Commissie Rivierdijken

Proefprofiel I

Waal - Waardenburg

A-75.065

Centrum voor Onderzoek Waterkeringen

Bijlagen behorende bij nota A-75.065		form.-tek.nr.
1.1	Situatie 1:250.000	A4-76.147
1.2	Situatie 1: 25.000	A4-76.194
2.1	Bestaande kruinhoogte	A4-76.176
2.2	A t/m F Bestaande profielen	A4-76.177/82
3.1	Maatgevende waterstanden	A4-76.173
3.2	Waterstanden te Zaltbommel (1926)	A4-76.174
4.1	Hoogtekaart	A4-76.183
4.2	Kleidikte uiterwaard	A4-76.184
4.3	Kleidiktekaart	A4-76.185
4.4	Watervoerend vermogen	A4-76.186
4.5	Geo-elektrisch onderzoek binnenteen	A4-76.175
6.1	Schematisatie dwarsprofiel A	4Z-76.296
6.2	Schematisatie dwarsprofiel B	4Z-76.297
6.3	Potentiaallijnen en glijcirkels bestaande situatie Profiel A, doorlatendheid uiterwaard 5.10^{-5}m/s	4Z-76.240/2
6.4	als 6.3, maar met doorlatendheid uiterwaard 5.10^{-6}m/s	4Z-76.243/5
6.5	Potentiaallijnen en glijcirkels bestaande situatie profiel B, lage cohesie, doorlatendheid uiterwaard 5.10^{-5}m/s	4Z-76.246/8
6.6	als 6.5 maar met doorlatendheid uiterwaard 5.10^{-6}m/s	4Z-76.249/51
6.7	Potentiaallijnen en glijcirkels bestaande situatie profiel B, hoge cohesie, doorlatendheid uiterwaard 5.10^{-6}m/s	4Z-76.252/4
6.8	als 6.7, maar met doorlatendheid uiterwaard 5.10^{-6}m/s	4Z-76.255/7
8.1	Omleidingsroute	A4-76.232
8.2	Potentiaallijnen en glijcirkels bij talud 1:3 profiel B, lage cohesie	4Z-76.258/9
8.3	als 8.2 maar met hoge cohesie	4Z-76.261/2
8.4	Potentiaallijnen en glijcirkels bij 10 m lange berm, profiel A	4Z-76.264/6
8.5	als 8.4 maar met 15 m lange berm	4Z-76.267
8.6	Potentiaallijnen en glijcirkels bij 10 m lange berm, profiel B	4Z-76.270/2
8.7	als 8.6 maar met 15 m lange berm	4Z-76.273/5
8.8	Potentiaallijnen en glijcirkels bij 10 m lange verhoogde berm, profiel B.	4Z-76.276/8
8.9	Potentiaallijnen en glijcirkels bij 5 m lange berm, profiel B	4Z-76.279/81

Bijlagen (vervolg nota A-75.065)

		form.-tek.nr.
8.10	Potentiaallijnen en glijcirkels bij drainage, profiel A	4Z-76.282/4
8.11	Potentiaallijnen en glijcirkels bij drainage, profiel B	4Z-76.285/7
8.12	als 8.11 maar bij aangepaste drainage	4Z-76.288/90
8.13	Potentialen bij toepassing damwand, profiel A	4Z-76.291
8.14	Potentialen bij toepassing damwand, profiel B	4Z-76.292
10.1	Overzicht	A3-76.293

Appendix A Onderzoek kleilagen uiterwaard

Appendix B Grondonderzoek

Appendix C Bepaling grondwaterspanningen

Inhoud blz.

1. Inleiding 1

1.1. Opdracht van de Commissie Rivierdijken 1
1.2. Het onderzochte dijkvak 1

2. Nadere beschrijving dijkvak 2

2.1. Het buitendijks gebied 2
2.2. De dijk 2
2.2.1. Hoogte 2
2.2.2. Dwarsprofiel 3
2.2.3. Bekleding van de dijk 3
2.2.4. Bomen en struiken 4
2.3. Het achterland 4
2.4. Ervaringen bij hoge rivierstanden 4

3. Randvoorwaarden 6

3.1. Waterstanden op de rivier 6
3.2. Polderpeil 7

4. Gegevens van bodem en dijk 8

5. Uitgangspunten beoordeling waterkerend vermogen 10

5.1. Algemeen 10
5.2. De kruinhoogte 10
5.3. De standzekerheid 12
5.3.1. Afschuiving 13
5.3.2. Interne erosie 15
5.3.3. Verweking door uittredend water 17
5.4. Waterdichtheid 17
5.5. Aantasting buitentalud 18
5.6. Slotopmerking 18

6. Beoordeling huidige dijkvak 19

6.1. Kruinhoogte 19
6.2. Standzekerheid binnentalud 20
6.2.1. Afschuiving 20
6.2.2. Interne erosie 22
6.2.3. Verweking door uittredend water 23

blz.

6.3. De standzekerheid van het buitentalud 23
6.4. Waterdichtheid 25
6.5. Aantasting buitentalud 25
6.6. Samenvatting beoordeling bestaande toestand 25

7. Principe oplossingen 27

7.1. Vergroting waakhoogte 27
7.2. Verbetering stabiliteit binnentalud 28

8. Uitwerking principe oplossingen 31

8.1. Kruinhoogte 31
8.2. Standzekerheid buitentalud 33
8.3. Standzekerheid binnentalud 33
8.3.1. Verflauwing binnentalud 34
8.3.2. Lange, lage berm 36
8.3.3. Hoge, korte berm 40
8.3.4. Drainage 43
8.3.5. Kwelkade 46
8.3.6. Damwanden 47
8.3.7. Afweging oplossingen 50

9. Gevolgen voor milieu 52

10. Samenvattingen en slotopmerkingen 53

1. Inleiding

1.1. Opdracht van de Commissie Rivierdijken.

Voorliggend rapport vormt een onderdeel van de verslaggeving van het onderzoek dat bij het Centrum voor Onderzoek Waterkeringen is uitgevoerd naar aanleiding van een verzoek van de Commissie Rivierdijken.

Gevraagd werd te onderzoeken wat de invloed van een verlaging van de maatgevende waterstanden met 0,50 en 1,00 m op de voorgenomen rivierdijkverbeteringen zou zijn. Tevens werd gevraagd hoe de "milieuschade" bij deze verschillende ontwerppeilen ter plaatse van enkele representatief geachte dijkvakken door het maken van een aantal scherp gedimensioneerde ontwerpen zo beperkt mogelijk gehouden zou kunnen worden. Dit rapport bevat het resultaat van de werkzaamheden die in dit kader zijn uitgevoerd met betrekking tot een van de proefprojecten.

1.2. Het onderzochte dijkvak .

Het betreffende dijkvak vormt een onderdeel van de dijkring van het Polderdistrict Tielerwaard. Het ligt aan de rechteroever van de Waal, even bovenstrooms van Waardenburg (zie bijlage 1.1.), en wordt in de nota "Verzwaring Rivierdijken" van de Tweede Kamerfractie van de P.v.d.A. als volgt aangeduid:
"Wellicht het moeilijkste dijkvak is dat tussen Opijnen en Waardenburg. Binnendijks ligt het schitterende boscomplex Neerijnen, dat hopelijk door het Geldersch Landschap zal worden aangekocht, verder het kasteel Waardenburg, een molen met daarbij behorend historisch Muldershuis. Buitendijks ligt een bijzonder waardevolle streng met rietland en grienden. Iedere ingreep in dit uiterst kostbaar geheel leidt tot onaanvaardbare verliezen".

Het Centrum heeft zich voor wat dit dijkvak betreft, beperkt tot het beoordelen van het gedeelte waarover zich binnendijks het boscomplex uitstrekt. De begrenzingen van het beschouwde dijkvak liggen ongeveer bij hectometerpaal (hmp) 190 en hmp 195 (bijlage 1.2.).
Over dit traject bevindt zich buitendijks eveneens de strang "De Kil". In het traject dat wel onderzocht is bevindt zich op relatief korte afstand van de dijk eveneens een woning. Dit object is in dit rapport buiten beschouwing gebleven, omdat in het kader van de werkzaamheden voor de Commissie Rivierdijken reeds de aspecten van bouwwerken bij waterkeringen diepgaand zijn behandeld (zie proefprofiel III, Monument te Winssen).

2. Nadere beschrijving dijkvak.

Voor het verkrijgen van een globaal overzicht van de omstandigheden waarin de huidige dijk zich bevindt, wordt in dit hoofdstuk een beknopte beschrijving van het betreffende gebied gegeven.

2.1. Het buitendijks gebied.

Voor het dijkvak ligt de uiterwaard "De Rijswaard".
De afstand van de bandijk tot het zomerbed van de rivier bedraagt ca. 1 km.
De hoogte van de uiterwaard verloopt van ongeveer N.A.P. + 4,00 m dicht bij de dijk tot ca. N.A.P. + 5,00 m nabij de rivier. De uiterwaard wordt aan de rivierzijde begrensd door een zomerkade die tot een hoogte van tenminste N.A.P. + 5,90 m reikt.

Op een afstand van ca. 350 m vanaf de dijk ligt in de uiterwaard een vrij grote ontzandingsput (oppervlakte ca. 2,5 ha) waaruit destijds zand gewonnen is ten behoeve van de opritten naar de verkeersbrug over de Waal bij Zaltbommel.
Onmiddelijk voor de dijk ligt de strang "De Kil". De ouderdom van deze strang is niet precies bekend. Op een rivierkaart uit 1699 was "De Kil" wel reeds aangegeven. Door zijn ligging dicht bij de dijk en ver van het zomerbed van de rivier is het te verwachten dat bij hoge waterstanden in het verleden een afzetting van slib heeft plaatsgevonden. Dit zal na 1865 door de aanleg van de spoorbrug over de Waal mogelijk nog enigszins zijn versterkt.

De uiterwaard is betrokken geweest bij de milieuwaardering van de uiterwaarden zoals die in (1)* is aangegeven. De waarde van de Rijswaard werd daarbij als "groot" geclassificeerd.

2.2. De dijk.

2.2.1. Hoogte.

Over het te beschouwen traject varieert de dijkhoogte van ca. N.A.P. + 9,00 m tot + 9,20 m (opname 1956). Zie voorts bijlage 2.1. Op deze bijlage is tevens het nu geldende M.H.W. ingetekend.

* De cijfers tussen haakjes verwijzen naar de literatuurlijst op blz. 59.

2.2.2. Dwarsprofiel.

Het huidige profiel van de dijk over het te onderzoeken traject is op bijlage 2.2. aangegeven. De dwarsprofielen zijn op onderlinge afstanden van 100 m opgenomen. Het blijkt dat de hellingen van zowel het buiten- als het binnentalud tamelijk steil zijn.
Het bovenste deel van het buitentalud tot een niveau van ca. N.A.P. + 5,50 m staat doorgaans onder een helling van 1:1,4. Plaatselijk komen minder steile gedeelten voor zoals bij hmp 192 waar de helling ca. 1:1,6 bedraagt.
Beneden het niveau van ca. N.A.P. + 5,50 m is de taludhelling 1:2 of flauwer, behalve bij hmp 194 en 195. In deze profielen bevindt zich op genoemde hoogte een berm met een breedte van ca. 1,5 m, waar beneden het talud een helling heeft van ongeveer 1:1,5. De helling van het binnentalud varieert over het traject tussen 1:1,7 en 1:2,1. Het deel met de meest steile taluds wordt aangetroffen tussen ongeveer hmp 192 en 194. Doorgaans is het onderste gedeelte van het talud enigszins flauwer waardoor een min of meer geleidelijke overgang naar het maaiveld binnendijks wordt gevormd.

Over het beschouwde traject bedraagt de kruinbreedte doorgaans 6 m tot 6,5 m. Plaatselijk komen smallere gedeelten voor. Op de dijk is een openbare weg aanwezig met een breedte van 4,5 m à 5,5 m. Deze weg is voorzien van een gesloten verharding.

2.2.3. Bekleding van de dijk.

Het buitentalud is boven het niveau van ca. N.A.P. + 5,50 m voorzien van een verdediging van basalt zetwerk. Deze bekleding reikt tot ongeveer N.A.P. + 8,70 m.
Beneden de basaltbekleding is het talud voorzien van een grasmat.

Het binnentalud is eveneens begroeid met gras en andere planten. Tussen de hmp 190 en 191 ontbreekt de grasmat grotendeels. Over dit gedeelte staan bomen in het binnentalud van de dijk.

2.2.4. Bomen en struiken.

Op het niveau van de berm (N.A.P. + 5,50 m) of daar beneden zijn in het buitentalud van de dijk struiken, knotwilgen en enkele opgaande bomen aanwezig.

Tussen hmp 190 en 191 staan, zoals reeds opgemerkt, bomen in het binnentalud van de dijk. Hieronder bevinden zich een aantal zware kastanjebomen. Over het overige deel van het beschouwde dijkvak, behalve in de omgeving van de woning bij hmp 192, strekt het bos zich nagenoeg uit tot aan de binnenteen van de dijk.

2.3. Het achterland.

Het binnendijks terrein ligt nabij de binnenteen van de dijk op een niveau van N.A.P. + 2,90 m à + 4,00 m. Het laagste gedeelte ligt tussen hmp 191 en 194.
Achter het beschouwde dijkvak liggen geen watergangen op korte afstand evenwijdig aan de dijk . Bij hmp 195 ligt een kopsloot, die tot aan de binnenteen van de dijk doorgezet is. Ook ter weerszijden van de oprit ter hoogte van hmp 190,9 zijn ondiepe watergangen min of meer loodrecht op de dijkas aanwezig die nagenoeg tot aan de dijkteen reiken.

Ter hoogte van hmp 190 ligt op ca. 15 m van de binnenteen een ondiepe vijver. De waterstand in de rivier ligt doorgaans rond N.A.P. + 2,20 m. Bij hogere rivierstanden loopt het peil enkele decimeters op.

Bij hmp 191,6 bevindt zich op korte afstand van de binnenteen van de dijk een woning. Deze is, zoals reeds opgemerkt in 1.2. bij dit proefproject buiten beschouwing gebleven.

2.4. Ervaringen bij hoge rivierstanden.

Het profiel van de dijk, zoals het nu wordt aangetroffen, was reeds met ongeveer dezelfde afmetingen voor de hoge rivierafvoer in de winter van 1925 op 1926 aanwezig.
Voor zover bekend hebben zich bij die afvoer geen zeer ernstige problemen voorgedaan. Na 1926 werden plannen opgesteld voor verbetering van de dijk, die echter niet zijn uitgevoerd.

Volgens informatie van het polderdistrict zijn er ook tijdens het hoogwater van 1970 geen extreme moeilijkheden geweest. Wel werd gecon-

stateerd dat er een zeer aanzienlijke kwel optrad, vooral in de kopsloot ter plaatse van hmp 195.

3. Randvoorwaarden.

Bij de beoordeling van het waterkerend vermogen van een dijk is het nodig zowel de maatgevende stand(en) op de rivier als de waterstand in de polder te kennen. In dit hoofdstuk zullen genoemde randvoorwaarden worden aangegeven.

3.1. Waterstanden op de rivier.

De waterstanden, die tot nu toe het uitgangspunt zijn bij het vaststellen van het waterkerend vermogen van de rivierdijken, zijn vastgesteld op basis van een maatgevende afvoer van 18.000 m^3/s op de Bovenrijn bij Lobith.
Het dijkvak bevindt zich tussen kilometerraai (kmr) 932 en 933.
De voor deze raaien bij maatgevende afvoer optredende maximale rivierpeilen zijn vastgesteld op N.A.P. + 8,75 m respectievelijk N.A.P. + 8,59 m.
Door interpolatie en met behulp van de in (3) genoemde lijnen van gelijke waterstand kan voorts worden bepaald dat ter plaatse van hmp 190 het maatgevend hoogwater (M.H.W.) ongeveer N.A.P. + 8,70 m bedraagt. Bij hmp 195 kan N.A.P. + 8,65 m worden aangehouden.

Ter vergelijking zijn in onderstaande tabel de afvoeren in 1926 en 1970 aangegeven en de daarbij opgetreden waterstanden bij kmr 932 en 933.

	afvoer te Lobith (m^3/s)	waterstand boven N.A.P (m) kmr 932	kmr 933
-	18.000	8,75	8,59
1926	12.400	7,93	7,78
1970	9.500	7,57	7,35

Bij de uitwerking van de opdracht is voor de stabiliteitsbeschouwingen steeds uitgegaan van ontwerppeil N.A.P. + 8,70 m, overeenkomend met de maximale waterstand bij maatgevende afvoer en met de ontwerppeilen N.A.P. + 8,20 m en + 7,70 m, overeenkomend met M.H.W. - 0,50 m respectievelijk M.H.W. - 1,00 m.

Bij stabiliteitsbeschouwingen waarin het niet-permanente karakter van de grondwaterstroming wordt betrokken is het nodig het verloop van het

rivierpeil in de tijd te kennen. Op bijlage 3.1. is het verloop van de waterstand ter plaatse van kmr 932 weergegeven bij de maatgevende afvoer volgens gegevens van de Directie Waterhuishouding en - beweging van de Rijkswaterstaat.
Ter vergelijking is het waterstandsverloop aan de peilschaal te Zaltbommel in 1926 op bijlage 3.2. aangegeven.

3.2. Polderpeil.

Het polderpeil in het gebied achter de dijk bedraagt ca. N.A.P. + 2,00 m. Aangezien echter de te verwachten kwel bij hoge rivierstanden vrij groot is (zie par. 2.4.), zal mede door het geringe aantal watergangen in het gebied direct aansluitend aan de dijk de freatische lijn in het binnendijks terrein worden verhoogd.
Bij de berekeningen is daarom steeds het "polderpeil" gelijk genomen aan de hoogte van het maaiveld.
Kwelkaden zijn in dit gebied niet aanwezig.

4. Gegevens van bodem en dijk.

Naast de in par. 2.2. aangegeven dwarsprofielen waren de volgende gegevens van het betreffende gebied beschikbaar:

- de hoogtekaart no. 39C-zuid (bijlage 4.1.) waaruit een indruk van de hoogteligging van het terrein bij het dijkvak verkregen kon worden
- de waterstaatskaart no. 39
- de geologische kaart no. 39 III, waarop de opbouw van de bodem in het gebied van het dijkvak als volgt wordt omschreven: "Rivierklei ter dikte van minder dan 10 dm op rivierzand, of deze beide in dunne lagen afwisselend".
- de nota "Klei-inventarisatie uiterwaarden" (5) van Stiboka (zie bijlage 4.2.). Bij deze inventarisatie is in raaien om de 200 m de kleidikte bepaald door middel van boringen die op onderlinge afstanden van 25 m zijn uitgevoerd. De getallen op bijlage 4.2. geven de kleidikte in dm aan.
- de nota "Kwelonderzoek Neder-Rijn" (6). De nota bevat eveneens gegevens over de dikte van de kleideklaag. Het geeft aan dat de kleidikte in de uiterwaard aansluitend aan de dijk 1 - 2 m bedraagt.
  Binnendijks varieert de aangegeven dikte tussen 0 en 2 m. Zie bijlage 4.3.
- het rapport "De drinkwatervoorziening van de Tielerwaard-West" (7). Dit rapport geeft informatie over de dikte vn de doorlatendheid van het watervoerend zandpakket onder de kleideklaag. Het watervoerend vermogen is vastgesteld aan de hand van de resultaten van enkele pompproeven.
  De dikte/van het zandpakket wordt aangegeven op rond 50 m. Het watervoerend vermogen ligt tussen 3,5 à $4{,}6.10^{-2}$ m^2/s (3000 à 4000 m^2/dag) (zie bijlage 4.4.).
- een geo-elektrisch onderzoek aan de binnenteen van de dijk, aangevuld met twee sonderingen en een korte boring ter hoogte van hmp 190.5. (zie bijlage 4.5.).
  Dit onderzoek werd uitgevoerd in het kader van de dijkverbeteringsplannen van het polderdistrict.
- enkele waarnemingen van een peilbuis ter hoogte van hmp 190.3 die op ca. 20 m van de binnenteen is geplaatst.

Op basis van deze gegevens en in samenhang met de oplossingen voor dijkverbetering die in principe mogelijk zijn (zie hoofdstuk 7) is aanvullend onderzoek uitgevoerd.
Dit onderzoek betrof:

- een aanvullend onderzoek naar de slecht waterdoorlatende deklagen buitendijks
  Dit onderzoek is in appendix A weergegeven.
- een grondonderzoek ten behoeve van het vaststellen van de samenstelling, de waterdoorlatendheid en de sterkte van het dijklichaam en het aansluitende binnen- en buitendijkse gebied.
  Zie hiervoor appendix B en het L.G.M. rapport.

Met de verzamelde gegevens met betrekking tot het dijkprofiel en de grondgegevens is het nu mogelijk het waterkerend vermogen van de dijk te beoordelen aan de hand van enkele representatieve dwarsprofielen.

5. Uitgangspunten beoordeling waterkerend vermogen.

5.1. Algemeen.

Het waterkerend vermogen van een dijk wordt in hoofdzaak bepaald door:

a. de kruinhoogte
b. de standzekerheid
c. de waterdichtheid
d. de weerstand van het buitentalud tegen beschadiging.

In het algemene rapport "Verbetering van de rivierdijken" werden onder par. 2.2. de zojuist genoemde factoren beknopt behandeld. In dit hoofdstuk zullen deze meer in detail worden toegespitst op de omstandigheden bij het te beoordelen dijkvak.

5.2. De kruinhoogte.

De vereiste kruinhoogte van een rivierdijk wordt in de eerste plaats bepaald door de maatgevende waterstand (het ontwerppeil).
De minimale waakhoogte werd om verschillende, in het algemene rapport aangegeven, redenen vastgesteld op 0,50 m.
Daarbij werd genoemd dat in principe rekening gehouden moet worden met de door windgolven veroorzaakte oploop tegen de dijken. Nu zal bij dijkvakken met een relatief smal winterbed, dus korte strijklengte van de wind over het water, de minimum vastgestelde waakhoogte van 0,50 m voldoende zijn om de golfoploop op te vangen.
Voor dijkvakken met grotere strijklengten en relatief diep gelegen "schone" uiterwaarden dient echter de vereiste waakhoogte nader berekend te worden. Dit geldt ook voor het te onderzoeken dijkvak waarbij effectieve strijklengten van ca. 1500 m voorkomen.

Als uitgangspunten voor het berekenen van de vereiste waakhoogte wordt het 2%-golfoploopcriterium gebruikt. Hoewel dit criterium in feite niet gekoppeld is aan de stabiliteit van de dijk, wordt het tot nu toe vrijwel altijd gebruikt als ontwerpregel voor dijken met golfaanval.

Door de steile helling van het bestaande buitentalud is het vrijwel zeker dat de golven niet zullen breken.
Bij de beoordeling van de bestaande kruinhoogte is daarom gebruik gemaakt van de volgende formule (9):

$$Z_2 = 1{,}4 . \frac{1 + \delta}{K_s} H_s \sqrt{\frac{\pi}{2\alpha}}$$

Voor $\delta = 0{,}2$ aangehouden, terwijl K_s gelijk werd gesteld aan 1. Voorts werd gebruik gemaakt van de informatie over de oploop van niet brekende regelmatige golven die in (g) en (11) is aangegeven. Zoals in (9) is aangegeven berust de afleiding van deze formule ten dele echter nog op hypothesen, zodat de resultaten van de berekende golfoploop daarom meer moeten worden gezien als een indicatie en niet als een nauwkeurige berekening van de te verwachten golfoploop. Het verdient aanbeveling de werkelijke 2% golfoploop in het laboratorium te bepalen in het geval de huidige steile helling van het buitentalud wordt gehandhaafd.
Als nu de golfbeweging voor het dijkvak bekend is kan de 2% golfoploop worden berekend.
Bij de bepaling van de significante golfoploop H_s en de golfperiode is gebruik gemaakt van het werk van Bretschneider (11). Daarin wordt de relatie aangegeven tussen de windsnelheid, de strijklengte en de waterdiepte enerzijds en de golfhoogte en golfperiode anderzijds.
Het volgende probleem is nu met welke windsnelheid rekening gehouden moet worden bij hoge rivierstanden; de wind varieert zowel wat richting als wat snelheid betreft en ook de waterstand is geen vast peil.
Een statistische berekening is nodig om de kans te bepalen dat, door een bepaalde combinatie van rivierpeil en windsnelheid en -richting, een 2%-golfoploop de kruin van de dijk bereikt of overschrijdt.
Het K.N.M.I. heeft de afhankelijkheid van deze variabelen onderzocht.
Op grond van deze studie is aangegeven dat een afhankelijkheid tussen hoge rivierafvoeren en wind (binnen het winterseizoen) niet bewezen kan worden. In de uitgevoerde berekeningen is met een onafhankelijkheid tussen wind (in het winterseizoen) en waterstanden gerekend.

De vereiste hoogte van het dijkvak wordt nu zodanig bepaald dat de kans op voorkomen van een 2%-golfoploop gelijk is aan de overschrijdingsfrequentie van de waterstanden die als uitgangspunt dient voor de berekening van de dijken.
Uit berekeningen blijkt dat voor het onderhavige dijkvak dezelfde kruinhoogte wordt verkregen als bij het ontwerppeil een windsnelheid van ongeveer 12 m/s in de richting van de normaal op het dijkvak wordt toegepast.

Ter oriëntatie: De kans op optreden of overschrijden van deze windsnelheid voor de richtingen die bij de dijken van de Rijswaard een rol spelen is ca. 0,05 per dag.

Tot slot nog een aanvullende opmerking over het 2%-golfoploopcriterium. Dit criterium geldt voor ontwerpen van te verbeteren of aan te leggen dijken met een goede kleibekleding met grasmat op een niet steil binnentalud. In gevallen waarbij aan deze punten niet wordt voldaan lijkt het zinvol het overslagpercentage te reduceren door de dijkkruin nog iets hoger te maken. Hierdoor wordt voorkomen dat een dergelijk dijkvak een zwakke plaats vormt in de dijkring. Een "hard" criterium is niet te geven. Wel kan worden vermoed dat bij een vergroting van de waakhoogte met 20% het oplooppercentage daalt tot beneden ongeveer 0,5 . In voorkomende gevallen zal hiermee rekening worden gehouden.

5.3. De standzekerheid.

De standzekerheid van de dijk zal bij hoge waterstanden worden beïnvloed door de grondwaterbeweging; de gradiënten in de grondwaterpotentialen veroorzaken extra krachten op het grondmassief.
De overige factoren die een rol spelen bij het bepalen van de stabiliteit, zoals bijvoorbeeld de vorm van de dijk en de grondeigenschappen, zullen in principe niet worden beïnvloed door een hoge waterstand op de rivier. Met een nauwkeurig onderzoek kunnen deze laatste factoren in feite zo nauwkeurig als wenselijk is worden bepaald. De maatgevende waterspanningen daarentegen kunnen niet rechtstreeks worden gemeten. Deze zullen onder zekere aannamen zo goed mogelijk moeten worden voorspeld.
De bepaling van de grondwaterbeweging en de uitgangspunten daarvan zijn in appendix C gegeven.

Na het bepalen van de waterspanningen is het mogelijk de dijk aan de diverse stabiliteitsbeschouwingen te onderwerpen.
Daarbij worden de volgende vormen van instabiliteit onderscheiden:
- afschuiven van de dijk of een gedeelte daarvan
- interne erosie
- verweking van het binnentalud door uittredend water

5.3.1. Afschuiving.

Voor het vaststellen van de veiligheid tegen afschuiven is gebruik gemaakt van het L.G.M.-computerprogramma voor de berekening van de stabiliteit van taluds (12). De in dit programma toegepaste rekenwijze is gebaseerd op de methode van Bishop (13).
Deze methode gaat uit van een aantal veronderstellingen, waarvan de volgende de belangrijkste zijn:
- Het glijvlak is cirkelvormig; er wordt niet gelet op de relatie tussen de spanningstoestand in de grond ter plaatse van het schuifvlak en de richting daarvan.
- Het afschuivende deel (boven het glijvlak) wordt bij de berekening in verticale lamellen verdeeld. Per lamel worden de krachten zodanig vastgesteld dat aan de voorwaarde van verticaal evenwicht wordt voldaan. De krachten op de lamelscheidingen worden daarbij verwaarloosd. Het horizontale evenwicht wordt niet in de berekening betrokken.

Ondanks deze vereenvoudigingen is uit studies en praktijkmetingen gebleken dat de uitkomsten van de stabiliteitsberekeningen met de methode Bishop een redelijke mate van betrouwbaarheid hebben. Ook internationaal wordt deze methode veel gebruikt.
In het computerprogramma van het L.G.M. is het nu mogelijk om van een willekeurig gevormd dijkprofiel met een willekeurige schematisatie van de grondlagen en een willekeurig grondwaterspanning beeld de mate van stabiliteit te berekenen.
De mate van veiligheid tegen afschuiven wordt uitgedrukt in een getal n, zodanig dat bij een toekenning van de grondeigenschappen $\tan \phi'_{ber} = \frac{\tan \phi'}{n}$ en $c'_{ber} = \frac{c'}{n}$ juist aan de voorwaarde van momenten evenwicht wordt voldaan.

De berekende evenwichtsfactor n is geen absolute maat voor de veiligheid tegen afschuiven. Alle in de berekening ingevoerde gegevens hebben een bepaalde onzekerheidsmarge, waardoor bij berekening van de veiligheid

afwijkingen zullen voorkomen ten opzichte van de werkelijkheid.
Naast de onnauwkeurigheden in de berekeningsprocedure zelf spelen de volgende factoren een rol:

a. - de keuze van het maatgevend dijkprofiel

b. - de schematisatie van de ondergrond en het dijklichaam
   - de ingevoerde wrijvingseigenschappen tg ϕ' en c' voor de verschillende grondlagen
   - de ingevoerde volumieke massa van de grond

c. - de keuze van de waterspanningen (de "belasting").

De mate waarin de in de berekeningen ingevoerde parameters overeenstemmen met de in werkelijkheid voorkomende zal afhangen van de hoeveelheid onderzoek en de manier waarop het onderzoek werd uitgevoerd.
Daarnaast zal ook de keuze van de parameters, op grond van de beschikbare gegevens uit het onderzoek, een grote rol spelen in de uiteindelijke overeenstemming berekening/werkelijkheid.
De grootte van de minimaal vereiste evenwichtsfactor (veiligheidsfactor) zal dus moeten afhangen van de verwachte overeenkomst tussen berekening en werkelijkheid. De invloed, die een (geringe) wijziging in de parameters op de berekende evenwichtsfactor heeft, vormt daarbij een belangrijk aspect.

In de berekeningen naar de veiligheid tegen afschuiven is met betrekking tot de genoemde onzekerheden in de berekeningen van de volgende uitgangspunten uitgegaan:

ad a.
Voor de maatgevende dijkprofielen zijn de dwarsprofielen gekozen met de steilste taludhelling in combinatie met het in de dwarsprofielen aangegeven laagste maaiveld.

ad b.
Met het vrij intensieve onderzoekprogramma kon een tamelijk betrouwbaar beeld worden gevormd van de ligging van de diverse grondlagen. De dikte van de kleilaag in het achterland varieert van ca. 1,50 m (tussen de hmp 194 en 195)tot een te verwaarlozen dikte(zoals bij hmp 190.7). Dit verschil in grondopbouw is onder meer aanleiding geweest om het stabiliteitsonderzoek aan twee profielen met verschillende schematisatie uit te voeren.
Het grote aantal verrichte celproeven geeft een tamelijk goed beeld van de wrijvingseigenschappen van de grond. Zie appendix B. De resultaten gaven aanleiding tot het in de berekeningen varieren van de grondeigen-

schappen van het dijklichaam en van de zandlaag onder de dijk. Daardoor kan de invloed van een variatie in de grondeigenschappen worden bepaald zodat bij uiteindelijke beoordeling met de gevoeligheid van de evenwichtsfactor daarvoor rekening kan worden gehouden.
De volumegewichten zijn steeds aan een met water verzadigd grondmonster bepaald. Zie appendix B. Hierbij is ervan uitgegaan dat de grond in het terrein bij voorkomen van de maatgevende rivierstand eveneens (nagenoeg) met water verzadigd zal zijn. De invloed van variatie in het volumegewicht op de evenwichtsfactor is niet onderzocht.

ad c.
De bepaling van de waterspanningen bij de ontwerppeilen is in appendix C gegeven. Daar zijn ook de veronderstellingen aangegeven waarvan gebruik is gemaakt bij de bepaling van de waterspanningen.
De invloed van de variatie van de waterspanningen is niet rechtstreeks bepaald. Doordat echter twee profielen met duidelijk verschillende waterspanningen werden onderzocht is die invloed wel bij benadering uit een vergelijking van deze twee profielen vast te stellen.
Een bijzondere omstandigheid doet zich bij de beoordeling van de veiligheid tegen afschuiven voor als de potentiaal in de zandondergrond zo hoog oploopt dat de waterdruk het gewicht van het samenhangend kleipakket in het binnenland overtreft. Het kleipakket zal dan willen opdrijven.
Dit geeft aanleiding tot extra onbekende onzekerheden in de stabiliteitsberekeningen. Dit opdrijven wordt daarom normaliter bij de beoordeling van een dijkvak niet toegestaan in het gebied van de glijvlakken. Een uitzondering kan worden gemaakt voor die gevallen waarbij de evenwichtsfactor aanmerkelijk boven de minimum vereiste waarde ligt. Met de reductie van de weerstand tegen afschuiven dient in die gevallen vanzelfsprekend rekening gehouden te worden.
Op grond van informatie die op boven beschreven manier uit de stabiliteitsberekeningen wordt verkregen zal worden beoordeeld of de dijk voldoende veilig is tegen afschuiven.
Daarbij zal tevens rekening worden gehouden met het verschil in afschuiving van het binnentalud en het buitentalud. De eerstgenoemde instabiliteit is immers veel gevaarlijker voor doorbraak dan de laatste, waarbij een eventuele afschuiving tijdens vallend water voorkomt.

5.3.2. Interne erosie.

Bij het binnendijks uittreden van grondwater kan onder bepaalde omstandig-

heden grond worden weggespoeld.
Voor het beoordelen van het gevaar van ontstaan van ernstige zandmeevoerende wellen wordt doorgaans gebruik gemaakt van de door Lane (14) en Bligh (15) verrichte studies naar de onderloopsheid van stenen dammen. Uit statistische bewerkingen van bezweken en niet bezweken dammen hebben zij een minimaal benodigde verhouding tussen kwelweg en het verval over het kunstwerk vastgelegd, waarbij het gevaar van bezwijken door interne erosie (piping) te verwaarlozen klein zou zijn.
De minimale verhouding kwelweg/verval is:

grondsoort	Lane	Bligh
fijn zand	$\frac{1/3\ l + v^*}{H} < 7$	$\frac{l + v^*}{H} < 15$
middelmatig grof zand	6	
grof zand	5	12

* l = lengte horizontale deel van de kortste kwelweg
v = lengte verticale deel van de kortste kwelweg
H = verval

Ook bij de beoordeling van het onderhavige dijkvak is gebruik gemaakt van deze getallen. Wel moet hierbij worden bedacht dat deze criteria in feite niet ontwikkeld zijn voor de beoordeling van dijken en dat tussen dijken en dammen wel verschillen zijn aan te geven. Daarnaast kunnen ook ook wel theoretische bezwaren tegen het gebruik van deze regels worden ingebracht. Er is daarom een modelonderzoek gaande dat echter op dit moment nog niet in het stadium van praktische toepassingen verkeert.
Naast het gebruik van de regels van Lane en Bligh is ook rekening gehouden met de criteria zoals die zijn vermeld in (16). Hierin is voor dijken waarvan het binnendijks terrein niet is afgedekt met een kleilaag eveneens het gebruik van de bovengenoemde regels aanbevolen. Voorts is voor die gevallen een bovengrens gegeven voor het kweldebiet: ca. $0{,}5.10^{-3}$ m^3/s per strekkende meter dijk. Voor gevallen met een kleilaag worden maximale verticale verhangen aangegeven. Zo wordt bij toepassingen van bermen geeist dat bij de dijkteen het verticale verhang over de kleilaag en de berm niet groter mag zijn dan 0,5 à 0,6 en aan het eind van de berm het verhang over de kleilaag niet groter dan 0,75 à 0,8. Deze criteria dienen echter

voorzichtig te worden gehanteerd omdat de eigenschappen van de grond niet in de beschouwingen wordt betrokken. Steeds zal daarom een controle van de veiligheid tegen opdrijven nodig zijn. Voorts leidt rechtstreekse toepassing van deze laatste criteria in vele gevallen tot bermen met een grote lengte. Voorlopig wordt de lengte van de bermen onder de Nederlandse omstandigheden beperkt. De minimum lengte wordt vastgesteld door ook voor deze gevallen de criteria van Lane en Bligh toe te passen. Daarnaast kan de minimum lengte van een berm ook worden bepaald door de eis van voldoende stabiliteit tegen afschuiven (zie par. 5.3.2.).
Op deze wijze wordt als het ware een "bufferzone" gecreëerd tussen de plaats waar zich eventueel toch nog zandmeevoerende wellen kunnen voordoen en het dijklichaam.

5.3.3. Verweking door uittredend water.

Uittredend water op het binnentalud van een dijk zal in het algemeen als ongewenst worden beschouwd. Door het uittredend water kan namelijk een verweking van het talud ontstaan.
Door concentratie van de grondwaterstroming kunnen bovendien bij het uittreden van het water plaatselijk minder stabiele zones voorkomen. Een plaats waar dit zeker voorkomt is bij een scherpe overgang van het talud naar het maaiveld of ter plaatse van een binnendijkse waterspiegel.
De overgangzones dienen in de eerste plaats beschermd te worden. Dit kan worden bereikt door het aanbrengen van een voldoend vloeiend verlopende overgang van de binnenteen of door het aanbrengen van relatief doorlatend materiaal (drainage).

Bij het in speciale gevallen beoordelen van het al of niet toestaan van uittredend water uit het talud zijn de volgende factoren van belang:
- de waterdoorlatendheid van de dijk en de lagen onder de dijk; is de doorlatendheid zeer gering dan zal de hoeveelheid uittredend water gering zijn. Dit is een gunstige factor;
- de helling van het binnentalud;
- de wrijvingseigenschappen van de dijk waarbij vooral de cohesie van belang is. Een hoge c' is een gunstige factor;
- de grootte van het kweloppervlak.

5.4. Waterdichtheid.

De waterdichtheid van het dijklichaam zelf zal bij de huidige uit klei en

en kleihoudende gronden opgebouwd dijklichaam geen problemen opleveren; de hoeveelheid door de dijk kwellend water is te verwaarlozen. Bij handhaven van de bestaande dijk zullen hieraan geen nadere eisen behoeven te worden gesteld. De hoeveelheid in de zandondergrond binnendringens kwelwater is in de huidige toestand een gegeven.
Over het traject waar binnendijks geen kleilaag aanwezig is zal door eventuele wijzigingen (berm, drainage) nauwelijks een verandering van het kweldebiet optreden. Over het deel waar wel een kleilaag aanwezig is zal een eventuele verbreking van de kleilaag (door een drainage) wel een vergroting van het kweldebiet veroorzaken (zie ook appendix C). De toelaatbaarheid daarvan zal enerzijds afhangen van de vergroting van het kwelbezwaar dat samenhangt met de lengte waarover de drainage wordt toegepast en anderzijds van de situatie binnendijks en van de beschikbare bemalings-capaciteit.

5.5. Aantasting buitentalud.

Door stroming en golfwerking en eventueel voorkomend drijvend materiaal (hout e.d.) kan het buitentalud worden beschadigd. De beschadigingen kunnen worden beperkt door een goede kleibekleding voorzien van een grasmat op een voldoend flauw talud (28) of door een "harde" bekleding van voldoende zwaarte, waarbij steilere taluds mogelijk zijn.

5.6. Slotopmerkingen

Het bereiken van de gewenste veiligheid bij ontwerppeil zal niet alleen afhangen van de hiervoor genoemde technische factoren maar ook worden beïnvloed door bestuurlijke aspecten.

6. Beoordeling huidige dijkvak.

In dit hoofdstuk zal het waterkerend vermogen van de huidige dijk worden beoordeeld aan de hand van de uitgangspunten zoals die in de vorige paragraaf zijn geformuleerd. Daarbij zullen steeds de drie ontwerppeilen (M.H.W., M.H.W. - 0,50 m resp. M.H.W. - 1,00 m) worden beschouwd.
Achtereenvolgens zullen de kruinhoogte, de stabiliteit van het binnen- en het buitentalud aan de orde komen.

6.1. Kruinhoogte.

Het uitgangspunt voor de berekening van de benodigde waakhoogte boven het ontwerppeil is een wind met een snelheid van 12 m/s uit een richting evenwijdig aan de normaal op de dijk.
Bij de strijklengte van ca. 1500 m en een waterdiepte van rond 5 m voor de dijk kan de golfhoogte en golfperiode worden berekend op H_s = 0,35 m en T = 1,92 s.
Bij het steile binnentalud van de dijk (tg α= 1/1,4) zullen deze golven niet breken.
De oploop kan globaal geschat worden op Z_2 = 1,00 m.
Bij handhaven van de helling van het buitentalud zal de kruinhoogte minimaal een hoogte moeten hebben van

ontwerppeil hmp 190	minimale kruinhoogte hmp 190	benodigde verhoging
8,70	9,70	0,65 m
8,20	9,20	0,15 m
7,70	8,70	-

Bij handhaven van het bestaande steile binnentalud, dat gedeeltelijk van een slechte grasmat is voorzien zou de vereiste waakhoogte bij het ontwerppeil N.A.P. + 8,70 m en 8,20 m nog ca. 0,20 m groter moeten worden genomen.

Conclusie:

Bij een ontwerppeil van N.A.P. + 7,70 m is de bestaande dijkhoogte voldoende. Bij N.A.P. + 8,20 m zal een geringe vergroting van de waakhoogte nodig zijn, terwijl bij ontwerppeil 8.70 m een aanzienlijke verhoging vereist is.

6.2. Standzekerheid binnentalud .

De standzekerheid van het binnentalud van de dijk is aan twee dwarsprofielen bepaald. De keuze van deze profielen is op grond van de informatie in par. 4 en appendix B gemaakt. We onderscheiden profiel A, zonder een binnendijkse kleilaag en profiel B, waarin een 1,50 m dikke kleilaag in het binnentalud is aangehouden. Deze profielen vormen de uitersten van wat betreft de waterspanningen die kunnen ontstaan; de werkelijk voorkomende ongunstigte toestand zal daartussen liggen.
De schematisatie van de profielen en de in appendix B bepaalde, in de stabiliteitsberekening ingevoerde grondeigenschappen zijn aangegeven op tekening-bijlage 6.1. en 6.2.

6.2.1. Afschuiving.

Met inachtneming van de uitgangspunten die genoemd zijn in par. 5.3.1., zijn stabiliteitsberekeningen uitgevoerd. Tevens is de invloed van een variatie van de doorlatendheid van de uiterwaard en van een wijziging van de cohesie onderzocht.
De volgende evenwichtsfactoren werden berekend:
Evenwichtsfactoren, profiel A en B, bestaande toestand binnentalud.

Waterstand t.o.v.	Profiel A			Profiel B			
	lage cohesie	hoge cohesie		lage cohesie		hoge cohesie	
N.A.P.	k_u= 5.10^{-5}	5.10^{-5}	5.10^{-6}	5.10^{-5}	5.10^{-6}	5.10^{-5}	5.10^{-6}
8.70	1,18	1,27	1,37	0,83	0,87	0,99	1,02
8,20	1,18	1,29	1,34	0,85	0,93	1,00	1,07
7,70	1,19	1,30	1,36	0,87	0,90	1,03	1,06

Het glijvak dat bij de minimum evenwichtsfactor behoort is ingetekend op de bijlagen 6.3. t/m 6.8.

Uit bovenstaand overzicht kunnen de volgende conclusies t.a.v. de stabiliteit tegen afschuiven van het binnentalud worden getrokken:

- de invloed van een verlaging van het M.H.W. met 0,50 m respectievelijk 1,00 m heeft een vrij gering effect op de veiligheidscoëfficiënt. Voor profiel A is de invloed bijna te verwaarlozen (ca. 2%), voor profiel B bedraagt dit ruim 10%.
- een variatie in de doorlatendheid van de uiterwaard heeft een vrij gering effect op de evenwichtsfactor. Voor profiel A kan het verschil op ca. 4% worden gesteld, voor profiel B is de invloed iets groter.
- een wijziging van de cohesie van het dijklichaam en de verontreinigde zandlaag geeft wel een duidelijke invloed op de evenwichtsfactor te zien: de invloed kan op 10 á 15% worden gesteld.
- er is een zeer duidelijk verschil in de veiligheid tegen afschuiven voor de twee onderzochte profielen; een dwarsprofiel overeenkomend met de schematisatie van profiel A heeft bij de hogere cohesie een juist voldoende veiligheid tegen afschuiven. Profiel B heeft een onvoldoende stabiliteit.
  Dit verschil wordt voor het grootste deel veroorzaakt door de hogere waterspanningen in profiel B, die kunnen ontstaan door de binnendijkse kleilaag.
- enkele willekeurige verschillen, zoals die voornamelijk in de resultaten van profiel B voorkomen moeten worden beschouwd als berekeningsonnauwkeurigheden.
- uit de uitgevoerde berekeningen met de daarin gebruikte aanname kan worden verklaard dat bij een waterstand die overeenkomt met de bereikte topstand in 1926 het binnentalud juist nog stabiel geweest is.

Voor profiel A, waarbij geen kleilaag in het binnentalud aanwezig is, zal opdrukken vanzelfsprekend niet kunnen voorkomen.
In profiel B zal bij de gehanteerde schematisatie en de vastgestelde doorlatendheidsverhouding bij alle drie ontwerppeilen opdrukken van de binnendijkse kleilaag in het gebied van de glijvakken kunnen plaatsvinden.
Conclusie t.a.v. de stabiliteit tegen afschuiven van het binnentalud:
De berekende evenwichtsfactoren voor profiel A wijzen bij een hoge cohesie van de grond op een juist voldoende stabiliteit. Voor gedeelten met een enigszins lagere cohesie is de stabiliteit onvoldoende. Voor profiel B echter zijn de berekende evenwichtsfactoren beslist onvoldoende.

Aangezien in werkelijkheid de omstandigheden van het dijkvak tussen de beide berekende situaties in zal liggen, zijn de gevonden evenwichtsfactoren als boven- en ondergrens te beschouwen. Omdat de stabiliteit van het profiel A zelfs bij de goede grondeigenschappen maar juist voldoende is en die van profiel B geheel onvoldoende kan de conclusie worden getrokken dat de stabiliteit van het dijkvak als geheel als onvoldoende moet worden geclassificeerd. Deze conclusie is onafhankelijk van het beschouwde ontwerppeil, hoewel vanzelfsprekend de stabiliteit bij de lagere ontwerppeilen beter is.

6.2.2. Interne erosie.

De beoordeling van het gevaar van het ontstaan van zandmeevoerende wellen kan worden beoordeeld aan de hand van de criteria van Lane en/of Bligh. Bij de aangetroffen zandsoort kan een minimum verhouding tussen de grootste kwellengte en het verval op 15 à 18 worden gesteld. Bij het vaststellen van de aanwezige kwellengte doet zich echter een probleem voor: de kleilaag in de uiterwaard is niet geheel waterdicht zodat het "intreepunt" niet bij het begin van de kleilaag, maar dichter bij de dijk moet worden aangenomen.
Om dat op te lossen is een iets andere weg bewandeld: het grondwaterstromingsbeeld nabij de dijkteen (waar de interne erosie begint en het gevaarlijkst is) wordt vergeleken met het beeld bij een hypothetisch geval waarbij de vereiste kwellengte volgens Lane/Bligh is ingevoerd. Het grondwaterstromingsbeeld in het werkelijke geval mag niet ongunstiger zijn dan in het hypothetisch geval.
Voor profiel A kan worden bepaald dat het theoretisch intreepunt bij een doorlatendheid van de uiterwaard van $k = 5.10^{-5}$ m/s op rond 100 m vanaf de binnenteen van de dijk ligt. Bij een minder doorlatende uiterwaard zal die afstand nog worden vergroot. Het maximale verval mag volgens de genoemde criteria bij de grootste doorlatendheid van de uiterwaard dus rond 6 m bedragen.
Bij ontwerppeil N.A.P. + 8,70 m is het verval ongeveer 5,80 m.
Uit de analogon meting blijkt dat de kwelhoeveelheden van de in (16) vermelde maximale waarde met ongeveer een factor 2 overschrijden voor het geval dat de doorlatendheid van de uiterwaard 5.10^{-5} m/s is. Bij de minder goed doorlatende uiterwaard is het overschot geringer (zie tabel 6.6.1.).

Voor profiel B kan een analoge beschouwing worden gegeven. Ook dan blijkt dat het grondwaterstromingsbeeld bij een uniforme opdrukken

van de kleilaag bij de feitelijke situatie gunstiger is dan bij een hypothetisch geval waarbij voldaan wordt aan de bovengenoemde criteria. Een extra onzekerheid wordt hier echter geïntroduceerd door de aanwezigheid van de kleilaag in het binnentalud. Bij plaatselijke opbarstingen kan immers door de concentratie van de grondwaterstroom een gevaarlijker situatie ontstaan. In hoeverre dit in de criteria van Lane en Bligh is ingecalculeerd is niet aan te geven. De verticale verhangen over de kleilaag zijn aanmerkelijk groter dan de maximale waarde die in (16) zijn aangegeven. In ieder geval zal het onder deze omstandigheden nodig zijn eventuele plaatsen waar opbarsten kan voorkomen, en dus de zandmeevoerende wellen kunnen ontstaan, op enige afstand van de dijk te hebben. Hierdoor wordt dan een bufferzone geschapen die eventueel noodzakelijk ingrijpen mogelijk maakt.

Conclusie: De vereiste kwellengte zoals door Lane en Bligh aangegeven is ongeveer aanwezig. Aan de criteria die in (16) worden aangegeven wordt in geen van de beide profielen voldaan.

6.2.3. Verweking door uittredend water.

De hoeveelheid uittredend water uit het binnentalud van de dijk is zeer gering, in de orde van grootte van 10^{-9} m^3/s per m^2 taludvlak bij een doorlatendheid van 10^{-9} m/s van de klei in het dijklichaam. Door deze zeer geringe hoeveelheid uittredend water kan dit onder bepaalde voorwaarden (zoals een vloeiende overgang van binnentalud naar maaiveld) worden toegestaan.

6.3. De standzekerheid van het buitentalud.

De maatgevende omstandigheid voor het buitentalud ontstaat als de waterstand op de rivier daalt. Aangenomen is dat bij dalende rivierstand de hoogte van de zomerkade het laagste peil is dat in korte tijd wordt bereikt. Het uitgangspunt voor de berekening is dan ook een waterstand op de hoogte van de zomerkade (N.A.P. + 5,90 m).
De stabiliteit tegen afschuiven van het buitentalud is aan één dwarsprofiel bepaald. Gekozen is het meest ongunstige dwarsprofiel wat betreft de helling van het buitentalud en de diepte van de strang. De schematisatie is aangegeven op bijlage 6.2. waarop eveneens de in de berekening ingevoerde grondeigenschappen zijn vermeld. Bij de stabiliteitsberekening zijn de waterspanningen op twee manieren ingevoerd, in appendix C respectievelijk aangeduid met geval a en geval b.

Een overzicht van de berekende evenwichtsfactoren is hieronder aangegeven.

Evenwichtsfactoren, Profiel B, bestaande toestand buitentalud.

Waterstand	lage cohesie				hoge cohesie			
	$k_u = 5.10^{-5}$ m/s		$k_u = 5.10^{-6}$		$k_u = 5.10^{-5}$		$k_u = 5.10^{-6}$	
	geval a	geval b	a	b	a	b	a	b
8,70	1,20	0,93	1,22	1,03	1,34	1,11	1,36	1,18
8,20	1,20	1,05	1,30	1,09	1,33	1,20	1,43	1,25
7,70	1,25	1,10	1,31	1,15	1,38	1,24	1,43	1,30

Hieruit kunnen de volgende conclusies ten aanzien van de veiligheid tegen afschuiven van het buitentalud worden getrokken:

- het effect van een verlaging van het ontwerppeil op de berekende evenwichtsfactor is vrij gering. De invloed van een verlaging van de waterstand met 1,00 m kan worden geschat op 10%;
- een wijziging van de doorlatendheid van de uiterwaard heeft ook hier een betrekkelijk gering effect op de evenwichtsfactor: ca. 5%;
- de variatie in de ingevoerde cohesie heeft een wat duidelijker effect op de berekende evenwichtsfactor. De invloed kan worden geschat op bijna 25%;
- de veiligheid tegen afschuiven is bij de aanname van de waterspanningen volgens geval a voldoende. Bij de waterspanningen volgens geval b zijn de berekende evenwichtsfactoren voor de gevallen waarbij met een lage cohesie is gerekend bij de hoogste ontwerppeilen laag. Aangezien echter de veronderstelde waterspanning in werkelijkheid aanmerkelijk gunstiger zal zijn dan in de berekeningen is verondersteld. zal de vastgestelde evenwichtsfactor in werkelijkheid zeker hoger zijn;
- de berekeningsonnauwkeurigheden lijken in deze berekeningen beperkt te zijn gebleken; de berekende evenwichtsfactor van 0,93 bij ontwerppeil N.A.P. + 8,70 m is echter waarschijnlijk ten gevolge van deze onnauwkeurigheden te laag.
- op grond van de berekende evenwichtsfactoren is duidelijk dat in 1926 het buitentalud stabiel geweest moet zijn.

Conclusie: Uit het totaalbeeld van de berekende evenwichtsfactor kan worden vastgesteld dat het risico van afschuiven van het buitentalud voor het hoogste ontwerppeil nog aanvaardbaar is. Voor de lagere ontwerppeilen is de stabiliteit zeker voldoende.

6.4. Waterdichtheid.

Zoals in par. 5.4. aangegeven is de eis van een voldoende waterdichtheid voor het uit klei opgebouwde dijklichaam geen probleem.
De maximale hoeveelheid kwelwater die via de zandondergrond in de polder mag binnendringen is een eis die op andere gronden dan die voor het dijkontwerp wordt bepaald.
Bij de beoordeling van het dijkvak in de huidige vorm is ervan uitgegaan dat aan de hoeveelheid kwelwater geen beperkingen zijn gesteld.
De bij het analogon-onderzoek gemeten kweldebieten zijn aangegeven in appendix C.

6.5. Aantasting buitentalud.

Het te beoordelen dijkvak is vanaf ca. N.A.P. + 5,50 m tot N.A.P. + 8,70 m voorzien van een basaltbekleding. Aantasting van het buitentalud door golven en stroom kan derhalve uitgesloten worden geacht.

6.6. Samenvatting beoordeling bestaande toestand.

- De kruinhoogte van de dijk is voldoende voor het ontwerppeil N.A.P. + 7,70 m. Voor de peilen N.A.P. + 8,20 m zal de kruin enigszins moeten worden verhoogd. Voor het ontwerppeil N.A.P. + 8,70 m zal een verhoging nodig zijn van ongeveer 0,80 m.
- De stabiliteit van het binnentalud tegen afschuiven is bij de drie onderzochte ontwerppeilen onvoldoende.
- Er zijn enkele twijfels aan de veiligheid tegen interne erosie.
- Uittredend kwelwater kan bij een vloeiende overgang van dijklichaam naar maaiveld in dit geval worden toegestaan.
- De stabiliteit van het buitentalud is bij de drie beschouwde ontwerppeilen voldoende.
- De waterdichtheid van de dijk zelf is ruim voldoende. De hoeveelheid

kwelwater die via de zandondergrond de polder binnen komt is aangegeven.

- De aantasting van het buitentalud vormt bij de huidige bekleding geen probleem.

7. Principe oplossingen.

In het voorgaande hoofdstuk is aangetoond dat het waterkerend vermogen van de bestaande dijk niet op alle punten voldoende is. Met name is de waakhoogte bij de hoogste ontwerppeilen te gering en is de veiligheid tegen afschuiven van het binnentalud onvoldoende. Voorts bestaat er enige twijfel aan de veiligheid tegen interne erosie.
De maatregelen die overwogen kunnen worden om het waterkerend vermogen van de dijk bij de drie ontwerppeilen voldoende groot te maken worden in dit hoofdstuk in principe aangegeven.
Bij het opstellen van deze mogelijkheden voor dijkverbetering is zoveel mogelijk rekening gehouden met de in par. 2.3. van de algemene nota genoemde specifieke natuurwetenschappelijke en landschappelijke waarden en de onderlinge prioriteiten die daarin gesteld zijn. Dit betekent, dat de strang en het buitentalud in het geheel niet mogen worden aangetast en dat eventueel noodzakelijke werken in het binnentalud en het aansluitende maaiveld moeten worden uitgevoerd.
Met het oog hierop zijn de volgende verbeteringsmogelijkheden onderzocht:

7.1. Vergroting waakhoogte.

Vergroting van de waakhoogte kan worden bereikt door:

1. verhoging van de dijkkruin waarbij het buitentalud en de bestaande kruinbreedte worden gehandhaafd en het binnentalud wordt aangepast. Deze oplossing betekent dat de dijkvoet binnendijks in de richting van het bos wordt geschoven. Als dit wordt geaccepteerd is het uit constructieve overwegingen verstandig tevens de helling van het binnentalud aan te passen op bijv. 1:2,5 à 1:3. De extra overhoogte die voor gevallen met zeer steil binnentalud zou worden toegepast, kan in dat geval achterwege blijven;
2. verhoging van de kruin onder handhaving van de bestaande taluds. De consequentie van deze oplossing is een versmalling van de dijkkruin. In hoeverre deze oplossing aanvaardbaar is, zal afhangen van de eisen die aan de minimum breedte van de weg worden gesteld. Zo mogelijk kan daarbij een omleiding van het autoverkeer worden overwogen.
   De minimum kruinbreedte die uit oogpunt van dijkbeheer wordt geëist bedraagt ca. 3,50 m (wegbreedte 2,50 m, bermen van 0,50 m)in ver-

band met het onderhoud van de dijk en bereikbaarheid met vrachtauto's e.d. tijdens hoogwater.

3. verhoging van de kruin door toepassing van een damwand of muurtje in de buitenkruin. Dit alternatief is echter zowel technisch als uit landschappelijk oogpunt minder aantrekkelijk.
   Coupures zijn bij het onderhavige dijkvak niet nodig.

7.2. Verbetering stabiliteit binnentalud.

De stabiliteit tegen afschuiven kan worden vergroot door een verhoging van de korrelspanning door ophogingen of door reductie van de waterspanningen in de dijk en de ondergrond, eventueel gecombineerd met een vermindering van het "aandrijvend moment" van de afschuiving.
Verbetering van de veiligheid tegen interne erosie kan in principe worden verkregen door een vermindering van het verval over de dijk, een verlenging van de kwelweg of door het verminderen van de potentiaal in de zandondergrond nabij de binnenteen van de dijk.
Bij een verhoging van de kruin volgens oplossing 1 wordt het binnentalud flauwer gemaakt, tot 1:3. De aanvulling kan dan met zand geschieden, met een afdekking van klei ter dikte van 0,80 m à 1,00 m. Het is technisch minder gewenst het talud in dat geval dezelfde helling te geven als het nu aanwezige; bij de verbreding van enkele meters wordt een "schil" van betrekkelijk geringe dikte tegen de bestaande dijk aangebracht. De bestaande flora op de dijk wordt in dat geval ook aangetast, terwijl daarnaast eveneens aanvullende werken nodig zullen zijn op het aansluitende maaiveld.
Tevens zal een flauwere helling het onderhoud van het dijktalud vergemakkelijken en zal een grasmat zich beter kunnen ontwikkelen.

Indien aan een kruinverhoging volgens oplossing 2 de voorkeur wordt gegeven, kunnen verbeteringen van de stabiliteit worden gezocht in maatregelen nabij de binnenteen van de dijk. Door de voorzieningen zoveel mogelijk in hoogte te beperken kan dan het grootste gedeelte van het binnentalud onaangetast blijven. Anderzijds is het ook mogelijk de maatregelen zoveel mogelijk in breedte te beperken.
Als maatregelen ter vergroting van de stabiliteit van het binnentalud bij het te beoordelen dijkvak kunnen worden genoemd:

a/b. Naar de vormgeving kan een onderscheid worden gemaakt in relatief lange, lage bermen (a) en relatief hoge korte bermen (b).

c. drainage

d. kwelkade

e. damwand

ad a lange, lage berm

Een berm is voor de stabiliteit van de dijk in twee opzichten gunstig. Bij de glijvlakberekeningen wordt het aandrijvend moment verminderd en worden de korrelspanningen verhoogd. Bovendien wordt met een berm een bufferzone gecreëerd met als voordeel dat eventueel toch voorkomende zandmeevoerende wellen op enige afstand van het eigenlijke dijklichaam ontstaan.

Bij enige overhoogte kunnen struiken op de berm worden toegelaten. De begroeiing mag dan echter niet zodanig zijn dat het achterliggende terrein bij hoogwater vanaf de dijk onbereikbaar is. De nu aanwezige bomen kunnen dan mogelijk voor een deel gespaard blijven.

ad b hoge, korte berm

Een hoge, korte berm heeft in principe dezelfde gunstige werking op het waterkerend vermogen van de dijk. Uit technisch oogpunt is een lagere lange berm echter te prefereren. Ten eerste zal bij een langere berm een groter deel van het schuifvlak "afgedekt" zijn. In de tweede plaats zal de bufferzone in geval van een lange berm breder zijn.
Bomen en struiken moeten van een korte berm worden geweerd.

ad c drainage

Door de aanleg van een drainage, die de kleilaag in de nabijheid van de dijkteen doorbreekt, zal de waterspanning in de ondergrond en het dijklichaam worden gereduceerd. De mate waarin dit gebeurt zal voornamelijk afhangen van de grootte (oppervlak) van het filter ter hoogte van de onderzijde van de kleilaag. De hoeveelheid kwelwater zal toenemen bij aanleg van de drainage en des te meer naarmate het filter groter van afmeting is. De relatief dunne kleilagen (< 1,50) vormen een gunstige factor: De aanleg is relatief eenvoudig, de toename van de kwel is gering en de breedte van het filter op het maaiveld is relatief klein.
Het nadeel van filter is echter het extra risico door de onzekerheid die bestaat over de werking. De aanleg van de drainage vereist een zeer zorgvuldig onderzoek over de opbouw van de bodem. Voorts zijn er onzekerheden over de werking op de lange duur. Toepassing van filters zal een regelmatige inspectie en controle op de werking bij voorkomende hogere rivierafvoeren aan de hand van peilbuiswaarnemingen noodzakelijk maken.
Bomen en struiken kunnen niet worden toegestaan in de drainage-strook.

ad d kwelkade

De aanleg van een kwelkade is een mogelijkheid voor dijkverbetering, die in dit geval niet zo effectief zal zijn; De stabiliteit tegen afschuiven, waaraan het bij het te beoordelen dijkvak het meest ontbreekt, zal nauwelijks worden beïnvloed door de vorming van een gebied. De korrelspanningen zullen namelijk nagenoeg niet worden vergroot, voor een deel zelfs verminderd, en de enige positieve bijdrage door de werking van de waterschijf op het binnendijksterrein.

De vorming van een kwelgebied ligt meer voor de hand in gevallen waarbij het gevaar voor een interne erosie het belangrijkste probleem is. Zoals in par. 6.2. aangegeven speelt dit voor het onderhavige dijkvak een ondergeschikte rol.

ad e damwand

Het toepassen van een damwand ter vergroting van de stabiliteit van het binnentalud kan op twee principieel verschillende manieren plaatsvinden.
In de eerste plaats is er de mogelijkheid om met behulp van damwanden de waterspanningen te reduceren. Daarnaast is er de toepassing van een al of niet verankerde damwand, die een wezenlijke bijdrage levert aan de stabiliteit van het talud doordat een deel van de krachten door de damwand wordt opgevangen.
De toepassing van damwanden bij dijkverbetering heeft nadelen ten opzichte van de gebruikelijke verzwaringen in grond. Deze nadelen liggen voornamelijk in de extra risico's van het gebruik van damwanden (19), die onder meer worden veroorzaakt door het verschil in gedrag van de damwand (star element) en de omringende grond van het dijklichaam, de problemen bij de controle op de juiste werking en de beperkte levensduur van de damwand.

8. Uitwerking principe oplossingen.

In dit hoofdstuk wordt van de in het vorige hoofdstuk aangegeven principe oplossingen het waterkerend vermogen nader uitgewerkt. Daarbij zullen achtereenvolgens de aspecten van de kruinhoogte, de invloed van een eventuele kruinverhoging op de standzekerheid van het buitentalud en de standzekerheid van het binnentalud worden behandeld.
De waterdichtheid van de dijk bij de verschillende verbeteringen zal eveneens beknopt worden bezien.
Het aspect van de aantasting van het buitentalud is niet aan de orde, omdat dit talud niet wordt gewijzigd.

8.1. Kruinhoogte.

Bij handhaving van de helling van het bestaande buitentalud bedraagt de 2% golfoploop 1,50 m.

Bij oplossing 1,waarbij de breedte van de kruin niet wordt gereduceerd en de helling van het binnentalud wordt verflauwd leidt dit tot de volgende kruinhoogten:

ontwerppeil	kruinhoogte
8,70	9,70
8,20	9,20
7,70	8,70

Bij oplossing 2, waarbij de bestaande taluds worden gehandhaafd en de kruin van de dijk wordt versmald is de golfoploop gelijk aan die bij oplossing 1. Omdat het steile binnentalud wordt gehandhaafd is een reductie gewenst van het aantal golven dat de kruin bereikt of overschrijdt. Hiervoor is de waakhoogte met 20% vergroot.

De kruinhoogten worden dan:

ontwerppeil	kruinhoogte
8,70	9,90
8,20	9,40
7,70	8,90

Bij een verhoging tot N.A.P. + 9,90 m zal de breedte van de kruin worden verkleind, doorgaans tot 3,50 m of meer. Deze breedte is juist voldoende voor inspectie en bewaking van de dijk bij hoge rivierstanden. Bezien dient te worden of deze versmalling verantwoord is in verband met het verkeer over de dijk. Omleiding van het autoverkeer zou mogelijk zijn via de op bijlage 8.1. aangegeven route.

Bij hmp 192 wordt de breedte echter gereduceerd tot ca. 2,50 m. Dit is zeker te gering. Over een beperkte lengte zal dan in ieder geval de kruin verbreed moeten worden door middel van een binnendijkse verzwaring.
Bij oplossing 3,waarbij een damwand of muurtje in de buitenkruinlijn wordt aangebracht,kan de 2%-golfoploop worden geschat op ca. 0,70 m.
Als om dezelfde redenen als bij oplossing 2 aangegeven de waakhoogte met ca. 20% wordt vermeerderd is de vereiste hoogte van bovenkant damwand of het muurtje als volgt:

ontwerppeil	hoogte bovenkant damwand
8,70	9,55
8,20	9,05
7,70	8,55

Op de constructieve details van deze oplossing zal hier niet worden ingegaan.

8.2. Standzekerheid buitentalud.

De standzekerheid van het buitentalud voor de bestaande toestand werd als voldoende beoordeeld (zie par. 6.3.).
De voor de hogere ontwerppeilen vereiste kruinverhoging, die in de vorige paragraaf is berekend, zal voor de oplossingen 1 en 2 de veiligheid tegen afschuiven echter verminderen. De invloed van 0,80 m verhoging op de evenwichtsfactoren van profiel B is nader berekend.
De evenwichtsfactoren zijn bepaald op:

Evenwichtsfactoren profiel B, kruin 0,80 m verhoogd

ontwerppeil in m t.o.v. N.A.P.	lage cohesie				hoge cohesie			
	5.10^{-5} m/s		5.10^{-6} m/s		5.10^{-5} m/s		5.10^{-6} m/s	
	a	b	a	b	a	b	a	b
8,70 kruin 0,80 m verhoogd	-	0,90	1,14	0,98	-	1,04	1,25	1,11
8,70 kruin niet verhoogd (zie par.6.3.)	1,20	0,93	1,22	1,03	1,33	1,11	1,36	1,18

De kruinverhoging blijkt een betrekkelijk geringe invloed te hebben op de berekende evenwichtsfactor. Het risico van afschuiven van het buitentalud is nog juist aanvaardbaar.

8.3. Standzekerheid binnentalud.

In deze paragraaf zullen de verschillende oplossingen voor verbetering van de standzekerheid van het binnentalud worden uitgewerkt. Achtereenvolgens zullen de mogelijkheden bij de hiervoor genoemde oplossingen voor kruinverhoging worden behandeld.
In par. 8.3.1. wordt de invloed van een verflauwing van het binnentalud in combinatie met de vereiste aanpassing van de kruinhoogte bij een gelijkblijvende kruinbreedte behandeld.
In de daaropvolgende par. 8.3.2. t/m 8.3.6. worden de diverse verbeteringsmogelijkheden behandeld bij instandhouden van de beide huidige

taluds. De berekende evenwichtsfactoren hebben betrekking op de gevallen waarbij de vereiste kruinhoogte bereikt is door een verhoging in grond. De gevallen waarbij de kruin wordt verhoogd met een damwand of een muurtje zijn niet afzonderlijk aangegeven. Deze evenwichtsfactoren zullen enigszins hoger liggen.

8.3.1. Verflauwing binnentalud.

1. Afschuiving

Het handhaven van de oorspronkelijke kruinbreedte bij een verhoging van de dijk tot N.A.P. + 9,70 m respectievelijk + 9,20 m en het gelijktijdig verzwaren van het binnentalud tot 1:3 vergroot de stabiliteit van het binnentalud aanmerkelijk. Berekeningen naar de evenwichtsfactor tegen afschuiven zijn alleen voor profiel B uitgevoerd. Het schema is op bijlage 8.2. en 8.3. aangegeven. De berekende evenwichtsfactoren zijn in onderstaande tabel samengevat.

Evenwichtsfactoren profiel B, binnentalud 1:3

ontwerppeil t.o.v. N.A.P.	lage cohesie $k_u = 5.10^{-5}$ m/s		hoge cohesie $k_u = 5.10^{-5}$ m/s	
	geval 1	geval 2	geval 1	geval 2
8,70	1,19	1,22	1,28	-
8,20	1,22	1,28	1,33	-
7,70	-	-	-	-

De evenwichtsfactoren voor profiel A zijn voor dit geval niet nader berekend. Ze zullen bij dezelfde verbeteringsmaatregelen zeker hoger zijn dan die van de bestaande toestand.

Aangezien het gebleken is dat een wijziging van de doorlatendheid van de uiterwaard van 5.10^{-5} m/s en 5.10^{-6} m/s een verschil van enkele procenten in de berekende evenwichtsfactor veroorzaakt zijn de berekeningen alleen uitgevoerd bij $k_u = 5.10^{-5}$ m/s. Wel is de invloed van een variatie in de cohesie nagegaan.
Voor de eigenschappen van het zand en de verweerde buitenste laag van de dijkkern zijn de wrijvingseigenschappen ook gevariëerd (zie bijlage 8.2.). De evenwichtsfactor is niet berekend voor het ontwerppeil N.A.P. + 7,70 m. Voor dat geval kan één van de hierna volgende oplossingen voor dijkverbetering worden toegepast.

Uit de berekende evenwichtsfactoren kunnen de volgende conclusies worden getrokken.

- De verzwaring van het binnentalud tot een helling 1:3 geeft voor het hoogste ontwerppeil een duidelijke verbetering van de stabiliteit. De berekende evenwichtsfactoren tonen echter aan dat de veiligheid tegen afschuiven nog onvoldoende is. Aanvullende werken in het aansluitende maaiveld zijn nodig (bijv. een berm van bescheiden omvang).
- Een verlaging van het ontwerppeil tot N.A.P. + 8,20 m heeft een gering effect op de berekende evenwichtsfactor (ca. 5%). De benodigde verbeteringen zullen practisch gelijk zijn aan die bij het ontwerppeil N.A.P. + 8,70 m.
- Een hogere cohesie van de grond leidt tot een duidelijke vergroting van de evenwichtsfactor. De evenwichtsfactor is ook in dit geval echter nog te gering om aanvullende voorzieningen aan de teen achterwege te laten.

2. Interne erosie

De veiligheid tegen interne erosie is door de zandverzwaring van het binnentalud aanzienlijk verbeterd. In de eerste plaats is de kwelweg vergroot waardoor het gevaar voor het ontstaan van interne erosie nog verder verminderd is. Daarnaast zal door de zandaanvulling bij een onverhoopt begin van interne erosie de ontstane erosiegang worden dichtgedrukt.

3. Verweking door uittredend water

Verweking van het binnentalud door uittredend water wordt voorkomen met een eenvoudige teendranaige.

4. Conclusies

Een taludverzwaring tot een helling van 1:3, geeft een nog onvoldoende veiligheid tegen afschuiven. Aanvullende voorzieningen, bijvoorbeeld een berm van geringe afmetingen moeten worden getroffen.
Deze maatregelen geven eveneens een voldoende veiligheid tegen interne erosie. Een teendrainage voorkomt het uittreden van kwelwater uit het binnentalud. Door de verflauwing van het binnentalud zal zich een goede grasmat kunnen ontwikkelen. Het onderhoud wordt vergemakkelijkd.

8.3.2. Lange, lage bermen.

De bermen die worden aangebracht om de standzekerheid van de dijk te vergroten moeten bestaan uit zand. Ze kunnen worden afgedekt met een laagje teelaarde. De minimum afmetingen van deze bermen worden voor het onderhavige dijkvak in eerste instantie bepaald door de eis van een voldoende zekerheid tegen afschuiven. Daarnaast wordt de hoogte van de berm bepaald door de eis dat een voldoend gering verticaal verhang aanwezig is over de kleilaag en de berm om ter plaatse zandmeevoerende wellen te voorkomen.

1. Afschuiving

Stabiliteitsberekeningen werden uitgevoerd voor zowel profiel A als voor profiel B.

De lengte van de berm werd gekozen op 10 m en 15 m.

De hoogte van de berm werd in profiel A gelijk gekozen aan de freatische lijn in de berm. Dit betekent een hoogte van ca. 1,00 m ten opzichte van het maaiveld.

In profiel B werd de hoogte vastgelegd door het minimum verticale verhang i_v = 0,6 over de kleilaag en de berm bij het ontwerp N.A.P. + 8,70 m. Dit resulteerde eveneens in een hoogte van ca. 1,00 m boven het maaiveld.

De schematisaties zijn aangegeven op bijlage 8.4. t/m 8.7.

De stabiliteitsberekeningen leiden tot de in onderstaande tabellen samengevatte minimum evenwichtsfactoren. De kritieke glijcirkels zijn ingetekend op bovengenoemde bijlagen.

Evenwichtsfactoren profiel A, lange, lage berm.

	hoge cohesie	
ontwerppeil t.o.v. N.A.P.	berm 10 m $k_u = 5.10^{-5}$ m/s	berm 15 m $k_u = 5.10^{-5}$ m/s
8,70	(1,32) [1)]	(1,37)
8,20	1,34	niet berekend
7,70	1,34	niet berekend

1) De tussen haakjes geplaatste evenwichtsfactoren zijn berekend bij de bestaande kruinhoogte. De evenwichtsfactoren na een verhoging van de kruin zullen enigszins lager zijn.

Evenwichtsfactoren profiel B, lange, lage berm (hoogte 1,00 m)

ontwerppeil t.o.v. N.A.P.	lage cohesie		hoge cohesie	
	berm 10 m $k_u = 5.10^{-5}$m/s	berm 15 m 5.10^{-5}m/s	berm 10 m 5.10^{-5}m/s	berm 15 m 5.10^{-5}m/s
8,70	1,07	(1,17)	1,19	(1,31)
8,20	1,19	1,19	1,32	1,33
7,70	1,20	1,20	1,31	1,33

De volgende conclusies kunnen worden getrokken:

- De invloed van het aanbrengen van een berm in profiel A heeft een betrekkelijk gering effect op de evenwichtsfactor. Deze gaat t.o.v. het profiel zonder berm met 0,05 à 0,10 omhoog.
- De invloed van de berm op de evenwichtsfactor van profiel B is aanmerkelijk groter. Bij een berm van 10 m à 15 m is de toename in de evenwichtsfactor ongeveer 0,20 tot 0,30.
- Uit de ligging van de glijcirkel, die bij de minimale evenwichtsfactor behoort, blijkt dat door het aanbrengen van een berm het kritieke glijvlak wordt bepaald door de steilheid van het talud.
- Het verschil in de berekende evenwichtsfactoren bij een bermlengte van ca. 15 m is daarom voor beide profielen gering
- Door het aanbrengen van de berm met een lengte van 10 m en een hoogte van rond 1,00 m neemt de evenwichtsfactor van de diepere glijcirkels toe tot ongeveer n = 1,3 à 1,4. Vergroting van de bermlengte tot 15 m heeft geen zin, omdat ook bij bermlengte van 10 m de maatgevende diepe glijcirkels een voldoende veiligheid hebben.

- Bij toepassing van lange bermen in het verbeteringsontwerp zal de minimum veiligheid tegen afschuiven dus vrijwel onafhankelijk zijn van de dikte van de kleilaag in het binnenland. Wel zal de evenwichtsfactor voor de diepere glijcirkels voor profiel A aanmerkelijk hoger liggen dan die in profiel B.

De invloed van de wrijvingseigenschappen van de grond is duidelijk merkbaar op de resultaten van de stabiliteitsberekening. Aangezien de evenwichtsfactoren bij de lage cohesie in de dijk en de ondergrond als onvoldoend moet worden aangemerkt voor bermen met de hiervoor genoemde afmetingen wordt voorts de stabiliteit bepaald van profiel B bij een ca. 0,50 m hogere berm. Voor het ontwerppeil N.A.P. + 8,70 is bovendien de berm bij de aansluiting op het binnentalud van de dijk nog eens 0,50 m hoger ontworpen om het effect van de bermverhoging op te vangen. Deze verhoging is voldoende om de evenwichtsfactor te doen toenemen tot waarden die zijn verzameld in onderstaand tabel.

Evenwichtsfactoren profiel B, lange, lage berm, hoogte 2,00 á 1,50 m

ontwerppeil t.a.v. N.A.P.	lage cohesie berm 10 m $k_u = 5.10^{-5}$ m/s	lage cohesie berm 15 m $k_u = 5.10^{-5}$ m/s
8,70	1,32	niet berekend
8,20	1,33	niet berekend
7,70	1,33	niet berekend

Uit deze evenwichtsfactoren blijkt dat een berm met een lengte van 10 m en een hoogte van 2,00 m voor ontwerppeil N.A.P. + 8,70 en 1,50 m voor de lagere ontwerppeilen bij de gemiddeld slechtste grondeigenschappen voldoende veiligheid biedt tegen het gevaar van afschuiven. Aangezien het niet uitgesloten is dat de gemiddelde wrijvingseigenschappen over een bepaald traject van het dijkvak overeenkomen met de ingevoerde laagste waarden, dient de minimum hoogte van de berm uit oogpunt van veiligheid tegen afschuiven, op 2,00 á 1,50 m te worden gesteld. Verlaging van de bermhoogte tot 1,50 á 1,00 m is slechts dan verantwoord als wordt aangetoond dat de gemiddelde wrijvingseigenschappen overeenstemmen met of hoger zijn dan de hoogste in de berekening ingevoerde wrijvingseigenschappen.

2. Interne erosie

De aanleg van de berm heeft een gunstige invloed op het gevaar van interne erosie. In de eerste plaats zal in beide profielen de kwellengte worden vergroot met 10 m respectievelijk 15 m, waardoor de verhouding tussen de kortste kwelweg en het verval eveneens wordt vergroot.

Daarnaast is het grote voordeel voor profiel A dat de freatische lijn tot nagenoeg aan het eind van de berm geheel binnen het profiel ligt. Dit heeft tot gevolg dat een eventueel aangrijpingspunt voor de zandmeevoerende wellen daar en niet ter plaatse van de dijkteen (bij de beëindiging van de kleilaag) in de bestaande toestand ligt.
Evenzo is in profiel B de plaats waar eventuele zandmeevoerende wellen, ondanks het voldoen aan de vereiste kwellengte, toch nog zouden kunnen ontstaan op een afstand van minstens 10 m van de huidige binnenteen verschoven. De bermhoogte van ca. 1,00 m is juist voldoende met oog op verticale verhang. Bij een bermhoogte van 1,50 m of hoger wordt ruim voldaan aan het daarvoor geldende criterium.

Verticaal verhang profiel B Bermlengte 10 m

ontwerppeil	bermhoogte 1,00 m	bermhoogte 1,50 m
8,70	0,6	0,35
8,20	0,55	0,3
7,70	0,5	0,3

Ook de veiligheid tegen opdrijven is nabij de dijkteen gewaarborgd. De verhouding tussen het gewicht van de grondlagen en de opdrijvende kracht is in onderstaande aangegeven.

Opdrijven profiel B Bermlengte 10 m

ontwerppeil	bermhoogte 1,00 m	bermhoogte 1,50 m
8,70	1,25	1,5
8,20	1,28	1,54
7,70	1,32	1,58

3. Verweking binnentalud

De freatische lijn in het dijklichaam snijdt bij beide profielen bij alle ontwerpwaterstanden het binnentalud boven de 1 meter hoge berm.
Bij een bermhoogte van 1,50 m is er in profiel A geen uittredend kwelwater, in profiel B daarentegen wel.

Het uittreden van kwelwater kan in alle gevallen worden voorkomen of in ieder geval zeer worden beperkt door de zandberm enigszins in het bestaande dijkprofiel in te kassen.

Het uittreden van het kwelwater uit de zandberm, die beëindigd wordt onder een talud 1:3, behoeft geen bijzondere voorzieningen.

4. Waterdichtheid

Door het aanbrengen van een berm zal de totale hoeveelheid kwelwater enigszins verminderen. Verwezen wordt naar tabel C 6-1.

5. Conclusies

Lange, relatief lage bermen bieden voor het te behandelen dijkvak een mogelijkheid voor dijkverbetering, waarbij de bestaande dijk bijna geheel onaangetast blijft.

De veiligheid tegen afschuiven wordt voldoende geacht bij een bermlengte van 10 m en een bermhoogte van 1,50 m. Deze afmetingen geven eveneens voldoende veiligheid tegen interne erosie. Door een geringe inkassing van de bermen in het bestaande dijktalud is het mogelijk het uittreden van kwelwater uit het binnentalud te voorkomen.

8.3.3. Hoge, korte bermen.

Teneinde na te gaan of het mogelijk is de lengte van de berm te verkleinen bij een gelijktijdige verhoging daarvan zijn een aantal stabiliteitsberekeningen uitgevoerd. De basisbreedte van de berm werd bepaald op 5 m, voor de hoogte werd 2 m aangehouden en het talud werd vastgesteld op 1:3.

1. Afschuiving

De stabiliteitsberekeningen die werden uitgevoerd zijn beperkt tot profiel B. De stabiliteit van profiel A zal minstens even goed zijn.
De berekende minimum evenwichtsfactoren zijn verzameld in onderstaande tabel. De kritieke glijcirkels zijn ingetekend op bijlage 8.9.

Evenwichtsfactoren profiel B korte, hoge berm

ontwerppeil	lage cohesie $k_u = 5.10^{-5}$ m/s	hoge cohesie $k_u = 5.10^{-5}$ m/s
8,70	1,06	1,20
8,20	1,16	1,32
7,70	1,18	1,35

De volgende conslusies kunnen worden getrokken:

- De berekende evenwichtsfactoren bij de korte, hoge berm zijn ongeveer even hoog als bij de 10 m brede, 1 m hoge berm.
- De kritieke glijvlakken hebben nu echter een geheel andere ligging. Bij de 10 m lange berm lag de glijcirkel met de kleinste evenwichtsfactor relatief ondiep in het dijklichaam boven de berm. Het kritieke glijvlak wordt nu zodanig verplaatst dat een groot deel van de berm een bijdrage levert aan het aandrijvend moment. De cirkel reikt nu tot ver voorbij de teen van de aanberming. Een deel bevindt zich in het gebied dat opdrijft. Dit geeft aanleiding tot extra onzekerheden in de berekening.
- De stabiliteit van de dijk met de korte, hoge berm moet dan ook als onvoldoende groot worden beschouwd voor gedeelten met lage grond sterkte-eigenschappen. Ook voor het geval van de hoge cohesie is de zekerheid tegen afschuiven bij het hoogste ontwerppeil onvoldoende.

De stabiliteit kan vanzelfsprekend worden verhoogd door vergroting van de bermbreedte. De minimaal noodzakelijk geachte breedte is niet nader vastgesteld; het verschil met een 10 m brede berm wordt dan zo gering dat er geen wezenlijk onderscheid meer is tussen een "lange" en een "korte" berm.

2. Interne erosie

Ten aanzien van de verbetering van de veiligheid tegen interne erosie heeft de korte berm evenals een langere berm een gunstige invloed. Hierbij is een korte berm ongunstiger dan een lange berm, omdat het eventuele aangrijpingspunt

voor zandmeevoerende wellen dichter bij de dijk ligt.
Toepassing van de criteria levert het volgende op:
- de minimaal vereiste kwelweg is aanwezig
- het verticale verhang bij de binnenteen van de dijk over de kleilaag en zandaanvulling is groot genoeg
- het kritieke verhang wordt reeds op korte afstand van de huidige dijkteen overschreden.

3. Verweking binnentalud

De hoge, uit zand opgebouwde bermen voorkomen dat aan het vrije oppervlak van het binnentalud kwelwater uittreedt. Bijzondere voorzieningen zoals inkassingen in het bestaande dijklichaam zijn niet nodig. Wel verdient het aanbeveling een eenvoudig teenfilter in het talud van een korte berm aan te brengen om instabiliteit van het relatief hoge talud te voorkomen.

4. Waterdichtheid

Evenals bij langere bermen zal het aspect van de waterdichtheid van de dijk bij toepassing van een korte berm in gunstige zin worden beïnvloed.

5. Conclusies

Dijkverbetering met een korte, hoge berm bieden voor het onderhavige dijkvak in principe mogelijkheden voor toepassing. Het is echter gebleken dat de bermafmetingen: breedte 5 m, hoogte 2 m, bij een taludhelling van 1:3 te gering zijn om voldoende veiligheid tegen afschuiven te verkrijgen. Met name de geringe breedte is een nadelige factor.

De geringe breedte is eveneens een nadelige factor voor de veiligheid tegen interne erosie; de bufferzone is in feite zeer beperkt.

De relatief grote hoogte van de berm is gunstig om uittredend kwelwater uit het binnentalud van de dijk te voorkomen. De stabiliteit van het talud van de berm moet worden gewaarborgd met een eenvoudig teenfilter.

8.3.4. Drainage.

Een geheel andere mogelijkheid om de standzekerheid van de dijk te verhogen wordt gevonden in drainage systemen. Hiermee wordt dan het grondwaterstromingsbeeld zodanig beïnvloed dat de waterspanningen voldoende worden gereduceerd.

1. Afschuiving

De stabiliteitsberekeningen werden zowel aan profiel A als aan profiel B uitgevoerd. De vorm van het filter is in eerste instantie zodanig bepaald dat zoveel mogelijk werd aangesloten bij het bestaand profiel. Op bijlage 8.10 en 8.11 is het ingetekend:
In profiel A ligt de basis van het filter 1 m beneden het maaiveld voor profiel B is het filter 0,50 m in de zandondergrond ingegraven. De basisbreedte is in beide profielen gelijk, namelijk 2 m. Bij de bepaling van het grondwaterstromingsbeeld is ervan uitgegaan dat de weerstand van het filter verwaarloosbaar is.
De berekende evenwichtsfactoren zijn samengevat in onderstaand tabel. De kritieke glijcirkels zijn ingetekend op de zojuist genoemde bijlagen.

Evenwichtsfactoren profiel A, drainage

ontwerppeil t.o.v. N.A.P.	$k_u = 5.10^{-5}$ m/s
8,70	(1,36)
8,20	1,39
7,70	1,36

Evenwichtsfactoren profiel B, drainage

ontwerppeil t.o.v. N.A.P.	lage cohesie $k_u = 5.10^{-5}$ m/s	hoge cohesie $k_u = 5.10^{-5}$ m/s
8,70	1,12	1,22
8,20	1,19	1,31
7,70	1,21	1,34

De berekende stabiliteitsfactoren geven aanleiding tot de volgende opmerkingen:

- De invloed van een drainage op de stabiliteit van profiel A is niet groot: de vergroting van de evenwichtsfactor t.o.v. de bestaande toestand is minder dan 0,10.
- De invloed van profiel B is aanmerkelijk groter n.l. 0,20 à 0,30.
- De kritieke glijvlakken liggen niet diep. De glijcirkels die onder de drainage doorlopen hebben een ruime stabiliteit.
- De evenwichtsfactoren van profiel A wijzen op een voldoende stabiliteit. De berekende evenwichtsfactoren van profiel B hebben in geval van de lage cohesie een onvoldoende veiligheid tegen afschuiven.
- De veiligheid tegen afschuiven van het filtergedeelte dat onder de helling 1:1,7 is aangebracht is te gering. De evenwichtsfactor is ongeveer 1.

De evenwichtsfactoren kunnen worden verhoogd door een aanpassing van de vorm van de drainage, met name door een verflauwing van het talud, waardoor een geleidelijke overgang van het dijktalud naar het maaiveld wordt verkregen (zie bijlage 8.2.).
Ook is het mogelijk de grondwaterpotentialen nog verder te verlagen door het filter te verbreden.

Een aanpassing van het talud van de drainage leidt tot de volgende evenwichtsfactoren

Evenwichtsfactoren profiel B, aangepaste drainage

ontwerppeil. t.o.v. N.A.P.	lage cohesie k_u = 5.10 m/s	hoge cohesie 5.10^{-5} m/s
8,70	1,38	-
8,20	1,48	-
7,70	1,50	-

De berekende evenwichtsfactoren zijn voldoende. In verhouding met tot de dijkverbetering door verflauwing van het talud of met een berm is bij toepassing van een drainage een enigszins hogere evenwichtsfactor vereist in verband met de grotere onzekerheden daarvan.

Vanzelfsprekend is het mogelijk de evenwichtsfactor nog meer te verhogen door de basisbreedte van de drainage te vergroten. Dit aspect is nu niet nader onderzocht.

2. Interne erosie

Door de drainage wordt het grondwaterstromingsbeeld zodanig beïnvloed dat er geen gevaar voor het ontstaan van zandmeevoerende wellen is.
In profiel A wordt door de drainage het aangrijpingspunt voor de wellen, n.l. op de beëindiging van de klei van het dijklichaam, weggenomen. In profiel B worden de grondwaterpotentialen zodanig verlaagd dat het verticale verhang over de kleilaag in de nabijheid van de dijk voldoende wordt gereduceerd.
Vanzelfsprekend zal de constructie van de drainage zodanig moeten zijn dat transport van bodemmateriaal door het filter uitgesloten is. In dit verband kan worden verwezen naar de bekende filteropbouwregels zoals die in de literatuur worden aangetroffen.

3. Verweking binnentalud

Uittreden van kwelwater uit het binnentalud van de dijk wordt voorkomen door de drainage over een hoogte tot ca. 1,50 m boven het aansluitende maaiveld in het talud van de dijk door te zetten. Daarbij kan tevens enige inkassing worden toegepast.

4. Waterdichtheid

De hoeveelheid kwelwater neemt na aanleg van een drainage in principe toe.
Voor profiel A is de toename zeer beperkt. Bij profiel B echter neemt als gevolg van het doorbreken van de kleilaag in het binnenland de kwelhoeveelheid aanzienlijk toe. In het analogononderzoek is een vergroting met ongeveer de helft van het debiet bij de huidige toestand gemeten. Overigens kan hierbij nog worden opgemerkt dat de absolute waarde van het kweldebiet in profiel B na aanbrengen van een drainage geringer is dan in profiel A.

5. Conclusies

Drainages bieden evenals bermen mogelijkheden voor dijkverbetering. De veiligheid tegen afschuiven wordt verbeterd doordat de grondwaterpotentialen worden verminderd. De mate waarin de potentialen afnemen zal onder meer afhangen van de afmetingen van de drainage. Bij het onderhavige dijkvak dient een drainage met een minimum afmeting zoals op tek. 8.12. is aangegeven, te worden toegepast.

De veiligheid tegen interne erosie is eveneens gewaarborgd. Door het filter worden de aangrijpingspunten voor zandmeevoerende wellen bij de dijkteen weggenomen. De potentialen onder het kleipakket binnendijks van het filter worden voldoende gereduceerd. De constructie van het filter moet vanzelfsprekend zodanig zijn dat geen materiaal kan worden uitgespoeld.
De hoeveelheid kwelwater neemt ca. 50% toe t.o.v. de toestand waarbij de kleilaag intact blijft.
Het al of niet functioneren van een drainage hangt sterk af van de overeenstemming tussen de uitgangspunten in de berekeningen en de werkelijkheid. Dit betekent met name:

- stoorlagen (van relatief slecht doorlatende grond) mogen niet voorkomen in het gebied juist onder de drainage, tenzij deze lagen doorbroken worden en de diepte van de drainage wordt vergroot tot beneden dat niveau.
  Een uitgebreid boorprogramma is nodig om deze eventuele stoorlagen vast te stellen.

- vervuiling en daardoor verstopping van het filter mag geen ernstige vormen aannemen. Om dit te controleren zal een bewaking met peilbuizen nodig zijn. Eventueel moet bij toenemende weerstand de drainage van tijd tot tijd worden vernieuwd.

8.3.5. Kwelkade.

Zoals reeds in par. 7.2. is aangegeven wordt de stabiliteit tegen afschuiven door de aanleg van een kwelkade niet belangrijk verbeterd. Bij het onderhavige dijkvak ontbreekt het juist voornamelijk aan een voldoend hoge evenwichtsfactor voor het binnentalud zodat verwacht wordt dat de dijkverbetering door de aanleg van een kwelkade niet de eerst aangewezen oplossing is.

Enkele oriënterende stabiliteitsberekeningen werden uitgevoerd. Daarbij bleek dat de evenwichtsfactor bij een waterstand in het kwelgebied van 1 m tot 2 m boven maaiveld met minder dan 10 tot 25% toenam ten opzichte van de bestaande toestand. Zelfs bij een toename van 25% wordt de evenwichtsfactor niet zo groot dat de veiligheid tegen afschuiven van profiel B voldoende is.

Bovendien moet er sterk aan worden getwijfeld of de waterstand in het kwelgebied hoger komt dan 2 m boven maaiveld. Uit het analogononderzoek zou blijken dat de evenwichtssituatie van het punt in het kwelgebied wordt bereikt tussen 1,50 m en 2 m boven het maaiveld.

Een kwelkade is daarom geen goed middel voor verbetering van dit dijkvak.

8.3.6. Damwanden.

1. Afsluitende damwand

In de eerste plaats is het effect van damwanden op de grondwaterstroming onderzocht.
Daartoe is in een analogononderzoek nagegaan hoe de grondwaterpotentialen zich wijzigen bij een plaatsing van een damwand (of soortgelijke constructie) in het buitentalud van de dijk. Verondersteld werd dat het scherm volkomen waterdicht is en dat de zandondergrond homogeen van opbouw is. In het analogononderzoek is de lengte van de damwand gevariëerd.
De invloed van een damwand van zekere lengte op het grondwaterstromingspatroon is getekend op bijlage 8.13. voor profiel A en op bijlage 8.14. voor profiel B. Op deze tekeningen is het potentiaalverloop op de grenslaag zandondergrond - dijklichaam aangegeven.
Deze beelden geven aanleiding tot de volgende opmerkingen:

Profiel A:
De evenwichtsfactor voor het binnentalud is bij toepassing van damwanden nauwelijks groter dan in de bestaande toestand. Bij een damwand die reikt tot een diepte van 26 m in de zandondergrond zal de evenwichtsfactor nog nauwelijks worden beïnvloed; in elk geval zal die nog lager zijn dan bij toepassing van een drainage. Een damwand krijgt pas een duidelijk effect als de goed waterdoorlatende laag geheel (of bijna geheel) wordt afgesloten.

Profiel B:
Dezelfde tendens doet zich voor in profiel B. Ook hier wordt de evenwichtsfactor nauwelijks beïnvloed door het aanbrengen van een damwand, die de zandondergrond niet over de volle hoogte afsluit. De vereiste vermindering van de potentiaal kan worden afgelezen aan het ingetekend beeld bij toepassing van de drainage (waarbij juist nog geen voldoende veiligheid voor evenwicht werd verkregen). De veiligheid tegen afschuiven van het binnentalud kan dan ook slechts worden verbeterd als aan de laatstgenoemde voorwaarde wordt voldaan. Overigens moet in die gevallen terdege worden gelet op de lekkage van de wand,die voor stalen damwand zelfs bij zeer goede uitvoering nog op 10 à 20% van het oorspronkelijke kweldebiet moet worden gesteld (20).
De verbetering met toepassing van damwanden is hier niet nader uitgewerkt vanwege de grote diepte (ca. 50 m) van de slecht doorlatende laag waarop zou moeten worden aangesloten.

Verschuiving van de damwand van het buitentalud naar de kruin geeft een enigszins gunstiger potentiaalbeeld nabij de binnenteen. Anderzijds zal het waterspanningsbeeld in de dijk aanmerkelijk ongunstiger worden wat consequenties heeft voor de stabiliteit van het buitentalud. Bovendien zal daardoor de damwand uiteindelijk in het gebied van de glijvlakken van het binnentalud belanden, waardoor aan de sterkte van de damwand eisen moeten worden gesteld.

2. Grondkerende damwand

Een andere mogelijkheid voor dijkverbetering is het toepassen van damwanden die als grondkerende constructie dienen. Als ervan uitgegaan wordt dat de huidige dijk bij hoge waterstanden niet mag afschuiven dient een damwand in het binnentalud te worden geplaatst.
Bij een plaatsing in de binnenkruinlijn of meer rivierwaarts zal de damwand slechts een zeer gering effect hebben op de stabiliteit van het binnentalud: de damwand verlaagt de waterspanningen in het dijklichaam nauwelijks, en snijdt hij de kritieke glijcirkel maar net.

Ook bij plaatsing nabij de binnenteen van de dijk (tot enkele meters vanaf het maaiveld) zal de veiligheid tegen afschuiven niet voldoende toenemen. Wel kunnen dan de diepere glijcirkels worden voorkomen, maar de afschuiving van het talud langs een minder diep glijvlak, dat boven de damwand ligt, zal dan maatgevend worden. Dit kan worden afgeleid van de ligging van de kritieke glijvlakken en de bijbehorende evenwichtsfactoren bij de gevallen met lange, lage bermen. Bij toepassing van een damwand zullen bovendien de waterspanningen in het dijklichaam nog toenemen zodat de stabiliteit t.o.v. de toestand met de berm wordt verminderd. Een damwand die toegepast wordt om de stabiliteit van het binnentalud te handhaven zal ongeveer halverwege dit talud geplaatst dienen te worden. In het kader van dit onderzoek is de berekening van de constructie, zoals de vereiste inheidiepte, de zwaarte van de damwand en de vereiste verankering niet uitgevoerd.

Het aanbrengen van een damwand in de kruin is wel mogelijk: de consequentie hiervan is echter dat de kans bestaat dat het binnentalud tijdens hoge waterstanden afschuift. Bovendien moet de damwand en de verankering in dat geval zwaarder worden uitgevoerd.

In elk geval zal de consequentie van de toepassing van een damwand voor het evenwicht van het buitentalud berekend moeten worden. Het toepassen van een damwand die over enkele meters in de zandondergrond dringt zal een gunstige bijdrage leveren aan de veiligheid tegen erosie: De verhouding kwelweg - verval zal snel toennemen. Bovendien zal een eventuele erosiegang worden gestopt door de damwand, mits die voldoende dicht is.
Damwanden mogen ook niet te dicht bij de binnenteen worden geplaatst met het oog op het gevaar van zandmeevoerende wellen in talud. Voor de damwanden zullen immers de waterspanningen worden verhoogd, die wellen kunnen veroorzaken als de kleidikte te gering is.

3. Conclusies

Damwanden (of andere afsluitende elementen), die worden geplaatst in het buitentalud van de dijk, hebben een zeer gering effect op het potentiaalbeeld nabij de binnenteen van de dijk, tenzij de zandondergrond geheel of nagenoeg geheel wordt afgesloten. Aangezien binnen het huidige dijkvak een ca. 50 m diep afsluitend scherm zou moeten worden aangebracht, is deze oplossing geen haalbaar alternatief voor dijkverbetering.

Damwanden die een wezenlijke bijdrage leveren aan de sterkte van de dijk dienen in het binnentalud van de dijk te worden geplaatst als wordt geeist dat de huidige dijk bij hoge rivierstanden stabiel moet zijn. De negatieve invloed op de stabiliteit van het buitentalud moet worden berekend.

De toepassing van damwanden zal bij een goede plaatsing het gevaar van zandmeevoerende wellen sterk verminderen.

8.3.7. Afweging oplossingen.

Het is gebleken dat niet alle hiervoor onderzochte oplossingen in aanmerking komen als middel om de stabiliteit van het binnentalud te verbeteren. Dit is het geval bij de bermen die korter zijn dan 5 m à 10 m, bij toepassing van een kwelkade en in feite ook het gebruik van damwanden. Technisch verantwoorde verbeteringen worden verkregen door

a. verflauwing van het binnentalud tot 1:3 met een eenvoudige teenvoorziening
b. aanbrengen van een relatief lange , lage berm (lengte ca. 10 m, hoogte 2,00 á 1,50 m).
c. aanbrengen van een drainage

Bij het onderling afwegen van de bruikbare oplossingen spelen de volgende overwegingen een rol.

De positieve bijdrage tot de standzekerheid van de oplossingen a. en b. wordt voornamelijk geleverd door het eigen gewicht van de verzwaring of de berm.

Deze oplossingen voor verbetering bevatten daardoor relatief geringe onzekerheden.

Anders ligt het bij toepassing van een drainge. De verbetering van de stabiliteit van het binnentalud wordt in dat geval bereikt door een reductie van de grondwaterpotentialen. De mate van deze reductie wordt bepaald door de werking van een drainge. Op dit moment is echter nog onbekend hoe snel een drainage vervuild.onder de omstandigheden zoals bij het onderhavig dijkvak. Controle van de werking bij hogere waterstanden met peilfilters gevolgd door een interpretatie van de meetgegevens is bij toepassing van een drainage constructie daarom een eerste vereiste. Deze nauwgezette bewaking is, ook bij een juiste uitvoering (zie par. 8.3.4.), een blijvend nadeel voor de toepassing van drainage constructies. Dijkbouwtechnisch gaat

de voorkeur uit naar de beide eerstgenoemde mogelijkheden, waarbij onderling gezien de verzwaring tot 1:3 tot het minst kwetsbare profiel leidt. Ook in verband met het onderhoud van het binnentalud heeft deze oplossing de meeste voordelen.

De gevolgen voor het milieu voor elk van deze verbeteringsoplossingen zijn in het volgende hoofdstuk opgenomen.

9. Gevolgen voor milieu.

In dit hoofdstuk wordt aangegeven wat de gevolgen zijn voor het milieu van de dijkverbetering en die minimaal nodig geacht worden. Op de huidige dijk komt plaatselijk, zowel in het binnen- als het buitentalud, begroeiing (bomen en struiken) voor (zie par. 2.2.4.). Bij elke hiervoor aangegeven mogelijkheden voor verbetering moeten de opgaande bomen van de taluds worden verwijderd. Bij het ook na verbetering nog krappe profiel geven deze bomen een onbekend risico dat niet kan worden aanvaard.

Bij de verflauwing van het binnentalud wordt het huidige talud en een strook van ca. 15 m van het bos in het dijkprofiel opgenomen. De begroeiing in de zone aansluitend aan de dijk mag in verband met bewaking van de dijk niet te dicht zijn (geen struiken).

Bij aanleg van een berm gaat het binnentalud over beperkte hoogte (2.00 á 1,50 m) verloren. Van het bos moet nu een strook van ca. 10 m worden opgeofferd. Daar staat tegenover dat bij het aanbrengen van enige extra bermhoogte het beplanten met struiken in beperkte mate kan worden toegestaan. De begroeiing direct achter de berm mag weer niet te dicht zijn in verband met de bewaking tijdens hoogwater.

Bij de aanleg van een drainage wordt het binnentalud eveneens over een hoogte van ca. 1,50 m aangetast. De benodigde breedte in het bos is ruim 5 m. De drainagestrook moet worden vrijgehouden van struiken en bomen.

10. Samenvattingen en slotopmerkingen.

Beschrijving.

Dit dijkvak ligt op de rechter Waaloever tussen Waardenburg en Neerrijnen en maakt deel uit van de waterkering van het polderdistrict Tielerwaard. Het onderzochte dijktraject bevindt zich tussen de hectometerpalen 190 en 195. Langs dit gedeelte bevindt zich binnendijks het boscomplex Neerrijnen, dat plaatselijk tot op het binnentalud van de dijk is doorgezet. Buitendijks ligt onmiddelijk aan de dijkteen de strang "De Kil". Deze twee omstandigheden waren aanleiding het dijkvak op te nemen in het onderzoek naar de invloed van een verlaging van het ontwerppeil op de rivierdijkverbeteringen.
De waarde van de strang werd relatief hoger aangeslagen dan die van het bos. Er werd daarom gevraagd om na te gaan of buitendijkse verbeteringswerken konden worden vermeden. Ook beperking van de omvang van eventuele binnendijkse werken was een vereiste.
Het dijkvak kenmerkt zich door een mager profiel;
het heeft een hoogte van rond 6 m, terwijl zowel het binnen- als het buitentalud steil zijn. Het dijklichaam zelf bestaat uit klei en is voorzien van een basaltbekleding op het buitentalud.
De ondergrond ter plaatse bestaat tot grote diepte uit zand, dat binnendijks is afgedekt met een relatief dunne kleilaag. Deze varieert in dikte van ongeveer 0 tot 1,50 m. Buitendijks ligt de ongeveer 1 km brede uiterwaard "De Rijswaard", die van een kleiafdekking van 1 tot 2 m dikte is voorzien. De hoogte van de zomerkaden ligt op bijna 3 m beneden M.H.W.

Beoordeling bestaande dijk.

De hoogste waterstand die de dijk met het huidige dwarsprofiel bij hoge rivierafvoeren* heeft gekeerd, is in 1926 voorgekomen. Deze lag ruim 0,80 m beneden het nu geldende M.H.W. Er hebben zich toen, zover bekend, geen ernstige stabiliteitsproblemen voorgedaan. Wel werd er, evenals tijdens het hoogwater van 1970, aanzienlijke kwel geconstateerd.

* Vermoedelijk is in 1861 bij ijsgang een ongeveer even hoge waterstand voorgekomen.

Het waterkerend vermogen van de dijk is nader berekend voor drie ontwerppeilen; M.H.W. (N.A.P. + 8,70 m), M.H.W. - 0,50 m en M.H.W. - 1,00 m.

De volgende aspecten werden beoordeeld:
- de kruinhoogte,
- de standzekerheid van de dijk,
- de waterdichtheid en
- de aantasting van het buitentalud.

Onder maatgevende omstandigheden kan bij het ontwerppeil een golfhoogte van ongeveer 0,35 m voorkomen, die een waakhoogte van de dijk van ongeveer 1,00 m vereist, als het steile buitentalud wordt gehandhaafd.
De huidige kruin, die ca. 0,30 m boven M.H.W. ligt, is dus duidelijk te laag voor het ontwerppeil M.H.W. Voor het ontwerppeil M.H.W. - 0,50 m is de waakhoogte nog enkele decimeters te gering, terwijl voor M.H.W. - 1,00 m de bestaande kruinhoogte voldoet.

Na het uitvoeren van een vrij uitgebreid grondonderzoek kon de standzekerheid van de dijk worden beoordeeld. Daarbij werd aandacht besteed aan:
- de stabiliteit van het buitentalud
- de stabiliteit van het binnentalud
- het gevaar voor interne erosie (piping)

Uit de berekeningen naar de stabiliteit van het buitentalud kan worden vastgesteld dat bij een val van de rivier van M.H.W. tot het niveau van de zomerkade het risico van afschuiven nog aanvaardbaar is. Bij de lagere ontwerppeilen werd een enigszins grotere stabiliteit vastgesteld.

De stabiliteit van het binnentalud werd berekend aan twee representatief gestelde dwarsprofielen, met het doel de in werkelijkheid voorkomende ongunstigste situatie in te sluiten.
Op grond van de berekeningen kan worden bepaald dat de veiligheid tegen afschuiven van het binnentalud bij de drie beschouwde ontwerppeilen onvoldoende is.
Het risico van het voorkomen van interne erosie is bij de huidige dijk voor geen van de drie ontwerppeilen geheel uit te sluiten. Vanzelfsprekend is er daarin wel een gradueel verschil.

De mate van waterdichtheid van het dijklichaam bepaalt het waterbezwaar binnendijks slechts voor een klein deel. De grootste hoeveelheid kwel door de doorlatende zandondergrond.
De aantasting van het buitentalud is bij de huidige basaltbekleding vrijwel uitgesloten.

Verbetering van de dijk werd op een aantal punten noodzakelijk geacht. Afhankelijk van het ontwerppeil zal de kruin meer of minder verhoogd moeten worden, terwijl de stabiliteit van het binnentalud in elk geval dient te worden verbeterd. De resterende onzekerheden ten aanzien van de interne erosie kunnen dan tegelijkertijd worden weggenomen door de maatregelen ter vergroting van de stabiliteit van het binnentalud.

Dijkverbetering.

Een aantal mogelijke oplossingen voor verbetering is onderzocht. Bij deze ontwerpen is er naar gestreefd de omvang van de verbeteringen zo beperkt mogelijk te houden. In alle ontwerpen is de strang en het huidige buitentalud van de dijk onaangetast gelaten.
Verhoging van de kruin kan worden gerealiseerd in grond of met een damwand of muurtje. Bij een verhoging in grond, waar technisch gezien de voorkeur naar uitgaat, is nog de keuze mogelijk tussen handhaving van de huidige kruinbreedte en aantasting van het binnentalud en een versmalling van de kruin, waarbij het grootste deel van het binnentalud gespaard wordt. Dit laatste maakt dan wel een omleiding van het autoverkeer noodzakelijk.

Achtereenvolgens worden nu de verschillende ontwerpen behandeld (zie ook het detailrapport).
Bij een verhoging van de kruin met handhaving van de bestaande kruinbreedte werd onderzocht:

a. Aanpassing van het binnentalud

Verhoging van de kruin onder de voorwaarde dat de kruinbreedte gehandhaafd blijft maakt een verzwaring van het talud nodig. In het ontwerp is een aanvulling met zand, afgedekt met een kleilaag aangehouden. Uit berekeningen blijkt dat het waterkerend vermogen bij deze verbetering slechts voldoende is, als een kleine berm aan de teen wordt aangebracht (zie bijlage 10.1.).

Het onderzoek van de verhoging van de kruin bij handhaving van het bestaande binnentalud werd uitgevoerd in combinatie met:

b. Een berm

De invloed van bermen met verschillende lengte en hoogte is onderzocht. Uit deze berekeningen blijkt dat een zandberm met een lengte van 10 m voldoende is. De vereiste hoogte voor het ontwerppeil M.H.W. is 2,00 m, voor de ontwerppeilen M.H.W. - 0,50 m en - 1,00 m is een hoogte van 1,50 m voldoende (zie bijlage 10.1.).

c. Een drainage

Het aanbrengen van een drainage met zekere minimum afmetingen (zie bijlage 10.1.) geeft voor de drie beschouwde ontwerppeilen een voldoende verbetering van de standzekerheid van het binnentalud.

Behalve het aanbrengen van een berm of een drainage zijn ook de mogelijkheden van het gebruik van kwelkaden of damwanden onderzocht. Deze geven echter geen bevredigende oplossingen.

Bij een verhoging van de kruin door middel van een muurtje of damwand zijn aan het binnentalud dezelfde maatregelen vereist als bij een verhoging van de kruin in grond.

De gevolgen van de oplossingen voor dijkverbetering voor de omgeving zijn hieronder samengevat:

- bij de verflauwing van het binnentalud wordt het huidige talud en een strook van ca. 15 m van het bos in het dijkprofiel opgenomen. De breedte van deze strook is nagenoeg onafhankelijk van het ontwerppeil.
- bij de aanleg van een berm gaat het binnentalud over beperkte hoogte verloren (ca. 1,50 m à 2,00 m, afhankelijk van het ontwerppeil). Van het bos moet nu een strook van ca. 10 m worden opgeofferd. Daar staat tegenover dat bij enige vergroting van de bermhoogte het beplanten met struiken in beperkte mate kan worden toegestaan.
- bij de aanleg van een drainge wordt het binnentalud eveneens over een hoogte van ca. 1,50 m aangetast. De benodigde breedte in het bos is ruim 5 m. De drainagestrook moet worden vrijgehouden van struiken en bomen.

Bij de ontworpen minimale dijkverbeteringen dienen de opgaande bomen in het binnen- en buitentalud van de dijk te worden verwijderd. De struiken op het buitentalud kunnen worden gehandhaafd.
Dichte begroeiing aan de binnenteen van de dijk kan problemen voor goed beheer opleveren.

Slotopmerkingen.

Behalve door een te geringe kruinhoogte bij de hogere ontwerppeilen voldoet de veiligheid van de huidige dijk niet door het te mager profiel. Desondanks zijn de noodzakelijke verbeteringswerken om de standzekerheid van de dijk te waarborgen vrij beperkt. Dit kan voornamelijk worden toegeschreven aan enkele gunstige omstandigheden waaronder dit dijkvak verkeert. In de eerste plaats wordt dit veroorzaakt door de aanwezigheid van een uiterwaard voor de dijk die is afgedekt met een kleilaag, terwijl in de strang eveneens een afdekkende kleilaag wordt aangetroffen. Daarnaast worden in het binnendijks terrein dunnere kleilagen aangetroffen. Deze twee factoren hebben een gunstige invloed op de stabiliteit van de dijk bij hoge waterstanden.
Bovendien is uit het grondonderzoek gebleken dat de sterkte-eigenschappen van het dijklichaam en de ondergrond tamelijk goed zijn. Door de uitgebreidheid van het grondonderzoek konden de onzekerheden in de sterkte-eigenschappen worden beperkt. Bij de beoordeling van de berekeningen naar de standzekerheid van de dijk werd daarmee rekening gehouden.
Deze gunstige factoren leiden tot de vrij beperkte verbeteringswerken voor dit dijkvak. Het houdt echter wel in dat de genoemde oplossingen niet zonder meer over te nemen zijn voor andere dijkvakken. Een en ander zal afhangen van de omstandigheden waaronder dat dijkvak verkeert. Een nauwgezet onderzoek zal echter ook in die gevallen wellicht tot een beperking van de verbeteringswerken kunnen leiden.
Beperking van de verbeteringswerken door een scherp gedimensioneerd ontwerp leidt echter tot een relatief kwetsbare dijk, die veel onderhoud vergt en ook bij hogere rivierstanden nauwgezet bewaakt moet worden. Daarbij blijven dan nog extra risico's bestaan, die zich zeer moeilijk of geheel niet in concrete cijfers laten uitdrukken.
Dit kunnen redenen zijn dit soort oplossingen niet over grote dijkstrekkingen toe te passen, maar te beperken tot enkele gedeelten waar "normale" dijkverbetering grote schade aan andere belangen zou toebrengen.

Literatuur

1. De waarde van de uiterwaarden
dr.ir. F. de Soet
Natuur en Landschap 1974 3-4.

2. Typen inventarisatie van dijkvegetaties voorkomend in het Rijnsysteem
F. Neijenhuis, november 1968.

3. Eindrapport maatgevend hoogwaterstanden langs de Bovenrijn en zijn zijtakken
Rijkswaterstaat, Directie Bovenrivieren, Afd. Studiedienst, oktober 1963

4. Verslag van het voorgevallene tijdens het hooge opperwater op de Nederlandsche rivieren in den winter van 1925 op 1926
Departement van Waterstaat.

5. Klei-inventarisatie uiterwaarden
Stiboka

6. Kwelonderzoek Neder-Rijn
Rijkswaterstaat, Studiedienst Bovenrivieren.

7. De drinkwatervoorziening van de Tielerwaard-West

8. Geconsolideerde celproeven
Laboratorium voor Grondmechanica, 1971.

9. Golfoploop en Golfoverslag
Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, 1972.

10. Een oude golfoploopformule bezien in het licht van moderne theoriën
dr. ir. J.A. Battjes
De Ingenieur, 1970 no. 45.

11. Shore Protection Manual
U.S. Army Coastal Engineering Research Center, 1973.

12. Glijvlakberekeningen
F.J. v. Duren
L.G.M.-rapport

13. The use of the slipcircle in the stability analysis of earth slopes
A.W. Bishop
Géotechnique, 1955.

14. Security from under-seepage
Masuring dams on earth foundations
F.W. Lane
Transaction of the A.S.C.E., 1935 no. 100.

15. The practical design of irrigation works
W.G. Bligh, 1912.

16. Investigation of under-seepage - Mississippi river levees
W.J. Turnball, C.J. Mansur
Transaction of the A.S.C.E., 1961 no. 126.

17. Investigation of the flow of groundwater with the air of a plate-shaped conduction
ir. H. Marcus
Artikel van lezing voor International Course in Hydraulic Engineering

18. Grasmat op dijken
Werkgroep "Grasmat op dijken", KIVI-sectie voor Cultuurtechniek/KGL-Studiekring voor Cultuurtechniek

19. De damwand als alternatieve dijkconstructie
A.G. Bruggeman
Pt-b-31, 1976.

20. Design of small dams
United States Department of the interior, 1960

Commissie Rivierdijken

Proefprofiel I

Waal - Waardenburg

APPENDIX A

A-75.065

Centrum voor Onderzoek Waterkeringen

Bijlagenlijst behorende bij Appendix A (nota A-75.065)

		form/tek.	nr.
A 1.1	Geo elektrisch onderzoek situatie	A3	75.112
A 1.2	Wenner opstelling	A4	75.020
A 1.3	Res. geo elektrisch onderzoek	A3	75.110
A 1.4	Boringen en dwarsprofielen	A3	75.111
A 1.5	Boringen 1 t/m 5	A3	75.108
A 1.6	Situatie infiltratieproef	A4	75.172
A 1.7	Resultaten infiltratieproef uiterwaard	A4	76.300

Appendix A

Onderzoek van de slecht waterdoorlatende deklagen buitendijks.

In aanvulling op de in par. 4 genoemde gegevens is een nader onderzoek ingesteld naar de afdekkende kleilagen in de uiterwaard. Bij de stabiliteitsbeschouwing voor het onderhavige dijkvak is namelijk de invloed van een afdekkende kleilaag van groot belang.
De navolgende gegevens werden verzameld:

A 1. De uiterwaard

De dikte van de afdekkende kleilagen in de uiterwaard en ter plaatse van de daarin aangebrachte watergangen is nader vastgesteld. Voorts is op een aantal plaatsen de doorlatendheid van de klei in situ gemeten.

A 1.1. De dikte van de kleilagen

Ter controle van de dikte van deze lagen is een geo-elektrisch onderzoek uitgevoerd. Dit onderzoek is uitgebreid met enkele boringen. Vooral het gebied juist aan de rivierzijde van de strang is daarbij van groot belang. Het zwaartepunt van het nader onderzoek ligt dan ook daar. Het geo-elektrisch onderzoek is verricht om de uniformiteit en eventuele discontinuïteiten in de kleideklaag vast te stellen. Het werd uitgevoerd in een tweetal raaien ongeveer evenwijdig aan de dijkas. De geo-elektrische metingen werden in punten om de 25 m verricht. Op bijlage A 1.1 zijn de situatie van de raaien en de meetpunten aangegeven.

De metingen werden verricht met de z.g. Wenneropstelling, waarbij de vier elektroden op onderling gelijke afstanden in de bodem worden gestoken (zie bijlage A 1.2.). De vier elektroden worden in een rechte lijn geplaatst en staan symmetrisch ten opzichte van het meetpunt.De schijnbare soortelijke weerstand van de bodem ρ_s wordt uit de gemeten weerstand R berekend volgens $\rho_s = C.R.$, waarin $C = 2\pi a$. De afstand a is de onderlingen afstand tussen de elektroden. Door het variëren van deze afstand kan het dieptebereik van de meting worden aangepast aan de behoefte; als vuistregel kan men aannemen dat de diepte waarover wordt gemeten ongeveer gelijk is aan de elektrodenafstand.

De onderlinge afstanden tussen de elektroden zijn voor dit onderzoek vastgesteld op a = 1,2 en 4 m.

De resultaten van de metingen zijn aangegeven op bijlage A 1.3.
Voor een globale interpretatie kan voor metingen bij zoet grondwater worden gesteld dat bij een schijnbare soortelijke weerstand ρ_s > 40 Ωm overheersend zand en bij ρ_s < 30 Ωm overheersend klei aanwezig zal zijn. Voor een juiste interpretatie zijn echter boringen als referentiegegevens nodig.
Daarom zijn een vijftal boringen verricht. De boorpunten zijn aangegeven op bijlage A 1.4 (boring 1 t/m 5) en de boorstaten op tek.A 1.5.
Opgemerkt wordt dat de boringen in watergangen zijn gemaakt.

Ten aanzien van de kleilaag in de uiterwaard kunnen de volgende conclusies worden getrokken:

- De gemeten schijnbare specifieke weerstand van de bodem verloopt zonder opmerkelijke discontinuïteiten; het is daarom te verwachten dat de dikte van de kleilaag eveneens geleidelijk zal verlopen. De ρ_s-waarden in het westelijke gedeelte van het onderzochte gebied (tussen hmp 193 en 195) zijn gemiddeld enigszins hoger dan in het oostelijke gedeelte. Dit wijst op een wat zandig profiel met een dunnere kleideklaag van het westelijke gedeelte.
- De boringen bevestigen de uitkomsten van het geo-elektrisch onderzoek.
  In het westelijke gedeelte ligt de overgang tussen de kleideklaag en het zand op ongeveer N.A.P. + 2,00 m, in het oostelijke gedeelte op ca. N.A.P. + 1,00 m.
- De dikte van de kleilaag bedraagt ongeveer 1,5 à 3 m bij de aanwezige maaiveldhoogte van N.A.P. + 3,50 à 4,00 m.
- Ter plaatse van de watergangen is nog een minimum dikte van ca. 0,50 m klei aanwezig.
  Aan de hand van dit onderzoek, tesamen met de reeds bekende gegevens (par. 4) kan worden vastgesteld dat in de uiterwaard een gesloten kleidek aanwezig is. In de berekeningen is een kleidikte van 1,00 m aangehouden.

A 1.2. De doorlatendheid van de klei

De waterdoorlatendheid van de kleilaag in de uiterwaard is met behulp

van in situ uitgevoerde infiltratieproeven bepaald. De mogelijkheid van het verrichten van deze proeven was aanwezig doordat de freatische lijn van het grondwater beneden of juist rond de overgang tussen de kleilaag en de zandondergrond lag.
De metingen werden als volgt uitgevoerd:
Binnen een stalen ring (diameter 1,00 m) werd een meetring met een diameter van 0,14 m geplaatst. De eerstgenoemde ring dient om randeffecten bij de meetring tijdens het infiltreren te niet te doen.
De proeven werden uitgevoerd met een waterhoogte van ca. 0,02 en 0,20 m boven het maaiveld. De eerste serie metingen werd in oktober 1975 uitgevoerd. De meetpunten zijn aangegeven op bijlage A 1.7.
Aangezien de indruk bestond dat de metingen mogelijk beïnvloed werden door scheuren in de bodem als gevolg van de heersende droogte, zijn de metingen op een later tijdstip nog eens herhaald. Deze metingen werden in januari 1976 uitgevoerd op dezelfde plaatsen als in oktober 1975. De resultaten zijn eveneens verzameld op bijlage A 1.7.
Om de invloed na te gaan van een sliblaagje dat bij hogere rivierafvoeren eventueel wordt afgezet in de uiterwaard, zijn enkele proeven uitgevoerd met slibrijk water. De totale dikte van het slib na bezinken bedroeg enkele millimeters. De proefresultaten zijn eveneens op bijlage A 1.7 aangegeven.

A 2. De strang

A 2.1. Het profiel

De bodemligging van de strang is in drie raaien aangepeild. Deze raaien liggen ter hoogte van hmp 191, 192 en 195. De maximale diepte van de "vaste" bodem ligt bij de twee eerstgenoemde plaatsen rond N.A.P. Ter hoogte van hmp 195 is de strang dieper: ca. N.A.P. - 1,00 m. Bij het uitvoeren van de peilingen bleek dat boven de genoemde "vaste" bodem een sliblaag met een dikte van ongeveer 1,00 m aanwezig is.

Het profiel van de strang zoals aangetroffen, is voor de betreffende raaien aangegeven op bijlage B 1.2. t/m B 1.4. van Appendix B.

A 2.2. Boringen in de strang

Ter vaststelling van de dikte van de afsluitende lagen in het diepste

gedeelte van de strang zijn twee boringen verricht.
De boring in raai 190 toont aan dat onder de genoemde sliblaag van ongeveer 1,00 m nog een vastere kleilaag aanwezig is, eveneens met een dikte van rond 1,00 m.
Ook in de raai ter hoogte van hmp 195 is de totale dikte van het afsluitende pakket ongeveer 2,00 m.

A 2.3. De overgang tussen strang en uiterwaard en tussen strang en dijk

Het was op grond van de informatie vermeld onder A 2.1. en A 2.2. niet geheel duidelijk of de afsluitende klei- en sliblagen in de strang zouden aansluiten aan de kleilaag in de uiterwaard enerzijds en aan de klei van het dijkprofiel anderzijds.
Het niveau van de onderkant van de kleilagen lag immers op N.A.P. + 1 à 2 m, terwijl de bovenzijde van het slib in de strang tot een hoogte van N.A.P. + 0,50 à 1,50 m reikte. Daarom zijn aanvullende boringen uitgevoerd voor een nader onderzoek op deze overgangen. De plaats van deze boringen en de boorstaten zijn in de dwarsprofielen op bijlage B 1.2. t/m B 1.4. aangegeven. In de punten waar de boringen werden verricht bleek ongeveer 1,5 m tot 2 m klei aanwezig.

A 3. Conclusies

Met het in deze appendix aangegeven nader onderzoek is vastgesteld dat de slecht waterdoorlatende deklagen buitendijks in het gebied voor het te beschouwen dijkvak niet over oppervlakten van enig belang afwezig zullen zijn. Bij verdere beschouwingen is er dan ook van uitgegaan dat het gehele gebied is afgedekt met de kleilaag. Hierbij is wel rekening gehouden met de doorlatendheid (zie par. B 3.2) maar zijn geen plaatselijke "lekken" verondersteld.

Commissie Rivierdijken

Proefprofiel I

Waal - Waardenburg

APPENDIX B

A-75.065
Centrum voor Onderzoek Waterkeringen

Bijlagenlijst behorende bij Appendix B (nota A-75.065)

			form./	tek. nr.
B 1.1	Situatie boringen, sonderingen en peilbuizen		A4	76.187
B 1.2	Boringen dwarsprofiel	191	7Z	75.212
B 1.3	" "	192	7Z	75.213
B 1.4	" "	195	7Z	75.214
B 1.5	" "	194-3	A3	75.216
B 1.6.	" "	194-7	A3	75.215
B 4.3	Wrijvingseigenschappen		A3	76.188
B 4.4	"		A3	76.189
B 4.5	"		A3	76.190
B 4.6	"		A3	76.191
B 4.7	"		A3	76.192

Appendix B

Het verrichte grondonderzoek.

B.1. Het veldwerk

Voor de nadere vaststelling van de schematisatie van de ondergrond en de dijk, en voor het bepalen van de doorlatendheid en sterkteeigenschappen van de grond is een voortgezet grondonderzoek uitgevoerd.
De plaats waar dit grondonderzoek langs het dijkvak werd uitgevoerd, werd voornamelijk bepaald door de te verwachten verschillen in opbouw van de bodem vooral wat betreft de dikte van de afdekkende kleilaag binnendijks. De keuze van de uiteindelijke boorpunten werd echter tevens beïnvloed door de mogelijkheid van de uitvoering van het terreinonderzoek. Dit betrof speciaal enkele delen van het boscomplex die niet met boor- en sondeerapparatuur toegankelijk waren zonder schade aan te brengen.
Het onderzoek omvatte het volgende door het L.G.M. uitgevoerde terreinwerk (zie ook de situatie van de boringen etc. op tek. B 1.1.).
In dwarsprofiel hmp 190.7:
boring 190.7-1: een continu-boring in de buitenkruinlijn
boring 190.7-2: een Ackermannboring in de binnenkruinlijn
boring 190.7-3: een continu-boring aan de binnenteen van de dijk
boring 190.7-4: een continu-boring in het binnendijks gebied op ca. 60 m afstand van de buitenkruinlijn
Bij boring 190.7-4 werd tevens een sondering uitgevoerd.

In dwarsprofiel hmp 192:
boring 192-1: een continu-boring in de buitenkruinlijn
boring 192-2: een Ackermannboring in het buitentalud op ca. 8 m van de buitenkruinlijn

In dwarsprofiel hmp 195:
boring 195-1: een continu-boring in de buitenkruinlijn
boring 195-2: een Ackermannboring in de binnenkruinlijn
boring 195-3: een continu-boring 5 m binnendijks van de binnenteen
boring 195-4: een continu-boring binnendijks op 30 m afstand van de binnenteen
Bij de boringen 195-3 en 195-4 zijn tevens sonderingen uitgevoerd.

Voorts zijn ter hoogte van hmp 194.7 en 194.3 de Ackermann boringen 195-5 respectievelijk 195-6 uitgevoerd in het binnendijks terrein op ca. 5 m afstand van de binnenteen.
Peilbuizen werden geplaatst bij de boorpunten 190.7-1, 190.7-3, 195-1, 195-3, 195-5 en 195-6.

De resultataen van de boringen en sonderingen zijn vermeld in het L.G.M.-rapport. De boorstaten zijn eveneens ingetekend in de overeenkomstige dwarsprofielen. Zie hiervoor de tekeningen B 1.2 t/m B 1.6.

B.2. Laboratoriumwerk.

Uit de verrichte boringen zijn een groot aantal monsters genomen voor de bepaling van de eigenschappen van de diverse te onderkennen grondlagen. De plaatsen waar de monsters zijn genomen en ten behoeve van welk onderzoek is aangegeven in de boorstaten op de zojuist genoemde tekeningen B 1.2 t/m B 1.6.

In de navolgende paragrafen zal worden aangegeven hoe ten behoeve van de diverse stabiliteitsbeschouwingen de grondeigenschappen zijn vastgesteld. Tevens is daarbij een beperkte toelichting opgenomen.

B 3. Verantwoording aan de grond toegekende doorlatendheid.

B 3.1. Algemeen.

1. Ten behoeve van het bepalen van de waterspanningen in de dijk en ondergrond is het nodig informatie te hebben over de doorlatendheid van de diverse grondlagen. Als het tijdeffect van de waterstanden op de rivier in rekening gebracht wordt dient tevens de consolidatie-coëfficiënt bekend te zijn.

2. Een eerste orientering op de doorlatendheid van de zandondergrond was mogelijk aan de hand van het rapport "De drinkwatervoorziening van Tielerwaard-West".
Het watervoerend vermogen van de zandondergrond werd bepaald op 3,5 à $4{,}6.10^{-2}$ m^2/s (3000 à 4000 m^2/dag). De dikte van het watervoerend pakket wordt opgegeven als D = 50 m.

3. De doorlatendheid van de kleilaag in de uiterwaard is vastgesteld door middel van infiltratieproeven in situ. Zie hiervoor Appendix A.
De overige doorlatendheidsmetingen voor de bepaling van de doorlatendheid van de klei en een nadere bepaling van de doorlatendheid van het bovenste deel van de zandondergrond, hebben in het laboratorium plaatsgevonden.

4. De doorlatendheidsmetingen aan kleimonsters in het laboratorium zijn uitgevoerd op monsters met een diameter van 0,062 m en wel bij een 3-tal vertikale belastingen. De belastingen zijn daarbij aangepast aan de diepte waarop het monster is gestoken. Er blijkt een aanzienlijke spreiding in de doorlatendheid te kunnen voorkomen bij de respectievelijke vertikale belastingen. De doorlatendheid bij de middelste belasting is in de verdere beschouwingen representatief gesteld.

5. De doorlatendheidsproeven op de zandmonsters zijn uitgevoerd op geroerde monsters bij verschillende dichtheden. Ook tussen deze resultaten komen tamelijk grote verschillen voor. Aangezien zonder daarvoor speciaal in het terrein verrichte metingen de dichtheid nauwelijks vastgesteld kan worden is de doorlatendheid bij de middelste pakking representatief gesteld.

6. De hiervoor in 4 en 5 als representatief aangeduide doorlatendheidscoëfficiënten zijn aangegeven in het L.G.M. rapport,

B 3.2. Vaststelling van de doorlatendheid van de diverse grondsoorten.

a..Het dijklichaam.

Bij een eerste vergelijking van de doorlatendheidscoëfficiënten van de grond uit het dijklichaam en de zandondergrond valt reeds het extreme verschil op:
De doorlatendheid van de dijk is vele orden kleiner dan de zandondergrond. Hierdoor zal dit potentiaalbeeld in de dijk, met uitzondering van het deel bij het buitentalud, in hoge mate bepaald worden door het potentiaalverloop in de zandondergrond. Het is daarom niet nodig de doorlatendheid van de dijk exact te bepalen.
Een enigszins exacte schatting zou ook een nogal moeilijke zaak worden vanwege de zeer grote onderlinge verschillen in doorlatendheids-coëfficiënt. Deze varieert van ongeveer $k = 10^{-10}$ m/s tot ongeveer $k = 10^{-5}$ m/s.Gezien echter de boringen en de doorgaans aangetroffen doorlatendheidscoëfficiënten mag verondersteld worden dat de zandige lagen, waarin de hoge k-waarden werden aangetroffen, slechts plaatselijk voorkomende insluitingen zijn.
Het valt daarbij tevens op dat het dwarsprofiel aan het binnentalud over het algemeen zandiger is dan aan het buitentalud.
Op grond van bovenstaande overwegingen is voor de kern van het dijklichaam en doorlatendheidscoëfficiënt $k \approx 10^{-9}$ m/s geschat.
Hierbij dient nog te worden aangetekend dat de lagen aan het oppervlak van het dijklichaam een significant afwijkende k-waarde te zien geven. De k-waarden van deze lagen ligt ongeveer een factor 10 of meer hoger dan die van de klei in de kern van de dijk.
Deze laag is in het onderzoek naar het potentiaalbeeld in de dijk niet nader onderscheiden. De invloed op het beeld nabij de binnenteen (van belang voor de stabiliteit van het binnentalud) is verwaarloosd.Ook voor de berekening naar de stabiliteit van het buitentalud is deze goed doorlatende laag slechts zijdelings in de beschouwingen betrokken.

b. De zandondergrond.

Een overzicht van de uit de zandondergrond beproefde zandmonsters is in tabel B 3.2 opgenomen.
De spreiding in de k-waarden is relatief klein. Een uitschieter vormt monster no. 61: $k = \sim 5.\ 10^{-3}$ m /s. Deze is, mede gezien

zijn ligging, verder buiten beschouwing gebleven.
De representatieve doorlatendheidscoëfficiënt van de zandondergrond is op twee manieren bepaald. De aangetroffen verschillen in doorlatendheid kunnen namelijk enerzijds worden veroorzaakt door toevallige spreidingen, anderzijds door een zekere gelaagdheid van de bodem. Dit laatste nu heeft een zeker effect op de grondwaterbeweging dat onder bepaalde omstandigheden niet kan worden verwaarloosd. Daarom zijn ter oriëntatie de volgende berekeningen uitgevoerd, die enig inzicht geven in de mate waarin dit verschijnsel zich voordoet.
Eerst is $\bar{k}$ uitgerekend, van belang voor een indruk van de "gemiddelde" weerstand bij een grondwaterstroming die in hoofdzaak evenwijdig is aan de grondlagen. Tevens is een representatieve $\bar{k}$'bepaald uit $\frac{I}{\bar{k}}$, van belang voor een grondwaterstroming loodrecht op de grondlagen.

Aangezien de beide berekende waarden per boring weinig uiteenlopen (tot ongeveer een factor 2) is de zandondergrond in Waardenburg als homogeen verondersteld, waarbij een $k = 5.10^{-4}$ m/s is aangehouden.
Volledigheidshalve moet er wel op worden gewezen dat de doorlatendheidsproeven verricht zijn op geroerde monsters, zodat een eventuele anisotropie (gelaagdheid) in het zand niet is te achterhalen. Hiermee is dan ook geen rekening gehouden bij de bepaling van de waterspanningen.
De doorlatendheid van de zandondergrond, zoals het uit het rapport "De drinkwatervoorziening van deTielerwaard-West" volgt is iets groter, nl. $k = 7$ à 9.10^{-4} m/s,dan de uit de doorlatendheidsproeven bepaalde waarde.

c. Achterland.

In profiel 190.7 is aan de teen van de dijk slechts een zeer dunne verontreinigde laag aanwezig. De doorlatendheid daarvan is gelijk aan die van het zand verondersteld.
In profiel 195 is de kleilaag in het achterland aangetroffen waarvan de doorlatendheid op 10^{-7} à 10^{-9} m/s geschat kan worden (zie de monsters 1B, 2A, 10B, 107A, 107B, 107C).

d. Tussen strang en dijk.

Er is slechts zeer geringe informatie over de doorlatendheidscoëfficiënt van dit gedeelte van de dijk. Slechts twee monsters uit boring

192.2 stonden hiervoor ter beschikking n.l. 98B en 99B. Beide monsters geven een relatief hoge doorlatendheid te zien: 6.10^{-7} en 9.10^{-9} m/s.
Voor de bepaling van de potentialen in het analogon is een veilige waarde k = 10^{-6} m/s aangehouden. Overigens zal een afwijking tussen de ingevoerde en werkelijke k-waarden door de betrekkelijk geringe breedte van deze strook tussen de strang en de dijk niet zoveel invloed hebben op het potentiaalverloop.

e. De strang.

De klei- en sliblagen in de strang zijn voor de bepaling van de potentialen als volkomen ondoorlatend beschouwd. Deze aanname wordt gerechtvaardigd door het feit dat op de bodem een sliblaag aanwezig is, die zich permanent onder water bevindt.

f. De kleilagen in de uiterwaard.

De doorlatendheid van de kleilagen in de uiterwaard is met behulp van in situ uitgevoerde infiltratieproeven bepaald. Zie appendix A. De gemeten doorlatendheden zijn aldaar op tabel A1.7. aangegeven.
De doorlatendheid die in de analogon-metingen is uitgevoerd, werd gevarieerd. Hierdoor is het mogelijk geworden de invloed van afwijkinen in de k-waarden op de stabiliteit van de dijk te bepalen. Dit is gewenst omdat de toestand van de kleilaag (zie A1.2.) bij het voorkomen van hoge rivierstanden niet geheel voorspeld kan worden. De metingen die in januari zijn uitgevoerd lijken echter wat meer representatief dan die van oktober.
De k-waarde voor deze kleilaag is vastgesteld op 5.10^{-5} m/s respectievelijk 5.10^{-6} m/s.

Tabel B3.2.

Zandondergrond.

profiel	boring	nr	k (middelste) (m/s)
190.7	3	38	$6{,}00 \times 10^{-4}$
		40	$3{,}04 \times 10^{-4}$
		41	$3{,}51 \times 10^{-4}$
		43	$7{,}13 \times 10^{-4}$
		45	$4{,}1 \times 10^{-4}$
			$\overline{k} = 4{,}76 \times 10^{-4}$; $\frac{\overline{I}}{k} = 0{,}23 \times 10^{+4} \Rightarrow k' = 4{,}35 \times 10^{-4}$
190.7	4	49	$7{,}19 \times 10^{-4}$
		51	$3{,}96 \times 10^{-4}$
		55	$4{,}11 \times 10^{-4}$
		57	$1{,}85 \times 10^{-4}$
			$\overline{k} = 4{,}28 \times 10^{-4}$; $\frac{\overline{I}}{k} = 0{,}29 \times 10^{+4} \Rightarrow k' = 3{,}45 \times 10^{-4}$
			gem. $\overline{k} = 4{,}55 \times 10^{-4}$, gem. $\frac{\overline{I}}{k} = 0{,}26 \times 10^{+4}$
			gem. $k' = 3{,}85 \times 10^{-4}$
192	-		
195	3	2	$3{,}634 \times 10^{-5}$
		3	$5{,}487 \times 10^{-5}$
		4	$22{,}98 \times 10^{-5}$
		5	$19{,}92 \times 10^{-5}$
		6	$33{,}40 \times 10^{-5}$
		8	$56{,}04 \times 10^{-5}$
		9	$36{,}38 \times 10^{-5}$
		12/13	$29{,}89 \times 10^{-5}$
			$\overline{k} = 2{,}597 \times 10^{-4}$ $\frac{\overline{I}}{k} = 0{,}825 \times 10^{+4}$ $k' = 1{,}21 \times 10^{-4}$

Vervolg tabel B3.2.

profiel	boring nr	k (middelste)		
4	15	$0{,}516 \times 10^{-4}$		
	16	$1{,}96 \times 10^{-4}$		
	17	$1{,}61 \times 10^{-4}$		
	19	$5{,}37 \times 10^{-4}$		
	20	$7{,}23 \times 10^{-4}$		
	21			
		$\overline{k} = 3{,}34 \times 10^{-4}$	$\frac{I}{k} = 0{,}68 \times 10^{+4}$	$k' = 1{,}47 \times 10^{-4}$
5	104	$1{,}00 \times 10^{-4}$		
	105	$2{,}80 \times 10^{-4}$		
	106	$6{,}00 \times 10^{-4}$		
		$\overline{k} = 3{,}27 \times 10^{-4}$	$\frac{I}{k} = 0{,}51 \times 10^{+4}$	$k' = 1{,}96 \times 10^{-4}$
6	102	$1{,}77 \times 10^{-4}$		
	109	$1{,}35 \times 10^{-4}$		
		$\overline{k} = 1{,}56 \times 10^{-4}$	$\frac{I}{k} = 0{,}65 \times 10^{+4}$	$k' = 1{,}54 \times 10^{-4}$
		gem. $\overline{k} = 2{,}8 \times 10^{-4}$	gem. $\frac{I}{k} = 0{,}71 \times 10^{+4}$	
				gem. $k' = 1{,}41 \times 10^{-4}$

B.4. Verantwoording aan de grond toegekende wrijvingseigenschappen

B.4.1. Algemeen

1. Bij de toepassing van glijvlakberekeningen voor de bepaling van stabiliteit van dijken dienen de in deze berekening benodigde wrijvingseigenschappen van de grond te worden bepaald.

2. Bij het L.G.M. vindt dit doorgaans plaats door middel van celproeven. De proeven zijn van het gedraineerde type, waarbij dan in de monsters de wateroverspanning in het monster bij de bepaling van de grondeigenschappen gelijk aan nul wordt gesteld. (Zie voor de uitvoering van de proeven voorts (8)).

3. Deze grondeigenschappen worden uitgedrukt in de "ware" hoek van inwendige wrijving (ϕ') en de "ware" cohesie (c'). In problemen waarin de korrelspanningen als gevolg van willekeurige wijziging van waterspanningen variëren is dit noodzakelijk.

4. De voor de stabiliteitsberekeningen verzamelde monsters waarop celproeven zijn uitgevoerd zijn aangegeven op bijl. B.4.1.
De resultaten zoals die door het L.G.M. zijn bepaald zijn aangegeven in de nota van het L.G.M. Deze resultaten werden verkregen door een raaklijn te trekken aan twee cirkels van Mohr die representatief werden geacht voor de sterkte.

5. Aangezien bij het toekennen van wrijvingseigenschappen aan de verschillende grondlagen gebruik is gemaakt van statistische bewerkingen leek het zinvol de uitgangsgegevens eveneens op die wijze te behandelen. Bij deze bewerkingen is steeds het kleinste "kritieke" hoofdspanningspaar buiten beschouwing gebleven doordat de betrouwbaarheid daarvan waarschijnlijk niet groot is. Bovendien is in de meeste gevallen het korrelspanningsniveau in werkelijkheid toch hoger dan het gebied van de eerste cirkel. Bij de bewerkingen is gebruik gemaakt van de volgende relaties tussen de kritieke hoofdspanningen in de celproef (σ_V' en σ_H') en anderzijds de ϕ' en c'.

$$\sigma_V' = a\,\sigma_H' + b,$$

waarin $\quad a = \dfrac{1 + \sin\phi'}{1 - \sin\phi'}$ en $b = 2\,c'\sqrt{\dfrac{1 + \sin\phi'}{1 - \sin\phi'}}$

Uit de drie resterende kritieke hoofdspanningsparen kan nu met behulp van lineaire regressie de "best-fit" lijn worden bepaald (methode der kleinste kwadraten), waaruit de coëfficiënten a en b volgen. Vervolgens kan hieruit dan de waarde voor ϕ' en c' worden bepaald. Deze berekende waarden zijn opgenomen op bijlage B 4.1.

6. Opgemerkt wordt dat deze grondeigenschappen in principe een benadering zijn van de sterkte-eigenschappen bij een spanningsniveau waarbij de monsters in het celapparaat zijn beproefd.
   Onder de algemene veronderstelling dat de omhullende van Coulomb een rechte is kan dan zowel naar kleinere als hogere spanningen worden geëxtrapoleerd. Het achterblijven van een aantal bezwijkcirkels met een kleiner spanningsniveau kan mogelijk mede worden veroorzaakt door een niet geheel rechte omhullende tot aan $\sigma k = o$. Er is echter naar gestreefd het spanningsniveau bij de celproeven zoveel mogelijk te laten liggen in het gebied van de spanningen in het terrein.

B.4.2. Toekenning wrijvingseigenschappen aan diverse grondlagen

1. Bij de toekenning van de grondeigenschappen is voornamelijk uitgegaan van de uit de correlatiebewerking bepaalde ϕ' en c'-waarden.

2. Op grond van de boorbeschrijvingen en visuele beoordeling van de boringen is uitgegaan van de volgende schematisatie van de dijk en ondergrond (zie bijlagen 6.1 en 6.2).

   a. het dijklichaam bestaat grotendeels uit zandhoudende klei tot sterk kleihoudend zand. Een enkele maal komt nog zandiger materiaal voor (bijv. in boring 190.7-2).
   b. de buitenste 1 à 1,5 m van de dijk bestaat uit duidelijk gestructureerde kleigrond. De sterkte-eigenschappen van deze laag zullen afzonderlijk worden bepaald.
   c. de ondergrond bestaat grotendeels uit zand, op sommige plaatsen met enig grind vermengd. Op verschillende plaatsen bevinden zich op variërende diepte dunne klei-insluitingen. Deze zijn wat de wrijvingseigenschappen betreft door hun geringe afmetingen verder buiten beschouwing gelaten.
   d. op sommige plaatsen, zoals bij boring 192-1 en 195-1 blijken echter de zojuist genoemde klei-insluitingen wat sterker naar voren te komen. In een aantal stabiliteitsberekeningen is deze laag ingevoerd.
   e. in diverse boringen is in het achterland een laag van betrekkelijk geringe dikte aangetroffen die voornamelijk bestaat uit klei of kleiachtige grond.

f. in boring 195-4 komt op grotere diepte een ca. 2 m dikke kleilaag voor. Een restant van deze kleilaag zou mogelijk ook in boring 195-3 zijn aangetroffen. De diepte waarop deze laag wordt aangetroffen is echter zodanig dat geen directe beïnvloeding van de stabiliteit is te verwachten.

Van de afzonderlijke en de schematisatie aangegeven grondlagen zullen nu achtereenvolgens de wrijvingseigenschappen worden bepaald.

ad a Het dijklichaam

In een drietal profielen (hmp 190.7, 192 en 195) is informatie verzameld betreffende de sterkte-eigenschappen van de grond waaruit het dijklichaam bestaat. Aangezien verwacht mag worden dat het merendeel van de grond bij de diverse dijkverhogingen in de nabijheid is gewonnen, is ervan uitgegaan dat het (niet gestructureerde) dijkmateriaal met één "gemiddelde" is te beschrijven.
Allereerst zijn de gemiddelde eigenschappen van de drie zojuist genoemde profielen afzonderlijk bepaald.

Voor hmp 190.7 zijn de in tabel B 4.2. opgenomen monsters in de beschouwing betrokken. Van deze monsters is met behulp van de in par. B4.1.5. genoemde methode de ϕ' en c'-waarde bepaald. Daarna zijn voor de verschillende normaalspanningen de daarbij behorende schuifweerstandswaarden berekend.
Per normaalspanningsniveau zijn nu de per monster berekende schuifweerstandswaarden uitgezet op bijlage B4-3 waarna eveneens de gemiddelde en standaardafwijking werd bepaald. Hierdoor kan de relatie: normaalspanning/gemiddelde schuifweerstand van de beproefde grondmonsters worden vastgelegd. In bijlage B4-3 is deze relatie vastgelegd door lijn AB. Deze lijn kan nu worden beschouwd als de "omhullende van Coulomb" waardoor de gemiddelde grondeigenschappen zijn vastgelegd.
Voor profiel 190.7 wordt dan gevonden

$$\overline{c}' = 8{,}1 \text{ kN/m}^2 \qquad \overline{\phi}' = 23{,}7^{\circ}$$

De per normaalspanningsniveau berekende standaardafwijking in de schuifweerstandswaarden is eveneens aangegeven op bijlage B4.3.

Een soortgelijke bewerking is uitgevoerd voor profiel 192. De monsters die hiervoor beschouwd zijn worden vermeld in tabel B4.2. Het resultaat is gepresenteerd op bijlage B4.4.

Hieruit kan worden bepaald dat voor profiel 192 wordt gevonden

$$\overline{c}' = 7{,}1 \text{ kN/m}^2 \qquad \overline{\phi}' = 23{,}5^{o}$$

Deze bewerkingen zijn eveneens uitgevoerd op de monsters uit profiel 195. Zie hiervoor tabel B4.2. en bijlage B4.5.
Voor profiel 195 wordt gevonden

$$\overline{c}' = 5{,}2 \text{ kN/m}^2 \qquad \overline{\phi}' = 23{,}5^{o}$$

Bij vergelijking van de in de drie afzonderlijke dwarsprofielen gevonden schuifweerstandswaarden valt op dat de hoek van inwendige wrijving nagenoeg constant is. De cohesie varieert aanzienlijk meer.

In de stabiliteitsberekeningen is daarom steeds een hoek van inwendige wrijving $\phi' = 23{,}5^{o}$ aangehouden, terwijl de cohesie in een aantal berekeningen is gevarieerd. Daarvoor zijn waarden c' = 7 kN/m^2 en c' = 5 kN/m^2 ingevoerd.

ad b Verweerde toplaag

Uit de resultaten van de celproeven op monsters uit de gestructureerde toplaag van ca. 1 à 1,5 m dikte kan duidelijk worden afgeleid dat er een systematisch verschil in sterkte bestaat met de klei uit de kern van de dijk.
De monsters die representatief zijn gesteld voor deze laag zijn vermeld op bilage B4.2.
Het aantal monsters dat per profiel ter beschikking staat is te gering voor een analyse per profiel.
In alle stabiliteitsberekeningen is ongeveer het gemiddelde van de sterkte-eigenschappen van deze monsters ingevoerd. Deze zijn.

$$\overline{c}' = 5 \text{ kN/m}^2 \qquad \overline{\phi}' = 19^{o}$$

Zie bijlage B4.6.

ad c Zandondergrond

Wat betreft de eigenschappen van de "schone" zandondergrond kunnen gezien de boringen, de monsters uit profiel 190.7 representatief worden gesteld.
De in aanmerking komende monsters en de wrijvingseigenschappen daarvan zijn in tabel B4.2. aangegeven. Opgemerkt wordt dat de in de tabel aangegeven "negatieve" cohesiewaarden in werkelijkheid niet kunnen

voorkomen. Het is uitsluitend een rekenresultaat. Het is het gevolg van extrapolatie naar beneden van de omhullende van Coulomb.
De ligging van deze lijn zal zijn beïnvloed door eventuele afleesen andere onnauwkeurigheden uit de celproef.
De gemiddelde ϕ' en c'-waarden zijn aangegeven op bijlage B4.7. In de stabiliteitsberekeningen is ingevoerd $\overline{c}' = o$, $\overline{\phi}' = 38^o$.

In een aantal andere boringen, n.l. ter plaatse van hm 195 komt een minder grove, en met meer dunne kleilaagjes verontreinigde zandsoort voor.
Het geringe aantal monsters dat uit deze zandlagen is genomen wordt te zamen met de volgende grondsoort beschouwd.

ad d Zand met klei/slibinsluitingen

Wat betreft deze laag, die zoals opgemerkt vooral in de boringen 192-1 en 195-1 is aangetroffen het volgende.
De grondeigenschappen zijn bepaald aan de hand van de monsters uit boring 192-1. (Zie tabel B4.2.).
De gemiddelde grondeigenschappen die zijn gebruikt in de stabiliteitsberekeningen zijn:

$$\overline{c}' = 2 \text{ kN/m}^2 \qquad \overline{\phi}' = 34^o$$

Zoals hiervoor onder ad c is opgemerkt is in de boringen van hmp 195 een wat fijnere zandsoort aangetroffen die in het algemeen nogal verontreinigd is met klei en/of slib. Het is min of meer te beschouwen als een tussenvorm van het schone zand in hmp 191.7 en de duidelijk met slib/klei-insluitingen verontreinigde zand-tussenlaag. De wrijvingseigenschappen van de hiervoor genoemde overgangslaag kunnen worden beoordeeld aan de hand van boring 195-2. Celproef 3A is hierbij een uitschieter, waarschijnlijk veroorzaakt door een meer gepronnonceerde verontreiniging. We zullen dit proefresultaat verder buiten beschouwing laten.
De gemeten ϕ' en c'-waarden van de beide andere monsters zijn enigshoger dan de eigenschappen van de monsters uit boring 192-1. Doordat de uitgebreidheid van de verontreinigde zandlaag niet goed bekend is, zijn in een aantal stabiliteitsberekeningen de slechtere grondeigenschappen behorende bij de duidelijk verontreinigde laag ingevoerd. Hierbij is dus verondersteld dat deze laag zich over het gehele dwarsprofiel onder de dijk bevindt tot een diepte van ca. N.A.P. Om de invloed van de c'-waarden op de stabiliteit te bepalen is, dit met

het oog op de mogelijke afwijkingen hierin, voor deze laag als variant ook

$$\overline{c}' = o \qquad \overline{\phi}' = 34^o$$

in de berekeningen gebruikt.

ad e Kleilaag binnendijks

Door de geringe dikte van de kleihoudende toplaag in het achterland zijn slechts een beperkt aantal monsters beschikbaar. De beperkte informatie over de sterkte van deze laag is niet zo'n groot gemis omdat door de geringe afmetingen de invloed op de stabiliteit van de dijk gering is.
Uit de monsters 1A en 2B (boring 195-3) kan worden afgeleid dat de volgende eigenschappen een redelijk goede, bij de overige gevonden sterkte-eigenschappen aansluitende schatting zijn.

$$\overline{c}' = 5 \text{ kN/m}^2 \qquad \overline{\phi}' = 23{,}5^o$$

Tabel B4.2.

a. Dijkkern

Overzicht wrijvingseigenschappen

profiel	boring	monster	wrijvingseigenschappen tg ϕ'	$c'(kN/m^2)$
190.7	1	75B	0,393	7,4
		76A	0,467	5,4
		77B	0,453	9,5
		78B	0,431	8,2
	2	85	0,385	5,2
		86B	0,417	11,7
		87	0,495	10,2
		88	0,466	7,1
192	1	64A	0,345	8,3
		64C	0,422	7,8
		65A	0,527	3,5
		66	0,355	10,3
		67A	0,464	9,7
	2	99A	0,432	5,0
		99C	0,525	3,9
		100	0,454	7,9
195	1	27A	0,433	2,0
		28A	0,46	9,2
		29A	0,472	5,7
		31A	0,474	3,6
	2	91	0,424	6,8
		92A	0,450	5,2
		94A	0,450	3,0
		95A	0,414	6,1

Vervolg tabel B4.2.

b. Verweerde bovenlaag van het dijklichaam

profiel	boring	monster	wrijvingseigenschappen tg ϕ'	$c'(kN/m^2)$
197	1	74C	0,348	4,4
	2	84A	0,364	6,7
		84B	0,354	4,0
192	1	63A	0,323	5,4
	2	98A	0,304	6,9

c. Zandondergrond

profiel	boring	monster	tg ϕ'	c' (kN/m^2)
190.7	1	79B	0,782	0,5
	3	40A	0,682	-0,2
		41A	0,845	0,2
		42	0,872	-0,5
		49B	0,735	1,9

d. Zand met klei/slibinsluitingen

profiel	boring	monster	tg ϕ'	c' (kN/m^2)
192	1	68	0,628	2,6
		69A	0,642	1,3
		69B	0,760	3,2

Vervolg tabel B4.2.

Overgangslaag

profiel	boring	monster	tg ϕ'	c'
195	3	2C	0,726	4,3
		(3A	0,438	5,0)
		4A	0,730	3,0

e. Kleilaag binnendijks

profiel	boring	monster	tg ϕ'	c'
195	3	1A	0,420	3,2
		2B	0,477	8,2

B.5. Verantwoording aan de grond toegekende volumieke massa's

B.5.1. Algemeen

1. Voor diverse stabiliteitsbeschouwingen is nodig het gewicht van de grond te kennen.
2. De volumieke massa's van de grondsoorten zijn in het L.G.M. bepaald aan alle monsters waarop celproeven zijn uitgevoerd en aan de kleimonsters waarvan de doorlatendheid is bepaald. Daarnaast is uit enkele boringen een aantal monsters getrokken speciaal met het doel de volumieke massa's te bepalen.
3. De volumieke massa wordt steeds aan een met water verzadigd monster bepaald.
   Voor het merendeel van de monsters was dit het geval, bij enkele werd aan een volledige verzadiging getwijfeld.

B.5.2. Toekenning volumieke massa's diverse grondsoorten

De aangehouden schematisatie is analoog aan die, gegeven onder B4.2. In tabel B5.1 is het overzicht gegeven van de monsters die voor de diverse grondlagen in beschouwing zijn genomen.
Hieruit zijn de volgende waarden voor de verschillende grondsoorten vastgesteld:

a. kern van het dijklichaam $\overline{\gamma} = 1{,}95$ ton/m^3
b. verweerde toplaag $\overline{\gamma} = 1{,}75$ ton/m^3
c. zandondergrond $\overline{\gamma} = 2{,}00$ ton/m^3
d. zandlaag met klei-insluitingen $\overline{\gamma} = 2{,}00$ ton/m^3
e. kleilaag achterland $\overline{\gamma} = 1{,}85$ ton/m^3

Tabel B5.1.

a. dijkkern

profiel	boring	monster	γ_n (ton/m^3)	
190.7	1	75B	1,88	
		76A	1,96	
		77B	2,02	
		78B	2,03	
	2	85	1,88	
		86B	1,75	
		87	2,06	
		88B	1,98	
	1	75A	1,81	
		77A	2,00	
		78A	1,96	
		79A	1,87	
	2	86A	1,77	
		88A	1,96	
	1	75C	1,89	
		76C	1,96	
		77C	1,91	
		78C	1,90	
		79C	1,95	gem. $\overline{\gamma}_n$ = 1,93
			$\overline{\gamma}_n$ = 1,91	
192	1	64A	1,78	
		64C	1,88	
		65A	1,97	
		66	1,89	
		67A	2,05	
	2	99A	1,99	
		99C	2,03	
		100	2,05	
	1	64B	1,90	
		65B	1,97	
		67B	2,05	
	2	99B	1,82	
			$\overline{\gamma}_n$ = 1,95	

profiel	boring	monster	γ_n ton/m^3
195	1	27A	1,8
		28A	1,95
		29A	2,03
		31A	1,94
	2	91	1,98
		92A	1,80
		92B	1,94
		94A	1,98
		95A	1,97
	1	27B	1,85
		28B	1,85
		29B	1,99
		31B	1,80
	2	94B	1,91
		95B	1,91
			$\overline{\gamma}_n$ = 1,91

Vervolg tabel B5.1.

b. verweerde toplaag.

profiel	boring	monster	γ_n	
190.7	1	73	1,54	
		74A	1,76	
		74B	1,79	
		74C	1,81	
		74D	1,67	
	2	84C	1,95	
		84A	1,85	
		84B	1,97	
			$\overline{\gamma}_n$ = 1,79	
192	1	62	1,73	
		63A	1,78	
		63B	1,73	gem. $\overline{\gamma}_n$ = 1,76
	2	98A	1,73	
		98B	1,80	
			$\overline{\gamma}_n$ = 1,75	
195	1	26	1,55	
	2	90	1,94	
			$\overline{\gamma}_n$ = 1,75	

c. zandondergrond.

profiel	boring	monster	γ_n	
190.7	1	79B	1,92	
	3	40A	(1,79)	buiten beschouwing gelaten
		41A	2,08	(niet verzadigd)
		42	2,11	
	4	49B	1,95	
			$\overline{\gamma}_n$ = 2,02	
192				$\overline{\gamma}_n$ = 1,96
195	3	2C	1,92	
		3A	1,88	
		4A	1,90	
			$\overline{\gamma}_n$ = 1,90	

d. zandlaag met klei-insluitingen.

profiel	boring	monster	γ_n (ton/m^3)	
190.7		-		
192	1	68	2,03	
		69A	(1,89)	buiten beschouwing gelaten
		69B	2,02	(niet verzadigd)
			$\overline{\gamma}_n$= 2,02	
195		-		

e. kleilaag binnendijks

profiel	boring	monster	γ_n (ton/m^3)
192		-	
195	3	1A	1,8
		1B	1,9
		2A	1,84
		2B	1,9
194.3	5	103	1,97
194.7	6	107A	1,66
		107B	1,87
		107C	-
			$\overline{\gamma}_n$= 1,85

Commissie Rivierdijken

Proefprofiel I

Waal - Waardenburg

APPENDIX C

A-75.065

Centrum voor Onderzoek Waterkeringen

Bijlagenlijst behorende bij Appendix C (nota A-75.065)		Form./tek. nr.
C 2.1	Schema k-waarden	4Z 76.299
C 2.2	" "	4Z 76.298.

Appendix C

Onderzoek naar de grondwaterspanningen.

C1. Inleiding

Voor de bepaling van de stabiliteit van dijken is het nodig de grondwaterspanningen in en onder de dijk onder maatgevende omstandigheden te kennen. Deze grondwaterspanningen zijn bepaald met behulp van een analogon model van elektrisch geleidend papier. Het principe en het gebruik van deze methode voor de bepaling van de grondwaterbeweging is onder meer aangegeven in (17), waarnaar kortheidshalve wordt verwezen.

Uit de analogon metingen is tevens de hoeveelheid kwelwater bepaald.

C2. Schematisatie

Op grond van de boringen en de in par. B3. vastgestelde kenmerkende doorlatendheidscoëfficiënten is het elektrisch analogon onderzoek verricht in twee dwarsprofielen.
De schematisatie is aangegeven op tekeningen, bijlage nr. C2.1. en C2.2. Daarin zijn tevens de in B3 vastgestelde doorlatendheidscoëfficiënten genoemd.

C3. Onderzochte situatie (binnentalud)

Voor de bepaling van de stabiliteit van het binnentalud van de dijk in de bestaande toestand en na het uitvoeren van verbeteringswerken zijn voor de volgende situaties de grondwaterpotentialen in model gemeten:

1. de bestaande toestand (tekeningen 6.3. t/m 6.8.).
2. een ontwerp met drainage in de binnenteen (tekeningen 8.10 t/m 8.12).
3. een ontwerp met zandbermen waarvan de breedte 10 m is (tekeningen 8.2. t/m 8.4., 8.6. en 8.8.).
4. een ontwerp met 15 m brede zandbermen (tekeningen 8.5. en 8.7.).
5. een ontwerp met 5 m brede zandbermen (tekening 8.9.).
6. een ontwerp met een damwand (tekeningen 8.13. en 8.14.).

C4. Uitgangspunten

Bij de metingen werden voorts de volgende uitgangspunten aangehouden:

a) Als randvoorwaarde binnendijk werd in profiel A een potentiaal aangehouden, die gelijk is aan de maaiveldhoogte. In profiel B werd de potentiaal binnendijks ter hoogte van de overgang tussen de klei en het zand bepaald door het gewicht van het bovenliggende samenhangend kleipakket.

b) Als randvoorwaarde aan de rivierzijde is een constante potentiaal aangehouden die gelijk is aan het ontwerppeil. Er is dus uitgegaan van een permanente grondwaterbeweging.

c) Van de kleilaag in de uiterwaard is 200 m in de modellen in rekening gebracht. Een uitbreiding van deze lengte gaf geen wijziging van het potentiaalbeeld in de omgeving van de dijk.

d) De horizontale doorlatendheid van het dijklichaam is gelijk gesteld aan de verticale (zie ook B3.2a).

e) Er is van de veronderstelling uitgegaan dat de freatische lijn in de dijk in de periode voorafgaand aan het hoogwater niet hoger lag dan de freatische lijn die zich bij een permanent verondersteld hoogwater instelt.

f) Er is geen rekening gehouden met een verhoging van de waterspanningen door indringing van regenwater.

g) Er is verondersteld dat de grondwaterstroming bij benadering plaatsvindt in een vlak dat loodrecht op de dijkas staat (2-dimensionaal).

ad a.

Bij invoeren van de in B3. vastgestelde doorlatendheidscoëfficiënten blijkt dat de potentiaal onder kleilaag in het binnenland in profiel B zo hoog oploopt dat opdrijven plaatsvindt. Als bovengrens van de potentiaal kan in die gevallen het gewicht van de kleilaag worden aangehouden. Het gewicht van de 1,50 m dikke kleilaag bedraagt ca. 27,5 kN/m^2. Voor de bepaling van de maximale potentiaal is dit bedrag met 20% vermeerderd om mogelijke afwijkingen in gemiddelde dikte en volumegewicht van de klei in rekening te brengen. Tevens is hierin dan de afwijking van de grondwaterstroming in werkelijkheid t.o.v het model opgenomen, die kan ontstaan als het punt van opbarsten niet geheel overeenkomt. Dit kan worden veroorzaakt door de spanningsspreiding van het dijklichaam en de

cohesie in de kleilaag.
De in het model ingevoerde potentiaal op de overgang zand/klei (N.A.P. + 2,00 m) komt derhalve overeen met een stijghoogte van N.A.P. + 5,30 m.

ad b.

De moeilijkheden die ontstaan bij het in rekening brengen van het niet permanente karakter van het ontwerppeil voor de bepaling van de waterspanningen in het dijklichaam en de ondergrond zijn vele. Genoemd kunnen worden:

- Het verloop van de maatgevende afvoergolf is bekend (zie par. 3.1.). Naast de topwaarde van de afvoergolf is bij niet permanente berekening ook de tijdsduur van belang. Het is daarbij zeer wel mogelijk dat afvoeren met lagere topwaarde, maar met langere duur voor de bepaling van de waterspanningen maatgevend zijn.
- Bij een niet permanente berekening zal een afwijking in de beginvoorwaarde (de waterspanningen vóór de hoge rivierstand) een veel grotere invloed hebben op de als maatgevend te stellen waterspanningstoestand als bij een permanente berekeningswijze.
- Daarbij komt dan nog, dat een betrouwbare berekening of modelmeting van praktijkgevallen geheel niet of nauwelijks uitvoerbaar is.

Door de bovengenoemde factoren werd het al heel moeilijk, zo niet onmogelijk een enigszins betrouwbaar beeld te verkrijgen van de waterspanningen bij een niet permanent veronderstelde randvoorwaarde op de rivier. Daar komt nog bij dat bij het onderhavige dijkvak voor de beoordeling van het binnentalud zeer waarschijnlijk geen geweldig grote fouten worden gemaakt. Dit wordt veroorzaakt door het feit dat de randvoorwaarden in het binnenland relatief dicht bij de dijk en het "intreepunt" op grote afstand van de dijk ligt; de potentiaallijn in het zand "draait" in een punt nabij de binnenteen. Bij profiel A gaat dit spelen bij rivierstanden hoger dan ca. N.A.P. + 2,90 m. Bij profiel B treedt dit volledig op bij waterstanden boven N.A.P. + 5,30 m. Bij de maatgevende afvoergolf ligt de waterstand gedurende ca. 13 dagen boven dit niveau.
Voor een nadere verificatie van de uitgangspunten voor de bepaling van de waterspanningen zal bij komende hoogwaters een aantal peilbuizen worden waargenomen, die in het dijkvak zijn aangebracht.

C5. Waterspanningen buitentalud

Ten behoeve van de berekeningen naar de stabiliteit van het buitentalud dienen voor die maatgevende situatie tevens de waterspanningen bekend te zijn. De maatgevende toestand voor het afschuiven van het talud wordt bereikt als de waterstand op de rivier daalt tot het niveau van de zomerkaden (N.A.P. + 5,90 m).
De waterspanningen die dan zouden kunnen voorkomen zijn op twee manieren bepaald. Dit zijn:

a) Bij het vallen van het water blijven de korrelspanningen in het dijklichaam en de overige kleilagen evengroot als bij een permanente toestand van het ontwerppeil.
Dit geeft een iets te gunstig beeld van de waterspanningen als het ontwerppeil lang aanwezig is geweest en zich een min of meer permanente grondwaterbeweging heeft ingesteld. Vanzelfsprekend zal echter zowel bij stijgend als bij dalend water een geleidelijke aanpassing van de waterspanningen plaatsvinden. Bij stijgend water zullen de waterspanningen achterblijven t.o.v. de permanente toestand zodat bij het bereiken van de top van de hoogwatergolf enigszins gunstiger waterspanningen zijn dan in het analogon onderzoek is gemeten. In feite zijn er dus bij het begin van het dalen van de rivierwaterstand grotere korrelspanningen aanwezig als waarop gerekend is. Door aanpassing van de waterspanningen na het dalen zal dit voor een zeker deel weer worden teniet gedaan. Aangezien de in dit verband maatgevende afvoergolf niet bekend is en bovendien de mogelijkheden voor berekening of een modelmeting op dit moment niet voorhanden zijn is het eerder genoemde uitgangspunt voor de berekening aangehouden.
Bij deze aanname is de relatief goed doorlatende verweerde toplaag van de dijk met de hoge consolidatie coëfficiënt buiten beschouwing gebleven. Het in de beschouwing betrekken van de invloed van deze laag zou tot hogere veiligheid tegen afschuiven leiden.

b) In de tweede serie stabiliteitsberekeningen zijn zeer zware aannamen gedaan voor de waterspanningen.

Deze aannamen zijn:

- de freatische lijn in het dijklichaam ligt even hoog als bij de permanente toestand bij het ontwerppeil en volgt verder het buitentalud tot aan de waterspiegel op N.A.P. + 5,90 m. In werkelijkheid zal de freatische lijn lager liggen. Met name door de invloed van de

relatief goed doorlatende gestructureerde oppervlaktelaag van de dijk.
- de potentiaal in het diepe zand blijft even hoog als bij de permanente grondwaterstromingstoestand bij het ontwerppeil. De werkelijke potentiaal zal altijd lager zijn doordat een daling van de rivierstand direct invloed heeft op de waarde van de potentiaal.
- het verloop van de potentiaal in de klei is lineair verondersteld. De werkelijke waterspanningen in de kleilaag zullen lager zijn: het ingevoerde beeld ontstaat pas na een lange aanpassingstijd. In die tijd zal de potentiaal in de zandondergrond zeker verder afnemen.

Door deze aannamen is een zeer extreme toestand van de waterspanningen getoetst die in werkelijkheid niet zal kunnen voorkomen.

C6. Kwelhoeveelheden

In tabel C6.1. zijn de bij de diverse doorgemeten situaties bepaalde kwelhoeveelheden aangegeven. De doorlatendheid van de zandondergrond is daarbij gesteld op 5.10^{-4} m/s.

Tabel C6.1.

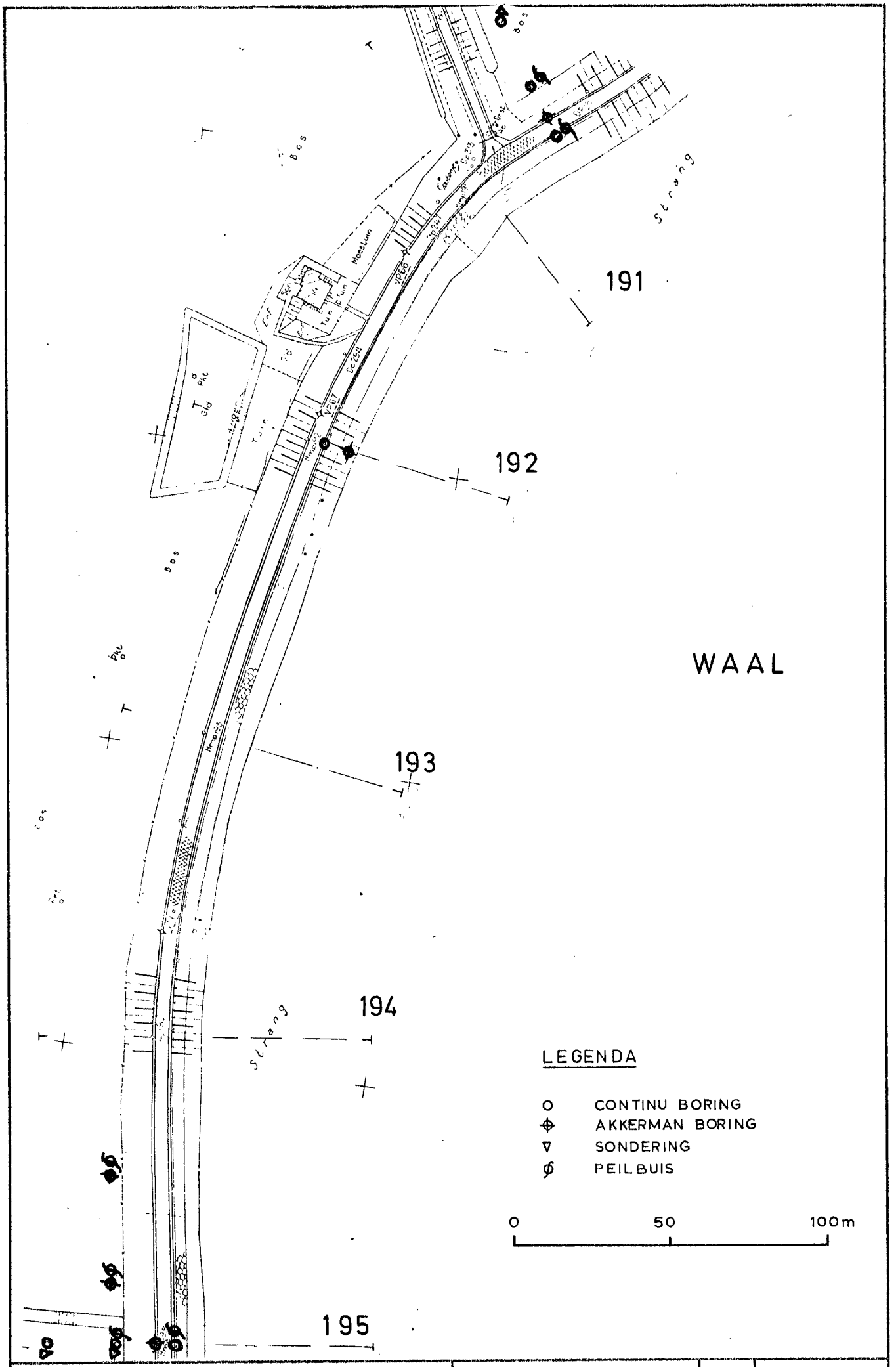
Code analogon onderzoek binnentalud.

Verklaring code: A 1 a 1
profiel A
situatie 1
ontwerppeil a
doorlatendheid uiterwaard 1

	Profiel A	Profiel B
	Waterstand: M.H.W. = a M.H.W.- 0,50 m = b M.H.W.- 1,00 m = c k_u: 5.10^{-5} m/s = 1 5.10^{-6} m/s = 2	idem
1. Bestaande toestand	A1a1, A1b1, A1c1 A1a2, A1b2, A1c2	B1a1, B1b1, B1c1, B1a2, B1b2, B1c2
2. Drainage	A2a1, A2b1, A2c1	B2a1, B2b1, B2c1.
3. Bermen 10 m	A3a1, A3b1, A3c1	B3a1, B3b1, B3c1
4. Bermen 15 m	A4a1, A4b1, A4c1	B4a1, B4b1, B4c1
5. Bermen 5 m		B5a1, B5b1, B5c1
6. Damwand		

Tabel C6.1. Gemeten kwelhoeveelheden bij $k_z = 5.10^{-4}$ m/s

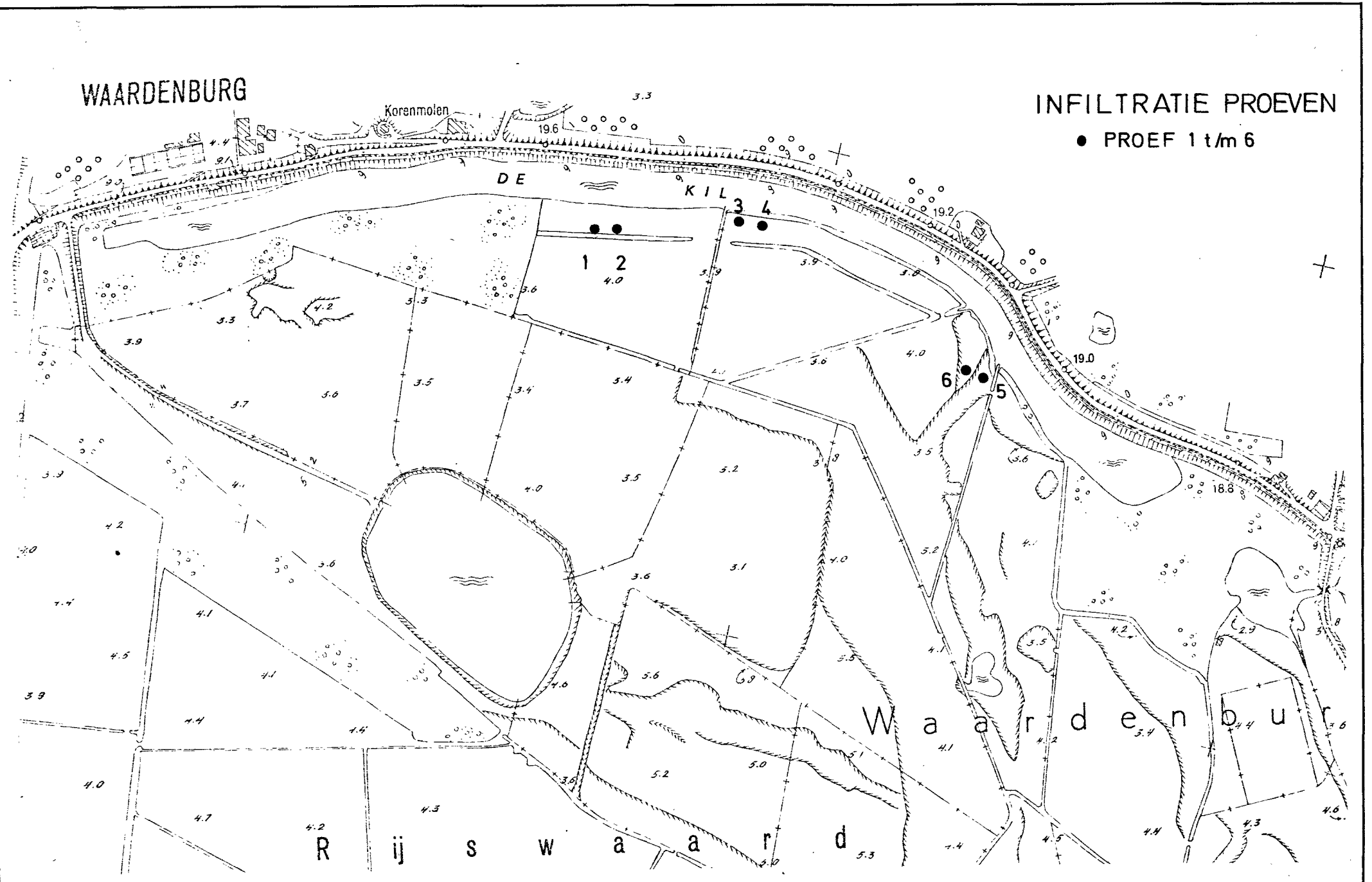
meting	K	RO H	RO V	I milliamp.	p.v. M	Q $m^3/sec/m^1$
A1a1	5.10^{-4}	2000	2300	1,125	5,80	$1,125 \times 10^{-3}$
A1b1	"	"	"	1,067	5,30	$1,067 \times 10^{-3}$
A1c1	"	"	"	0,934	4,80	$0,943 \times 10^{-3}$
A1a2	"	"	"	0,803	5,80	$0,803 \times 10^{-3}$
A1b2	"	"	"	0,734	5,30	$0,734 \times 10^{-3}$
A1c2	"	"	"	0,667	4,80	$0,667 \times 10^{-3}$
A2a1	"	1900	2200	1,210	5,80	$1,150 \times 10^{-3}$
A2b1	"	"	"	1,106	5,30	$1,051 \times 10^{-3}$
A2c1	"	"	"	1,001	4,80	$0,951 \times 10^{-3}$
A3a1	"	1800	2100	1,073	5,80	$0,966 \times 10^{-3}$
A3b1	"	"	"	0,980	5,30	$0,882 \times 10^{-3}$
A3c1	"	"	"	0,888	4,80	$0,799 \times 10^{-3}$
A4a1	"	"	"	1,044	5,80	$0,940 \times 10^{-3}$
A4b1	"	"	"	0,954	5,30	$0,859 \times 10^{-3}$
A4c1	"	"	"	0,864	4,80	$0,778 \times 10^{-3}$
B1a1	"	1700	2030	0,688	3,37	$5,85 \times 10^{-4}$
B1b1	"	"	"	0,586	2,87	$4,98 \times 10^{-4}$
B1c1	"	"	"	0,484	2,37	$4,11 \times 10^{-4}$
B1a2	"	"	"	0,482	3,37	$4,10 \times 10^{-4}$
B1b2	"	"	"	0,410	2,87	$3,49 \times 10^{-4}$
B1c2	"	"	"	0,339	2,37	$2,88 \times 10^{-4}$
B2a1	"	1860	2240	0,889	5,20	$8,27 \times 10^{-4}$
B2b1	"	"	"	0,804	4,70	$7,48 \times 10^{-4}$
B2c1	"	"	"	0,718	4,20	$6,68 \times 10^{-4}$
B3a1	"	1700	2000	0,588	3,37	$4,99 \times 10^{-4}$
B3b1	"	"	"	0,501	2,87	$4,26 \times 10^{-4}$
B3c1	"	"	"	0,414	2,37	$3,52 \times 10^{-4}$
B4a1	"	"	"	0,567	3,37	$4,82 \times 10^{-4}$
B4b1	"	"	"	0,483	2,87	$4,11 \times 10^{-4}$
B4c1	"	"	"	0,399	2,37	$3,39 \times 10^{-4}$



CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	BIJLAGE B1.1	A4	NR. 76.187

Resultaten infiltratieproeven uiterwaard

Meetpunt	meting okt. '75 k (m/s)	meting jan. '75 k (m/s)	meting jan.'76 + toevoeging slib reductie factor
1	4.10^{-5}	$0,4\ 10^{-5}$	
2	10	0,1	
3	2	1,5	$\frac{1,0}{1,5} = 0,67$
4	2	2,4	
5	5	0,4	
6	4	1,3	$\frac{0,8}{1,3} = 0,61$
	$\bar{k} = 4,5.10^{-5}$	$\bar{k} = 1.10^{-5}$	0,64



CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN

BIJLAGE A1.6

A4

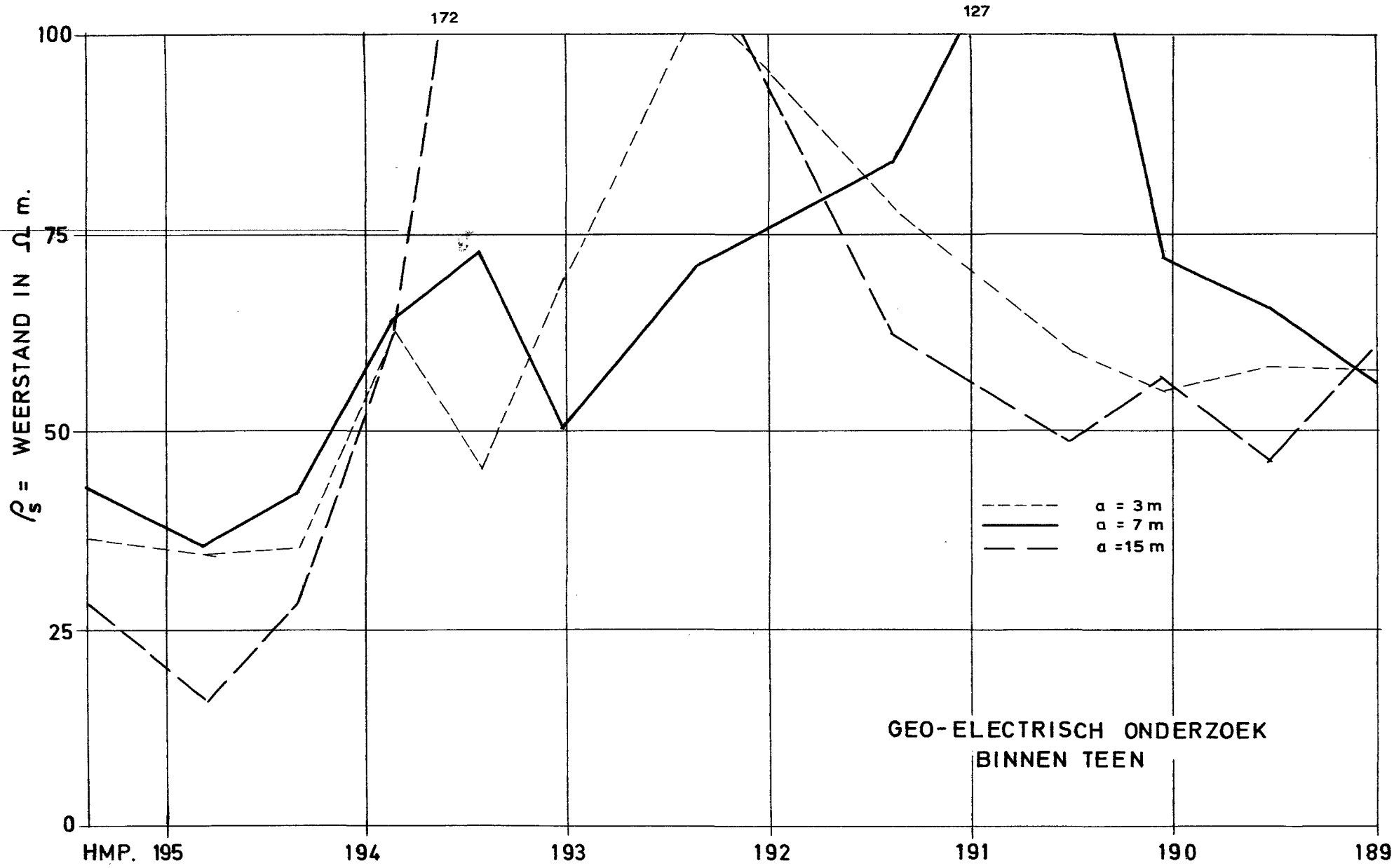
NR. 76.172

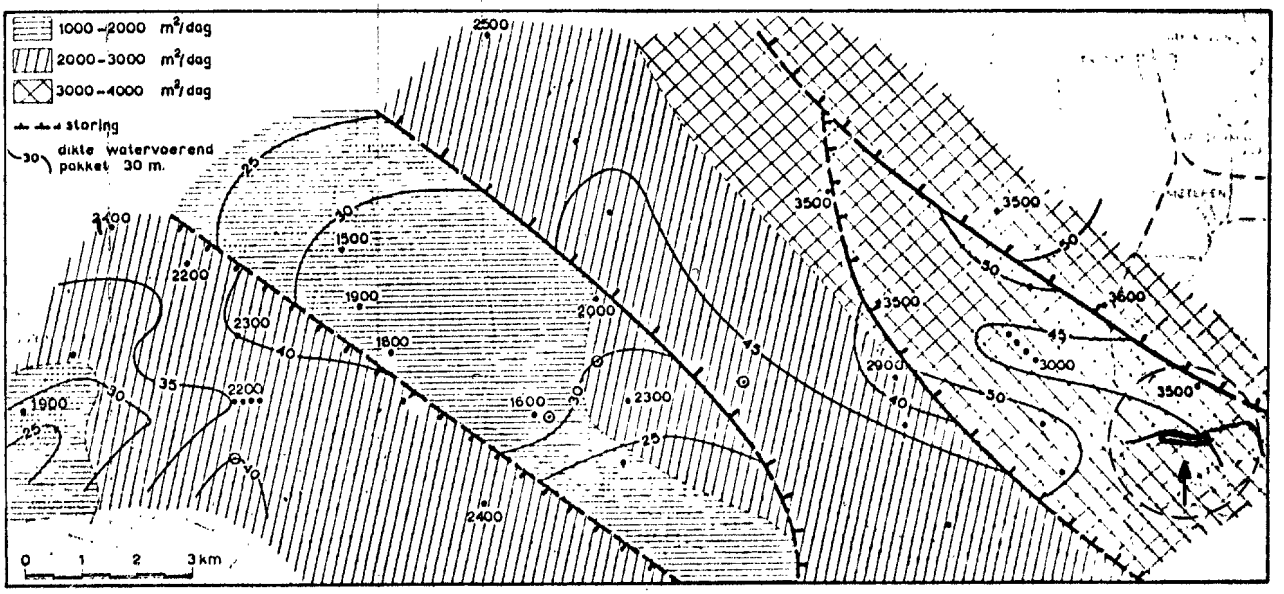
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN

BIJLAGE 4.5

A4

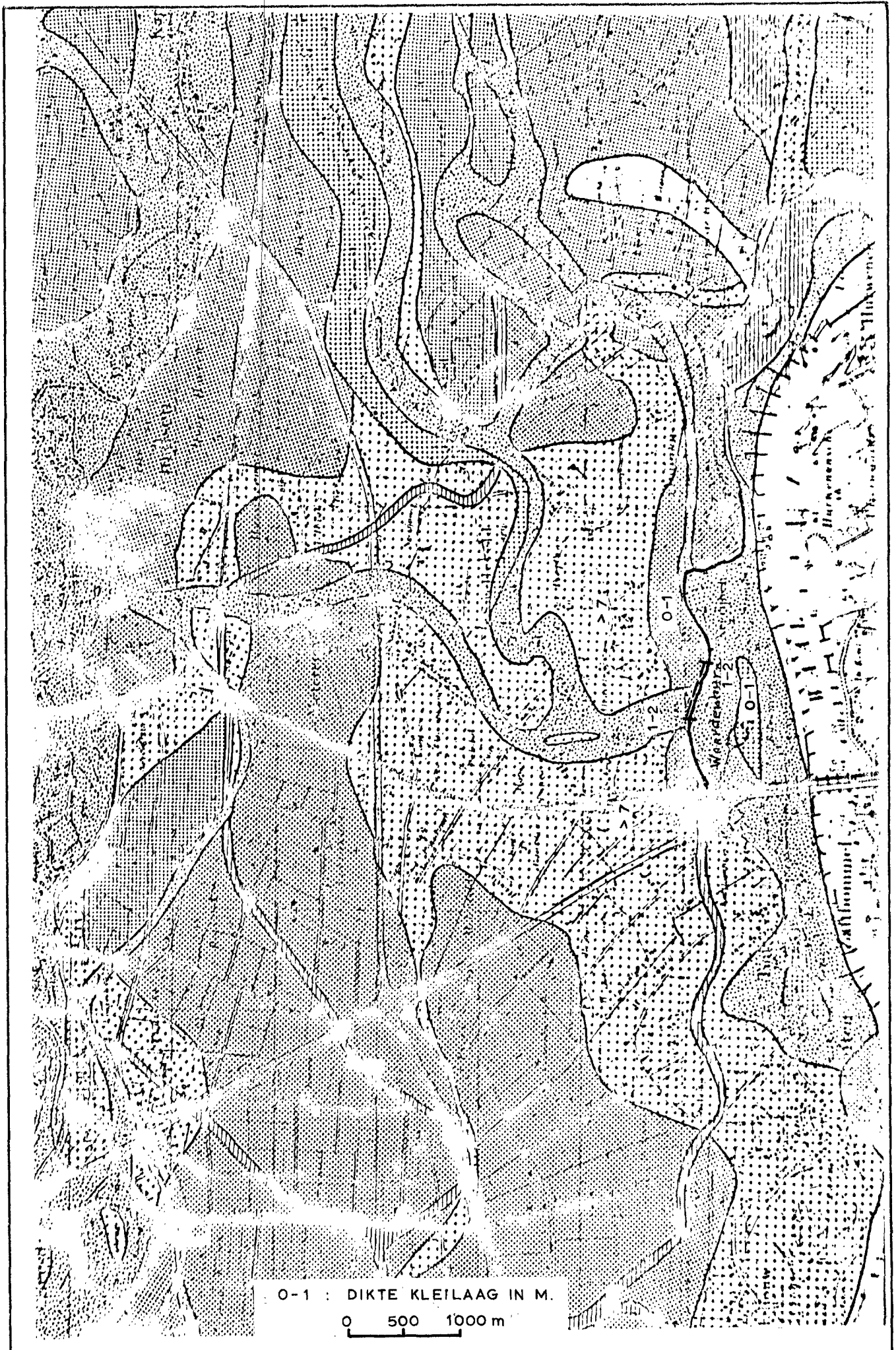
NR. 76.175



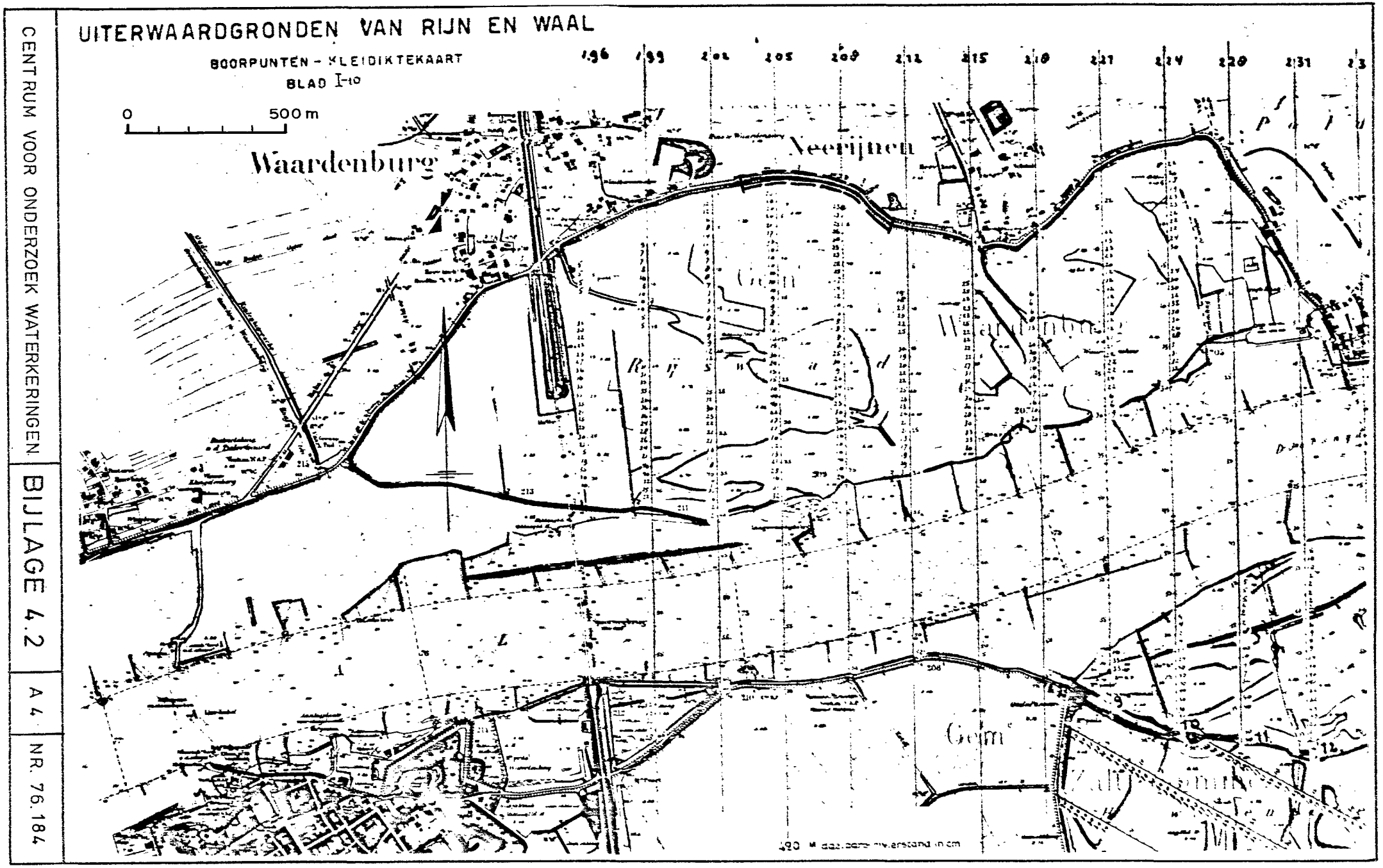


Het doorlatend vermogen van de ondergrond van de Tielerwaard en de dikte van de watervoerende laag

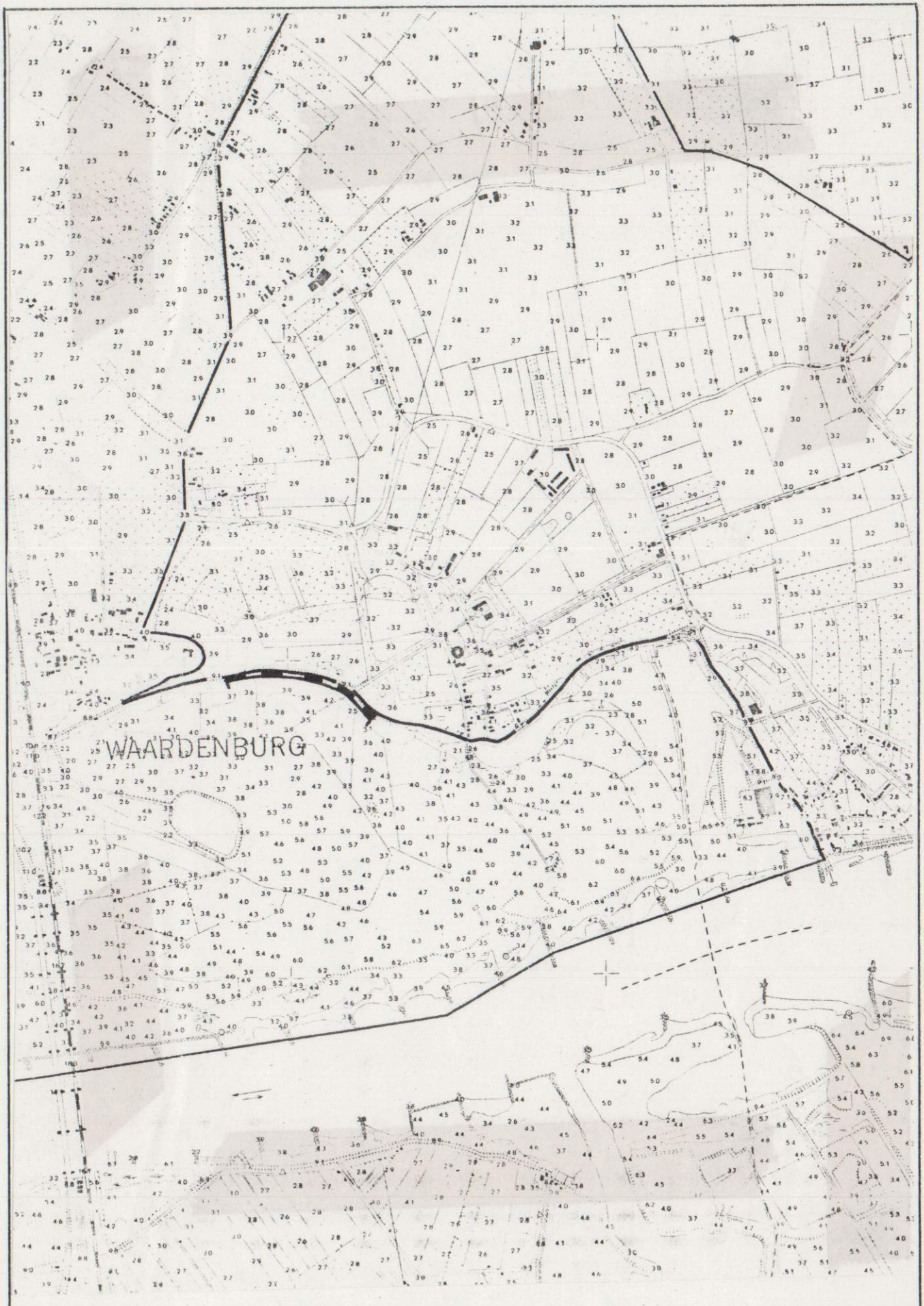
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	BIJLAGE 4.4	A 4	NR. 76.186



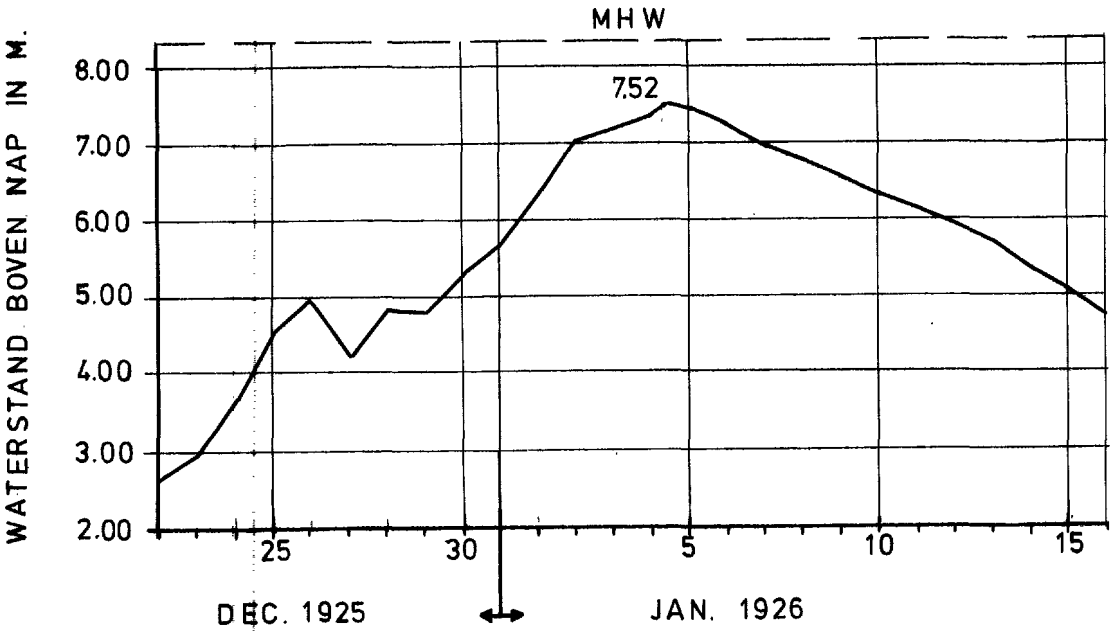
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	BIJLAGE 4.3	A 4	NR. 76.185



CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN | BIJLAGE 4.2 | A 4 | NR. 76.184

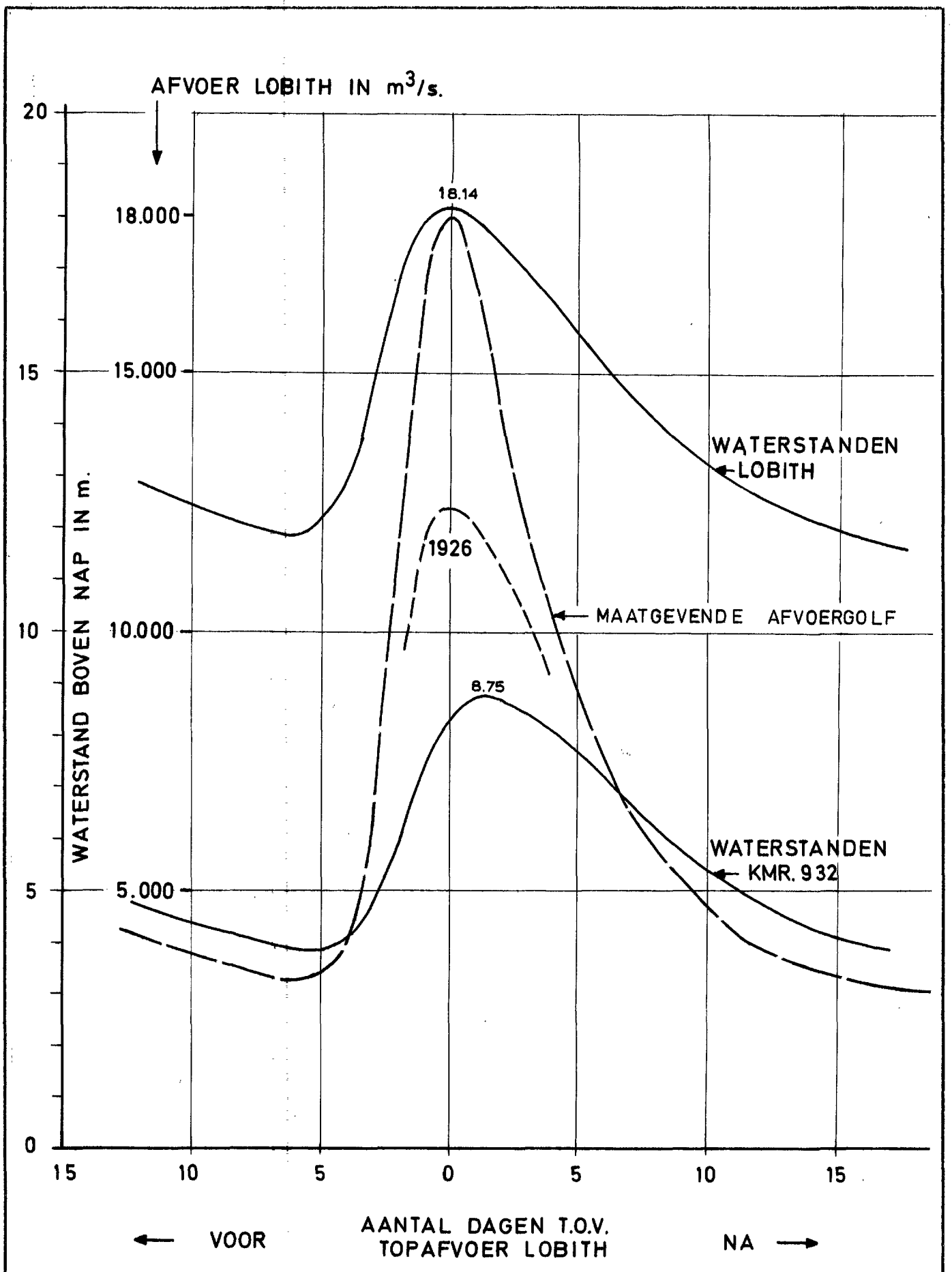


CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	BIJLAGE 4.1	A 4	NR. 76.183

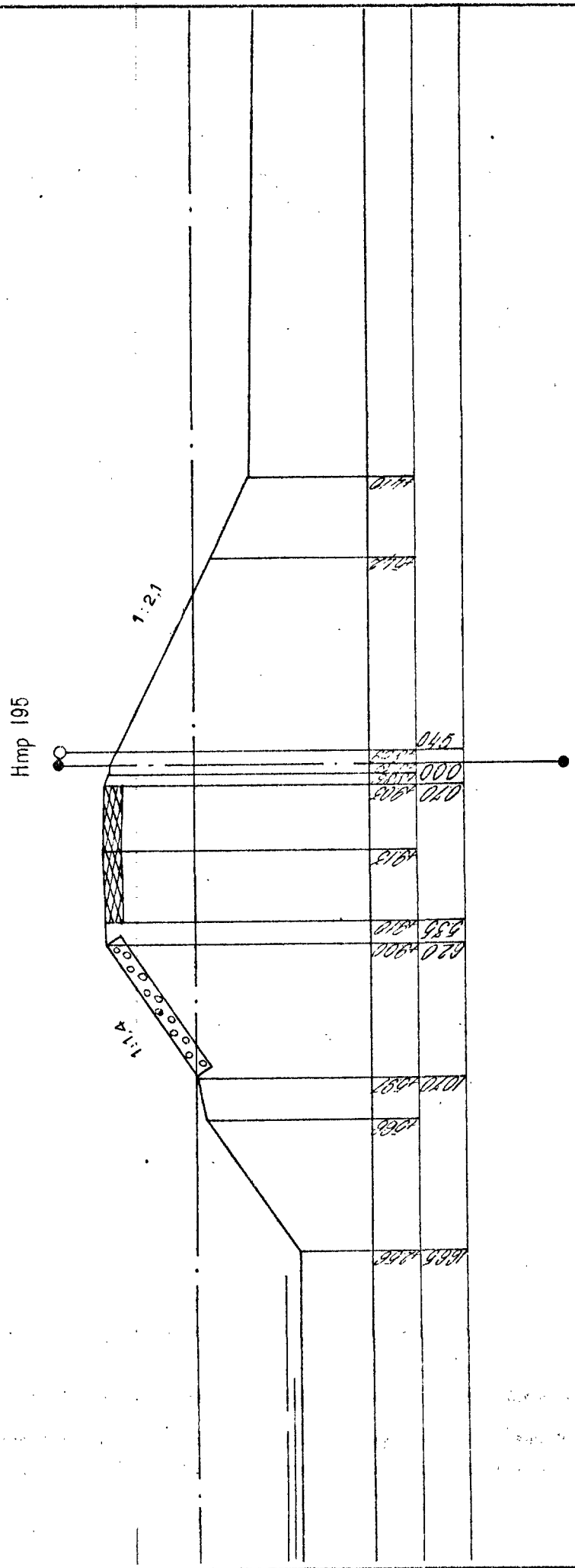


WATERSTANDEN 1925 / 1926
TE ZALTBOMMEL KMR. 934.780

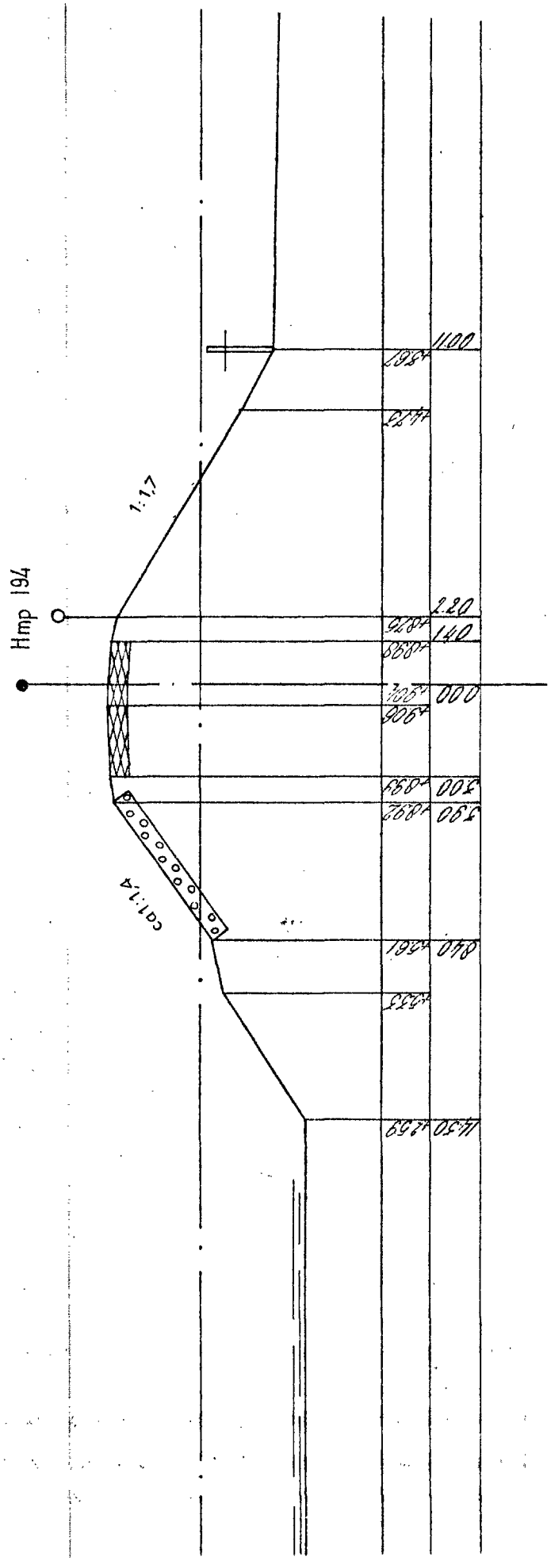
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	BIJLAGE 3.2	A4	NR. 76.174



MAATGEVENDE AFVOERGOLF WAAL - WAARDENBURG				BIJLAGE 3.1	
				SCHAAL	
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	gem	get L.S. 3-76	gez	A4	WERKNR. A-75.065 TEK. NR. 76.173

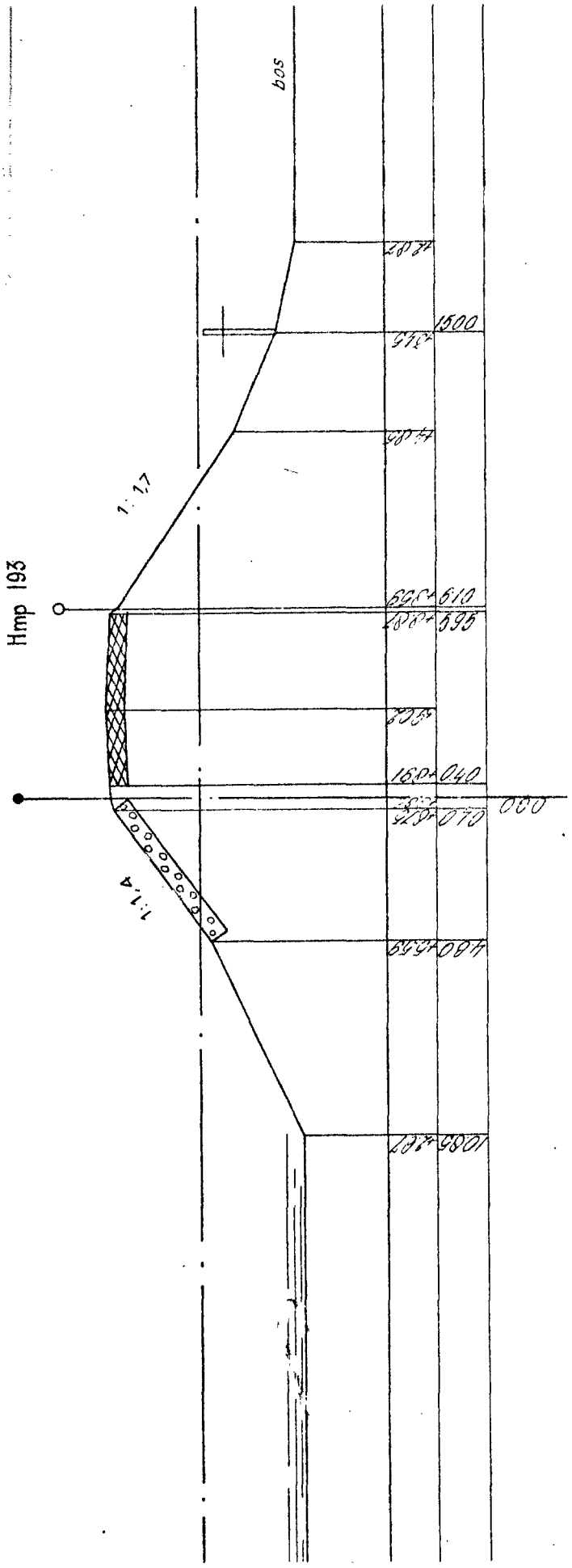


CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	BIJLAGE 2.2F	A4	NR. 76.182



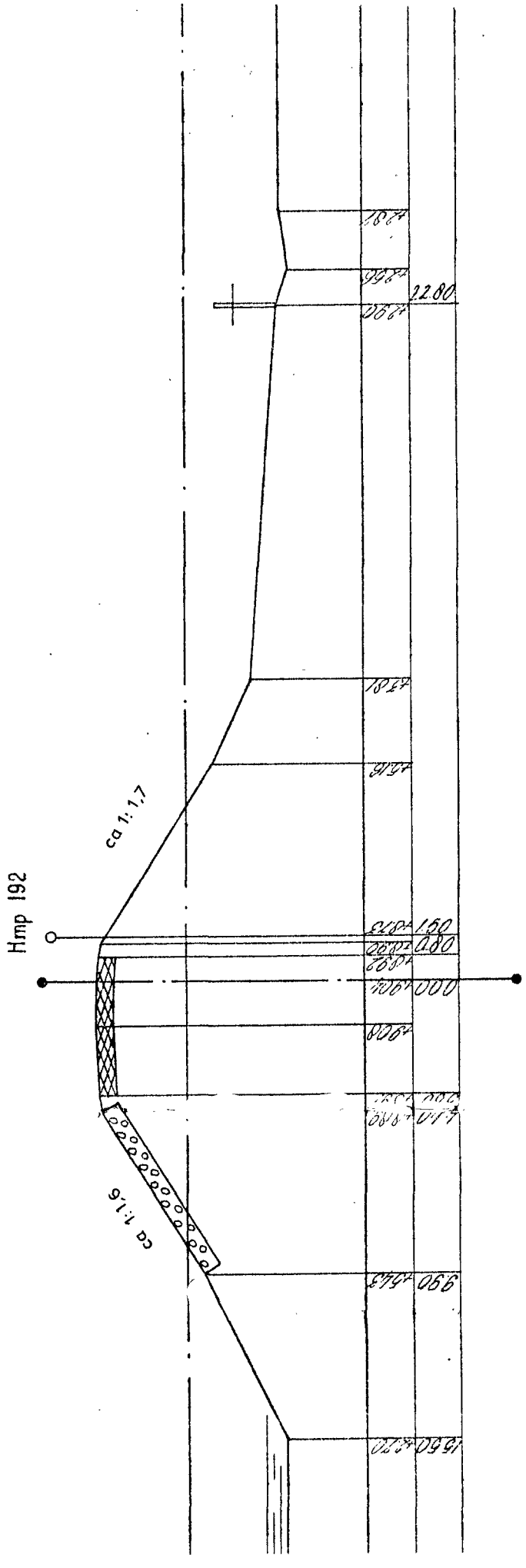
SCHAAL 1: 200

CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	BIJLAGE 2.2E	A4	NR. 76.181



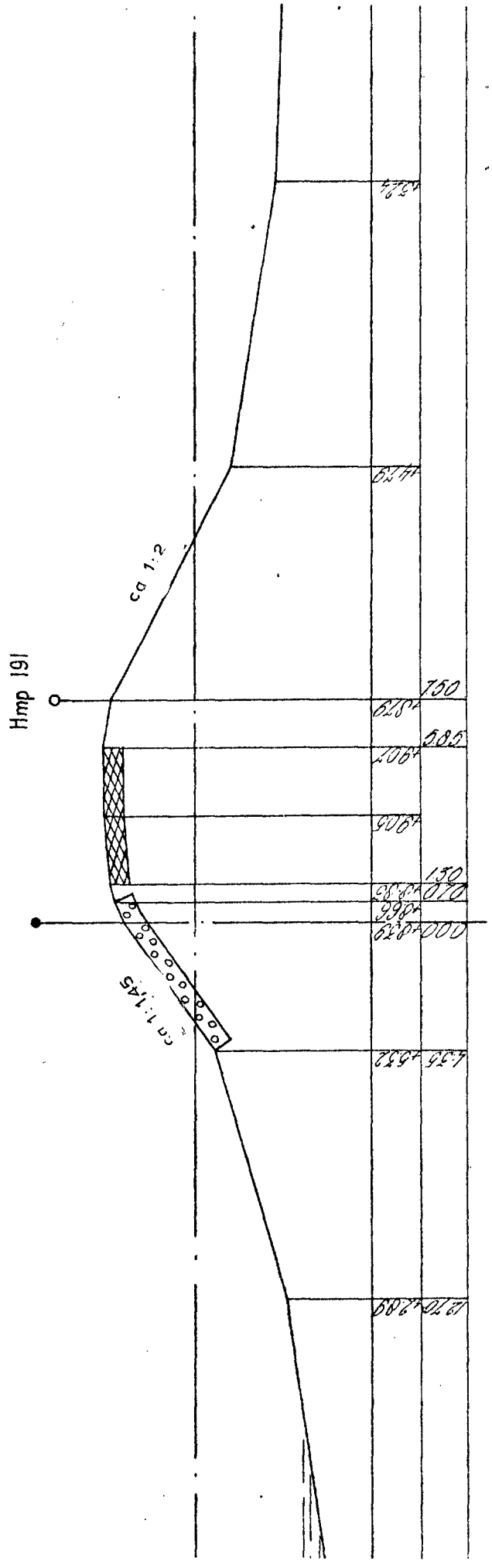
SCHAAL 1:200

CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	BIJLAGE 2.2D	A4	NR. 76.180

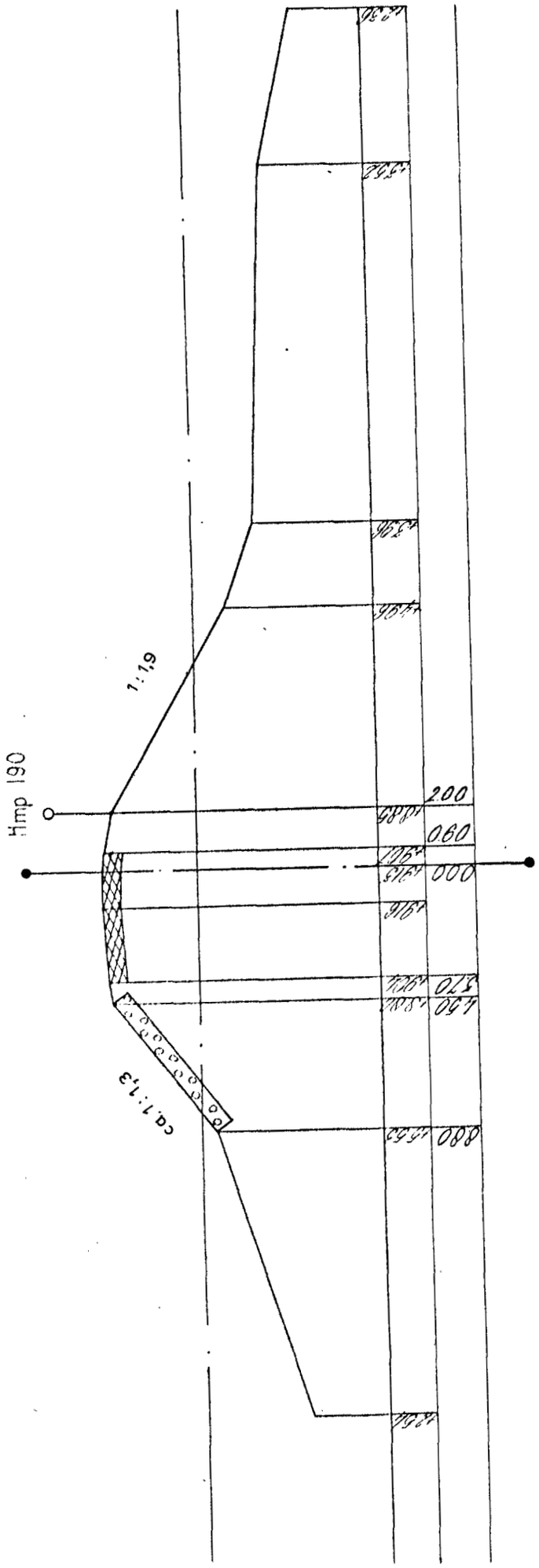


SCHAAL 1: 200

CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	BIJLAGE 2.2C	A4	NR. 76.179



CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	BIJLAGE 2.2B	A4	NR. 76.178



SCHAAL 1:200

CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	BIJLAGE 2.2A	A4	NR. 76.177

CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN

BIJLAGE 2.1

A4

NR. 76.176

LENGTE PROFIEL WAARDENBURG - NEERIJNEN

(hmp . 190 - 195)

