

DI: 206286



waterloopkundig laboratorium
delft hydraulics laboratory

stormvloedkering Nieuwe Waterweg

Hydraulische berekeningen bodem-
en oeververdediging van het
NIWAS ontwerp

dr. ir. P.A. Kolkman

Q 699

september 1987

C 1892

BIBLIOTHEEK DIRECTIE SLUIZEN
EN STUWEN VAN DE RIJKSWATERSTAAT
NR. C 1892 90415

de uitleentermijn
loopt af op:

16 JULI 1990

BIBLIOTHEEK
Dir. Sluizen en Stuwten
van Rijkswaterstaat
Postbus 20.000
3502 LA Utrecht

61249 ©NBLC / 33452

Q 699

september 1987

HYDRAULISCHE BEREKENINGEN BODEM- EN OEVERVERDEDIGINGEN

opgesteld door:

P.A. Kolkman, Waterloopkundig Laboratorium

september 1987

INHOUD

	blz.
1. <u>Inleiding</u>	1
2. <u>Keuze van bepalende randvoorwaarden</u>	3
3. <u>Keuze formules steenstabiliteit en criterium stortebedlengte</u>	5
4. <u>Keuze rekenmethode debiet, verval en stroombeeld</u>	9
5. <u>Gevallen die zijn doorgerekend</u>	15
6. <u>Berekening translatiegolven, lokaal verval en debieten</u>	17
7. <u>Berekende stroombeelden</u>	18
8. <u>Geadviseerde bestortingen</u>	19
9. <u>Geadviseerd modelonderzoek</u>	22

TABELLEN

FIGUREN

Voorwoord

Aan het ontwerp van de Combinatie Nieuwe Waterweg Stormvloedkering (NIWAS) heeft dr. ir. P.A. Kolkman van het Waterloopkundig Laboratorium op exclusieve basis meegewerkt. Dit heeft inhouden dat, gezien het speciale karakter van dit project, het advies en de uitvoering ervan sterk persoonsgebonden is geweest.

1. Inleiding

Bij het ontwerp van de stormstuw in de Nieuwe Waterweg behoort een adequate bodem- en oeververdediging die tijdens sluiten, openen en spuien garandeert dat de stuw en de bestaande dijken en oeverwerken niet beschadigen of (gedeeltelijk) bezwijken. De schade aan bodem- en oeverbescherming zelf die toelaatbaar is, is afhankelijk van onderhoud en hiermee samenhangend de hinder voor de scheepvaart.

Het ontwerp van een bodembescherming is de uitkomst van een optimaliseringsvraagstuk met bouw- en onderhoudskosten en gekwantificeerde scheepshinder. In dit stadium is het niet relevant geacht reeds naar deze optimalisatie te kijken.

Bij de Oosterschelde kering heeft de bodemverdediging en de schatting van de bodemerosie achter deze bescherming een grote invloed op het ontwerp van de kering gehad; oplossingen met verticale spleten werden verworpen en de oplossing met een zo gelijkmatige debietspreiding over de breedte is gekozen.

De situatie in de Nieuwe Waterweg wijkt op een aantal punten sterk af van die in de Oosterschelde. In de normale situatie zijn drempels en pijlers afwezig (althans bij alle ontwerpen die door ons zijn bekeken) en behoudt de rivier zijn normale karakter; ook het zandtransport verandert weinig. Door de aanwezigheid van havens is er de onwenselijkheid van translatiegolven en dit leidt weer tot een grote voorkeur voor het sluiten tijdens kentering. Omdat er ook bovenafvoer is moet de stuw zo vroeg mogelijk gesloten worden om voor het achterland nog voldoende reductie van het hoogwater te geven. Voor de veiligheid van de bestaande hoogwaterkering is toename van stroomsnelheden ongewenst tenzij een belangrijke verzwaring van de verdediging van de bestaande hoogwaterkering geaccepteerd wordt. Met de veiligheid van de noordelijke oever is de veiligheid van midden-west Nederland gemoeid. Dit alles heeft geleid tot een ontwerpfilosofie voor de nieuwe kering waarbij alles in het ontwerp erop gericht is, dat de faalkans van sluiten anders dan bij kentering zo gering mogelijk is. Dit reduceert sterk de stroomsnelheden tijdens sluiten. Desondanks is in het gepresenteerde ontwerp de bodemverdediging ontworpen voor een sluiting bij een intiele snelheid van 1,5 m/s (zie par. 2). Dit is dus een uitzonderlijke situatie.

Toen de vergelijking gemaakt werd tussen langzaam sluiten met een constructie die tijdens sluiten het debiet over de gehele breedte gelijkmatig en geleide-

lijk reduceert, of snel sluiten, bleek dat snel sluiten rondom kentering de beste strategie is. Daarmee wordt een grote vrijheid verkregen in de keuze van het type stuw.

Bij de vergelijking van diverse typen kering tijdens het begin van het ontwerpproces heeft de bijbehorende bodemverdediging steeds een belangrijke rol gespeeld.

Bodembescherming kan alleen ontworpen worden als randcondities (waterstanden bij verschillende sluitingsgraad van de kering en de bijbehorende debieten), het daarbij behorende stroombeeld met stroomsnelheden, de turbulentiegraad, de erodeerbaarheid van bestortingen en de bodem, en de afschuifhellingen in de bodem bekend zijn. Voor een ontwerp van een bodemverdediging is een modelonderzoek naar steengewichten en erosie achter de bestorting onontbeerlijk. Toch is hier in dit stadium niet voor gekozen, omdat dit in een te vroeg stadium het ontwerp teveel vast zou leggen; de voorbereiding en uitvoering vergt al gauw een paar maanden. Gekozen is voor een rekenmethodiek die voor alle keuzen van het ontwerp van de kering en randcondities een redelijke vergelijking van kosten mogelijk maakt. Dit was belangrijk voor de eerste ontwerpfase.

In de tweede ontwerpfase is gedetailleerder naar de dimensionering gekeken en is ook gekeken naar de erosie achter de bestorting in relatie tot de veiligheid van de bestorting.

De gekozen rekenmethode maakt zoveel mogelijk van eenduidige uitgangspunten gebruik, hozeer die uitgangspunten zelf per rekengeval ook nog aan zekere marges van onzekerheid onderhevig zijn. De berekening pretendeert niet de eigenlijke bodemverdediging al in dit stadium optimaal te ontwerpen. Wel kan hierop een eerste kostenschatting worden gebaseerd die in de latere (gedetailleerde) ontwerpfase aangepast wordt. Gezien de beperkingen die we ons in deze ontwerpfase moesten opleggen, zijn dan ook zoveel mogelijk verfijningen uit de berekening weggelaten en is ook de keuze van randvoorwaarden globaal geweest.

In dit verslag is reeds een voorstel uitgewerkt van een modelonderzoek dat in de volgende ontwerpfase uitgevoerd moet worden.

2. Keuze van bepalende randvoorwaarden

Bij het sluiten van de stuw in stroming ontstaan translatiegolven waardoor een steeds toenemend verval ontstaat, dat na langere tijd weer afneemt door de (partiële) terugkaatsing. De invloed van terugkaatsing is pas merkbaar als de golf heen en teruggelopen is van de stuw naar het punt van terugkaatsing, dus als $t=2L/c$ (c = loopsnelheid). Met een afstand van Maassluis tot splitsing Calandkanaal = 12000 m en $c = 10$ m/s is deze tijd voor de zeezijde 2400 s. Omdat het eerste deel van sluitmanoeuvre nog weinig golf oplevert, is pas bij sluitingstijden van orde drie kwartier of iets langer sprake van reducerende werking. Omdat gekozen is voor een relatief snelle sluiting wordt gerekend zonder deze reductie. Het verval dat bij sluiten onder stroming ontstaat, is veruit maatgevend voor het stortebed aan de binnenzijde. Aan de buitenzijde moet gerekend worden met een ontvangbed bij dezelfde sluitingsconditie, en met spuien van binnen naar buiten en eventueel met openen onder verval.

Zoals reeds eerder gesteld mag het sluiten onder initiële stromingscondities al als een buitenissige situatie worden geclassificeerd. Voor de keuze van het stortebed aan de binnenzijde is gekozen voor een initiële snelheid van 1,5 m/s, hoewel ook nog gekeken is voor wat betreft het eindontwerp naar 1,0 resp. 2,2 m/s. Stroomkentering betekent een stroomsnelheid die gemiddeld over de vertikaal nul is. Bij stroomkentering is de snelheid in de Nieuwe Waterweg zeer ongelijk over de vertikaal verdeeld. Dit heeft verschillende redenen maar de belangrijkste is de zout-zoetstroming. De verschilsnelheid tussen twee lagen bedraagt maximaal zelfs $\sqrt{\Delta gh}$ met $\Delta = (\rho_1 - \rho_w)/\rho_w$. Voeren we in een relatief dichtheidsverschil tussen zoet en zout water van 1‰ en een waterdiepte van 16 m dan wordt deze maximale verschilsnelheid 1,2 à 1,3 m/s. Een snelheid aan het oppervlak nul valt dus in de regel niet samen met de kentering aangezien dit theoretisch een gemiddelde snelheid naar binnen kan geven van meer dan 1 m/s. Door omstandigheden kan wat te laat worden begonnen met sluiten en neemt ook tijdens het sluiten de watersnelheid door het getij nog wat toe. Dit heeft geleid tot de keuze van het criterium voor de initiële watersnelheid van 1,5 m/s. Geadviseerd wordt om als strategie de stroomkentering aan te houden.

Om de berekeningen te beperken zijn alle berekeningen van de translatiegolven, het stroombeeld en de dimensionering van de bestorting gedaan voor een bepaalde waterdiepte gekoppeld aan de initiële watersnelheid (zie de tabel in par. 6). Bij een proefberekening bleek trouwens de waterstand niet sterk door de spreken op de dimensionering.

De translatiegolven zijn berekend met formules uit de klassieke hydraulica; het lastigst was nog om een keuze te maken van een representatieve dwarsdoorsnede voor zowel berging als doorstroomprofiel.

3. Keuze formules steenstabiliteit en criterium stortebedlengte

A. Zwaarte van de bestorting (steenstabiliteit)

Alleen de oppervlaktelaag wordt beschouwd, de keuze van de filterconstructie eronder hangt volledig af van de filtereisen en van uitvoerings- en kostenaspecten.

Er zijn twee gebieden te onderscheiden: het gebied waar het snelheidsprofiel nog in belangrijke mate wordt bepaald door de stuw en het gebied waar dit snelheidsprofiel door de bodemruwheid wordt bepaald en waarbij dus de bodemsnelheden kleiner zijn.

In het gebied met nog een geconcentreerde straal en ook in een zeker gebied daarachter speelt de bodemruwheid nog nauwelijks een rol. In het gebied van de geconcentreerde straal (vooral belangrijk tijdens sluiten) is naast de kern (die een lengte heeft van ca. 5 * de breedte van de straal) een wervelzone aanwezig waarvan de wervels in de kern een opzuigeffect hebben. In dit gehele gebied wordt gebruik gemaakt van de zogenaamde USBR-formule. Deze heeft bewezen redelijk aan de veilige kant te zitten, hoewel er door WL gevallen onderzocht zijn, waarbij er toch stenen verplaatsen.

$$d_{50} = 1,4 V^2 / 2\Delta g$$

met

$$\Delta = (\rho_s - \rho_w) / \rho_w$$

d_{50} is de steendiameter waarboven of waaronder de helft van het steengewicht zit, V is de snelheid ca 4 maal de d_{50} boven de bodem, ρ is de soortelijke massa, s refereert aan "steen" en w aan "water".

Voor de snelheid V wordt in het volgende de dieptegemiddelde snelheid in de as van de straal genomen. Voor het gebied tot 200 m achter de stuw wordt aangenomen dat de bodemwrijving nog geen rol speelt, en dat de coëfficiënt van 1,4 moet worden toegepast.

Het tweede gebied is daar waar de snelheid min of meer aan de bodemruwheid is aangepast. Hier wordt de formule van Shields toegepast:

$$\Psi = \tau / \Delta \rho g d_{50}$$

(τ = schuifspanning langs de bodem, de andere grootheden waren al eerder gedefinieerd).

Voor grover zand is de waarde $\Psi = 0,05$ gebruikelijk. Bij deze waarde van Ψ vindt echter nog enig transport plaats. Bij een steenbestorting is dit niet aanvaardbaar, omdat deze maar een paar lagen dik is en in bepaalde gevallen zelfs de scheepvaart nog hinder van een steen kan ondervinden die op een andere ligt.

Bovendien is de Ψ van 0,05 gebaseerd op een turbulentiegraad van 15%. De Shields parameter is evenredig met $(1 + 3 * \text{turbulentiegraad})^3$.

Bij een nog spreidende straal is de turbulentiegraad hoger dan 15%; geschat 25%. Uiteindelijk wordt daarom gebruikt

$$\Psi = 0,02$$

De schuifspanning langs de bodem is

$$\tau = \rho g h i$$

($\rho = \rho_w$, waterdiepte, i = verhang)

Het verhang volgt uit de formule van Chézy

$$V = C / (h i)$$

dus

$$T = \rho V^2 g / C^2$$

Voor C geldt:

$$C = 18 * \log (12 h / d_{90})$$

omdat geldt:

$$d_{50} = 50 \tau / \Delta \rho g$$

vinden we

$$d_{50} = (100g/C^2) * (V^2/2\Delta g)$$

Voor een steen met een gemiddelde diameter van 0,5 m (ruwheid betrokken op $d_{90} = 1$ m) en een waterdiepte van 18 m resulteert dit in een C waarde van 42.

We vinden:

$$d_{50} = 0,6V^2/2\Delta g$$

Gekozen is uiteindelijk voor een iets hogere coëfficiënt in verband met toch nog een aantal onzekerheden betreffende de snelheidsverdeling over de verticaal. De formule is ook voor het ontvangbed toegepast, hier is de snelheid matig aan de bodemruwheid aangepast maar de turbulentie is laag.

$$d_{50} = 0,8V^2/2\Delta g$$

Er is gebruik gemaakt van de gangbare steenclassificatie. Per steenklasse is gekeken wat de lokaal (eerste 200 m) toelaatbare snelheid en wat de globaal toelaatbare snelheid (voorbij 200 m) is. Uitgegaan is van een soortelijke massa van de steen van 2650 kg/m^3 , ofwel een Δ van 1,65. Voor zwaardere steen neemt de diameter af omgekeerd evenredig met Δ . Voor dezelfde steendiameter neemt de toelaatbare snelheid toe met de wortel uit de Δ .

In tabel 4 zijn de toelaatbare snelheden vermeld voor diverse sorteringen en dichtheden van $\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$ respectievelijk $\rho = 3000 \text{ kg/m}^3$.

In de eerste, vergelijkende ontwerpfase is voor die gebieden waar de werkelijke snelheid nog hoger is dan overeen komt met de toelaatbare snelheid behorend bij 1000/3000 kg met $\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$ in de figuren een alternatieve bodembescherming voorgesteld, aangegeven als "betonvloer". Dit kan wellicht ook een gegroute steenbestorting zijn of en zeer zware open bestorting.

B. Lengte van de bestorting

Er zijn twee criteria gehanteerd bij de berekening van de totale lengte van de bestorting. Als de stroming in zoverre gelijkmatig over de breedte van de

Nieuwe Waterweg is verdeeld, dat er ter plaatse geen neerstroming is, dan is ook geen ondermijning van het stortebed door neervorming en wervels meer te verwachten. De aanzethelling van de kuil sluit dan, zonder dat eerst een sprong ontstaat aan op de beëindiging van de bestorting. Zelfs bij een ongunstig stroombeeld is op een afstand van $5,5 \cdot$ de waterbreedte (2000 m) geen neer meer te verwachten. Is de middenstraal breed dan worden de zijneren ook korter. Bij versmallen van deze straal kan een meanderende stroming ontstaan, waarbij neren verder doordringen. Is er wel neerstroming aan het einde van de bestorting, dan is het stortebed beëindigd als de snelheid in de straal kleiner is dan 1,3 m/s (ca $3 \cdot$ de snelheid waarbij los fijnkorrelig materiaal begint te bewegen).

Geschat is dat bij de hierboven gestelde criteria de kuil die achter het stortebed ontstaat in ca. 15 minuten niet dieper wordt dan 1,5 m. De tijd van 15 minuten is ongeveer de halve sluittijd van de stuw.

Opgemerkt moet worden dat de berekende lengte van de bestorting in de eerste ontwerpfasen in wezen slechts een rekenuitkomst is voor vergelijking van de kosten; bij het definitieve ontwerp zal bijvoorbeeld blijken dat de bestorting langs de oever langer zal doorlopen dan in het midden van de rivier. Dit hangt ook samen met de afstand tot de oevers; een kuil ligt altijd veel dichterbij een oever dan bij de stuw zelf, en maatgevend is dan de stabiliteit van de oevers.

Bij het eindontwerp wordt nog nader gekeken naar kortere lengten van de bestorting en welke erosie hierbij te verwachten is. Indien een kortere lengte van de bodemverdediging wordt toegepast, zullen diepere ontgrondingskuilen ontstaan achter de verdediging. Maatregelen kunnen dan noodzakelijk zijn om te verzekeren, dat door deze kuilen de stabiliteit van de oevers, de bodemverdediging en de constructie niet in gevaar komt.

4. Keuze rekenmethode debiet, verval en stroombeeld

Met de klassieke translatiegolftheorie zijn translatiegolven berekend, die tevens het verval over de kering opleveren. Zoals reeds eerder is gesteld wordt er van uitgegaan dat de sluiting zo snel is, dat de translatiegolf niet door (patiële) terugkaatsing verlaagt. Bezien we bijvoorbeeld de afstand van de kering tot het Callandkanaal, geschat 14 km, dan is terugkaatsing bij de kering pas te verwachten na:

$$t = 14000/(\sqrt{g \cdot h} - 1,5) + 14000/(\sqrt{g \cdot h} + 1,5)$$

We zijn in dit voorbeeld uitgegaan van een beginsnelheid van 1,5 m/s en verwaarlozen de door het sluiten zelf afgenomen watersnelheid.

Ingevoerd wordt $h = 16$ m en we vinden $t = 2200$ s dus meer dan 0,5 uur. Als we ook bedenken dat het eerste deel van sluiten nog bijna geen knijpen van het debiet geeft dan kan het reducerend effect van sluiten worden verwaarloosd tot een sluittijd van ca. 3/4 uur.

De opgewekte translatiegolven zijn:

$$z_1 = \Delta Q/b (\sqrt{g \cdot h} - 1,5)$$

$$z_2 = \Delta Q/b (\sqrt{g \cdot h} + 1,5)$$

met $h = A/b$ ($A =$ stromingsprofiel, $b =$ waterspiegelbreedte)

$$\Delta h_{\text{globaal}} = z_1 + z_2$$

Omdat geldt dat het debiet dat door de geknepen opening passeert gelijk is aan

$$Q = m \cdot a \cdot \sqrt{2g \Delta h} \quad (a = \text{oppervlak resterende opening}) \text{ en ook}$$

$$\Delta Q = Q_0 - Q$$

vinden we nu een eenduidige relatie tussen de grootte van de resterende opening en het debiet (en ook het verval). De uitwerking van deze berekening vergt een iteratieproces of een terugzoeken van $m \cdot a$ uit ΔQ .

De grootte van de afvoercoëfficiënt m volgt uit een schatting van de stro-

mingscontractie en een berekend lokaal verval dat rekening houdt met de lokale waterspiegelafzinking. Deze berekening wordt wat geschematiseerd door gebruik te maken van het feit dat de translatiegolven klein zijn ten opzichte van de waterdiepte. Bij rioolstroming (bij constant profiel) geldt bij een partieel geknepen schuif:

$$\Delta h_{lok} = \text{lokaal verval} = (A/\mu a)^2 V_o^2/2g \quad (\text{Bernoulli})$$

$$\Delta h_{glob} = \text{schuifverval} = (A/\mu a - 1)^2 V^2/2g \quad (\text{Carnot})$$

Het schuifverval is, omdat de $V^2/2g$ term boven- en benedenstrooms niet sterk verschilt, tevens het "globale" verval $z_1 + z_2$.

Hieruit zien we

$$\Delta h_{lok} = \Delta h_{glob} / (1 - \mu a/A)^2$$

De uittreesnelheid

$$V_{lok} = (\sqrt{2g\Delta h_{glob}}) / (1 - \mu a/A)$$

Het debiet

$$Q = (\mu a \sqrt{2g\Delta h_{glob}}) / (1 - \mu a/A)$$

Bij de berekeningen is ingevoerd de hulpgrootheid α

$$Q = \alpha A * \sqrt{2g\Delta h_{glob}}$$

waaruit volgt

$$\alpha = (\mu a/A) / (1 - \mu a/A)$$

Volledigheidshalve

A wordt hier aangenomen als het stromingsprofiel van de ongestoorde rivier

a = schuifopening

μ = stroomcontractiecoëfficiënt

We hebben aangenomen

$$\mu = 0,6$$

(Opm. de rekenuitkomst is nauwelijks gevoelig voor de keuze van α , alleen de verhouding schuifjesopening/middenopening varieert wat).

Voor A is gekozen het gemiddelde van het profiel tussen de kribben en het volle profiel bij waterstand; bij NAP + 1,5 m is hiervoor bijvoorbeeld gevonden 7300 m².

De waterdiepte die gebruikt wordt om de loopsnelheid van de translatiegolf te berekenen:

$$h = A/b_{\text{waterspiegel}}$$

De kribben tellen niet mee bij de definiëring van de spiegelbreedte, voor b is ingevoerd 630 m. We krijgen nu $\sqrt{g \cdot h} = \sqrt{9,81 \cdot 7300/630} = 10,67$ m/s.

Belangrijk bij de berekeningen van het stromingsveld is de theorie van de vrije twee-dimensionale straal. In een driehoekige kern met breedte μD (D is de breedte van de stuwopening) en lengte $5\mu D$ heeft de straal de volle snelheid heeft en in de as van de straal verderop op afstand X heerst een afnemende snelheid evenredig met $\sqrt{5\mu D/X}$.

We hebben een reductie van de stroomsnelheden ingevoerd op een grotere afstand dan 200 m, omdat de waterspiegelafzinking ook lokaal is en de oplopende waterstand door de oplopende drukgradiënt een extra debietspreiding geeft. We hebben verderop gerekend met de vrije straaltheorie alsof de beginsnelheid in de kern $V = \sqrt{2g\Delta h}$ was. Omdat de continuïteit moet blijven kloppen, is wel ingevoerd dat de straal evenredig met $(1 - \mu a/A)$ verbreedt.

Dus (voor $X > 200$ m): $V_{\text{globaal}} = \sqrt{2g\Delta h}$ als we nog in de kern zijn.

$$\text{Verderop: } V = V_{\text{glob}} \sqrt{5\mu D/X}$$

Nu is een hulpmiddel gebruikt om na te gaan welke situatie voor de straal die door de middenopening van de stuw binnenkomt, maatgevend is voor het stortebed. A priori is namelijk helemaal niet duidelijk of de brede opening maar met een lagere watersnelheid in de kern maatgevend is of juist de kleine opening met hogere snelheid.

Uit het voorgaande volgt:

$$V = (\sqrt{2g\Delta h}) * \sqrt{(5\mu D/X)}$$

Op een bepaalde afstand X is dus de snelheid evenredig met

$$V \approx V_{glob} \sqrt{(D)}$$

Door nu bij elke schuifopening te bepalen de $V_{glob} \sqrt{(D)}$ kan de meest kritieke schuifsituatie worden vastgesteld. Bij de gekozen segmentschuiven met over de breedte verdeeld kleinere schuifjes of, zoals in een bepaald ontwerpstadium gedacht was met een onderspui-opening, is tijdens de sluiting de snelheid van de straal door de middenopening kleiner naarmate er meer debiet door de schuifjes of de onderspleet gaat.

Het verval bouwt daarna pas verder op bij het sluiten van de schuifjes of van de spui-spleet. Voor de bestorting is dat laatste echter minder kritisch omdat het hier een over de rivierbreedte gelijkmatig verdeeld debiet betreft.

Een aparte berekening betreft het stromingsveld achter de schuifjes of de onderspui-opening. Ook hier geldt de theorie van de twee-dimensionale straal. De spleet D is nu veel kleiner en de spreiding vindt dus veel sneller plaats. Wel is het zo dat in de analytische uitdrukking van de snelheidsafname de D-waarde twee maal de spleethoogte (maal de contractiecoëfficiënt) is, omdat het nu een halve straal betreft, die van onderen geen debiet aanzuigt. Datzelfde geldt ook voor een straal die nabij het wateroppervlak wordt ingebracht.

De straal door de middenopening en de straal door de schuifjes of de onderspleet zijn afzonderlijk doorgerekend, alsof deze elkaar niet beïnvloeden. Dit is op zich een onveilige aanname; de snelheid in de straal neemt af door wrijving met het water opzij van deze straal. Als dit water ook stroomt dan is de wrijving dus minder. Echter is een ander effect verwaarloosd dat juist weer reducerend werkt: Door de wrijving van het relatief ruwe stortebed ontstaat extra spreiding van de straal en dat effect is niet in rekening gebracht.

In de bijgevoegde tabellen is voor verschillende waarde van de beginsnelheid $V_{initieel}$ en voor verschillende situaties voor wat betreft schuifjes of onderspui berekend als functie van de schuifopening b_o , de totale oppervlakte van schuifjes plus middenopening A_{so} , de effectieve relatieve schuifopening

$\mu a/A_{\text{rivier}}$ (genoemd $\mu A_{s0}/A_s$), de coëfficiënt α als gedefinieerd hiervoor, hoeveel het oorspronkelijke debiet is verminderd Q_t (een grootheid van belang voor de translatiegolfberekening), het resterend debiet Q_r , het verval dh (eigenlijk $z_1 + z_2$), V_s ofwel eigenlijk V_{glob} , de constante C die aangeeft hoeveel het lokale verval groter is dan het globale verval, Cdh , $V_{\text{lok}} = \sqrt{(2gCdh)}$, μb_o , $\mu b_o \sqrt{C}$ hetgeen samenhangt met de vergrote straalbreedte na 200 m afstand en dan nog $V_{\text{glob}} \sqrt{D}$ de parameter waarmee te bepalen is welke situatie het meest kritiek is. Tot slot is ook dezelfde parameter opgenomen maar nu betrokken op de lokale watersnelheid.

De grootheden die bij het begin van de berekening zijn ingevoerd als de initiële watersnelheid in de rivier, het rivierdebiet voor sluiten, de contractiecoëfficiënt, het stromingsprofiel van de rivier, de waterspiegelbreedte en de loopsnelheid van de translatiegolf tegen de stroom in en met de stroom mee zijn alle afzonderlijk vermeld.

Opmerking: de translatiegolf die ontstaat bij een volledig gesloten schuif bij een beginsnelheid van 1,5 m/s wordt volgens deze berekening:

$$z_1 = Q_o/bC_1 = 10950/630*9,16 = 1,9 \text{ m}$$

Deze waarde is direct vergelijkbaar met wat is vermeld in de RWS nota GWAO-87.334 juni '87 op blz. 8. Bij sluiten in 1 uur, waarbij dus al wel enig effect van terugkaatsing aanwezig is is gevonden dat de eerste top 1,45 m à 1,55 m hoog is. Dit mag een bevredigende overeenkomst genoemd worden. De RWS nota betrof alleen translatiegolven aan de buitenzijde bij wat langzamer sluiten.

Nu de bepaling van het stroombeeld zelf, inclusief neren etc. Hier is gebruik gemaakt van een WL-onderzoek dat nog niet gerapporteerd is. Door ir. E.A. van Kleef is de straaltheorie zodanig aangepast dat ook situaties met neren kunnen worden berekend. Hierbij wordt de invloed van de neren in rekening gebracht door aan te nemen, dat de straal tot ongeveer de halve neerlengte debiet aanzuigt als een gewone vrije straal, en dat daarna het debiet volgens een empirisch verband terugloopt tot het initiële debiet in de straal. Zodra de straal de bodem of de wand raakt wordt de theorie toegepast op de halve straal die alleen aan een zijde debiet kan aanzuigen. Van deze half empirische methode

was een computerprogramma beschikbaar, waarvan reeds een aantal rekenresultaten geverifieerd zijn aan de hand van experimenten.

De onderhavige berekeningen zijn door ir. E.A. van Kleef persoonlijk uitgevoerd.

Bij de berekeningen is niet verder ingegaan op de gekromde vorm van de segmentschuiven en de plaatsing van de schuifjes hierin. Het resultaat van de werkelijke vormgeving zal zijn dat de afvoer die door de geopende schuifjes gaat zich meer op de oevers concentreert. Aangenomen wordt dat dit wel maakt, dat ook het stortedebied hierop moet worden aangepast.

Overwogen is nog om het behulp van geleideschotten de stroming door de schuifjes parallel aan de as van de rivier te geleiden, maar besloten is om dit niet te doen omdat dit te grote tangentiële krachten op de schuif en daarmee op het bewegingsmechanisme zou geven.

De bodemverdediging aan de zeezijde behoeft minder aandacht: het stroombeeld is tijdens sluiten een convergente stroming die met een vierkantennet is af te schatten en bij spuien naar zee betreft het een stroming die niet sterk over de bodem stroomt. Bij de aanvankelijk beschouwde situatie met onderspui betrof het een gelijkmatig over de breedte gespreide stroming die ook eenvoudig is te bepalen.

Hoewel de hiervoor beschreven methode in wezen globaal is en geen grote nauwkeurigheid pretendeert, zou een meer verfijnde methode als bijvoorbeeld ODYSSEE berekeningen niet adequaat zijn geweest. Ook deze methode is tweedimensionaal en geeft normaal alleen het stroombeeld bij permanentie. Ook dan blijft er nog de onzekere factor van de vertaling van stroomsnelheden naar steengewicht. Voor wat betreft de lengte van de bestorting is ook de bodemgesteldheid nog onbekend, klei zal in korte tijd bijvoorbeeld nauwelijks eroderen. Een grote onzekerheid betreft de korte tijd van sluiten van de kering: het is niet ondenkbaar dat de middenstraal veel minder ver doordringt dan bij de permanente situatie. Hierover zou een verder verfijnde ODYSSEE berekening wel meer inzicht kunnen geven.

Gezien de totale problematiek wordt echter geadviseerd een schaalmodelonderzoek te doen in een overzichtsmodel met een realistisch verlopend sluitingsprogramma en debietverloop.

5. Gevallen die zijn doorgerekend

Bij de afweging van het stuwontwerp heeft de benodigde bodemverdediging steeds een belangrijke rol gespeeld. Juist op dit punt leek het er aanvankelijk op dat de eigenlijke sluit-procedure een gelijkmatig over de breedte verdeelde debietvermindering zou moeten inhouden. Ook in het eerste ontwerpstadium zijn dus al ramingen opgesteld van benodigde bestortingen; hierop wordt in het volgende niet meer ingegaan. Pas nadat het mogelijk bleek een stuw te ontwerpen die snel maar vooral ook uiterst bedrijfszeker gesloten kon worden, en nadat was vastgesteld dat sluiten rondom kentering de normale procedure moest worden was de eis van een gelijkmatige debietspreiding minder belangrijk. En nog geldt bij de gekozen buitenissige situatie waaop het stortbed wordt ontworpen van $V_{\text{initieel}} = 1,5$ m/s dat er dan bij voorkeur geopende schuifjes toegepast moeten worden die weer verdeeld zitten over de breedte van de rivier.

Bij het ontwerp van de bestorting moet tijdens spuien door de schuifjes en tijdens het sluiten met geopende schuifjes gerekend worden met de situatie weigerende schuif. Gekozen is voor 2 m hoge schuiven die altijd onder water zitten en toch zo hoog mogelijk zijn geplaasts. De theoretische maximale verlaging van de benedenwaterspiegel als de schuifjes gelijkmatig verdeeld over de hele rivierbreedte aanwezig zouden zijn, is berekend op 16% van het verval. Dat de schuifjes altijd onder de benedenwaterstand moeten zitten heeft te maken met het voorkomen dat de straal gaat duiken; als een deel vrij in de lucht uitkomt dan geeft de zwaartekracht een afbuiging naar beneden. De schuifjes moeten wel zo hoog zitten dat ook de verdronken straal naar boven afbuigt; de begrenzing die het dichtst bij ligt geeft de grootste zuiging. De situatie met weigerende schuif is, zolang de straal voldoende naar boven afbuigt, niet meer bijzonder ernstig en geeft waarschijnlijk geen aanleiding meer tot sterke neren met verticale as die nog tot op de bodem zuigkrachten op de stenen geven. Dit punt zal in het modelonderzoek dat plaats moet vinden in de volgende ontwerpfase voldoende aandacht dienen te krijgen.

Nadat de ontwerpkeuze op de grote segmentschuiven was gevallen is eerst het geval doorgerekend zonder schuifjes. Vervolgens is gekeken naar de zogenaamde onderspui waarbij gedacht was de gehele schuif te bewegen in een toestand waarbij de onderrand tot een paar meter boven de bodem was opgetild. Daarna is een aantal gevallen doorgerekend waarbij de onderspui was gecombineerd met

bovenin de schuif aangebrachte schuifjes. Tenslotte is het spuien door de opening onder de schuif losgelaten en bleven alleen de bovenschuifjes over. Hiermee zijn niet alleen berekeningen uitgevoerd met V_{initieel} van 1,5 m/s, maar ook met 1,0 en met 2,2 m/s. Tevens is hierna nog aandacht geschonken aan de bestorting aan de zeezijde en aan het spuien.

In de onderstaande tabel staan alle rekengevallen verzameld die met de in de vorige paragraaf beschreven procedure volledig zijn doorgerekend.

Nr.	$V_{\text{init.}}$ m/s	Waterst. (N.A.P.) m	oppervl. onderspui-open. m^2	oppervl. schuifjes m^2	tabel	figuur
1	0,5	+1,5	0	0		
2	0,5	+1,5	1080	0		
3	0,5	+3	0	0		2
4	1,5	+3	1000	0		3
5	1,5	+3	1000	1000		4
6	1,5	+3	1000	2000		5
7	1,5	+2	0	1300	1	6
8	1,0	+1	0	1300	2	7
9	2,2	+3	0	1300	3	8
10	1,5	+2	0	1300		9
11	-	2 m verval	0	1300		9

6. Berekening translatiegolven, lokaal verval en debieten

In de tabellen 1 tot en met 3 staan voor het definitieve ontwerp (1300 m² schuifjes, geen onderspui) het verval en het debiet als functie van het verloop van de totale spui-opening (dus op de verschillende momenten van sluiten). Voor elk van de drie initiële snelheden is er (met de gedane aannamen van de waterstand etc.) een bepaald verband tussen de momentane totale stromingsopening en het debiet met het bijbehorende verval. Er is rekening gehouden met het feit dat de effectieve spuiopening alleen dat deel van de stuw betreft dat in de rivier steekt.

7. Berekende stroombeelden

In paragraaf 4 staat al het een en ander vermeld over berekening van het stroombeeld benedenstrooms tijdens het sluiten van de kering. In figuur 10 wordt een voorbeeld gegeven van een berekend stroombeeld.

Bovenstrooms is het stroombeeld eenvoudig af te schatten want het betreft daar versnellende stroming waar dus potentiaalstroming geldt. Voor het ontvangbed is een vierkantennet getekend waaruit de snelheden zijn af te lezen. Dichtbij de opening neemt de snelheid sterk toe, ook al omdat aan de randen van de opening een extra contractie van stroomlijnen ontstaat. Geadviseerd wordt de laatste paar meters buiten de stuw gewoon de betonnen drempel door te zetten.

8. Geadviseerde bestortingen

In figuren 2 tot en met 8 staan de voor de eerste vergelijkende ontwerpfase berekende bestortingen binnenzijde aangegeven. Niet apart staat aangegeven wat er met de oevers moet gebeuren, maar bedacht moet worden dat de getekende bescherming in wezen een soort gemiddelde lengte is, en dat in het midden wel met wat minder kan worden volstaan, maar dat de oevers extra aandacht vergen. Dit omdat de veiligheid van de oevers zo belangrijk is en ook omdat er een gereede kans is dat de stroming naar een van de oevers trekt. Vlak bij de kering is juist het omgekeerde het geval; de snelheid in het midden is zo sterk dat daar ook de zwaarste stenen moeten komen.

Bij het tekenen van de figuren betreffende de steenzwaarte is rekening gehouden met de mogelijkheid dat de stroming die vanuit de middenopening ontstaat, kan gaan meanderen, zodat het te beschermen gebied groter is dan puur uit de berekening volgt. Zoals reeds eerder gesteld is er bij dit voorontwerp geen rekening mee gehouden dat de stroming via de schuifjes zich bij het scharnier zal concentreren; dit zal ter zijner tijd nader bekeken moeten worden tijdens het modelonderzoek. De bestortingen zijn elk ontstaan uit een superpositie van plaatjes (d.w.z. kijken welke steen het zwaarste is) waarbij gekeken is naar het stortebed voorbij de kern van de straal en waarbij apart gekeken is naar de steenzwaarte in en nabij de kern van de straal. In fig. 1 staat als voorbeeld voor rekengeval 4 elk van de "deeladviezen" vermeld die tesamen het advies van fig. 3 hebben opgeleverd.

Voor het ontvangbed is alleen het geval van initiële snelheid 1,5 m/s is bekeken, (zie figuur 9).

In de figuren 2 tot en met 9 is in een aantal gevallen direct achter de kering een betonvloer getekend. Als op die plaats een zeer zware steenbestorting wordt toegepast (3000/6000 kg, $\rho = 3000 \text{ kg/m}^3$), heeft dit consequenties voor de bodemverdediging voor $x > 200 \text{ m}$. Door de ruwheid van de bestorting is de snelheid nabij de bodem lager dan bij toepassing van een betonvloer. De bestorting kan er dan uitzien als getekend in figuur 12. De overgang van 3000/6000 naar 60/300 zal plaats moeten vinden middels een tweetal stroken van respectievelijk 1000/3000 en 300/1000. Deze overgang moet plaats vinden rond $x = 200 \text{ m}$. De juiste locatie van deze grenzen kan pas na modelonderzoek worden vastgesteld.

Bij geen van de adviezen is het stortbed doorgezet buiten de twee kilometer lengte, dit omdat aangenomen wordt, dat daar geen of nauwelijks een neer kan ontstaan die een kuil geeft met een zo steile aanzehelling dat het stortbed ondermijnd wordt. Toch is nog bekeken wat voor een kuil zou kunnen ontstaan bij het definitieve ontwerp (zonder onderspui, met 1300 m² schuifjes). hierbij is de parameter $V_{\text{globaal}}/\sqrt{D}$ gelijk aan 35 (tabel 2). De watersnelheid aan op 1450 m afstand is maximaal $V = V_{\text{glob}} \cdot \sqrt{(5\mu D/X)} = \{V/\sqrt{D}\} \cdot \sqrt{(5 \cdot 0,6/X)}$ = 1,6 m/s. Dit kan hoger worden als de stroming een tijdje langs de oever heeft geplakt, dus zegge maximaal $V = 2,1$ m/s.

De kuildiepte wordt berekend met de ontgrondingsformule die veel op het WL wordt toegepast nl

$$h_{\text{max}}/h_0 = t^{0,4} \{(\alpha V - V_{\text{crit}})^{4,3}/(330 h_0^2 \Delta^{1,1})\}^{0,4}$$

V_{crit} is de snelheid waarbij begin van bewegen optreedt, t is de tijd van stromen, h_0 de waterdiepte voordat eroderen heeft plaats gevonden.

$\Delta = (\rho_{\text{korrel}} - \rho_{\text{water}})/\rho_{\text{water}}$ en α is een geometrie gebonden parameter, die betrokken op de lokale snelheid maximaal 3,5 is.

We voeren in

$$\begin{aligned} V_0 &= 2,1 \text{ m/s} \\ h_0 &= 17 \text{ m} \\ V_{\text{crit}} &= 0,4 \text{ m/s} \\ \alpha &= 3,5 \\ \Delta &= 1,65 \\ t &= 0,25 \text{ uren (circa de helft van de sluittijd)} \end{aligned}$$

We vinden nu voor de kuildiepte h_{max} een waarde van 2,0 m. Dit is een kleine diepte, ook gezien het feit dat de kering slechts incidenteel gebruikt wordt; bovendien is $V_{\text{initieel}} = 1,5$ m/s al een buitenissige sluitprocedure. Het kan natuurlijk gebeuren dat een tweede sluiting nodig is voordat de vorige kuil is aangezand. De kans dat dit dan weer gebeurt met een hoge initiële snelheid is zeer gering. Toch wordt aangeraden na een sluiting te peilen en indien nodig de kuil op te vullen.

Naar aanleiding van het hierboven vermelde resultaat is in de tweede ontwerp-fase gekeken wat er bij een veel kortere bestortingslengte te verwachten is.

Daarvoor is genomen het begin van de 10/60 bestorting, waarvoor $V_{\text{toelaatbaar}} = 3,3$ m/s (zie tabel in par. 3) en waarbij we nu aannemen dat er op die afstand plaatselijk een wat hogere snelheid heerst van 3,6 m/s. Het blijkt dat de erosiekuildiepte nu 5 m is, en het is zeker mogelijk om hierop een beëindiging te ontwerpen waarbij de bestorting niet ondermijnd wordt, zelfs als de aanzethelling zeer steil zou zijn of een sprong zou vertonen.

Ook is bekeken wat de diepte van de erosiekuil wordt, als de verdediging wordt beëindigd op $x = 450$ m. Als initiële snelheid wordt 1,5 m/s en 2,2 m/s, als tijdsduur 0,25 uur en 0,5 uur aangehouden.

V_{init}	$V_{x=450}$	t	h_{kuil}
1,5	3,8	0,25	5,8
1,5	3,8	0,5	7,6
2,2	5,6	0,25	11,4
2,2	5,6	0,5	15,0
m/s	m/s	uur	m

Over de wijze waarop het stortebed moet worden beëindigd om niet te gauw schade door ondermijnen te krijgen wordt voorlopig gedacht aan het toepassen van een grindkist of aan een beëindiging onder helling 1:4. Met de grindkist kan worden bereikt dat een beginnende kuil zich vult met grind waardoor de aanzethelling flauwer wordt. De beëindiging is niet als zodanig in de kostenraming opgenomen omdat hij wegvalt in de onzekerheidsmarge van het totale stortebedontwerp.

Er is overigens een grote kans op aanwezigheid van kleilagen op een diepte die interessant is voor sterke reductie van erosie. Daar is in dit stadium geen rekening mee gehouden.

9. Geadviseerd modelonderzoek

A. Betreffende de verdedigingen

In volgorde van belangrijkheid moeten de volgende punten in een schaalmodel worden vastgesteld:

- a. Vaststellen van de zwaarte van bodem- en oeververdediging; de te stellen randvoorwaarde voor een volledig stabiele bestorting ligt weer in de orde van $V_{\text{initieel}} = 1,5$ m/s. Nader onderzoek vooraf is nodig naar sluitingsstrategie, kans van voorkomen dat hier van wordt afgeweken etc.
- b. Schadeverwachting bodembescherming bij extreme situaties. Uiteraard kan ook dit deel van het onderzoek aanleiding geven tot het wijzigen van het ontwerp.
- c. Lengte bestorting, bescherming van de oever en van kribkoppen in relatie tot de verwachten erosiekuilen. Hiervoor is bovendien onderzoek nodig naar de natuurlijke grondgesteldheid (erodeerbaarheid, toelaatbare afschuifhellingen).
- d. Aanzanding schuifkas. Afhankelijk van waar de meeste aanzanding is te verwachten kan de methode van schoonmaken worden gekozen en eventueel in model worden getoetst.

Bij de hier geadviseerde bodemverdedigingen is niet gedimensioneerd op een eventueel duikende straal. De vormgeving van de schuifjes moet zodanig zijn dat de straal vrij van de bodem blijft. Voordat begonnen wordt met het onderzoek in een 3-dimensionaal overzichtsmodel, is het nuttig alvast apart vast te stellen waar de schuifjes komen. De hoogteligging kan het best in een eenvoudig gootmodel worden vastgesteld waarin een moot (recht) van de segmentschuif zit met bijvoorbeeld 6 of 8 schuifjes en waarbij de hoogteligging wordt gevarieerd. Hierin wordt gekeken of bij weigerende schuif de straal voldoende vrij blijft van de bodem. Ook kan al een eerste indruk worden verkregen van de steengrootte. Voorgesteld wordt om ook wat proeven te doen met zoet en zout water omdat door dichtheidsverschillen de straal teveel naar beneden zou kunnen afbuigen. Dan lijkt het verstandig om ook vooraf de locatie van de schuifjes in horizontale zin vast te stellen. Dit kan in een eenvoudig model van alleen de beplating van de segmentschuif met gaten daar waar de schuifjes komen. Dit onderzoek vooraf maakt het mogelijk de schuif in het overzichtsmodel wat realistischer en vollediger te bouwen. Dit is van belang als er ook krachten gemeten moeten worden. In dat model moeten ook schuifjes komen die open en dicht kunnen.

Aan het experimentele onderzoek gaat een onderzoek naar de randvoorwaarden vooraf met behulp van bestaande rekenmodellen van het Nieuwe Waterweggebied, om hiermee vast te stellen welke randvoorwaarden bij de experimenten gebruikt moeten worden.

B. Betreffende krachten

Omdat, zoals hierna nog nader zal worden aangegeven, zowel bodemverdediging als krachten door stroming in het zelfde model kunnen worden bekeken heeft het weinig zin krachten alleen in een minder nauwkeurige theoretische studie vast te stellen. Het betreft de horizontale krachten die op het bewegingswerk worden uitgeoefend, de verticale krachten op de poten en de krachten opgenomen door het scharnier. Wellicht kunnen de laatste buiten beschouwing blijven omdat maatgevend voor die krachten is de gesloten situatie bij extreem verval en golfbelasting. Golfbelastingen worden trouwens bij het beschouwde schaalmodel niet meegenomen.

Het lijkt niet zinvol bij het overzichtsmodel ook de golfkrachten te betrekken. Dit zou nogal een complicatie opleveren van het onderzoek. Golfkrachten treden op als er golven doordringen door geopende schuifjes, als er golven in de rivier lopen en de segmentschuif staat in de kas. Dan kunnen golven in de kas doordringen die krachten geven op de drijfkisten of aanslaan onder tegen de liggers van het hoofddraagsysteem of van de tangentiële dragers bij de schuif zelf. Al deze golfkrachten kunnen waarschijnlijk zonder enig probleem worden opgenomen door de nu ontworpen constructie. Daarom lijkt het voor wat betreft golfkrachten voldoende om via een golfdoordringingsmodel de golven in de kas te berekenen en dan uit bestaande ervaring te concluderen hoe groot de golfkrachten en mogelijke golfklappen op de liggers zijn.

Wellicht belangrijker dan windgolven zijn de door varende schepen opgewekte golven. Met vaar- of sleepproeven in het model kunnen golfhoogte worden vastgesteld; de krachten zijn dan via berekening goed in te schatten.

Voor wat betreft de golfkrachten op de drijfkisten zou als een extreme situatie in het eerder genoemde gootmodel (van een moot van de segmentschuif) de golfdoordringing via de geopende schuifjes bekeken kunnen worden bij de situatie zonder verval. Als er geen stroming is dan is de golfdoordringing maximaal. Uit de gemeten golfdoordringing kunnen dan de krachten op de drijfkist worden berekend.

C. Het overzichtsmodel

De schaalkeuze van een model is altijd een compromis tussen betrouwbaarheid en nauwkeurigheid enerzijds, en handelbaarheid en kosten anderzijds. Hier moet tevens aan de minimale eis worden voldaan dat het lichtere deel van de bodembescherming nog betrouwbaar moeten kunnen worden onderzocht. Gaan we daarbij uit van de stenen met gewicht 10/60 kg, met een d_{50} van 0,26 m, en van de eis dat pas steentjes in model vanaf 5 mm redelijk betrouwbaar reproduceren qua stabiliteit dan komt dit neer op een modelschaal 50. Deze schaal lijkt ook voor wat betreft algehele hanteerbaarheid redelijk te zijn. Het moet een model worden waarbij op Froudeschaal wordt gestroomd omdat anders de mate waarin de straal duikt in de middenopening of bij de schuifjes niet voldoende realistisch zou zijn. Tevens is het nodig om de schuif en ook de schuifjes en de liggerconstructies behoorlijk gedetailleerd te reproduceren omdat dit de spreiding van de stroming in belangrijke mate mede bepaalt.

Omdat verderop de waterspiegel nagenoeg horizontaal is, kan bij het onderzoek naar erosie echter de bestorting eventueel met een wat groter debiet gestroomd worden dan uit de Froudeschaal volgt. Dit kan een aantal voordelen opleveren zoals tijdswinst en vrijheid in keuze van bodemmateriaal.

Doordat het stortebed al eisen stelt met betrekking tot Froudeschaal en mate van gedetailleerdheid is het tevens mogelijk het model direct geschikt te maken voor krachtmetingen zonder dat dit excessieve meerkosten met zich mee brengt.

Een lengte van de rivier van 2,5 à 3 km bovenstrooms en 1 km aan de zeezijde levert een model op van 80 m lang en 12,5 m breed met een waterdiepte van ca. 30 à 35 cm.

De waterstanden in het model moeten tijdens sluiten van de kering te regelen zijn, hetgeen op zijn minst een programmering van schuifbeweging, debietverloop en waterstanden nodig maakt. In dit stadium is nog niet verder uitgezocht of daarvoor servosystemen gebruikt moeten worden. In verband met de mogelijkheid van spuien moet het model ook de andere kant op kunnen stromen. Wellicht is dit ook een situatie die tijdens openen van de kering relevant is.

D. Programma van onderzoek

1. Vooronderzoek randvoorwaarden, voorstudies zout/zoet-aspecten, golfkrachten, rekenen aan sluitingsprogramma's bij verschillende aannamen van getij etc.

2. Golfstudies, berekeningen golfdoordringing, berekeningen golfkrachten.
3. Vooronderzoek aan een moot van de schuif in een goot in verband met de vertikale locatie van de schuifjes, zout/zoet-aspecten, golfdoordringing bij de schuifjes.
4. Vooronderzoek horizontale lay-out van de schuifjes in een goot of in een fase dat het overzichtsmodel al voldoende gereed is maar voordat de definitieve schuif wordt gebouwd.
5. Bouw en inregelen overzichtsmodel.
6. Meten krachten met dynamische componenten (geen elastisch model).
7. Meten scheepsgolven.
8. Onderzoek zwaarte steenbestorting, ook afstorten kribhoofden.
9. Erosie onderzoek in relatie tot het ontwerpen van de beëindiging van het stortebed en de benodigde oeverbescherming.
10. Calamiteitsonderzoek; wat is de schade bij een extreem late sluiting?
11. Algemene advisering, overleg etc.
12. Eindrapportering.

b_o	A_{so}	$\mu A_{so}/A_s$	α	Q_t	Q_r	Δh	V_{glob}	C	$C\Delta h$	V_{lok}	μb_o	$\mu b_o \sqrt{C}$	V/D	
													globaal	lokaal
m	m ²	-	-	m ³ /s	m ³ /s	m	m/s	-	m	m/s	m	m		
10	1470	0,142	0,166	2300	3900	0,73	3,79	1,36	1,00	4,42	6	7,00	10,03	10,83
20	1640	0,159	0,189	2000	4200	0,66	3,59	1,41	0,93	4,27	12	14,26	13,56	14,78
40	1812	0,175	0,213	1800	4400	0,57	3,34	1,47	0,83	4,05	24	29,10	18,00	19,82
60	2068	0,200	0,250	1400	4800	0,49	3,09	1,56	0,76	3,87	36	45,01	20,75	23,20
80	2325	0,225	0,290	1200	5000	0,39	2,78	1,66	0,66	3,58	48	61,93	21,86	24,84
100	2580	0,250	0,333	1000	5200	0,32	2,52	1,78	0,57	3,36	60	79,97	22,53	26,01
120	2837	0,275	0,378	800	5400	0,27	2,30	1,90	0,51	3,17	72	99,25	22,93	26,92
160	3349	0,324	0,480	600	5600	0,18	1,88	2,19	0,40	2,79	96	142,03	22,45	27,30
200	3861	0,374	0,597	400	5800	0,13	1,57	2,55	0,32	2,50	120	191,59	21,70	27,42
240	4373	0,423	0,734	300	5900	0,09	1,30	3,01	0,26	2,25	144	249,67	20,49	26,98

$$V_o = 1 \text{ m/s}$$

$$Q_o = 6200 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\mu = 0,6$$

$$A_s = 6200 \text{ m}^2$$

$$B = 550 \text{ m}$$

$$c_1 = 9,52 \text{ m/s}$$

$$c_2 = 11,52 \text{ m/s}$$

Tabel 1 $V_{in} = 1 \text{ m/s}$

b _o	A _{so}	μA _{so} /A _s	α	Q _t	Q _r	Δh	V _{glob}	C	CΔh	V _{lok}	μb _o	μb _o /C	V/D	
													globaal	lokaal
m	m ²	-	-	m ³ /s	m ³ /s	m	m/s	-	m	m/s	m	m		
10	1470	0,131	0,150	4700	5425	1,46	5,35	1,32	1,93	6,15	6	6,90	14,04	15,06
20	1640	0,146	0,171	4200	5925	1,35	5,14	1,37	1,85	6,02	12	14,05	19,27	20,85
40	1812	0,161	0,192	3800	6325	1,21	4,88	1,42	1,72	5,82	24	28,61	26,10	28,49
60	2068	0,184	0,225	3300	6825	1,03	4,49	1,50	1,54	5,50	36	44,11	29,89	32,99
80	2324	0,207	0,260	2800	7325	0,88	4,17	1,59	1,41	5,25	48	60,50	32,41	36,38
100	2580	0,229	0,298	2400	7725	0,75	3,84	1,68	1,27	4,99	60	77,86	33,92	38,64
120	2836	0,252	0,337	2100	8025	0,63	3,53	1,79	1,13	4,71	72	96,28	34,59	40,00
160	3349	0,298	0,424	1500	8625	0,46	3,01	2,03	0,94	4,29	96	136,69	35,24	42,05
200	3861	0,343	0,523	1100	9025	0,33	2,56	2,32	0,77	3,90	120	182,71	34,58	42,67
240	4373	0,389	0,636	800	9325	0,24	2,17	2,68	0,64	3,55	144	235,59	33,33	42,64

$$V_o = 1,5 \text{ m/s}$$

$$Q_o = 10125 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\mu = 0,6$$

$$A_s = 6750 \text{ m}^2$$

$$B = 600 \text{ m}$$

$$c_1 = 9,00 \text{ m/s}$$

$$c_2 = 12,00 \text{ m/s}$$

Tabel 2 $V_{in} = 1,5 \text{ m/s}$

b _o	A _{so}	μA _{so} /A _s	α	Q _t	Q _r	Δh	V _{glob}	C	CΔh	V _{loc}	μb _o	μb _o /C	V _r /D	
													globaal	locaal
m	m ²	-	-	m ³ /s	m ³ /s	m	m/s	-	m	m/s	m	m		
10	1470	0,120	0,136	8900	7270	2,68	7,25	1,29	3,46	8,24	6	6,82	18,94	20,19
20	1640	0,134	0,155	8200	7970	2,51	7,02	1,33	3,34	8,10	12	13,85	26,11	28,05
40	1812	0,148	0,174	7600	8570	2,30	6,72	1,38	3,17	7,88	24	28,17	35,64	38,61
60	2068	0,169	0,203	6700	9470	2,05	6,34	1,45	2,97	7,63	36	43,31	41,74	45,78
80	2324	0,190	0,234	5900	10270	1,81	5,97	1,52	2,76	7,36	48	59,24	45,92	51,02
100	2580	0,211	0,267	5200	10970	1,59	5,59	1,61	2,56	7,08	60	76,01	48,76	54,88
120	2836	0,232	0,301	4600	11570	1,39	5,22	1,69	2,36	6,80	72	93,70	50,56	57,68
160	3349	0,273	0,376	3500	12670	1,07	4,58	1,89	2,03	6,31	96	132,12	52,66	61,78
200	3861	0,315	0,460	2700	13470	0,81	3,98	2,13	1,72	5,81	120	175,24	52,70	63,69
240	4373	0,357	0,555	2000	14170	0,61	3,47	2,42	1,49	5,40	144	223,96	51,96	64,80

$$V_o = 2,2 \text{ m/s}$$

$$Q_o = 16170 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\mu = 0,6$$

$$A_s = 7350 \text{ m}^2$$

$$B = 620 \text{ m}$$

$$c_1 = 8,58 \text{ m/s}$$

$$c_2 = 12,98 \text{ m/s}$$

Tabel 3 $V_{in} = 2,2 \text{ m/s}$

Toelaatbare snelheden $\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$			
klasse [kg]	d_{50} [m]	V_{glob} [m/s]	V_{lok} [m/s]
10/60	0,26	3,3	2,5
60/300	0,50	4,5	3,3
300/1000	0,74	5,5	4,1
1000/3000	1,09	6,7	4,8
3000/6000	1,65	7,7	5,8

Toelaatbare snelheden $\rho = 3000 \text{ kg/m}^3$			
klasse [kg]	d_{50} [m]	V_{glob} [m/s]	V_{lok} [m/s]
10/60	0,25	3,5	2,7
60/300	0,44	4,7	3,5
300/1000	0,71	5,9	4,5
1000/3000	1,04	7,1	5,4
3000/6000	1,40	8,3	6,3

Tabel 4 Toelaatbare snelheden op steenbestortingen

lokaal
(alleen voor de eerste
200 m)

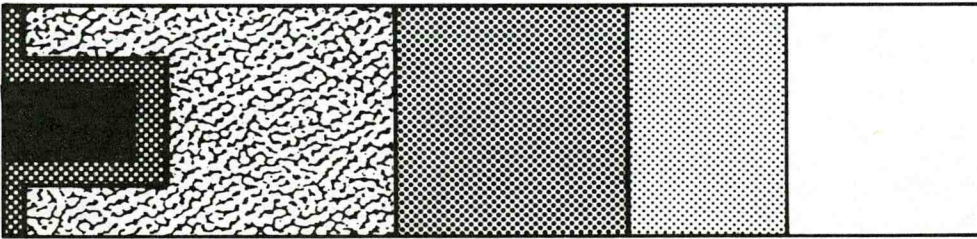
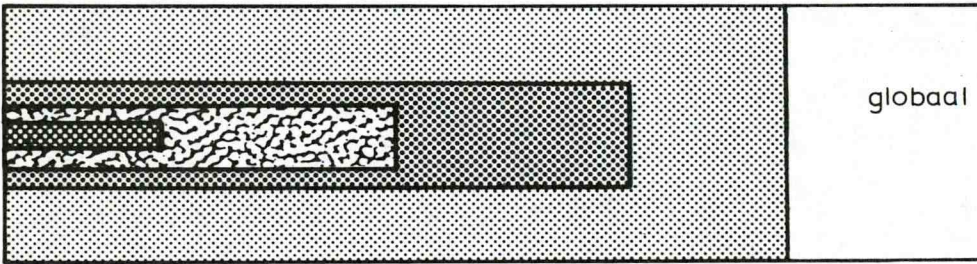
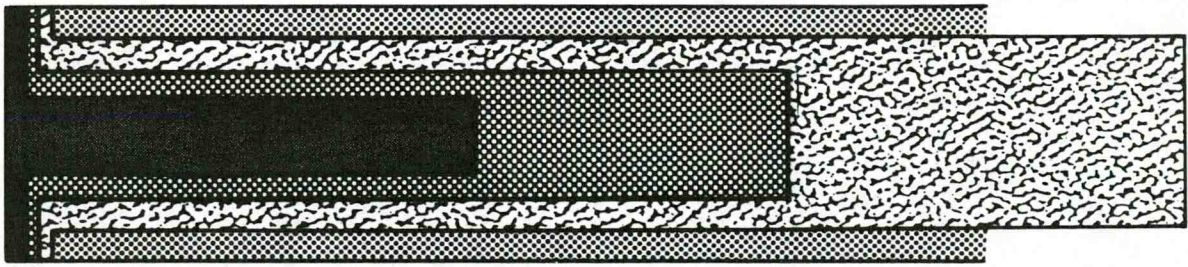


FIG. 1 SAMENSTELLEN VAN ADVIES UIT DEELADVIEZEN
3m ONDERSPUI GEEN SCHUIFOPENINGEN

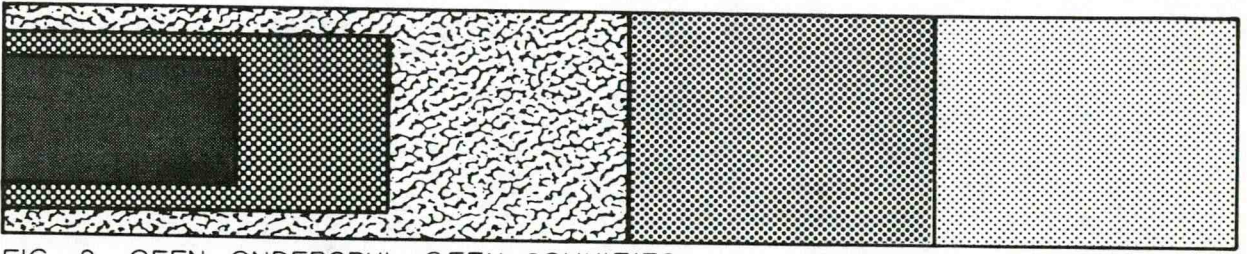


FIG. 2 GEEN ONDERSPUI , GEEN SCHUIFJES

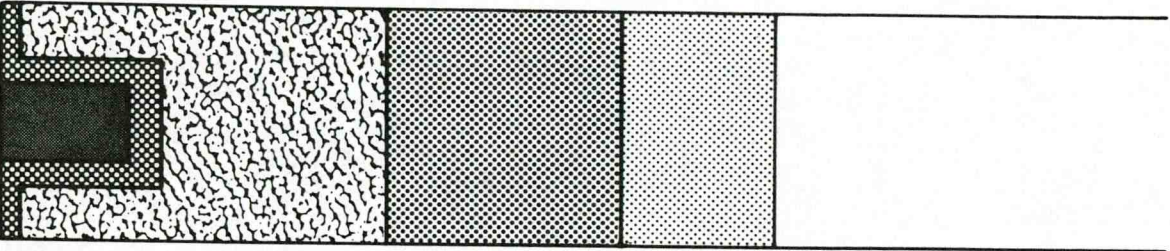


FIG. 3 3 m ONDERSPUI , 1000 m² SCHUIFJES

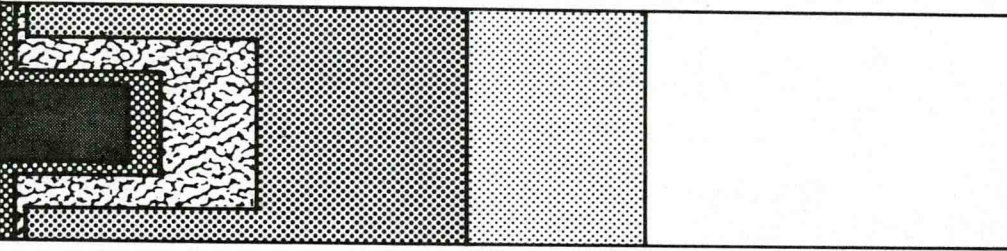


FIG. 4 3 m ONDERSPUI , 1000 m² SCHUIFJES

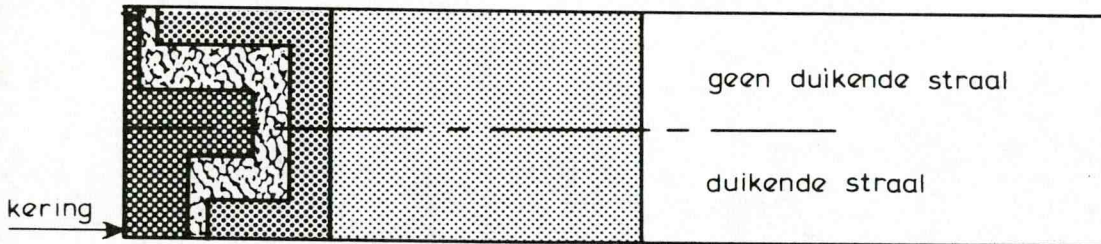


FIG. 5 3 m ONDERSPUI , 2000 m² SCHUIFJES



— 100 m

GEADVISEERDE BESTORTINGEN
BINNENZIJDJE KERING

V = 1,5 m/s WS = N.A.P. + 3 m

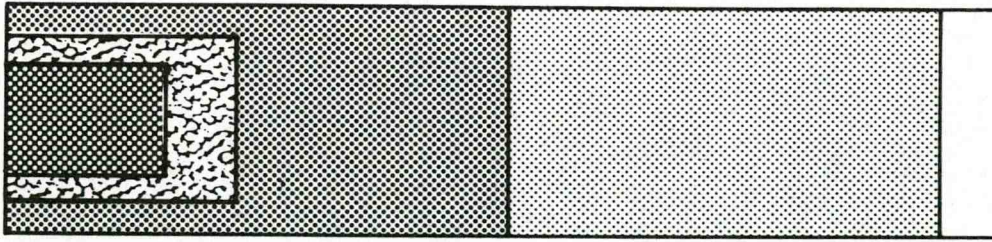


FIG. 6 $V = 1,5 \text{ m/s}$ N.A.P. + 2,0 m
max. snelheid 6,2 m/s

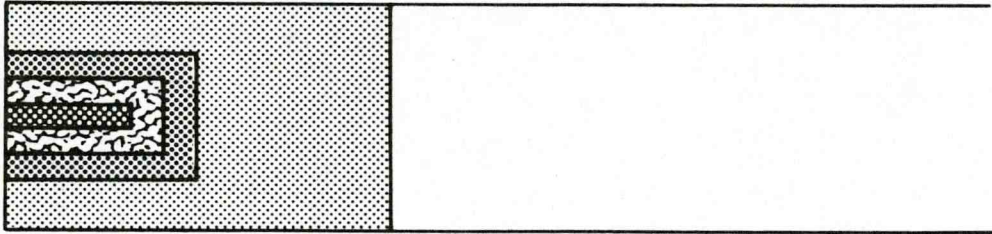


FIG. 7 $V = 1,0 \text{ m/s}$ N.A.P. + 1,0 m

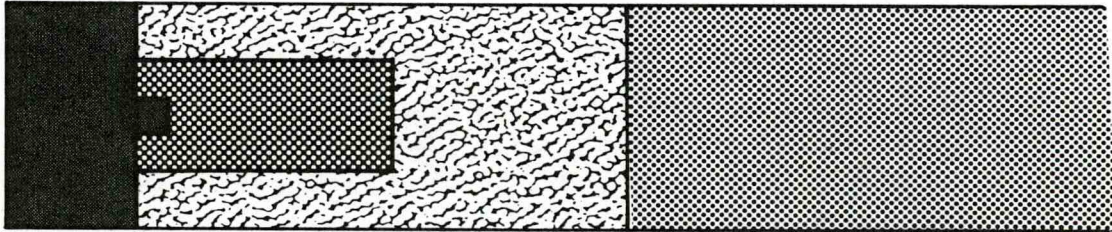


FIG. 8 $V = 2,2 \text{ m/s}$ N.A.P. + 3,0 m
max. snelheid 8,3 m/s

→ 2000 m

10/60

300/1000

snelheden te hoog
voor 1000/3000

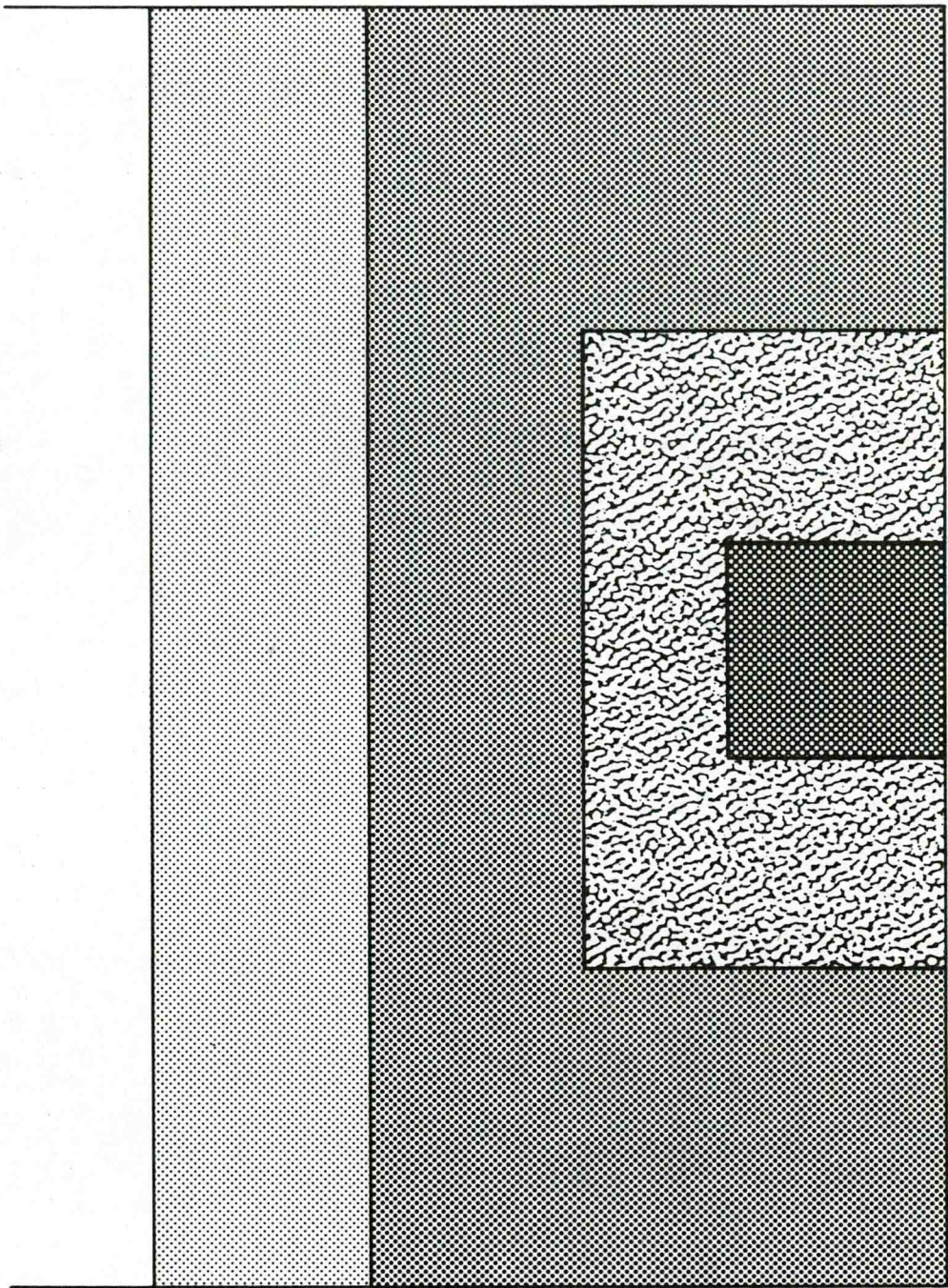
60/300

1000/3000

100 m

GEADVISEERDE BODEMVERDEDIGING
BINNENZIJDJE KERIG
GEEN ONDERSPUI ; SCHUIVEN 1300 m²

zee



kering

160



1000 / 3000

sluiten bij $v = 1,5 \text{ m/s}$, NAP + 2,0 m



300 / 1000

spuien bij 2 m verval (zonder
duikende straal)



60 / 300

geen onderspui, schuiven 1300 m^2

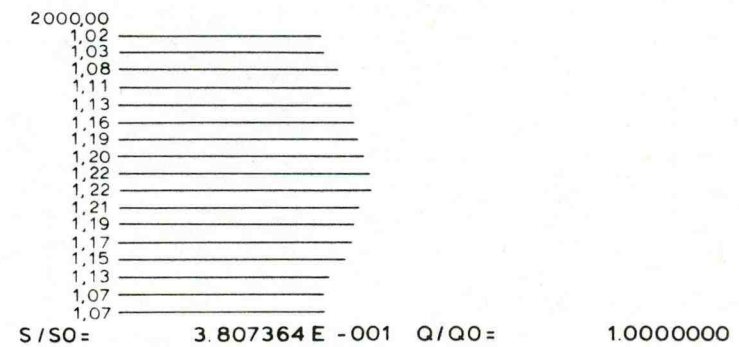
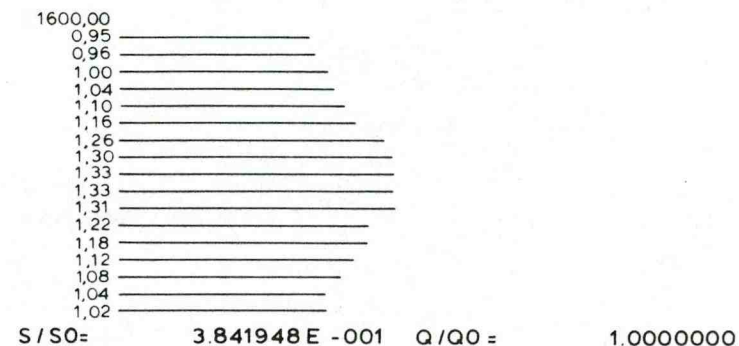
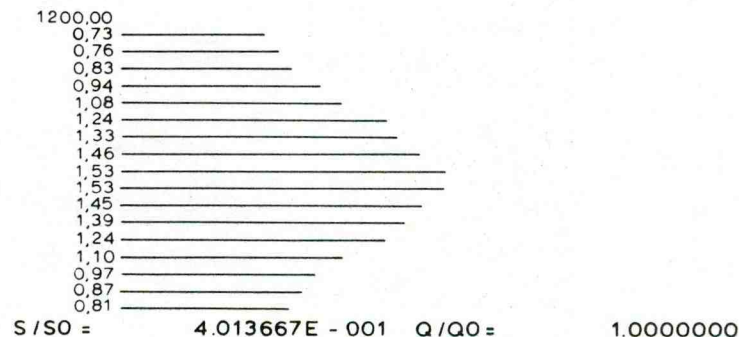
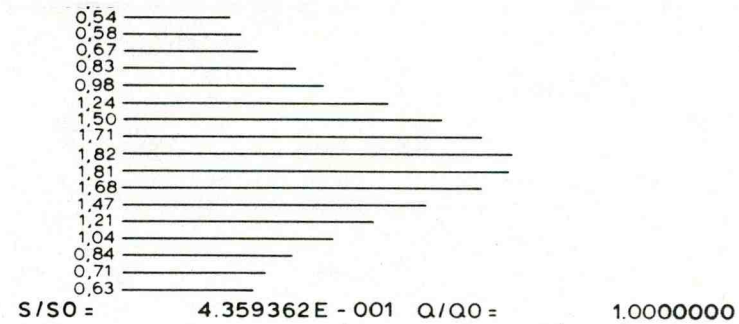
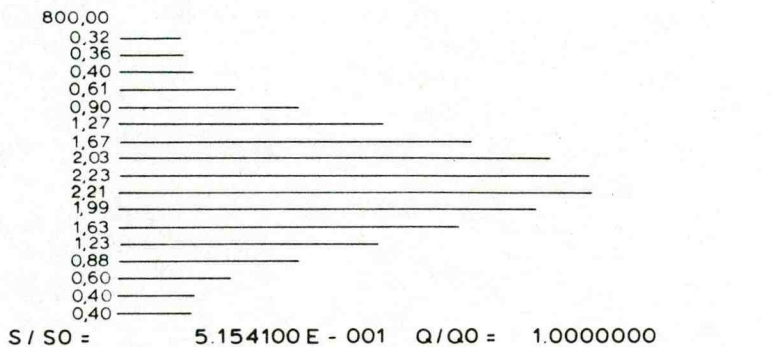
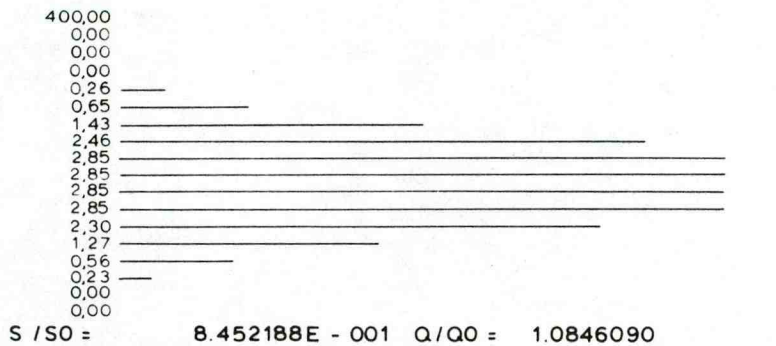
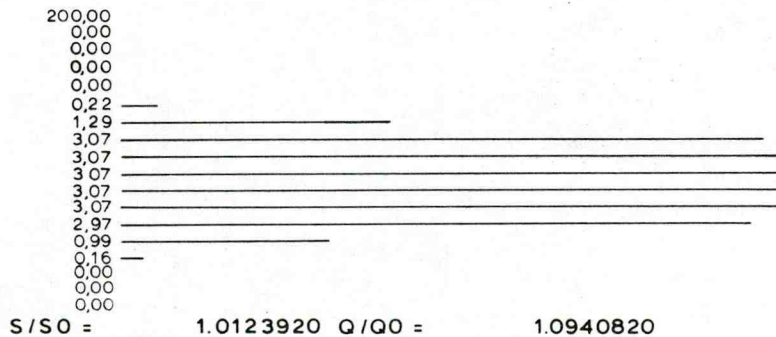
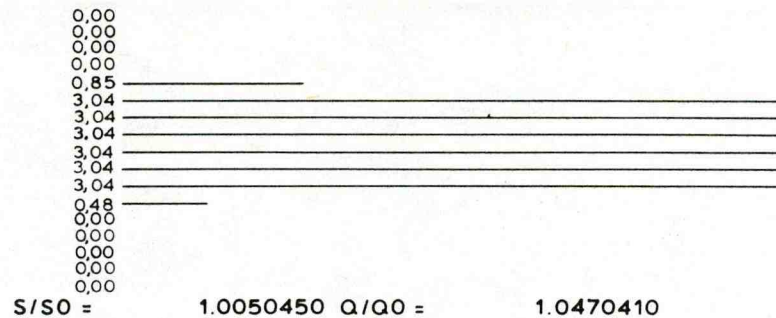


10 / 60

schaal 1:2000

FIG. 9 BESTORTING ZEEZIJDE

FIG. 10
 VOORBEELD STROOMBEELDBEREKENING (REKENGIVAL
 7, TABEL BLZ. 16 NIET MEANDERENDE STRAAL)



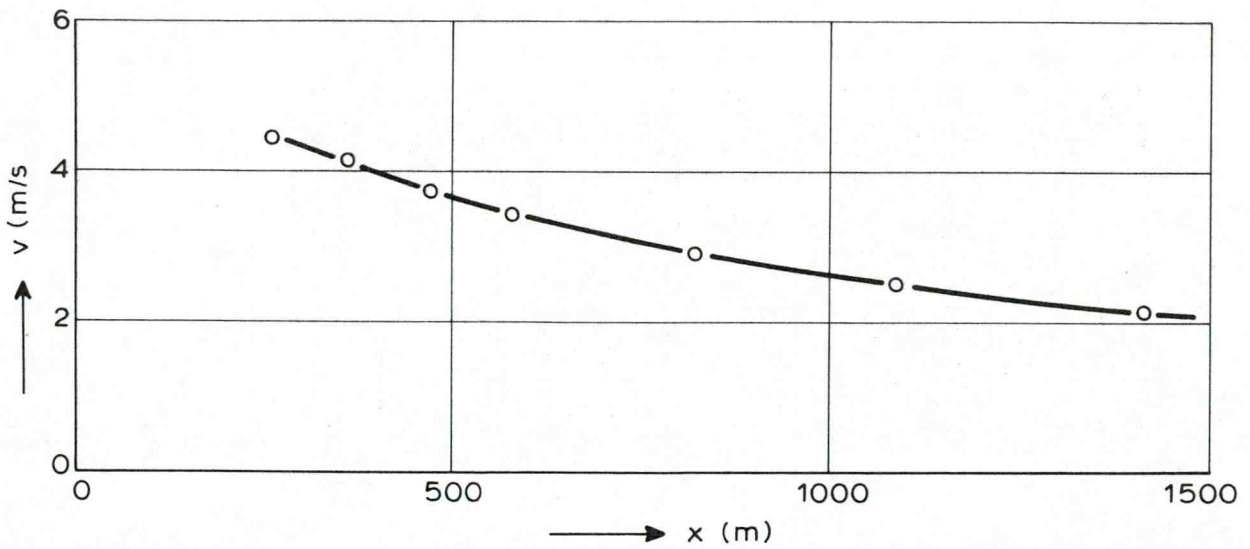
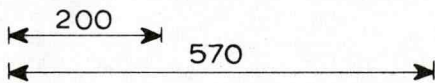
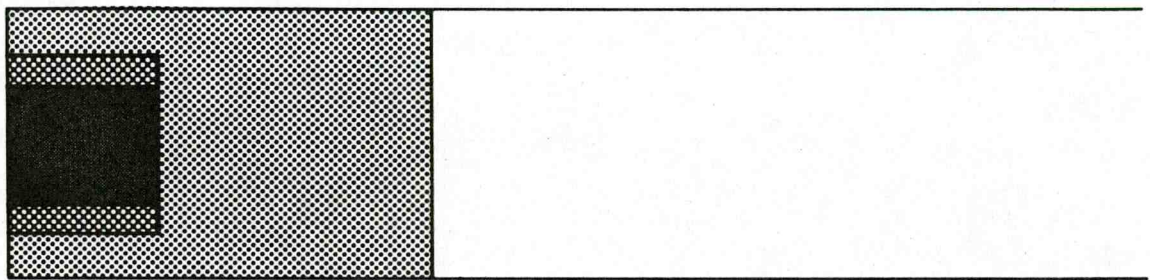


FIG. 11 VERLOOP VAN DE MAXIMUM SNELHEID ALS FUNCTIE VAN DE AFSTAND ACHTER DE KERING



3000/6000 $\rho = 3000 \text{ kg/m}^3$

1000/3000

60/300

$v = 1,5 \text{ m/s}$ NAP + 2 m

geen onderspui, schuiven 1300 m^2

FIG.12 MINIMAAL TOE TE PASSEN STEENSOORTEN ACHTER DE KERING

p.o. box 177

2600 mh delft

the netherlands