de stroomlijnen onder het korte scherm nog sterk gekromd zullen zijn en er dus geen sprake kan zijn van een bijna rechte, verticale equipotentiaallijn onder het scherm (zie fig.18A).

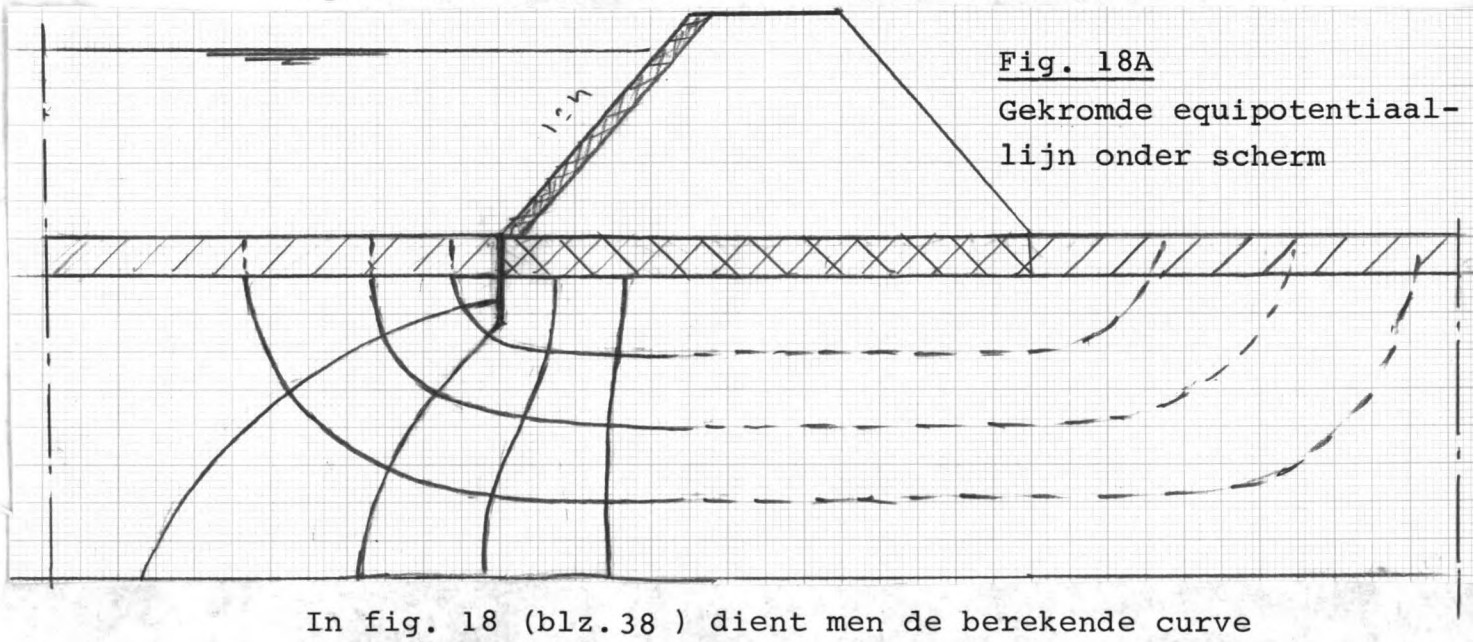


Fig. 18A
Gekromde equipotentiaallijn onder scherm

In fig. 18 (blz. 38) dient men de berekende curve dan ook te corrigeren voor grotere waarden van $\frac{P}{D}$. De veronderstelling die ten grondslag ligt aan de fragmentenmethode klopt beter naarmate het scherm langer is (kleinere waarden voor $\frac{P}{D}$)

De voorgestelde correctie ligt boven berkende curve omdat:

a. de waarde voor $\Delta\varphi$ indien $\frac{P}{D} = 1$ ook elders is berekend en redelijk betrouwbaar lijkt ($\approx$ 2.34 m)
b. het aannemelijker lijkt dat $\Delta\varphi$ niet zo snel zal afnemen als de berekende curve suggereert
c. een bovengrensbenadering de voorkeur verdient.

III. Ontlastbronnen

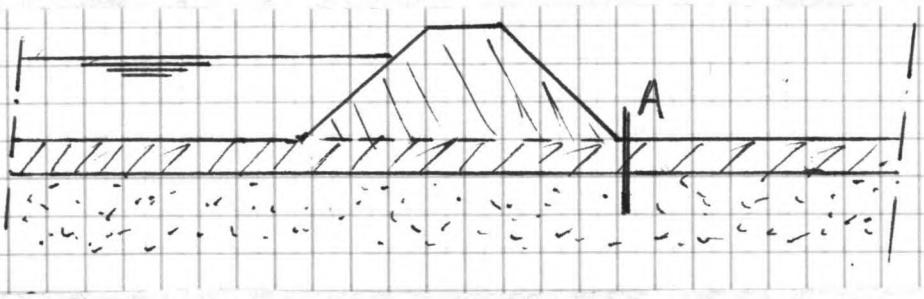
In lit. 9 worden ontlastbronnen genoemd als mogelijkheid om de grondwaterpotentiaal onder een samenhangend pakket (bijv. slecht doorlatende kleilaag) te verlagen. Daarbij wordt speciale aandacht gevraagd voor de aanleg het onderhoud en controlemiddelen voor de beoordeling van de werking (ook op lange duur).
Verder wordt in lit. 9 gesteld dat de stijghoogte in de watervoerende zandlaag niet te hoog mag oplopen:

$$\varphi_A \rho_W g < \frac{G}{1.2} \qquad \text{en} \quad i \leq 0.5$$

waarin

φ_A = stijghoogte op de overgang samenhangend pakket en zandondergrond.

Fig. 19



G = totale gewicht samenhangend pakket per m^2

i = verticale verhang in afdekkende laag.

In de recent verschenen "Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken"(lit.5) worden ontlastbronnen genoemd (als mogelijkheid voor potentiaalverlaging) waarbij dan opgemerkt wordt dat:

- deze bronnen tot nu toe te zeer incidenteel worden toegepast en er dus maar weinig ervaring mee is opgedaan
- het aanbeveling verdient om de nodige voorzorgsmaatregelen te nemen
- het kweldebiet zal toenemen bij drainage van de zandondergrond.

Uit het feit dat er zo weinig over ontlastbronnen wordt gezegd kan men opmaken (de indruk zou althans kunnen ontstaan) dat ontlastbronnen niet als een algemeen bekende en geaccepteerde oplossing bekend staan.
In het buitenland (bijv de V.S.) is dat anders.
In lit. 6 wordt melding gemaakt van een toepassing van ontlastbronnen langs de Mississipi.
Het watervoerende pakket onder de rivierdijken langs de Mississipi bestaat in hoofdzaak uit zand en grind.
Als nadeel van ontlastbronnen moet worden genoemd de afname na enige tijd in opbrengst.
In lit. 6 wordt bijv. incrustatie als oorzaak genoemd.
Incrustatie vindt plaats wanneer zouten uit een oplossing treden en afzettingen vormen (bijv. afzetting van calciumcarbonaat).
In lit.6 worden dan enkele maatregelen genoemd teneinde de oorspronkelijke afvoercapaciteit te herstellen.
Bijv. een behandeling met zoutzuur(in geval van calciumcarbonaatafzettingen).
Zoutzuur tast o.a. ook metaal aan en moet dus met de nodige voorzichtigheid worden toegepast.
Het spreekt voor zich dat men uitspoeling van de grond dient te voorkomen.
Bij drainages en filterconstructies wordt in dit verband altijd de bekende filterregel van Terzaghi genoemd:

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 < \frac{D_{15}}{d_{15}} \qquad \text{waarin}$$

D_{15} = de korreldiameter van het grove materiaal (of diameter van filtermateriaal) waarbij 15 gewichtsprocenten van de deeltjes van het monster een kleinere diameter hebben.

d_{15} resp. d_{85} = de korreldiameter van het fijne materiaal waarbij 15 resp. 85 gewichtsprocenten van de deeltjes van het monster een kleinere diameter hebben.

Algemeen gesproken is verstopping door aangroei en dichtslibbing een groot nadeel van drainageconstructies. Regelmatig onderhoud is noodzakelijk.
Schermen zijn in dit opzicht veel aantrekkelijker.
In lit. 7 wordt dan ook expliciet onderscheid gemaakt tussen "actieve" en "passieve" constructies.
Een "actieve" constructie voert water af (filters en drains) terwijl "passieve" constructies het water "alleen maar tegenhouden" (zoals schermen).
Als voordeel van de toepassing van ontlastbronnen wordt in lit. 6 genoemd de eenvoudige uitbreiding van het systeem wanneer het oorspronkelijke aantal bronnen niet tot het gewenste resultaat leidt.

Ontwerp

Turnbull en Mansur (1961),(helaas niet aanwezig in TH bibliotheek) beschrijven een methode (ontwikkeld door het U.S. Army Corps of Engineers) voor het ontwerpen van een systeem waarbij de ontlastbronnen niet tot de onderzijde van het watervoerende pakket reiken. De vragen die men dient te beantwoorden zijn (o.a.): wat is de meest economische afstand tussen de bronnen en tot welke diepte moeten ze gaan teneinde de opwaartse waterdruk (onder de afdekkende lagen) tot een veilig niveau te reduceren?
In lit. 6 wordt een benaderingsmethode gepresenteerd (zie ook fig. 20 blz. 48) waarbij men uitgaat van stationaire stroming.
In deze benadering is Q_1 de totale hoeveelheid kwel in een segment met een lengte van 2r (=de afstand tussen 2 bronnen).
Q_1 is gelijk aan $2 \cdot r \cdot k \cdot H \cdot (\frac{n_f}{n_d})$ (m^3/s) (1) waarin

k = doorlatendheid (m/s)

H = te keren waterhoogte (m)

$\frac{n_f}{n_d}$ = een vormfactor die volgt uit het vierkantennet (zie ook fig. 7 blz. 11).

Q_2 is de hoeveelheid water die per tijdseenheid de ontlastbron passeert. In deze benadering wordt verondersteld: $Q_2 = 0$ (dit betekent nl. een maximale belasting voor de bronnen).
Zoals uit fig. 20 (d) blijkt wordt er een stijghoogteverschil h_m gedefinieerd als verschil tussen de stijghoogte direct naast de bron (rand van bron) en de stijghoogte in het midden (tussen 2 bronnen).
Er moet een redelijke veronderstelling worden gemaakt voor het stijghoogteverlies tengevolge van de intreding bij de bron.

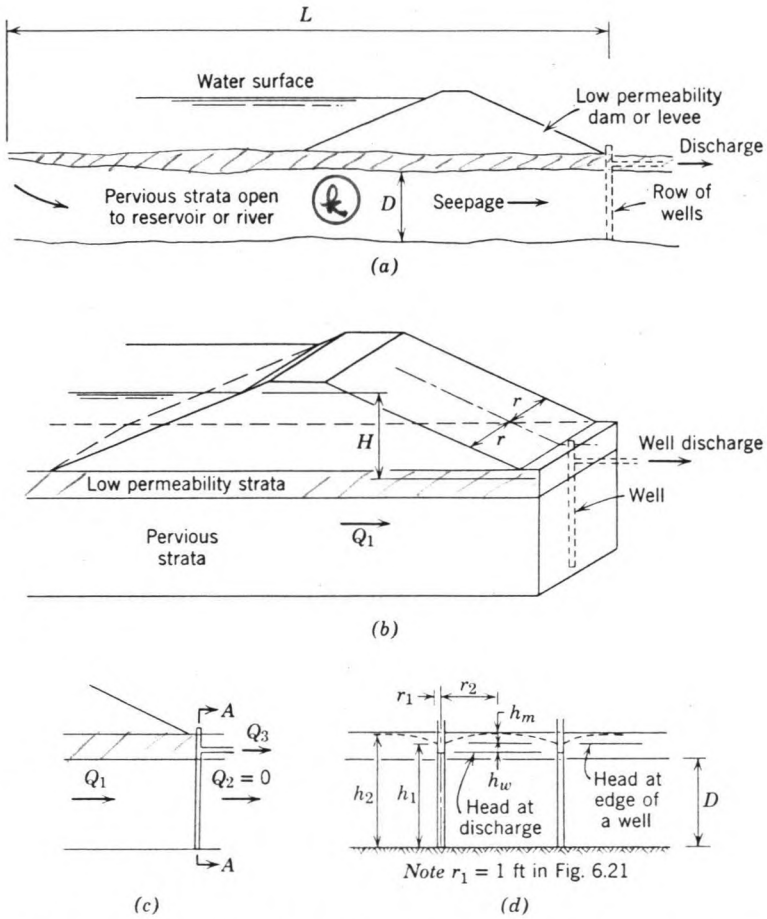


FIG. 6.20 Conditions of simplified relief well theory. (*a*) Cross section. (*b*) Seepage conditions. (*c*) Discharge assumption. (*d*) Section *A-A*.

Fig. 20

(bron : lit. 6)

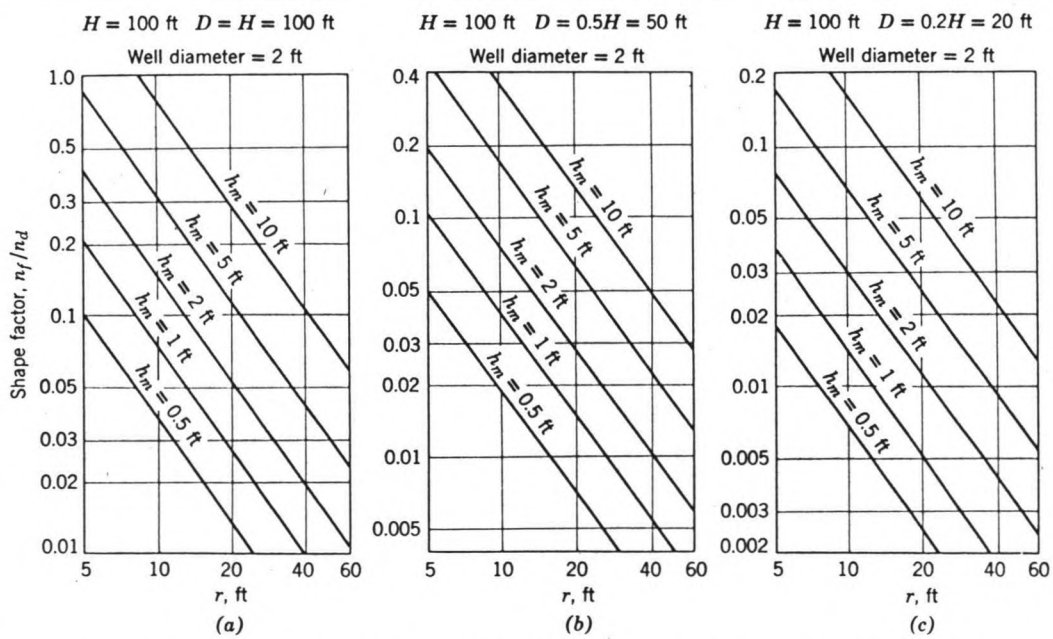


FIG. 6.21 Relief-well design charts (approximate solutions). (Refer to Fig. 6.20.) (*a*) Relief-well chart for $D = H$. (*b*) Relief-well chart for $D = 0.5H$. (*c*) Relief-well chart for $D = 0.2H$.

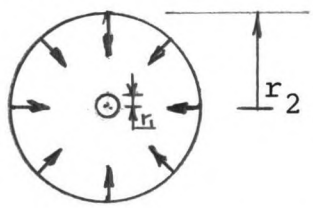
Fig. 21 (bron : lit. 6)

Dit stijghoogteverlies kan niet berekend worden omdat het wordt bepaald door onbekende factoren zoals de extra weerstand die ontstaat door verstoring van de grondstructuur ten gevolge van het boren van de bron ("smeer-effect").

Een eenvoudige formule voor een bron in freatisch water is de formule van Dupuit :

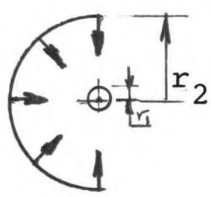
$$Q_3 = \frac{k\ (h_2^2 - h_1^2)}{2.3\ \log(r_2/r_1)} \qquad (2)$$

Deze vergelijking is geldig voor toestroming naar één bron, die reikt tot de onderzijde van een watervoerend pakket, vanuit een cirkelvormig gebied:



Gemodificeerd voor een halve cirkel wordt dit:

$$Q_3 = \frac{0.685\ k\ (h_2^2 - h_1^2)}{\log(r_2/r_1)} \qquad (3)$$



Indien we nu veronderstellen:

$Q_3 = Q_1$ vinden we (door te stellen (1) = (3) met r uit (1) gelijk aan r_2):

$$\boxed{h_1^2 = h_2^2 - 2.93\ H\ (\frac{n_f}{n_d})r_2\ \log(\frac{r_2}{r_1})} \qquad (4)$$

De condities in fig. 20 komen echter meer overeen met die voor artesisch grondwater.

Een formule voor een bron in artesisch grondwater is

$$Q_3 = \frac{1.37\ kD\ (h_2 - h_1)}{\log(r_2/r_1)}$$ voor een halve cirkel.

Indien $Q_3 = Q_1$ vinden we:

$$\boxed{h_2 - h_1 = 1.46 \frac{H}{D} \left(\frac{n_f}{n_d}\right) r_2 \quad \log\left(\frac{r_2}{r_1}\right)} \qquad (5)$$

Zoals uit fig. 20 blijkt geldt: $h_2 - h_1 = h_m$.

Oplossingen voor een "gegeven situatie" voor de vergelijkingen (4) en (5) worden gegeven in fig. 21 blz. 48 , waarin een verband wordt gelegd tussen de halve bronafstand r, de vormfactor n_f/n_d en h_m .

Voor elk grafiekje werden 20 punten berekend: zowel met (4) als met (5) (zie fig. 21).

Beide formules leverden vrijwel hetzelfde resultaat op.

De drie grafiekjes gaan uit van H = 100 ft (=30.48 m) maar kunnen ook voor andere H- waarden worden gebruikt.

Voor H $\neq$ 100 ft, bijv. H', dient men dan alle dimensies met $\frac{H'}{100}$ te vermenigvuldigen.

H wordt gemeten als het verschil tussen de waterstand buitendijks en de gemiddelde stijghoogte langs een denkbeeldige lijn door de bronnen.

De vormfactor $\frac{n_f}{n_d}$ wordt bepaald uit een vierkantennet (zie fig.7 blz. 11).

Eerder is reeds opgemerkt dat het tekenen van vierkantennetten nogal bewerkelijk is (zeker wanneer men verschillende alternatieven wil onderzoeken).

Een ruwe schatting voor de vormfactor is:

$$\frac{n_f}{n_d} \approx \frac{D}{L + 0.4\ D}$$ (zie ook fig. 20).

Literatuurlijst

1) Collegedictaat b 90
2) " " f 3
3) " " f 11
4) " " f 13 A

5) TAW/COW (1985)
Leidraad voor het ontwerpen van Rivierdijken

6) Cedergen, Harry R (1977)
Seepage, drainage and flow nets, (2nd ed.)

7) Peter, Pavel (1982)
Canal and River leveés

8) Stichting Postdoctoraal Onderwijs in de Civiele Techniek
(1983) Rivierdijken en Boezemkaden

9) COW/1977
Zandmeevoerende wellen (S 77.066)

10) Verruyt, A. (1982)
Theory of groundwaterflow (2nd ed.)

11) Eindrapport Commissie Rivierdijken (1977)
Commissie Rivierdijken

12) Hálek, Václav (1979)
Groundwater Hydraulics
(Developments in water science; 7)

13) Harr M.E. (1962)
Groundwater and seepage

14) Harr M.E. (1977)
Mechanics of particulate media

862469