

9.5 - 790



Ministerie van Verkeer en Waterstaat

Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat

Bouwdienst Rijkswaterstaat
Dienst Weg- en Waterbouwkunde

AFSLUITDAMMEN

Regels voor het ontwerp

31 DEC. 1997



Redactie : ir. J.L.M. Konter
 ir. R.E. Jorissen
 ir. H.E. Klatter

27 maart 1992

Dankwoord

De redactie is voor het tot stand komen van dit boek dank verschuldigd aan:

- ir. F.C. Hamer voor zijn inhoudelijke commentaar, dat zeker bijgedragen heeft tot de lees- en bruikbaarheid van dit boek.
- de heren A. Takx en P. Prast voor het verzorgen van de illustraties.
- de heer C. Chamuleau voor het grafische ontwerp van de omslag.
- de dames N. van den Berg, T. van Doorn en E. Wolbers voor het type-werk.

Uitgave

Dit boek is uitgegeven door:

Rijkswaterstaat, Bouwdienst
Hoofdafdeling Waterbouw
Postbus 20000
3502 LA Utrecht
tel. 030 - 852654
fax. 030 - 800686

Voor verdere informatie over het ontwerpen bij afsluitdammen en aanverwante onderwerpen, kunt u contact opnemen met het bovengenoemde adres.

De samenstelling van dit boek is met de grootst mogelijke zorgvuldigheid gebeurd. Niettemin kunnen er fouten of onduidelijkheden in voorkomen. Rijkswaterstaat is niet aansprakelijk voor de schade, die het gevolg is van fouten in dit boek of van ondeskundig gebruik van de ontwerpregels.

Copyright: Rijkswaterstaat, Bouwdienst, Hoofdafdeling Waterbouw.

Niets uit deze uitgave mag worden vermenigvuldigd zonder voorafgaande schriftelijke toestemming van de samenstellers.

Voorwoord

ir. J.M. Loschacoff

ir. A. Hoekstra

De ontwikkeling van de waterbouwkunde heeft de laatste 50 jaar een grote vlucht genomen. Vooral de kennis en kunde van waterbouwkundige vraagstukken die een rol spelen bij complexe afsluitingen van zeearmen is sterk toegenomen.

De uitvoering van het Deltaplan heeft hierbij een grote rol gespeeld. De noodzaak tot het uitvoeren van dit plan, gevoegd bij een gezamenlijke inspanning van overheid, grote technologische instituten, ingenieursbureaus en aannemers, heeft tot deze grote sprong voorwaarts geleid.

Het navolgende werk geeft in compacte vorm een overzicht van de stand van de kennis van een belangrijk aspect van afsluitingswerken, namelijk het ontwerp van de afsluitdam.

De kennis is ontwikkeld om Nederland een hoog niveau van veiligheid te kunnen geven. Bij veel van deze werken is de veiligheid dan ook de primaire doelstelling geweest.

Reeds in de tweede helft van de jaren '60 ontstond een toenemend inzicht dat zeearmen niet alleen een bedreiging voor de mens vormen, maar dat ze ook grote ecologische, landschappelijke en economische waarde bezitten.

Anno 1992 is in Nederland het algemene besef aanwezig dat de techniek van afsluitingen slechts een onderdeel is van het totale afwegingsproces bij de voorbereiding om een zeearm af te sluiten.

De technische kennis en inzicht geeft echter ongemeen grote kansen om alternatieven te ontwikkelen die een multifunctionele, integrale oplossing mogelijk maken. De in dit compendium weergegeven kennis kan daarbij van dienst zijn, alhoewel het zich beperkt tot het technische aspect.

De uitdaging zal de komende decennia bestaan uit het uitbreiden van de tot dusver ontwikkelde hydraulische kennis, met kennis en inzicht in de andere aspecten, zoals ecologie, landschap en economie, om te komen tot maatschappelijk en ecologisch gezien evenwichtige oplossingen.

De rol van ing. J.M. van Westen

De ontwikkelde kennis en ervaring op het terrein van afsluitingswerken is de afgelopen 50 jaar in vele publicaties vastgelegd. Slechts weinigen hebben het vermogen gehad dit zeer brede kennisveld in praktisch hanteerbare vorm toe te passen in vele onderdelen van de Deltawerken.

Een van deze weinigen is ing. J.M. van Westen die in de periode van 1951 tot op heden op onnavolgbare wijze zowel in Nederland als op vele plaatsen daarbuiten zijn kennis van afsluitingswerken met grote vaardigheid in de praktijk heeft gebracht. Hij heeft vele leermeesters gehad, maar is zeker ook zelf een immer vriendelijke doch evenzeer besliste leermeester geweest voor evenzovele leerlingen. Uit respect voor zijn grote vaardigheid als waterbouwer dragen wij dit boek aan hem op.

Moge velen deze kennis van dienst zijn.

Inhoudsopgave

Ten geleide	1
1. Ontwikkeling afsluitingen in Nederland	3
1.1 Inleiding	3
1.2 Geleidelijke horizontale sluitingen	5
1.3 Geleidelijke verticale sluitingen	7
1.4 Zandsluitingen	9
1.5 Plotselinge sluitingen met (doorlaat-)caissons	11
2. Algemene ontwerpmethodiek afsluitingen	14
2.1 Methodiek	14
2.2 Typen afsluitingen	16
2.2.1 Geometrische onderscheid afsluitingen	16
2.2.2 Constructief onderscheid afsluitingen	18
2.3 Hydraulische randvoorwaarden	19
2.3.1 Globale hydraulische randvoorwaarden	19
2.3.2 Geometrie afsluitingsgebied	19
2.3.3 Lokale hydraulische randvoorwaarden	19
2.3.4 Beschikbare modellen voor bepaling lokale hydraulische randvoorwaarden	21
2.4 Uitwerking kombergingsbenadering	26
2.5 Parameterstudie hydraulische randvoorwaarden	29
2.6 Gebruik parameterstudie voor keuze afsluitingsmethodiek	32
3. Ontwerpen van zandsluitingen	34
3.1 Inleiding	34
3.2 Ontwerpproces	34
3.3 Opbouw damlichaam	36
3.3.1 Algemeen	36
3.3.2 Kruinbreedte	36
3.3.3 Korreldiameter	37
3.4 Zandverliezen	38
3.4.1 Algemeen	38
3.4.2 Erosieverlies bij een horizontale uitvoering	40
3.4.3 Erosieverlies bij een verticale uitvoering	41
4. Ontwerpen van steensluitingen	43
4.1 Inleiding	43
4.2 Stabiliteit dam bij horizontale sluiting	46
4.2.1 Vigerende ontwerpregels	46
4.2.2 Heranalyse	48
4.3 Stabiliteit dam bij verticale sluiting	49
4.3.1 Vigerende ontwerpregels	49
4.3.2 Heranalyse	51
4.4 Stabiliteit dam en drempel bij gecombineerde sluiting	53
4.5 Ontwerpregels voor damstabiliteit	54

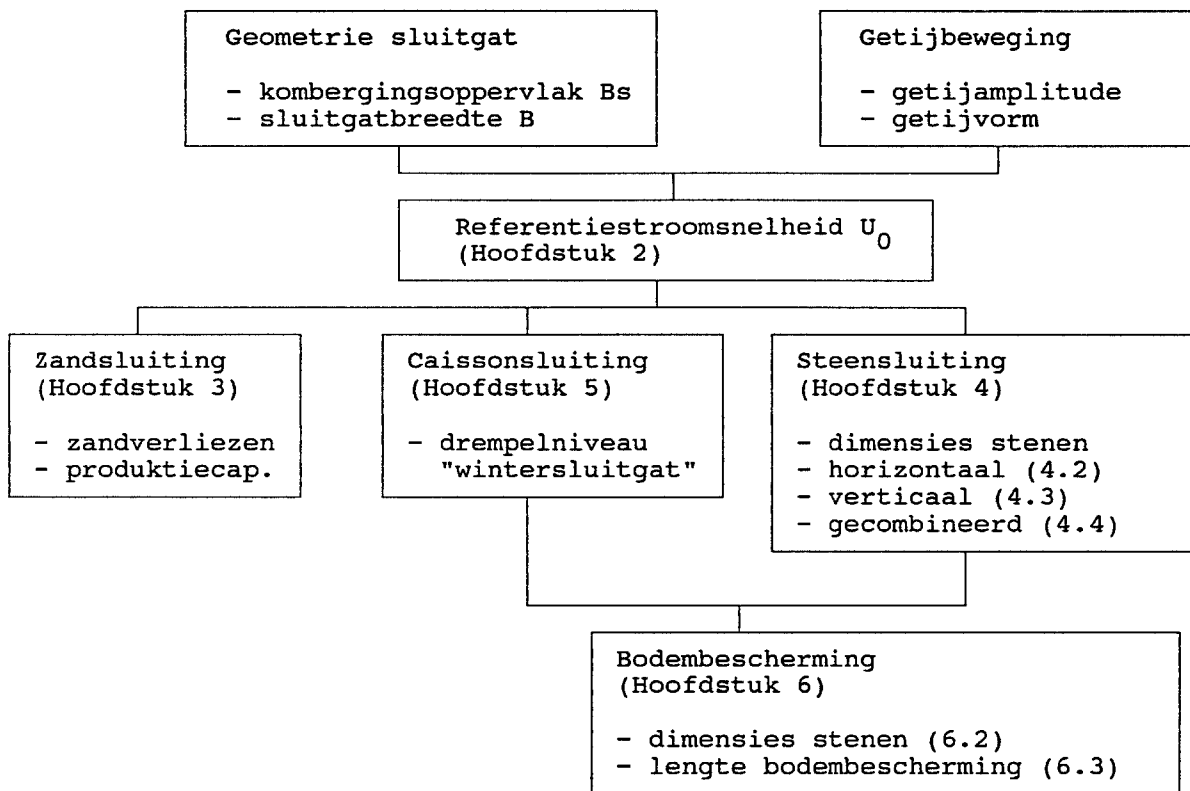
5.	Ontwerpen van caissonsluitingen	59
5.1	Inleiding	59
5.2	Bouwfases	59
5.3	Het ontwerp van de caissons	61
5.4	Kritieke snelheid in verband met het plaatsen van de caissons	62
6.	Ontwerpen van bodembeschermingen	68
6.1	Functies bodembescherming	68
6.2	Stabiliteit bodembescherming	69
6.2.1	Vigerende ontwerpregels	69
6.2.2	Heranalyse	71
6.3	Lengte bodembescherming	72
6.3.1	Toelaatbare ontgrondingen	72
6.3.2	Optredende ontgrondingen	74
7.	Case study	79
7.1	Inleiding	79
7.2	Bepaling afsluitingsmethode	79
7.3	Eerste beschouwingen ten aanzien van steensluiting	81
7.4	Ontwerp sluitgat 3	82
7.5	Ontwerp sluitgaten 1 en 2	83
7.6	Ontwerp bodembescherming sluitgat 1	84
8.	Literatuurlijst	85

Ten Geleide

In hoofdstuk 1 wordt beschreven, dat er vele mogelijkheden zijn om een zeearm af te sluiten. Veel van deze sluitingsmethoden werden bij de afsluitingen in het deltagebied van Nederland toegepast, hetgeen al aangeeft dat vele methoden mogelijk zijn.

Met dit boek wordt beoogd de ontwerper van afsluitdammen een hulpmiddel te geven waarmee, uitgaande van de kenmerken van de af te sluiten zeearm, de optimale sluitingsmethodiek gevonden kan worden. tevens biedt het boek de mogelijkheid het ontwerp van de afsluitdam verder uit te werken tot het stadium van voor-ontwerp.

De opbouw van dit boek is evenals het voorgestelde ontwerpproces als volgt :



Stroomparameter U₀

Het ontwerp start met het karakteriseren van de geometrie van de zeearm en de waterbeweging in het af te sluiten gebied. Met waterbewegingsmodellen kunnen deze karakteristieken worden getransformeerd in lokale stroomparameters zoals bijvoorbeeld de referentiestroomsnelheid in het sluitgat U₀.

In hoofdstuk 2 worden de verschillende modellen beschreven. Bovendien is door middel van een parameterstudie nagegaan hoe deze stroomsnelheid U₀ verandert, naarmate de afsluiting vordert. Hierbij wordt gevarieerd:

- de getijamplitude, karakteristiek voor de waterbeweging
- de verhouding tussen kombergingsoppervlak en breedte van het sluitgat, karakteristiek voor de geometrie van het betreffende gebied
- de methode van vernauwen, vanuit de oevers of in laagjes over de volle breedte van het sluitgat.

De resultaten van deze parameterstudie zijn gepresenteerd in ontwerpgrafieken, die snel inzicht geven in het verloop van U_0 tijdens de verschillende bouwfasen.

Dimensionering afsluitdam en bodembescherming

De volgende stap is de vertaling van de stroomparameter U_0 naar een bepaald constructie-onderdeel van de dam, bijvoorbeeld de afmetingen van stenen en/of betonblokken uitgedrukt in ΔD_N . Hiertoe zijn bestaande stabiliteitsrelaties omgewerkt tot de volgende vorm.

$$\Delta D_N = A * U_0^2$$

De waarden van A voor de verschillende bouwfasen zijn in diagrammen weergegeven. Gecombineerd met parameterstudie voor U_0 kunnen daarmee de ontwerpgrafieken voor de afmetingen van stenen en/of betonblokken voor verschillende parameters (getijamplitude, kombergingsoppervlak, drempelniveau, sluitgatbreedte) gemaakt worden (zie hoofdstuk 4.5). Eenzelfde exercitie kan worden uitgevoerd voor de benodigde steenafmetingen van de bodembescherming (zie hoofdstuk 6.2).

Caissonsluities

Met de stroomparameter U_0 kan ook de globale vorm van de "wintersluitgat"-drempel worden bepaald (hoofdstuk 5) en daarmee ook de hoogteafmetingen van de caissons. Buiten het kader van dit boek valt de verdere uitdetaillering van de caissons.

Zandsluitingen

De stroomparameter U_0 heeft de eerste aanwijzing of een zandsluiting bij gegeven getijcondities haalbaar is. Daarnaast is het de belangrijke invoerparameter voor het bepalen van de nodige productiecapaciteit.

Uitwerking voorontwerp

Nadat (met behulp van dit boek) een keuze voor de afsluitingsmethodiek is gemaakt en uitgewerkt tot globaal voor-ontwerp (een voorbeeld hiervan is weergegeven in hoofdstuk 7), dient dit voor-ontwerp verder uitgewerkt te worden. Hiervoor wordt verwezen naar bestaande literatuur en programma's, zoals CLODES.

Naar de mening van de auteurs is en blijft onderzoek in schaalmodellen noodzakelijk voor optimalisatie en verificatie van het ontwerp. Met de hier gepresenteerde ontwerpregels kan dit onderzoek echter gericht en efficiënt worden opgezet.

1 Ontwikkelingen in afsluitingswerken in Nederland

ir. J.C. Huis in't Veld

1.1 Inleiding

In de monding van een zeearm ontstaan stromingen ten gevolge van het vullen (vloed) en ledigen (eb) van het bekken door de getijwerking op zee. De stroomsnelheden in de monding van een getijbekken zijn afhankelijk van het getijverschil, de getijkromming, de grootte van het getijbekken (het zogenaamde kombergingsgebied) en de grootte van het doorstroomprofiel ter plaatse. Het getijverschil is langs de Nederlandse kust niet constant. Het is het kleinst bij Den Helder (circa 1.5 m) en het grootst voor de Zeeuwse kust, namelijk 2 à 3 m, terwijl het achter in de Ooster- en Westerschelde oploopt tot 4 à 5 m.

In een getijbekken met een bodem van losgepakt materiaal vormen zich stroomgeulen, die van plaats kunnen veranderen door de voortdurend van richting en snelheid veranderende stromingen. Waar het het hardste stroomt zijn de geulen het diepst uitgeschuurd, in de Oosterschelde soms tot 45 m diepte, terwijl zich tussen de geulen zandbanken vormen, die bij laag water soms droogvallen.

Het geulenstelsel dat in een getijgebied langs de natuurlijke weg is gevormd, is in de meeste gevallen ongeveer in evenwicht. Dit betreft dan de stroomsnelheid enerzijds en het totale doorstroomprofiel anderzijds. Bij de sluiting van bressen in dijken daarentegen, is meestal op het moment van sluiting nog geen evenwicht bereikt. Zo heeft men na de stormvloed in 1953 door snel ingrijpen voor een groot aantal gaten de omvang van de uitschuring kunnen beperken.

Voor de bouw van een afsluitdam in de monding van een zeearm worden werken uitgevoerd welke het doorstroomprofiel verkleinen. Zonder bijzondere maatregelen zullen hierdoor veroorzaakte verhoogde stroomsnelheden uitschuringen veroorzaken. Om dit te voorkomen zal men in het algemeen de bodem en zijkanten van de geulen van tevoren vastleggen met behulp van bodembeschermingen.

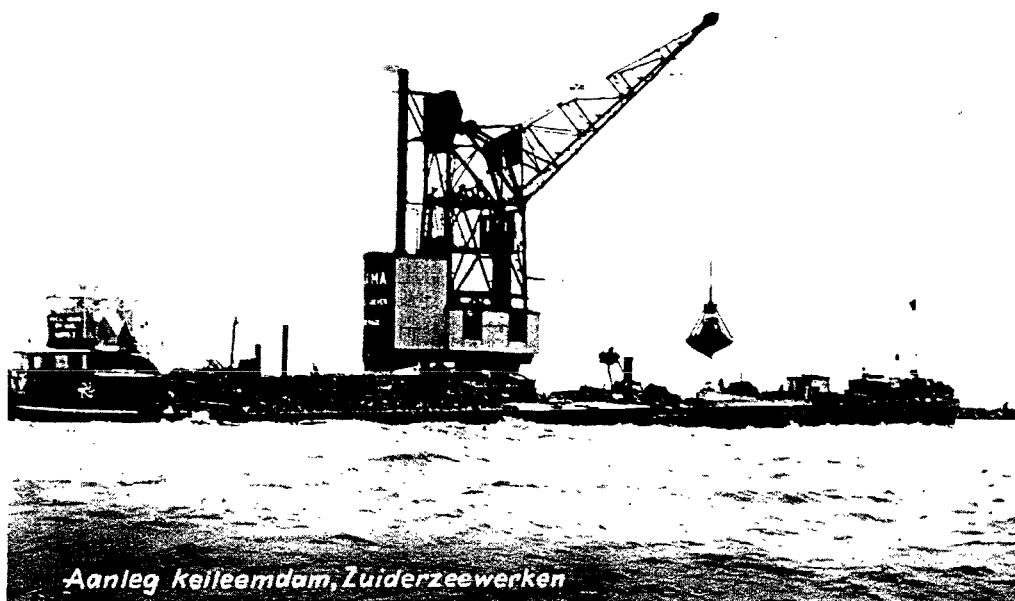
Een uitzondering hierop kan ontstaan in die gevallen, waar van tevoren de oppervlakte van het getijbekken wordt verkleind door tussendammen.

Een afsluiting van een getijgeul kan in het algemeen in de volgende vier fasen worden verdeeld:

1. Een voorbereidende fase zonder een sterke vernauwing van het doorstroomprofiel (reductie tot 80 à 90% van het doorstromingsprofiel). In deze fase kunnen damvakken op de ondiepe gebieden worden aangelegd en bodembeschermingen in de geulen.
2. Meestal wordt daarna een drempel opgebouwd, welke als fundering voor de kade dienst doet. Deze drempel kan de functie hebben van het verdelen van de druk van de sluitkade op de ondergrond en/of als filter tussen bodembeschermingen en de sluitingsmiddelen. Het tijdens deze fase opgebouwde sluitgat dient zo ruim te zijn dat het in staat is de eb- en vloedstromen door te laten zonder dat de drempel en de bodem- en oeververdedigingen ontoelaatbaar worden aangetast.
3. De eigenlijke sluiting waarbij het uiteindelijke sluitgat wordt afgesloten.
4. De laatste fase waarin de dijk over en om de voorlopige afsluitdam wordt gebouwd.

Onder bepaalde omstandigheden is een afwijkende bouwwijze mogelijk : zo wordt bij een zandsluiting een zodanig stortcapaciteit ingezet, dat per getij meer materiaal wordt ingebracht dan door de stroom kan worden meegevoerd. In dat geval zijn meestal geen bodembeschermingen nodig.

Bij de afsluiting van de Zuiderzee in 1932 (figuur 1.1) was het nog juist mogelijk met keileem de stroom te bedwingen. Omdat het getijverschil daar slechts 1 m bedroeg, werden de stroomsnelheden in het sluitgat niet zo hoog dat andere materialen moesten worden toegepast.



Figuur 1.1 Afsluiting Zuiderzee

In het Deltagebied zijn zowel op kleinere als grote schaal vele sluitingsmethoden toegepast. De bij het sluitgat toe te passen sluitingsmethoden is steeds weer sterk afhankelijk van een groot aantal randvoorwaarden. Behalve de waterloopkundige en grondmechanische randvoorwaarden spelen bij deze keuze vooral ook de beschikbare middelen een rol. De beschikbare middelen betreffen zowel materialen, materieel, mankracht, financiën als ervaring.

De laatste decennia heeft een enorme ontwikkeling plaatsgevonden. De ervaringen opgedaan bij het dijkherstel op Walcheren in 1945, de afsluiting van de Brielse Maas in 1950 en van de Braakman in 1952 en de sluitgaten na de stormvloedramp van 1953 zijn een wezenlijk onderdeel geweest voor de keuze van toe te passen sluitingsmethoden bij de eerste Deltadammen.

Tot en met de voltooiing van de Brouwersdam in 1971 waren het vrijwel uitsluitend technische factoren waarop de keuze van de toe te passen sluitingsmethode werd gebaseerd. Bij de keuze van de sluitingsmethode van het Markiezaat van Bergen op Zoom, de Philips- en Oesterdam en de stormvloedkering in de Oosterschelde speelden milieukundige en visserijkundige overwegingen een zeker zo belangrijke rol. Hierbij valt bijvoorbeeld te denken aan het seizoen waarin getijgebonden organismen afsterven en de zoutgehaltebeheersing tijdens de sluitingsorganisaties. Deze factoren zijn vooral van zoveel belang omdat zij de uitgangssituatie voor het nieuw ontstane bekken bepalen.

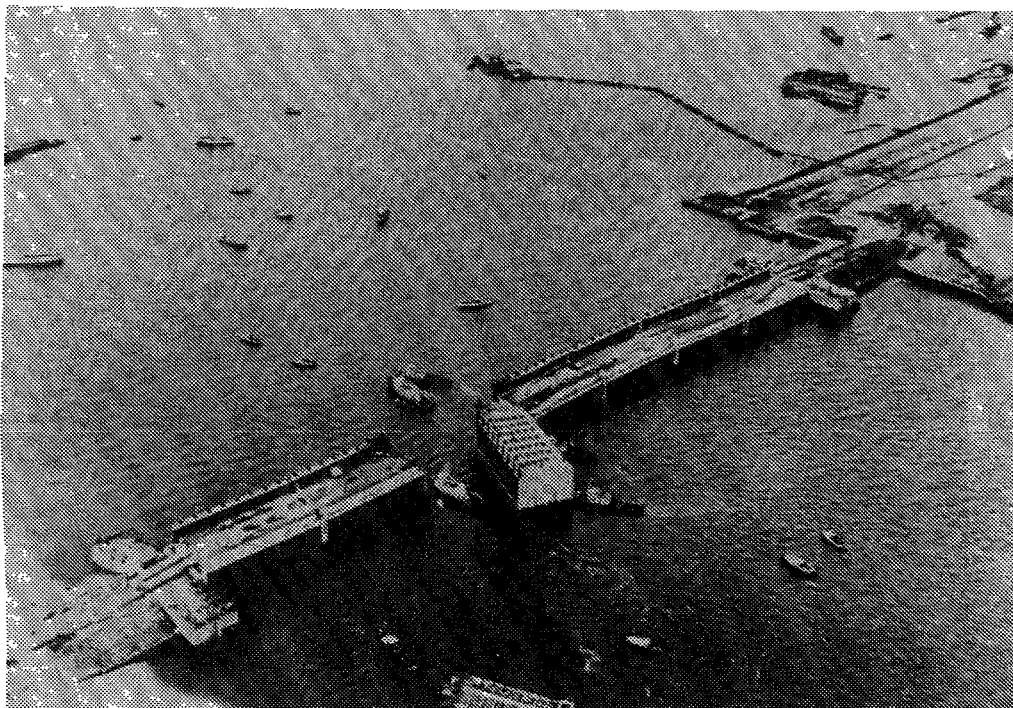
We kunnen de sluitingsmethoden indelen in twee hoofdgroepen, te weten geleidelijke sluitingen en plotselinge sluitingen. Bij de geleidelijke sluitingen kunnen we weer vier methoden onderscheiden namelijk horizontale vernauwing met lage drempel, horizontale vernauwing met hoge drempel, verticale vernauwing en zandsluitingen. Ook bij zandsluitingen wordt onderscheid gemaakt tussen horizontale en verticale sluitingen. De plotselinge sluitingen worden gerealiseerd door toepassing van (doorlaat)caissons.

1.2 Geleidelijke horizontale sluitingen

Vernauwing van het sluitgat alleen in horizontale richting is in Nederland vrijwel niet toegepast. Ook een zogenaamd horizontale sluitingsmethode begint met een over het gehele sluitgat aangelegde drempel.

Bij een geleidelijke horizontale vernauwing van een sluitgat met een lage drempel blijven de stroomsnelheden bij een voortdurende verkleining van het gat toenemen. Hierbij zal erg zwaar materiaal voor de sluiting van het laatste gat nodig zijn, terwijl ook de bodembeschermingen zeer zwaar worden aangevallen. Gezien de relatief grote getijverschillen in het Deltagebied en de daardoor veroorzaakte hoge stroomsnelheden is deze sluitingsmethode niet toegepast op een schaal van enige omvang voor de afsluiting van een getijbekken.

Wel werd deze methode toegepast bij de secundaire deltdammen door de Zandkreek en de zuidelijke geul van de Grevelingendam. Hierbij werd op een drempel met een diepte van NAP -5 m een geleidelijke horizontale vernauwing bewerkstelligd door het plaatsen van dichte eenheidscaissons (betonnen, doosvormige elementen van circa 11 m lang, 7.5 m breed en 6 m hoog, figuur 1.2). Omdat bij deze sluitingen geen getijbekkens werden afgesloten, bleven de waterstandsverschillen over de sluitkaden beperkt tot enkele decimeters. Hierdoor werden de maximale stroomsnelheden in het laatste te sluiten gat niet groter dan circa 2 m/s.



Figuur 1.2 Caissonsluiting Veerse Gat

Eenheidscaissons werden voor het eerst gebouwd ten behoeve van de rampsluitingen in 1953 omdat het toen onmogelijk was op korte termijn de afmetingen en het benodigde aantal caissons vast te stellen. Bij sluitingen met een hoge drempel wordt de drempel zo hoog gemaakt dat er een toestand van volkomen overlaat wordt bereikt, dat wil zeggen dat de stroomsnelheid boven de drempel bepaald wordt door de hoogte van de drempel en onafhankelijk wordt van het verval over de drempel.

Indien men bij een sluiting met een hoge drempel, na het bereiken van de toestand van volkomen overlaat, het doorstroomprofiel van het sluitgat geleidelijk verkleint, dan blijft de stroomsnelheid bij benadering constant. De drempeldiepte, waarvan de snelheid afhankelijk is, verandert namelijk vrijwel niet.

Men kan deze hoge en lage drempel bouwen ter plaatse van het stroomgat in een dijk of in een brede geul, maar het is ook mogelijk om bijvoorbeeld bij een dijkdoorbraak de drempel achter het stroomgat op het maaiveld te construeren; een zogenaamde maaiveldsluiting.

De horizontale vernauwing van het sluitgat met een hoge drempel kan worden uitgevoerd met bijv. keileem, zand- of kleizakken, stortsteen, eenheidscaissons of betonblokken.

Zand- en kleizakken zijn als sluitingsmateriaal onder andere bij het dijkherstel op Tholen in februari en maart 1953 toegepast. Bij Stavenisse werden circa 3400 man ingezet voor het dragen van zandzakken. Door middel van circuit lopen kon een aanzienlijke capaciteit worden bereikt. Binnen 2 weken werden 1.75 miljoen zandzakken verwerkt en in totaal 2.35 miljoen zakken. Daar normale aanvoer te veel tijd zou vergen, werd een groot aantal zandzakken door vliegtuigen op diverse plaatsen gedropt. In de 80-er jaren is deze methode ook op grote schaal bij afsluitingen in Bangladesh toegepast.

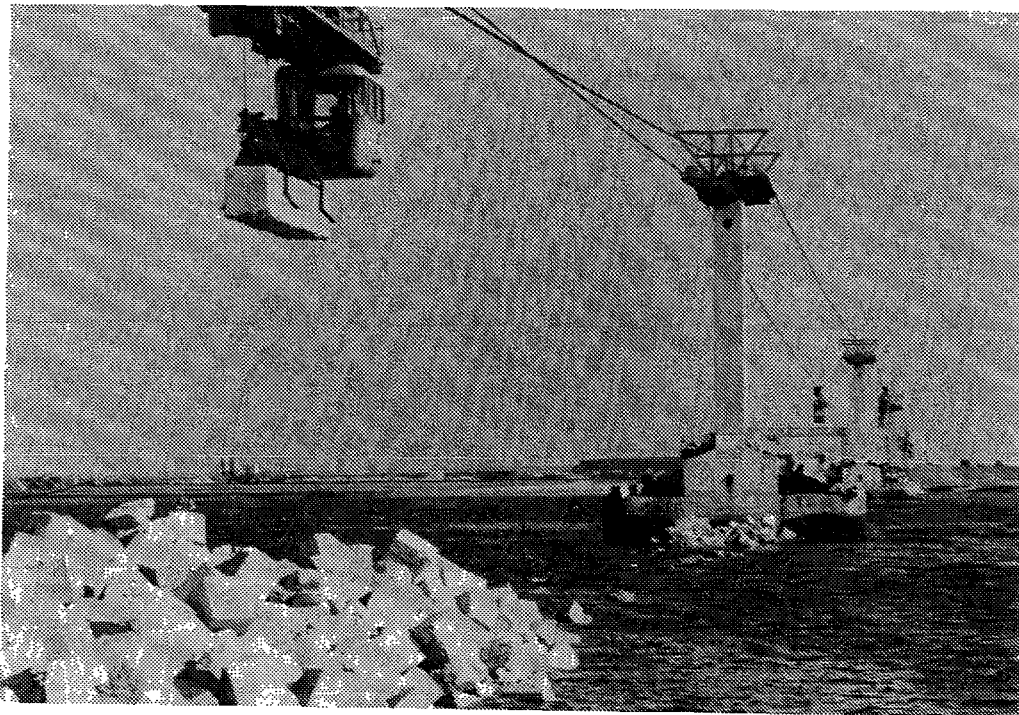
Een sprekend voorbeeld van de toepassing van eenheidscaissons is de maaiveldsluiting in augustus 1953 bij Schelphoek geweest. Bij Schelphoek had zich in de zeedijk een stroomgat gevormd van 535 m lang met een grootste diepte van 37 m. Dit gat werd afgesloten door een 4 km lange inlaagdijk, waarbij totaal 235 eenheidscaissons werden gebruikt. Bij een maaiveldsluiting moet de sluiting in een snel tempo plaatsvinden teneinde onderloopsheid van de meestal smalle bezinking (40 à 50 m) te voorkomen. Bij de sluiting van Schelphoek slaagde men er in 462 m caissons (42 eenheden van 11 m) in één etmaal te plaatsen. Bij deze maaiveldsluiting bleek dat bij de grondsoort die daar werd aangetroffen (zwarte zwavel), de bodem met zinkstukken moest worden verdedigd, zodra de stroomsnelheid over het maaiveld opliep tot boven 1.5 à 2 m/s. Men wilde de hoogte van de drempel zo kiezen dat bij de maximaal optredende ebstroom geen hogere stroomsnelheden van 3 m/s zouden optreden. door de hoogteligging van het maaiveld en de dikte van de zinkstukken kon niet overal aan deze voorwaarden worden voldaan; de snelheden zijn dan ook aanzienlijk boven de 3 m/s opgelopen. De zinkstukken hebben hierdoor echter geen ernstige schade opgelopen.

1.3 Geleidelijke verticale sluitingen

Bij geleidelijke verticale sluitingen wordt de verkleining van het doorstroomprofiel van het sluitgat geheel bereikt door de diepte geleidelijk te verkleinen. Hierbij zal de stroomsnelheid in het sluitgat toenemen tot een toestand van volkomen overlaat is bereikt en daarna door het hoger komen van de drempel weer afnemen.

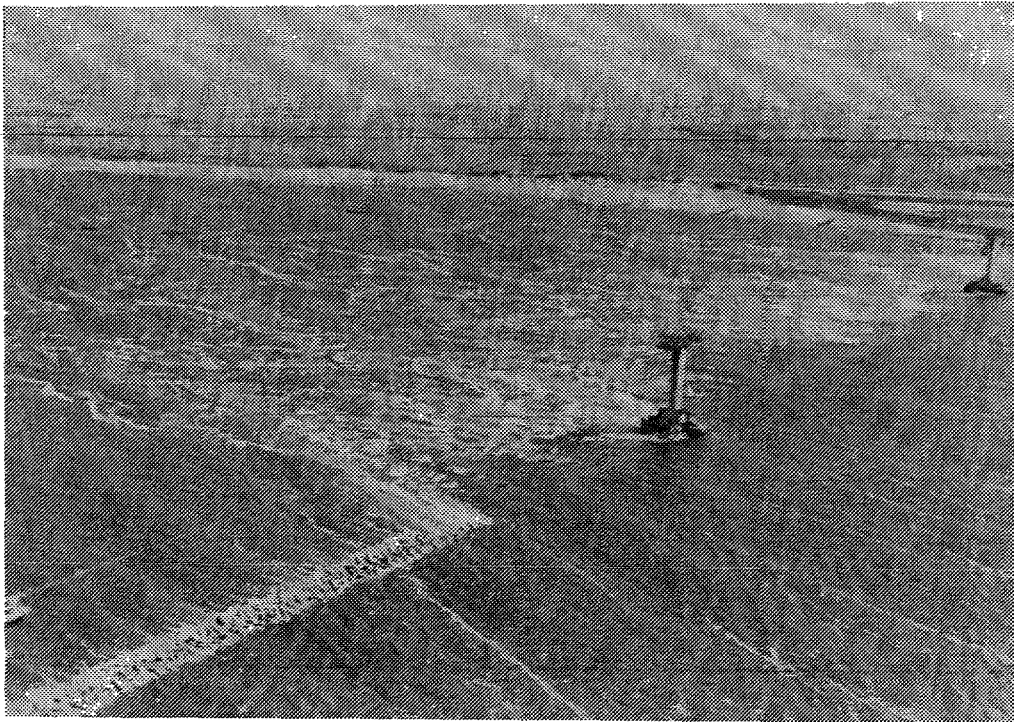
Reeds in 1870 werd het Sloe verticaal afgesloten door de klassieke methoden van opzinken. deze methode heeft echter als bezwaar dat op het einde van de sluiting de stroomkenteringen te kort worden voor de zinkmanoeuvre.

Op grote schaal zijn geleidelijk verticale sluitingen met stortsteen en betonblokken bij diverse Deltadammen toegepast. Gezien de nadelen van een varend bedrijf zijn bij de sluiting van de Grevelingendam (1963), de Haringvlietdam (1970) en de zuidelijke geul van de Brouwershaven (1971) kabelbanen toegepast (figuren 1.3 en 1.4). Ook de oorspronkelijke afsluiting van de drie stroomgeulen in de mond van de Oosterschelde - welke in 1978 was voorzien - zou als kabelbaanaansluiting worden uitgevoerd. Ten tijde van de regeringsbeslissing voor een stormvloedkering in de Oosterschelde (1974), waren de pylonen voor de kabelbanen reeds in de sluitgaten geplaatst.



Figuur 1.3 Verticale sluiting

Bij de geleidelijke sluiting in het Haringvliet en de Grevelingen waren de vervallen nog betrekkelijk gering: respectievelijk maximaal 60 en 90 cm. In verhouding tot de in deze wateren optredende getijverschillen waren de vervallen klein; in de Grevelingen omdat het hier niet ging om en aan de achterzijde afgesloten gebied, in het Haringvliet omdat men daar de vervallen kon beperken door de grote spuisluisen open te zetten.



Figuur 1.4 Verticale sluiting

In het Brouwershavense Gat was het verval en daarmee de stroomsnelheid, veel groter aangezien het hier wel de afsluiting betrof van een achterwaarts geheel afgesloten gebied; er was om die reden een direct verband tussen het getijverschil en de vervallen.

Bij de drie uitgevoerde kabelaansluitingen kon de capaciteit steeds verder worden opgevoerd, zoals blijkt uit tabel 1.

	Materiaal	Stortcapaciteit
zuidelijke geul Grevelingendam 1963	stortsteen 60-300 kg, in laadnetten	120 ton/uur
Rak van Scheelhoek Haringvlietdam 1970	4 betonblokken van 2.5 ton per gondel	300 ton/uur
zuidelijke geul Brouwersdam 1971	6 betonblokken van 2.5 ton per gondel	1000 ton/uur

Tabel 1 Kabelaansluitingen deltdammen

1.4 Zandsluitingen

Bij zandsluitingen wordt in het sluitgat een zodanige stortcapaciteit ingezet, dat per getij meer materiaal wordt ingebracht dan door de stroom kan worden meegevoerd. In tegenstelling tot de geleidelijke horizontale en verticale sluitingen wordt hierbij dus materiaal voor de sluiting gebruikt, dat op zichzelf niet stabiel is in de optredende stroomsnelheden. In het algemeen zijn bij zandsluitingen geen bodembeschermingen nodig. Mede om deze reden is een zandsluiting financieel aantrekkelijk als plaatselijk gewonnen zand kan worden gebruikt.

Sinds 1965 zijn diverse stroomgeulen succesvol met zand afgesloten. De sterk groeiende capaciteit van de moderne zandzuigers staat er borg voor, dat zand bij steeds grotere sluitingen voldoende snel in voldoende hoeveelheden kan worden aangevoerd. Daarom kan in de sluitingsfase een vrij groot verlies van zand worden geaccepteerd, tot 20 à 50% toe.

Mede aan de hand van de eerste zandsluitingen van getijgeulen - het Ventjagersgaatje in 1959 en het sluitgat in de zuidelijke toerit van de brug over het Haringvliet in 1961 - kon een globale rekenmethode voor een zandsluiting worden ontwikkeld. Aan de hand van latere zandsluitingen, kon de ontwikkelde rekenmethode om de zandverliezen te voorspellen, aan de praktijk worden getoetst.

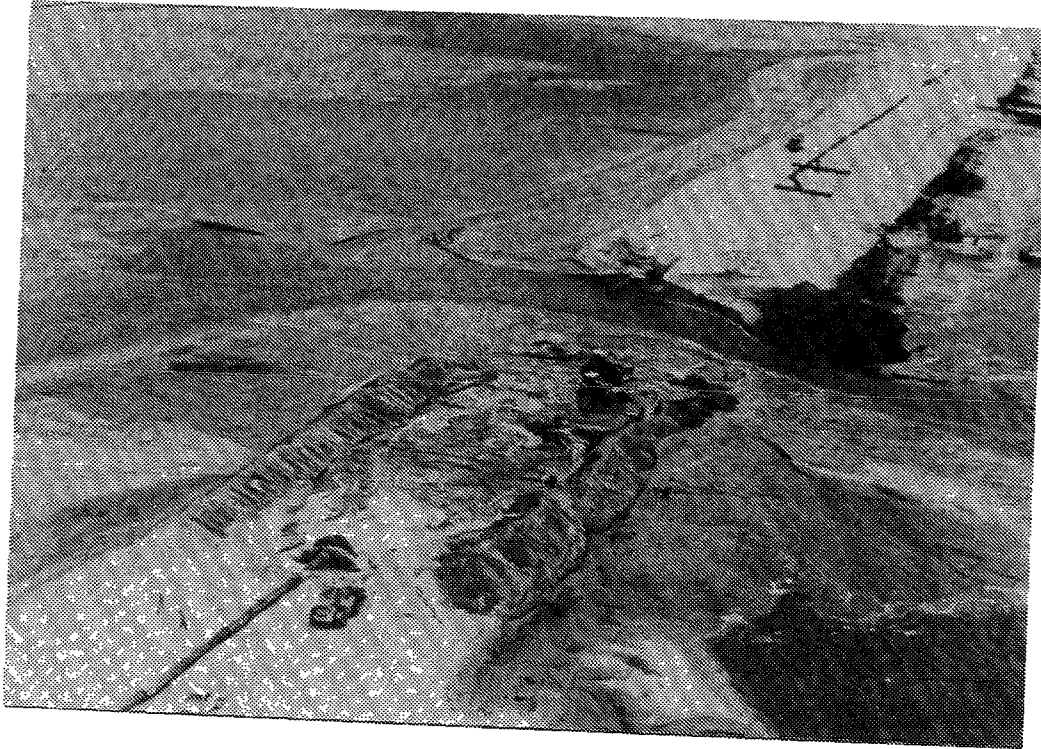
In tabel 2 is een overzicht gegeven van een aantal geulen, welke met zand zijn gesloten.

	Brielse gat 1966	Haringvliet- dam Noord Pam- pus 1968	Brouwersdam Springersdiep 1969	Damvak Geul 1972
Oppervlakte sluitgat (m ²)	1120	2430	4280	7200
Inhoud sluitkade (miljoen m ³)	1.2	0.75	1.6	3.3
Zandverlies tijdens sluiting (miljoen m ³)	0.53	0.22	0.25	0.05
Aantal zuigers	2	2	3	3
Sluitingsduur (dagen)	63	37	66	25
Gemiddelde korrel diameter (µm)	-	135	200	150

Tabel 2 Gegevens van enkele zandsluitingen

Bij de sluiting van de Geul (getijvermogen circa 30 miljoen m³, maximale diepte NAP -10 m) in de Oosterscheldedam tussen de werkeilanden Noordland en Neeltje Jans in 1972, konden de zandverliezen beperkt worden door de inzet van een grote zuigerproductie. Deze bedroeg meer dan 500.000 m³/week, verdeeld over 3 zuigers. Duidelijk is hierbij ook gebleken, dat het sluiten vanaf één zijde naar het ondiepste deel van het sluitgat toe, de zandverliezen beperkt. Bij deze werkwijze is namelijk tegen het einde van de afsluiting, dat wil zeggen tijdens de fase met de hoogste stroomsnelheden, de lengte van het zandstort zo kort mogelijk. Dit verklaart mede de relatief hoge zandverliezen (circa 45%) bij de sluiting van het Brielse Gat (grootste diepte NAP -2 m) waar met twee zandstorten naar het midden toe is gewerkt. Het werken met één zandstort heeft bij grote zuigerproducties wel het bezwaar, dat de sluitkade erg breed wordt om alle persleidingen kwijt te kunnen.

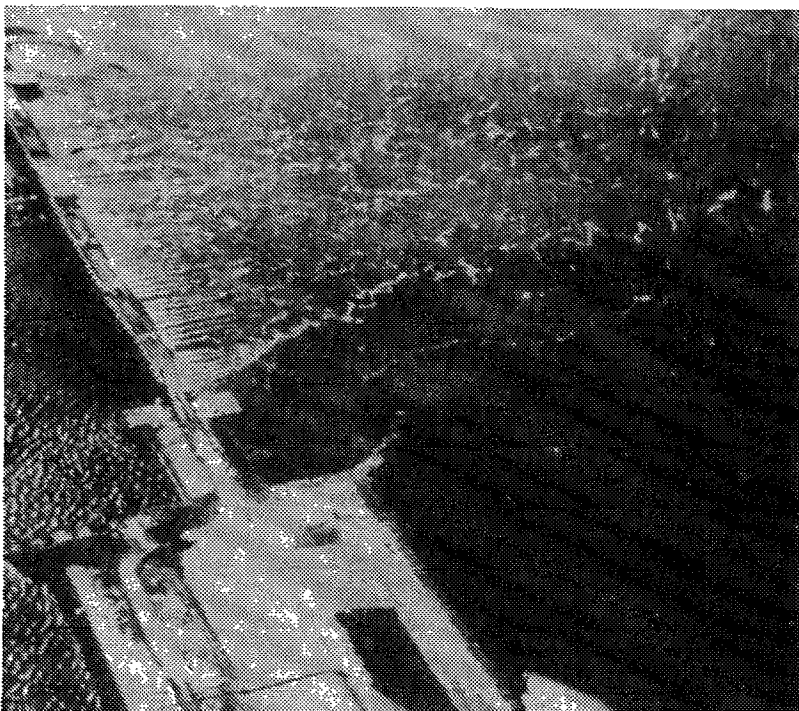
Ten behoeve van de zandsluitingen van de Philips- en Oesterdam (figuur 1.5), is veel systematisch onderzoek naar zandsluitingen verricht en in 1986/1987 aan de praktijk getoetst. Bij deze afsluitingen was een zandsluiting mogelijk dankzij het reduceren van de getijbeweging met behulp van de stormvloedkering in de Oosterscheldemonding.



Figuur 1.5 Zandsluiting Oesterdam

1.5 Plotselinge sluitingen met (doorlaat)caissons

Bij plotselinge caissons-sluitingen wordt tijdens de voorbereiding van de sluiting een zo ruim mogelijk sluitgat gehandhaafd om vervolgens rond de kentering het sluitgat in één keer dicht te zetten. De maximale stroomsnelheden in het sluitgat kunnen door het kiezen van een ruim doorstroomprofiel beperkt worden gehouden (figuur 1.6).



Figuur 1.6 Doorlaatcaissons

Bij de droogmaking van Walcheren (1945-1946) werden voor het eerst caissons toegepast van het zogenaamde Phoenix-type, die waren overgebleven van de landingspielen die het invasieleger in 1944 in Normandië had gebruikt. Het waren doosvormige betonnen bakken die drijvend naar de plaats van bestemming konden worden gebracht en door het opendraaien van afsluiters in de bodem werden afgezonken. De grootste Phoenix-caissons waren ongeveer 62 m lang, 19 m breed en hadden een diepgang van circa 6.3 m. Nadat alle caissons bij kentering in het sluitgat waren gevaren en tot zinken gebracht, werden ze ingepakt in een dijklichaam. De grootste sluiting met dichte caissons op een diepe drempel is die bij Ouwkerk in 1953 geweest. Hier werden 4 grote Phoenix-caissons in het sluitgat gevaren. De maximale stroomsnelheden bedroegen circa 3 m/s, de bodembescherming was circa 200 m lang.

Enkele malen is door onderloopsheid een caissons-luiting mislukt, zoals bijvoorbeeld bij Rammekens (Walcheren) in 1945. Hieruit leerde men, dat de techniek van het zinken, steenstorten en peilen van de drempels moest worden verbeterd. Maar ook werd gezocht naar maatregelen om het grote waterstandsverschil, dat kort na de sluiting ten gevolge van de getijbeweging optreedt, te verkleinen.

Een eerste poging daartoe werd ondernomen bij de sluiting van de Braakman. In een van de beide Phoenix-caissons die men daar gebruikte, werden doorstroomopeningen gemaakt die men op het gewenste ogenblik zou kunnen afsluiten. Daarmee werd bereikt, dat het getij onmiddellijk na de plaatsing van de caissons nog enigermate kon doordringen in het achterliggende gebied; het verval

tussen binnen- en buitenwater bleef daardoor iets geringer. De schuiven zouden kunnen worden gesloten op een moment dat de caissons langs de bodem voldoende tegen onderloopsheid waren beveiligd. Bij de Braakman werd het geen succes, omdat de openingen voor het beoogde doel te klein waren. Maar de grondgedachte van deze modificatie bleek vruchtbaar. Ze leidde uiteindelijk tot de constructie van de grote doorlaatcaissons die laten met succes zouden worden toegepast bij de Deltawerken.

Doorgaans wordt een caisson neergezet op een drempel waarvan de bovenste laag bestaat uit stortsteen. Vanwege de grofheid van de steen komen er in het oppervlak van zo'n drempel altijd wel onregelmatigheden voor. Om zeker te zijn waar de caisson op de drempel draagt, krijgt de caissonbodem een gewelfde vorm met oplegvlakken. Om onderloopsheid tegen te gaan worden er ribben onder de caisson aangebracht, die wel een afsluitende werking hebben, maar geen dragende functie, aangezien zij door hun geringe breedte gemakkelijk in de drempel dringen.

Na het afzinken, moet de caisson gegarandeerd standvast zijn, ook bij vervaldrukken en golfklappen. Of dit zo is wordt bepaald door het gewicht van de caisson en van de wrijvingscoëfficiënt tussen drempel en caisson. Veelal wordt in de caisson een ballastbalk opgenomen, die na het afzinken met zand wordt gevuld, teneinde de caisson extra zwaarte te geven. Proeven op ware grootte hebben inzicht verschaft in de wrijvingsverschijnselen tussen caisson en drempel. Tijdens de overvaart en bij het afzinken is het gewenst, dat de caissons rechtstandig blijven. Dat kan men het beste bereiken door ze om de lengte-as symmetrisch te bouwen. De overlaat-caissons waarmee het Veerse Gat werd gesloten misten deze symmetrie doordat er aan één zijde stalen schuiven in waren opgehangen en aan de andere kant houten schotten. In het midden van de caissons was om de stabiliteit tijdens het zinken te bevorderen een tijdelijk slingerschot aangebracht. Bij de doorlaatcaissons voor de Volkerakdam en de noordelijke geul in de Brouwersdam werden voor de tijdelijke afdichting een beide zijden houten schotten gebruikt. De stalen schuiven voor de definitieve sluiting waren in het midden aangebracht. Tijdens het varen en afzinken dienden die tevens als slingerschot.

De effectiviteit van doorlaatcaissons neemt toe, naarmate ze op een dieper gelegen drempel worden geplaatst. Dit komt het best tot uiting wanneer met de afvoercoëfficiënten beschouwt (zie tabel 3).

	Drempeldiepte (NAP)	Afvoercoëfficiënt
Veerse Gat 1961	-8 m	niet bepaald
Lauwerszee 1969	-6 à -6.5 m	0.65
Volkerak 1969	-7 m	0.75
Brouwersdam 1971	-10 m	0.85
Ontwerp Oosterschelde	-20 m	1.0

Tabel 3 Overzicht van enkele caissonsluitingen

Behalve de effectiviteit van de doorlaatcaissons en de hoogte van de drempel, worden de ontgrondingen bij een caissonsluiting ook sterk bepaald door de vormgeving van de zijanten van het sluitgat. Bij de sluiting van het Veerse Gat bestonden de verticale landhoofden uit dichte caissons. Hierdoor ontstonden wervelstraten, welke achter de bodembescherming ontgrondingskuilen van meer dan 20 m diepte veroorzaakten. Bij de caissonsluitingen van het Volkerak en de noordelijke geul van de Brouwersdam werden ook de landhoofdcaissons met een hellende bodem pas vlak voor de doorlaatcaissons geplaatst (ruim "wintersluitgat") en als doorlaatcaissons met schuiven uitgevoerd. Als gevolg hiervan konden de wervelstraten en daarmee de ontgrondingen

worden beperkt. Bij de caissonsluiting van de Brouwersdam ontstond een ontgrondingskuil met een maximale diepte van circa 7 m.

Een diep gelegen caissondrempel heeft voordelen met betrekking tot een geringere toename van de stroomsnelheden en daardoor kleinere ontgrondingen. Maar ook de kenteringstijd welke beschikbaar is voor het boven de drempel varen en afzinken van de caissons is bij een diep gelegen drempel gunstiger. Daar tegenover staat dat met toenemende diepte het redelijk vlak afwerken van de caissondrempel steeds moeilijker wordt en ook de kosten van de caissons hoger worden.

2 Algemene ontwerpmethodiek afsluitingen

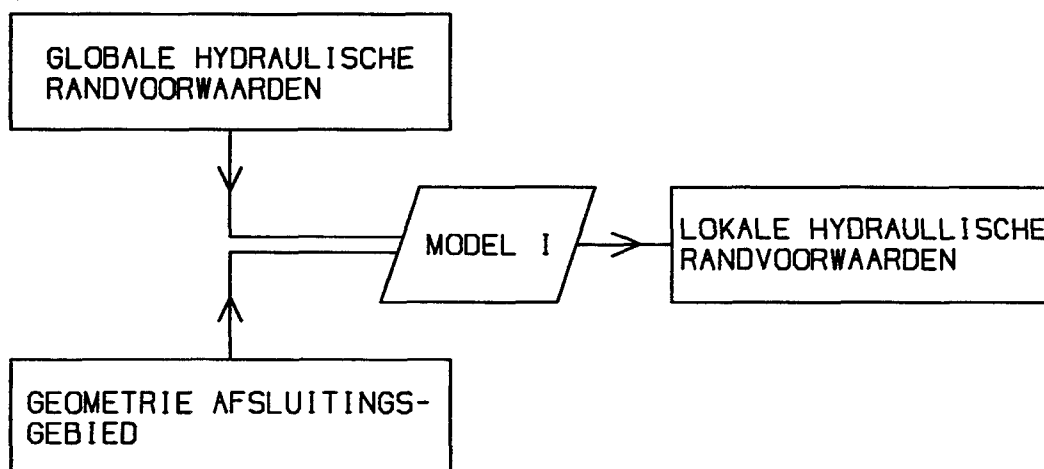
ir. R.E. Jorissen

2.1 Methodiek

Bij het ontwerpen van afsluitingen kunnen de volgende twee stappen onderscheiden worden (Lit. [3]) :

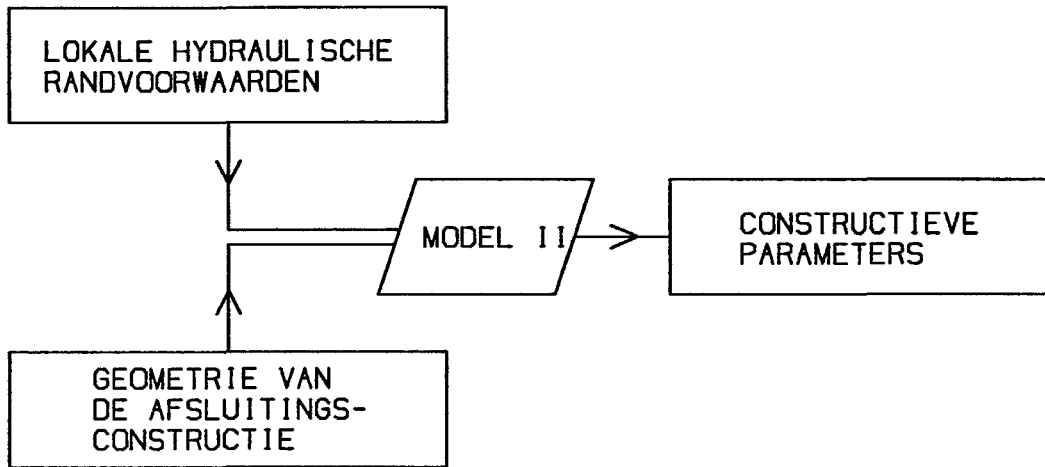
- stap 1 : vertaling van karakteristieken van de waterbeweging en de geometrie van het afsluitingsgebied naar relevante lokale stroomparameters in het sluitgat.
- stap 2 : vertaling van deze lokale stroomparameters naar constructieve eigenschappen van de uiteindelijke constructie.

Deze twee stappen zijn weergegeven in de figuren 2.1 en 2.2.



Figuur 2.1 Bepaling lokale hydraulische randvoorwaarden

In het bovenstaande schema is aangegeven, dat middels een MODEL I op basis van de grootschalige waterbeweging en de geometrie van het afsluitingsgebied lokale hydraulische randvoorwaarden berekend worden. Deze aanpak is voor alle in dit boekwerk gepresenteerde sluitingsmethodieken universeel toe te passen. In paragraaf 2.3 'Hydraulische randvoorwaarden' wordt nader ingegaan op de vraag welke lokale hydraulische randvoorwaarden benodigd zijn en op welke wijze (met andere woorden : welk MODEL I ?) deze verkregen kunnen te worden.



Figuur 2.2 Bepaling constructie-eigenschappen

In het tweede schema is aangegeven, dat middels een MODEL II op basis van de lokale hydraulische randvoorwaarden en de geometrie van het sluitgat de sterkte-parameters van de constructie berekend worden. In de hoofdstukken 3 'Ontwerpen van zandsluitingen', 4 'Ontwerpen van steensluitingen' en 5 'Ontwerpen van caissonsluitingen' nader ingegaan op de invulling van deze schema's ingegaan. Zo kunnen voor MODEL II diverse stabiliteits-relaties ingevuld worden, maar ook een fysisch schaalmodel valt in deze categorie.

2.2 Typen afsluitingen

Afsluitingen kunnen op twee manieren worden onderverdeeld :

- gebaseerd op de geometrische eigenschappen van de constructie.
- gebaseerd op de constructieve eigenschappen van de constructie.

2.2.1 Geometrisch onderscheid afsluitingen

Gebaseerd op de geometrische eigenschappen van de constructie kunnen drie typen afsluitingen onderscheiden worden :

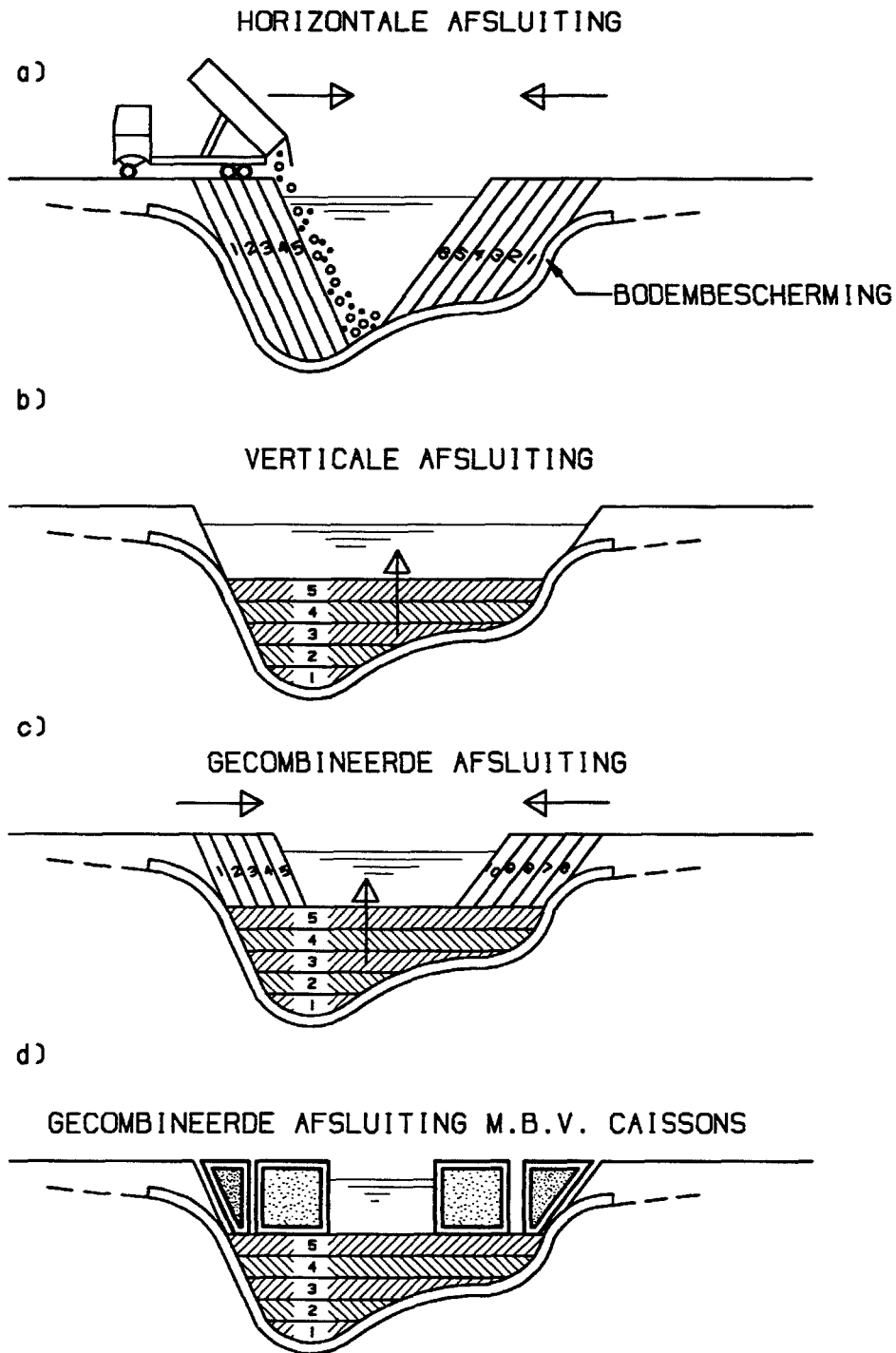
- **horizontale afsluiting** (figuur 2.3a), waarbij het afsluitingsmateriaal vanaf de oever(s) aangebracht. Dit materiaal wordt over de volledige diepte van het sluitgat aangebracht, waardoor zogenaamde damhoofden gevormd worden. Door de uitbouw van deze damhoofden wordt de afsluiting gerealiseerd. Bij de horizontale methode zullen bij het vorderen van de afsluiting zware belastingen op de damkop en de bodembescherming optreden. Door het ontbreken van de mogelijkheid tot verticale spreiding zullen de stroomaanval op de bodembescherming en de optredende ontgrondingen relatief groot zijn. Hiertegenover staat het feit, dat deze belastingen maar over een beperkt gebied optreden.

Een horizontale afsluiting kan relatief eenvoudig en vanaf het land worden uitgevoerd, hetgeen de reden is dat deze methodiek erg veel toegepast wordt.

- **verticale afsluiting** (figuur 2.3b), waarbij het afsluitingsmateriaal in relatief dunne lagen op de bodem wordt aangebracht. De dam wordt geleidelijk in verticale richting opgebouwd, totdat de uiteindelijke afsluiting is gerealiseerd. Bij het vorderen van de afsluiting zullen de stroomsnelheden op de dam toenemen tot het moment, waarop de volkomen-overlaat situatie bereikt wordt. In die situatie zullen de stroomsnelheden op de drempel alleen nog maar afnemen. Door verticale spreiding is de stroomaanval op de bodembescherming en de optredende ontgrondingen relatief gering, maar treedt wel over de volle breedte van het sluitgat.

Voor de uitvoering van een verticale afsluiting bestaan diverse mogelijkheden. Veel wordt gebruik gemaakt van een kabelbaan of tijdelijke overbrugging, waarvanaf het afsluitingsmateriaal wordt aangebracht. Varend materieel, zoals steenstoters, is slechts te gebruiken zolang de dam niet al te hoog wordt. Daarna kan met drijvende kranen de opbouw van de dam voltooid worden. Hierbij dient met zware stroombelastingen op het varende materieel rekening te worden gehouden.

- een **gecombineerde afsluiting** (figuur 2.3c). Veelal zal eerst een drempel over het gehele sluitgat worden gerealiseerd, waarna de afsluiting voltooid wordt door materiaal vanuit de oevers aan te brengen.



Figuur 2.3 Overzicht afsluitingsmethodieken

De geometrische onderverdeling van typen afsluitingen sluit aan bij schema 1 'Bepaling lokale hydraulische randvoorwaarden'. In deze fase in het ontwerpproces is slechts het geometrische ontwerp van de afsluiting relevant. Constructieve eigenschappen, zoals steengrootte, zijn niet of vrijwel niet van invloed op de lokale hydraulische randvoorwaarden. Dit betekent, dat de bepaling van de lokale hydraulische randvoorwaarden onafhankelijk van constructieve eigenschappen van de afsluiting kan gebeuren. In paragraaf 2.3 wordt hierop nader ingegaan.

2.2.2 Constructief onderscheid afsluitingen

Gebaseerd op de constructieve eigenschappen van de sluitkade kunnen drie typen afsluitingen onderscheiden worden :

- zandsluiting, waarbij als afsluitingsmateriaal slechts zand gebruikt wordt. Het zal duidelijk zijn, dat deze methodiek in een beperkt aantal gevallen mogelijk is. Zowel de hydraulische randvoorwaarden (beperkte stroomsnelheden en golfaanval) als de beschikbaarheid van voldoende zand vormen beperkende factoren bij de toepassing van zandsluitingen. Het grote voordeel van zandsluitingen in de Nederlandse situatie is dat geen grote hoeveelheden stortsteen geïmporteerd hoeven te worden, waardoor - indien mogelijk - een zandsluiting een economisch gezien aantrekkelijke mogelijkheid kan zijn.

Veelal zal een zandsluiting een horizontale afsluiting zijn, waarbij het damlichaam opgebouwd wordt met produktieleidingen, die op de oever(s) liggen. In principe is een verticale opbouw van het damlichaam met zand ook mogelijk (produktieleiding met drijvend ponton in sluitgat of hoppers), maar ook dan zal in de laatste fase van de sluiting overgegaan moeten worden tot een horizontale afsluiting.

- steensluiting, waarbij als afsluitingsmateriaal stortsteen, betonblokken of gabions gebruikt worden. Dit type afsluitingen wordt het meeste toegepast. Stortsteen kan onder zware hydraulische omstandigheden verwerkt worden en een steensluiting is zowel horizontaal als verticaal uitvoerbaar. In sommige gevallen is stortsteen vrijwel niet beschikbaar en zijn daarmee de (transport-)kosten van het afsluitingsmateriaal hoog. In dergelijke gevallen kan een zandsluiting (bij gunstige hydraulische omstandigheden), het gebruik van kunstmatige stortsteen (bijvoorbeeld betonblokken) of een caissonsluiting overwogen worden.
- caissonsluiting al dan niet met doorlaatcaissons. Bij dit type sluiting wordt gebruik gemaakt van grote eenheden, caissons, die op een vlakke drempel worden aangebracht. Indien deze caissons van schuiven zijn voorzien, waardoor gedurende de opbouw van het damlichaam slechts een beperkte doorstroomoppervlakte afgesloten wordt, wordt ook wel van een momentane afsluiting gesproken. Door het sluiten van de schuiven na de plaatsing van het laatste caisson, wordt de afsluiting dan momentaan gerealiseerd.

Bij een caissonsluiting dient voorafgaand aan de plaatsing van de caisson een vlakke drempel in het sluitgat gebouwd te worden, waarop de caissons geplaatst zullen worden. De hoogte van deze drempel wordt bepaald door de hydraulische belastingen, de beschikbare materialen voor deze drempel en de maximale afmetingen van de caissons.

Indien de hydraulische omstandigheden een zandsluiting uitsluiten en stortsteen niet beschikbaar of zeer duur is, kan een caissonsluiting een geschikte mogelijkheid zijn.

De constructieve onderverdeling sluit aan bij schema 2 'Bepaling constructie-eigenschappen'. In deze fase van het ontwerpproces zijn de lokale hydraulische randvoorwaarden al bepaald en wordt het geometrische ontwerp van de afsluiting verder constructief ingevuld. In de hoofdstukken 3 'Ontwerpen van zandsluitingen', 4 'Ontwerpen van steensluitingen' en 5 'Ontwerpen van caissonsluitingen' wordt hierop nader ingegaan.

2.3 Hydraulische randvoorwaarden

In figuur 2.1 is aangegeven, dat op basis van globale hydraulische randvoorwaarden en de geometrie van het afsluitingsgebied de benodigde lokale hydraulische randvoorwaarden bepaald worden. In deze paragraaf zullen de gebruikte begrippen nader uitgewerkt worden.

2.3.1 Globale hydraulische randvoorwaarden

Onder deze noemer vallen die hydraulische randvoorwaarden, die niet of nauwelijks door de afsluiting zullen veranderen. Hierbij moet gedacht worden aan het astronomisch getij, stormopzettingen en bovenafvoer van eventueel aanwezige rivieren.

2.3.2 Geometrie van het afsluitingsgebied

Hieronder worden verstaan de geometrie van het af te sluiten estuarium en het sluitgat. Met name de bergende oppervlakte van het estuarium en het doorstroomoppervlak van het sluitgat spelen een belangrijke rol. Daarnaast zijn ligging van geulen en platen van belang voor onder andere de lokatie van de afsluitingsconstructie en de mathematische modellering van de waterbeweging in het estuarium.

2.3.3 Lokale hydraulische randvoorwaarden

Dit zijn de hydraulische randvoorwaarden, die voor het constructieve ontwerp van de afsluiting benodigd zijn. Uit de beschikbare ontwerprelaties blijkt, dat vrijwel in alle gevallen volstaan kan worden met de volgende parameters :

- waterstanden aan weerszijden van de afsluitingsconstructie
- vervallen, debieten en stroomsnelheden.

In deze rapportage zullen de lokale hydraulische randvoorwaarden zoveel mogelijk in zogenaamde referentie-snelheden (U_0) worden uitgedrukt. Deze referentie-snelheden zijn afhankelijk van het verval over het sluitgat. In de formules (2.1), (2.2) en (2.3) is aangegeven welke relatie tussen verval en referentie-snelheid bestaat.

$$U_0 = \sqrt{2 * g * (H_1 - h_2)} \quad (2.1)$$

$$h_2 = h_3 \quad \text{voor } h_3 > \frac{2}{3} * H_1 \quad (2.2)$$

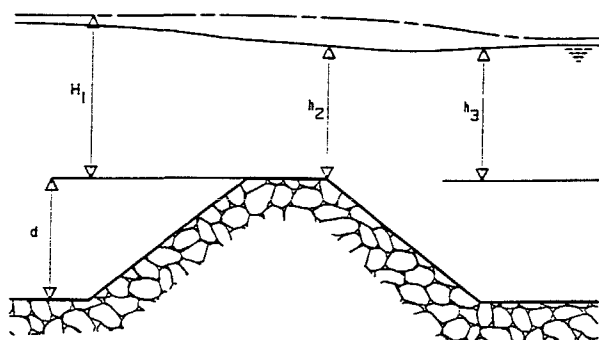
$$h_2 = \frac{2}{3} * H_1 \quad \text{voor } h_3 < \frac{2}{3} * H_1 \quad (2.3)$$

In bovenstaande formules hebben de symbolen de volgende betekenis :

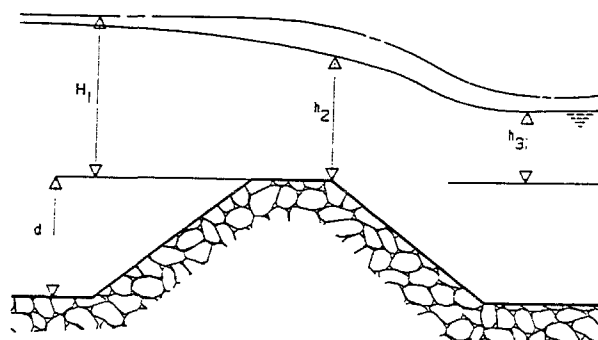
- U_0 = referentie-snelheid [m/s]
- g = versnelling van de zwaartekracht [m/s²]

- H_1 = energiehoogte bovenstrooms van het sluitgat ten opzichte van het drempelniveau [m]
- h_2 = waterstand in het sluitgat ten opzichte van het drempelniveau [m]
- h_3 = waterstand benedenstrooms van het sluitgat ten opzichte van het drempelniveau [m]
- d = drempelniveau van het sluitgat.

Formule (2.2) staat voor de zogenaamde onvolkomen overlaatsituatie, die in figuur 2.4 is weergegeven. Formule (2.3) staat voor de zogenaamde volkomen overlaatsituatie. Deze situatie is in figuur 2.5 weergegeven.



Figuur 2.4 Onvolkomen overlaat



Figuur 2.5 Volkomen overlaat

Het gebruik van deze referentie-snelheid maakt onderlinge vergelijking van afsluitingsmethodieken mogelijk. De referentie-snelheid moet niet verward worden met de werkelijke stroomsnelheid in of vlak benedenstrooms van het sluitgat. Bij de berekening van de referentie-snelheid zijn de afvoereigenschappen van het sluitgat namelijk niet meegenomen. De referentie-snelheid is alleen afhankelijk van het verval over het sluitgat. Dit verval daarentegen wordt bepaald met een hydraulisch model (model I), waarbij de afvoereigenschappen van het sluitgat wel van belang zijn. Bij het gebruik van stroomsnelheden afkomstig van een hydraulisch model dient hiermee rekening gehouden te worden. Dit komt neer op een correctie voor de afvoereigenschappen van het sluitgat. In formulevorm :

$$U_0 = \frac{U}{\mu} \quad (2.4)$$

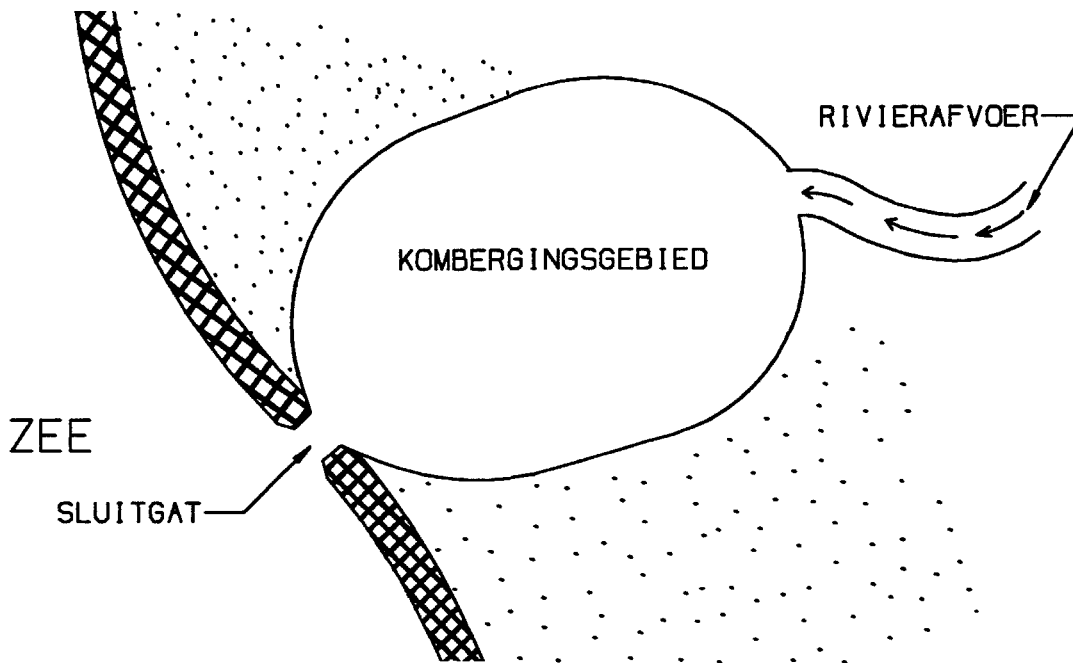
In deze formule is :

- U = de stroomsnelheid in het sluitgat berekend met behulp van een hydraulisch model [m/s]
- μ = de afvoercoëfficiënt [-].

2.3.4 Beschikbare modellen voor de bepaling van lokale hydraulische randvoorwaarden

Voor de bepaling van de lokale hydraulische randvoorwaarden zijn de volgende modellen beschikbaar (Lit. [2]):

- **kombergingsmodel** : bij deze modellering van de waterbeweging wordt het estuarium geschematiseerd als een bergend oppervlak zonder traagheid en wrijving. Het sluitgat wordt als een overlaat met een bepaalde afvoerrelatie gemodelleerd. Als randvoorwaarden kunnen de zeewaterstand en een rivierafvoer opgelegd worden. In figuur 2.6 is een voorbeeld van deze modellering weergegeven.



Figuur 2.6 Kombergingsmodellering

De kombergingsmodellering is een eenvoudig hulpmiddel om in een vroeg stadium van het ontwerpproces de lokale hydraulische randvoorwaarden te berekenen. Naarmate de afsluiting vordert worden de berekende randvoorwaarden steeds betrouwbaarder, omdat de waterbeweging steeds meer door afvoer en berging bepaald wordt. Een groot voordeel van deze vorm van modellering is de mogelijkheid tot het uitvoeren van parameterstudies en gevoeligheidsanalyses. Door de geringe rekeninspanning is het maken van een groot aantal sommen geen probleem, zodat een goed inzicht in het globale gedrag van de waterbeweging verkregen kan worden. Op deze toepassing van de modellering wordt in paragraaf 2.4 nader ingegaan.

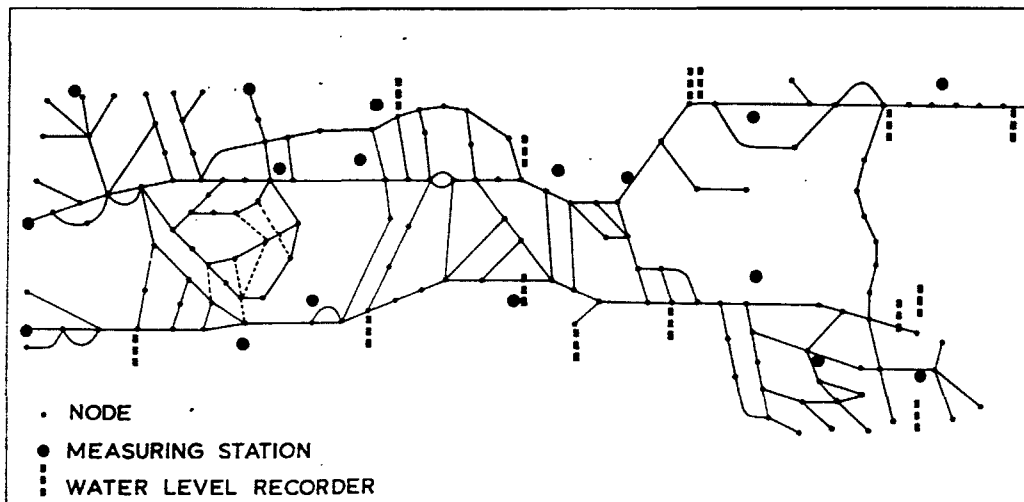
Indien traagheid en/of wrijving een belangrijke rol speelt in de waterbeweging, kan de modellering verbeterd worden door een geavanceerder model toe te passen. Voorbeelden van een dergelijke situatie zijn een erg lang estuarium eventueel met rivieren, die op verschillende plaatsen daarin uitmonden of een erg groot estuarium met verschillende toegangsgeulen. Met name in de beginfase van de afsluiting zal dit betere resultaten opleveren, echter deze situatie is voor het ontwerp van de afsluiting meestal minder relevant. Het gebruik van kombergingsmodellen is zeker toelaatbaar voor die estuaria,

waarvoor de tijd, waarin een getijgolf in het estuarium heen en weer loopt, klein is ten opzichte van de getijperiode.

Een geavanceerder model dan de komberging kan ook noodzakelijk zijn om het verloop van de lokale hydraulische randvoorwaarden als functie van de tijd nauwkeuriger te bepalen. Dit is bijvoorbeeld het geval bij zandsluitingen, waarbij de netto zandverliezen niet alleen een functie zijn van de hydraulische belasting, maar ook heel sterk bepaald worden door de tijdsduur van een bepaalde belasting.

Indien het gebruik van kombergingsmodellen niet meer verantwoord is, dan is de daarop volgende logische keuze een 1- of 2-dimensionaal waterbewegingsmodel.

- **1-dimensionaal waterbewegingsmodel** : bij deze modellering wordt de waterbeweging in het gebied geschematiseerd als een waterbeweging in takken, die met elkaar verbonden zijn middels knopen. Berging kan zowel in de takken als de knopen gemodelleerd worden. Bij deze wijze van modellering worden traagheid en wrijving meegenomen. Als randvoorwaarden kunnen waterstanden en afvoeren opgelegd worden. In figuur 2.7 is bij wijze van voorbeeld een modellering van de Oosterschelde weergegeven.



Figuur 2.7 1-dimensionale modellering van Oosterschelde

Het toepassen van 1-dimensionale modellen voor de berekening van lokale hydraulische randvoorwaarden vergt wat meer inspanning dan de toepassing van een kombergingsmodel, maar levert dan ook wat meer betrouwbare resultaten op. Met name indien er sprake is van verschillende sluitgaten of de randvoorwaarden in de beginfase van de afsluiting van belang zijn, is de toepassing van een 1-dimensionaal waterbewegingsmodel te overwegen. Ook bij extreem lange estuaria ligt de keuze voor een 1-dimensionaal model voor de hand.

De rekeninspanning bij de toepassing van 1-dimensionale waterbewegingsmodellen is nog van dien aard, dat gevoeligheidsanalyses relatief eenvoudig kunnen worden uitgevoerd.

- **2-dimensionaal waterbewegingsmodel (2DH)** : deze modellering beschrijft de waterbeweging in de twee horizontale dimensies, waardoor de indeling van een gebied in takken en knopen niet meer nodig is.

De keuze voor een 2-dimensionaal waterbewegingsmodel wordt bepaald door de bathymetrie van het estuarium en/of de noodzaak tot het verrichten van studies naar het gedrag van kortsluitgeulen. Indien in het estuarium een duidelijke structuur van geulen en platen ontbreekt, dan ligt de keuze voor een 2-dimensionaal model voor de hand.

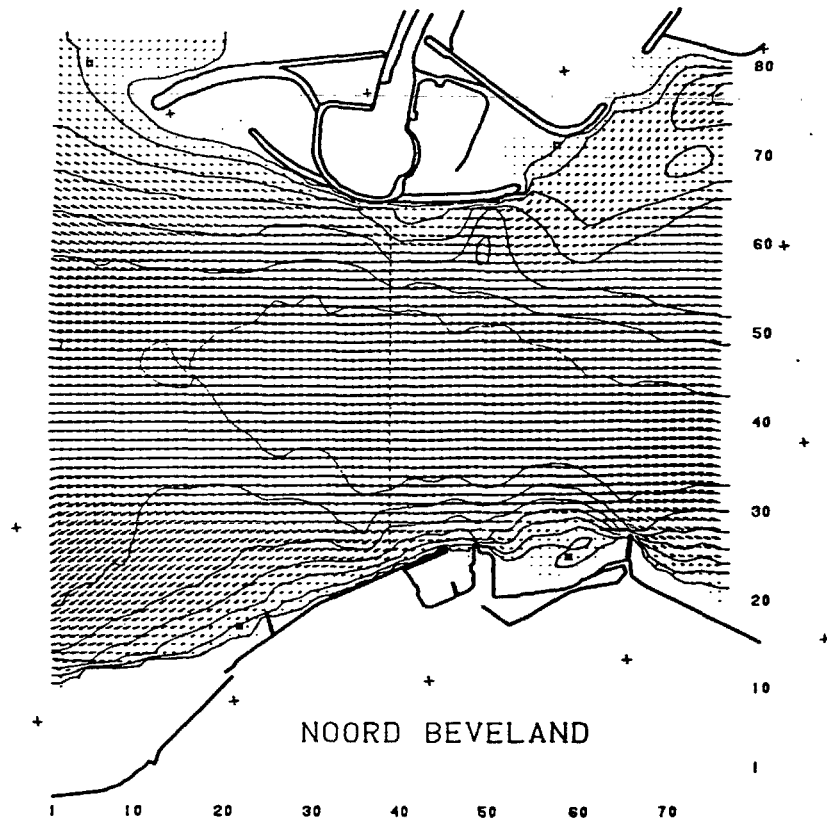
Met dergelijke modellen kunnen dan ook bijvoorbeeld de (horizontale) snelheidsverdeling in het sluitgat berekend worden. Dit kan van belang zijn in de beginfase van de afsluiting, want naarmate de afsluiting vordert zal de snelheidsverdeling in het sluitgat meer uniform worden. Hiertegenover staat het feit, dat de stabiliteitsrelaties gebaseerd zijn op de referentie-snelheid U_0 of waterstanden aan weerszijden van het sluitgat. Dit zijn in feite meestal 1-dimensionale parameters. Slechts bij sterk ongelijkmatig vernauwde sluitgaten, kan er een variatie van het verval langs de as van de afsluitingsconstructie optreden. In dergelijke gevallen is het gebruik van een 2-dimensionaal model aan te bevelen.

Afwijkingen van lokale snelheden ten opzichte van de referentie-snelheid worden veelal verdisconteerd in de stabiliteitsrelaties, zoals bijvoorbeeld kop-effecten.

Een andere toepassing voor het gebruik van 2DH-modellen kan de berekening van lokale hydraulische belastingen op de bodembescherming zijn. Effecten als horizontale spreiding kunnen met dergelijke mathematische modellen berekend worden. Voorwaarde is dat een correcte hydraulische modellering van de sluitkade (barrier modellering) gebruikt wordt. Indien de verticale spreiding van belang is, dan dient gebruik gemaakt te worden van een 2DV-model of een 3D-model om beide effecten simultaan te berekenen. De toepassing van dergelijke mathematische modellen in de ontwerppraktijk is echter nog dusdanig gecompliceerd en onnauwkeurig, dat van fysische schaalmodellen gebruik gemaakt moet worden.

Het gebruik van 2-dimensionale modellen bij het ontwerpen van afsluiting zal beperkt blijven tot een enkele som, gegeven de nog steeds grote inspanning, die dit met zich meebrengt, en de betrekkelijk geringe meerwaarde van de resultaten ten opzichte van kombergings- en 1-dimensionale modellen voor het ontwerp van de afsluitconstructie.

In figuur 2.8 is een 2-dimensionale berekening weergegeven.

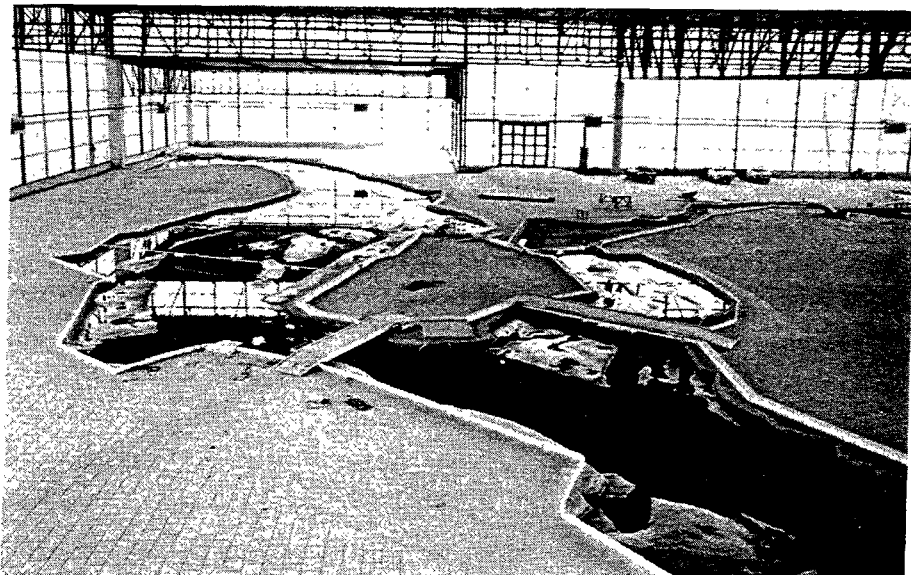


Figuur 2.8 2-dimensionale modellering

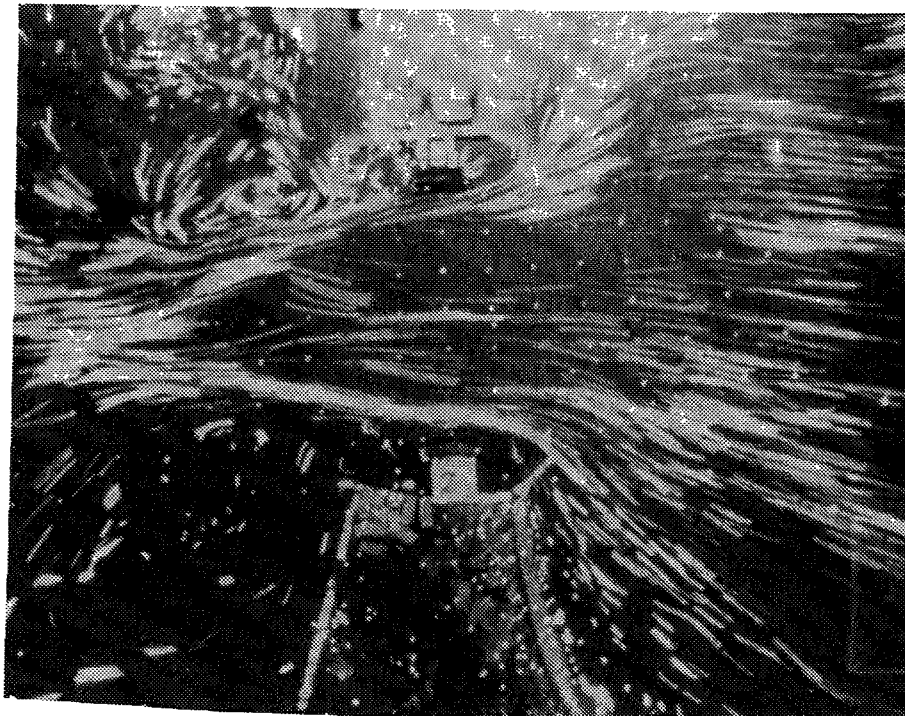
- **fysisch schaalmodel** : in dit geval wordt het estuarium op schaal nagebouwd, zodat de lokale hydraulische randvoorwaarden proefondervindelijk kunnen worden vastgesteld. Nu is de omvang van estuaria meestal zo groot, dat een vertrokken schaal-model nodig is. Bij dergelijke modellen is de horizontale schaal vaak vele malen kleiner dan de verticale schaal. De nauwkeurigheid van dergelijke modellen is meestal echter niet groter dan een mathematisch 2-dimensionaal waterbewegingsmodel. Daarom is deze toepassing van het schaalmodel vervangen door het gebruik van de mathematische modellen.

Schaalmodellen worden nog wel veel toegepast voor de bepaling van detailstroombeelden. Hiertoe wordt (een deel van) het sluitgat op schaal nagebouwd. De lokale randvoorwaarden voor een dergelijk schaalmodel volgen uit 1- of 2-dimensionale mathematische modellen. Het schaalmodel geeft dan een verbeterd inzicht in afvoereigenschappen van het sluitgat en de afsluitingsconstructie. Deze afvoereigenschappen kunnen dan vervolgens weer in een mathematisch model toegepast worden om de betrouwbaarheid van die berekeningen te vergroten. Bovendien kan hetzelfde schaalmodel gebruikt worden voor de verificatie van het detailontwerp van de afsluitingsconstructie.

In de figuren 2.9a en 2.9b is van beide toepassingen van fysische schaalmodellen een voorbeeld weergegeven.



Figuur 2.9a Fysisch schaalmodel (overzichtsmodel)



Figuur 2.9b Fysisch schaalmodel (detailmodel)

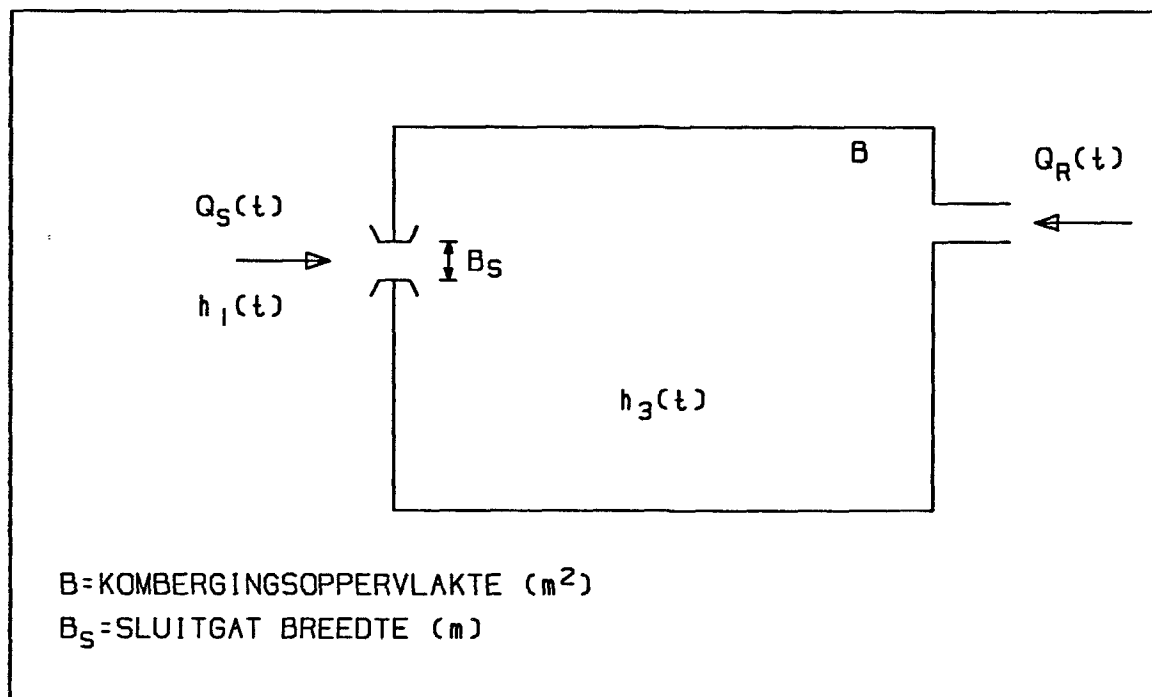
2.4 Uitwerking kombergingsbenadering

Zoals gesteld is de kombergingsbenadering een zeer eenvoudige methode om lokale hydraulische randvoorwaarden voor een afsluitingsconstructie te bepalen. In deze paragraaf zal wat nader op de kombergingsmethode ingegaan worden en zullen voor de verschillende (ten aanzien van geometrie) sluitingsmethodieken relaties tussen globale hydraulische randvoorwaarden, geometrie van het afsluitingsgebied en lokale hydraulische randvoorwaarden gepresenteerd worden.

Bij de kombergingsbenadering wordt de waterbeweging in het estuarium geschematiseerd zonder de invloed van wrijving en traagheid. De kombergingsvergelijking is in vergelijking (2.5) weergegeven.

$$Q = B \cdot \frac{dh_3}{dt} \quad (2.5)$$

In figuur 2.10 is een kombergingssysteem aangegeven.



Figuur 2.10 Kombergingssysteem

Dit kombergingssysteem kent de volgende randvoorwaarden :

- een rivierafvoer, die als een debiet als functie van de tijd ($Q_R(t)$) wordt opgelegd, waarbij instroom positief wordt verondersteld.
- een debiet door het sluitgat ($Q_s(t)$), dat volledig bepaald wordt door het verschil tussen bovenstroomse energiehoogte en waterstand in het sluitgat ($H_1(t)$ en $h_2(t)$) en de afvoereigenschappen van het sluitgat, zoals breedte, drempelhoogte en afvoercoëfficiënt. In figuren 2.3 en 2.4 zijn de verschillende afvoertoestanden weergegeven. De vergelijkingen (2.6), (2.7), (2.2) en (2.3) geven de mathematische omschrijving van die afvoertoe-

standen. Let op de verschillen met de definitie van referentie-snelheden, zoals die in de vergelijking (2.1), (2.2) en (2.3) zijn weergegeven.

Onvolkomen overlaatsituatie :

$$Q_s(t) = \mu * A * \sqrt{2 * g * (H_1(t) - h_2(t))} \quad (2.6)$$

$$h_2 = h_3 \quad \text{voor } h_3 > \frac{2}{3} * H_1 \quad (2.2)$$

Volkomen overlaatsituatie :

$$Q_s(t) = m * \frac{2}{3} * A * \sqrt{\frac{2}{3} * g * (H_1(t))} \quad (2.7)$$

$$h_2 = \frac{2}{3} * H_1 \quad \text{voor } h_3 < \frac{2}{3} * H_1 \quad (2.3)$$

In bovenstaande formules hebben de symbolen de volgende betekenis :

- Q_s = debiet door het sluitgat [m^3/s]
- A = doorstroomoppervlak ter plaatse van het sluitgat [m^2]
- g = versnelling van de zwaartekracht [m/s^2]
- H_1 = energiehoogte bovenstrooms van het sluitgat ten opzichte van het drempelniveau [m]
- h_2 = waterstand in het sluitgat ten opzichte van het drempelniveau [m]
- h_3 = waterstand benedenstrooms van het sluitgat ten opzichte van het drempelniveau [m]
- d = drempelniveau van het sluitgat [m]
- μ = afvoercoëfficiënt voor de onvolkomen overlaatsituatie [-]
- m = afvoercoëfficiënt voor de volkomen overlaatsituatie [-].

Door het combineren van de vergelijkingen (2.5) tot en met (2.7) wordt de kombergingsvergelijking voor het systeem uit figuur 2.10 verkregen. Deze vergelijking is hieronder weergegeven (2.8).

$$\mu * A * \sqrt{2 * g * (H_1 - h_2)} = B * \frac{dh_3}{dt} - Q_R(t) \quad (2.8)$$

$$h_2 = h_3 \quad \text{voor } h_3 > \frac{2}{3} * H_1 \quad (2.2)$$

$$h_2 = \frac{2}{3} * H_1 \quad \text{voor } h_3 < \frac{2}{3} * H_1 \quad (2.3)$$

Uit deze vergelijking kan als de randvoorwaarden $h_1(t)$ en $Q_R(t)$ bekend zijn het verloop van de binnenwaterstand $h_3(t)$ berekend worden. Ook de stroomsnelheden in en vervallen over het sluitgat zijn hiermee bekend.

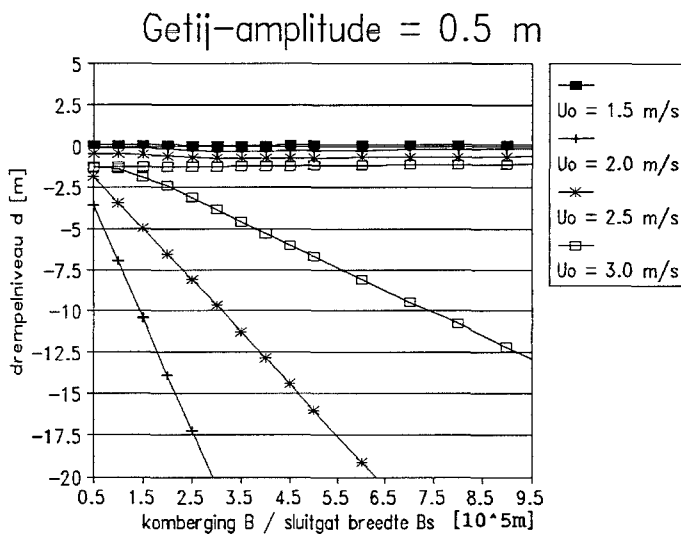
Uit vergelijking (2.8) blijkt, dat alleen de buitenwaterstand, rivierafvoer, de verhouding tussen kombergingsoppervlakte van het estuarium en breedte van het sluitgat, de drempelhoogte en de afvoereigenschappen van het sluitgat de lokale hydraulische randvoorwaarden bepalen.

2.5 Parameterstudie hydraulische randvoorwaarden

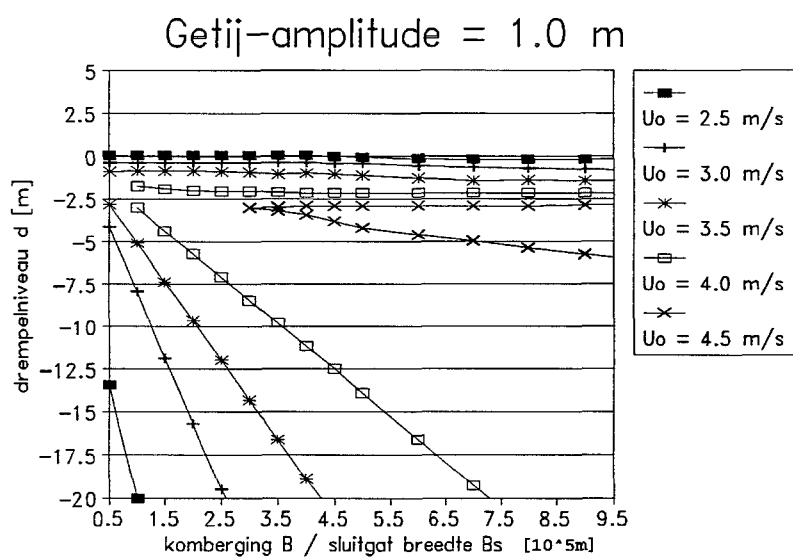
Om wat gevoel voor de bepaling van de hydraulische randvoorwaarden te krijgen is voor de verschillende afsluitingsvarianten een parameterstudie uitgevoerd. In deze studie zijn de volgende parameters gevarieerd :

- het gemiddelde zeeniveau is als referentievlak gekozen
- getijamplitude van 0.5 tot 4.0 meter met een sinusvormig verloop
- de verhouding tussen kombergend oppervlak (B) en breedte (B_s) van het sluitgat varieerde van 50 tot 950 kilometer
- de drempelhoogte varieerde van -20.00 tot +4.00 meter
- er is geen rekening gehouden met eventuele bovenafvoer
- de berekeningen zijn uitgevoerd met een afvoercoëfficiënt $\mu=1.00$ voor de onvolkomen overlaatsituatie en $m=1.00$ voor de volkomen overlaatsituatie.

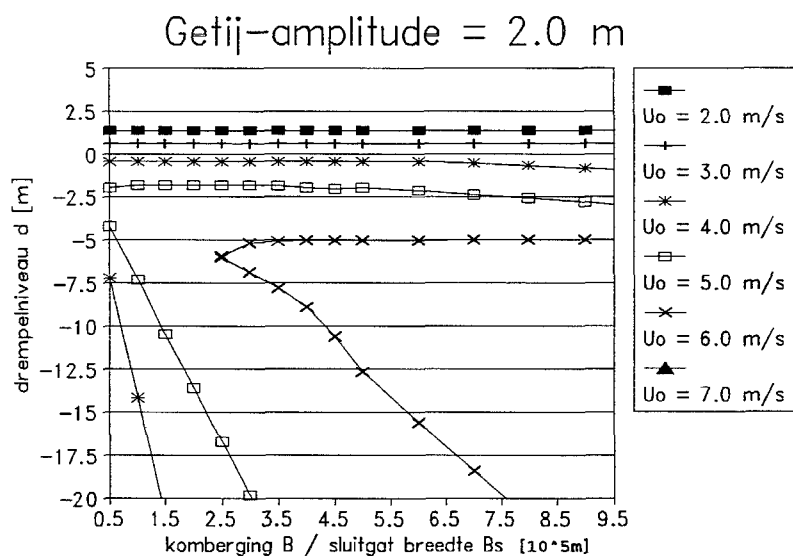
In de figuren 2.11 tot en met 2.15 zijn de resultaten van deze studie weergegeven door de maximale stroomsnelheden U_0 als functie van de getij-amplitude, drempelhoogte en verhouding tussen kombergend oppervlak (B) en breedte (B_s) van het sluitgat. In de figuren zijn de isolijnen voor de maximale stroomsnelheid U_0 weergegeven. Door, bij een gegeven drempelhoogte en verhouding B/B_s , de figuren in horizontale richting te doorlopen krijgt men het verloop van de stroomsnelheden tijdens een horizontale afsluiting. Het verloop van de stroomsnelheid tijdens een verticale afsluiting volgt door, bij gegeven verhouding B/B_s , de figuren in verticale richting te doorlopen.



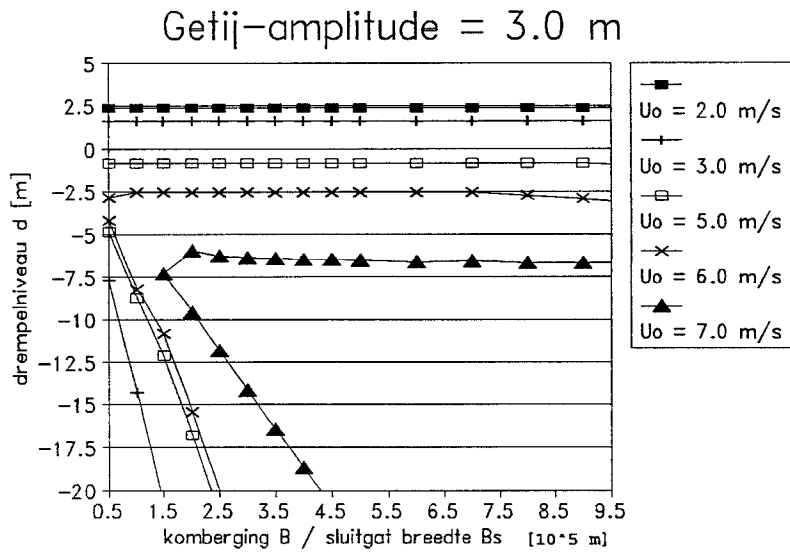
Figuur 2.11 Verloop van maximale U_0 voor een getij-amplitude van 0.5 meter



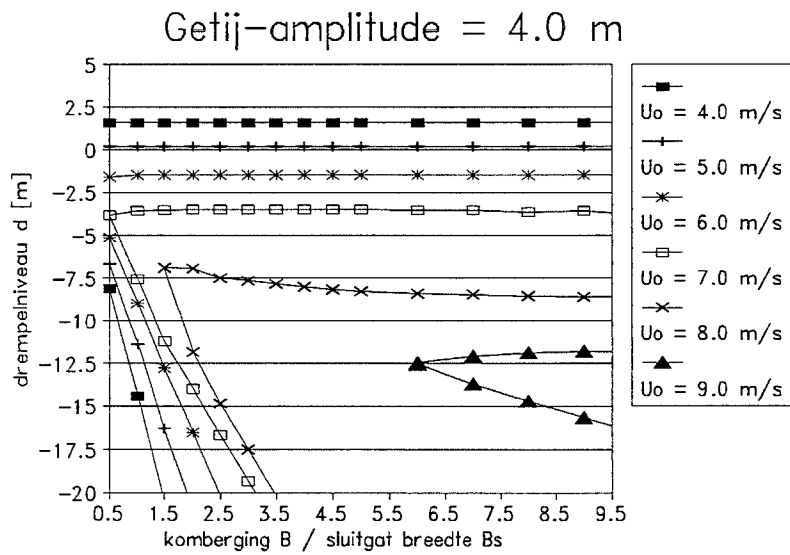
Figuur 2.12 Verloop van maximale U_0 voor een getij-amplitude van 1.0 meter



Figuur 2.13 Verloop van maximale U_0 voor een getij-amplitude van 2.0 meter



Figuur 2.14 Verloop van maximale U_0 voor een getij-amplitude van 3.0 meter



Figuur 2.15 Verloop van maximale U_0 voor een getij-amplitude van 4.0 meter

2.6 Gebruik parameterstudie voor bepaling afsluitingsmethodiek

Vanwege de universele toepassing van de gepresenteerde kombergingsbenadering zijn de figuren 2.11 tot en met 2.15 ook algemeen bruikbaar voor de bepaling van de optimale afsluitingsmethodiek. Indien als uitgangspunt voor een afsluiting gesteld wordt, dat tijdens de afsluiting een bepaalde waarde van U_0 niet overschreden mag worden, dan kan in de figuur met de juiste getijamplitude een afsluitingstrategie uitgezet worden, die dit bewerkstelligt. In figuur 2.16 is hiervan een voorbeeld uitgewerkt.

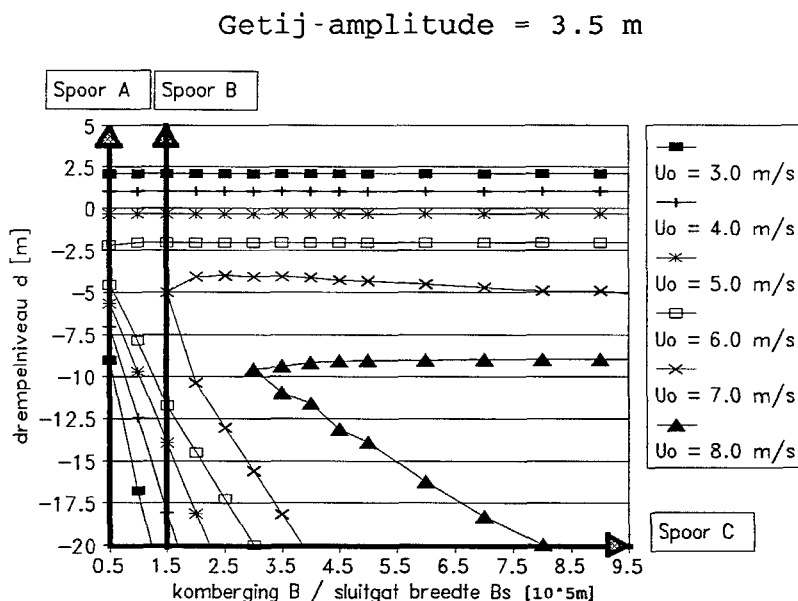
In deze figuur zijn voor een getijamplitude van 3.5 meter isolijnen voor U_0 weergegeven. Stel nu, dat bij een afsluiting snelheden groter dan 7.0 m/s vermeden moeten worden. In de figuur zijn twee strategieën aangegeven, die aan deze eis voldoen. Deze strategieën zijn achtereenvolgens :

- spoor A, waarin een volledig verticale sluiting wordt uitgevoerd
- spoor B, waarin een gecombineerde sluiting wordt uitgevoerd.

Ook is een volledige horizontale sluiting weergegeven (Spoor C).

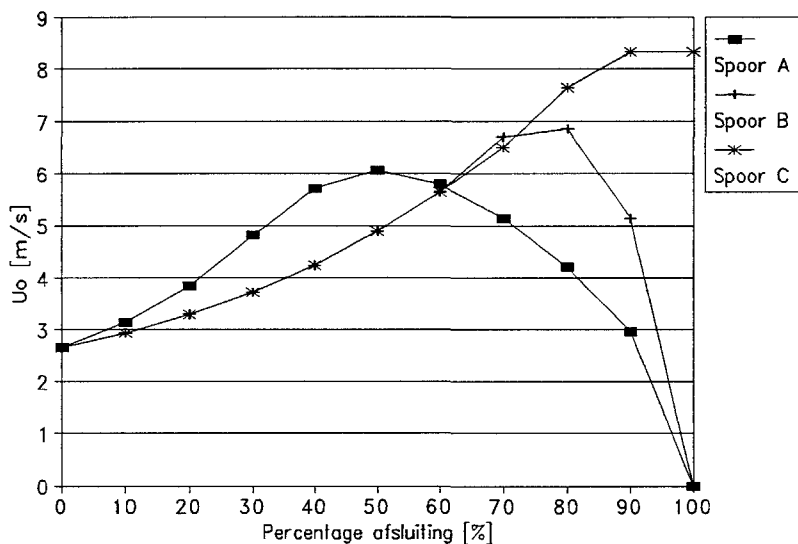
Figuur 2.16 kan tevens gebruikt worden om te onderzoeken of een zandsluiting mogelijk is. De kritieke snelheid zal in dit geval aanzienlijk lager dan 7 m/s liggen, zeg 2.5 m/s. Uit figuur 2.16 blijkt dan, dat een zandsluiting simpelweg onmogelijk is. Elke afsluitingsstrategie leidt tot snelheden groter dan 2.5 m/s.

Is de keuze voor een steensluiting eenmaal gemaakt, dan dienen vergelijkbare figuren gemaakt te worden, maar dan met de maximale steendiameter in plaats van U_0 als uitvoerparameter. Op basis hiervan kan vervolgens de meest gunstige afsluitingsstrategie gekozen worden. Hierop wordt in hoofdstuk 4 nader ingegaan.



Figuur 2.16 Strategie afsluiting

Het verloop van de referentie-snelheid U_0 als functie van het afsluitingspercentage voor de verschillende sporen van het voorafgaande voorbeeld is weergegeven in figuur 2.17. Uit figuur 2.17 blijkt, dat in het voorbeeld de referentie-snelheden bij een volledig horizontale sluiting (spoor C) het hoogste oplopen. Deze stroomsnelheden treden over de volle breedte van het nog open deel van het sluitgat. Doordat de zware stroomaanval alleen plaats kan vinden in het nog resterende sluitgat, wordt slechts een deel van de bodembescherming en de damkoppen belast. Bij de volledig verticale sluiting (spoor A) blijven de referentiesnelheden beperkt en nemen af bij het hoger worden van de dam.



Figuur 2.17 Verloop maximale U_0 tijdens de afsluitingen

3 Ontwerpen van zandsluitingen

ir. P. Struik

ir. H. Verwoert

3.1 Inleiding

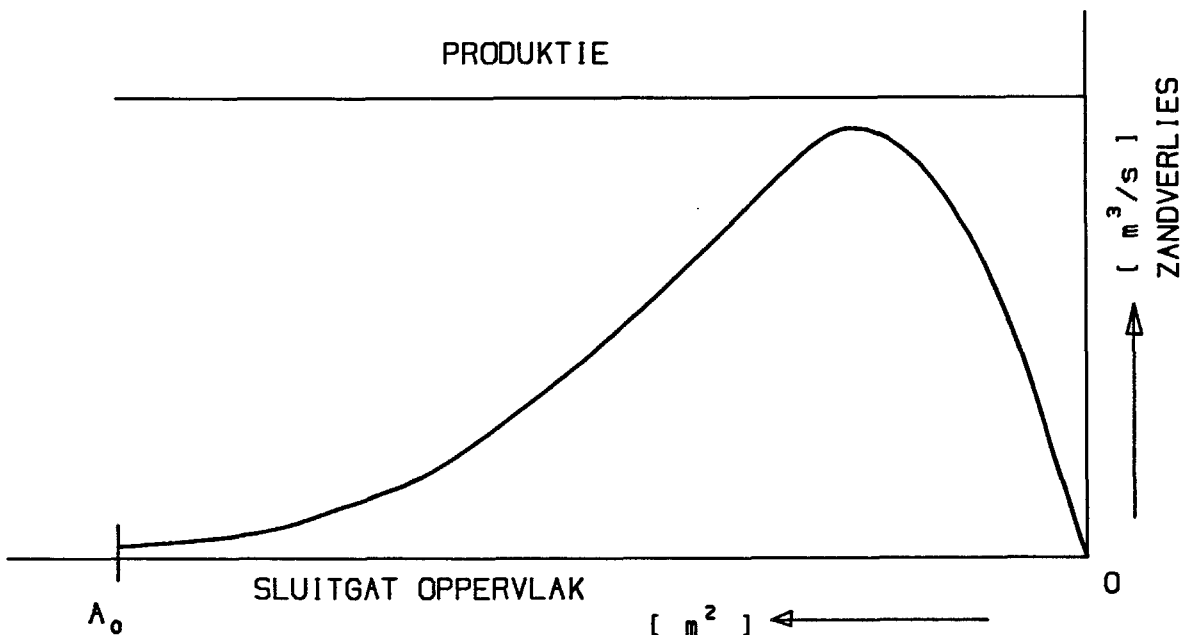
Karakteristiek voor een zandsluiting is het bewegen en verloren gaan van bouw materiaal. Een zandsluiting is erop gebaseerd, dat er eenvoudigweg méér zand geproduceerd wordt dan er verloren gaat. Het zandverlies treedt, afhankelijk van de stroomcondities, dagelijks op, ook bij een gemiddelde stroom door het sluitgat.

In termen van "sterkte en belasting" wordt de "sterkte" bij een zandsluiting gevormd door de productiecapaciteit, en de "belasting" door het optredend verlies. Zolang de productie groter is dan het verlies wordt het sluitgat kleiner en slaagt de sluiting.

3.2 Ontwerpproces

Het onderzoek of een (volledige) zandsluiting mogelijk is zal zich eerst moeten richten op de fase met maximale verliezen. Wanneer in de omgeving van het sluitgat een voldoende zandproductie te verwezenlijken is om deze fase door te komen is de zandsluiting mogelijk. Als criterium dient hierbij te worden aangehouden, dat het getijgemiddelde verlies kleiner moet blijven dan de productie. Hierbij dient gelet te worden op de grote onzekerheden in zowel de berekende verliezen als de voorspelde productie.

De verliezen als functie van het sluitgatoppervlak worden beschreven door een kromme met één maximum (zie figuur 3.1). Vrijwel altijd zal het gezochte maximum horen bij een waarde van het sluitgatoppervlak die ligt tussen de 0 en 30 % van de oorspronkelijke waarde van het sluitgatoppervlak. In eerste instantie kunnen de berekeningen van de zandverliezen daarom worden beperkt tot deze sluitgatgrootte.



Figuur 3.1 Schematisatie van het zandverlies

Het maximum zandverlies treedt niet op als het sluitgat nagenoeg gesloten is. De stroomsnelheden zijn dan weliswaar hoog, maar de breedte van het sluitgat die wordt geërodeerd is dan al zo gering dat de totale zandverliezen toch klein zijn. Voor de bepaling van de hydraulische randvoorwaarden wordt verwezen naar hoofdstuk 2. Voor de zandverliezen wordt verwezen naar paragraaf 3.4.

In het algemeen kan gesteld worden, dat een zandsluiting in principe haalbaar is tot maximale stroomsnelheden van zo'n 2.0 tot 2.5 m/s. Bij hogere stroomsnelheden zal een zandsluiting vrijwel onmogelijk zijn. De optredende stroomsnelheden worden bepaald door de referentiestroomsnelheid U_0 en de afvoercoëfficiënt μ .

De grootte van de afvoercoëfficiënt μ wordt bepaald door zowel de wrijvingsverliezen als de vertragsingsverliezen in het sluitgat. Gezien de grote omvang van de zanddammen in het sluitgat spelen de wrijvingsverliezen een relatief grote rol. De afvoercoëfficiënt wordt daardoor sterk beïnvloed door de keuze van de afstand waarover het verval bepaald wordt. Ook vertonen de gevonden waarden van de afvoercoëfficiënt een relatief grote spreiding. In de laatste, maatgevende fase van de afsluiting neemt de spreiding in de afvoercoëfficiënt af. Voor deze fase wordt geadviseerd een van 0.9 aan te houden als een redelijke bovengrens.

De in dit hoofdstuk gepresenteerde ontwerpregels voor zandsluitingen maken gebruik van de stroomsnelheid U . Deze stroomsnelheid U is de gemiddelde stroomsnelheid in het sluitgat. Om gebruik te kunnen maken van de hydraulische randvoorwaarden, zoals die in hoofdstuk 2 zijn afgeleid, dient de referentiesnelheid U_0 omgezet te worden naar U . Hiervoor kan vergelijking (2.4) gehanteerd worden.

$$U_0 = \frac{U}{\mu} \quad (2.4)$$

Als de haalbaarheid van een zandsluiting voldoende is aangetoond, kan de zandsluiting gedimensioneerd worden. De voortgang en de duur van de bouwphase of afsluiting worden bepaald aan de hand van relatie (3.1).

$$\frac{dV}{dt} = P - L \quad (3.1)$$

- V = daminhoud [m^3]
- P = zandproduktie [m^3/s]
- L = (getijgemiddeld) zandverlies [m^3/s]
- t = tijd [s]

De opbouw van het damlichaam (parameter V) wordt behandeld in paragraaf 3.3, terwijl het zandverlies (parameter L) in paragraaf 3.4 behandeld wordt.

3.3 Opbouw damlichaam

3.3.1 Algemeen

Er is een aantal methoden om een zandsluiting uit te voeren. De keuze van de uitvoeringsmethode heeft een grote invloed op het ontwerp, daar zowel damprofiel als produktie en (voor een deel) ook de verliezen hierdoor beïnvloed worden. De in figuur 2.3 geschetste uitvoeringsmogelijkheden (horizontaal, verticaal en gecombineerd) zijn in principe ook op zandsluitingen van toepassing. Op de specifieke uitvoeringsaspecten van zandsluitingen wordt hier niet verder ingegaan. Verwezen wordt naar het state of the art rapport Zandsluitingen (Lit. [4]).

De horizontale uitbouw van het damlichaam is de standaardmethode, waarmee een volledige zandsluiting gerealiseerd kan worden. De verticale opbouw is slechts toepasbaar in de eerste fase van de sluiting, waarbij een drempel aangelegd wordt. Op de drempel kan vervolgens de eigenlijke sluiting (met zand of steenachtig materiaal) plaatsvinden. Een aantal aspecten, dat bij het ontwerp een rol speelt zal achtereenvolgens behandeld worden.

3.3.2 Kruinbreedte

De kruinbreedte bij een horizontale uitbouw is afhankelijk van het aantal produktieleidingen dat daar een plaats moet vinden. In het algemeen zijn per zuiger 2 leidingen nodig (één voor doorgaande produktie terwijl de ander verlengd wordt). Tabel 3.1 geeft het verband tussen het aantal zuigers per stort en de benodigde kruinbreedte van de sluitkade. Uit deze tabel valt op te maken dat één zuiger met een grote capaciteit wat dit betreft te verkiezen is boven twee zuigers met gezamenlijk een even grote capaciteit.

aantal zuigers	kruinbreedte sluitkade
1	circa 40 m
2	40 à 55 m
3	65 à 75 m
4	75 à 100 m

Tabel 3.1 : Benodigde kruinbreedte

Bij een verticale opbouw wordt de kruinbreedte enerzijds bepaald door de aanbrenghnauwkeurigheid van de gekozen uitvoeringsmethode. Anderzijds dient de drempel zo breed te zijn dat de volgende fase (zand- of steensluiting) met zekerheid op de drempel past en niet "over de rand" gaat.

3.3.3 Korreldiameter

Naast de uitvoeringsmethode is er een duidelijke invloed van de korreldiameter van het te spuiten materiaal en de produktie op de resulterende helling van het damlichaam en dus de inhoud van het te maken zandlichaam. Met name naar de invloed van de grootte van het korrelmateriaal is in het recente verleden naar verbanden gezocht met gerealiseerde hellingen.

Uitgaande van een zanddiameter tussen 150 en 250 μm worden de volgende hellingen gevonden bij horizontale uitvoering: onderwaterhelling 1 : 15 à 30 en in de getijzone (NAP - laag water) 1 : 50 à 100. Bij verticale uitvoering (pontonbedrijf) liggen de hellingen tussen 1 : 10 à 25.

Juist bij deze verticale uitvoeringswijze is de helling mede afhankelijk van specifieke aanbrengmethoden (bijvoorbeeld vlak boven de bodem spuiten, eventueel met een sproeikop werkend als stroomvertrager) en hydraulische omstandigheden.

3.4 Zandverliezen

3.4.1 Algemeen

Zandverliezen zijn - zoals al eerder vermeld - onvermijdelijk bij het uitvoeren van een zandsluiting. Deze zandverliezen zijn te classificeren naar de hieraan ten grondslag liggende processen.

Erosie :

Allereerst kan het zand verloren gaan door erosie. Zowel het zand dat in het sluitgat is aangebracht als het oorspronkelijke bodemmateriaal kan buiten het damprofiel terecht komen als gevolg van de optredende stroomsnelheden.

Procesverlies :

Verder is er sprake van zandverlies tijdens het aanbrengen van het zand. Vóórdat het zand de kans krijgt te bezinken, wordt het door stromingen buiten het damprofiel getransporteerd. Dit is het zogenaamde procesverlies.

Overige verliezen :

Als laatste zijn er hoeveelheden zand die buiten de geplande teenlijn komen als gevolg van zettingsvloeiingen en bressen. Deze hoeveelheden worden bij de hier te hanteren modellen niet als verlies betiteld. Dit zand wordt niet als verloren beschouwd. Het maakt nog steeds deel uit van het te maken profiel, echter de geplande taludhelling is niet gerealiseerd.

Het zandverliesmodel beschrijft de zandverliezen tengevolge van erosie. Bij dit verliesmodel wordt onderscheid gemaakt tussen hoofdstroom en wervelstraat. Hiervoor worden verschillende zandtransportformules gehanteerd, met als gevolg dat de zandverliesformules voor een verticale en horizontale fase van de sluiting zullen verschillen.

De verliesberekening gaat als volgt :

Eerst worden de dimensieloze stroomsnelheidsparameter ψ en de transportparameter ϕ gedefinieerd als :

$$\psi = \frac{U^2}{C^2 * \Delta * D_{50}} \quad (3.2)$$

$$C = 18 * \text{LOG} \left(\frac{12 * H}{k_s} \right) \quad (3.3)$$

$$\phi = \frac{S}{\sqrt{(g * \Delta * D_{50}^3)}} \quad (3.4)$$

$$\Delta = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \quad (3.5)$$

U	=	gemiddelde stroomsnelheid [m/s]
Δ	=	relatieve dichtheid van het zand (onder water) [-]
D_{50}	=	korreldiameter [m]
C	=	ruwheidsparameter [$m^{0.5}/s$]
H	=	waterdiepte [m]
k_s	=	ruwheid [m]
s	=	zandtransport [m^3/ms]
g	=	zwaartekrachtversnelling = 9.8 [m/s^2]
ρ_s	=	dichtheid van zand [kg/m^3]
ρ_w	=	dichtheid van water [kg/m^3]

Voor zand is de relatieve dichtheid Δ ongeveer gelijk aan 1.65. Voor alle berekeningen is de D_{50} waarde ingevuld van het materiaal ter plaatse. Voor zandsluitingen wordt op basis van ervaring een bodemruwheid $k_s = 0.1$ m geadviseerd. Gezien de gemeten ribbelhoogten is dit een plausible waarde.

Uitgangspunt bij het bepalen van een regressie tussen ψ en ϕ is de transportformule van Engelund-Hansen, gezien de goede resultaten en de simpele omschrijving van deze formule, zie (3.6).

$$\phi * \frac{g}{C^2} = a_r * \psi^{b_r} \quad (3.6)$$

In deze vergelijking zijn a, en b, de regressiefactoren zijn.

Voor de berekening van het transport en het zandverlies wordt de gemiddelde stroomsnelheid langs de as van het sluitgat gebruikt.

$$U = \frac{Q}{A} \quad (3.7)$$

Q = debiet door het sluitgat [m^3/s]
A = nat sluitgatoppervlak [m^2]

Alleen in die gevallen waar de stroomsnelheidsverdeling over het sluitgat sterk afwijkt van een blokvormige snelheidsverdeling moet de lokale snelheid per sectie worden meegenomen. Als criterium kan hiervoor vergelijking (3.8) worden aangehouden.

$$\frac{U_{dmax}}{U} \geq 1.2 \quad (3.8)$$

U_{dmax} = maximale dieptegemiddelde stroomsnelheid [m/s]

Als resultaat van de regressie analyse volgt voor de wervelstraten voor de parameter b, een waarde van 1.75, oftewel het transport is evenredig met de stroomsnelheid tot de macht 3.5. Voor de hoofdstroom wordt een waarde 2.5 gevonden, zodat in dit geval het transport evenredig is met de stroomsnelheid tot de macht 5. Dit laatste is een zelfde relatie zoals die door Engelund-Hansen voor evenwichtstransport in rivieren wordt aangehouden.

De uiteindelijk te hanteren, empirische zandverliesformules zijn verkregen door voor meerdere gevallen het berekende verlies te corrigeren met een calibratiefactor. Het zandverlies per strekkende meter sluitgat wordt dan weergegeven met vergelijking (3.9).

$$L' = \frac{s}{1-n} = \frac{a * C^2 * \sqrt{(\Delta * D_{50}^3)}}{(1-n) * \sqrt{g}} * \psi^b \quad (3.9)$$

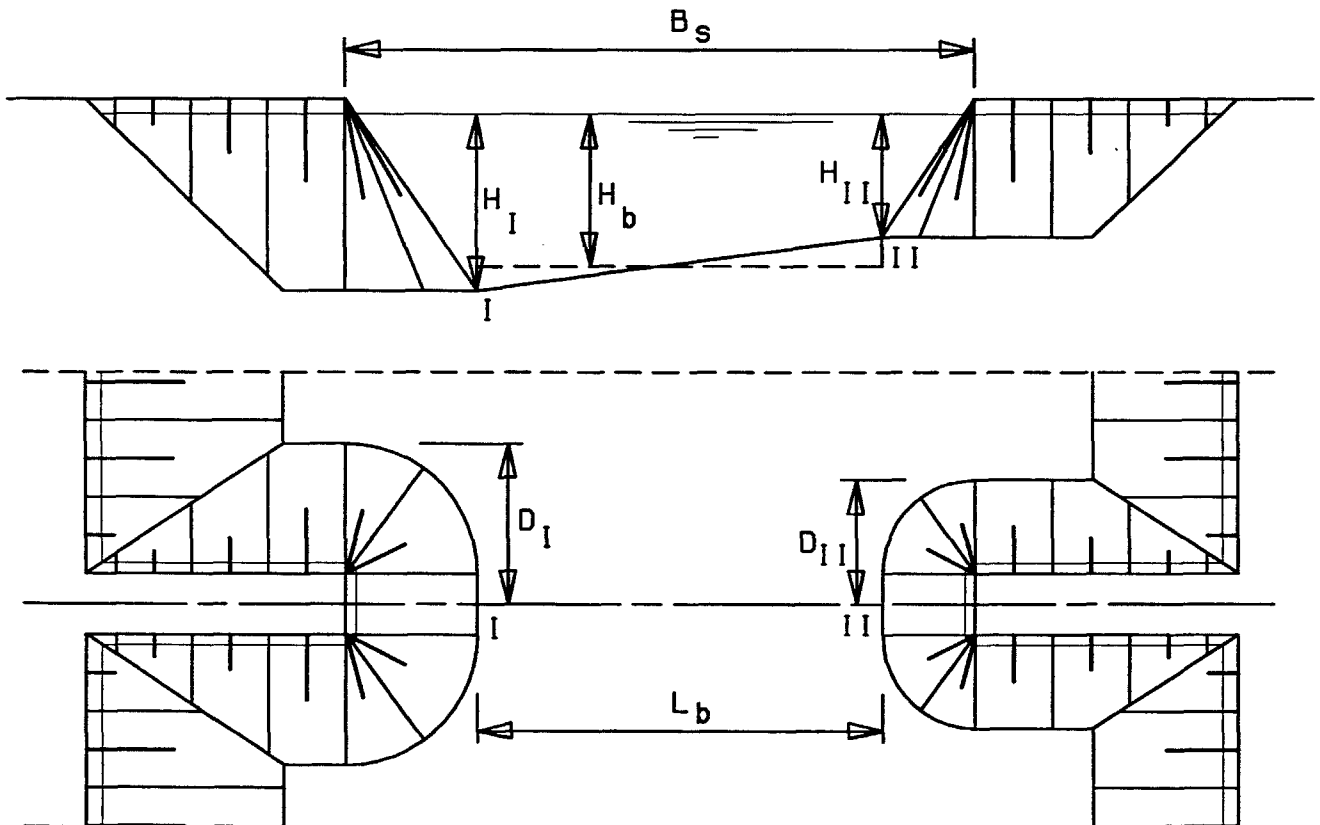
n = porositeit [-]

Uit de curve-fitting met het gemeten zandtransport wordt factor b gevonden, deze zorgt voor een goede beschrijving van het zandtransportproces. De factor a is de calibratiefactor en is afhankelijk van de verhouding tussen gemeten en berekend verlies.

De aldus bepaalde zandverliesformules zijn beknopt uitgewerkt voor respectievelijk een horizontale en verticale uitvoering. Voor een meer uitvoerige beschrijving van de zandverliesberekeningen en voor een onderbouwing van de formules wordt verwezen naar het state of the art rapport Zandsluitingen (Lit. [4]).

3.4.2 Erosieverlies bij een horizontale uitvoering

Voor horizontale uitvoering wordt het erosieverlies in de hoofdstroom (L_m) en de wervelstraat (L_v) apart berekend. In figuur 3.2 zijn de gebruikte definities weergegeven.



Figuur 3.2 Definitieschets zandverliesberekening horizontale sluiting.

$$L'_m = \frac{0.06 * U^5}{C^3 * D_{50} * \Delta^2 * (1-n) * \sqrt{g}} \quad (3.10)$$

$$L'_t = \frac{0.35 * U^{3.5}}{C^{1.5} * D_{50}^{0.25} * \Delta^{1.25} * (1-n) * \sqrt{g}} \quad (3.11)$$

Het getijgemiddeld zandverlies is de som van het wervelstraatverlies en het hoofdstroomverlies. Voor een tweezijdige sluiting wordt berekend vergelijking (3.12).

$$L = \frac{1}{T} \int_0^T \left\{ \int_0^{l_b} L'_m * dy \right\} + 0.3 D_I * L'_{tI} + 0.3 * D_{II} * L'_{tII} dt \quad (3.12)$$

- T = getijperiode [s]
- D_I = afstand langs de as van het sluitgat van stort I tot de teenlijn [m]
- D_{II} = afstand langs de as van het sluitgat van stort II tot de teenlijn [m]
- L'_{ti} = het wervelstraatverlies met de bijbehorende waarden van stort I en H=H_I [m³/m¹s]
- L'_{tII} = het wervelstraatverlies met de bijbehorende waarden van stort II en H=H_{II} [m³/m¹s]
- l_b = bodemlengte tussen de teenlijnen

De bijdrage van de hoofdstroom eindigt als de sluiting zodanig gevorderd is dat de twee storten "samensmelten". Wanneer de beide storten elkaar dusdanig overlappen dat de totale sluitgatbreedte B_s kleiner is dan de aangenomen totale wervelstraatbreedte 0.3 D_I + 0.3 D_{II}, dan wordt het totale zandverlies berekend met de volgende uitdrukking.

$$L = \frac{1}{T} \int_0^T \frac{B_s}{2} * (L'_{tI} + L'_{tII}) dt \quad (3.13)$$

Voor de bijbehorende ruwheidsparameter wordt aanbevolen de waterdiepte ter plaatse van de scheiding tussen beide stortste te hanteren.

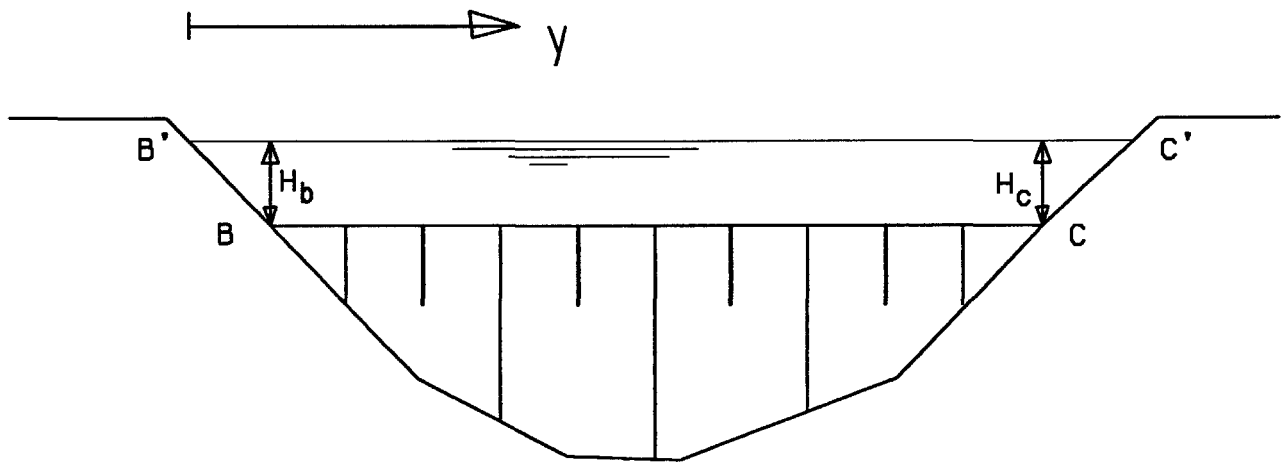
3.4.3 Erosieverlies bij een verticale uitvoering

Voor verticale uitvoering wordt het erosieverlies berekend met vergelijking (3.14). In figuur 3.2 zijn de gebruikte definities weergegeven.

$$L'_v = \frac{0.05 * U^5}{C^3 * D_{50} * \Delta^2 * (1-n) * \sqrt{g}} \quad (3.14)$$

Het getijgemiddeld zandverlies voor het totale sluitgatoppervlak volgt uit de integratie van het verlies over de getijperiode T en de sluitgatbreedte B¹ - C¹.

$$L = \frac{1}{T} \int_0^T \left\{ \int_{B'}^C L'_v * dy \right\} dt \quad (3.15)$$



Figuur 3.3 Definitie schets zandverliesberekening verticale sluiting.

Indien de oevers B'-B en C'-C voldoende tegen erosie bestand zijn, kunnen deze in de berekening verwaarloosd worden. Echter zijn deze wel erosiegevoelig, dan moet deze bijdrage wel degelijk worden meegenomen. Voor de ruwheidsparameter bij deze oevers wordt geadviseerd de waterdiepte aan de teen van het talud te hanteren: H_b en H_c.

4. Ontwerpen van steensluitingen

ir. R.E. Jorissen
ir. J.L.M. Konter

4.1 Inleiding

Een afsluiting met behulp van steen (of steenachtige materialen, zoals betonblokken) wordt gerealiseerd door een drempel zo hoog of een damkop zover uit te bouwen dat de oorspronkelijke getijgeul afgesloten wordt. Bij de uitbouw van de dam worden alleen de uiteinden van de dam, de damkoppen hydraulisch belast. De bovenstroomse zijde van deze damkoppen is qua hydraulische belasting maatgevend. Bij de verticale opbouw van de afsluitdam treedt over de gehele lengte van de dam de hydraulische belasting op. In dit geval is de benedenstroomse zijde van de kruin het meest kwetsbare deel van de constructie.

Bij het dimensioneren van afsluitingsdammen opgebouwd met behulp van stortsteen is derhalve de stabiliteit van stortsteen op de kruin van de drempel (verticale afsluiting) en/of de kop van de dam (horizontale afsluiting) van belang. In figuren 4.1a en 4.1b zijn deze constructieparameters weergegeven.

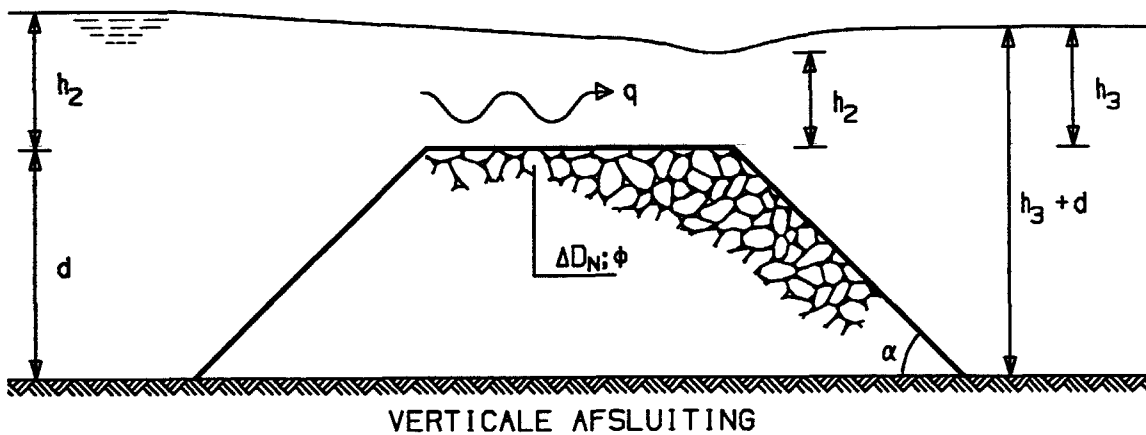


Figuur 4.1a Relevante constructie-parameters horizontale afsluiting

De stabiliteit van stortsteen in een uniforme stroming wordt beschreven met de relatie van Shields, zoals die in vergelijking (4.1) is weergegeven.

$$U^2 = \Psi * C^2 * \Delta D_N \quad (4.1)$$

- C = ruwheidsparameter [$m^{0.5}/s$]
- Δ = relatieve dichtheid stortsteen [-]
- D_N = nominale diameter van stortsteen [m] = $\sqrt[3]{(M_{50}/\rho)}$
- Ψ = schadeparameter [-]
- u = verticaal gemiddelde stroomsnelheid [m/s]



Figuur 4.1b Relevante constructie-parameters verticale afsluiting

Als ruwheidsparameter wordt hier de uitdrukking van White-Colebrook gebruikt, zoals die in vergelijking (4.2) is weergegeven.

$$C = 18 \cdot \text{LOG} \left(\frac{12 \cdot h}{k} \right) = 18 \cdot \text{LOG} \left(\frac{6 \cdot h}{D_N} \right) \quad (4.2)$$

- h = waterdiepte [m]
- k = ruwheidshoogte [m] (= 2D_N)

Als schadeparameter Ψ wordt een waarde van 0.04 aanbevolen, hetgeen overeenkomt met enig transport. Indien de constructie gedurende langere tijd blootgesteld wordt aan de hydraulische belastingen, dient de waarde van Ψ verlaagd te worden tot 0.03. Deze waarde komt overeen met het criterium begin van beweging.

Vergelijking (4.1) dient als basis voor de afleiding van stabiliteitsrelaties voor drempel en dam. Hiervoor wordt de vergelijking voorzien van een correctiefactor K, kortweg K-factor genoemd.

Ook de definitie van de stroomsnelheid u wordt ten behoeve van het gebruik van (4.1) als stabiliteitsrelatie voor niet-uniforme omstandigheden enigszins gewijzigd. Als stroomsnelheid wordt de al eerder gedefinieerde referentiesnelheid U_0 gebruikt. Het gebruik van U_0 maakt de onderlinge vergelijking van stabiliteitsrelaties en sluitingsmethodieken mogelijk. Slechts bij geringe vernauwingspercentages is het gebruik van U_0 niet aan te bevelen. In dergelijke situaties zal er namelijk vrijwel geen lokaal verval optreden. Dit betekent, dat de stroomsnelheid met behulp van de vergelijking van Chézy berekend kan worden. In dit geval kan de stabiliteit van stortsteen onderzocht worden met vergelijking (4.1) zonder de aanpassingen zoals die in de volgende paragrafen afgeleid worden.

In gewijzigde vorm luidt vergelijking (4.1) dan als volgt.

$$(K \cdot U_0)^2 = \Psi \cdot C^2 \cdot \Delta D_N \quad (4.3)$$

$$\Delta D_N = A \cdot U_0^2 \quad \text{met } A = \frac{K^2}{\Psi \cdot C^2} \quad (4.3a)$$

- K = correctiefactor [-]

Met nadruk wordt erop gewezen, dat de waarde van de correctiefactor K afhangt van de gehanteerde definities van de overige parameters uit de vergelijking (4.3a). Bij eerder uitgevoerde analyses van de resultaten van stabiliteitsonderzoek, is niet altijd even duidelijk welke definities gehanteerd zijn. Bij de in dit rapport gepresenteerde heranalyses zijn telkens de volgende definities gehanteerd :

- stroomsnelheid is referentiesnelheid U_0

$$U_0 = \sqrt{2 * g * (H_1 - h_2)} \quad (2.1)$$

$$h_2 = h_3 \quad \text{voor } h_3 > \frac{2}{3} * H_1 \quad (2.2)$$

$$h_2 = \frac{2}{3} * H_1 \quad \text{voor } h_3 < \frac{2}{3} * H_1 \quad (2.2)$$

In bovenstaande formules hebben de symbolen de volgende betekenis :

- U_0 = referentie-snelheid [m/s]
- g = versnelling van de zwaartekracht [m/s^2]
- H_1 = energiehoogte bovenstrooms van het sluitgat ten opzichte van het drempelniveau [m]
- h_2 = waterstand in het sluitgat ten opzichte van het drempelniveau [m]
- h_3 = waterstand benedenstrooms van het sluitgat ten opzichte van het drempelniveau [m]
- d = drempelniveau van het sluitgat [m].

- $\Psi = 0.04$
- de ruwheidsparameter C wordt berekend met behulp van vergelijking (4.2), waarin de gehele waterdiepte ter plaatse van de optredende schade in rekening wordt gebracht.

$$C = 18 * \text{LOG}\left(\frac{12 * h}{k}\right) = 18 * \text{LOG}\left(\frac{6 * h}{D_N}\right) \quad (4.2)$$

- h = waterdiepte [m]
- k = ruwheidshoogte [m] (= $2D_N$)

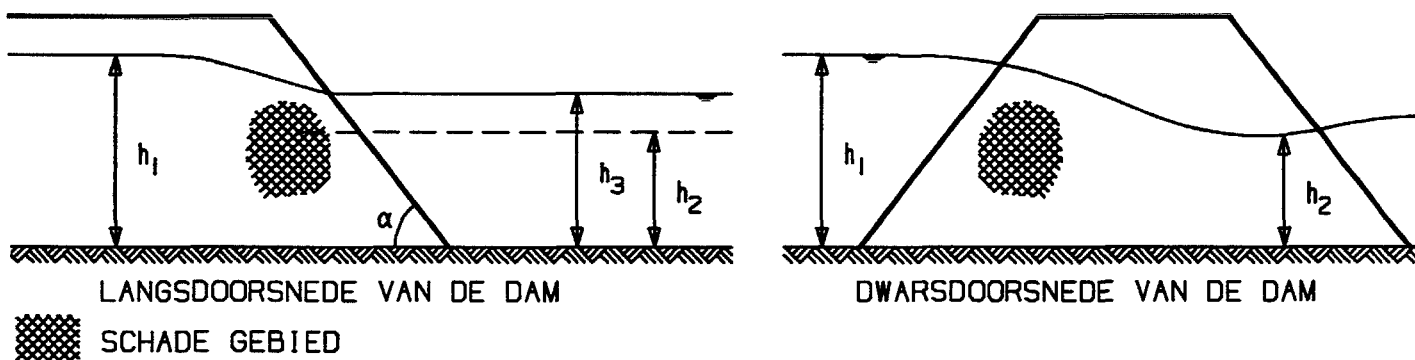
Voor de berekening van dam- en drempelstabiliteit wordt voor de waterdiepte consequent de waarde van h_2 gebruikt.

Het hanteren van andere definities dan hierboven leidt tot andere waarden van K. De gepresenteerde ontwerpgrafieken zijn dus alleen geldig bij de bovenstaande definities.

4.2 Stabiliteit dam bij horizontale afsluiting

4.2.1 Vigerende ontwerprelatie

Bij een horizontale afsluiting speelt de stabiliteit van de stortsteen op het talud van de damkop een centrale rol. Uit modelonderzoek blijkt, dat veel schade optreedt op dit talud ter plaatse van de halve waterdiepte tussen de damkoppen in. In figuur 4.2 is dit gebied gearceerd aangegeven.



Figuur 4.2 Definitie-schets horizontale afsluiting

Systematisch modelonderzoek naar dergelijke afsluitingen is gedaan door Naylor. Een heranalyse van de onderzoeksresultaten heeft geleid tot de volgende stabiliteitsrelatie (Lit. [5]).

$$\frac{U}{\sqrt{\Delta * g * D_N}} = \text{LOG}\left(\frac{3 * h_2}{D_N}\right) \quad (4.4)$$

- U = stroomsnelheid gemiddeld over het sluitgat [m/s]
- g = versnelling van de zwaartekracht [m/s²]
- h₂ = waterdiepte in de zogenaamde 'control section' [m].

De waterdiepte h₂ is gedefinieerd als de benedenstroomse waterstand voor de onvolkomen overlaatsituatie. Bij een volkomen overlaatsituatie is h₂ gedefinieerd als h_c.

$$h_c = 0.4 * h_1 * (1 - 1.5 * p + \sqrt{1 + 2 * p + 2.25 * p^2}) \quad (4.5)$$

- h₁ = bovenstroomse waterstand [m]
- p = geometriefactor [-]

Hoewel de vergelijking (4.4) uiterst eenvoudig overkomt is de toepassing door het gebruik en de definitie van h_2 nogal bewerkelijk. Bovendien zijn er in (4.4) wat coëfficiënten tegenelkaar weggevallen. De volledige vergelijking (4.4) luidt namelijk.

$$\frac{U}{\sqrt{\Delta * g * D_N}} = \frac{K_\alpha}{K_*} * LOG\left(\frac{3 * h_2}{D_N}\right) * \sqrt{\frac{\Psi}{g}} \quad (4.6)$$

$$K_\alpha = \sqrt{\cos \alpha * \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \alpha}{\tan \phi}}} \quad (4.7)$$

- K_α = correctiefactor voor helling damkop [-]
- K_* = correctiefactor voor overige invloeden [-]
- psi = schadeparameter, hier 0.04 [-]
- α = helling damkop, hier 30° [$^\circ$]
- ϕ = natuurlijk talud, hier 40° [$^\circ$]

Indien de gegeven getalswaarden ingevuld worden, dan blijkt relatie (4.6) goed overeen te stemmen met de meetresultaten indien een K_* -factor van 0.9 wordt ingevuld. Dit leidt dan tot vergelijking (4.4).

4.2.2 Heranalyse

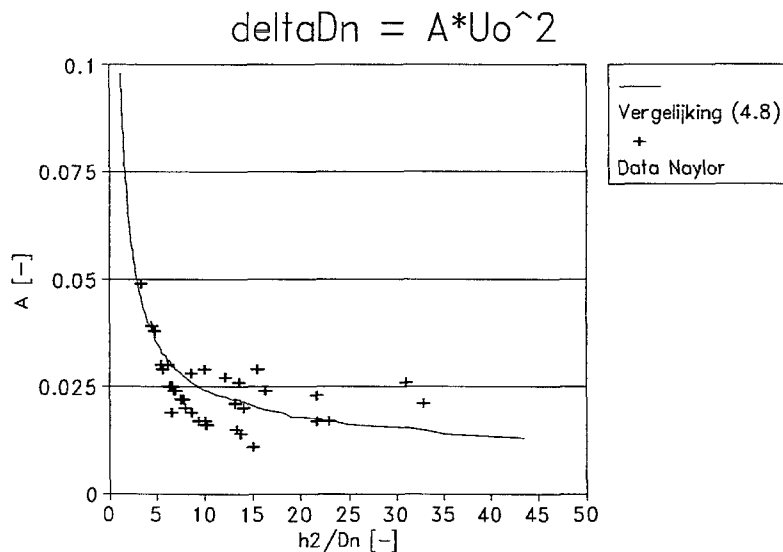
Door de introductie van andere definities voor stroomsnelheid (U_0) en ruwheidsparameter (betrokken over gehele waterdiepte ter plaatse van de damkop), is een heranalyse van de data noodzakelijk. Bij deze heranalyse zijn de in paragraaf 4.1 genoemde uitgangspunten gehanteerd. In aanvulling hierop wordt bij de heranalyse van de onderzoeksresultaten van Naylor de correctie voor de invloed van het langstalud (σ) in rekening gebracht middels vergelijking (4.7).

Met deze uitgangspunten blijkt vergelijking (4.3a) goed overeen te komen met de gemeten data indien de K-factor gelijk is aan 1.0. In figuur 4.3 zijn zowel de metingen als vergelijking (4.3a) weergegeven. De K-factor is opgebouwd uit een K_s -factor voor turbulentie-invloeden en een K_α voor de invloed van de helling van de damkop. K_α heeft een waarde van 0.8, zodat ook de waarde van K_s 0.8 is.

Dit betekent, dat de relatie voor de stabiliteit van stortsteen op de damkop bij een horizontale afsluiting geformuleerd kan worden met vergelijking (4.8).

$$\Delta D_N = A \cdot U_0^2 \quad \text{met } A = \frac{0.64}{K_s^2 \cdot \Psi \cdot C^2} \quad (4.8)$$

$$C = 18 \cdot \text{LOG}\left(\frac{12 \cdot h}{k}\right) = 18 \cdot \text{LOG}\left(\frac{6 \cdot h_2}{D_N}\right) \quad (4.2)$$



Figuur 4.3 Resultaten stabiliteitsproeven voor een horizontale afsluiting

4.3 Stabiliteit drempel bij verticale afsluiting

4.3.1 Vigerende ontwerprelaties

Bij een verticale afsluiting speelt de stabiliteit van de stortsteen op de benedenstroomse zijde van de kruin van de dam een centrale rol. De stabiliteitsrelaties, die voor verticale afsluitingen gehanteerd worden, zijn gebaseerd op schaalmodelonderzoeken (figuur 4.4), voornamelijk het modelonderzoek M1741-IV (Lit. [5]). In het kader van de ontwikkeling van het rekenmodel voor afsluitingen CLODES zijn de relaties uit M1741-IV in polynomen omgezet.

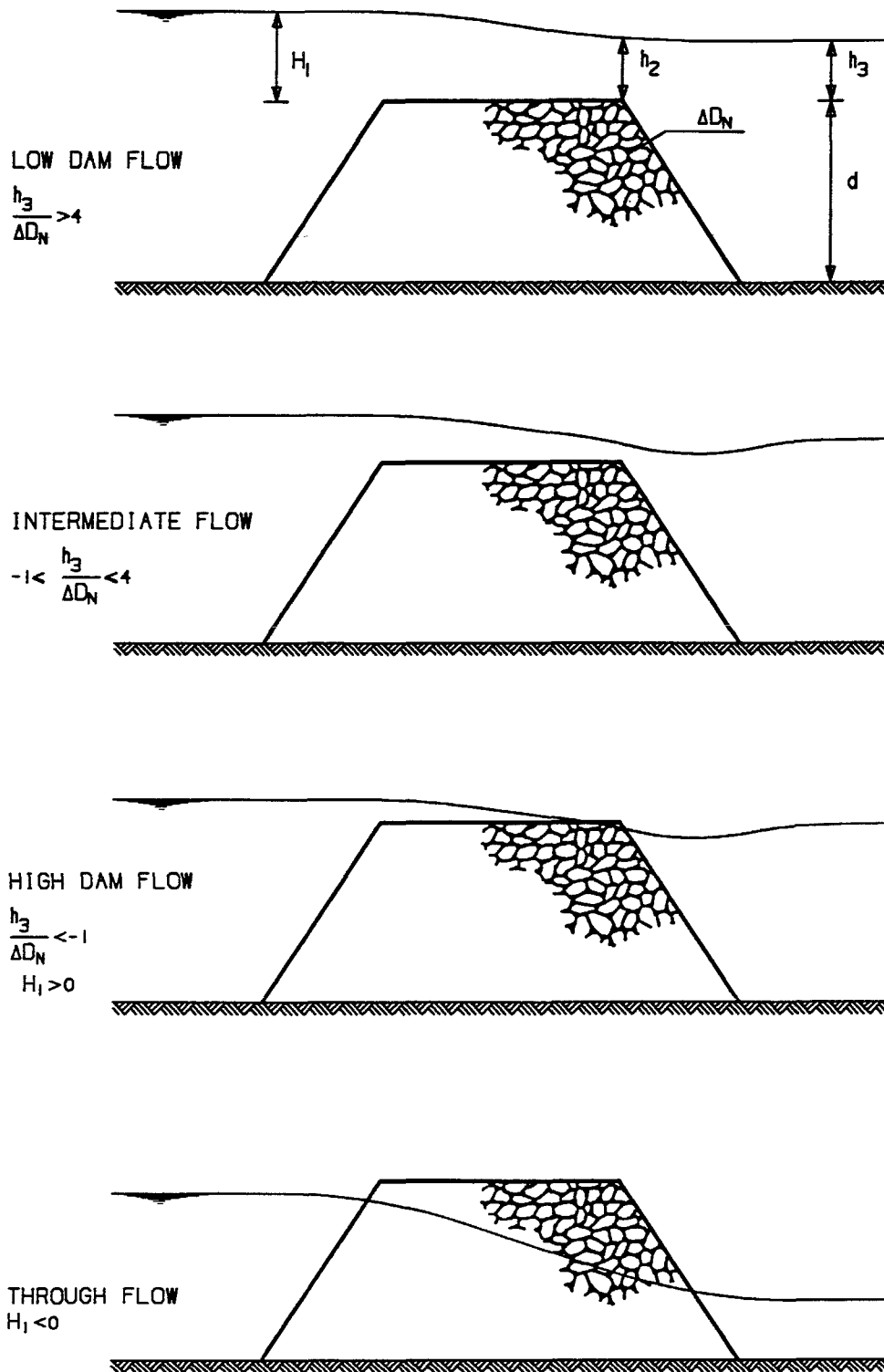


Figuur 4.4 Modelonderzoek damstabiliteit

Bij een verticale afsluiting kan, afhankelijk van de damhoogte, een aantal fasen onderscheiden worden :

- " low dam flow " situatie, waarvoor geldt $h_3/\Delta D_n > 4$
- " intermediate " flow, waarvoor geldt $-1 < h_3/\Delta D_n < 4$
- " high dam " flow, waarvoor geldt $h_3/\Delta D_n < -1$ en $H_1 > 0$
- " through " flow, waarvoor geldt $H_1 < 0$

Waarin H_1 de bovenstroomse energiehoogte en h_3 de benedenstroomse waterstand is. Voor de praktische toepassing is enkel de " low dam " en " intermediate " flow van belang. In figuur 4.5 zijn de verschillende fasen weergegeven.



Figuur 4.5 Definitie-schets verticale afsluitingen

De " low dam " flow kenmerkt zich door een onvolkomen overlaat situatie, waarbij de stroomsnelheid zowel van de boven als benedenstroomse waterstand afhankelijk is. De stroomlijnen liggen min of meer parallel aan de damconstructie.

De " intermediate " flow kenmerkt zich door een volkomen overlaat situatie, waarbij de stroomsnelheid onafhankelijk is van de benedenstroomse waterstand. Uit onderzoek is echter gebleken dat de stabiliteit van de stenen aan de benedenstroomse zijde van de dam afneemt

naarmate deze waterstand geringer wordt. De oorzaak hiervoor ligt in het feit dat ten gevolge van stroming door de poreuze bovenlagen van de dam, ook indien de benedenstroomse waterstand h_3 de kritieke waterstand onderschrijdt het debiet over de kruin toeneemt. Door deze stroming door de dam neemt de steenstabiliteit af. Dit fenomeen wordt verdisconteerd door een versterkingsfactor op de stroomsnelheid in te voeren.

Opgemerkt moet worden dat de overgang tussen fase 1 en 2 gebaseerd is op een vloeiende overgang van 'onvolkomen' naar 'volkomen' overlaat. In het onderzoek M1741 wordt de overgang gelegd bij $h_3/\Delta D = 4$.

Vervolgens is op basis van een groot aantal proeven een empirische relatie afgeleid. Deze relatie, het zogenaamde H1_criterium, beschrijft de kritieke waarde van ΔD als functie van de boven- en benedenstroomse waterstand en wordt onder andere gebruikt in het programma CLODES.

Dit H1-kriterium is weergegeven in vergelijking (4.9).

$$\frac{H_1}{\Delta * D} = 2.0061 + 0.756 * \left(\frac{h_3}{\Delta * D}\right) + 0.057 * \left(\frac{h_3}{\Delta * D}\right)^2 + 0.00353 * \left(\frac{h_3}{\Delta * D}\right)^3 + 0.00007 * \left(\frac{h_3}{\Delta * D}\right)^4 \quad (4.9)$$

H_1 = bovenstroomse energiehoogte [m]

h_3 = bovenstroomse waterstand [m]

Vergelijking (4.9) is geldig voor $h_3/\Delta D < 15.6$. In figuur 4.6 zijn de modelresultaten en de vergelijking (4.9) weergegeven. De spreiding van de meetpunten rondom de getrokken lijn wordt voornamelijk veroorzaakt door verschillende damvormen. Met deze spreiding dient bij het detailontwerp rekening te worden gehouden. De relatie (4.9) kan dan als basis voor nader modelonderzoek gebruikt worden.

4.3.2 Heranalyse

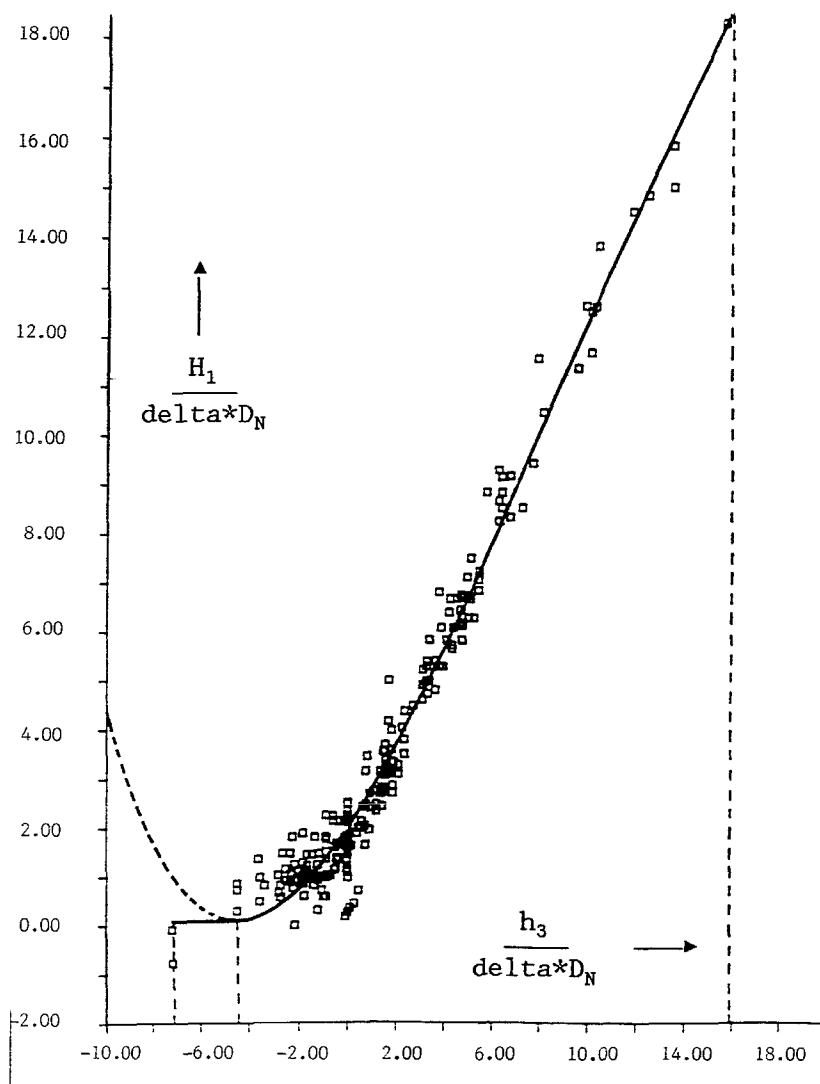
Evenals bij de horizontale afsluiting zijn de resultaten van het modelonderzoek opnieuw geanalyseerd. De uitgangspunten voor deze analyse zijn identiek aan de analyse van de proeven met een horizontale afsluiting.

De K-factor is wederom opgebouwd uit een K_s -factor voor overige invloeden en een K_α voor de invloed van de helling van het benedenstroomse talud, zie vergelijking (4.10).

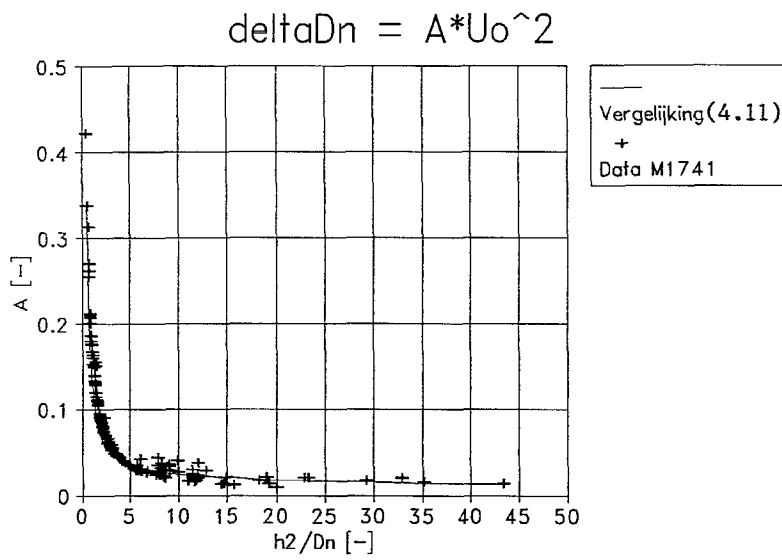
$$K_\alpha = \sqrt{\frac{\sin(\phi - \alpha)}{\sin \phi}} \quad (4.10)$$

Met deze uitgangspunten blijkt vergelijking (4.3a) goed overeen te komen met de gemeten data indien K_s gelijk is aan 0.6. In figuur 4.7 zijn zowel de metingen als vergelijking (4.3a) weergegeven. K_α heeft voor de meeste onderzochte geometriën een waarde van 0.6, zodat - net als bij de horizontale sluiting - de waarde van K gelijk aan 1 is. Dit betekent, dat de relatie voor de stabiliteit van stortsteen op de damkop bij een verticale afsluiting geformuleerd kan worden met vergelijking (4.11).

$$\Delta D_N = A * U_0^2 \quad \text{met } A = \frac{0.36}{K_\alpha^2 * \Psi * C^2} \quad (4.11)$$



Figuur 4.6 Resultaten stabiliteitsproeven voor een verticale afsluiting



Figuur 4.7 Resultaten stabiliteitsproeven voor een verticale afsluiting - heranalyse

4.4 Stabiliteit bij gecombineerde afsluiting

De heranalyse van modelonderzoek heeft geleid tot een stabiliteitsrelatie, die zowel voor een horizontale als een verticale sluiting kan worden toegepast. Hieruit zou de logische conclusie moeten volgen, dat deze formule ook bij een gecombineerde sluiting kan worden toegepast. In de ontwerp praktijk wordt dit met de huidige regels overigens allang gedaan.

Het probleem echter bij gecombineerde sluitingen is het gebrek aan modelresultaten, waarmee de toepassing van stabiliteitsrelaties onderbouwd kan worden.

Bij het stabiliteitsonderzoek van de breukstenen dammen van de Stormvloedkering Oosterschelde (M2028, Lit [11]) is een beperkt aantal proeven uitgevoerd naar de stabiliteit van dam en damkop. De resultaten van zo'n proef zijn weergegeven in tabel 4.1.

Naam	Δ	D	H_1	h_3	schade kruin	schade damkop
T2A0	1.64	0.75 m.	8.6 m.	7.0 m.	4 stenen	3..7 stenen
			9.2 m.	7.0 m.	7 stenen	2 stenen
			10.0 m.	7.0 m.	12 stenen	59 stenen

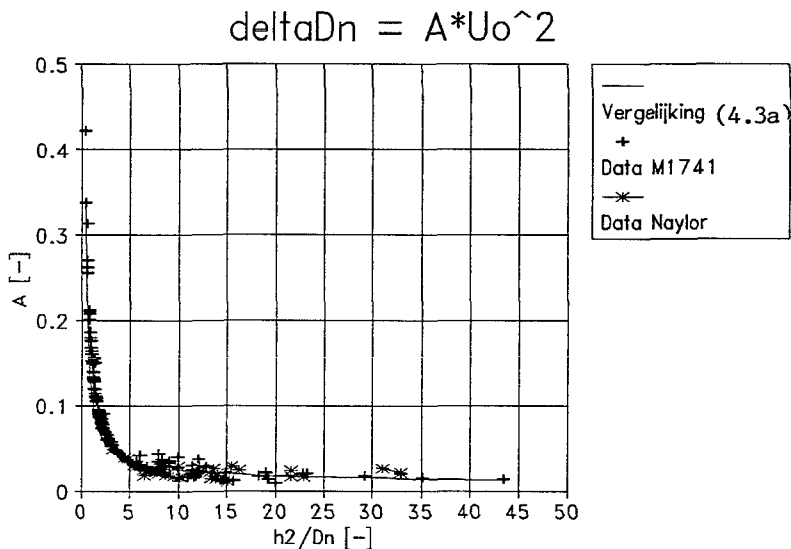
Tabel 4.1 : Resultaten modelonderzoek breukstenen dammen

Indien voor de damkop vergelijking (4.8) wordt toegepast, dan volgt hieruit een K-factor voor begin van bewegen (orde 5 stenen schade) een K-factor tussen de 0.91 en 1.05. Dit stemt voldoende overeen met de waarde van 1.0, die bij de heranalyse van de onderzoeken naar horizontale en verticale sluiting gevonden is. Voor de kruin worden vergelijkbare waarden gevonden.

Hoewel slechts gebaseerd op een enkele proef kan de voorlopige conclusie getrokken worden, dat de gevonden relatie (4.3a) met $K=1$ voor elk type afsluiting kan worden toegepast. Indien de toegepaste dam- en/of damgeometrie afwijkt van de bij de modelonderzoek toegepaste vormen, dan kan deze invloed apart verwerkt worden middels K_a en dienen respectievelijk vergelijking (4.8) voor horizontale sluitingen en (4.11) voor verticale sluitingen gebruikt te worden.

4.5 Ontwerpregels voor damstabiliteit

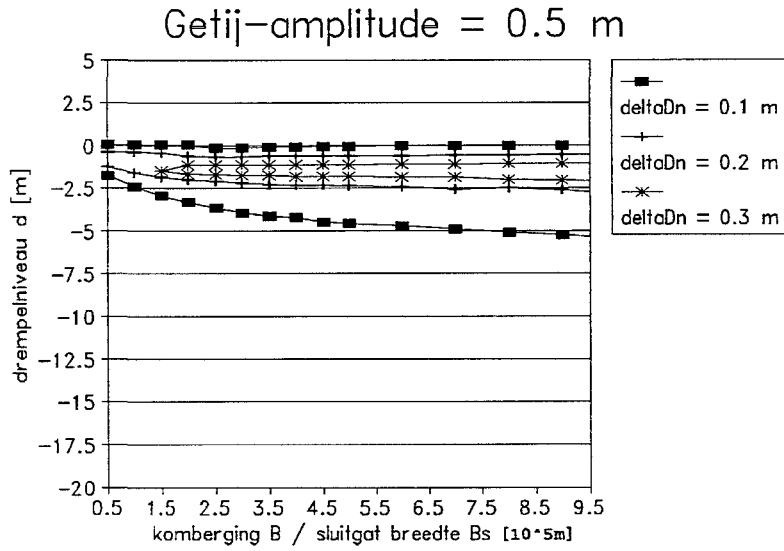
In figuur 4.8 is de gevonden ontwerpregel voor de stabiliteit van stortsteen bij afsluitingen weergegeven.



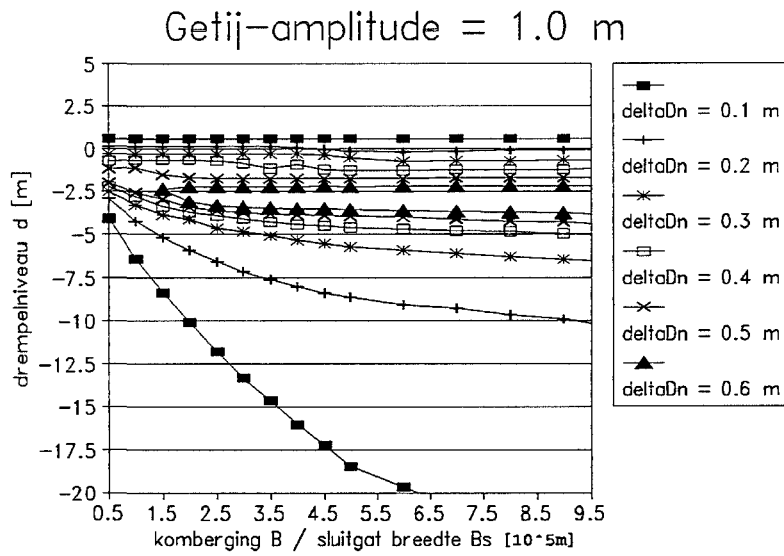
Figuur 4.8 Ontwerpgrafiek

Evenals bij de figuren 2.11 tot en met 2.15 kunnen figuren opgesteld worden, waarin de isolijnen voor de maximale ΔD_n als functie van de getijamplitude, de verhouding komberging sluitgatbreedte (B/B_s) en de damhoogte weergegeven wordt. Met behulp van deze figuren kan op eenvoudige wijze zonder het maken van hydraulische berekeningen, de benodigde steensortering voor een afsluiting bepaald worden. Opgemerkt moet worden, dat de alle figuren gebaseerd zijn op de kombergingsbenadering. Dit houdt in, dat evenals bij de referentiesnelheden de resultaten in de eerste fase van de afsluiting niet geheel correct zijn. Deze situatie is bij het voorontwerp van een afsluiting echter niet maatgevend.

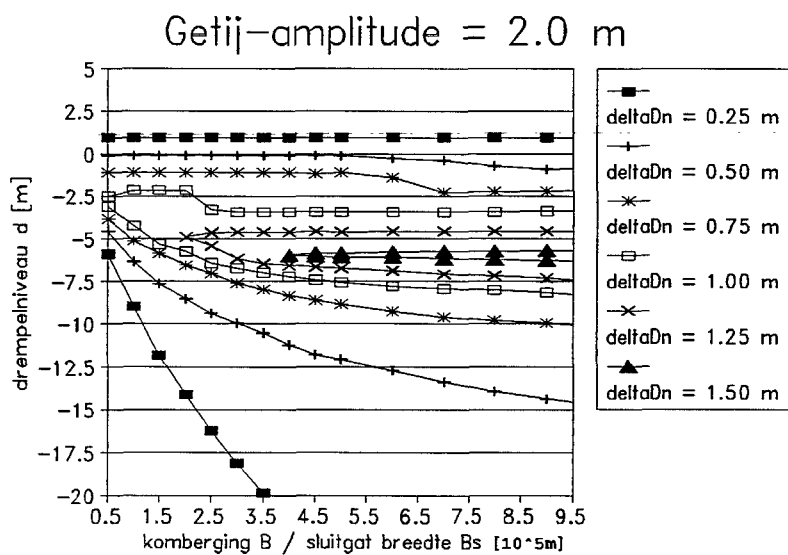
Opgemerkt wordt, dat het gebruik van de A-coëfficiënt met name geschikt is om een voorontwerp van de afsluitdam te maken. Voor het detailontwerp wordt aanbevolen de beschikbare data van vergelijkbare constructies te onderzoeken en het ontwerp te verifiëren en/of te optimaliseren met modelonderzoek.



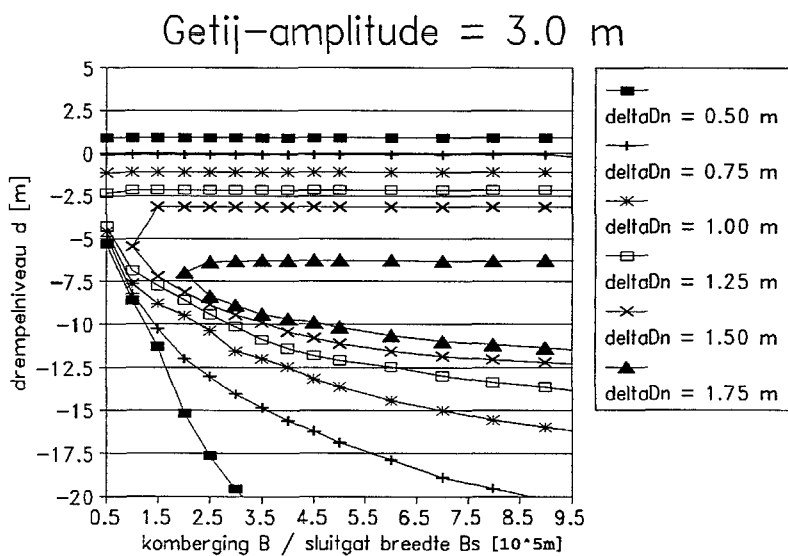
Figuur 4.9 Verloop van maximale ΔD_N voor een getij-amplitude van 0.5 meter



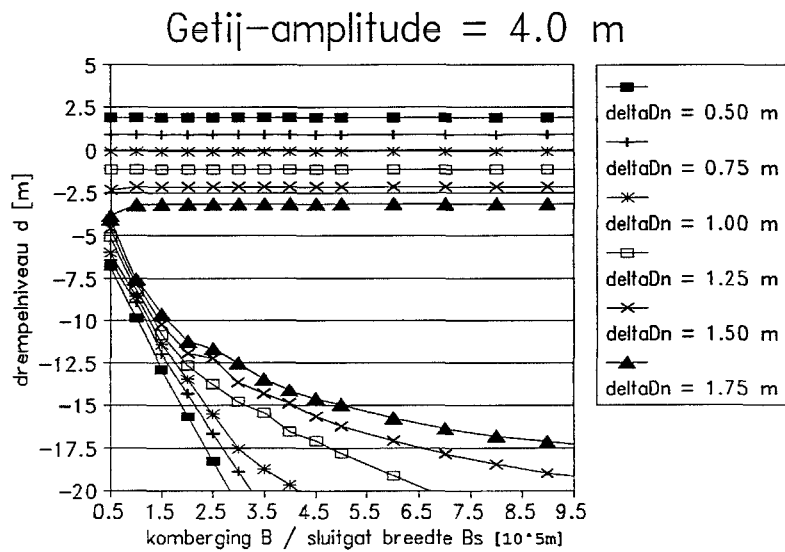
Figuur 4.10 Verloop van maximale ΔD_N voor een getij-amplitude van 1.0 meter



Figuur 4.11 Verloop van maximale ΔD_N voor een getij-amplitude van 2.0 meter



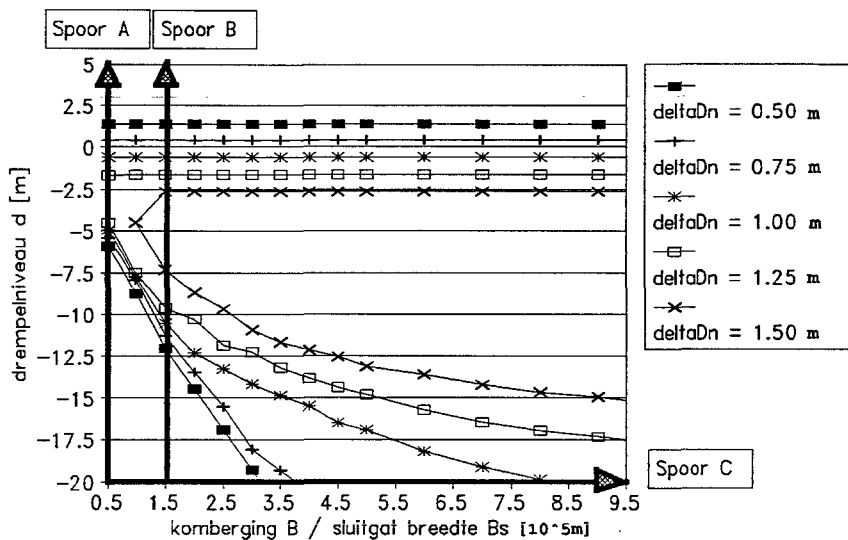
Figuur 4.12 Verloop van maximale ΔD_N voor een getij-amplitude van 3.0 meter



Figuur 4.13 Verloop van maximale ΔD_N voor een getij-amplitude van 4.0 meter

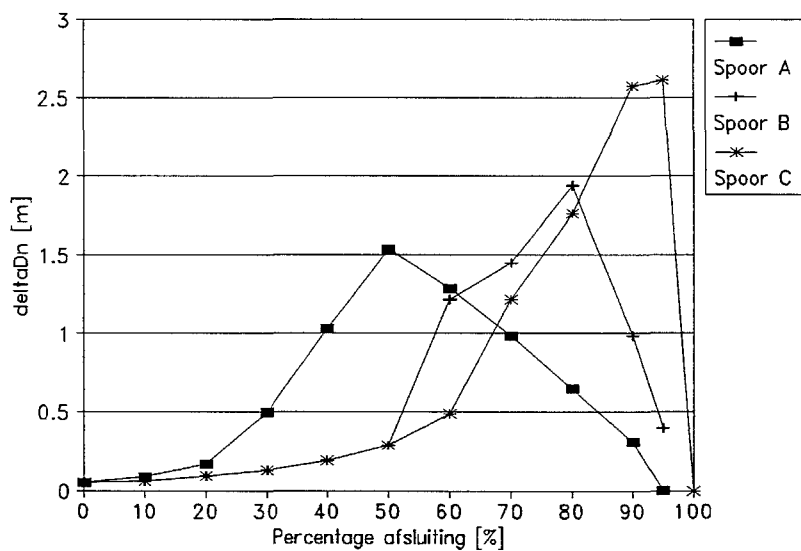
In figuur 4.14 is deze ontwerpregel toegepast voor het voorbeeld uit paragraaf 2.4. In de figuur is de benodigde ΔD uitgezet tegen de damhoogte (verticaal) en de verhouding komberging/sluitgatbreedte (horizontaal). Uit de figuur blijkt welke ΔD bij welke afsluitingsstrategie van dit estuarium hoort. De sporen A, B en C waren in paragraaf 2.4 als mogelijke strategie nader onderzocht. In figuur 4.15 is aangegeven welke ΔD in welke fase van de afsluiting nodig is.

Getij-amplitude = 3.5 m



Figuur 4.14 Voorbeeld

Uit dit voorbeeld blijkt, dat voor de afsluiting volgens spoor A een steensortering met een ΔD_n van 1.50 meter voldoende is, terwijl voor de afsluiting volgens spoor C een sortering met een ΔD_n van ruim 2.50 noodzakelijk is.



Figuur 4.15 Voorbeeld

5. Caissonsluitingen

ir. J.L.M. Konter

5.1 Inleiding

Bij caissonsluitingen wordt het sluitgat grotendeels in een kentering afgesloten. De caissons, veelal doorlaatcaissons, worden geplaatst op een stortstenen drempel in het sluitgat gedurende opeenvolgende kenteringen. Na plaatsing blijven ze open totdat het laatste caisson geplaatst is. Na de plaatsing van het laatste caisson worden alle caisson gedurende 1 kentering gesloten met schuiven.

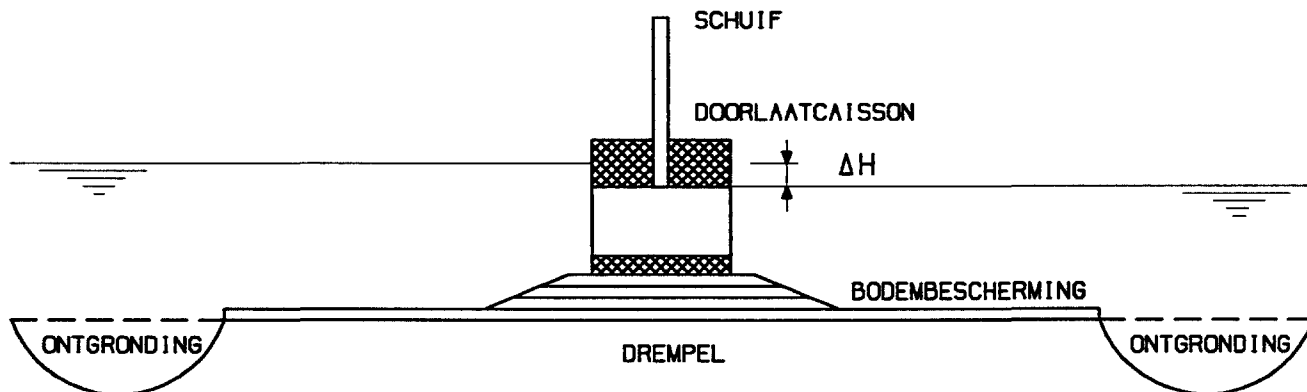
De voordelen van deze methode zijn:

- De getijbeweging wordt door de doorlaatcaisson minimaal beïnvloed, waardoor de stroomsnelheden in het sluitgat beneden een bepaalde waarde kunnen blijven (en moeten blijven in verband met de plaatsing van het laatste caisson).
- Veel afsluitingen moeten plaatsvinden in open zee condities, met een sterke golfaanval en problemen met ijsvorming gedurende een bepaalde periode van het seizoen. De caissons kunnen echter worden geprefabriceerd in beschutte bouwdokken en worden geplaatst in een korte periode met gunstige klimatologische omstandigheden.

Het probleem bij de caissonsluiting is de plaatsingsoperatie van met name het laatste caisson. De kenteringperiode moet voldoende lang zijn om alle werkzaamheden voor de plaatsing van het caisson te kunnen uitvoeren. Hieruit is daar ook het criterium af te leiden voor het toepassen van deze methode (zie paragraaf 5.4).

5.2 Bouwfasen

Bij de caissonsluiting kunnen de volgende bouwfasen worden onderscheiden (zie figuur 5.1).



Figuur 5.1 Bouwfasen caissonsluiting

1. Een vlakke stabiele stortstenen drempel wordt aangebracht op een stabiele, erosie bestendige zeebodem, beschermd door de bodemverdediging.

2. De stijve betonnen caissons worden in het sluitgat gevaren, en positie gebracht en afgezonken op de drempel.
3. Na plaatsing van het laatste caisson, worden de schuiven gelijktijdig tijdens kentering gesloten, waarmee de sluiting een feit is.

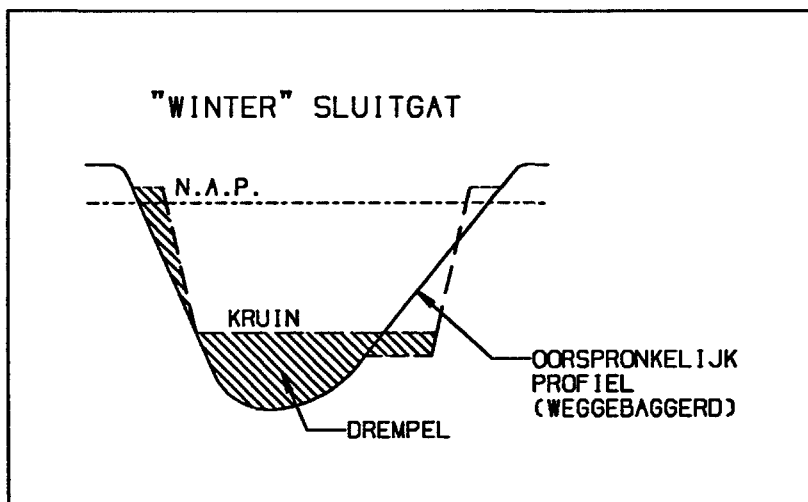
De drempel en de damaanzetten bepalen de vorm van het zogenaamde "winter" sluitgat (zie figuur 5.2).

De hoogte van de drempel is een belangrijke parameter voor:

- de ontgravingen aan het eind van de bodembescherming;
- de stroomsnelheden tijdens het plaatsen van de caissons;
- de (hoogte)afmetingen van de caissons.

Ten aanzien van de ontgravingen moet bedacht worden dat de constructie van de drempel veelal één of meerdere jaren vergt, en dat de drempel geruime tijd overligt, meestal een winterseizoen (vandaar de term wintersluitgat drempel). Gedurende deze tijd kunnen aanzienlijke ontgravingen optreden.

De vorm van het wintersluitgat, met name bij de oevers dient dan ook zodanig te zijn dat het ontstaan van wervelstraten zoveel mogelijk wordt vermeden.



Figuur 5.2 Vorm van het "winter" sluitgat voor een caissonsluiting

5.3 Het ontwerp van de caissons

De caissons moeten zodanig geconstrueerd worden, dat ze sterk genoeg zijn om gesleept te kunnen worden van bouwplaats naar het sluitgat, om daar op de drempel te kunnen worden afgezonken. Op deze constructieve ontwerpaspecten wordt hier niet verder ingegaan.

Voor de beoordeling van de toepasbaarheid van de caissonmethode zijn de hydraulische aspecten van groter belang.

Bij caissonsluitingen is het noodzakelijk een zo groot mogelijk effectief doorstroomprofiel (μA) te handhaven tijdens het plaatsen doorstroomoppervlak A maal afvoercoëfficiënt μ) van de caissons.

1. Doorstroomoppervlak

Het doorstroomoppervlak van een individueel caisson dient zo groot mogelijk te zijn. Dit kan worden bereikt door:

- Zo groot mogelijke afstand tussen de caissonwanden. Met stalen diagonalen kan voldoende torsiestijfheid verkregen worden.
- De bodem van de caissons dient zo dun mogelijk te zijn.
- Om voldoende gewicht van het caisson te verkrijgen, kunnen ballastruimten in de bovenconstructie van het caisson ontworpen worden. Dit extra gewicht is nodig om voldoende wrijving tussen caisson en drempel te mobiliseren.

2. Afvoercoëfficiënt

Naast het doorstroomoppervlak is de afvoercoëfficiënt van groot belang. Afvoercoëfficiënt verbeterende maatregelen zijn:

- Het stroomlijnen van de diagonalen tussen de wanden.
- Het toepassen van extra bestortingen om de drempel te stroomlijnen.

Ter indicatie worden in tabel 5.1 de afvoercoëfficiënten van in Nederland ontworpen caissons weergegeven.

	Drempeldiepte (NAP)	Afvoercoëfficiënt
Lauwerszee 1969	-6 à -6.5 m	0.65
Volkerak 1969	-7 m	0.75
Brouwersdam 1971	-10 m	0.85
Ontwerp Oosterschelde	-20 m	1.0

Tabel 5.1 Afvoercoëfficiënt

Uit tabel 5.1 blijkt dat de dieper gefundeerde caissons een hogere afvoercoëfficiënt geven.

5.4 Kritieke snelheid in verband met het plaatsen van de caissons

In het algemeen zullen de caissons worden geparkeerd in de buurt van het sluitgat waar de stroomsnelheden relatief laag zijn. Als de stroomsnelheden voldoende gedaald zijn, wordt het caisson in het sluitgat gevaren en afgezonden.

In het algemeen verdient plaatsing op laagwaterkentering de voorkeur, omdat bij laagwaterkentering de vereiste afzinktijd geringer is. Maar ook plaatsingen op hoogwaterkenteringen kunnen worden overwogen, bijvoorbeeld als de waterdiepte boven de drempel te klein is, of bijvoorbeeld als elke kentering voor een plaatsing benut moet worden. De vereiste tijd voor de plaatsing van een caisson hangt af van de benodigde tijd voor elke noodzakelijke stap (zie tabel 5.2).

	tijd voor kentering	snelheid boven drempel
- invaren caisson in sluitgat	- 70 min	
- positioneren caisson, indraai manoeuvre	- 55 min	
- vastmaken $V_{cr} \leq 0.75$ m/s	- 30 min	≤ 0.75 m/s
- afzinken $V_{cr} \leq 0.30$ m/s	- 13 min	≤ 0.30 m/s
- caisson op de drempel	- 5 min	
- kentering	0 min	
- verwijderen houten drijfschotten	+ 10 min	
- storten van aanstortingen en ballasten	+ 60 min	

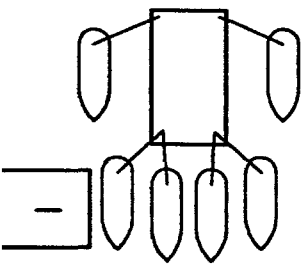
Tabel 5.2. Benodigde tijd voor afzinken van een caisson.

In figuur 5.3. zijn de verschillende stappen bij het plaatsen van een caisson weergegeven. Afgeleid kan worden dat minimaal 30 minuten voor kentering met het vastmaken moet worden begonnen. Voor deze operatie moet de stroomsnelheid echter lager zijn dan 0.75 m/s. Voor het afzinken is circa 13 min. nodig bij stroomsnelheden lager dan 0.3 m/s.

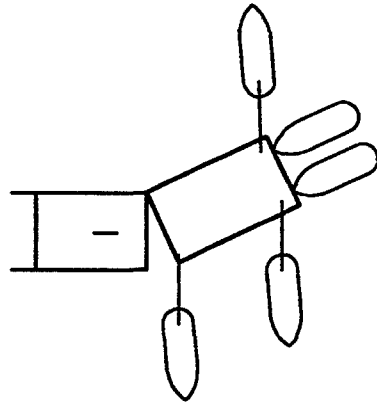
Voor een sinusvormig M2-getij met een periode van 12 uur en 20 minuten kan dan worden afgeleid dat de maximale stroomsnelheid tijdens het getij, waarbij de plaatsingsoperatie nog uitgevoerd kan worden niet hoger mag zijn dan 2.5 m/s. Met andere woorden de kritieke (maximale) stroomsnelheid voor de plaatsing van het laatste caisson bedraagt $U = 2.5$ m/s.

Op de foto's, weergegeven op de bladzijden 64 en 65 zijn achtereenvolgens de operaties invaren, indraaien, afzinken en het storten van de aanstortingen weergegeven.

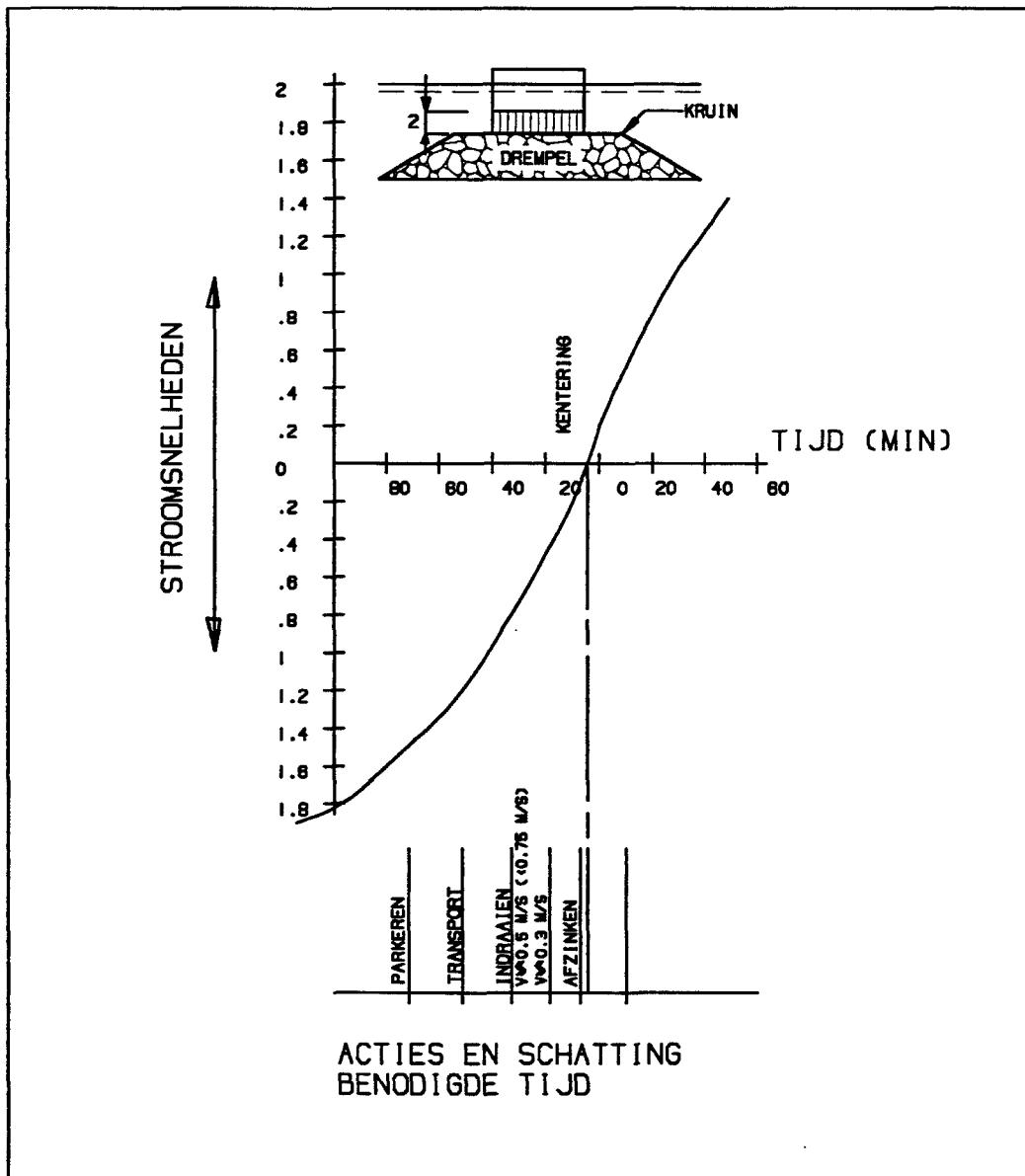
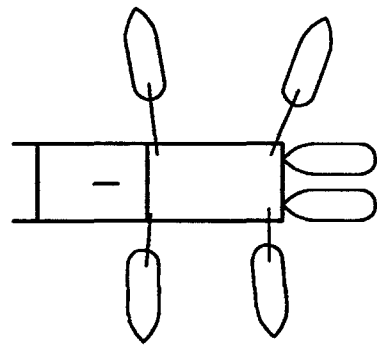
TRANSPORT



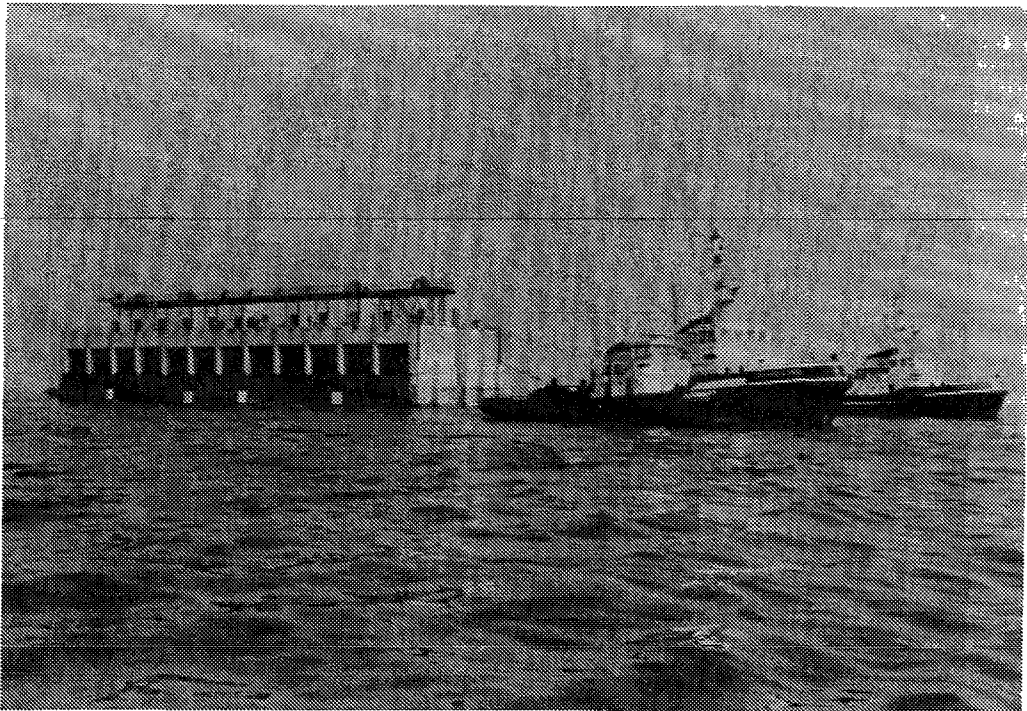
INDRAAIEN



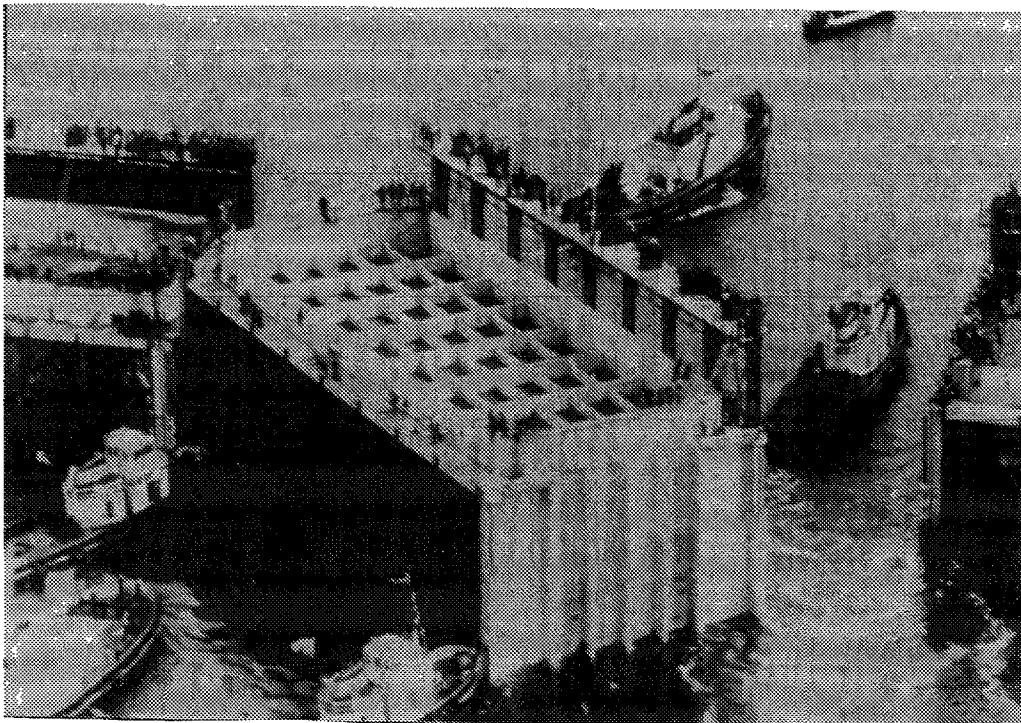
AFZINKEN



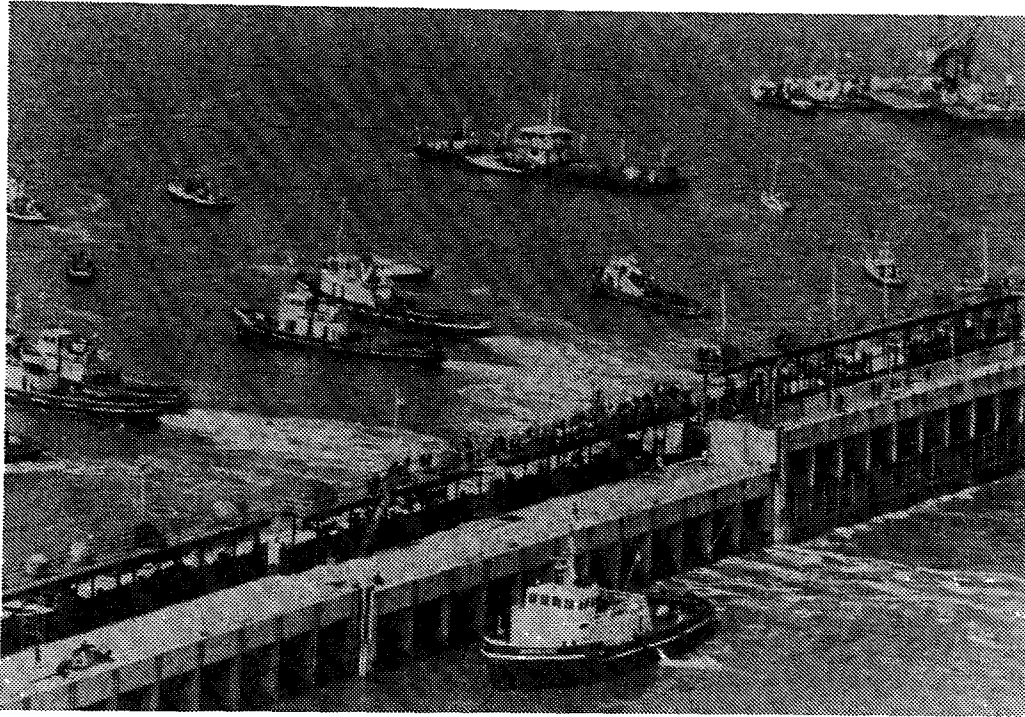
Figuur 5.3 Plaatsingsproces caisson



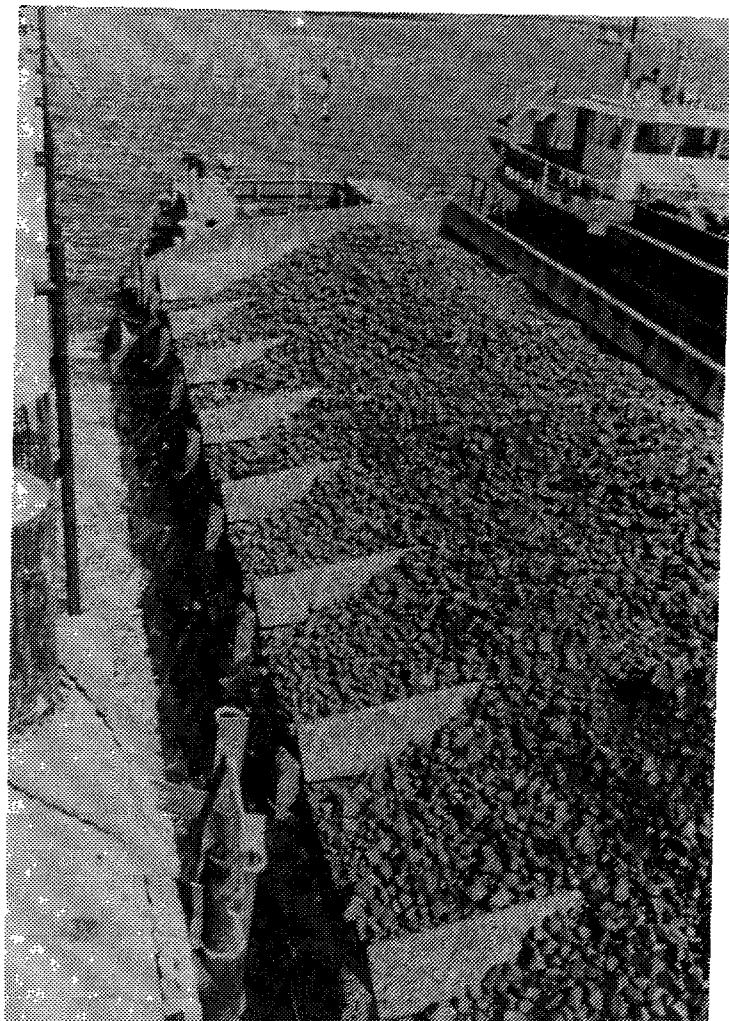
Invaren caisson



Indraaien caisson



Afzinken caisson



Aanbrengen aanstortingen

Met de figuren van 2.11 t/m 2.15 kan nu worden afgeschat wanneer een caissonsluiting nog mogelijk is. Hierbij moet dan nog wel rekening gehouden worden met de afvoercoëfficiënt (0.6 à 1.0) afhankelijk van het drempelniveau.

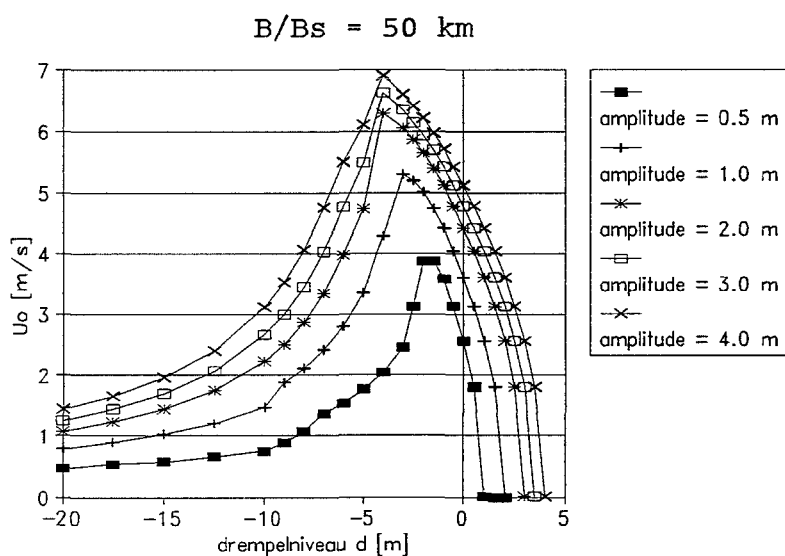
Bijvoorbeeld:

Bij een aanname $\mu = 0.8$ en een drempelniveau circa - 10 m.

De toelaatbare snelheid boven de drempel bedraagt $U = \mu U_0 = 2.5 \text{ m/s}$, ofwel $U_0 = 2.5/0.8 = 3.1 \text{ m/s}$.

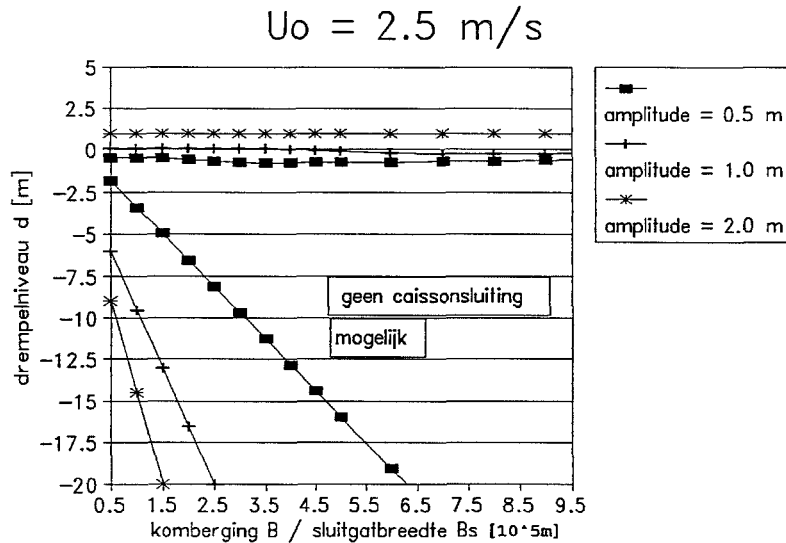
Drempelniveau = - 10.0 m + 2.0 m (voor vernauwing t.g.v. caisson) = - 8.0 m.

Volgens figuur 5.4 samengesteld uit de figuren 2.11 t/m 2.15 kan het laatste caisson in dit voorbeeld nog geplaatst worden tot een getij- amplitude van 3.0 m.



Figuur 5.4 Stroomsnelheid als functie van drempelniveau en getij-amplitude.

Figuur 5.5. geeft de kritieke stroomsnelheid van $U_0 = 2.5 \text{ m/s}$ als functie van het drempelniveau d en de parameter B/B_s . Uit figuur 5.5 blijkt dat caissonsluitingen alleen mogelijk zijn bij B/B_s waarden $< 100 \text{ km}$ en relatief diepe kanalen (het drempelniveau moet lager zijn dan - 10 m).



Figuur 5.5. $U_0 = 2.5 \text{ m/s}$ als functie van B/B_s en drempelniveau.

Bij gegeven getij-amplitude kan het maximale niveau van de wintersluitgatrempel afgeschat worden.

Bijvoorbeeld:

Bij een aanname getijamplitude = 1 m en $U_0 = U = 2.5 \text{ m/s}$ ($\mu = 1.0$)

Uit figuur 5.4. volgt drempelniveau -7.0 m. Rekening houden met 2.0 m verticale vernauwing tengevolge oppervlak caisson ligt in dit voorbeeld het drempelniveau op -9.0 m.

Dit is het maximaal mogelijke drempelniveau, om plaatsing van het laatste caisson mogelijk te maken. Het niveau van de drempel moet daarna geoptimaliseerd worden.

Bij deze optimalisatie spelen de volgende aspecten een rol :

- Uit het oogpunt van ontgroningen en aanlegkosten drempel kan het wenselijk zijn het drempelniveau verder te verlagen.
- Ook de plaatsing van het laatste caisson wordt minder kritisch bij een lager drempelniveau.
- De afvoercoëfficiënt wordt beter bij een lager drempelniveau.
- Het invaren van de caissons kan ook makkelijker zijn bij een lager drempelniveau.
- De caissons worden echter groter, zwaarder en dus duurder.

In het algemeen lijkt een zo laag mogelijk drempel-niveau de voorkeur te verdienen, maar per situatie dient optimalisatie plaats te vinden. De stabiliteit van de bodembescherming en de te verwachten ontgroningen kunnen afgeschat worden met de ontwerpregels voor gecombineerd horizontaal en verticale afsluitingen (zie hoofdstuk 6).

6 Bodembescherming

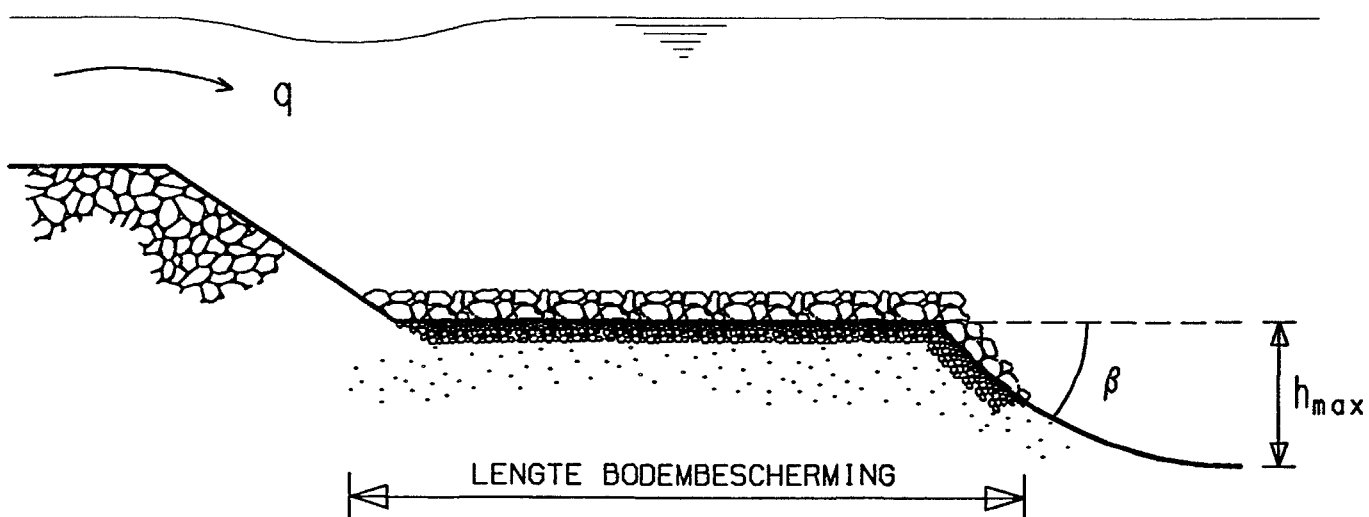
ir. R.E. Jorissen
ir. J.L.M. Konter

6.1 Functies bodembescherming

De functie van een bodembescherming bij een afsluiting is het voorkomen, dat door ontgrondingen in de directe omgeving van de constructie een instabiliteit optreedt, die de stabiliteit van de afsluitdam in gevaar brengt. Met andere woorden, de bodembescherming dient de bodem in de directe omgeving van de constructie vast te leggen. Hieruit kunnen de belangrijkste eisen, waaraan het ontwerp van een bodembescherming afgeleid worden :

- zanddichtheid : aan deze eis kan voldaan worden door de bodembescherming op te bouwen als een filterconstructie, die wel waterdoorlatend is om overdrukken af te kunnen voeren. Op de wijze waarop dit dient te geschieden wordt hier niet verder ingegaan. Een andere mogelijkheid is de bodembescherming volledig dicht te maken (bijvoorbeeld met asfalt). In dat geval dient rekening gehouden te worden met aanzienlijke overdrukken onder de constructie.
- stabiliteit : de bodembescherming dient bestand te zijn tegen overtrekkende stroom, golfbelastingen en waterdrukken. Hier wordt alleen nader ingegaan op de stabiliteit bij overtrekkende stroom, omdat deze bij waterdoorlatende bodembeschermingen de maatgevende belasting vormt.
- lengte : de bodembescherming dient voldoende lang te zijn, om de ontgrondingen en tengevolge daarvan optredende instabiliteiten voldoende ver van de constructie verwijderd te houden. Als bijkomend voordeel zal de ontgraving afnemen naarmate de bodembescherming langer wordt.

In figuur 6.1 zijn de functies van de bodembescherming weergegeven.



Figuur 6.1 Functies bodembescherming

6.2 Stabiliteit bodembescherming

6.2.1 Vigerende ontwerpregels

Evenals de ontwerpregels voor de drempel- en damstabiliteit zijn de vigerende ontwerpregels voor de toplaagstabiliteit gebaseerd op de relatie van Shields (4.1). Omdat de stroomcondities niet uniform zijn, wordt ook hier een correctiefactor K toegepast, zodat (4.1) overgaat in (4.3a). In tegenstelling tot de toepassing van (4.3) bij de damstabiliteit wordt bij de bepaling van de ruwheidsparameter C met de benedenstroomse waterdiepte $h_3 + d$ gewerkt.

$$U^2 = \Psi * C^2 * \Delta D_N \quad (4.1)$$

$$C = 18 * \text{LOG} \left(\frac{12 * h}{k} \right) = 18 * \text{LOG} \left(\frac{6 * (h_3 + d)}{D_N} \right) \quad (4.2)$$

$h_3 + d$ = waterdiepte benedenstrooms van de constructie [m]
k = ruwheidshoogte [m] (= $2D_N$)

$$(K * U_0)^2 = \Psi * C^2 * \Delta D_N \quad (4.3)$$

K = correctiefactor [-]

Voor een horizontale afsluiting is vrijwel geen informatie over de benodigde toplaagstabiliteit van de bodembescherming beschikbaar. De gangbare ontwerppraktijk maakt gebruik van vergelijking (4.6), waarin de correctiefactor voor de helling van de damkop is weggelaten. Deze relatie is weergegeven in vergelijking (6.1).

$$\frac{U}{\sqrt{\Delta * g * D_N}} = \frac{1}{K_*} * \text{LOG} \left(\frac{3 * h_2}{D_N} \right) * \sqrt{\frac{\Psi}{g}} \quad (6.1)$$

K. = correctiefactor voor overige invloeden [-]
 Ψ = schadeparameter, hier 0.04 [-]

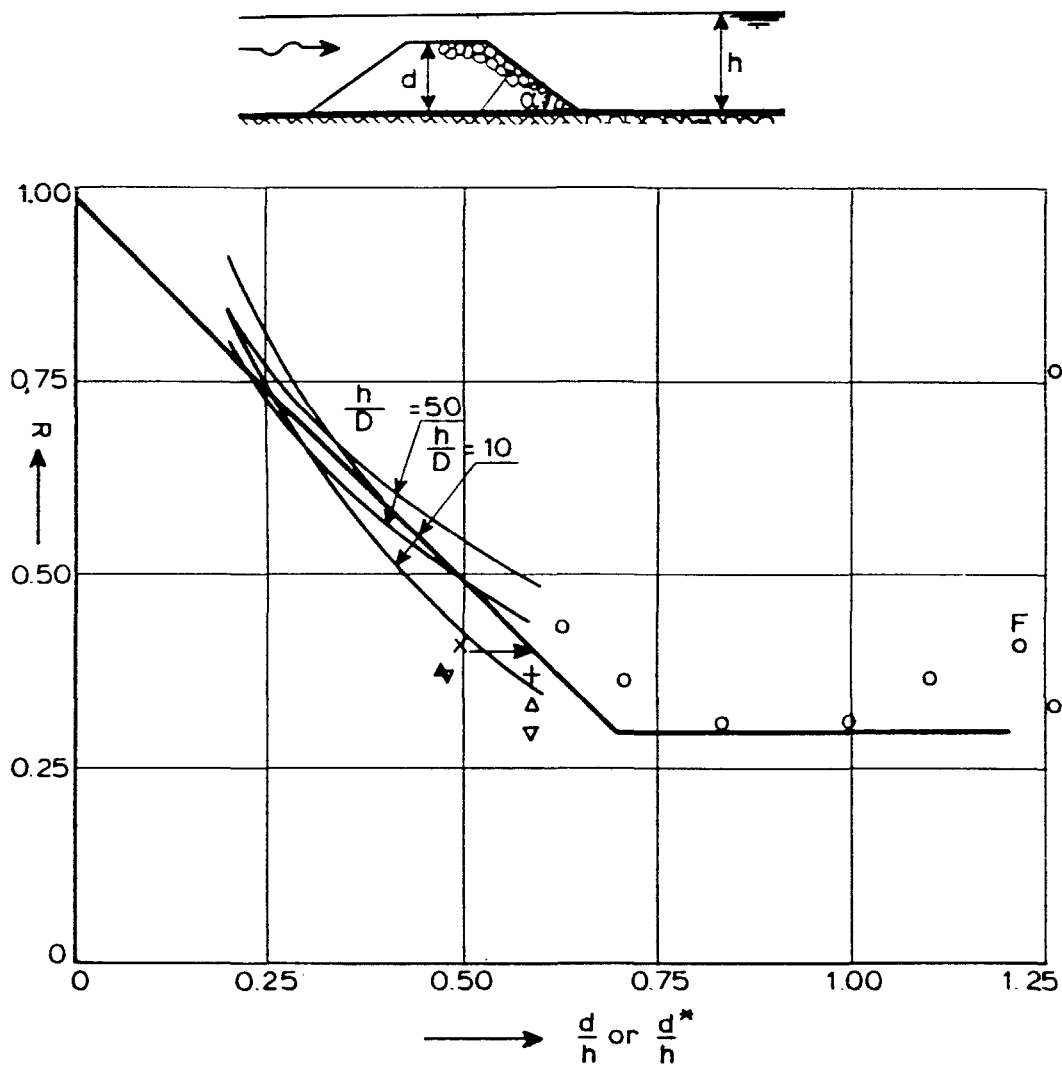
Indien voor de parameters dezelfde getalswaarden ingevuld worden als bij de damstabiliteit, dan gaat (6.1) over in (6.2). Met behulp van (6.2) kan de benodigde ΔD_N op de bodembescherming in de directe omgeving van het sluitgat bepaald worden. Voor de afname van ΔD_N als functie van de afstand uit de afsluitingsconstructie zijn vrijwel geen ontwerpgegevens beschikbaar. Indien dit aspect een grote rol speelt, wordt modelonderzoek aangeraden om de waarden van ΔD_N te bepalen als functie van de afstand uit de afsluitdam.

$$\frac{U}{\sqrt{\Delta * g * D_N}} = 1.1 * \text{LOG} \left(\frac{3 * h_2}{D_N} \right) \quad (6.2)$$

Voor een verticale afsluiting is de huidige ontwerprelatie gebaseerd op het onderzoek M1741-IV (Lit. [5]). Deze relatie is weergegeven in vergelijking (6.3), waarin reeds impliciet een waarde voor de schadeparameter Ψ van 0.04 is meegenomen.

$$\frac{U}{\sqrt{\Delta \cdot g \cdot D_N}} = R \cdot 1.15 \cdot \text{LOG} \left(\frac{6 \cdot h_3}{D_N} \right) \quad (6.3)$$

De waarde van de parameter R is in figuur 6.2 weergegeven.



Figuur 6.2 Parameter R

Tenslotte is op basis van de onderzoeken M1834 (Lit. [6]) en M711 (Lit. [7]) een relatie afgeleid, die overeenkomt met (4.3a), waarbij K als functie van het energie-verlies over de constructie is weergegeven. Deze relatie wordt hier niet verder uitgewerkt, maar de data zal bij de heranalyse een grote rol spelen.

6.2.2 Heranalyse

In navolging van de heranalyse op de stabiliteitsonderzoeken voor dam en drempel, wordt ook getracht de vergelijking (4.3a) op de bodembescherming toe te passen.

Omdat geen data beschikbaar is, houdt de heranalyse van de stabiliteitsregel voor de bodembescherming bij een horizontale sluiting niets anders in dan het wederom weglaten van de correctiefactor K_v voor de verminderde stabiliteit op de damkop. Dit leidt tot vergelijking (6.4).

$$\Delta D = A \cdot U_0^2 \quad \text{met} \quad A = \frac{0.64}{\Psi \cdot C^2} \quad (6.4)$$

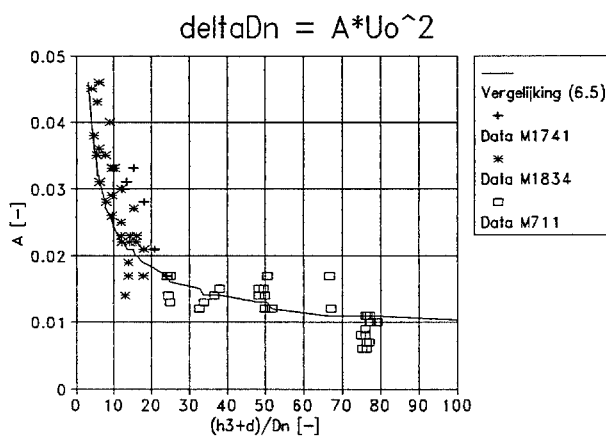
$$C = 18 \cdot \text{LOG} \left(\frac{12 \cdot h}{k} \right) = 18 \cdot \text{LOG} \left(\frac{6 \cdot h_2}{D_N} \right) \quad (4.2)$$

De heranalyse van de stabiliteitsrelatie voor een verticale afsluiting is voornamelijk gebaseerd op de data afkomstig van de onderzoeken M1741 (Lit. [5]), M1834 (Lit. [6]) en M711 (Lit. [7]). Gebruik van vergelijking (4.3a) leidt tot de volgende vergelijking.

$$\Delta D = A \cdot U_0^2 \quad \text{met} \quad A = \frac{1}{\Psi \cdot C^2} \quad (6.5)$$

$$C = 18 \cdot \text{LOG} \left(\frac{12 \cdot h}{k} \right) = 18 \cdot \text{LOG} \left(\frac{6 \cdot (h_3 + d)}{D_N} \right) \quad (4.2)$$

In figuur 6.3 is de data afkomstig van de onderzoeken samen met vergelijking (6.5) weergegeven.



Figuur 6.3 Stabiliteit bodemverdediging bij verticale afsluiting

6.3 Lengte bodembescherming

6.3.1 Toelaatbare ontgronding

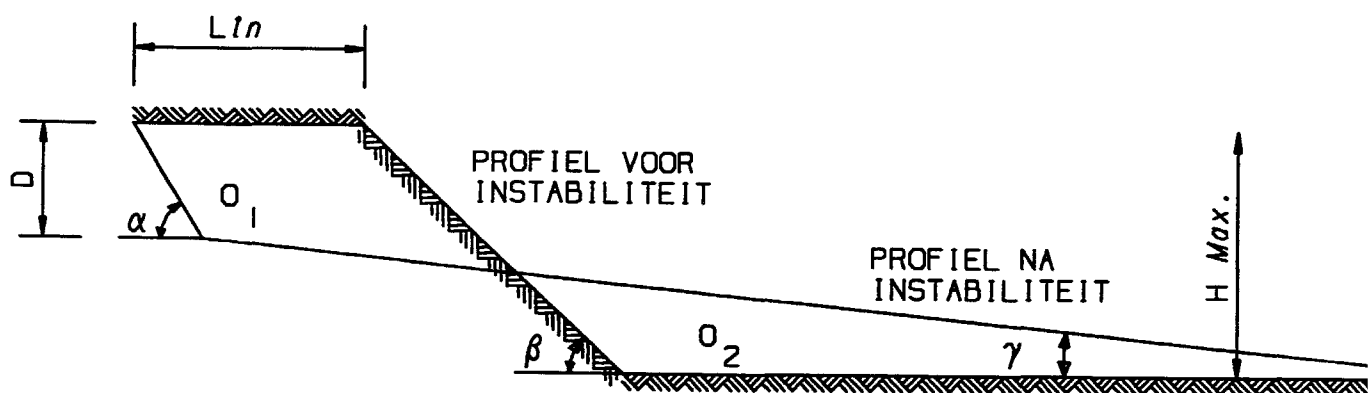
De lengte van de bodembescherming wordt bepaald door de maximale steilheid van de aanzehelling en dito diepte van de ontgrondingskuil, die kunnen worden toegelaten aan weerszijden van de afsluitingsconstructie. Een goed functionerende bodembescherming heeft op deze situatie twee effecten. Enerzijds zullen de optredende ontgrondingen, zowel in diepte als in steilheid van de aanzehelling uitgedrukt, beperkt blijven door de afname van stroomsnelheden en de uitdemping van turbulentie en wervelstraten. Anderzijds blijven de gevolgen van een eventuele instabiliteit aan de rand van de bodembescherming beperkt, indien deze rand verder van de constructie verwijderd is.

De toelaatbare ontgronding kan bepaald worden door de bodembescherming zo lang te maken, dat een eventuele instabiliteit de afsluitingsdam niet kan bereiken. In figuur 6.4 is zo'n instabiliteit schematisch weergegeven. De situatie na de instabiliteit wordt voornamelijk bepaald door de eindhelling γ . De helling bepaalt vrijwel volledig de inscharingslengte L_{in} .

De inscharingslengte L_{in} is afhankelijk van het type instabiliteit, dat ter plaatse op kan treden. Afhankelijk van het type grondslag kan deze eindhelling waarden aannemen, zoals die in tabel 6.1 zijn weergegeven.

Grondslag	$\cot(\gamma)$
Zand, niet zettingsvloeiingsgevoelig	8
Zand, zettingsvloeiingsgevoelig	20
Klei	2

Tabel 6.1 Eindhelling na instabiliteit



Figuur 6.4 Instabiliteit

De veilige ontwerpregel voor het verband tussen de kuildiepte en de inscharingslengte is in vergelijking (6.6) weergegeven. Deze regel is gebaseerd op een inventarisatie van de opgetreden zettingsvloeiingen en afschuivingen in Zeeland (Lit. [8]). In deze ontwerpregel is de breshoogte D verwaarloosd en is voor de aanzehelling van de ontgrondingskuil voor de instabiliteit een waarde van 1:4 ingevuld. Bij een horizontale afsluiting kunnen benedenstrooms van de damkoppen aanzienlijk steilere hellingen optreden. Echter, deze ontgrondingen zijn voor de inscharingslengte geen maatgevend geval, omdat deze drie-dimensionale ontgrondingen slechts in een beperkt gebied optreden. Hierdoor zal de inscharingslengte ook beperkt blijven in verband met de geringe berging.

$$L_{in} = \frac{h_{max}}{2} * (\cot(\gamma) - 4) \quad (6.6)$$

- L_{in} = inscharingslengte [m]
- γ = aanzehelling ontgrondingskuil [-]
- h_{max} = diepte ontgrondingskuil [m]

6.3.2 Optredende ontgroning

De optredende ontgroning wordt bepaald door een aantal factoren, zoals :

- stroomsnelheden en waterdiepte
- tijdsduur
- geometrie afsluitingsconstructie
- grondslag
- lengte bodembescherming.

In de vergelijkingen (6.7) en (6.8) zijn de ontgrondingsrelaties weergegeven, zie Q 635 (Lit. [9]).

$$\frac{h_{MAX}}{h_3+d} = \left(\frac{t}{t_1}\right)^\gamma \quad (6.7)$$

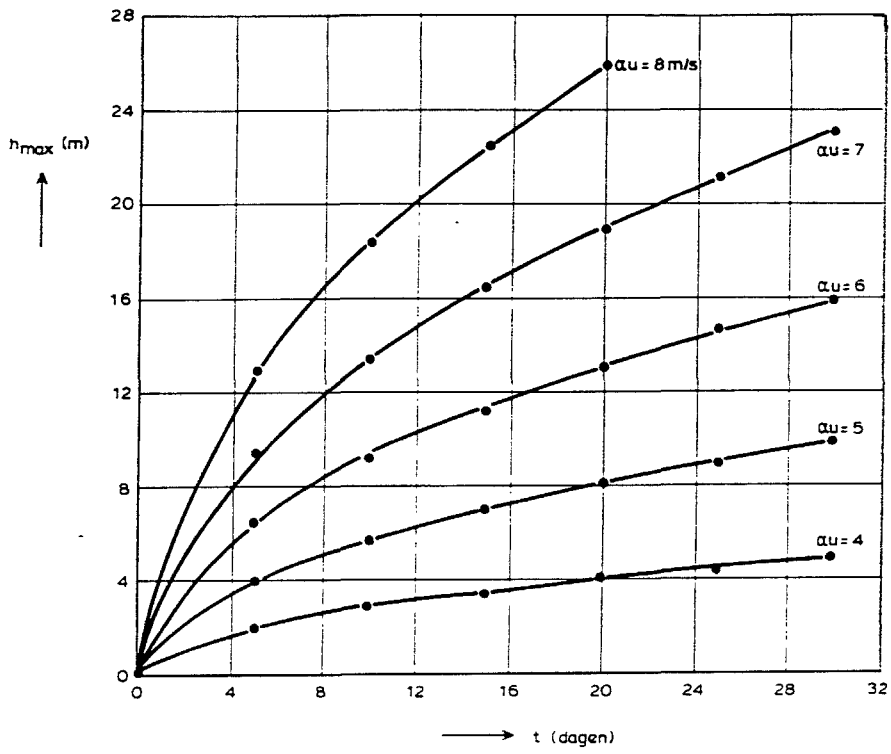
$$t_1 = \frac{330 * \Delta^{1.7} * (h_3+d)^2}{(\alpha * U - U_{kr})^{4.3}} \quad (6.8)$$

- h_{max} = maximale diepte ontgrondingskuil [m]
 $h_3 + d$ = waterdiepte benedenstrooms [m]
 γ = coëfficiënt [-]
 Δ = relatieve dichtheid bodemmateriaal [-]
 α = coëfficiënt [-]
 U = stroomsnelheid ter plaatse van de rand van de bodembescherming [m/s]
 U_{kr} = kritieke stroomsnelheid bodemmateriaal [m/s]

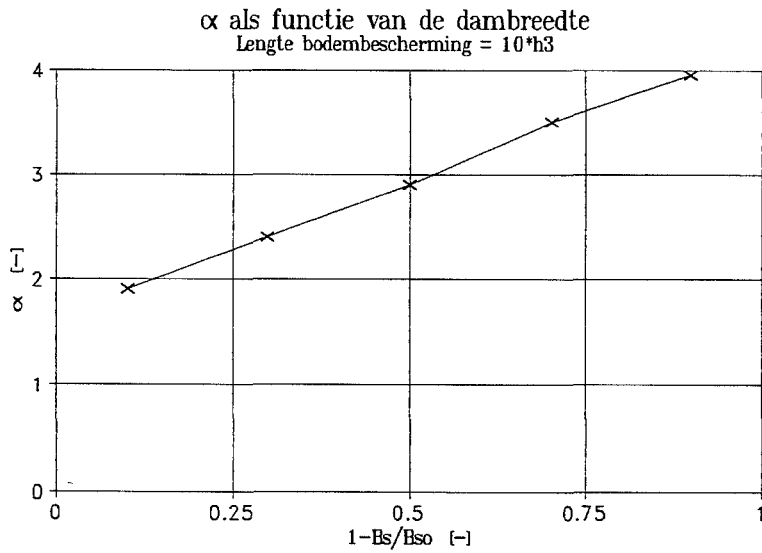
De coëfficiënt γ is voor verticale sluitingen gelijk aan 0.38, terwijl voor horizontale sluitingen de waarde voor γ in het begin iets hoger en naarmate de kuildiepte toeneemt lager dan 0.38 is. Omdat bij afsluitingen het verloop van de ontgrondingen slechts gedurende een beperkte tijdsduur van belang zijn, is het toelaatbaar om ook bij horizontale afsluitingen met een waarden van 0.38 voor γ te rekenen. Alleen indien kritieke situaties kunnen ontstaan bij kleine kuildieptes ($< 0.25(h_3 + d)$) dan is het zinvol om bij een horizontale afsluiting met een hogere waarde voor γ te rekenen dan 0.38.

In de ontgrondingsrelatie speelt het produkt $\alpha \cdot U$ een centrale rol. Deze parameter wordt de ontgrondingscapaciteit genoemd. Voor de afleiding van de ontwerpfiguren voor de lengte van de bodembescherming is ervoor gekozen om deze parameter als stuurparameter te kiezen. Deze keuze houdt ook verband met de afhankelijkheid van de ontgrondingen van de parameters expositieduur en grondslag, waardoor het geven van eenduidige ontwerpregels in termen van kuildiepte of lengte bodembescherming niet mogelijk is. Ter indicatie wordt in figuur 6.5 het verloop van de maximale kuildiepte als functie van de expositieduur t voor verschillende waarden van αU gegeven. Deze figuur is geldig voor een bodem bestaand uit fijn zand en berekend voor voor een normaal dubbeldaags getij.

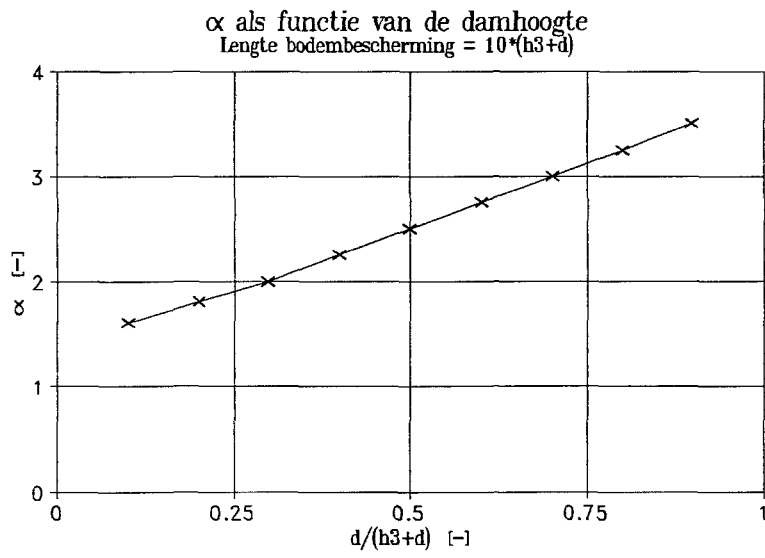
De waarde van de coëfficiënt α wordt bepaald door de geometrie en turbulentie-invloeden. Op basis van modelonderzoek is een relatie tussen α , de lengte van de bodembescherming (L_{bb}) en de horizontale c.q. verticale vernauwing afgeleid. In de figuren 6.6, 6.7 en 6.8 zijn de waarden van α weergegeven als functie van de horizontale vernauwing (6.6), de verticale vernauwing (6.7) en de lengte van de bodembescherming (6.8) weergegeven. In de figuren (6.6) en (6.7) is een lengte van de bodembescherming van 10 maal de benedenstroomse waterdiepte aangehouden. De horizontale vernauwing wordt uitgedrukt met de verhouding B_s/B_{so} , dat wil zeggen de aanwezige breedte van het sluitgat gedeeld door de oorspronkelijke breedte van het sluitgat. De verticale vernauwing wordt uitgedrukt met de verhouding $d/(h_3 + d)$, dat wil zeggen damhoogte gedeeld door de totale waterdiepte benedenstrooms.



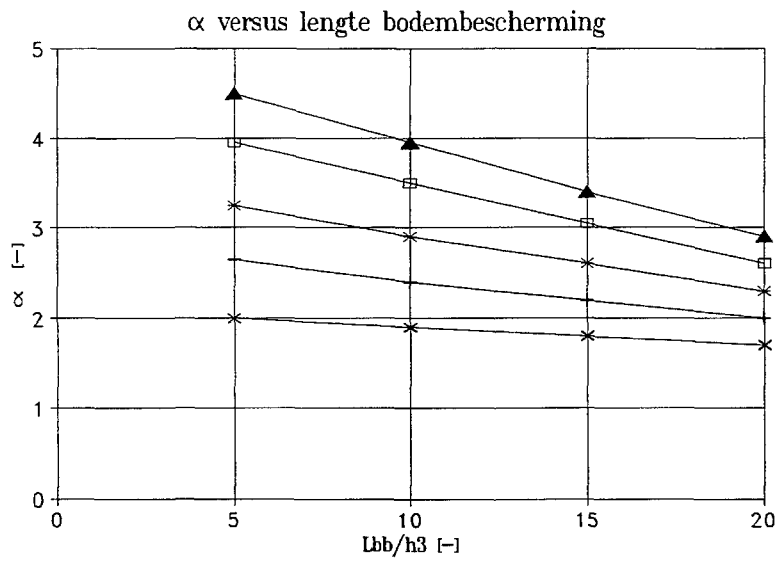
Figuur 6.5 Ontgronding als functie van αU



Figuur 6.6 α als functie van de horizontale vernauwing

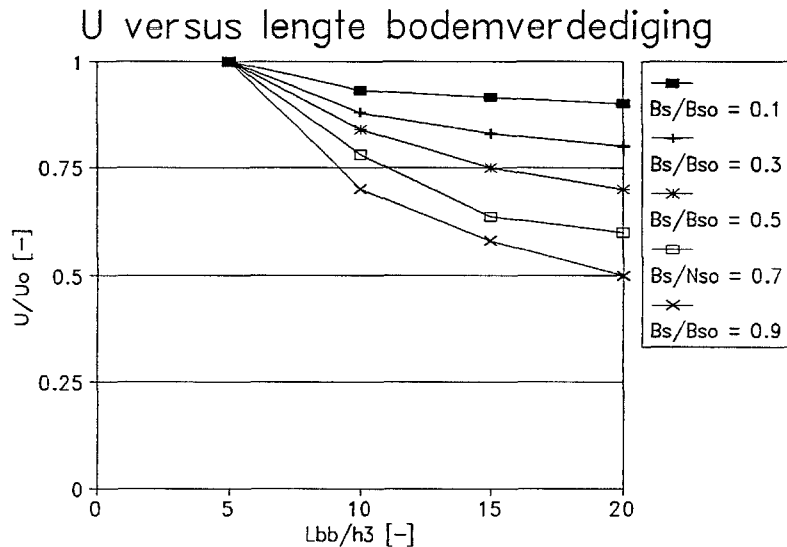


Figuur 6.7 α als functie van de verticale vernauwing



Figuur 6.8 α als functie van de lengte van de bodembescherming

De waarde van de stroomsnelheid U wordt voor een horizontale vernauwing geschat met behulp van figuur 6.9. Deze figuur is gebaseerd op een afname van de stroomsnelheid evenredig met de wortel van de afstand, rekening houdend met het feit, dat de stroomsnelheid niet verder kan afnemen dan tot de waarde behorende bij een situatie zonder horizontale vernauwing. De stroomsnelheid U wordt uitgedrukt in de referentiestroomsnelheid U_0 . Indien de afvoercoëfficiënt afwijkt van 1.0 kan met behulp van vergelijking (2.4) de invloed daarvan verdisconteerd worden.

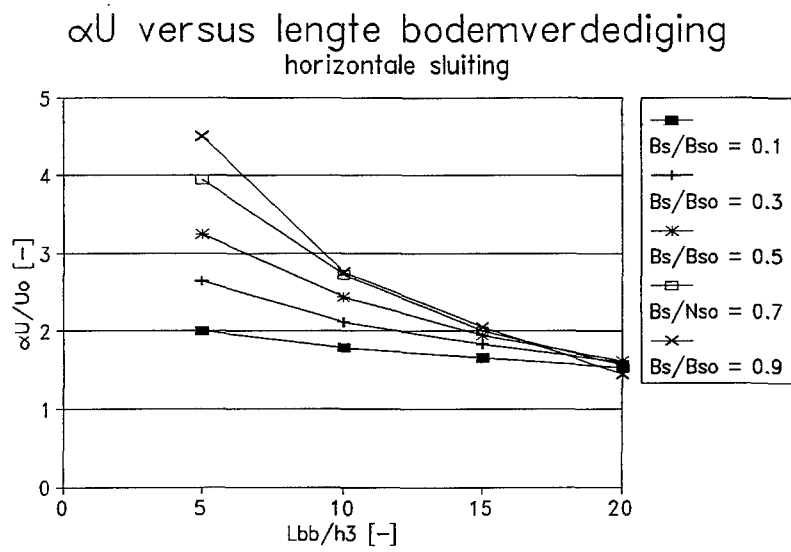


Figuur 6.9 U als functie van de lengte van de bodembescherming en horizontale vernauwing

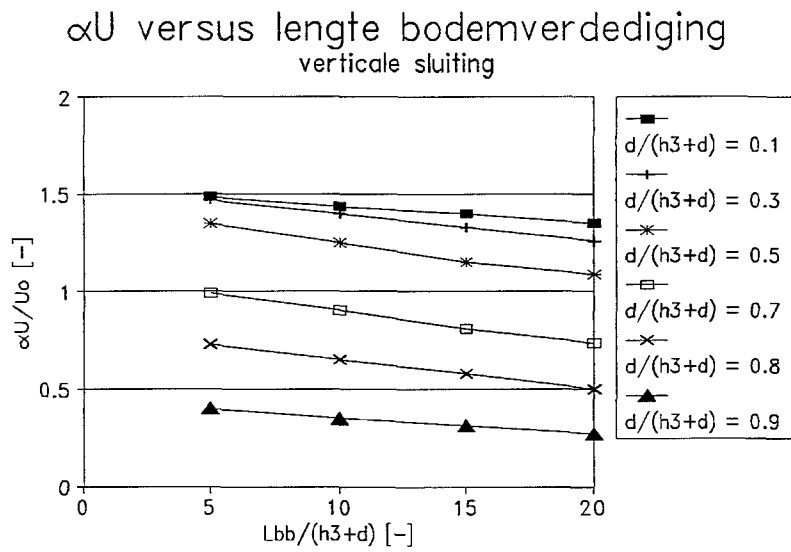
Voor de verticale vernauwing wordt verondersteld, dat wordt het continuïteitsbeginsel toegepast tussen de drempel en de rand van de bodembescherming. Op de drempel wordt de referentiesnelheid U_0 verondersteld, zodat de snelheid U op de rand van de bodembescherming gelijk wordt aan $U_0 \cdot h_2 / (h_3 + d)$.

Gebaseerd op deze uitgangspunten zijn in de figuren 6.10 en 6.11 ontwerpgrafieken voor de ontgrondingscapaciteit αU weergegeven. In deze figuren is αU weergegeven als functie van de referentiesnelheid U_0 en de lengte van de bodembescherming. Met behulp van de figuren en de waarde van U_0 kan voor iedere fase van het afsluitingsproces een schatting voor de waarde van αU bepaald worden.

Door het verloop van U_0 in het afsluitingsproces te bepalen kan voor een gekozen afsluitingsvariant het verloop van αU bepaald worden. In combinatie met de overige parameters (grondslag en tijdsverloop van de afsluiting) kunnen bij verschillende lengtes van de bodembescherming optredende kuildieptes bepaald worden.



Figuur 6.10 αU bij een horizontale afsluiting



Figuur 6.11 αU bij een verticale afsluiting

7 Case study

ir. A. Franken

7.1 Inleiding

De case study voor een afsluiting, die in dit hoofdstuk wordt uitgewerkt, is gebaseerd op het Saemankeum project. Bij de voorbereiding van deze afsluiting in Zuid-Korea is door NEDECO in 1990-1991 onder andere het ontwerp voor de sluitgaten en bodembeschermingen geleverd. Aangegeven wordt in hoeverre de voorgaande methodieken toepasbaar zijn voor een dergelijk project.

Het Saemankeum project betreft een landaanwinningsproject aan de west-zijde van Zuid-Korea (zie figuur 7.1). Het totale kombergingsgebied bedraagt ruim 400 km² (overeenkomend met de Oosterschelde). De totale lengte van de sluitkade is circa 30 km. De gemiddelde waterdiepte in het gebied is, op een tweetal geulen na, circa 5 m. De geulen zijn 14 en 22.5 m diep en liggen aan de monding van een tweetal rivieren die in de baai uitmonden. Het getij laat zich beschrijven door een dubbeldaags getij met een amplitude van 3.5 m gedurende springtij.

De afsluiting kan onderverdeeld worden in een tweetal fasen:

- de aanleg van de damvakken
- de afsluiting van de laatste drie stroomgeulen (zie figuur 7.1).

De aandacht gaat in deze case uit naar de laatste fase.

7.2 Keuze afsluitingsmethode

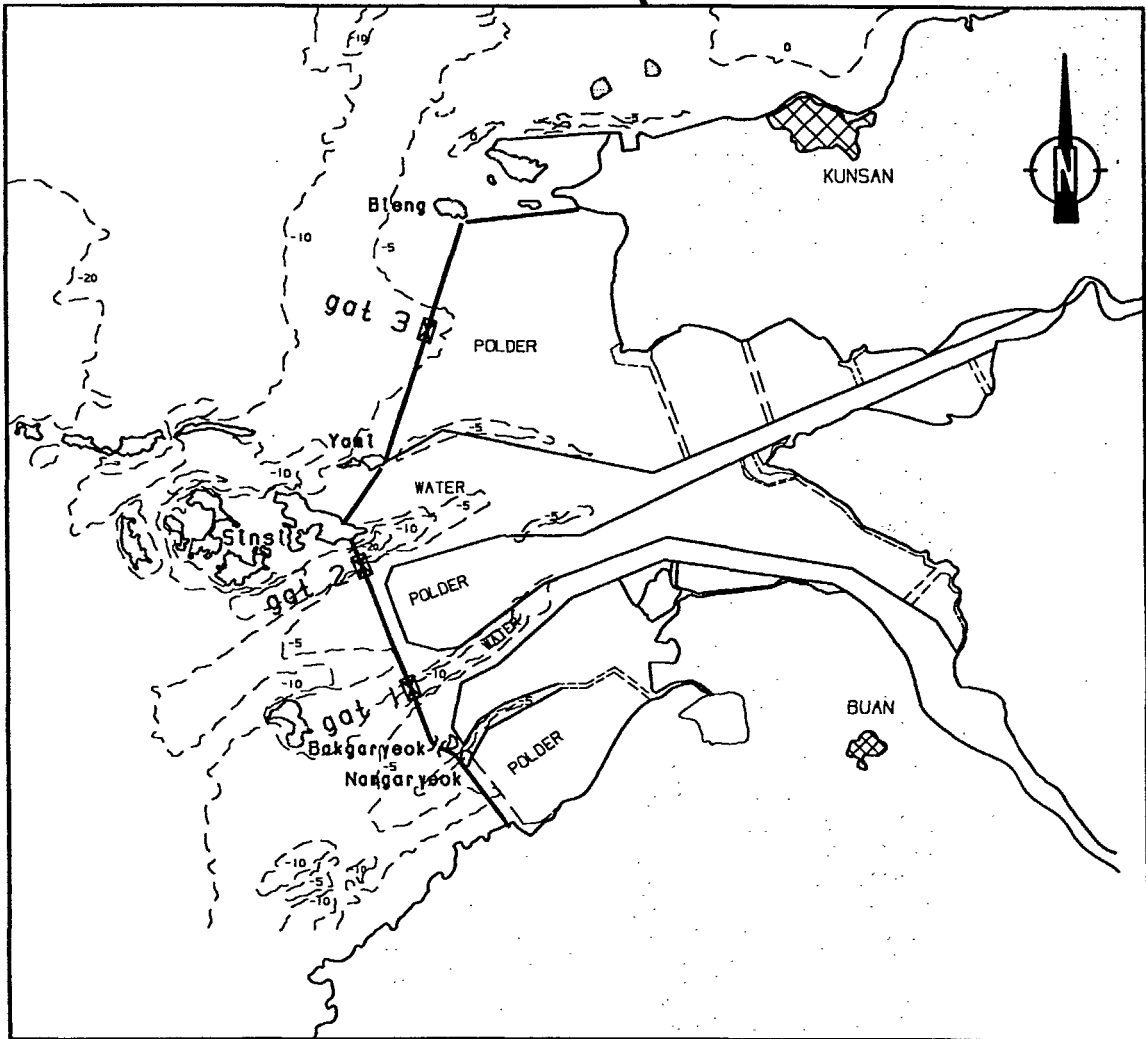
De situatie bij aanvang van afsluiting laatste drie stroomgeulen is weergegeven in tabel 7.1.

	komberging [km ²]	Bs [m]	B/Bs [10 ⁶ m]	bodem t.o.v. MSL [m]
totaal	400	4100	1.0	15.0
sluitgat 1	180	1300	1.5	13.6
sluitgat 2	140	1300	1.0	22.50
sluitgat 3	80	1500	0.5	9.9

Tabel 7.1 Aanvangssituatie eindfase afsluiting

Uit figuur 2.16 blijkt dat de maximale stroomsnelheden bij aanvang van de afsluiting orde 3-5 m/s bedragen. Gedurende de afsluiting kunnen deze toenemen tot 7-8 m/s.

Door deze hoge snelheden die gedurende de afsluiting optreden is het niet mogelijk de afsluiting als zandsluiting. Een caissonsluiting is mogelijk tot een maximale U_0 van 2.5 m/s bij het plaatsen van het laatste caisson. Uit figuur 5.4 blijkt, dat bij een getijamplitude van 3.5 meter en een B/B_s van 50 km het drempelniveau lager dan MSL-12 meter zou moeten komen te liggen. Voor sluitgat 3 met een bodemniveau van MSL-9.9 meter is dit dus niet mogelijk. Ook sluitgat 2 levert problemen op (zie figuur 2.16). Een maximale U_0 van 2.5 m/s bij een B/B_s van 100 km is alleen mogelijk bij drempelniveau's gelijk of lager dan de oorspronkelijke bodemligging. Voor sluitgat 1 ligt de situatie nog ongunstiger. Ook een caissonsluiting is bij Saemankeum dus niet mogelijk, zodat enkel een steensluiting overblijft.



Figuur 7.1 Saemankeum project

7.3 Eerste beschouwingen ten aanzien van steensluiting

Uit figuur 4.14 blijkt dat bij verticale sluiting de maximale waarde van ΔD_N , behorend bij een drempelniveau van MSL-5.0 m. , 1.50 m te zijn. De groeve levert relatief lichte steen ($\Delta = 1.53$), waardoor de benodigde steensortering 1-3 ton is. Een horizontale afsluiting resulteert eveneens in een maximale waarde van $\Delta D_N = 1.50$ m.

Om uitvoeringstechnische redenen is in het Saemankeum project gekozen voor een gecombineerde afsluiting, waarbij eerst drempels in de sluitgaten zijn aangelegd en vervolgens de sluitgaten horizontaal zijn gesloten. Het drempelniveau bij aanvang van de horizontale afsluiting is respectievelijk MSL-6, MSL-8 en MSL-5.5 m.

Tevens is ervoor gekozen het meest noordelijke gat (sluitgat 3) te sluiten alvorens de sluitgaten 1 en 2 te dichtten. Op basis van de te halen productie is een tijdschema voor deze sluitingsfase opgesteld, figuur 7.2. De tijdstippen T1 etcetera betreffen de opeenvolgende springtij situaties.

sluit- fase	week	gat 1 drempel -6m	gat 2 drempel -8m	gat 3 drempel -5.5m
		Bs=1300m	Bs=1300m	Bs=1500m
T1	(1)	_____	_____	_____.
T2	(3)	_____	_____	_____.....
T3	(5)	_____.	_____	_____.....
T4	(7)	_____.....	_____.	_____.....
T5	(9)	_____.....	_____.....	_____.....
T6	(11)	_____.....	_____.....	_____.....
T7	(13)	_____.....	_____.....	_____.....

Figuur 7.2 Planning

7.4 Ontwerp sluitgat 3

Dit meest noordelijke gelegen sluitgat wordt afgesloten vóór de sluitgaten 1 en 2. Het drempelniveau bij aanvang van de horizontale afsluiting ligt op MSL-5.5 m. Uit tabel 7.1 blijkt dat circa 80 km² (20% van het totale kombergingsgebied) tot dit sluitgat behoort. Uit figuur 2.16 en 4.14 is het verloop van de maximale snelheid en de benodigde ΔD_N gedurende de afsluiting te bepalen.

sluitfase	Bs [m]	B/Bs [10 ⁵ m]	U0 [m/s]	ΔD_N [m]	ΔD_N ¹⁾ [m]
T0 ²⁾	1500	0.5	3	0.75	---
T1	1400	0.6	5	0.90	0.90
T2	800	1.0	6.25	1.35	1.60
T3	200	4.0	7.5	2.1	1.90

¹⁾ waarde voor ΔD_N volgend uit het NEDECO-ontwerp

²⁾ situatie zonder drempel

Tabel 7.2 Ontwerp sluitgat 3

Uit de tabel 7.2 blijkt dat de resultaten goed overeenkomen met de berekende waarden in het NEDECO-ontwerp. Door voorbij te gaan aan de veranderende debietsverdeling tussen sluitgat 3 en de sluitgaten 1 en 2 gedurende de afsluiting vormen de waarden voor T2 en T3 een bovengrens.

7.5 Ontwerp sluitgaten 1 en 2

De sluitgaten 1 en 2 worden simultaan gesloten. Gezien het relatief kleine verschil in drempelhoogte is het gerechtvaardigd de beide sluitgaten tezamen te nemen. Daar sluitgat 3 gesloten is vanaf T3, dient nu het totale kombergingsgebied in beschouwing te worden genomen. Op basis van de figuren 2.16, 4.14 en 7.2 worden de volgende resultaten gevonden:

sluitfase	Bs (1 + 2)	B/Bs [10 ⁵ m]	sluitgat 1 (drempel op MSL-6 m)			sluitgat 2 (drempel op MSL-8 m)		
			U0 [m/s]	ΔD_n [m]	ΔD_n [m]	U0 [m/s]	ΔD_N [m]	ΔD_N [m]
T0	2600	1.2	3.5	<0.5		<3	<0.5	
T1	2600	1.2	6.25	1.3		6.0	0.75	
T3	2600	1.5	6.75	1.6	1.5	6.5	1.35	0.90
T4	1700	2.3	7.25	1.8	1.8	7.25	2.0	1.60
T5	800	5.0	7.25	1.9	1.9	7.75	2.2	2.4
T6	200	20.0				7.75	2.2	2.7

Tabel 7.3 Ontwerp sluitgat 1 en 2

Uit de tabel blijkt dat de waarde goed overeenstemmen met de waarden uit het NEDECO-ontwerp. Enkel in de eindfase van sluitgat 2 worden verschillen gevonden van 10 à 20%

7.6 Ontwerp bodemverdediging sluitgat 1

Stabiliteit

Ter illustratie wordt aangegeven hoe voor sluitgat 1 de benodigde ΔD_N voor de bodembescherming aan de zeezijde van sluitgat 1 bepaald kan worden. Voor sluitgat 1 geldt een drempelniveau van -6.0 m en een bodemniveau van -13.6 m. Aannemende dat de maximale aanval gedurende eb optreedt geldt $(d+h_3) = 13.6 - \text{amplitude} = 10$ m. Op basis van vergelijking (6.5) en figuur 6.3 kan de benodigde ΔD_N voor de verschillende sluitingsfase bepaald worden. De resultaten zijn gegeven in tabel 7.4

sluitfase	U0 [m/s]	ΔD_N [m]	Wn50 [kg]
T1	6.25	0.72	260
T3	6.75	0.86	450
T4	7.25	1.10	950
T5	7.25	1.10	950

Tabel 7.4 Bodembescherming zeezijde sluitgat 1

De maximale waarde voor ΔD_N van 1.10 meter komt goed overeen met de in het NEDECO-ontwerp gehanteerde waarde.

Lengte bodembescherming

Gezien het relatief fijne zand ($D_{60} = 90 \mu\text{m}$) en de lange sluitingsduur is aangenomen, dat de ontgrondingskuil aan de zeezijde van de afsluitingsconstructie voortschrijdt tot de rotsbodem, die op MSL-36.0 meter aanwezig is. Derhalve geldt een maximale kuildiepte van 22.40 meter. Uitgaande van zettingsvloeiingsgevoelig zand wordt met behulp van vergelijking (6.6) een benodigde lengte van de bodembescherming gevonden van :

$$L_{bb} = L_{in} = 0.5 * 22.40 * (20-4) = 180 \text{ meter.}$$

Het volledige ontwerp van de bodembescherming wordt sterk bepaald door lokale geometrische en uitvoeringstechnische factoren en valt buiten het kader van deze case.

8 Literatuurlijst

- [1] Huis in't Veld, J.C. et al, The closure of tidal basins, Delft University Press, 1987.
- [2] Klatter, H.E. et al, Storm Surge Barrier Eastern Scheldt, Evaluation of watermovement studies for design and construction of the Barrier, Delft Hydraulics Z88, july 1989.
- [3] Konter, J.L.M. and Klatter, H.E., Hydraulic aspects of the construction of the Eastern Scheldt Storm Surge Barrier, 20th Coastal Engineering Conference Delft, july 1990.
- [4] Zandsluitingen, State of the art, Rijkswaterstaat, 1988.
- [5] Akkerman, G.J. and Konter, J.L.M., Hydraulic design criteria for rockfill closure of tidal gaps - Evaluation report M1741, Delft Hydraulics, july 1985.
- [6] Waterloopkundig Laboratorium, Verslag modelonderzoek M 1834.
- [7] Waterloopkundig Laboratorium, Stabiliteitsonderzoek M 711, 1963.
- [8] Grondmechanica Delft, Silvis, F., Oriënterende studie naar grondmechanische aspecten bij ontgrondingskuilen, 1987.
- [9] Waterloopkundig Laboratorium, Stormvloedkering Oosterschelde, Een overzicht van methodieken voor voorspelling en bewaking van ontgroningen langs de rand bodembescherming, januari 1988, Q635.
- [10] Konter, J.L.M. and Jorissen, R.E., Prediction of Time Development of Local Scour, New Orleans, ASCE Symposium on Hydraulic Engineering and Sediment Transport Modelling, 1989.
- [11] Waterloopkundig Laboratorium, Stormvloedkering Oosterschelde, Bouwfase stabiliteit breukstenen dammen, onderzoeksrapport M2028, 1985.