

HANDBOEK DEBIETMETEN IN OPEN WATERLOPEN



ISBN 90.74476.13.9

94-13

Publikaties en het publikatieoverzicht
van de Stowa kunt u uitsluitend
bestellen bij:

Hageman ~~Verpakkers BV~~ Fulfilment
Postbus 281 1110
2700 AC Zoetermeer 3330CC Zwijndrecht
tel. 079-611188 070-6293332
fax 079-613927 070-6104207
o.v.v. ISBN- of bestelnummer en
een duidelijk afleveradres.

INHOUDSOPGAVE

	blz.
TEN GELEIDE	
1 INLEIDING	1
2 OVERZICHT VAN DE VERSCHILLENDE DEBIETMEETMETHODEN	3
3 HET OPNEMEN EN VASTLEGGEN VAN WATERSTANDEN TEN BEHOEVE VAN DEBIETMETING	5
3.1 Inleiding	5
3.2 De sensor	7
3.2.1 Inleiding	7
3.2.2 Peilschalen	7
3.2.3 Vlottersystemen	8
3.2.4 Drukopnemers	11
3.2.5 Capacitieve elektroden	12
3.2.6 Ultrasonore opnemers	13
3.2.7 Nauwkeurigheid	14
3.3 Vastlegging	14
3.3.1 Inleiding	14
3.3.2 Analoge mechanische recorders	15
3.3.3 Digitale mechanische recorders	15
3.3.4 Elektronische recorders	17
4 INCIDENTELE DEBIETMEETMETHODEN	19
4.1 Inleiding	19
4.2 Standaard velocity-area methode	19
4.2.1 Inleiding	19
4.2.2 Oppervlakte van het dwarsprofiel	20
4.2.3 Snelheidsverdeling in het dwarsprofiel	20
4.2.4 Gemiddelde snelheid in een verticaal	22
4.2.5 Totale afvoer in het dwarsprofiel	23
4.2.6 Stroomsnelheidsmeters	25
4.2.7 Positionering van de stroomsnelheidsmeter	28
4.2.8 Keuze van de locatie van de meetraai	30
4.3 Aangepaste velocity-area methoden	31
4.3.1 Inleiding	31
4.3.2 Moving boat methode	31
4.3.3 Deflectie methode	31
4.3.4 Drijvermetingen	32
4.4 Verhangmethode	34

4.5	Verdunningsmethode	37
4.5.1	Inleiding	37
4.5.2	Continue toevoeging	37
4.5.3	Vereenvoudigde continue toevoeging	39
4.5.4	Keuze van tracer en meettraject	39
4.6	Nauwkeurigheid van de afvoerbepaling	40
4.6.1	Inleiding	40
4.6.2	Standaard velocity-area methode	41
4.6.3	Aangepaste velocity-area methoden	42
4.6.4	Verhangmethode	42
4.6.5	Verdunningsmethode	43
4.6.6	Samenvatting	43
5	CONTINUE DEBIETMEETMETHODEN	45
5.1	Inleiding	45
5.2	Stage-discharge methode	45
5.2.1	Inleiding	45
5.2.2	Bepaling van éénduidige afvoerrelaties	47
5.2.3	Extrapolatie van afvoerrelaties	49
5.2.4	Niet-éénduidige afvoerrelaties	50
5.3	Akoestische debietmeetmethode	51
5.3.1	Inleiding	51
5.3.2	Bepaling van de stroomsnelheid	52
5.3.3	Bepaling van het debiet	53
5.3.4	Keuze van de meetsectie	53
5.3.5	Meetopstelling en onderhoud	54
5.4	Gemalen	55
5.4.1	Inleiding	55
5.4.2	Vijzels	56
5.4.3	Pompen	58
5.5	Gestandaardiseerde meetstuwen	62
5.5.1	Inleiding	62
5.5.2	Functies van stuwen	64
5.5.3	Classificatie van meetstuwen	65
5.5.4	Ongestuwde en gestuwde afvoer	67
5.5.5	De Hobrad overlaat	69
5.5.6	De V-vormige lange overlaat	70
5.5.7	De horizontale (Rehbock-overlaat) en de V-vormige scherpe overlaat (Thomson-overlaat)	72
5.5.8	Meetgoten	74
5.5.9	Nulpuntsbepaling	77

5.6	Niet-gestandaardiseerde meetstuwen	78
5.6.1	Inleiding	78
5.6.2	Klepstuwen	78
5.6.3	Betondrempels met vellingkant	85
5.6.4	De Rossum-stuw	88
5.6.5	Khafagi venturi's	92
5.6.6	Verticale schuiven met onderstort	95
5.6.7	Duikers	102
5.6.8	Afsluiters	105
5.7	Nauwkeurigheid van de afvoerbepaling	108
5.7.1	Inleiding	108
5.7.2	Stage-discharge methode	109
5.7.3	Akoestische debietmeetmethode	109
5.7.4	Gemalen	111
5.7.5	Gestandaardiseerde meetstuwen	112
5.7.6	Niet-gestandaardiseerde meetstuwen	113
5.7.7	Samenvatting	113
6	SELECTIECRITERIA OM TE KOMEN TOT DE MEEST GESCHIKTE DEBIETMEETMETHODE	115
6.1	Inleiding	115
6.2	Beschrijving van de selectiecriteria	116
6.2.1	Inleiding	116
6.2.2	Keuze van de debietmeetmethode	117
6.2.3	Keuze van het meest geschikte type meetstuw	123
6.2.4	Het kosten-aspect bij de continue debietmeetmethoden	126
6.3	Problematiek met betrekking tot vispassages	127
6.4	Enkele algemene aanbevelingen en slotconclusies bij het inrichten en het beheer van debietmeetstations	129
	LITERATUUR	131
	LIJST VAN GEBRUIKTE SYMBOLEN	135
	WOORDENLIJST	139
	BIJLAGEN	
I	Berekening van het vlottersysteem	145
II	Voorbeelden bij de standaard velocity-area methode	147
III	Weerstandscoefficienten voor open waterlopen	150
IV	Praktische uitvoering van de vereenvoudigde verdunningsmethode met continue toevoeging	153
V	Voorbeeld van de bepaling van een afvoerrelatie voor de stage-discharge methode	154

TEN GELEIDE

De verplichtingen, op grond van de Wet op de Waterhuishouding en de provinciale waterhuishoudingsplannen en -verordeningen, de inrichting van hydrologische meetnetten en de ontwikkelingen in techniek en instrumenten benadrukken de noodzaak voor het waterbeheer om te kunnen beschikken over goed gerubriceerde en inzichtelijke informatie over het meten en registreren van debieten in open waterlopen.

Door het bestuur van de STOWA werd voor het opstellen van een dergelijk "Handboek debietmeten in open waterlopen" ten behoeve van het waterkwantiteitsbeheer opdracht verleend aan de Landbouwuniversiteit Wageningen, vakgroep Waterhuishouding (projectteam bestaande uit ing. W. Boiten, ing. A. Dommerholt en mw. ir. M. Soet).

Het thans voorliggende handboek geeft aanwijzingen voor het opnemen en vastleggen van waterstanden ten behoeve van de debietbepaling. Alle gangbare incidentele en continue debietmeetmethoden, met hun nauwkeurigheden, worden behandeld. Speciale aandacht wordt gegeven aan criteria waarmee voor specifieke situaties de meest geschikte debietmeetmethode kan worden gekozen.

Met het opstellen van het "Handboek debietmeten in open waterlopen", wordt beoogd de kennis en ervaring op het gebied van debietmeten in open water toegankelijk te maken voor de regionale waterbeheerder, alsmede het zoveel mogelijk uniformeren van meettechnieken voor het adequaat functioneren van hydrologische meetnetten en het dagelijks operationeel waterbeheer.

De werkzaamheden werden namens de STOWA begeleid door een commissie bestaande uit: ir. Z.C. Vonk (voorzitter), ir. C.J.H. Griffioen, ing. M. Hallema, ing. A. Mak, ir. H. Siebering, ir. P.C. Stamperius en ir. L.R. Wentholt.

De STOWA is ir. G.J.J. van der Knaap (LUW), ing. D. Matze (Grontmij N.V.) en ir. J. Teijema (WL) erkentelijk voor hun technisch-inhoudelijke inbreng in het handboek.

Ir. J.R. ten Kate (Ws. Lits en Lauwers/De Wâlden), ir. H.J. Koskamp, ing. H. Top en dhr. G. Velten (allen Ws. Regge en Dinkel), ing. C.H. van Soest (Ws. De Dommel) en ing. R.E. van der Zwan (Hhr. Rijnland) werkten mee aan het beoordelen van het handboek. De STOWA is hen daarvoor dank verschuldigd.

Utrecht, november 1994

De directeur van de STOWA

drs. J.F. Noorthoorn van der Kruijff

1 INLEIDING

Van al het zoete water op aarde bevindt zich slechts een gering gedeelte in de open waterlopen: de beken, rivieren en kanalen die het oppervlaktewater transporteren. Niettemin is de aandacht van de waterbeheerder sterk gericht op de waterbeweging in de open waterlopen. Redenen hiervoor zijn enerzijds de veelheid aan belangen, waaronder met name het peilbeheer van oppervlaktewater en grondwater en anderzijds de sterke variaties in waterstanden en debieten, waardoor op sommige plaatsen inundaties kunnen optreden en zich op andere plaatsen langdurige perioden van droogte voor kunnen doen. Daarnaast speelt het transport van stoffen een belangrijke rol ten aanzien van de kwaliteit van het oppervlaktewater.

Reeds van oudsher worden op belangrijke plaatsen in stroomgebieden en polders hydrologische grootheden als waterstanden en debieten gemeten. Kennis over debieten is van essentieel belang voor het beheer van watersystemen. Sinds het eind van de tachtiger jaren is er een toenemende aandacht in Nederland om dit soort metingen op te nemen in een zogenaamd hydrologisch meetnet voor een bepaald gebied: een samenhangend net van meetstations waarin waterstanden, debieten, neerslag, grondwaterstanden en waterkwaliteitsparameters worden gemeten. Zo'n integraal hydrologisch meetnet levert dan de benodigde informatie ten behoeve van het beheer, ter nakoming van wettelijke verplichtingen die voortvloeien uit de Wet op de Waterhuishouding, ten behoeve van hydrologisch onderzoek en voor het ontwikkelen van beleid.

In Nederland bestaat intussen redelijk veel ervaring met het meten van hydrologische grootheden bij de Rijksoverheid, de provinciale diensten voor waterbeheer en milieu, en een aantal regionale waterbeheerders. Bij het meten van de hydrologische grootheden is zonder enige twijfel het meten van de debieten het meest gecompliceerd: de vele verschillende methoden én instrumenten maken de keuze voor de meest geëigende debietmeetmethode verre van eenvoudig. Ook bestaat er weinig uniformiteit in de toepassing van deze methoden onder de waterbeheerders.

Dit "Handboek debietmeten in open waterlopen" beoogt uit de verspreid beschikbare kennis en ervaring op het gebied van debietmetingen in open waterlopen, de voor de Nederlandse situatie relevante technieken te bundelen en daardoor beter toegankelijk te maken voor alle betrokken waterbeheerders, alsmede het zoveel mogelijk uniformeren van deze meettechnieken. Het achterliggende doel is het efficiënt functioneren van debietmeetstations: het inwinnen van betrouwbare informatie over debieten ten behoeve van het dagelijkse operationele waterbeheer.

Hoofdlijn in het handboek is het onderscheid dat wordt gemaakt tussen incidentele en continue debietmeetmethoden. Bij de incidentele methoden gaat het om informatie over debieten die met een zeer lage frequentie wordt ingewonnen: éénmalig of slechts nu en dan. Hiertoe behoren de velocity-area methode, de verhangmethode en de verdunningsmethode. Bij de continue methoden gaat het om continue informatie over debieten. Hiertoe behoren de stage-discharge methode, de akoestische methode, de debietbepaling met gemalen en het gebruik van meetstuwten.

In het "Handboek debietmeten in open waterlopen" zijn alle - voor het waterbeheer in Nederland relevante - debietmeetmethoden opgenomen, en is de beschrijving ervan sterk gericht op hun praktische toepasbaarheid. Uitgebreidere informatie is in veel gevallen te vinden in de literatuur, zoals deze is opgenomen in de literatuurlijst. In de tekst wordt naar de van toepassing zijnde literatuur verwezen door middel van een nummering tussen rechte haakjes ([..]). Tevens behandelt het handboek de selectiecriteria om te komen tot de meest geschikte debietmeetmethode.

De samenstellers hopen dat dit handboek zijn weg zal vinden naar de medewerkers van waterbeherende instanties. Ook staan zij gaarne open voor opmerkingen over of aanmerkingen op de inhoud van het handboek.

2 OVERZICHT VAN DE VERSCHILLENDE DEBIETMEET-METHODEN

Het meten van waterstanden en debieten in open waterlopen neemt in het bredere kader van metingen in een hydrologisch meetnet een belangrijke plaats in. In vrij afstromende gebieden levert de kennis van debieten minstens zoveel informatie voor het waterbeheer als de kennis van waterstanden. In alle beheersgebieden - de vrij afstromende zowel als de polders - is de kennis van debieten onmisbaar voor de waterbalans én de stoffenbalans.

Het meten van waterstanden levert primair informatie voor het peilbeheer. Daarnaast worden bij het meten van hydrologische parameters metingen van debieten altijd gekoppeld aan metingen van waterstanden. In vrij afstromende gebieden ligt deze koppeling het meest voor de hand vanwege de min of meer vaste relatie tussen beide grootheden. Maar ook in de poldergebieden worden debieten en waterstanden steeds meer simultaan gemeten.

Vanwege het belang van betrouwbare waterstandsmetingen wordt in dit handboek - voorafgaand aan de behandeling van de debietmeetmethoden - eerst een hoofdstuk gewijd aan het meten van waterstanden.

De opbouw van dit handboek is als volgt:

- het opnemen en vastleggen van waterstanden ten behoeve van debietmeting (hoofdstuk 3);
- incidentele debietmeetmethoden (hoofdstuk 4);
- continue debietmeetmethoden (hoofdstuk 5);
- selectiecriteria om te komen tot de meest geschikte debietmeetmethode (hoofdstuk 6).

Gezien de uiteenlopende omstandigheden waaronder debieten moeten kunnen worden gemeten, zijn er in de loop der tijd verschillende meetmethoden ontwikkeld en beproefd. In de Nederlandse situatie worden drie incidentele debietmeetmethoden en vier continue debietmeetmethoden toegepast. Waar in dit handboek bij de beschrijving van een methode over instrumentatie wordt gesproken, is slechts de meest voorkomende apparatuur vermeld en is geen poging gedaan een overzicht te geven van alle apparatuur, die door diverse fabrikanten op de markt wordt gebracht.

Wanneer een bepaalde methode in meerdere landen over de gehele wereld gangbaar is, bestaat de mogelijkheid deze methode vast te leggen in een internationale standaard. Eén van de internationale organisaties die zich bezig houden met standaardisatie is de "International Organization for Standardization" (ISO), waarvan het hoofdkantoor in Genève is gevestigd. De ISO kent tal van "Technical Committees" (TC's). Het technisch comité ISO/TC 113 "Liquid flow measurement in open channels" houdt zich bezig met de standaardisering van methoden en opstellingen voor het meten van afvoeren en sedimenttransport in open waterlopen. Bij de bespreking van de verschillende debietmeetmethoden zal, indien van toepassing, steeds naar de bestaande ISO-standaards worden verwezen.

De volgende **incidentele** debietmeetmethoden zijn in omloop:

- **de velocity-area methode.** Het dwarsprofiel wordt nauwkeurig gepeild ter bepaling van de oppervlakte ervan en verdeeld in een aantal vakken. In elk der vakken wordt de gemiddelde stroomsnelheid bepaald door op een aantal plaatsen de stroomsnelheid te meten. Dit gebeurt meestal met een roterende stroomsnelheidsmeter, soms ook met een elektromagnetische sensor en in bijzondere gevallen met drijvers. De afvoer wordt bepaald door het produkt van stroomsnelheid en oppervlakte van alle vakken te sommeren.
- **de verhangmethode.** Door het meten van het energieverhang en de oppervlakte van het dwarsprofiel, het bepalen van de hydraulische straal en het schatten van een ruwheidsfactor, kan het debiet worden berekend met de weerstandsformule van Manning of Chézy.
- **de verdunningsmethode.** Een hoog geconcentreerde (zout)oplossing wordt gedurende korte tijd in het stromende water geïnjecteerd. Op enige afstand benedenstrooms waar de menging volledig is ontwikkeld, wordt de concentratie gemeten. Het debiet wordt afgeleid uit de mate waarin de geconcentreerde oplossing is verdund door het stromende water.

De volgende **continue** debietmeetmethoden worden behandeld:

- **de stage-discharge methode.** In vrij afstromende waterlopen bestaat een min of meer eenduidige relatie tussen waterstand en debiet, die meestal is opgesteld met behulp van de velocity-area methode. Door de waterstand continu te meten, kan daaruit het debiet worden herleid.
- **de akoestische debietmeetmethode.** De debieten worden berekend uit metingen van de stroomsnelheid en de waterstand. De oppervlakte van het dwarsprofiel is een functie van de waterstand. De stroomsnelheid wordt berekend uit het verschil in looptijd van een geluidsgolf die onder water diagonaal op de stroomrichting in stroomopwaartse richting wordt uitgezonden, en langs dezelfde weg in stroomafwaartse richting wordt teruggezonden.
- **gemalen.** Bij vijzels en pompen, waarvan de gemaal-karakteristiek bekend is, kan de uitgeslagen hoeveelheid water worden bepaald uit het gemeten niveauverschil over het gemaal en de registratie van de bedrijfstijden.
- **meetstuwen.** Bij meetstuwen is er in de meeste gevallen een vaste relatie tussen de bovenwaterstand en het debiet. Uit het continu meten van de waterstand volgt derhalve continue informatie over het debiet. Meetstuwen worden in dit handboek onderscheiden in gestandaardiseerde en niet-gestandaardiseerde meetstuwen.

Voor gestandaardiseerde meetstuwen is de geometrie en de afvoerrelatie vastgelegd in een ISO-standaard. Behandeld worden: de Hobrad overlaat, de V-vormige lange overlaat, de horizontale en V-vormige scherpe overlaat en de meetgoten.

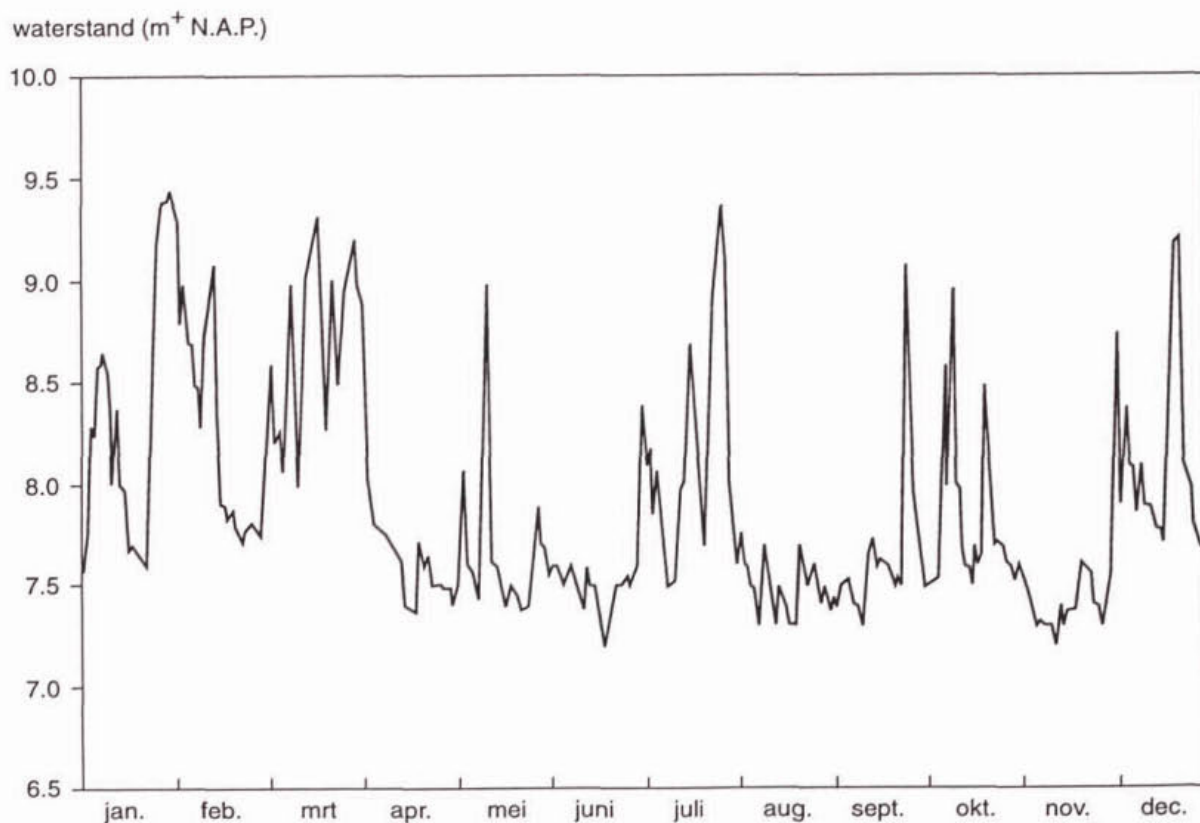
Bij niet-gestandaardiseerde stuwen bestaat er eveneens informatie over de vormgeving en de afvoerrelatie die echter niet algemeen erkend is in een ISO-standaard. Behandeld worden: klepstuwen, betondrempels met vellingkant, de Rossum stuw, Khafagi venturi's, verticale schuiven met onderstort, duikers en afsluiters.

3 HET OPNEMEN EN VASTLEGGEN VAN WATERSTANDEN TEN BEHOEVE VAN DEBIETMETING

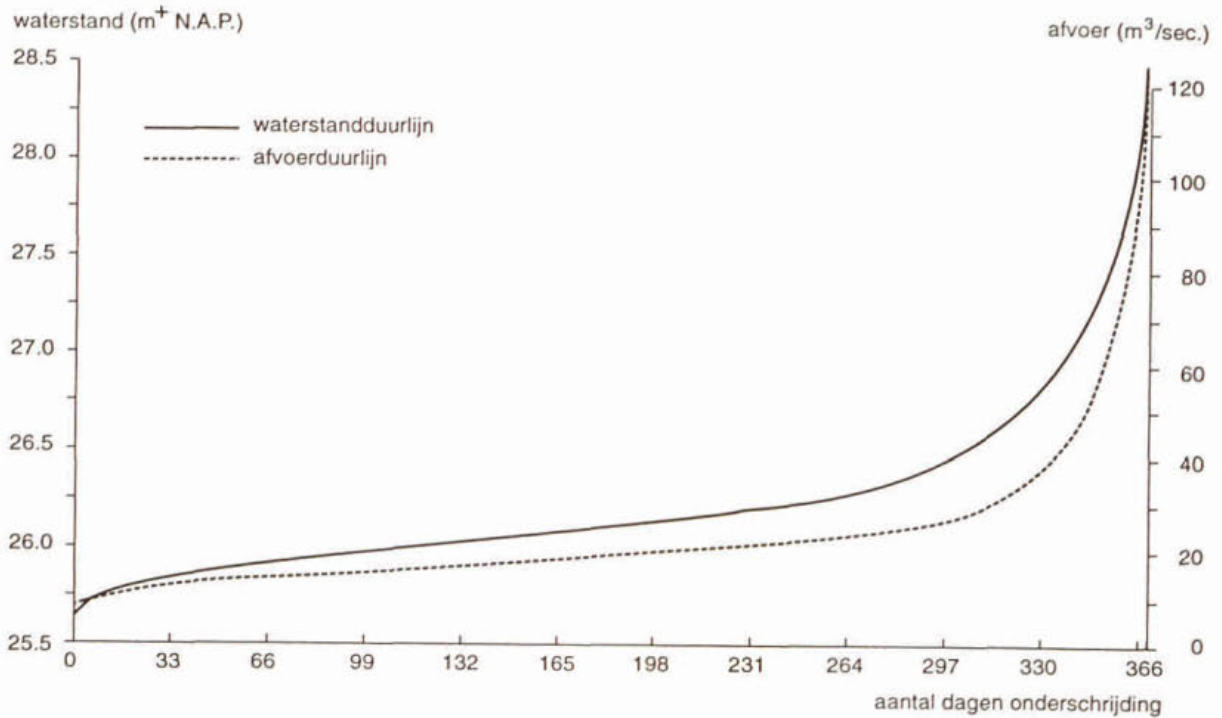
3.1 Inleiding

De afvoer van een waterloop op een bepaald tijdstip is altijd gekoppeld aan de waterstand(en) op dat moment. Het meten en vastleggen van waterstanden vormt dan ook een onmisbaar onderdeel van een afvoermeting. Waterstanden worden verkregen met niveau-meters (sensoren), waarvan de meetgegevens worden verzameld door visuele waarneming ter plaatse of worden vastgelegd met behulp van een recorder. De gegevens kunnen voor verschillende doeleinden worden gebruikt [1]:

- door de waterstanden uit te zetten tegen de tijd wordt de *waterstandhydrograaf* voor een bepaald meetstation verkregen (figuur 1). De hydrografen van een aantal opeenvolgende jaren kunnen worden gebruikt om *waterstandduurlijnen* te bepalen. Deze geven de waarschijnlijkheid van het voorkomen van een bepaalde waterstand aan (figuur 2);
- het verband tussen metingen van waterstand en afvoer geeft de *afvoerrelatie* voor een meetstation. Gecombineerd met een waterstandduurlijn kan een *afvoerduurlijn* worden bepaald, die de waarschijnlijkheid van het optreden van een bepaald debiet aangeeft (figuur 2);

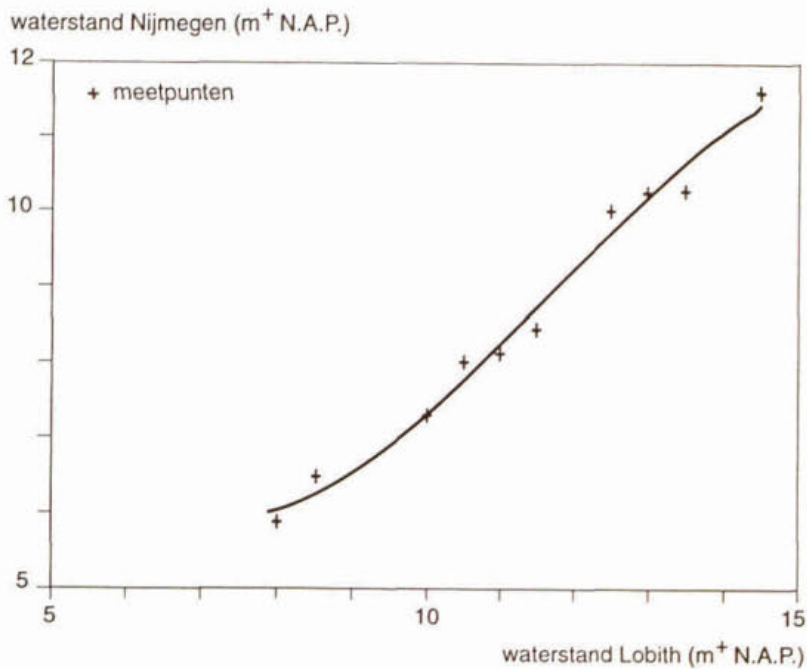


Figuur 1 Waterstandhydrograaf meetstation Sint Oedenrode in de Beneden Dommel



Figuur 2 Waterstandduurlijn en afvoerduurlijn van meetstation De Drie Bogen in de Roer te Vlodrop (gemiddelde over 15 respectievelijk 22 jaren)

- uit de waterstandmetingen van een aantal meetstations op verschillende locaties langs een waterloop en waargenomen onder stationaire omstandigheden bij verschillende waterstanden, kunnen *betrekkingslijnen* voor die stations worden bepaald (figuur 3).



Figuur 3 Betrekkingslijn tussen de stations Lobith en Nijmegen in de Waal

De waterstand op een bepaalde plaats in een rivier is de hoogte van de waterspiegel ten opzichte van een referentievlak. Dit kan een standaard referentievlak zijn, bijvoorbeeld Normaal Amsterdams Peil (N.A.P.), maar ook een arbitrair gekozen referentievlak. Een gekozen referentievlak is soms praktisch, doordat de meetwaarden voor de waterstanden dan relatief laag en positief kunnen zijn. Zo'n referentievlak moet altijd lager liggen dan de laagst voorkomende waterstand, teneinde negatieve meetwaarden te voorkomen. Bij meetstuwen wordt dit zogenaamde nulniveau gelijk met de kruin van de stuw gekozen (het laagste punt daarvan). Als een meetstation wordt ingericht moet een permanent referentieniveau worden aangehouden op deze plaats. Daarvoor zijn bij elk meetstation één of twee hoogtemerken (referentiepunten) vereist, dat wil zeggen permanente punten met een bekende hoogte die onafhankelijk zijn van de meetconstructie. Het referentievlak van een meetstation moet periodiek worden gecontroleerd aan de hand van deze permanente referentiepunten [1].

Als een gekozen referentievlak wordt gebruikt, is het aan te raden de hoogte van dit vlak te koppelen aan het N.A.P., zodat het gekozen vlak opnieuw kan worden ingemeten bij een eventuele beschadiging van de permanente referentiepunten. Bij Rijkswaterstaat Meetkundige Dienst te Delft zijn de coördinaten en hoogten van het primaire en secundaire net van waterpassingen op te vragen. Soms zijn hier door provinciale diensten nog zogenaamde tertiaire netten aan toegevoegd.

3.2 De sensor

3.2.1 Inleiding

De meeste waterstandmeetstations zijn uitgerust met een sensor of niveaumeter en een recorder. In veel gevallen is de waterstandsmeter geplaatst in een peilbuis ("*stilling well*"), waardoor korte golven worden uitgedempt.

De meest toegepaste typen niveaumeters of sensoren zijn:

- peilschalen;
- vlotterssystemen;
- drukopnemers;
- capacitieve elektroden;
- ultrasonore opnemers.

3.2.2 Peilschalen

De meest eenvoudige apparatuur voor het meten van waterstanden is een peilschaal. Een peilschaal verschaft de gebruiker globale en directe informatie over de waterstand. Het verdient daarom aanbeveling om bij een debietmeetstation waar op een andere wijze gegevens worden ingewonnen, voor een snelle controle ook altijd één of meerdere peilschalen te plaatsen. De meeste peilschalen bestaan uit een rechthoekige strook van kunststof of geëmailleerd staal, waarop een centimeterverdeling is aangebracht. Bij het aflezen kunnen de millimeters worden geschat [2].

Peilschalen moeten verticaal worden bevestigd aan een vaste constructie, zoals een pijler, een brug of een muur. Teneinde onnauwkeurigheden in de aflezing ten gevolge van golven

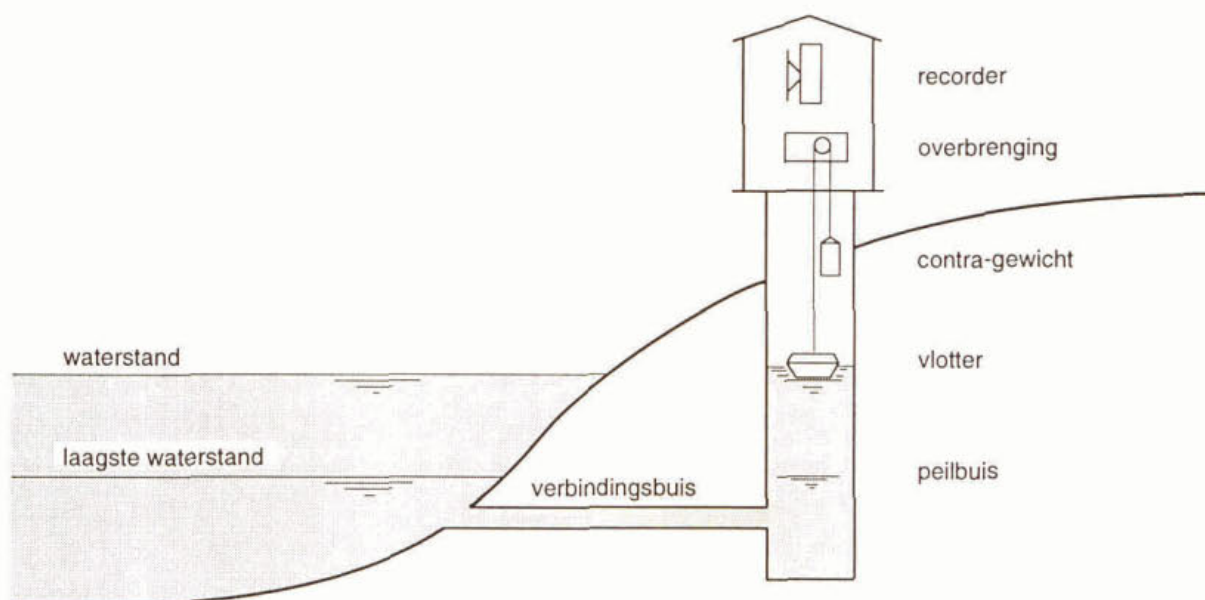
te voorkomen, kan de peilschaal in een geperforeerde doorzichtige buis worden geplaatst. Wanneer een peilschaal tegen een houten constructie wordt bevestigd, kan deze na een vorstperiode zijn verschoven (meestal naar boven) door opvriezen. De peilschaal moet dan opnieuw worden ingemeten en, indien nodig, op de juiste hoogte worden geplaatst.

Als het bereik van optredende waterstanden groter is dan de capaciteit van één enkele peilschaal, kunnen in een dwarsdoorsnede loodrecht op de stroomrichting meerdere peilschalen worden geïnstalleerd die elkaar gedeeltelijk overlappen [1].

3.2.3 Vlottersystemen

Bij vlottersystemen wordt de waterstand niet direct in de waterloop gemeten maar in een peilbuis. De peilbuis is geperforeerd of staat, bij plaatsing in het talud, in verbinding met de waterloop via een verbindingsbuis met een kleinere diameter (figuur 4). Het meten in een peilbuis heeft de volgende voordelen [2]:

- de buis biedt bescherming aan de apparatuur (als de buis in het talud is geplaatst ook tegen vorst);
- in een correct gedimensioneerde en correct opgestelde peilbuis worden waterstandsfluctuaties door bijvoorbeeld wind en scheepvaart (korte golven) vrijwel helemaal uitgedempt.



Figuur 4 Vlottersysteem

De vlotter als eigenlijke opnemer beweegt in de peilbuis op en neer ten gevolge van veranderingen in de waterstand. De kabel of tape waaraan de vlotter is bevestigd loopt over een vlotterwiel en wordt strak gehouden door een contragewicht. Het vlotterwiel en de wielas zorgen voor de transmissie van de vlotterbeweging naar een recorder. Voordat het vlotterwiel in beweging komt als gevolg van een waterstandsverandering moet een (kleine) weerstand op de wielas worden overwonnen. Deze weerstand veroorzaakt een

naijling van de vlotterbeweging ten opzichte van een stijging of daling van de waterstand. Dit veroorzaakt een geringe systematische fout: een stijgende waterstand wordt altijd te laag, een dalende waterstand altijd te hoog geregistreerd. Deze fout Δh kan worden berekend volgens [1]:

$$\Delta h = \frac{4F}{\rho g \pi D^2} \quad \text{met} \quad F = \frac{T_f}{r} \quad (1)$$

met: Δh : systematische registratiefout (m)
 F : wrijvingskracht (N)
 T_f : weerstandskoppel (Nm)
 r : straal van het vlotterwiel (m)
 ρ : soortelijke massa van water (kg/m^3)
 g : versnelling van de zwaartekracht ($= 9,81 \text{ m/s}^2$)
 π : 3,14... (-)
 D : vlotterdiameter (m)

De registratiefout Δh kan worden beperkt door de vlotterdiameter D of de straal van het vlotterwiel r voldoende groot te kiezen. De weerstand of het weerstandskoppel, nodig voor de berekening van Δh , moet door de fabrikant kunnen worden opgegeven. In de moderne elektronische recorders (paragraaf 3.3.4, blz. 17) is de waarde van dit weerstandskoppel zo laag geworden, dat zou kunnen worden volstaan met vlotters met een diameter van slechts enkele centimeters. Er zijn echter een aantal andere factoren die bij kleine diameters van meer invloed zijn dan bij grotere diameters (vervuiling van de vlotter, verandering van het weerstandskoppel in de tijd, andere gewichtsverdeling van de kabel/tape tussen vlotter en contragewicht vooral bij grote meetbereiken, onvoorziene onderdempeling contragewicht). Daarom wordt aangeraden de diameter van een vlotter niet kleiner te kiezen dan 8 cm. Zie voor rekenvoorbeeld bijlage I (blz. 145).

Functionele eisen die aan een vlottersysteem worden gesteld zijn [1]:

- de hoogte van de peilbuis en de kabellengte moeten zo worden ontworpen, dat het gehele bereik aan waterstanden royaal kan worden bemeten;
- de dimensies van de vlotter en het contragewicht en de kwaliteit van de onderdelen van het mechanische gedeelte moeten voldoende nauwkeurig en betrouwbaar zijn;
- het materiaal waarvan de vlotter is gemaakt moet duurzaam en corrosie-resistent zijn. Daarnaast moet aangroei (dus een geleidelijke toename van het gewicht) worden voorkomen. De toepassing van roestvast staal of kunststof wordt daarom afgeraden, een goed materiaal is bijvoorbeeld koper. De vlotter moet lekvrij zijn;
- de vlotter moet vrij van de wand op en neer kunnen bewegen en de tape of het vlotterlint mag niet gedraaid of geknikt zijn.

Teneinde aan deze functionele eisen te voldoen, moet er bij het ontwerp voor worden gezorgd, dat bij een stijging van de vlotter het dalende contragewicht de vlotter niet kan raken maar altijd boven het niveau van de vlotter blijft of deze vrij kan passeren. Ook moet het contragewicht niet gedeeltelijk onder water terecht komen bij een bepaalde

waterstand, omdat daardoor een fout optreedt in de meting van de waterstand. Deze systematische meetfout kan worden voorkomen door de peilbuis zo lang te maken, dat het contragewicht nooit het vlotterwiel (bij lage waterstand) of de vlotter (bij hoge waterstand) kan raken, óf door het contragewicht in een aparte waterdichte buis te hangen.

De diameter van de peilbuis moet zodanig zijn, dat de vlotter vrij op en neer kan bewegen. Dit betekent dat de afstand tussen de buiswand en de vlotter tenminste 0,075 m moet zijn. Bij een lange peilbuis zal, doordat een kleine afwijking van de verticale stand een grotere zijdelingse afwijking veroorzaakt dan bij een korte buis, de afstand tussen vlotter en buiswand groter moeten zijn. De buis moet verticaal staan op een zettingsvrije fundering. De lengte en hoogte van de buis volgen uit het te verwachten waterstandsbereik (zie ook bijlage I, blz. 145).

Eén van de functies van de peilbuis is het uitdempen van korte golven. De diameter van de verbindingbuis mag daarom niet te groot zijn, maar tegelijkertijd moet de weerstand in de verbindingbuis bij een verandering van de waterstand zo klein mogelijk zijn. Het hierdoor veroorzaakte verval veroorzaakt een tweede systematische fout: een stijgende waterstand wordt altijd te laag, een dalende waterstand te hoog geregistreerd. Een vuistregel voor de diameter van een verbindingbuis is, dat de diameter van de verbindingbuis minimaal 10 procent bedraagt van de diameter van de peilbuis [1]. Bij toepassing van een grote diameter, is het mogelijk dat deze verstopt raakt doordat deze toegankelijk wordt voor bepaalde diersoorten (kikkers, ratten). Een korf(je) kan dit voorkomen. De verbindingbuis moet bij voorkeur niet uitsteken uit het talud ("*flush*"), waarbij het talud over een zekere lengte stabiel moet zijn en vlak afgewerkt. Als de verbindingbuis wel uitsteekt uit het talud, moet dit haaks op de stroomrichting zijn. Bij hoge stroomsnelheden kunnen dan echter aanzienlijke verschillen tussen de in de vlotterbuis gemeten waterstand en de werkelijke waterstand in de waterloop optreden als gevolg van onderdruk (schoorsteeneffect). De in de peilbuis gemeten waterstand zal te laag zijn. De grootte van de afwijking van de werkelijke waterstand hangt af van de stroomsnelheid bij de uitmonding van de verbindingbuis, de horizontale afstand van de uitmonding tot het talud en de diameter van de verbindingbuis [3].

Wanneer de peilbuis in de waterloop wordt geplaatst, dient dit op een zodanige plaats te gebeuren, dat de waterstand ter plekke niet afwijkt van de werkelijke waterstand door de aanwezigheid van een of ander obstakel. De peilbuis kan alzijdig over een bepaalde hoogte worden geperforeerd, waarbij als vuistregel weer kan worden gehanteerd dat de totale oppervlakte van de perforatiegaten minimaal één procent dient te bedragen van de oppervlakte van de peilbuis, of met de onderzijde op enige afstand van de bodem worden opgesteld, waarbij de bodem open is.

Vooraf bij hoge stroomsnelheden is een peilbuis in de waterloop duidelijk een obstakel dat de stroming beïnvloedt. De invloed hiervan op de in de peilbuis gemeten waterstand is voor zover bekend, nog niet voldoende onderzocht. Dit is een reden om, indien mogelijk, de voorkeur te geven aan een peilbuis die in het talud is geplaatst met een niet uitstekende verbindingbuis naar de waterloop.

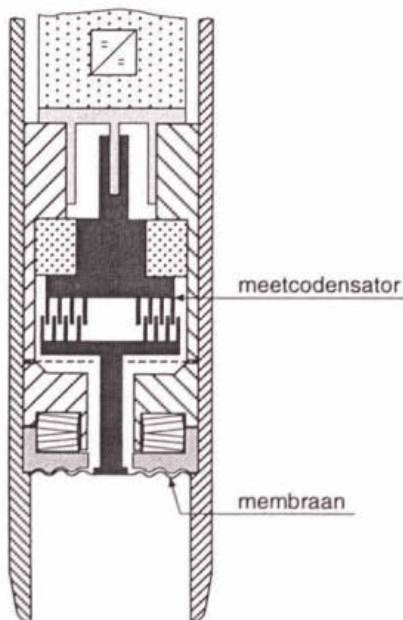
In die situaties waarbij veel sedimenttransport in de waterloop optreedt, dient men bedacht te zijn op het dichtslibben van de openingen naar de peilbuis. Een zo hoog mogelijke plaatsing hiervan, maar nog wel beneden de laagste te verwachten waterstand, is daarom raadzaam.

3.2.4 Drukopnemers

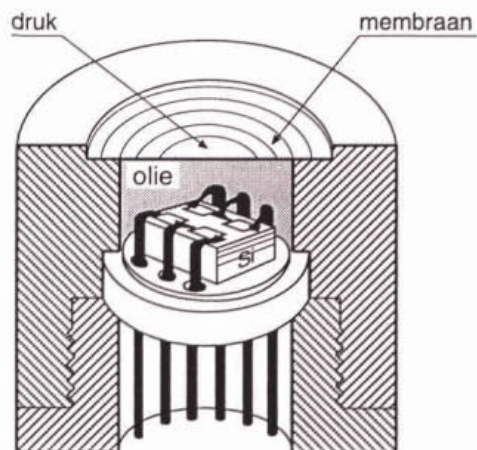
Bij drukopnemers wordt de waterstand, gemeten als de waterdruk, omgezet naar een elektrisch signaal. Over het algemeen wordt ernaar gestreefd dat de grootte van dit signaal recht evenredig is met de waterstand. Voor het omzetten van de druk kan gebruik worden gemaakt van een condensator (capacitieve sensor) of een piëzoresistief element.

Bij gebruik van een condensator als *meetwaarde-omvormer* is één plaat van de condensator vast in de behuizing gemonteerd. De tweede plaat is door middel van een staaf verbonden met een membraan. Als dit membraan wordt vervormd onder invloed van een drukverandering, beweegt ook de condensatorplaat, waardoor de capaciteit van de condensator verandert (figuur 5). Deze verandering van de capaciteit veroorzaakt, als op de condensator een constante wisselspanning staat, ook een verandering van de stroom door de condensator. De vorm van de condensator is zodanig, dat deze stroomverandering recht evenredig is met de verplaatsing van het membraan (en dus met de waterstand).

Bij piëzoresistieve elementen (figuur 6) wordt de waterdruk via een dun scheidingsmembraan overgebracht op een speciale olie. De olie brengt de druk over op een meetelement, dat meestal bestaat uit een silicium chip met daarin vier ingediffundeerde weerstanden. Onder invloed van de druk veranderen de weerstanden, die zijn geplaatst in een brugschakeling. Als over de brugschakeling een constante spanning wordt aangelegd, verandert de stroom door de brug wanneer de weerstanden veranderen. Deze verandering van de stroomsterkte is weer een maat voor de waterstandsverandering [2].



Figuur 5 Drukopnemer met condensator



Figuur 6 Drukopnemer met piëzoresistief element

Drukopnemers worden veelal geplaatst in een peilbuis die, indien mogelijk, het beste aan een kunstwerk direct in het water kan worden bevestigd. De onderkant van de buis kan open zijn, van boven wordt de buis afgesloten met een deksel. Deze afsluiting mag echter niet volledig zijn, zodat in de buis wel de atmosferische druk blijft gehandhaafd. Wanneer bevestiging aan een kunstwerk niet mogelijk is, kan de peilbuis in het talud worden geplaatst, waarbij net als bij een vlottersysteem de verbinding plaatsvindt via een verbindingsbuis. Voor de verbindingsbuis gelden dezelfde eisen als genoemd bij de vlottersystemen. De drukopnemer moet tenminste 10 cm beneden het laagste te verwachten peil worden aangebracht.

Drukopnemers bestaan altijd uit een mechanisch en een elektronisch gedeelte, waarbij het elektronische uitgangssignaal meestal recht evenredig is met de druk op het membraan. Een afwijking van deze recht evenredigheid veroorzaakt een meetfout. Enkele oorzaken waardoor zo'n afwijking kan worden veroorzaakt, zijn [2]:

- temperatuurveranderingen die de mechanische en elektronische componenten beïnvloeden. Bij extreem hoge of lage temperaturen werkt de opnemer niet goed. Meestal is de fout het grootst bij de grenzen van het toelaatbare temperatuurtraject;
- afwijkingen in de mechanische en elektronische componenten ten gevolge van het fabricageproces. De mate van afwijking van de rechtlijnigheid moet worden aangegeven als een percentage van het meetbereik;
- veranderingen in de loop van de tijd, zoals het verslappen van de mechanische componenten;
- verstopt raken van de ontluuchtingscapillair (atmosferische druk achter het membraan) bijvoorbeeld door vocht;
- blootstelling aan drukken hoger of lager dan het opgegeven meetbereik.

Voor het bereiken van een zo groot mogelijke nauwkeurigheid is het aan te raden, om het meetbereik van de drukopnemer zo goed mogelijk in overeenstemming met de te meten waterhoogten te kiezen. Controle van een drukopnemer kan geschieden, door bijvoorbeeld een referentieplaatje met een bekend niveau naast de drukopnemer te monteren, op grond waarvan de drukopnemer, indien nodig, kan worden bijgesteld.

3.2.5 Capacitieve elektroden

In principe is een capacitieve elektrode één plaat van een condensator, waarbij de omgeving de tweede plaat vormt. Op de condensator wordt een constante wisselspanning aangelegd. De stroom door de condensator is recht evenredig met de capaciteit, die afhankelijk is van de afstand tussen de platen, het materiaal tussen de platen (diëlektrische constante) en de oppervlakte van de platen.

Als de afstand en het materiaal tussen de platen niet veranderen, heeft alleen de oppervlakte van de elektrode die zich in het water bevindt invloed op de capaciteit en daarmee op de stroom door de condensator. De oppervlakte die in het water steekt en aldus de stroomsterkte bepaalt, is recht evenredig met de waterstand.

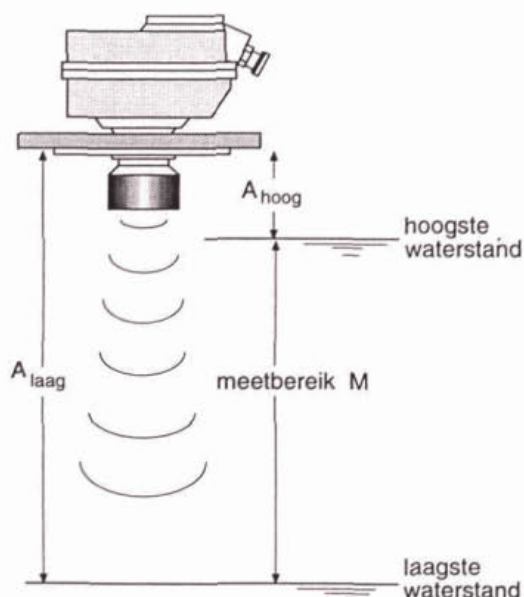
Capacitieve elektroden worden veelal toegepast in operationele regelsystemen als contactelektrode voor het signaleren van een over- of onderschrijding van een vooraf vastgesteld

peil [2]. Door de beperkte nauwkeurigheid zijn ze niet geschikt voor waterstandsmetingen ten behoeve van debietbepaling.

3.2.6 Ultrasonore opnemers

Ultrasonore opnemers worden gebruikt voor continue metingen van de waterstand in open waterlopen. De sensor, die wordt geplaatst boven het wateroppervlak (zonder contact te maken), zendt ultrasonore pulsen uit. Deze pulsen worden gereflecteerd door het wateroppervlak en opgevangen door de sensor. De looptijd, dat wil zeggen de tijd tussen het uitzenden en weer ontvangen van de gereflecteerde puls, wordt elektronisch gemeten. Deze looptijd wordt omgevormd tot een uitgangssignaal, dat recht evenredig is met de afstand tot het wateroppervlak, en dus ook met de waterstand. Door schuimvorming op het wateroppervlak en golven kunnen problemen optreden, die kunnen worden ondervangen door de opnemer in een peilbuis te plaatsen. Er zijn ook sensoren die onder de waterspiegel worden opgesteld. Het meetprincipe is hetzelfde, alleen is de voortplantingssnelheid van de puls in water aanzienlijk hoger dan van die in lucht [2].

Ultrasonore opnemers zijn gevoelig voor variaties in luchttemperatuur en vochtigheid en, voor de onder water opgestelde typen, voor variaties in temperatuur, druk, zoutgehalte en de aanwezigheid van luchtbellens. Deze factoren beïnvloeden de looptijd van de puls tussen de sensor en de waterspiegel. De sensoren zijn goed bruikbaar voor operationele regelsystemen, mits de afstand van de waterspiegel tot de sensor niet te groot is en er voor temperatuurveranderingen wordt gecorrigeerd. De afstand van de sensor tot de waterspiegel in relatie tot het meetbereik (A/M) dient te worden opgegeven door de leverancier (figuur 7). De meetnauwkeurigheid van een sensor is onder andere een functie van deze factor [1].



Figuur 7 Ultrasonore opnemer

3.2.7 Nauwkeurigheid

In onderstaand overzicht wordt een indicatie gegeven van de absolute nauwkeurigheid waarmee een waterhoogte kan worden gemeten met de hiervoor beschreven niveaumeters. Dit is niet de nauwkeurigheid van de niveaumeting zelf, omdat we daarbij ook nog te maken hebben met een fout in de bepaling van de referentiehoogte (nulpuntsbepaling). De hier vermelde waarden kunnen zijn samengesteld uit meerdere afzonderlijke fouten, afhankelijk van het type instrument (o.a. temperatuurinvloed, hysteresis, reproduceerbaarheid, stabiliteit). In documentatie is het soms vrij onduidelijk hoe de totale onnauwkeurigheid van een bepaald instrument is opgebouwd uit verschillende afzonderlijke foutenbronnen en ten opzichte waarvan deze wordt uitgedrukt (volle schaal, momentane waarde).

- peilschaal	ca. 0,010 - 0,020 m	
- vlottersysteem		
<i>analoge recorder:</i>		
· diameter \approx 0,10 m	ca. 0,003 - 0,005 m	
· diameter \approx 0,20 m	ca. 0,001 - 0,003 m	
<i>elektronische recorder:</i>		
· diameter \geq 0,08 m	ca. 0,001 - 0,003 m	
- drukopnemer		
· goedkope typen	ca. 0,010 - 0,050 m	(o.a. afhankelijk van meetbereik)
· dure/zeer dure typen	ca. 0,002 - 0,010 m	(idem)
- capacitieve elektrode	ca. 0,010 - 0,050 m	(sterk afhankelijk van omstandigheden)
- ultrasonore sensor	ca. 0,005 - 0,020 m	

3.3 Vastlegging

3.3.1 Inleiding

De meeste van de genoemde sensoren voor het meten van waterstanden kunnen worden aangesloten op een automatisch recordersysteem, met uitzondering van de peilschaal. Vaak wordt naast een sensor met recorder ook een peilschaal geplaatst die direct kan worden waargenomen, teneinde deze waarnemingen te vergelijken met de door de recorder vastgelegde waarden. Voor de registratie van meetwaarden kunnen zowel analoge als digitale systemen worden gebruikt. Bij de analoge systemen wordt de waterstand continu geregistreerd, bij de digitale systemen daarentegen worden de gegevens vastgelegd met een bepaald concreet tijdsinterval. Van oudsher zijn de systemen overwegend mechanisch. Tegenwoordig worden echter steeds meer elektronische systemen toegepast.

Voor het oversturen van meetgegevens van een veldstation naar een centrale post op een zekere afstand van het veldstation, wordt gebruik gemaakt van *telemonitoring systemen*. Via speciale transmissielijnen, het openbare telefoonnet of radio, worden de gegevens overgebracht naar de centrale post. Vanuit de centrale post kunnen meetgegevens van het onderstation, bijvoorbeeld actuele waterstanden of geregistreerde waterstanden, worden

opgevraagd. Meestal kunnen ook vanuit de centrale post de instellingen van het onderstation, bijvoorbeeld tijdsintervallen tussen registratie van de waterstand, worden gewijzigd. Het uitlezen van waarden en veranderen van instellingen kan in de meeste gevallen ook ter plaatse van het onderstation door hiertoe bevoegde personen gebeuren.

Het regelen van waterstanden kan door een telemonitoring systeem in veel gevallen worden geautomatiseerd. Welk systeem wordt gebruikt, hangt af van de afstand waarover de data moeten worden verstuurd en de beschikbaarheid van telefoonlijnen en dergelijke. Voor een uitgebreide beschrijving van meet- en regelsystemen in het waterbeheer wordt verwezen naar [2] en/of [5].

3.3.2 Analoge mechanische recorders

Een mechanische analoge recorder levert een grafiek die het stijgen of dalen van de waterstand in de tijd weergeeft. De registratie wordt vastgelegd op recorder-papier dat is bevestigd op een ronddraaiende trommel, geactiveerd door een klokmechanisme (figuur 8a,b). Meestal wordt de schrijver (pen of potlood) bewogen door een sensor-element en het papier door het tijdmechanisme, maar bij sommige systemen is dit omgekeerd.

De schaal waarop het verloop van de waterstand wordt weergegeven loopt van 1:1 tot 1:50. De meest gebruikelijke schalen zijn 1:1, 1:2,5, 1:5, 1:10 en 1:20. De tijdschaal is afhankelijk van het papierontwerp, maar zou minimaal 48 mm voor 24 uur moeten zijn.

Door veranderingen in de luchtvochtigheid kan het papier uitzetten of krimpen, waardoor een fout in de registratie van de waterstand en/of de tijd wordt veroorzaakt. Dit kan worden voorkomen door het effect van de luchtvochtigheid tot een minimum te beperken, door de recorder bijvoorbeeld in een goed geventileerde omgeving te plaatsen en door papier te gebruiken dat relatief ongevoelig is voor veranderingen in luchtvochtigheid [1].

Metingen van een analoge recorder zijn niet direct in te lezen in een computer, en moeten hier dus eerst geschikt voor worden gemaakt als men deze met behulp van een computer wil verwerken. Dit zal handmatig moeten gebeuren door waarden uit de grafiek af te lezen met bepaalde tijdsintervallen of deze te digitaliseren met een "digitizer".

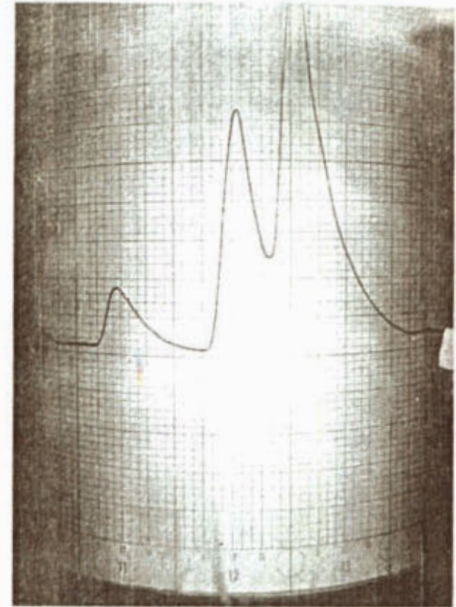
3.3.3 Digitale mechanische recorders

Digitale mechanische recorders leggen de meetgegevens met een bepaald tijdsinterval vast op een ponsband. Zo'n ponsband is ingedeeld in 16 digits, bestaande uit vier velden van elk vier digits. Hierin wordt een code geponst, waaruit op eenvoudige wijze de waterstand is te herleiden: in elk veld representeren de ponsen die de recorder maakt in deze vier digits achtereenvolgens de cijfers 1, 2, 4 en 8. Door nu per veld de cijfers waar een pons is geregistreerd op te tellen, kan per veld elke waarde van 1 tot 9 worden vastgelegd. Een leeg veld representeert de waarde 0. Combinatie van de vier velden geeft vervolgens de waterstand met een bereik van 1 tot 9999 (figuur 9).

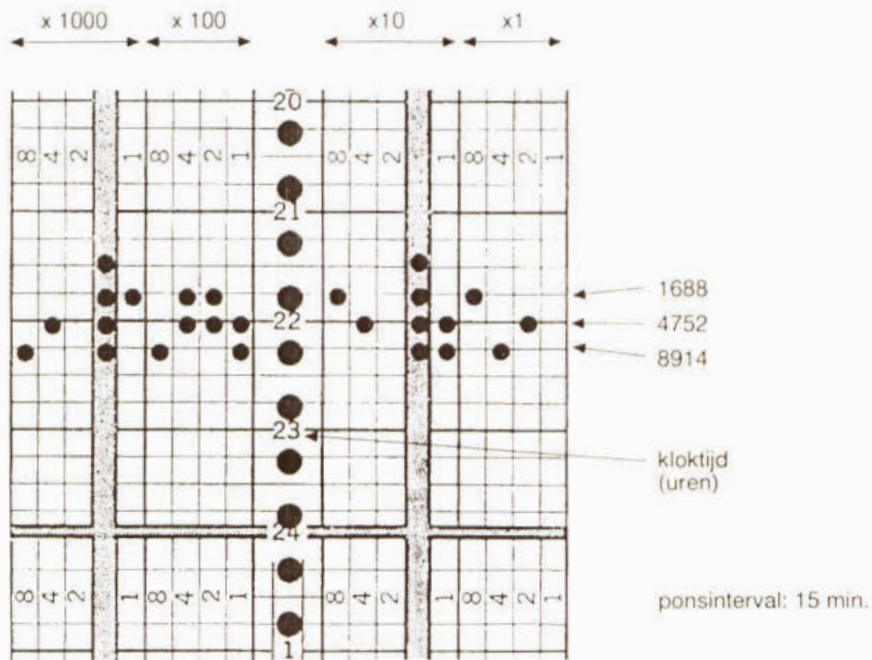
De ponsbanden kunnen direct worden afgelezen, of de code kan met behulp van elektronica worden omgezet in een signaal dat kan worden ingelezen door een computer [1].



Figuur 8a Analoge recorder op peilbuis bij Rossum-stuw



Figuur 8b. Detail recorder-papier



Figuur 9 Voorbeeld 16-gats ponsband

3.3.4 Elektronische recorders

Bij de elektronische recorders wordt de te meten grootte, bijvoorbeeld de waterdruk of de positie van een vlotter, via een meetwaarde-omvormer omgezet in een analoog of digitaal elektrisch signaal. Dit kan een spanning zijn of een stroom. In het geval van een stroom is de sterkte meestal gelijk aan de industrie-standaard 0/4 tot 20 mA. Deze elektrische signalen kunnen worden ingelezen door een computer, nadat een analoog signaal door een *A/D-converter* is omgezet in een digitaal signaal. Vervolgens worden deze signalen door een computerprogramma vertaald naar een waterstand.

In Nederland zijn diverse systemen in gebruik, die veelal meerdere metingen hebben, waardoor tegelijkertijd ook andere metingen dan de waterstand kunnen worden uitgevoerd, mits de gegevens van een sensor via een meetwaarde-omvormer worden omgezet in een geschikt elektrisch signaal. Zo kunnen neerslaggegevens of de stand van een klep of stuw worden geregistreerd, maar ook kwalitatieve metingen zoals temperatuur, pH, zuurstofgehalte en/of geleidbaarheid.

Voor het verzamelen en opslaan van de gegevens moet ruim voldoende geheugen-capaciteit beschikbaar zijn. De omvang van het geheugen is in de eerste plaats afhankelijk van het aantal dagen dat de meetgegevens gebufferd moeten kunnen worden, voordat ze worden uitgelezen, rekening houdend met een zekere reserve in geval van calamiteiten bij het uitlezen. Daarnaast wordt de benodigde omvang bepaald door het aantal metingen en het tijdsinterval waarmee de gegevens moeten worden opgeslagen [2,5].

4 INCIDENTELE DEBIETMEETMETHODEN

4.1 Inleiding

In dit handboek worden de debietmeetmethoden primair onderscheiden in *incidentele* en *continue* methoden. Bij de incidentele debietmeetmethode wordt op een bepaalde locatie één meting uitgevoerd die een aantal uren meettijd vraagt en die geldig is voor de dag en het uur waarop ze is uitgevoerd. De meetresultaten zijn één debiet en de daarbij behorende waterstand. Soms levert één zo'n incidentele meting reeds de gewenste informatie op en zal er op deze locatie voorlopig niet weer worden gemeten. In veel andere gevallen zullen er wel meerdere metingen worden uitgevoerd, maar dan op momenten waarop het debiet groter of kleiner is dan bij voorgaande metingen en bij voorkeur zelfs op dagen waarop de afvoer extreem hoog of extreem laag is. De tijd tussen twee opeenvolgende metingen kan variëren van enkele dagen tot enkele maanden. Op deze wijze ontstaat uit een meetreeks de afvoerrelatie van de bemeten locatie: het verband tussen het debiet en de waterstand over een zo groot mogelijk bereik.

Incidentele debietmeetmethoden zijn derhalve gericht op de behoefte aan informatie over debieten met een zeer lage frequentie: éénmalig of slechts nu en dan.

Continue debietmeetmethoden zijn daarentegen gericht op de behoefte aan continue informatie over debieten, bijvoorbeeld met een frequentie van 15 minuten.

In veel gevallen worden de incidentele methoden gebruikt voor de calibratie van één der continue methoden.

Tot de incidentele debietmeetmethoden behoren ondermeer:

- de standaard velocity-area methode (paragraaf 4.2). Deze methode is wereldwijd bekend en kan in vrijwel alle open waterlopen worden uitgevoerd met een redelijke mate van nauwkeurigheid;
- enkele aangepaste velocity-area methoden voor die situaties waarin de standaard methode niet met succes kan worden uitgevoerd (zeer brede rivieren, druk bevaren rivieren, zeer steile rivieren en de getijderivieren) (paragraaf 4.3);
- de verhangmethode: een tamelijk onnauwkeurige methode gebaseerd op de weerstandsformules van Manning of Chézy (paragraaf 4.4);
- de verdunningsmethode: goed toepasbaar voor snelstromende beken (paragraaf 4.5).

Voor wat betreft de nauwkeurigheid van bovengenoemde debietmeetmethoden wordt verwezen naar paragraaf 4.6.

4.2 Standaard velocity-area methode

4.2.1 Inleiding

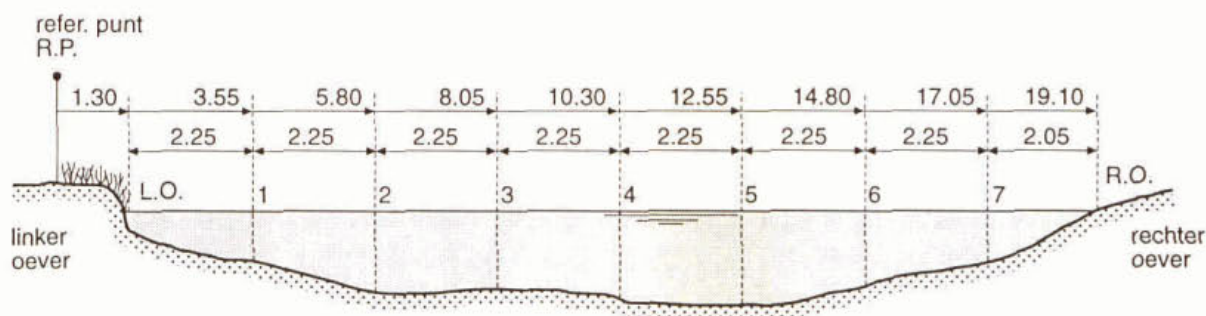
Het principe van de velocity-area methode berust op het meten van de stroomsnelheid in een aantal punten tussen de oevers van een waterloop en het berekenen van de oppervlakte van het dwarsprofiel. De afvoer van de waterloop kan dan worden berekend als het produkt van de gemiddelde stroomsnelheid en de oppervlakte van het stroomprofiel [6].

Bij de standaard methode worden de stroomsnelheid en de diepte gemeten in een aantal verticalen tussen beide oevers. Per verticaal wordt de snelheid in één of meer punten gemeten, waaruit de gemiddelde snelheid per verticaal wordt berekend. De afvoer in het dwarsprofiel wordt bepaald als de som van het produkt van gemiddelde snelheid, diepte en breedte per segment.

4.2.2 Oppervlakte van het dwarsprofiel

De oppervlakte van het dwarsprofiel wordt berekend uit de gemeten breedte van de waterloop en een aantal dieptepeilingen. De breedte wordt gemeten met een meetlint of, bij bredere waterlopen, met behulp van optische of elektronische meetapparatuur. De diepte wordt gemeten in een aantal verticalen, bij voorkeur op onderling gelijke afstanden verdeeld over de breedte van de waterloop (figuur 10). Het aantal dieptemetingen dient zodanig te zijn, dat de vorm van het dwarsprofiel voldoende nauwkeurig kan worden beschreven [7]. In het algemeen betekent dit, dat het interval tussen twee verticalen maximaal 1/5 van de breedte is voor regelmatige of smalle dwarsprofielen en maximaal 1/20 van de breedte voor onregelmatige brede dwarsprofielen.

Veel meetploegen hebben er een goede gewoonte van gemaakt om, in de stroomrichting gezien, steeds vanuit de linkeroever naar de rechteroever te meten. Dit geldt voor de dieptepeilingen en daarna voor het meten van de stroomsnelheid. Op de linkeroever is dan een referentiepunt aangebracht ten opzichte waarvan alle afstanden in de meetraai worden vastgelegd [8].



Breedte op de waterspiegel : $19.10 - 1.30 = 17.80$

Gekozen: 8 segmenten , dus 7 verticalen — onderling gelijke afstanden : $17.80 / 8 = 2.225$ m.
in de praktijk : $7 \times 2.25 + 1 \times 2.05$ m.
($6 \times 2.25 + 2 \times 2.15$ m.)

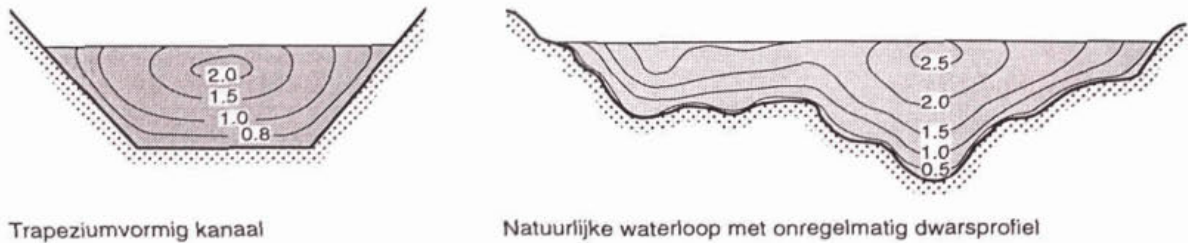
Figuur 10 Verdeling dwarsprofiel in een aantal segmenten

4.2.3 Snelheidsverdeling in het dwarsprofiel

Bij de standaard velocity area methode wordt uitgegaan van stationaire stroming, hetgeen betekent dat het debiet niet verandert in de tijd. Daarnaast wordt aangenomen dat de stroming turbulent is, wat in de praktijk vrijwel altijd het geval is.

Tengevolge van wrijving is de stroomsnelheid langs de bodem en de oevers van een

waterloop lager dan de gemiddelde snelheid. De snelheidsverdeling in het dwarsprofiel is bovendien afhankelijk van de vorm van het dwarsprofiel en de aanwezigheid van obstakels en bochten bovenstrooms van de meetraai (figuur 11) [8].



Trapeziumvormig kanaal

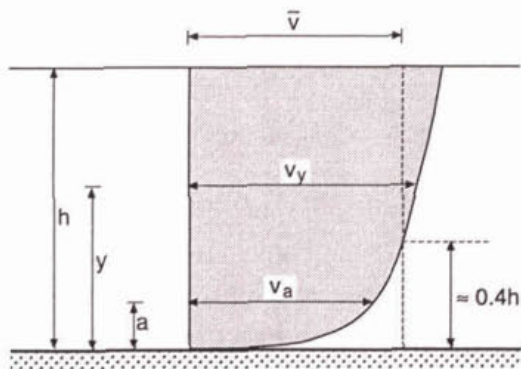
Natuurlijke waterloop met onregelmatig dwarsprofiel

Figuur 11 Voorbeelden van de snelheidsverdeling in een dwarsprofiel

Voor de snelheidsverdeling in de verticaal wordt meestal een parabolische verdeling aangenomen (figuur 12), waarvoor geldt [8]:

$$v_y = v_a \cdot \left(\frac{y}{a}\right)^n \quad (2)$$

met: y en a : hoogten ten opzichte van de bodem (arbitrair gekozen) (m)
 v_y en v_a : bijbehorende snelheden (m/s)
 n : machtscoëfficiënt (-)



De waarde van n varieert van $\approx 1/7$ voor waterlopen met een relatief glad en breed profiel, tot $\approx 1/5$ voor waterlopen met een relatief ruw en smal profiel. De gemiddelde snelheid in de verticaal bevindt zich op een afstand $y \approx 0,4h$ vanaf de bodem [8].

Figuur 12 Snelheidsverdeling in een verticaal

4.2.4 Gemiddelde snelheid in een verticaal

Nadat het dwarsprofiel is gepeild, wordt vastgesteld in welke verticalen de gemiddelde snelheid zal worden gemeten. De gemiddelde snelheid in elke verticaal kan aan de hand van de hierna beschreven methoden worden bepaald, afhankelijk van de beschikbare tijd, de vereiste nauwkeurigheid en andere factoren, zoals de waterstand.

- ***n-punts methode*** [7,8]

Bij deze methode wordt na elkaar in een beperkt aantal punten (n) in de verticaal de snelheid gemeten. Tabel 1 geeft een overzicht van het mogelijke aantal punten en de manier waarop de gemiddelde snelheid voor verschillende n -waarden moet worden berekend.

Voorwaarde voor toepassing van één der n -punts methoden is, dat de snelheidsverdeling in de verticaal parabolisch is. Als de snelheidsverdeling in de verticaal onbekend is, kunnen een paar verticalen uitgebreid worden doorgemeten. Een uitgebreide meting omvat het meten van de snelheid in 7 à 10 punten in de verticaal: v_{opp} , $v_{0,2d}$, $v_{0,3d}$, ..., $v_{0,8d}$, $v_{0,9d}$ en v_{bodem} , waarbij de diepten ten opzichte van de waterspiegel zijn genomen. De snelheidsverdeling wordt in een grafiek uitgezet, waarna de gemiddelde snelheid grafisch wordt bepaald. Uit de vorm van de grafiek blijkt of er een normale (parabolische) snelheidsverdeling in de verticaal aanwezig is.

Afhankelijk van de resultaten van voornoemde controle en rekening houdend met de beschikbare tijd, wordt het aantal te meten punten n in de verticaal vastgesteld (per verticaal kan dit aantal verschillen). De driepunts methode verdient aanbeveling als een aanvaardbaar compromis tussen de benodigde meettijd en de te verwachten nauwkeurigheid. Als de waterdiepte d kleiner is dan 0,30 m, kan worden gekozen voor de twee- of éénpunts methode. Aangeraden wordt steeds alle snelheidsmetingen in een verticaal uit te voeren alvorens een volgende verticaal door te meten. Alleen in rechthoekige dwarsprofielen is het handiger in alle verticalen op een bepaalde (zelfde) diepte te meten en daarna de diepte te veranderen.

Bij de vijf- en zes punts methode kan de gemiddelde snelheid ook grafisch worden bepaald door het snelheidsprofiel uit te zetten op millimeterpapier, waarna uit het oppervlak van het snelheidsprofiel (rekening houdend met de schalen) de gemiddelde snelheid kan worden berekend. Het oppervlak kan worden bepaald met behulp van een planimeter.

- ***integratie methode*** [7]

Bij deze methode wordt de snelheidsmeter over de volledige verticaal naar beneden en weer omhoog bewogen met een constante snelheid. Deze snelheid dient nooit groter te zijn dan 5% van de gemiddelde stroomsnelheid in het dwarsprofiel en bedraagt maximaal 0,04 m/s. De gemiddelde snelheid in de verticaal wordt berekend uit het gemiddelde aantal omwentelingen per seconde, dat wordt ingevoerd in de calibratieformule van de gebruikte snelheidsmeter. Deze methode wordt alleen gebruikt in waterlopen met een diepte groter dan 1 meter.

- *mean-section methode* [7,8]

Het dwarsprofiel wordt opgebouwd gedacht uit een aantal segmenten, elk begrensd door twee opéénvolgende verticalen (figuur 14). Voor het segment tussen de verticalen i en $i+1$ (waarbij $i = 1,2,3,\dots,m$) geldt:

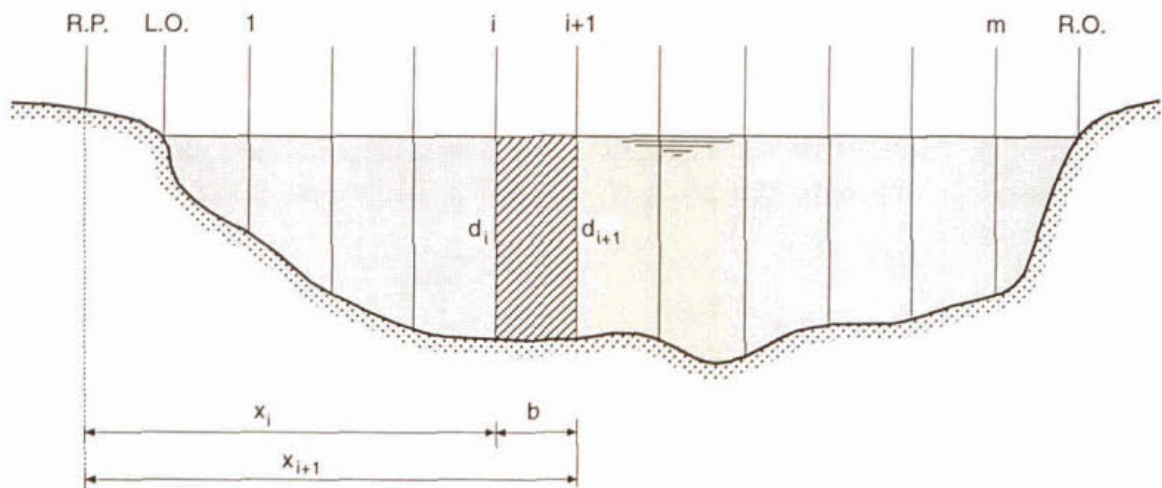
$$b_{i \rightarrow i+1} = x_{i+1} - x_i \quad (3)$$

$$Q_{i \rightarrow i+1} = \left(\frac{\bar{v}_i + \bar{v}_{i+1}}{2} \right) \cdot \left(\frac{d_i + d_{i+1}}{2} \right) \cdot b_{i \rightarrow i+1} \quad (4)$$

- met:
- b : breedte tussen twee verticalen (m)
 - x : afstand tot referentiepunt (R.P.) op linker oever (L.O.) (m)
 - i : aanduiding nummer verticaal
 - Q : afvoer per segment (m^3/s)
 - \bar{v} : gemiddelde stroomsnelheid in een verticaal (m/s)
 - d : waterdiepte in een verticaal (m)

De totale afvoer wordt berekend als de som van de afvoeren van de afzonderlijke segmenten. Voor de segmenten begrensd door de linker oever (L.O.) en verticaal 1 en door de laatste verticaal m en de rechter oever (R.O.), kan worden aangenomen, dat de snelheid gelijk is aan $2/3$ van de snelheid in verticaal 1 respectievelijk m .

Bijlage IIb (blz. 148) geeft een voorbeeld van een berekening van de totale afvoer volgens de mean-section methode.



Figuur 14 Mean-section methode

- *mid-section methode* [7,8]

Ook nu wordt het dwarsprofiel opgebouwd gedacht uit een aantal segmenten. Het segment ligt nu aan weerszijden van de meetverticaal. De breedte van een segment is gelijk aan de som van de halve breedtes tot de naastgelegen verticalen (figuur 15).

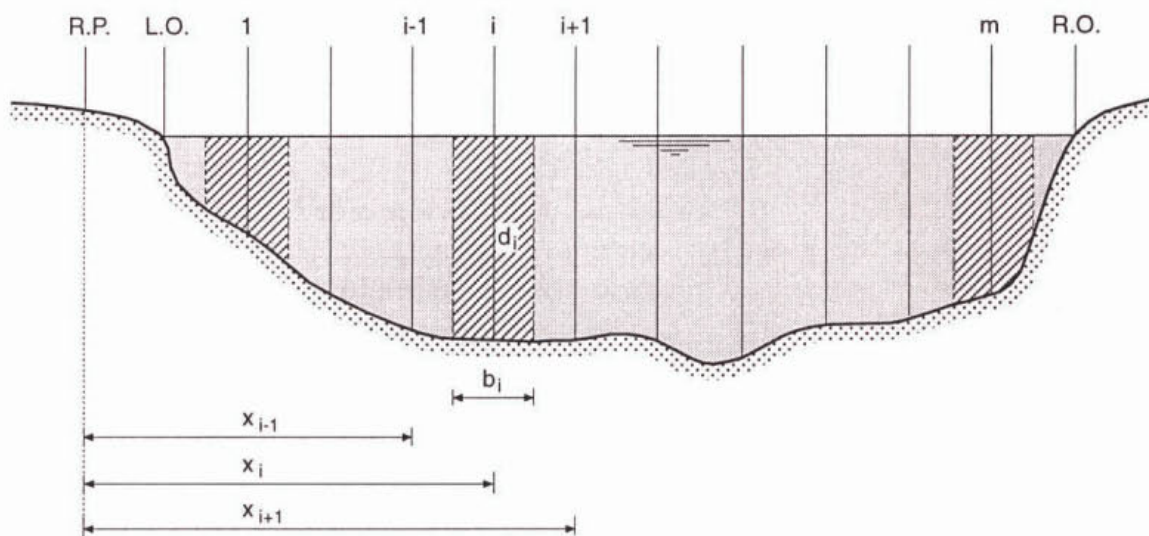
Voor het segment met daarin verticaal i geldt:

$$b_i = \left(\frac{x_i - x_{i-1}}{2} \right) + \left(\frac{x_{i+1} - x_i}{2} \right) = \left(\frac{x_{i+1} - x_{i-1}}{2} \right) \quad (5)$$

$$Q_i = \bar{v}_i \cdot d_i \cdot b_i \quad (6)$$

De totale afvoer wordt, evenals bij de mean-section methode, berekend als de som van de afvoeren van de afzonderlijke segmenten. Voor de halve segmenten bij de oevers wordt aangenomen dat er geen afvoer is. Als het dwarsprofiel rechthoekig is, wordt voor de snelheid in de halve segmenten langs de wand een percentage (bijvoorbeeld 85%) aangehouden van de snelheid in de eerste respectievelijk laatste verticaal.

Bijlage IIc (blz. 148) geeft een voorbeeld van de totale afvoer van een waterloop, berekend volgens de mid-section methode.

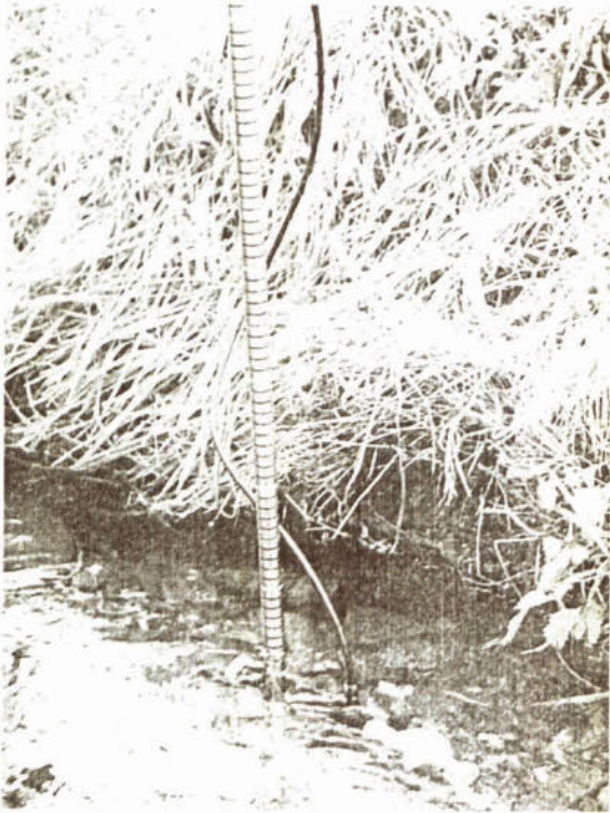


Figuur 15 Mid-section methode

4.2.6 Stroomsnelheidsmeters

Voor het meten van de stroomsnelheid zijn verschillende typen stroomsnelheidsmeters in gebruik:

- de propeller of schroef, die draait om een horizontale as;
- het cup-type, dat draait om een verticale as;
- elektro-magnetische sensoren (EMS);
- drijvers (zie paragraaf 4.3.4, blz. 32).



Figuur 16 "Wading" methode



Figuur 17 Vanaf brug met lier

Bij de *propeller* en het *cup-type* wordt het aantal omwentelingen gedurende een bepaalde tijd geteld en meestal digitaal uitgelezen. Er bestaat een vrijwel rechtlijnig verband tussen de omwentelingssnelheid van de as en de stroomsnelheid van het water.

In Nederland is het propellertype het meest ingeburgerd. De meters kunnen worden onderscheiden in meters met een watergesmeerde as (relatief goedkoop) en meters met een oliegesmeerde as (geen vervuiling). De meeste fabrikanten leveren verschillende propellers met een dusdanige uiteenlopende vormgeving, dat ze voor verschillende snelheidsbereiken en in verschillende situaties geschikt zijn (zie ook paragraaf 4.2.7, blz. 28). De kleinste propellers voor veldwerk hebben een diameter van 2 tot 5 cm en worden gebruikt aan een dunne stang, waarbij de meetassistent meestal in de waterloop staat (de zogenaamde "wading" methode, figuur 16). Voor het meten aan een stang vanaf een brug worden meestal dikkere en langere stangen toegepast en kunnen ook propellers met een grotere diameter tot ca. 12,5 cm worden toegepast. Bij het meten aan een stang wordt voor het eenvoudig positioneren van de propeller in verticale richting vaak gebruikt gemaakt van buizensets, die om de stang schuiven. De stang blijft op de bodem staan en de buis waaraan de propeller nu is bevestigd, schuift om de stang op en neer en kan op de gewenste hoogte worden gefixeerd. Bij de methoden waarbij de propeller aan een kabel is bevestigd, moeten de propeller en de behuizing van de as samen zodanig zwaar zijn, dat deze bij de te meten stroomsnelheden op hun plaats blijven (figuur 17). Vaak wordt dit geheel nog voorzien van een "staartvin" om de propeller parallel aan de stroomrichting te houden. De gebruikte diameters propeller variëren van ca. 8 tot 12,5 cm. Alle snelheids-

meters worden geijkt in de fabriek [8]. Goed schoonhouden van de propellers en regelmatig verversen van de olie waarin de as beweegt, voorkomt afwijkingen van deze calibratie. Vooral de as waarop de propeller wordt gemonteerd is kwetsbaar. Wanneer deze niet meer zuiver recht is, kunnen afwijkingen optreden. Het is dan raadzaam deze te vervangen door een nieuwe. De aanloopsnelheid van de meeste propellers bedraagt ca. 0,03 à 0,05 m/s. Voor betrouwbare metingen wordt echter ca. 0,10 m/s als ondergrens gehanteerd.

Voor de stroomsnelheidsmeters van het propeller of cup-type wordt na het in positie brengen van de snelheidsmeter en een korte aanlooperperiode (ca. 30 seconden), het aantal omwentelingen gedurende 30 à 60 seconden geregistreerd. Deze minimum meettijd van 30 seconden is nodig, omdat de snelheid in een bepaald punt van de stroming fluctueert rond een gemiddelde waarde door het turbulente karakter van de stroming. Bij lage stroomsnelheden verdient het daarom aanbeveling een langere meettijd van 60 à 100 seconden te hanteren terwille van de gewenste nauwkeurigheid. Op veel telkastjes is een voorziening aangebracht die in plaats van het aantal omwentelingen de tijd meet die nodig is voor een ingesteld aantal omwentelingen [8]. Dit kan echter aanleiding geven tot vrij korte meettijden, hetgeen om bovenstaande redenen niet aan te bevelen is.

Elektro-magnetische sensoren kunnen worden gebruikt voor het meten van de stroomsnelheid van een geleidende vloeistof. Het betreft hier een techniek die al veel langer bestaat, maar voor het meten van stroomsnelheden in open waterlopen nog vrij nieuw is, zodat in de komende jaren verdere ontwikkelingen te verwachten zijn. De meest bekende sensor is die, welke op dezelfde wijze als een propeller aan een verticale stang wordt bevestigd. Er zijn echter ook uitvoeringen die vanaf een meetboot of een brug aan een kabel worden toegepast (figuur 18). Doordat het instrument geen bewegende delen bevat, is het ook zeer geschikt om stroomsnelheden tussen waterplanten te meten, bijvoorbeeld voor hydrobiologisch onderzoek.

Het principe van deze sensoren berust op de wet van Faraday:

"De spanning die wordt opgewekt door een geleider die loodrecht door een homogeen magnetisch veld beweegt, is evenredig met de snelheid waarmee deze geleider door het magnetisch veld beweegt".

Het benodigde magnetische veld wordt opgewekt door een pulserende stroom, die een spoel passeert in de sensor. Elektrodes in de sensor meten het voltage, veroorzaakt door het water dat langs de sensor stroomt (figuur 19). Hieruit is de stroomsnelheid van het water te berekenen:

$$E = K \cdot v \cdot B \cdot D \quad (7)$$

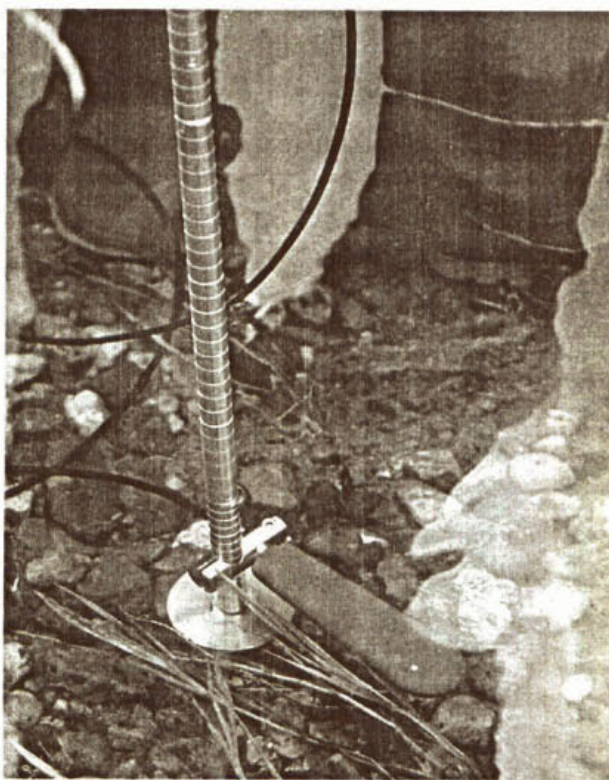
met: E : potentiaalverschil (spanning) tussen de elektrodes (V)
K : constante (-)
v : stroomsnelheid van het water (m/s)
B : kracht van het magnetisch veld (Vs/m²)
D : afstand tussen de elektroden (m)

Deze formule is opgenomen in de uitlees-unit, zodat op het display direct de gemiddelde stroomsnelheid over de gekozen meettijd kan worden afgelezen. Voor de gekozen meettijd gelden dezelfde opmerkingen als vermeld bij de snelheidsmeters van het propeller en cup-type (zie aldaar).

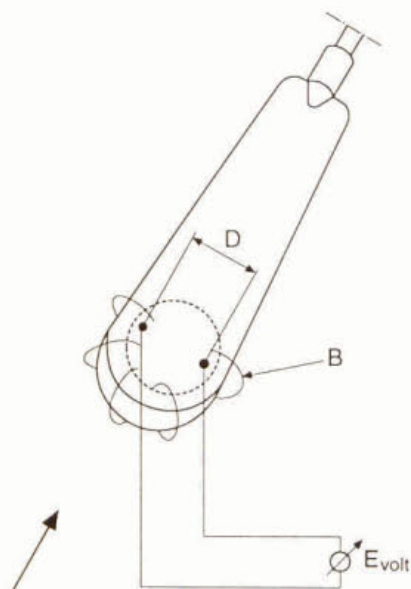
De grenslaag rondom de sensor speelt een belangrijke rol bij de gevoeligheid van de meter. Dat betekent, dat elektro-magnetische stroomsnelheidsmeters erg gevoelig zijn voor aangroei en vervuiling en goed schoon moeten worden gehouden.

Evenals meters van het propeller- en cup-type hebben elektro-magnetische snelheidsmeters altijd een calibratie nodig, die in dit geval het verband legt tussen stroomsnelheid en gemeten spanning. Deze calibratie dient in principe regelmatig te worden herhaald [2].

Volgens fabrieksopgave bedraagt de nauwkeurigheid 1 % van de gemeten waarde. Een instabiliteit van de nul-waarde kan echter vooral bij lage stroomsnelheden aanleiding geven tot grotere afwijkingen (ca. 10 % bij 2 cm/s, ca. 3 % bij 10 cm/s).



Figuur 18 Elektromagnetische sensor aan stang

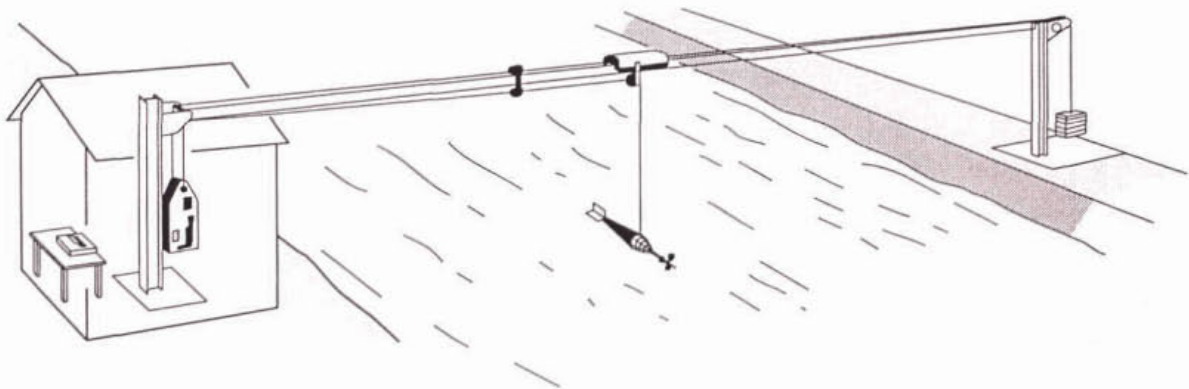


Figuur 19 Principe schets

4.2.7 Positionering van de stroomsnelheidsmeter

Er zijn verschillende manieren om een snelheidsmeter in de gewenste positie in het dwarsprofiel te houden, afhankelijk van de aard van de waterloop. De meter kan daarbij aan een stang zijn bevestigd of aan een kabel. Bij meters aan een stang wordt de diepte meestal ingesteld ten opzichte van de bodem, bij meters aan een kabel wordt de diepte doorgaans ten opzichte van de waterspiegel ingesteld [8].

- "*wading*" methode (waterloop relatief smal en ondiep). De meetassistent bevindt zich hierbij in de waterloop. Nadat de sensor op de gewenste diepte aan de stang is bevestigd en in de gewenste verticaal in de meetraai is geplaatst, gaat de meetassistent schuin achter de snelheidsmeter staan, op minstens 0,40 meter afstand. Hij ziet erop toe dat de stang verticaal staat, met de snelheidsmeter in de stroomrichting.
- *vanaf een brug* (waterloop minder smal en ondiep). Metingen van stroomsnelheden vanaf een brug zijn vaak minder ideaal dan het lijkt: eventueel aanwezige pijlers en landhoofden veroorzaken lokaal afwijkende stroomrichtingen en een turbulent stromingsbeeld. Er is in die gevallen een lichte voorkeur voor het meten aan de benedenstroomse zijde. Voor geringe diepten (vanaf de brug) wordt de snelheidsmeter aan de stang bevestigd. Voor grotere diepten worden meter en verzwaringselement aan de kabel opgehangen. Met behulp van een windtrommel kan de snelheidsmeter op de gewenste diepte worden gebracht (figuur 17, blz. 26).
- "*cable way*" (waterloop minder smal). Bij deze methode zijn van de ene naar de andere oever kabels over de waterloop gespannen. Vanaf één van beide oevers kan de snelheidsmeter met behulp van een windwerk op de gewenste plaats boven het dwarsprofiel worden gebracht. Met behulp van een andere kabel en het windwerk wordt deze vervolgens op de gewenste diepte gebracht (figuur 20). Het systeem is vrij kostbaar en wordt vooral toegepast als het dwarsprofiel bij hoge afvoeren niet doorwaadbaar en niet bevaarbaar is.



Figuur 20 Cable way systeem

- *vanaf een boot* (waterloop relatief breed en diep). Deze methode komt pas in aanmerking als de voorgaande methoden niet uitvoerbaar zijn. Via een op de boot geïnstalleerde *davit* en een windwerk wordt de snelheidsmeter op de gewenste diepte gebracht. Er zijn twee manieren om de positie van de boot met daaraan de snelheidsmeter te bepalen:
 - a. van oever tot oever wordt een kabel gespannen en zodanig op spanning gebracht, dat deze in het midden van de waterloop minstens 0,50 m boven het wateroppervlak hangt. Vlaggetjes aan de kabel (plastic tapes) geven de afstand aan ten

opzichte van het referentiepunt. De boot vaart langs de kabel en meet de diepte en de stroomsnelheid ter plaatse van de vlaggetjes;

- b. bij zeer brede rivieren wordt het gebruik van een kabel onmogelijk. Dan wordt de positie van de boot (voor anker) ingemeten vanaf de oever (bijvoorbeeld met een *theodoliet*) of vanaf de boot zelf (met bijvoorbeeld een *sextant* of *rangefinder*).

4.2.8 Keuze van de locatie van de meetraai

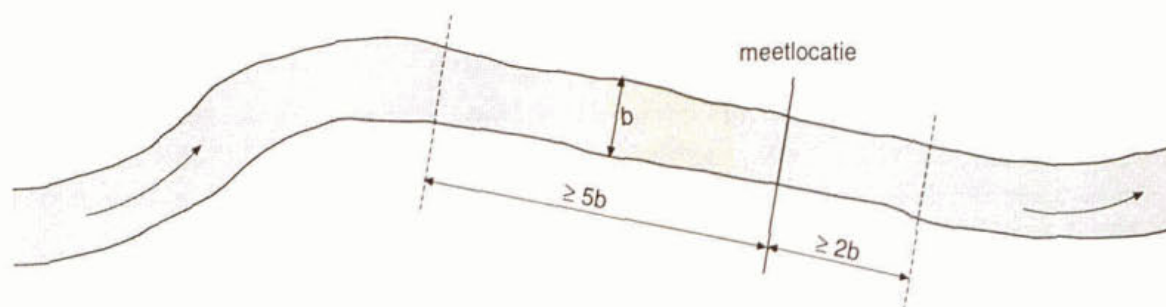
De nauwkeurigheid van de afvoer, zoals die wordt bepaald met behulp van de velocity-area methode, neemt toe als de gekozen meetraai zoveel mogelijk voldoet aan de volgende voorwaarden:

- de stroomrichting is in alle punten hetzelfde en loodrecht ten opzichte van de meetraai;
- de snelheidsverdeling is regelmatig in het verticale en horizontale vlak;
- de meetraai ligt zo mogelijk in een recht traject met een uniform dwarsprofiel en uniforme helling. Dit geldt voor ca. 5x de breedte bovenstrooms en ca. 2x de breedte benedenstrooms van de meetraai (figuur 21);
- de minimale waterdiepte bedraagt bij voorkeur 0,30 m;
- de minimale stroomsnelheid bedraagt 0,10 m/s;
- het meettraject is vrij van bomen en andere obstakels.

Daarnaast spelen de volgende overwegingen een rol bij de keuze van het meettraject:

- de meetraai moet goed bereikbaar zijn;
- de bodem en oevers van de waterloop in het meettraject moeten stabiel zijn;
- de meetraai dient voldoende ver verwijderd te zijn van samenvloeiingen met andere waterlopen en beweegbare stuwten benedenstrooms (ter voorkoming van opstuwning);
- ook in het geval van piekafvoeren moet het water binnen een bemeetbaar dwarsprofiel blijven.

Nadat de locatie van het meettraject is bepaald, wordt de positie van de meetraai (loodrecht op de stroomrichting) op beide oevers duidelijk gemarkeerd. Daarnaast wordt een peilschaal of waterstandsrecorder geïnstalleerd, zodat de waterstand tijdens de duur van de meting regelmatig kan worden gecontroleerd, gerelateerd aan een standaard vergelijkingsvlak (bijvoorbeeld N.A.P.) [7,8].



Figuur 21 Locatie van de meetraai

4.3 Aangepaste velocity-area methodes

4.3.1 Inleiding

Er kunnen allerlei redenen zijn waarom het meetprogramma, beschreven voor de standaard-velocity area methode, moet worden aangepast. Voorbeelden hiervan zijn metingen onder niet-stationaire omstandigheden en metingen in grotere waterlopen, waar de standaard methode tijdrovend en kostbaar kan zijn. Enkele aangepaste meettechnieken worden kort beschreven.

4.3.2 Moving boat methode

Rivieren in het getijdegebied vertonen niet-stationaire stroming, zodat ernaar wordt gestreefd de meettijd kort te houden. Onder dergelijke omstandigheden kan de "moving boat" methode worden toegepast.

Een meetboot vaart met een constante snelheid van oever tot oever, langs een vooraf vastgestelde lijn (vaarlijn). Tijdens de oversteek wordt in een groot aantal punten de diepte gemeten met behulp van een aan een frame op de meetboot bevestigde "echosounder". Tegelijkertijd worden de stroomsnelheden gemeten met een, eveneens aan dit frame bevestigde, stroomsnelheidsmeter die zich op een constante diepte bevindt [8].

De gemeten snelheid v_r representeert de resultante van de vaarsnelheid van de boot v_b en de stroomsnelheid van het water v_w . Op de volgende manieren kan hieruit de stroomsnelheid v_w worden bepaald:

- tijdens de periode dat de snelheid v_r wordt gemeten, worden de positie van de boot en de hoek α tussen de vaarlijn en de as van de snelheidsmeter waargenomen met behulp van een hoekindicator. De stroomsnelheid is nu: $v_w = v_r \sin\alpha$;
- de bootsnelheid v_b in elk "meetpunt" volgt uit opeenvolgende positie-bepalingen. De boot volgt de voorgeschreven vaarlijn zo goed mogelijk, zodat de stroomrichting ongeveer loodrecht staat op de vaarrichting. De snelheid wordt nu berekend als:

$$v_w = (v_r^2 - v_b^2)^{1/2}.$$

De stroomsnelheid moet worden vermenigvuldigd met een factor k om de gemiddelde snelheid in de verticaal te berekenen. In veel gevallen is $k = 0,9$ een goede benadering (zie paragraaf 5.3.3, blz. 53). De totale afvoer kan dan worden bepaald aan de hand van de in paragraaf 4.2.5 (blz. 25) beschreven mid-section methode [1].

Gezien de korte tijd waarin de metingen worden verricht, kan de moving-boat methode in de praktijk alleen worden uitgevoerd met ervaren waarnemers.

4.3.3 Deflectie methode

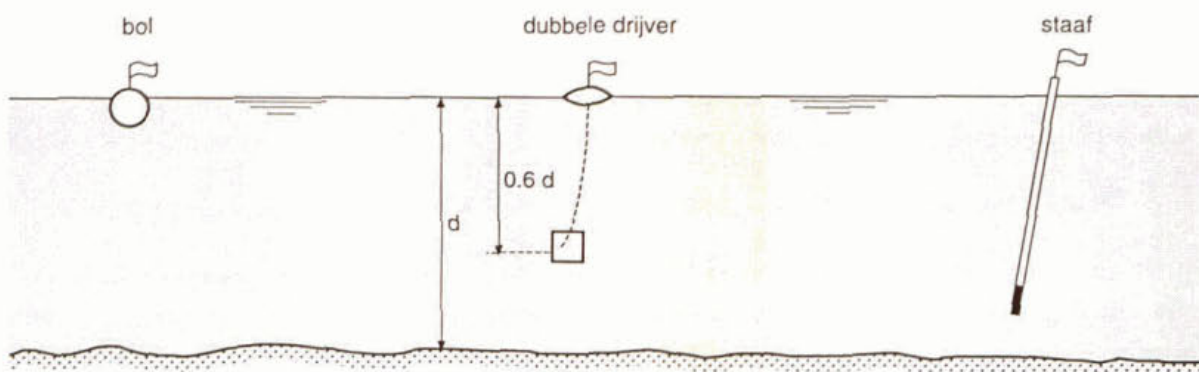
Vanaf een meetboot of brug wordt een voorwerp van licht gewicht en speciale vorm via een dunne draad in het water neergelaten. Door de kracht van het stromende water vertoont de draad een geringe uitwijking ten opzichte van de verticaal. Deze hoek is een maat voor de snelheid. De deflectie methode met behulp van de pendulummeter kan bijvoorbeeld worden toegepast in getijdegebieden als ook de stroomrichting moet worden bepaald [8].

4.3.4 Drijvermetingen

Drijvers vormen de eenvoudigste gereedschappen om stroomsnelheden te meten. Aan het begin, halverwege en aan het eind van een meettraject worden drie meetraaien gekozen (loodrecht op de stroomrichting) (figuur 23). In de meetraai halverwege het traject wordt de afvoer bepaald. De drijver moet voldoende ver stroomopwaarts worden losgelaten, om bij de eerste meetraai de stroomsnelheid van het water te hebben aangenomen. De tijdsduur, die verloopt tussen het passeren van de drijver van de eerste en de derde meetraai, wordt vervolgens waargenomen. Deze procedure wordt enkele malen herhaald waarbij de drijver zich op verschillende afstanden vanaf de oever bevindt. De afstand van de drijver tot de oever wordt bij het passeren van de middelste meetraai gemeten, bijvoorbeeld met een meetlint, rangefinder of theodoliet. Op de plaats van deze passeerpunten in de middelste raai wordt vervolgens de diepte gemeten [7].

De snelheid van de drijver wordt berekend als het quotiënt van de onderlinge afstand tussen de eerste en derde meetraai en de tijdsduur die verstreken is tussen het passeren van deze raaien. Deze drijversnelheid moet worden vermenigvuldigd met een correctiefactor k voor het berekenen van de gemiddelde snelheid in de verticaal. Er zijn verschillende typen drijvers waarmee snelheden kunnen worden bepaald (figuur 22) [7,8]:

- **oppervlakedrijvers.** De snelheid direct onder de waterspiegel wordt gemeten met behulp van een verzwaarde plastic bal of ander voorwerp (waarvan niet meer dan 5 à 10% boven water uitsteekt ter voorkoming van windeffecten). De correctiefactor k hangt af van de bodemruwheid, aangegeven met de weerstandscoefficiënt $n = 1/k_M$ van Manning (tabel 2, blz. 33).
- **dieptedrijvers.** Een plastic pijp of houten stok wordt zodanig verzwaard, dat slechts 5 à 10 cm boven water uitsteekt. Hoe dieper de drijver in het water steekt, des te beter wordt de gemiddelde snelheid benaderd. Er moet echter worden vermeden, dat de onderkant van de drijver in contact komt met de bodem. De correctiefactor k hangt nu af van de relatieve onderdompelingsdiepte y/d , met y = onderdompelingsdiepte en d = waterdiepte (tabel 2, blz. 33).



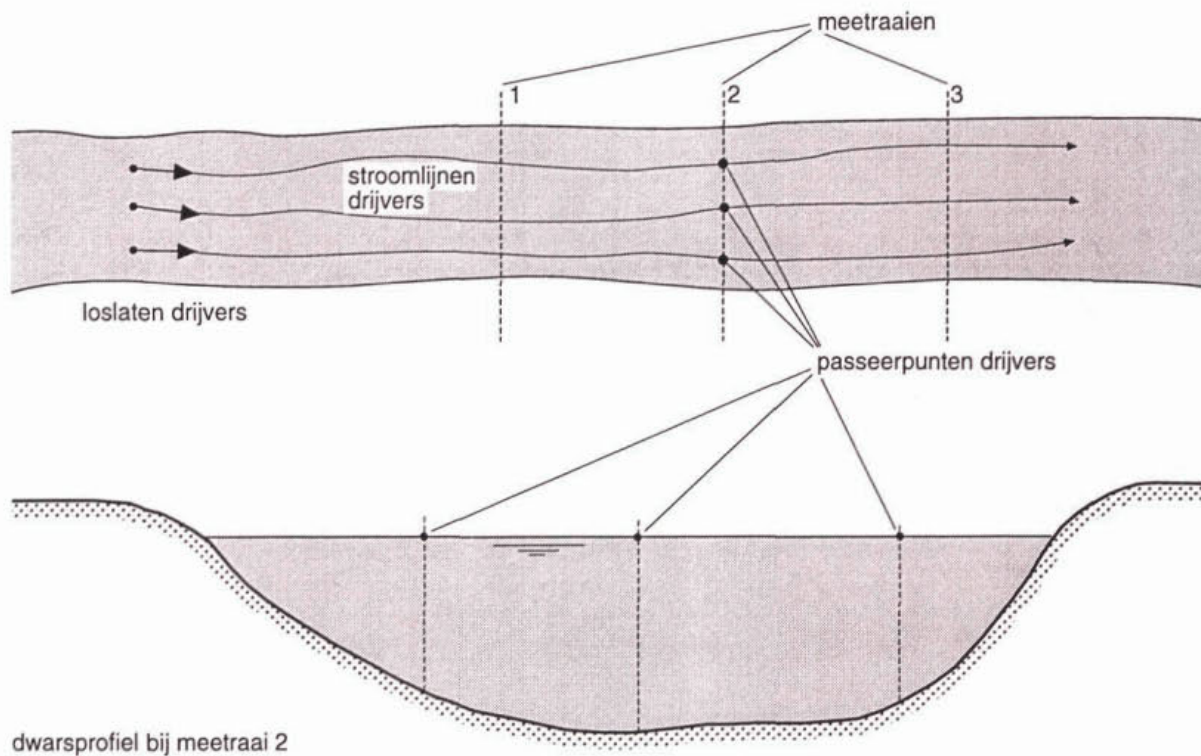
Figuur 22 Typen drijvers

Voor het bepalen van de afvoer wordt het dwarsprofiel in de middelste meetraai getekend en verdeeld in een aantal segmenten, gemarkeerd door de passeerpunten van de drijvers in de middelste meetraai. In deze passeerpunten en aan beide oevers is ook de diepte van de waterloop gemeten (figuur 23). Het debiet kan vervolgens worden bepaald met de mid- of mean-section methode.

Tabel 2 Correctiefactor k voor drijvers [8]

oppervlakedrijvers		dieptedrijvers	
n ($m^{-1/3}/s$) *)	k	y/d	k
0,029 - 0,037	0,78	0,10	0,86
0,021 - 0,028	0,84	0,25	0,88
0,017 - 0,022	0,87	0,50	0,90
0,014 - 0,019	0,89	0,75	0,94
0,012 - 0,016	0,90	0,95	0,98

*) voor $0,50 \text{ m} < \text{hydraulische straal (R)} < 2,50 \text{ m}$



Figuur 23 Principe drijvermetingen

4.4 Verhangmethode

Deze afvoermethode is gebaseerd op het meten van het energieverhang en een gemiddeld dwarsprofiel. De ruwheid van de leiding moet worden geschat, waarna de gemiddelde stroomsnelheid aan de hand van bekende empirische formules kan worden berekend [10]. De verhangmethode wordt algemeen als een "ad hoc" methode gezien, vanwege de onbetrouwbaarheid in het meten van het verhang en het schatten van de ruwheid en wordt alleen gebruikt wanneer meer nauwkeurige methoden, zoals de velocity-area methode, niet toepasbaar zijn.

De nauwkeurigheid van de afvoerbepaling volgens de verhangmethode neemt toe, als de oevers en bedding in het meettraject stabiel zijn, het meettraject recht is met een uniform dwarsprofiel en vrij is van obstakels en andere verstoringen. De lengte van het traject moet aan de volgende voorwaarden voldoen [8]:

- ≥ 75 maal de waterdiepte;
- ≥ 5 maal de breedte op de waterspiegel;
- ≥ 300 meter (bij voorkeur).

Daarnaast moet het te meten verval minimaal 0,15 m bedragen.

De waterstand wordt gemeten in twee meetraaien aan begin en eind van het meettraject. Het energieverhang (S) wordt nu bepaald uit de energiehoogtes (H_1, H_3) in beide meetraaien (figuur 24) [11]:

$$S = (H_1 - H_3) / L \quad \text{waarbij} \quad H = h + \frac{\bar{v}^2}{2g} \quad (8)$$

met: S : energieverhang (-)
 H : energiehoogte in de meetraai (m)
 L : lengte meettraject (m)
 h : waterhoogte in de meetraai (m)
 \bar{v} : gemiddelde stroomsnelheid in de meetraai (m/s)
 g : versnelling van de zwaartekracht (= 9,81 m/s²)

Als het traject redelijk uniform is en geen significante verschillen optreden tussen de gemeten dwarsprofielen, dan kan het verhang worden berekend uit de waterhoogten (h_1, h_3) in de meetraaien:

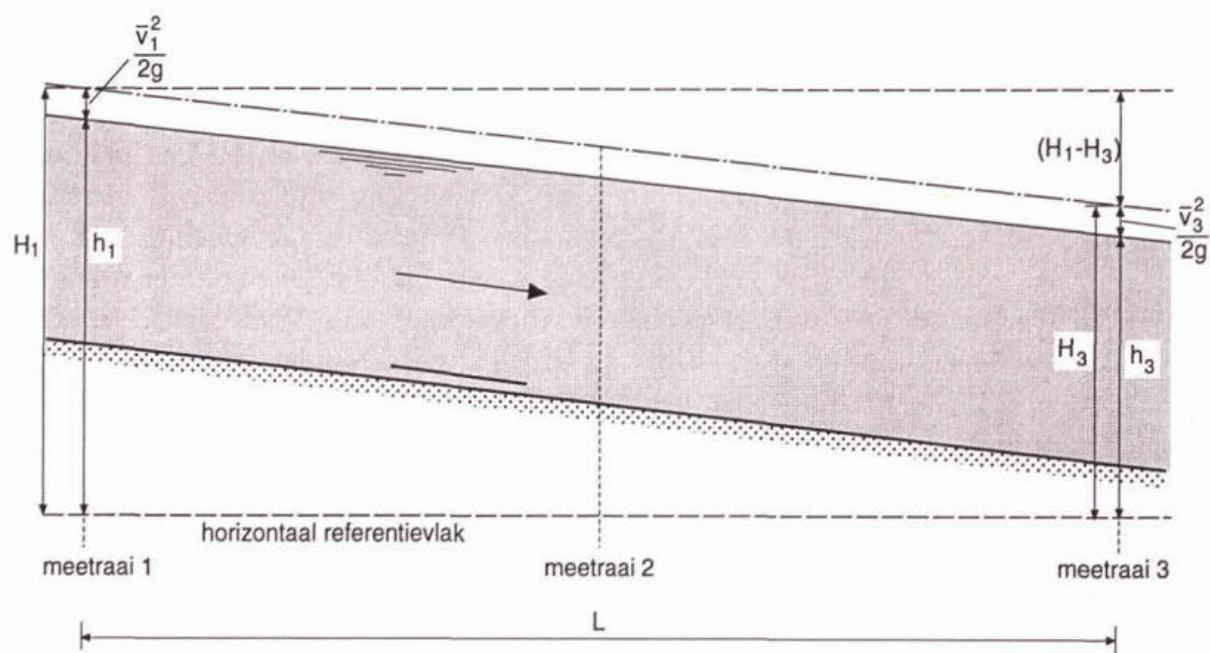
$$S = (h_1 - h_3) / L \quad (9)$$

De oppervlakte ($A_{1,2,3}$) en de lengte van de natte omtrek ($P_{1,2,3}$) van de dwarsprofielen (figuur 25) worden bepaald uit de opgemeten dwarsprofielen. De gemiddelde oppervlakte (A) en natte omtrek (P) over het meettraject worden berekend uit de waarden voor de meetraaien 1 en 3 aan begin en eind van het meettraject en een meetraai 2 halverwege volgens [11]:

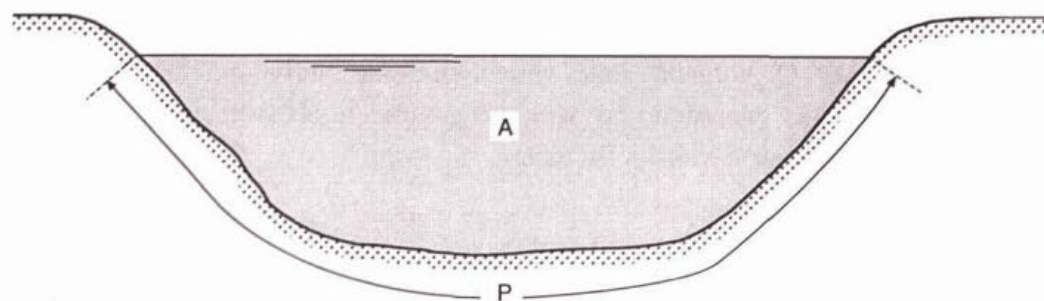
$$A = \frac{A_1 + 2A_2 + A_3}{4} \quad (10)$$

en

$$P = \frac{P_1 + 2P_2 + P_3}{4} \quad (11)$$



Figuur 24 Lengteprofiel meettraject



Figuur 25 Oppervlak (A) en natte omtrek (P) van een dwarsdoorsnede

De gemiddelde snelheid kan worden berekend volgens de Manning formule [8]:

$$\bar{v} = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad \text{waarin} \quad \frac{1}{n} = k_M \quad (12)$$

met: R : hydraulische straal A/P (m)
n : weerstandscoefficiënt van Manning ($m^{-1/3} \cdot s$)

Een andere mogelijke formule is die van Chézy [8]:

$$\bar{v} = C \cdot \sqrt{R \cdot S} \quad (13)$$

met: C : coëfficiënt van Chézy ($m^{1/2}/s$)

In de praktijk wordt de formule van Chézy hoofdzakelijk toegepast voor grote rivieren (breder dan ca. 30 m) en de formule van Manning voor de kleinere waterlopen. In dit handboek zullen, gezien de doelgroep, verder alleen Manning-waarden worden vermeld.

Waarden voor Manning coëfficiënten, zoals die worden vermeld in de ISO-standaard 1070 [11], zijn gegeven in bijlage IIIa (blz. 150). Deze waarden vormen slechts een indicatie: als R klein is en het beddingmateriaal erg grof, kunnen aanzienlijke fouten optreden. Daarnaast is k_M ook afhankelijk van de diepte en de mate van begroeiing van een waterloop. In bijlage IIIb (blz. 151) is eveneens een gecombineerd stromingsmodel beschreven, waarin de mate van begroeiing is opgenomen [16]. Voor niet al te sterk begroeide waterlopen kan op deze wijze k_M redelijk goed worden benaderd met de formule: $k_M = 0,3 \cdot V_0$, waarin V_0 het percentage openwater (niet begroeide deel) van het totale dwarsprofiel is.

Nadat de gemiddelde snelheid is berekend, kan uit de gemiddelde oppervlakte van het dwarsprofiel en de gemiddelde snelheid de afvoer Q worden berekend: $Q = \bar{v} \cdot A$ (m^3/s).

De formule van Riggs geeft een vereenvoudiging van de verhangmethode voor steile beken, waarbij het niet nodig is de ruwheid van de waterloop te schatten. De afvoer wordt gerelateerd aan de oppervlakte van het dwarsprofiel en het verhang van de waterspiegel [12]:

$$\log Q = 0,191 + 1,33 \log A + 0,05 \log S - 0,056 (\log S)^2 \quad (14)$$

Berekeningen van de afvoer Q volgens deze vereenvoudigde verhangmethode blijken redelijk overeen te komen met waarden die worden gevonden als wel gebruik wordt gemaakt van een goed geschatte ruwheidscoëfficiënt.

4.5 Verdunningsmethode

4.5.1 Inleiding

In waterlopen waar het dwarsprofiel moeilijk meetbaar is, of waar de stroomsnelheden te hoog zijn om met normale snelheidsmeters te kunnen worden gemeten, kan de verdunningsmethode worden toegepast. Deze methode is gebaseerd op het principe van continuïteit: de hoeveelheid water en *tracer*-materiaal die een sectie passeert, moet ook de volgende sectie passeren. De stroming wordt stationair verondersteld gedurende de meting. Er zijn verschillende verdunningsmethoden, waarvan de meest gangbare wordt besproken.

4.5.2 Continue toevoeging

Bovenstrooms in het meettraject wordt bij punt A, gedurende een aantal minuten (afhankelijk van de snelheid van menging) vanaf tijdstip $t=0$, een continue en constante hoeveelheid traceroplossing met concentratie C_1 aan het stromende water toegevoegd (figuur 26). In punt B, voldoende ver benedenstrooms van het injectiepunt voor volledige menging van rivierwater en traceroplossing, worden met vaste tijdsintervallen monsters genomen. Na een bepaalde tijd bereikt de concentratie benedenstrooms een maximale, constante waarde C_2 , hetgeen er op duidt, dat de menging in B volledig is en dat de meting kan worden beëindigd [1,56].

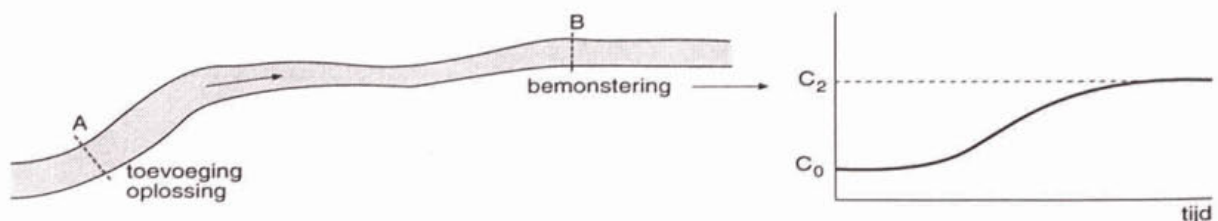
Voor de tracer geldt de volgende massabalans gedurende de meting:

$$Q \cdot C_0 + Q_t \cdot C_1 = (Q + Q_t) \cdot C_2 \quad (15)$$

Hieruit kan de afvoer van de waterloop worden berekend, indien C_0 , C_1 , C_2 en Q_t bekend zijn [1]:

$$Q = Q_t \cdot \frac{C_1 - C_2}{C_2 - C_0} \quad (16)$$

- met: Q : debiet waterloop (m^3/s)
 Q_t : debiet toegevoegde traceroplossing (m^3/s)
 C_0 : natuurlijke concentratie rivierwater (mg/l)
 C_1 : concentratie traceroplossing (mg/l)
 C_2 : concentratie rivierwater bij punt B na volledige menging (mg/l)

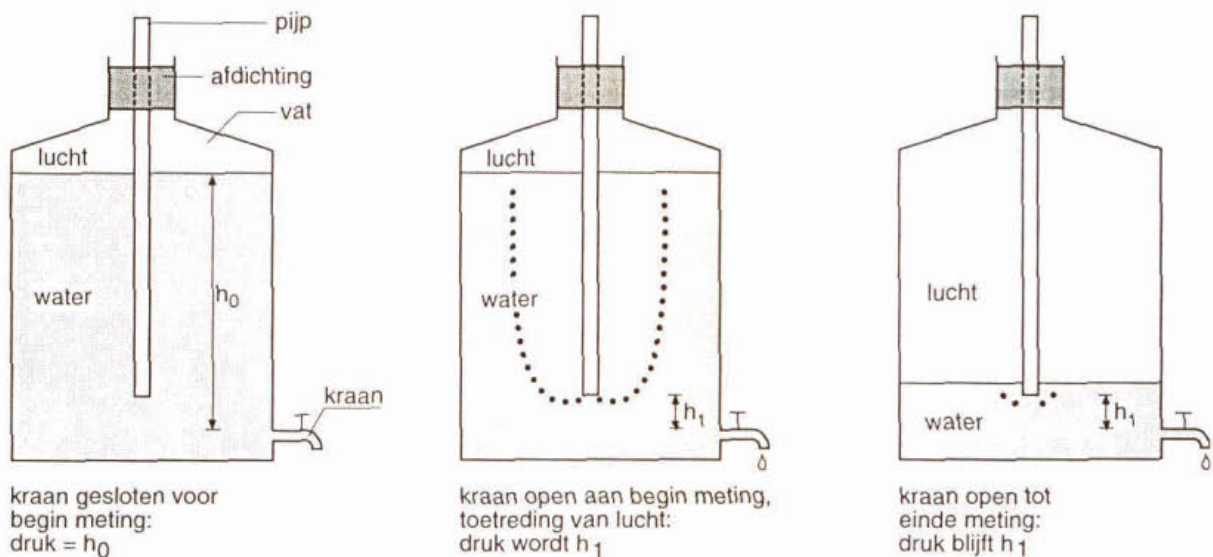


Figuur 26 Meetprincipe continue toevoeging

Een voorwaarde voor de uitvoering van een betrouwbare meting volgens deze methode is, dat de natuurlijke zoutconcentratie van het rivierwater C_0 niet buitensporig hoog is en dat het debiet van de tracertoevoeging minstens 0,02% bedraagt van de geschatte afvoer.

De toediening van de traceroplossing vindt plaats door middel van een Mariotte fles (figuur 27), waarmee een constant debiet van de oplossing kan worden ingesteld. De met traceroplossing gevulde Mariotte fles wordt in de gewenste positie geplaatst bij het injectiepunt (A). Daarna wordt het kraantje geopend en zal de oplossing onder een constante druk h_1 uit de fles stromen. Deze uitstroming Q_1 wordt bij het starten van de meting bepaald (met maatcilinder en stopwatch) en zo mogelijk nogmaals aan het eind van de meting herhaald.

De duur van de toediening hangt af van de tijd die nodig is om in het bemonsteringspunt volledige menging te bereiken. De capaciteit van de Mariotte fles wordt bepaald door het volume van de fles (boven de opening van de luchtpijp) en het uitstromende debiet. Dit debiet wordt bepaald door de druk h_1 en de grootte van de uitstroomopening. De maximale afvoer van een waterloop die kan worden gemeten met een Mariotte fles, inhoud 25 liter, bedraagt ca. $0,1 \text{ m}^3/\text{s}$. Grotere afvoeren kunnen worden gemeten met behulp van een tank, waarin een constant niveau wordt gehandhaafd, of met een pomp [13].



Figuur 27 Werking Mariotte fles

4.5.3 Vereenvoudigde continue toevoeging

In de waterloop zal de afvoer Q de uitstroming van de Mariotte fles Q_1 , met concentratie C_1 en geleidbaarheid EC_1 , verdunnen tot een oplossing met geleidbaarheid EC_2 . In een emmer wordt dit verdunningsproces nagebootst: een kleine hoeveelheid traceroplossing V_1 (1 tot 10 ml) wordt nauwkeurig afgemeten met een pipet. Vervolgens wordt zoveel rivierwater V toegevoegd, tot de geleidbaarheid van het mengsel gelijk is aan de gemeten EC_2 . De verhouding V/V_1 is de verdunningsratio.

De afvoer van de waterloop wordt nu berekend volgens [13]:

$$Q = \frac{V}{V_1} \cdot Q_1 \quad (17)$$

Bijlage IV (blz. 153) beschrijft de praktische uitvoering van deze vereenvoudigde methode.

4.5.4 Keuze van tracer en meettraject

Keuze van de tracer.

Het meten van de concentraties kan op verschillende manieren, afhankelijk van de gebruikte tracer [1]:

- kleurstoffen, bijvoorbeeld uranine: concentraties worden gemeten met een fluorimeter;
- zouten, bijvoorbeeld keukenzout (NaCl): concentraties worden bepaald door middel van titratie of via meting van geleidbaarheid en temperatuur;
- radioactieve tracers: concentraties worden bepaald met een deeltjesteller.

Een tracer dient te voldoen aan de volgende voorwaarden [1]:

- goed oplosbaar;
- geen adsorptie aan andere in het rivierwater aanwezige materialen, bodemsedimenten of vegetatie;
- niet milieu-verontreinigend (snel afbreekbaar);
- lage kosten.

In veel gevallen zal NaCl worden gebruikt, waarbij concentraties worden bepaald met behulp van een geleidbaarheidsmeter.

Keuze van het meettraject.

In het gekozen meettraject mag geen toe- of afvoer van water via bijvoorbeeld zijrivieren plaatsvinden en moet de stroming turbulent zijn. De lengte van het meettraject moet voldoende zijn voor een volledige menging van het rivierwater met de traceroplossing over het hele dwarsprofiel.

Voor een punttoediening in een smalle rivier (breedte kleiner dan 10 meter) kan een indicatie van de minimale menglengte Y_{\min} , nodig voor volledige menging, worden berekend volgens de vergelijking van Rimmar [1,13] (zie tabel 3).

In het veld kan de benodigde menglenkte worden bepaald door toediening van een kleurstof, bijvoorbeeld uranine. Op het oog kan worden bepaald op welke afstand vanaf het injectiepunt volledige menging over het dwarsprofiel is verkregen. In het algemeen kan de menglenkte worden verkort, door de tracer over de volledige breedte van de waterloop verspreid toe te dienen.

Tabel 3 Minimale menglenkten

breedte b (m)	n (m ^{-1/3} .s)	diepte d (m)	Y _{min} (m)	afvoerbereik Q (m ³ /s)
0,50	0,07	0,15	9	ca. 0,02 - 0,10
2,00	0,05	0,35	90	ca. 0,5 - 1,5
10,00	0,03	1,00	1080	ca. 15 - 50

4.6 Nauwkeurigheid van de afvoerbepaling

4.6.1 Inleiding

De nauwkeurigheid in het bepalen van de afvoer wordt aangegeven met de te verwachten meetfout X_Q die als volgt is gedefinieerd:

$$X_Q = \frac{Q - Q_{gem}}{Q_{gem}} \cdot 100 \quad (\%) \quad (18)$$

met: X_Q : de procentuele toevallige fout in de bepaling van een momentaan debiet (%)
 Q : het werkelijke debiet (m³/s)
 Q_{gem} : het debiet zoals bepaald met één van de debietmeetmethoden (m³/s)

De fout is toevallig (random) van aard, hetgeen inhoudt, dat ze nu eens positief en dan weer negatief kan zijn. Vrijwel steeds is ze samengesteld uit een aantal deelfouten, waaronder de instrumentele fouten en de fouten ten gevolge van wisselende methoden van gegevensverwerking. Doorgaans zijn de toevallige deelfouten redelijk goed te kwantificeren.

De totale toevallige fout X_Q wordt als volgt berekend uit i deelfouten:

$$X_Q = \sqrt{(X_Q)_1^2 + (X_Q)_2^2 + \dots + (X_Q)_i^2} \quad (19)$$

Systematische fouten, bijvoorbeeld als gevolg van een vergissing in de nulpuntsbepaling van een meetstuw, zijn éénduidig van aard: óf positief óf negatief. Deze fouten zijn hier niet aan de orde, omdat de meetresultaten hierop kunnen worden gecorrigeerd, zodra ze aan het licht komen. Overigens kunnen ze omvangrijker zijn dan toevallige fouten en zijn ze door hun éénduidigheid vaak een versturende factor bij het opstellen van waterbalansen.

De grootte van de toevallige meetfout X_Q is verschillend voor de uiteenlopende debietmeetmethoden. Afhankelijk van de te stellen nauwkeurigheidseisen kan ze een rol spelen bij de keuze van de meest geëigende debietmeetmethode (zie ook hoofdstuk 6).

De vraag wanneer een meting nauwkeurig dan wel onnauwkeurig is, hangt geheel af van het doel waarvoor de meting wordt gebruikt. In de praktijk zal de meetfout in de meeste gevallen als volgt variëren: $3 \% < X_Q < 10 \%$ (de verhangmethode is hierbij buiten beschouwing gelaten).

4.6.2 Standaard velocity-area methode

Voor de standaard velocity-area methode kan een aantal mogelijke foutenbronnen worden aangegeven, uitgaande van de basisvergelijking [9]:

$$Q = \sum_{i=1}^m b_i \cdot d_i \cdot \bar{v}_i \quad (20)$$

met: Q : afvoer (m^3/s)
 b_i : breedte van het segment i (m)
 d_i : diepte in verticaal i (m)
 \bar{v}_i : gemiddelde snelheid in verticaal i (m/s)

De onnauwkeurigheid in de te bepalen afvoer is opgebouwd uit onnauwkeurigheden in de afzonderlijke instrumentele componenten: breedte, diepte, gemiddelde snelheid en een aantal verwerkingscomponenten. De fouten kunnen worden verdeeld in systematische en toevallige fouten.

De nauwkeurigheid van de gebruikte meetapparatuur is afhankelijk van type en onderhoud van de instrumenten. De systematische fout van een instrument is gerelateerd aan de karakteristieke eigenschappen hiervan. De grootte van een systematische fout is moeilijk te schatten, als deze niet bekend is. Zodra deze wel bekend is, kan hiervoor worden gecorrigeerd. Voor de toevallige instrumentele fout zijn de volgende waarden te vinden in de ISO-standaard [1,9]:

- *meting van de breedte:*

De instrumentele fout bedraagt in het algemeen minder dan 1 % en voor lengten tot ca. 250 m maximaal 0,5 %.

- *meting van de diepte:*

De instrumentele fout is sterk afhankelijk van de samenstelling van de rivierbedding. Een fout van 1 % lijkt een redelijke benadering.

- *bepaling van de stroomsnelheid:*

De standaardafwijking van calibratie-fouten voor meters van het cup-type is minder dan 1 %. Voor het propeller-type bleek uit onderzoek bij een stroomsnelheid van 0,2 m/s een standaardafwijking op te treden van 5 %, afnemend tot 0,5 % voor een stroomsnelheid van 2,5 m/s.

Naast de instrumentele fouten bestaan er fouten in de bepaling van de gemiddelde stroomsnelheid uit drie onafhankelijke verwerkingscomponenten [1,9]:

- fout ten gevolge van *beperkte meetduur* van de stroomsnelheid in een punt van de verticaal. Bij een meetduur van 30 voor hoge en 60 seconden voor lage stroomsnelheden bereikt deze fout een acceptabele waarde. Daarnaast is deze fout enigszins afhankelijk van het aantal punten in een verticaal;
- fout veroorzaakt door het meten van een *beperkt aantal punten* in een verticaal;
- fout ten gevolge van het meten van een *beperkt aantal verticalen* in een dwarsprofiel.

In ISO-standaard 1088 [9] wordt een methode beschreven - opgesteld voor brede dwarsprofielen, breedte groter dan 30 meter - voor het bepalen van de relatieve standaardafwijking bij gebruik van diverse aantallen punten in een verticaal en een verschillend aantal verticalen in een dwarsprofiel. Een berekening van de gecombineerde toevallige fout wordt gegeven in bijlage IId (blz. 149).

Bij een zorgvuldig uitgevoerde meting zal de fout als volgt variëren:

- wading methode : $X_Q = 3 \text{ à } 6 \%$
- vanaf een brug of boot : $X_Q = 3 \text{ à } 8 \%$

4.6.3 Aangepaste velocity-area methoden

Bij een zorgvuldig uitgevoerde meting kunnen de fouten als volgt variëren:

- moving boat methode : $X_Q = 5 \text{ à } 10 \%$
- deflectie methode : $X_Q = 10 \text{ à } 15 \%$
- drijvermeting : $X_Q = 5 \text{ à } 10 \%$

4.6.4 Verhangmethode

Voor de bepaling van het debiet met de verhangmethode (met de Manning-formule) geldt:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \cdot A \quad (21)$$

De toevallige fout wordt dan als volgt gedefinieerd:

$$X_Q = \sqrt{X_n^2 + \frac{2}{3} \cdot X_R^2 + \frac{1}{2} \cdot X_S^2 + X_A^2} \quad (22)$$

- met: X_n : fout in het schatten van de coëfficiënt van Manning (%)
 X_R : fout in de bepaling van de gemiddelde hydraulische straal (%)
 X_S : fout in het meten van het energieverhang (%)
 X_A : fout in de bepaling van de gemiddelde natte doorsnede (%)

Hoewel ieder van de fouten X_R , X_S en X_A al gauw 5 à 7,5 % zullen bedragen, is de kans op het verkeerd inschatten van de Manning coëfficiënt (n) meestal veel groter. Bij een aangenomen fout $X_n = 15 \text{ à } 35 \%$, wordt de fout in de debietbepaling $X_Q = 20 \text{ à } 40 \%$.

4.6.5 Verdunningsmethode

De ISO-standaard 555 [56] doet geen duidelijke uitspraak over de toevallige fout X_Q in de afvoerbepaling met de verdunningsmethode. Uit simultaan uitgevoerde debietmetingen met deze en andere methoden (velocity-area methode en met meetstuwen) kan globaal worden geconcludeerd, dat de toevallige fout - mits de verdunningsmethode zorgvuldig wordt uitgevoerd - $X_Q = 3$ à 6 % bedraagt.

Wel waarschuwt de standaard terecht voor de volgende bronnen van systematische fouten:

- een deel van de tracer-oplossing kan reacties aangaan met andere in het water opgeloste stoffen, of concentreert zich rondom aanwezige vegetatie of aan sediment, resulterend in een overschatting van het debiet;
- bij onregelmatige profielen zullen die profielgedeelten, waar de stroomsnelheid laag is, (korte verbreding/verdieping) een langere mengtijd vragen dan bij regelmatige profielen. Onderschatting hiervan leidt tot een te snel beëindigen van de meting, hetgeen eveneens resulteert in een overschatting van het debiet.

Aangezien deze systematische fouten in de Nederlandse situatie vrijwel niet te vermijden zijn, zal de fout in de debietbepaling eerder in de orde van grootte van $X_Q = 5$ à 10 % zijn.

4.6.6 Samenvatting

In tabel 4 wordt een overzicht gegeven van de toevallige fout in de debietbepaling van de hiervoor beschreven incidentele debietmeetmethoden, met de belangrijkste foutenbronnen. Deze nauwkeurigheid kan alleen dan worden bereikt, als de meting zeer zorgvuldig wordt uitgevoerd. Is dit niet het geval, dan kan de fout aanzienlijk groter zijn. Bovendien kunnen systematische fouten de hier genoemde percentages nog extra nadelig beïnvloeden.

Tabel 4 Toevallige fout in de debietbepaling van incidentele debietmeetmethoden

methode	variant	X_Q (%)	belangrijkste foutenbron(nen)
velocity-area methode	- "wading" methode	3 - 6	Bepaling van de <u>gemiddelde</u> snelheid uit gemeten puntsnelheden en verwerking tot debiet. Snelheidsverdeling.
	- vanaf brug of boot	3 - 8	
	- "moving boat" methode	5 - 10	
	- deflectie methode	10 - 15	
	- drijfvermeting	5 - 10	
verhangmethode		20 - 40	Schatting coëfficiënt van Manning.
verdunningsmethode		3 - 6 (onder ideale omstandigheden) 5 - 10	Toepassing in omstandigheden die niet geschikt zijn voor deze methode (systematische fouten).

5 CONTINUE DEBIETMEETMETHODEN

5.1 Inleiding

Continue debietmeetmethoden zijn gericht op de behoefte aan continue informatie over debieten. De gewenste hoogte van de meetfrequentie wordt in principe bepaald door de sterkte van de fluctuaties. Een veel gehanteerd meetinterval is 15 minuten, hoewel zowel hogere als lagere frequenties eveneens goed denkbaar zijn (zie ook hoofdstuk 6).

Alle debietmeetmethoden - zowel de incidentele als de continue - zijn indirecte meetmethoden, in tegenstelling tot het meten van waterstanden en puntneerslagen.

Tot de continue debietmeetmethoden behoren ondermeer [1]:

- *de stage-discharge methode*, die evenals de velocity area-methode wereldwijd bekend is. De methode geldt voor vrij afstromende gebieden, mits wordt voldaan aan een aantal voorwaarden die de éénduidigheid van de afvoerrelatie garanderen (paragraaf 5.2);
- *de akoestische methode* is in principe gebaseerd op een bekende - doorgaans parabolische - snelheidsverdeling in de verticaal. Er zijn verschillende uitvoeringen in omloop, waarbij rekening wordt gehouden met de grootte van de waterstandsvariaties en de al dan niet aanwezigheid van sediment in het stromende water (paragraaf 5.3);
- *gemalen*. Voor vijzels is een vrij eenvoudige afvoerrelatie beschikbaar. Voor pompen - en met name pompen met een geringe opvoerhoogte - kan de afvoer niet steeds zonder meer worden afgeleid uit de pompkarakteristiek, omdat de verliezen vóór en achter de pomp vaak een substantiële bijdrage leveren aan het totale verval over het gemaal (paragraaf 5.4);
- *meetstuwen*. Voor geen enkele andere debietmeetmethode geldt zo sterk de enorme verscheidenheid aan typen. In dit handboek worden slechts die typen behandeld, die in Nederland min of meer zijn ingeburgerd: vier typen standaard meetstuwen en zeven niet-gestandaardiseerde constructies. Tevens wordt aandacht geschonken aan de nulpuntsbepaling van meetstuwen (paragrafen 5.5 en 5.6).

Voor een beschrijving van de nauwkeurigheid van bovengenoemde debietmeetmethoden wordt verwezen naar paragraaf 5.7.

5.2 Stage-discharge methode

5.2.1 Inleiding

In de praktijk is het vaak niet mogelijk de afvoer van een waterloop continu te meten. Om continue afvoergegevens te krijgen, wordt daarom de waterstand continu geregistreerd, waaruit aan de hand van een *afvoerrelatie* de bijbehorende afvoeren kunnen worden bepaald. De relatie van afvoer versus waterstand wordt in het algemeen opgesteld voor een bepaalde dwarsdoorsnede van een waterloop. Deze dwarsdoorsnede wordt ook wel de "*control*" genoemd. De karakteristieken van een control worden bepaald door de geometrie van de dwarsdoorsnede en gewoonlijk door de eigenschappen van de rivier benedenstrooms van de meetlocatie.

De ideale locatie van een control is daar, waar verstoringen benedenstreams - zoals een variërende begroeiing van de waterloop - een minimaal effect hebben op de afvoerrelatie in de control. De heersende stromingstoestand wordt gekarakteriseerd door het *getal van Froude* (Fr) [14]:

$$Fr = \sqrt{\frac{Q^2 \cdot B}{g \cdot A^3}} \quad (23)$$

met: Q : debiet (m³/s)
 B : breedte op de waterspiegel (m)
 A : natte oppervlak dwarsprofiel (m²)
 g : versnelling van de zwaartekracht (=9,81 m/s²)

We kunnen daarbij het volgende onderscheid maken:

- Fr = 0 : *stilstaand water*;
- Fr < 1 : *stromend water* (relatief langzaam stromend water);
- Fr = 1 : *kritische stroming* (grenstoestand);
- Fr > 1 : *schietend water* (relatief snel stromend water).

Een belangrijke, controleerbare eigenschap van schietend water is, dat zich een verstoring in schietend water alleen stroomafwaarts kan manifesteren en nooit in stroomopwaartse richting, in tegenstelling tot stromend water.

In het algemeen geldt, dat het effect van benedenstreamse verstoringen afneemt naarmate de stroomsnelheid in de control hoger is.

De meest geschikte locatie voor een debietmeetstation langs een waterloop is gelegen op geringe afstand bovenstreams van zo'n control. De afvoerrelatie zal dan over een groot meetbereik éénvoudig zijn: de relatie tussen de waterstand en het debiet wordt niet of nauwelijks beïnvloed door verstoringen benedenstreams. De waarde van een afvoerrelatie neemt toe met de éénvoudigheid ervan: het debiet kan nauwkeuriger worden afgeleid uit de waterstand en de geldigheidsduur is lang.

Daarentegen is een niet-éénvoudige afvoerrelatie uitsluitend geldig voor de omstandigheden waaronder ze is opgesteld.

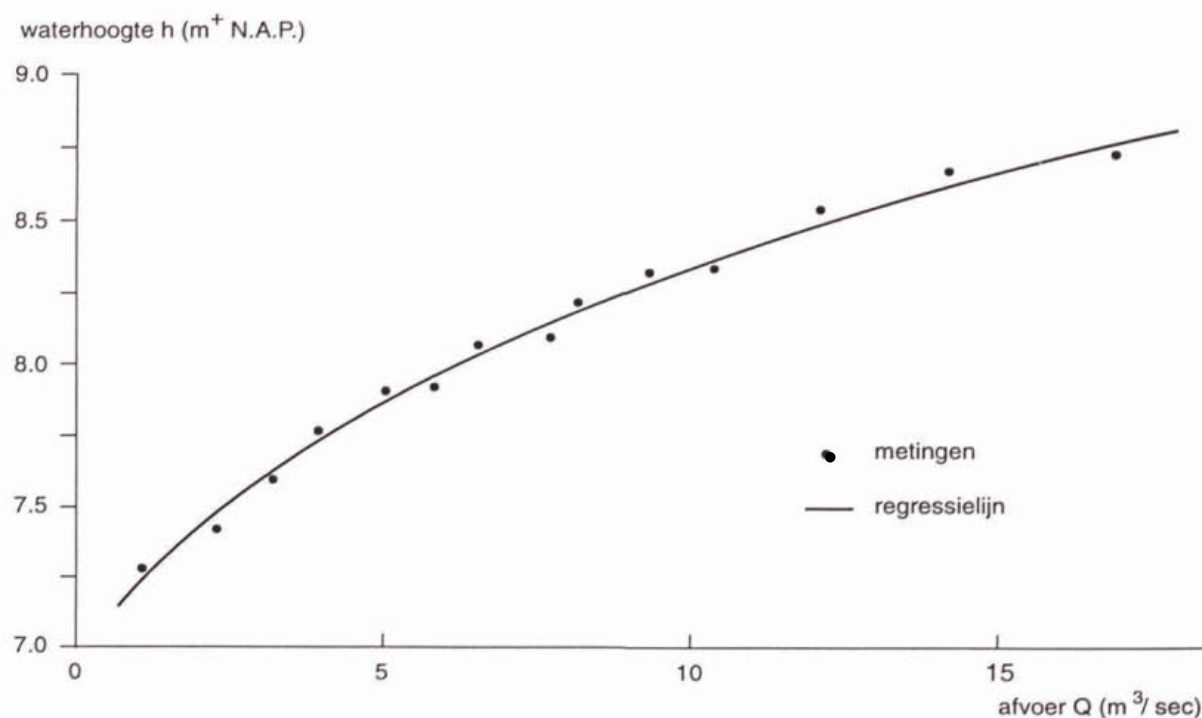
Op het moment dat een control wordt gebruikt voor het meten van afvoeren, spreken we van een afvoermeetstation. De afvoerrelatie van een meetstation moet empirisch worden vastgesteld aan de hand van voldoende metingen van afvoeren en bijbehorende waterstanden. Na het vaststellen van de afvoerrelatie moeten de metingen worden gecontinueerd om verificatie mogelijk te maken en eventueel de afvoerrelatie aan te passen. Afwijkingen tussen gemeten en volgens de afvoerrelatie berekende afvoeren kunnen optreden door morfologische veranderingen van de rivierbedding (erosie/sedimentatie), veranderingen in ruwheid, bijvoorbeeld door groei van vegetatie, en door hoogwatergolven die een verandering in het verhang van de waterspiegel veroorzaken en daardoor een lus (hysteresis) in de afvoerrelatie te zien geven [1,15].

5.2.2 Bepaling van éénduidige afvoerrelaties.

Als in een bepaalde dwarsdoorsnede een aantal afvoeren is gemeten, bijvoorbeeld volgens de in hoofdstuk 4 beschreven velocity-area methode, kan de relatie tussen de afvoer in de meetsectie en de bijbehorende waterstand worden bepaald.

De resultaten van afvoermetingen en bijbehorende waterstanden worden gewoonlijk uitgezet als punten in een Q-h diagram, met de afvoer (Q) op de x-as en de waterstand (h) op de y-as (figuur 28). In het algemeen zullen deze metingen min of meer op een gebogen lijn liggen. Hierdoor kan een regressielijn worden bepaald die zo goed mogelijk de metingen benadert. Hiervoor is een voldoende aantal metingen nodig, verdeeld over het volledige bereik van mogelijk optredende waterstanden, teneinde een zo nauwkeurig mogelijke curve te krijgen.

De regressielijn kan aan de hand van verschillende methoden worden bepaald. De meest gebruikte methode is het op het oog trekken van een vloeiende lijn. De objectiviteit van deze lijn kan worden getest voor het optreden van systematische fouten en de juistheid van de fit [1].



Figuur 28 Q-h diagram

Een nauwkeuriger methode is het analytisch bepalen van de afvoerrelatie. Deze relatie kan in het algemeen worden geschreven als:

$$Q = a \cdot (h - h_0)^b \quad (24)$$

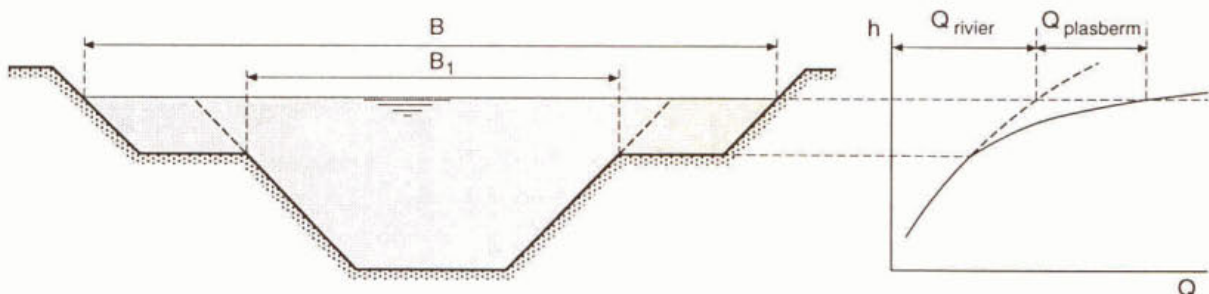
met: Q : debiet (m^3/s)
 h : waterhoogte (m)
 h_0 : waterhoogte waarbij juist geen afvoer meer plaatsvindt (m)
 a, b : constanten, specifiek voor een bepaald meetstation.

De constanten h_0 , a en b kunnen op twee manieren worden bepaald: met een computerprogramma dat een niet-lineaire kleinste kwadraten methode toepast, of met een handmatige berekening die bestaat uit een tweetal stappen, namelijk eerst de bepaling van h_0 en vervolgens de bepaling van de constanten a en b via logtransformatie. Deze laatste methode wordt beschreven in bijlage V (blz. 154).

Plasbermen

Bij het bepalen van een afvoerrelatie die uit meerdere gedeeltes bestaat, als gevolg van de aanwezigheid van uiterwaarden of plasbermen, is het ook mogelijk afzonderlijke afvoerrelaties op te stellen voor het normale zomerbed (lage en middelhoge afvoer) én het winterbed, dat is het dwarsprofiel links en rechts van het zomerbed (hoge afvoer).

De totale afvoer Q is de som van de afvoer van de waterloop in het zomerbed en de uiterwaarden of plasbermen. Uit figuur 29 blijkt, dat de afvoercurve duidelijk verandert zodra de uiterwaarden of plasbermen aan de afvoer deelnemen, vooral als de breedte B in verhouding tot de breedte B_1 van de waterloop groot is. Er treedt dan een discontinuïteit op in de relatie $Q = a (h - h_0)^b$ [1].



Figuur 29 Invloed van plasbermen op de afvoerrelatie

Keuze van het meettraject

Bij de keuze van de meetlocatie gelden de algemene voorwaarden die zijn besproken in hoofdstuk 4 (recht en uniform traject, voldoende diepte). Daarnaast moet de meetlocatie in een stabiel gedeelte van de rivier liggen (als de bodem ter plaatse van de meetlocatie of een gedeelte benedenstrooms instabiel is, zal de afvoerrelatie minder éénduidig worden) en voldoende ver zijn verwijderd van samenvloeiingen met andere takken [1].

5.2.3 Extrapolatie van afvoerrelaties

Extreem hoge afvoeren komen zelden voor en dan nog vaak slechts gedurende korte tijd en zijn daarom moeilijk te meten. Het ontbreken van gegevens bij piekafvoeren is vaak een probleem. Er zijn verschillende mogelijkheden om de afvoerrelatie naar deze extreme waarden te extrapoleren.

De log-log extrapolatie

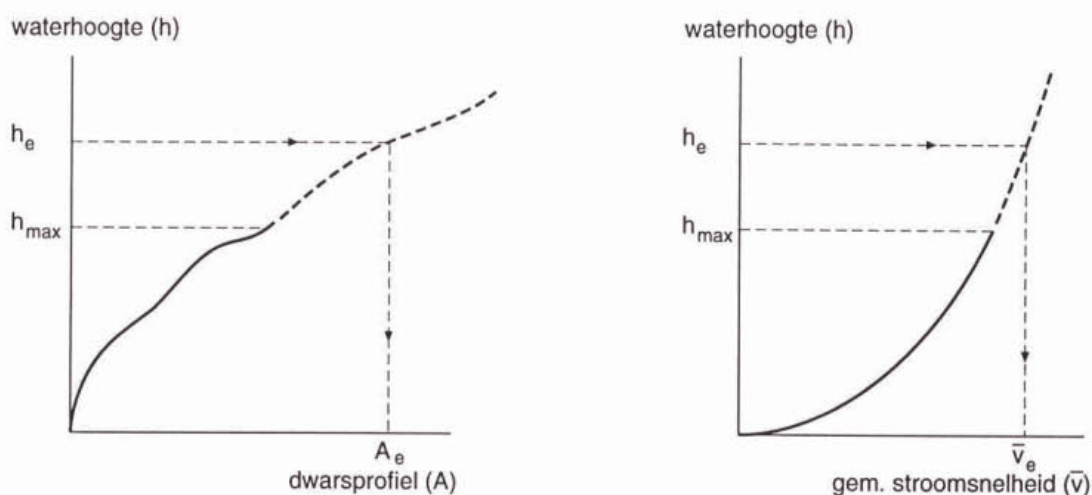
De afvoerrelatie wordt beschreven volgens $Q = a \cdot (h - h_0)^b$. Na het berekenen van h_0 wordt de Q - h relatie uitgezet op dubbel-logaritmisch papier. Hieruit worden eventuele discontinuïteiten zichtbaar en wordt duidelijk welke gedeelten van de afvoerrelatie afzonderlijk moeten worden beschreven. Het gedeelte dat de hoogste gemeten afvoeren weergeeft, wordt geëxtrapoleerd [1].

Extrapolatie van oppervlakte en snelheid

Gebaseerd op de gemeten waterstanden h en de relatie $Q = \bar{v} \cdot A$, kunnen de gemiddelde snelheid \bar{v} en de oppervlakte van het dwarsprofiel A worden uitgezet tegen de waterstand h (figuur 30). De curve h - A wordt met de hand getrokken en geëxtrapoleerd, rekening houdend met onregelmatigheden zoals plasbermen en uiterwaarden. De curve h - \bar{v} wordt getrokken en geëxtrapoleerd volgens de formule van Manning (waarbij voor n en S een constante waarde wordt aangenomen, gebaseerd op beschikbare meetgegevens):

$$\bar{v} = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad (25)$$

De afvoer voor een geëxtrapoleerde waterstand h_e wordt: $Q_e = \bar{v}_e \cdot A_e$ [1].



Figuur 30 Relaties h - A en h - \bar{v}

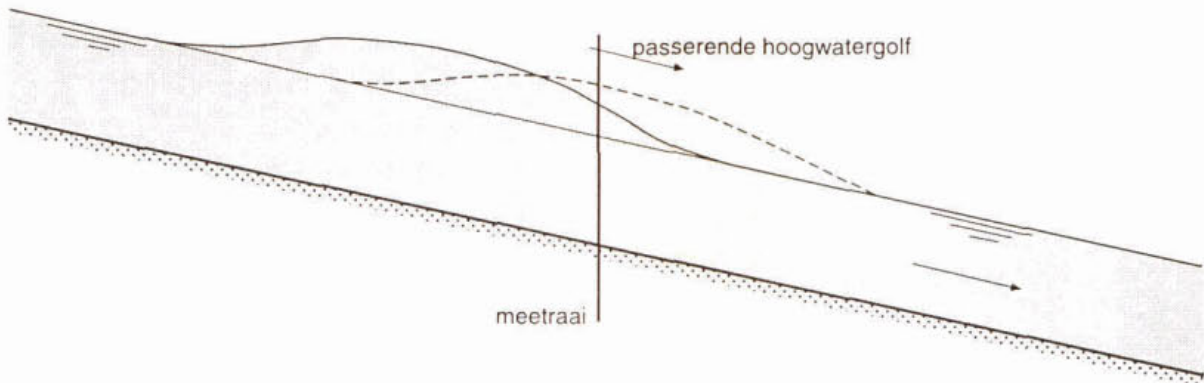
5.2.4 Niet-éénduidige afvoerrelaties

De volgende factoren kunnen een niet-éénduidige afvoerrelatie veroorzaken:

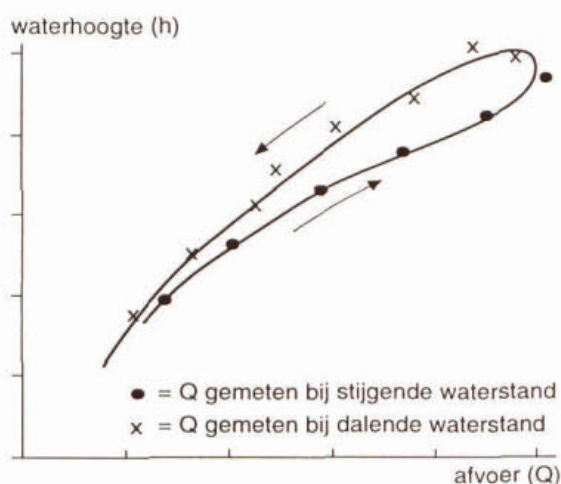
- stijgende of dalende waterstanden (hoogwatergolf);
- veranderingen in oppervlak van het dwarsprofiel (erosie/sedimentatie);
- veranderingen in vegetatie;
- opstuwingeffecten vanuit het pand benedenstrooms van het meetstation.

Hoogwatergolven

Een verandering van het waterspiegelverhang betekent ook een verandering in de afvoer. In het algemeen wordt het verhang steiler bij het naderen van een hoogwatergolf, omdat een grotere (permanente) afvoer een grotere waterdiepte impliceert. Het omgekeerde treedt op als de top van de hoogwatergolf is gepasseerd. Dit betekent, dat het passeren van een vloedgolf, resulterend in het stijgen en dalen van de waterstand, leidt tot verschillende afvoeren bij eenzelfde waterstand (figuur 31). De afvoer zal bij eenzelfde waterstand hoger zijn in het stijgende gedeelte en lager in het dalende gedeelte. Dit veroorzaakt een lus in de afvoerrelatie (figuur 32) [1].



Figuur 31 Passeren hoogwatergolf



Figuur 32 Lus in afvoerrelatie

Veranderingen in het oppervlak van het dwarsprofiel

Sedimentatie of erosie over een grote lengte van de waterloop resulteert in een tijdelijke stijging of daling van het niveau van de rivierbodem. Dit leidt dan tot een stijging of daling van de waterspiegel bij eenzelfde afvoer [1].

Veranderingen in de vegetatie

In het algemeen veroorzaakt een groei van de vegetatie een afname van het oppervlak van het dwarsprofiel en een hogere ruwheid van bedding en oevers. Het ruwheidseffect wordt weergegeven door de Manning-coëfficiënt (zie ook paragraaf 4.4 en bijlage III).

Opstuwingseffecten

Opstuwingseffecten treden op bij getijdebewegingen in het benedenstroomse deel van een rivier, door invloed van een benedenstroomse verdeling van de stroom bij splitsingen, door samenkomsten met een andere waterloop of door de aanwezigheid van stuwen benedenstrooms. Als deze effecten variabel zijn in de tijd, zal de afvoer niet een éénduidige functie zijn van de waterstand.

5.3 Akoestische debietmeetmethode

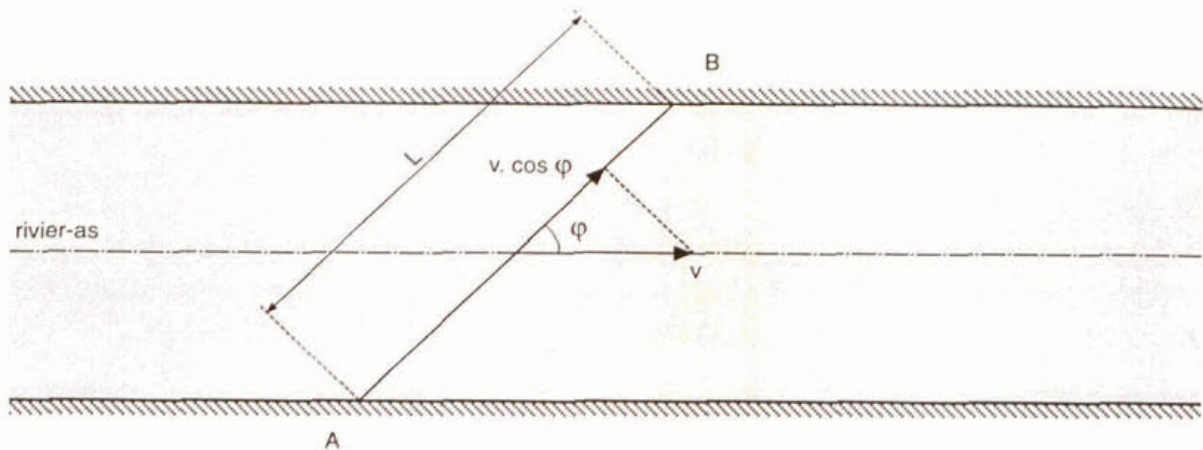
5.3.1 Inleiding

Het principe van akoestische debietmeting berust op het meten van de stroomsnelheid met behulp van geluidsgolven en het vastleggen van de bijbehorende waterstand. De stroomsnelheid wordt bepaald door het meten van de looptijd van akoestische pulsen, die onder water worden uitgezonden in een richting diagonaal ten opzichte van de rivieras. Er bestaan verschillende methoden om hieruit de stroomsnelheid te bepalen, waarvan de looptijdverschil methode de belangrijkste is [17].

In Nederland zijn systemen in gebruik die meten volgens dit principe. Bij deze methode wordt door een transducent een akoestische puls uitgezonden van A naar B en één van B naar A (figuur 33). Een transducent is een zender/ontvanger, die een elektrische puls omzet in een geluidsgolf en omgekeerd. In stilstaand water heeft de voortplantingssnelheid van deze pulsen een bepaalde waarde. Als het water met een zekere snelheid beweegt, wordt de puls van A naar B versneld en die van B naar A vertraagd. De grootte van het verschil in looptijd is afhankelijk van de stroomsnelheid van het water. Dit tijdsverschil kan met de beschikbare moderne elektronische apparatuur nauwkeurig worden bepaald.

Belangrijk voordeel van de akoestische meetmethode is, dat de informatie continu en nauwkeurig is over een groot bereik van stroomsnelheden, mits de snelheidsverdeling in het verticale vlak parabolisch is voor het gehele meetbereik. Daardoor is de methode breed toepasbaar. Daarnaast wordt de informatie in digitale vorm geleverd, geschikt voor moderne vormen van gegevensverwerking [18].

De akoestische debietmeetmethode is een methode, die zeer geschikt is voor het meten van afvoeren in twee richtingen. Als de stroomrichting tijdelijk tegengesteld is aan de gebruikelijke richting, worden ook deze negatieve afvoeren geregistreerd (ook dan dient de snelheidsverdeling wel bij benadering parabolisch te zijn).



Figuur 33 Opstelling voor akoestische debietmeting

5.3.2 Bepaling van de stroomsnelheid

Voor stilstaand water ($v=0$) geldt, dat de looptijd t_{AB} van een akoestische puls van punt A naar een tegenover liggend punt B, waarbij de lijn AB diagonaal ligt ten opzichte van de rivieras, gelijk is aan L/c . Daarbij is L de afstand tussen A en B en c de voortplantingsnelheid van geluid in water (1400-1550 m/s).

Als het water een bepaalde stroomsnelheid heeft ($v \neq 0$), krijgt de puls van A naar B een snelheid $v \cdot \cos \varphi$ mee, waarbij φ de hoek is van de diagonaal ten opzichte van de rivieras. De totale snelheid van de puls wordt nu $c + v \cdot \cos \varphi$. Omgekeerd wordt het signaal van B naar A vertraagd en heeft een totale snelheid $c - v \cdot \cos \varphi$. Voor de looptijd van A naar B, respectievelijk van B naar A, geldt nu:

$$t_{AB} = \frac{L}{c + v \cdot \cos \varphi} \quad \text{en} \quad t_{BA} = \frac{L}{c - v \cdot \cos \varphi} \quad (26)$$

Uit bovenstaande vergelijkingen kan, door c te elimineren, worden afgeleid dat geldt:

$$v = \frac{L}{2 \cdot \cos \varphi} \cdot \left(\frac{1}{t_{AB}} - \frac{1}{t_{BA}} \right) \quad (27)$$

De stroomsnelheid v kan nu worden berekend als de afstand L en de hoek φ bekend zijn en de looptijden t_{AB} en t_{BA} worden gemeten [18].

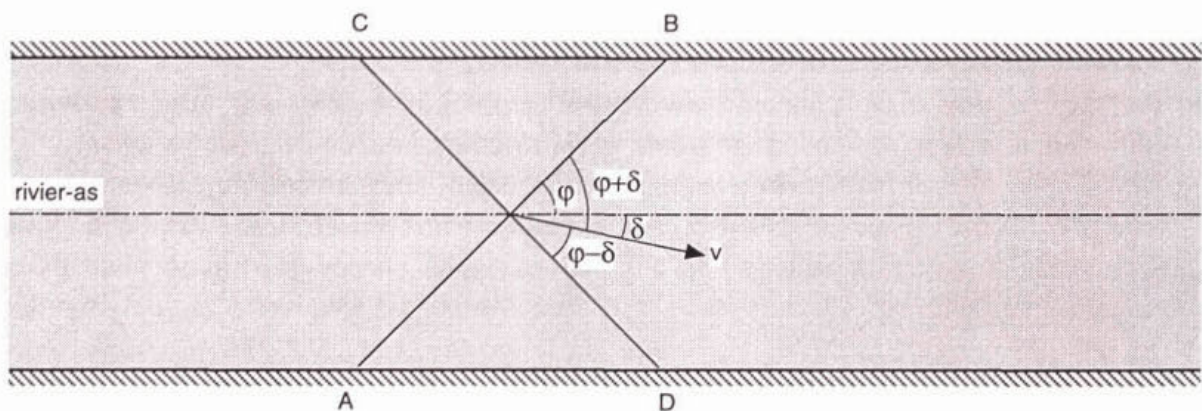
In de praktijk kunnen echter enkele problemen optreden:

- bij de afleiding van vergelijking 27 wordt verondersteld, dat de voortplantingssnelheid c voor de meting van A naar B exact gelijk is aan de snelheid tijdens de meting van B naar A. De voortplantingssnelheid is echter afhankelijk van temperatuur, druk, zoutgehalte en concentratie, verdeling en grootte van aanwezige luchtbelletjes. Verschillen in voortplantingssnelheid tussen beide metingen ten gevolge van veranderende

omstandigheden worden voorkomen door beide metingen langs dezelfde weg en tegelijkertijd uit te voeren;

- in werkelijkheid zal de stroming niet altijd in de richting van de rivieras zijn. Als de stroomrichting van het water een hoek δ maakt met de rivieras, dan treedt er een geringe maar systematische fout op in de bepaling van de snelheid v . Deze fout wordt geëlimineerd door het introduceren van een tweede meetlijn (CD). Deze lijn loopt diagonaal op de meetlijn AB met eenzelfde hoek φ ten opzichte van de rivieras, zodat een meetkruis ontstaat (figuur 34). Uit het verschil in snelheid, gemeten in de twee diagonalen, kan δ worden berekend en kan de snelheid in de richting van de rivieras worden bepaald.

In de praktijk wordt vrijwel overal met een meetkruis gewerkt.



Figuur 34 Meetkruis

5.3.3 Bepaling van het debiet

Het debiet wordt bepaald als $Q = \bar{v} \cdot A$. Op het niveau van het meetkruis is de gemiddelde snelheid over de breedte van de waterloop gemeten. Voor de bepaling van de gemiddelde snelheid over het volledige dwarsprofiel, moet de gemeten snelheid worden vermenigvuldigd met een correctiefactor k omdat de gemeten snelheid vrijwel nooit de gemiddelde is ($\bar{v} = k \cdot v$). De waarde van k wordt voornamelijk bepaald door de meetkruishoogte, de geometrie van de waterloop en de bodemruwheid en dient door de leverancier van het meetstelsel te worden vastgesteld. De meetkruishoogte moet zodanig worden gekozen, dat de waarde van k tussen 0,9 en 1,1 ligt. Buiten dit traject is de gevoeligheid van k voor de bodemruwheid te groot. De k -factor wordt ook beïnvloed door de waterhoogte h . Bij grote variaties in waterstanden wordt daarom eventueel in meetkruisen op meerdere hoogten gemeten. Het oppervlakte van de dwarsdoorsnede wordt afgeleid uit de gemeten waterstand ter plaatse van het meetkruis.

5.3.4 Keuze van de meetsectie

Bij de keuze van de meetsectie zijn allereerst de plaatselijke omstandigheden van belang.

Deze moeten zodanig zijn, dat de factoren die van invloed zijn op de nauwkeurigheid, goed te bepalen zijn en niet variëren. Het volgende moet daarom worden vermeden:

- aanwezigheid van bochten en/of stilliggende schepen: dit veroorzaakt een verstoring van het homogene stromingsprofiel;
- een dichtheidsgradiënt in temperatuur en/of zoutgehalte: de meetlijnen lopen dan niet recht en de correctiefactor k verloopt;
- windinvloed op de vorm van het verticale stromingsprofiel: correctiefactor k verloopt;
- instabiel bodemprofiel.

Daarnaast is het van belang, dat de uitgezonden akoestische pulsen niet teveel verzwakt en/of vervormd de overkant van de rivier bereiken. Verzwakking en/of vervorming kan worden veroorzaakt door:

- lange meetlijnen;
- temperatuur- en/of zoutgradiënten: signalen kunnen zover worden afgebogen, dat ze naast de transducent aan de overkant terecht komen;
- luchtbellens (riet) en/of sediment: veroorzaken demping of verstrooiing van de pulsen;
- stilliggende schepen of andere obstakels in de meetlijn: houden de signalen tegen;
- interferentie tussen rechtstreekse signalen en signalen gereflecteerd via het wateroppervlak, de bodem of een grenslaag tussen twee lagen met verschillende dichtheid. Voor een bepaalde meetlijn lengte (L) is dus een minimale afstand (a) tot de bodem c.q. waterspiegel nodig. Deze verhouding is afhankelijk van de frequentie van de gebruikte transducent. Voor transducenten met een frequentie van 200 kHz (geschikt voor meetlijn lengten tot ca. 250 m) bedraagt deze bijvoorbeeld: $a \approx L^{1/2}/8,8$. De waarde van a neemt af bij een hogere frequentie. Voor kleinere meetlijn lengten (tot ca. 80 m) kan daarom het gebruik van een transducent met een frequentie van 400 kHz eventueel een oplossing bieden, waarbij $a \approx L^{1/2}/12,2$.

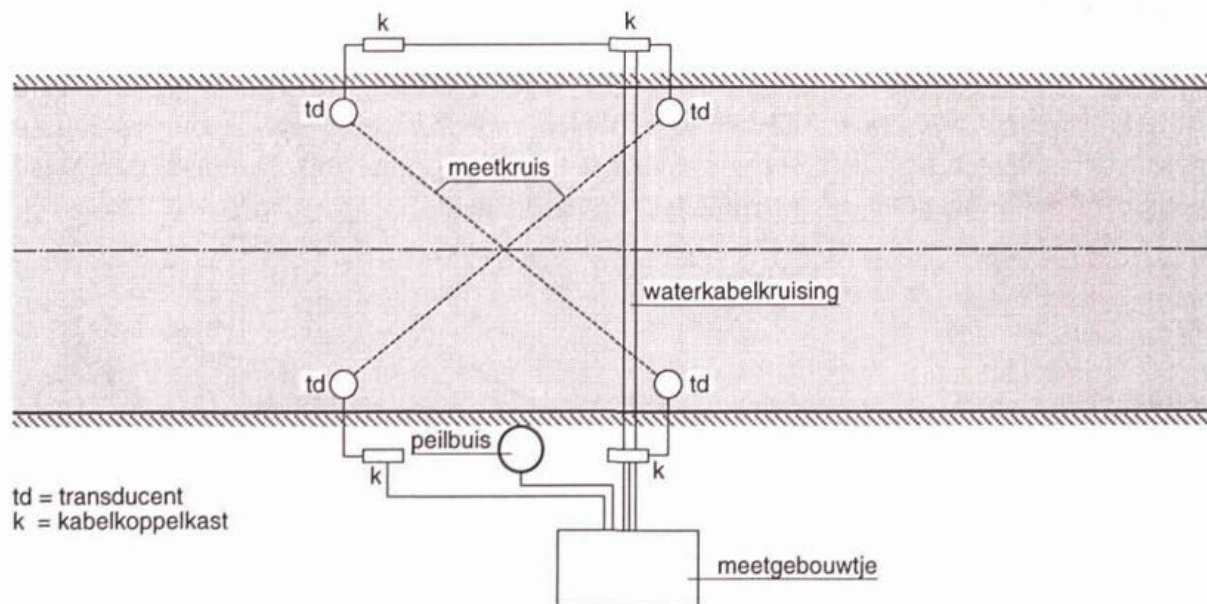
Bij de keuze van de meetsectie en de installatie van de meetopstelling is altijd deskundig advies nodig. Hiertoe behoort in alle gevallen het uitvoeren van stroomsnelheidsmetingen (bij lage én hoge afvoeren), om zeker te zijn van een parabolische snelheidsverdeling [18].

5.3.5 Meetopstelling en onderhoud

Een vereenvoudigde meetopstelling is weergegeven in figuur 35. De initiële kosten van apparatuur en meetopstelling zijn hoog, maar het systeem is onderhoudsvriendelijk en de exploitatiekosten zijn laag.

Periodiek moet de meetsectie worden schoongemaakt (obstakels, begroeiing e.d.), de niveaumeter worden gecontroleerd en indien van toepassing de peilbuis worden doorgepoeld. Wanneer in het telemetriesysteem een alarmering is ingebouwd, kan worden gewaarschuwd voor een slechte conditie van de meetlijn, die bijvoorbeeld wordt veroorzaakt door maaiafval of andere belemmeringen in de meetlijn. Als een bepaald percentage slechte metingen voor langere tijd wordt overschreden, vindt alarmering plaats.

Daarnaast moet jaarlijks de hoogte-instelling van de niveaumeter worden gecontroleerd en de transducenten schoongemaakt. Regelmatig moet worden nagegaan of de ingevoerde profielen en correctie-factoren nog overeenstemmen met de werkelijke situatie [18].



Figuur 35 Meetopstelling met meetkruis

5.4 Gemalen

5.4.1 Inleiding

Gemalen - vijzels en pompen - zijn te beschouwen als regelorganen tussen twee watersystemen. Er kan sprake zijn van bemaling (waterafvoer) of van opmaling (waternaivoer).

- *bemaling*: bij een te hoge waterstand in het laaggelegen watersysteem wordt het gemaal in werking gesteld waardoor dit systeem zo ver wordt leeggepompt tot het gewenste peil weer is bereikt;
- *opmaling*: bij een waterbehoefte in het hooggelegen watersysteem wordt via het gemaal water aangevoerd vanuit het laaggelegen watersysteem.

Gemalen zijn geen debietmeetinrichtingen. Toch zijn veel waterbeheerders geïnteresseerd in de uitgeslagen of aangevoerde hoeveelheden (wettelijke verplichtingen, waterbalans). Daarvoor moeten debieten kunnen worden bepaald.

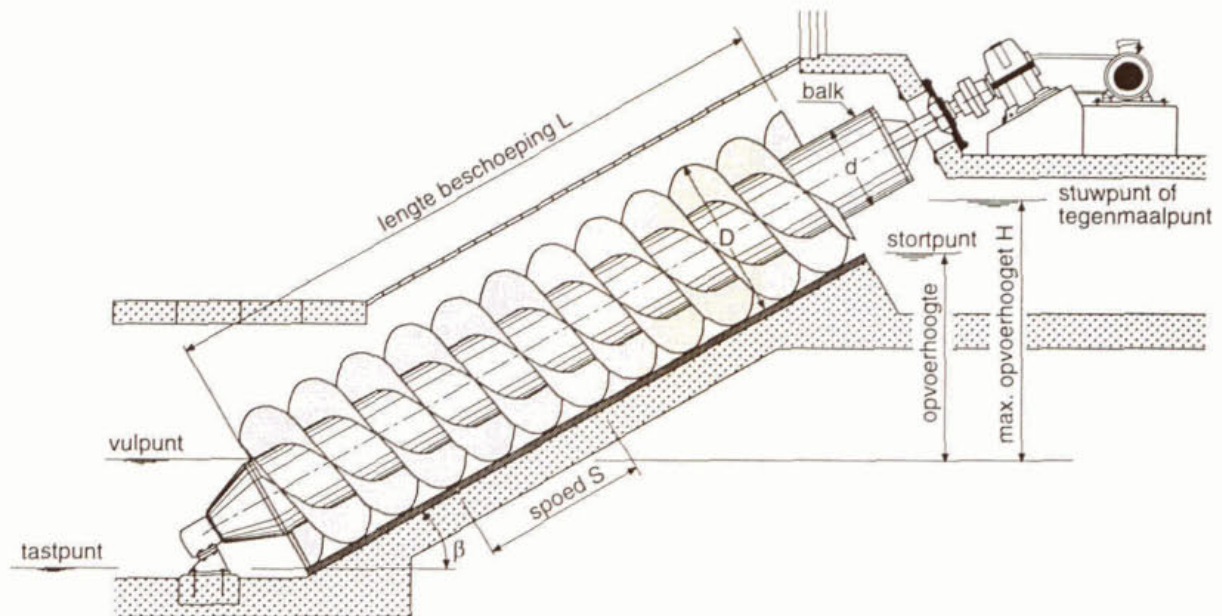
In deze paragraaf worden de gemalen uitsluitend behandeld voor zover van belang voor de debietmeting. Hydraulische achtergronden, overzicht pomptypen en hun karakteristieken zijn beschreven in Cursus IV - Pompen van het Waterloopkundig Laboratorium [20].

- paragraaf 5.4.2 behandelt vijzels;
- paragraaf 5.4.3 gaat over pompen.

Bij het bepalen van de waterhoeveelheden die een gemaal passeren, werden de draaiuren vroeger uitsluitend handmatig bijgehouden (maalstaten). Tegenwoordig gebeurt dit steeds meer door automatische registratie van bedrijfstijden. Daarnaast behoren de waterstanden bovenstrooms en benedenstrooms continu te worden gemeten. Eventueel worden ook toerentellers geïnstalleerd (met name bij vijzels).

5.4.2 Vijzels

Een vijzel is een opvoerwerktuig, waarin een vaste hoeveelheid water, opgesloten in de waterkrul tussen twee opeenvolgende vijzelbladen, omhoog wordt getransporteerd met een constante snelheid, die wordt bepaald door het toerental (figuur 36). De moderne vijzel is gebaseerd op de "schroef van Archimedes" uit de oudheid.



Figuur 36 Principeschets van de vijzel

Voor een vijzel worden de volgende symbolen en begrippen gedefinieerd:

d : balkdiameter;

D : buitendiameter vijzel;

β : opstellingshoek, die kan variëren van 26° tot 40° . De meest voorkomende hoeken zijn 30° , 35° en 38° ;

a : het aantal gangen van de beschoeping. Bijna altijd drie vanwege het hoge rendement;

S : spoed, de afstand tussen twee golf toppen van eenzelfde gang;

L : totale lengte van de beschoeping;

opleider : halfcirkelvormige goot waardoor het water naar boven wordt geschroefd;

tastpunt : laagste punt opleider en beschoeping;

vulpunt : benedenstrooms peil waarbij de vijzel zijn maximale vulling bereikt;

stortpunt : bovenste punt opleider en beschoeping;

tegenmaaspunt : bovenstroomse peil, waarbij de vijzel zijn maximale rendement bereikt. Dit peil, ook wel stuwpunt genoemd, ligt $0,15$ à $0,33D$ boven het stortpunt, afhankelijk van de opstellingshoek β , de parameters d/D en S/D , en het aantal gangen.

De maximale capaciteit treedt op bij een benedenwaterstand gelijk aan of boven het vulpunt en een bovenwaterstand gelijk aan of beneden het tegenmaaspunt. Het maximale rendement treedt op bij een benedenwaterstand gelijk aan het vulpunt en een bovenwaterstand gelijk aan het tegenmaaspunt.

Het debiet van een vijzel wordt met de volgende formule bepaald:

$$Q = f \cdot q \cdot n \cdot D^3 \quad (28)$$

- met: Q : debiet (m³/minuut)
 q : vijzelcoëfficiënt, theoretische inhoudsfactor (-), $q = f(\beta, d/D, S/D)$
 f : efficiëntiefactor, die aangeeft dat de werkelijke pbrengst onder gunstige omstandigheden groter is dan de theoretische (-)
 n : toerental (omw/minuut)
 D : buitendiameter vijzel (m)

De vijzelcoëfficiënt wordt vermeld in de literatuur [21] voor hoeken $22^\circ < \beta < 30^\circ$ en moet worden opgevraagd bij leveranciers voor hoeken $\beta > 30^\circ$.

Ter illustratie: voor $\beta = 30^\circ$, $d/D = 0,5$ en $S/D = 1,0$ wordt $q = 0,250$.

Deze vijzelcoëfficiënt neemt toe bij een afnemende hoek β en bij een toename van S/D , terwijl het optimum van d/D 0,4 à 0,5 bedraagt.

De efficiëntiefactor varieert als volgt: $1,10 < f < 1,20$.

- $f = 1,10$: geldt voor oudere of wat minder nauwkeurig gebouwde vijzels;
- $f = 1,15$: is een algemeen aanvaarde gemiddelde waarde;
- $f = 1,20$: wordt wel aangehouden voor de huidige vijzels, die maatvast/nauwkeurig zijn uitgevoerd.

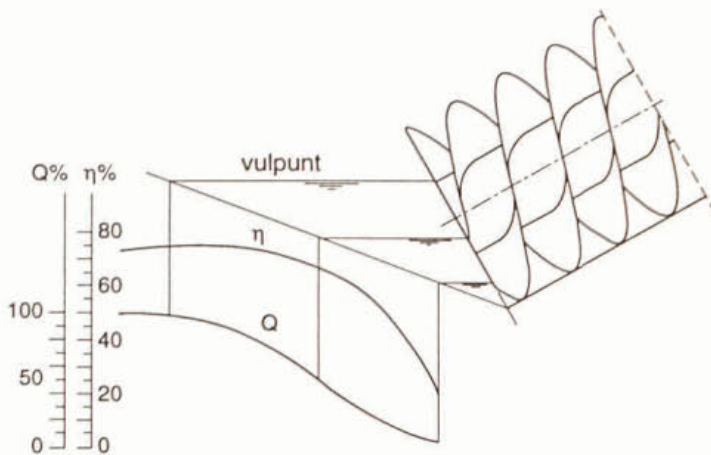
Daarnaast is deze factor in lichte mate afhankelijk van enerzijds slijtage en anderzijds aangroeiing.

Het toerental varieert globaal als volgt: $20 < n < 100$ (weinig slijtage, geen cavitatie). Ontwerpers houden vaak aan: $n = 50/D^{2/3}$ waarbij D in meters wordt uitgedrukt.

De peilen ter weerszijden van een vijzel mogen niet te veel variëren:

- het benedenstroomse peil (zuigniveau) vlak vóór de vijzel (voorbij het krooshek) dient bij voorkeur overeen te komen met het vulpunt. Een te laag zuigniveau leidt tot een afname van het debiet, een te hoog zuigniveau is niet van invloed op het debiet maar wel in geringe mate op het rendement (η) (figuur 37);
- het bovenstroomse peil (persniveau) dient bij voorkeur overeen te komen met het tegenmaaspunt. Een lager persniveau is niet van invloed op het debiet maar leidt wel tot enig rendementsverlies. Een te hoog persniveau zal retourstroom tot gevolg hebben, waardoor zowel het rendement als het debiet afnemen.

De maximale opvoerhoogte H is gedefinieerd als het hoogteverschil tussen het tegenmaaspunt en het vulpunt.



Figuur 37 Debiet en rendement als functie van het zuigniveau.

Om zeker te zijn van een nauwkeurige debietbepaling, worden de volgende aanbevelingen gedaan:

- meting van de waterstanden:
Benedenstreams om geïnformeerd te zijn over een eventuele overschrijding van het vulpunt.
Bovenstreams ter informatie van een eventuele overschrijding van het tegenmaulpunt;
- meting van het vijzeltoerental, als de netspanning mogelijk varieert;
- registratie van de bedrijfstijden;
- aangezien de waterstanden doorgaans geheel bovenstreams en benedenstreams van het gemaal worden gemeten, zullen de vervallen over het krooshek benedenstreams en de terugslagklep bovenstreams beperkt moeten worden tot ten hoogste enkele centimeters. Waar dit mogelijk is, verdient het de voorkeur, om de benedenstreamse waterstand na het krooshek te meten. Overigens dienen de verliezen over een (schoon) krooshek en de terugslagklep bekend te zijn.

Gezien de redelijke mate van betrouwbaarheid van de vijzelformule, is het uitvoeren van een controle-debietmeting na oplevering van een nieuwbouw vijzelgemaal niet noodzakelijk, mits de vijzel correct is uitgevoerd, het benedenpeil het vulpunt niet overschrijdt en het bovenpeil het tegenmaulpunt niet overschrijdt. Wordt aan de hiervoor genoemde voorwaarden niet voldaan, dan is het uitvoeren van controlemetingen wel noodzakelijk (velocity-area methode of incidenteel akoestisch).

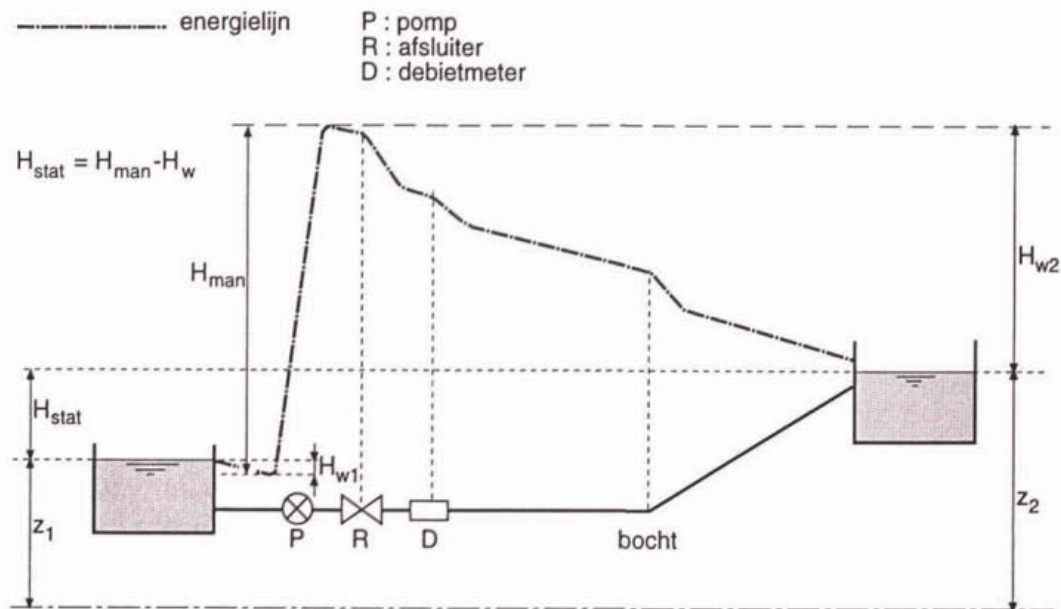
5.4.3 Pompen

Van de vele pomptypen worden de waaiertypen in de praktijk het meest toegepast. Tot het waaiertype behoren de axiaalpompen, de half-axiaalpompen en de centrifugaalpompen, waarvan de laatste categorie de meest toegepaste pomp is bij grotere opvoerhoogten. Bij nieuwbouw wordt tegenwoordig vaak voor de axiaalpomp gekozen.

In tegenstelling tot vijzels maken pompen meestal deel uit van een leidingsysteem: de zuigleiding en de persleiding, waardoor een deel van de energie wordt verbruikt door de

leidingverliezen. Dit geldt niet voor schroefpompen, die vaak open worden uitgevoerd, dat wil zeggen zonder zuig - en/of persleiding.

Voor de meeste pompen is de debietbepaling dan ook meer gecompliceerd.



Figuur 38 De energielijn voor een enkelvoudig leidingsysteem waarin één pomp is opgesteld.

Bij pompen worden de volgende hoogteverschillen en begrippen gedefinieerd:

- H_{man} : drukverschil, op korte afstand vóór en achter de pomp, bepaald met manometers;
- H_{pomp} : energiehoogteverschil, op korte afstand vóór en achter de pomp.

$$H_{pomp} = H_{man} + z + v_{p2}^2/2g - v_{p1}^2/2g$$

met: z : plaatshoogteverschil tussen de beide manometers
 v_{p1} : stroomsnelheid in de zuigleiding
 v_{p2} : stroomsnelheid in de persleiding;
- H_{stat} : verschil tussen buitenpeil en binnenpeil ter weerszijden van het gemaal (eigenlijk is H_{stat} het verschil in energiehoogte tussen beide panden. Er wordt hier echter aangenomen dat de stroomsnelheden in de panden verwaarloosbaar klein zijn);
- H_w : het totaal aan energieverliezen vóór (H_{w1}) en achter (H_{w2}) de pomp: $H_w = H_{w1} + H_{w2}$ (zie figuur 38). Dit zijn naast de wrijvingsverliezen en de intree- en uitreeverliezen van het leidingsysteem ook de verliezen door roosters, bochten, profielveranderingen, afsluiters en terugslagkleppen.

Op de proefstand in de fabriek wordt H_{pomp} bepaald. In die gevallen waarbij de manometers op dezelfde hoogte zijn opgesteld en de diameters van zuig- en persleiding dezelfde zijn, wordt $H_{pomp} = H_{man}$. Aangenomen dat dit het geval is, dan:

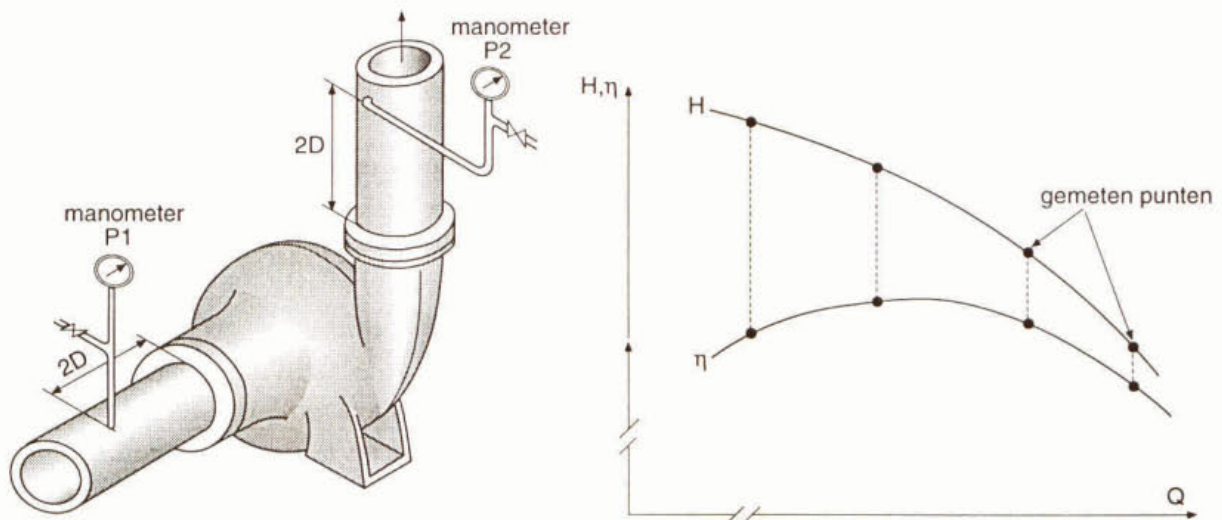
$$H_{man} = H_{stat} + H_w;$$

- pompkarakteristiek : de $Q-H_{\text{man}}$ relatie, zoals die is vastgesteld voor de grotere pompen in een testopstelling in de fabriek, waarbij verschillende nauwkeurigheidsklassen worden onderscheiden. Figuur 39 toont zo'n testopstelling volgens de ISO-normen [22];
- gemaalkarakteristiek: de $Q-H_{\text{stat}}$ relatie opgesteld door berekening van H_w of door een calibratie na het voltooien van de bouw van het gemaal.

Voor het meten van het debiet dat een pompstation passeert, zijn er de volgende mogelijkheden:

- gebruikmaking van de capaciteit Q en de daarbij behorende opvoerhoogte zoals vermeld op het typeplaatje van de pomp, of van catalogusgegevens van de pompleverancier. De betrouwbaarheid van deze informatie kan laag zijn, waardoor deze methode wordt ontraden. Dit is vooral het geval als de capaciteit wordt vermeld zonder een bijbehorende opvoerhoogte en de waterstanden in de praktijk nogal wisselen;
- gebruikmaking van de pompkarakteristiek: de $Q-H_{\text{man}}$ relatie, waarbij H_{man} wordt gemeten op exact dezelfde posities als waarop dat in de testopstelling is gebeurd. Deze methode is zeer betrouwbaar, mits aan de volgende twee voorwaarden wordt voldaan:
 - voldoende lengte rechte leiding (meestal uitgedrukt in een aantal malen de leidingdiameter) vóór de manometer in de zuigleiding en achter de manometer in de persleiding
 - de pomp moet nog in goede conditie zijn

De ISO-standaard 2548 wordt als norm gehanteerd voor het testen van waaierpompen. Als gevolg van vermeende problemen met de praktische uitvoerbaarheid wordt deze methode in slechts weinig gevallen toegepast. Het meten van het opgenomen motorvermogen kan een goed alternatief zijn, mits de curve niet te vlak loopt, zoals vaak bij half-axiaalpompen het geval is [23];



Figuur 39 Testopstelling van de pomp in de fabriek volgens ISO 2548 met pompkarakteristiek

- gebruikmaking van de pompkarakteristiek: de $Q-H_{\text{man}}$ relatie, waarbij echter niet H_{man} wordt gemeten, maar om praktische redenen H_{stat} wordt gemeten en ingevoerd in de $Q-H_{\text{man}}$ relatie. Omdat bij deze methode H_w wordt genegeerd, is ze principieel onjuist: ze leidt tot een systematische overschatting van het debiet (zie ook figuur 38, blz. 59). Deze fout is groter naarmate de waarde van het quotiënt H_w/H_{man} toeneemt. Bovendien geldt als voorwaarde, dat elke pomp zijn eigen zuig- en persleiding heeft: bij meerdere pompen op één leiding mogen de capaciteiten niet boekhoudkundig worden opgeteld;
- vaststellen van de gemaalkarakteristiek: de $Q-H_{\text{stat}}$ relatie, door berekening van het geheel aan verliezen H_w , waarbij de verliescoëfficiënten worden ontleend aan handboeken voor gesloten leidingen [24].

De nauwkeurigheid hiervan kan om de volgende redenen tegenvallen:

- onnauwkeurigheid in de grootte van de verliescoëfficiënten voor elk der weerstanden
- onzekerheid over de onderlinge beïnvloeding van de afzonderlijke weerstanden.

Voor waarden H_w/H_{man} kleiner dan 0,2 kan deze methode tot eeuwbare gemaalkauwbare gemaalkarakteristiek leiden, mits de pomp(en) nog in goede conditie is (zijn);

- vaststellen van de gemaalkarakteristiek: de $Q-H_{\text{stat}}$ relatie, door calibratie in situ, met behulp van één der incidentele debietmeetmethoden (de velocity-area methode of de mobiele akoestische methode). De nauwkeurigheid van de op deze wijze vastgestelde gemaalkarakteristiek wordt direct bepaald door de nauwkeurigheid van de ijking, die zeer zorgvuldig moet worden uitgevoerd. Belangrijke aandachtspunten hierbij zijn de keuze van de meetraai en het constant zijn van de beide waterstanden gedurende de ijking.

Als de $Q-H_{\text{stat}}$ relatie eenmaal is bepaald, verdient het aanbeveling deze bijvoorbeeld éénmaal per vijf jaar te herijken, om de gevolgen van slijtage, breuk, aangroei en vervuiling bij te houden. Het negeren van ouderdomsverschijnselen van gemalen leidt eveneens tot een systematische overschatting van het debiet;

- het continu meten van het debiet in de persleiding(en) met één van de vele debietmeetmethoden voor gesloten leidingen, waarvan de volgende twee veel toepassing vinden:

- elektromagnetische (ook wel magnetisch inductief genoemde) doorstroommeters op de persleiding
- ultrasonore doorstroommeters, mits ingesloten luchtbellens en zwevend sediment de signalen niet verstoren. Het principe, de looptijdverschil methode is identiek aan dat van de in paragraaf 5.3 beschreven akoestische methode. (Als er wel veel deeltjes of luchtbellens in het water aanwezig zijn, kan een meting volgens het Doppler-principe een goede oplossing bieden).

Bij beide methoden is een voldoende lange rechte aanstroming nodig [23]. Deze methoden zijn vooral aantrekkelijk als meerdere pompen op één gezamenlijke persleiding zijn aangesloten;

- het continu meten van het debiet in één van de aangrenzende (kanaal)panden. De meest in aanmerking komende methoden zijn:
 - een meetstuw (paragrafen 5.5 en 5.6)

- een akoestisch debietmeetstation (paragraaf 5.3).

Deze laatste methode verdient vooral aanbeveling, als het uitslaan van water behalve met pompen ook via spuikokers onder vrij verval plaatsvindt (getijde-gebied), of wanneer via het gemaal nu eens wordt uitgeslagen en dan weer wordt ingelaten. Zowel voor meetstuwen als ook voor een akoestisch debietmeetstation zal het ontwerp aan alle - soms nauw luisterende - randvoorwaarden moeten voldoen.

De keuze van de meest geëigende methode komt tot stand na een zorgvuldige afweging van de randvoorwaarden uit het veld, de opbouw van het gemaal en de nauwkeurigheidseisen.

5.5 Gestandaardiseerde meetstuwen

5.5.1 Inleiding

De waterbeweging in een stelsel van open waterlopen kan worden gemeten en/of geregeld met behulp van stuwen en schuiven. Soms wenst de waterbeheerder uitsluitend het peil te besturen, in andere gevallen gaat het slechts om het meten van afvoeren. In veel gevallen is er vraag naar stuwen en schuiven waarmee meten en regelen mogelijk wordt gemaakt.

De meest gangbare methode om afvoeren in open waterlopen continu te meten is die met behulp van meetstuwen [26,27,28].

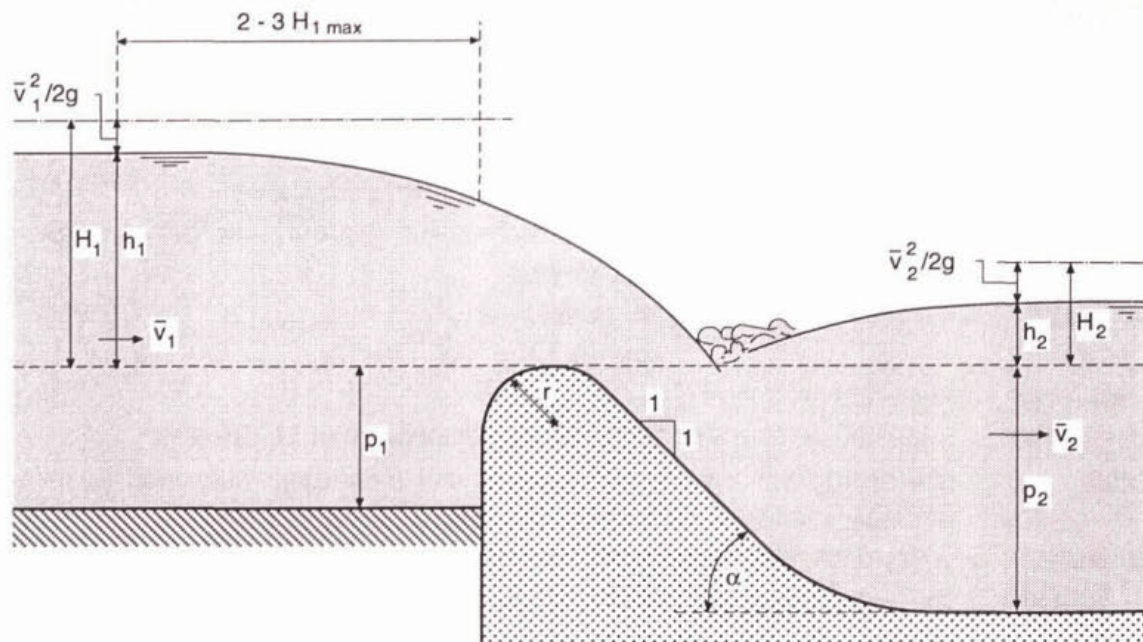
Bij het ontwerp van een meetstuw wordt het dwarsprofiel van de waterloop plaatselijk versmald (in breedte en/of diepte). Het grootste gedeelte van de energiehogte H_1 op korte afstand vóór de stuw, wordt omgezet in kinetische energie ter verkrijging van kritische stroming boven de kruin (zie ook paragraaf 5.2.1). Het restant aan energiehogte is opgegaan aan wrijvingsverliezen en aanstromingsverliezen.

Voor alle meetstuwen kan een afvoerrelatie worden opgesteld. De algemene vorm is:

$$Q = C \cdot H_1^u \quad (29)$$

- met: Q : debiet (m^3/s)
 C : afvoercoëfficiënt (m^{3-u}/s)
 H_1 : energiehogte in de h_1 -meetraai op korte afstand voor de stuw (m)
 H_1 is h_1 vermeerderd met de snelheidshogte $\bar{v}_1^2/2g$
 h_1 : overstorthogte (m)
 \bar{v}_1 : gemiddelde stroomsnelheid in de h_1 -meetraai (m/s)
 g : versnelling van de zwaartekracht ($=9,81 m/s^2$)
 u : machtscoëfficiënt (-). In de praktijk $0,5 < u < 2,5$.

In de praktijk wordt niet de energiehogte (H_1), maar de overstorthogte (h_1) gemeten (figuur 40). Bij zeer lage stroomsnelheden zullen deze waarden nagenoeg gelijk zijn. Is de stroomsnelheid op de plaats waar de waterhoogte wordt gemeten echter groter dan ca. 0,20 m/s, dan dient de snelheidshogte in rekening te worden gebracht. Als in de afvoerformule h_1 wordt gebruikt in plaats van H_1 , dan vindt correctie plaats door een coëfficiënt voor de aanstroomsnelheid $C_v = (H_1/h_1)^u$.



Figuur 40 Principeschets van stroming over een meetoverlaat

De overstorthoogte is gedefinieerd als het verschil in hoogte tussen de bovenwaterstand en de kruin van de stuw. Stroomt het water óver een stuw of door een meetgoot, dan is er sprake van overstort, "overflow". Stroomt het water via een opening onder water, dan is er sprake van onderstort, "underflow". Er zijn tientallen verschillende typen meetstuwen, waarvan slechts een deel is gestandaardiseerd in een ISO-standaard [28]. Een meetstuw is gestandaardiseerd door de ISO, nadat de in ISO-verband samenwerkende landen overeenstemming hebben bereikt over de vormgeving van de stuw, de randvoorwaarden van het toepassingsgebied en de afvoerrelatie.

Paragraaf 5.5 - waarin vier typen gestandaardiseerde meetstuwen, die in Nederland het meest worden toegepast, worden behandeld: de Hobrad overlaat, de V-vormige lange overlaat, de horizontale en V-vormige scherpe overlaat en meetgoten - is als volgt ingedeeld:

- functies van stuwen (paragraaf 5.5.2);
- classificatie van meetstuwen (paragraaf 5.5.3);
- ongestuwde en gestuwde afvoer (paragraaf 5.5.4);
- de Hobrad overlaat (paragraaf 5.5.5);
- de V-vormige lange overlaat (paragraaf 5.5.6);
- de horizontale (Rehbock-overlaat) en de V-vormige scherpe overlaat (Thomson-overlaat) (paragraaf 5.5.7);
- meetgoten (paragraaf 5.5.8);
- nulpuntsbepaling (paragraaf 5.5.9).

In paragraaf 5.6 worden de niet-gestandaardiseerde meetstuwen behandeld.

5.5.2 Functies van stuwen

Al naar gelang de functie worden stuwen in een aantal hoofdgroepen onderscheiden [27]:

- *regelstuwen met vaste kruin*

Voorbeelden : allerlei soorten bodemvallen, vaste drempels en cascades.

Functie : het waarborgen van een minimumpeil bovenstrooms en het afzwakken van afvoergolven benedenstrooms.

Toepassing : waterlopen met betrekkelijk veel verval.

- *regelstuwen met beweegbare kruin*

Voorbeelden : schuiven die in verticale sponningen bewegen en klepstuwen.

Functie : peilregeling tussen een minimale en een maximale waterstand (respectievelijk winterpeil en zomerpeil) en het regelen van het debiet.

Toepassing : waterlopen met betrekkelijk weinig verval in een gebied met nu eens een waterbehoefte, dan weer een overschot. Verlangens om bij te kunnen sturen als de omstandigheden dit vragen (besturing grondwaterstanden).

Voor **regelstuwen** geldt dat tijdens het ontwerp van deze kunstwerken het aspect van debietmeting geen rol speelt bij de vormgeving van de stuw.

- *meetstuwen met vaste kruin*

Voorbeelden : het Thomson-meetschot, Venturi-meetgoten en tal van lange en korte overlaten, zoals de Rossum-stuw.

Functie : het meten van debieten.

Toepassing : waterbalansstudies, gecombineerde kwaliteits- en kwantiteitsmeetpunten, waar geen behoefte is om bij te kunnen sturen in de afvoer.

- *meetstuwen met beweegbare kruin*

Voorbeelden : de horizontale en de V-vormige lange overlaten, beweegbaar in verticale sponningen.

Functie : het meten en regelen van debieten.

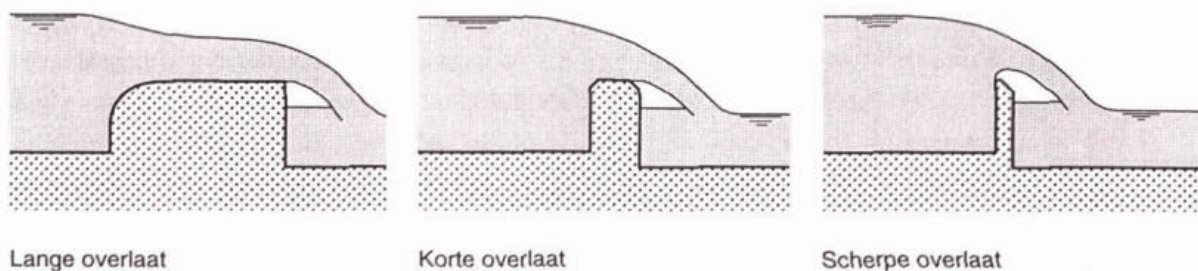
Toepassing : dagelijks waterbeheer, de aan- en afvoer van waterhoeveelheden van peilgebied naar peilgebied, waterbalansstudies en gecombineerde kwaliteits- en kwantiteitsmetingen.

Een combinatie van parallel geschakelde meetstuwen (met beweegbare kruin) levert een vorm van verdeelwerk op.

Voor **meetstuwen** geldt dat tijdens het ontwerp van deze kunstwerken het aspect van debietmeten een primaire rol speelt bij de vormgeving van de stuw.

5.5.3 Classificatie van meetstuwen

Meetstuwen kunnen worden geclassificeerd naar de vorm van de kruin in de stroomrichting (zijaanzicht, figuur 41), en worden onderverdeeld naar de verschillende vormen van doorstromingsprofiel (vooraanzicht) [27].



Figuur 41 Drie typen meetstuwen (zijaanzicht)

- *lange overlaten*

De lengte van de kruin in de stroomrichting (L) is voldoende om min of meer rechte en evenwijdige stroomlijnen te verkrijgen boven de kruin. Dit is het geval als h_1/L kleiner is dan ongeveer 0,6 (zie ook paragraaf 5.5.5, figuur 43, blz. 69). Wanneer h_1/L groter is dan ongeveer 0,6, spreken we van een korte overlaat. De hoogte van de kruin ten opzichte van de bodem van het bovenstrooms kanaalpand moet aan een minimumwaarde voldoen.

Tot de meest bekende behoren:

- de horizontale lange overlaat;
- de Hobrad overlaat;
- de V-vormige lange overlaat.

- *scherpe overlaten*

De lengte van de kruin (in de stroomrichting) is 1 à 2 mm. Vandaar de naam scherpe overlaat. De stroomlijnen boven de kruin zijn sterk gekromd. De onderkant van de straal laat los op de kruin. De ruimte onder de overstortende straal moet worden belucht om te voorkomen dat door onderdruk onder de straal de afvoerrelatie wordt beïnvloed.

Enkele bekende voorbeelden zijn:

- de horizontale scherpe overlaat (Rehbock-meetschot);
- de V-vormige scherpe overlaat (Thomson-meetschot);
- de trapeziumvormige scherpe overlaat (Cipoletti-meetschot).

- *korte overlaten*

Deze liggen in het overgangsgebied tussen de lange en de scherpe overlaten. De kruin is te kort om rechte en evenwijdige stroomlijnen te verzekeren, maar ook niet scherp. Bij zeer kleine overstorthoogten kan een korte overlaat de eigenschappen van een lange overlaat benaderen en bij zeer grote overstorthoogten die van een scherpe overlaat.

Een aantal korte overlaten moet worden belucht.

Voorbeelden van korte overlagen zijn:

- "triangular profile weirs", waaronder de Crump-overlaat;
- horizontale stuwen met een ronde kruin;
- V-vormige stuwen met een halfcirkelvormige kruin (Rossum-stuw).

- **meetgoten**

Door een voldoende kruinlengte zijn de stroomlijnen in de keel nagenoeg recht en evenwijdig. Principieel is een meetgoot een lange overlaat. Er zijn echter meestal geen beperkingen aan de kruinhoogte en het gootgedeelte achter de keel is vaak zwak divergerend, waardoor de energieverliezen worden beperkt. In vergelijking met de lange overlagen zijn ze daardoor beter geschikt in gebieden met weinig verval en als er sediment moet worden afgevoerd.

Veel toegepaste meetgoten zijn:

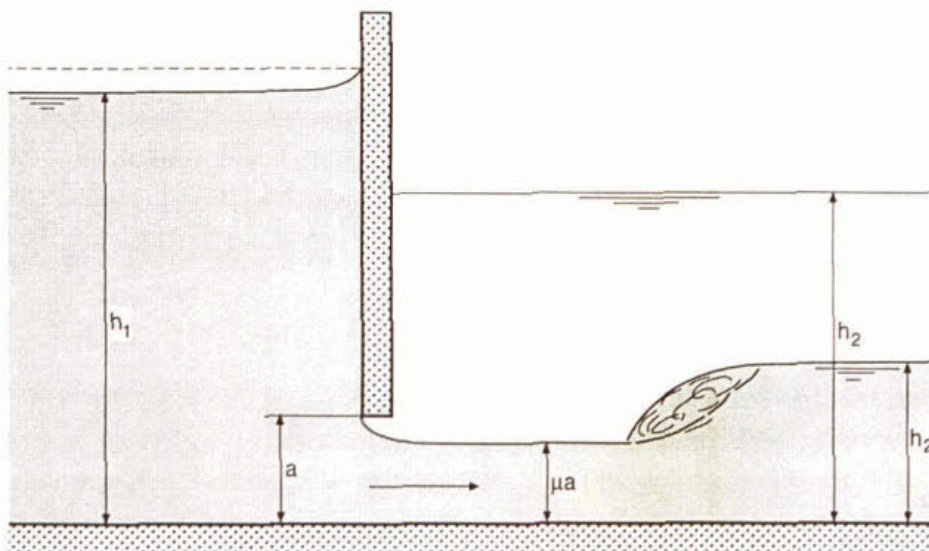
- venturi-meetgoten (waaronder de Khafagi-venturi);
- trapeziumvormige meetgoten;
- Parshall flumes.

- **onderwateropeningen**

De doorstroomopening bevindt zich op enige afstand onder de bovenstroomse waterspiegel. In tegenstelling tot de voorgaande typen meetstuwen waarbij steeds sprake was van een overstortende straal, is bij de openingen onder water sprake van een onderstroom (in het Engels: underflow).

Enkele voorbeelden van onderwateropeningen:

- verticale schuiven, zoals de hef-sluisdeur;
- segment-schuiven.



Figuur 42 Onderwateropening

Een vollediger opsomming en beschrijving is te vinden in tal van handboeken waaronder het ISO-standards handbook [30].

Tabel 5 Classificatie van meetstuwen

Hoofddeling	Onderverdeling naar de vorm van de opening (vooraanzicht)		
	rechthoekig	V-vormig	trapeziumvormig
lange overlatten	*	*	*
korte overlatten	*	*	*
scherpe overlatten	*	*	*
meetgoten (flumes)	*	*	*
onderwateropeningen	*		

5.5.4 Ongestuwde en gestuwde afvoer

Het debiet door een kunstwerk wordt bepaald met een formule waarvan de algemene vorm, voor een enkelvoudig profiel van de doorstroomopening, is:

$$Q = C \cdot C_{dr} \cdot H_1^u \quad (30)$$

met: Q : debiet (m^3/s)

C : factor (m^{3-u}/s), C is samengesteld uit een numerieke constante, een maat voor de oppervlakte van het doorstromingsprofiel en een aantal coëfficiënten die variëren met de overstorthoogte h_1 (m). Een van deze coëfficiënten is de karakteristieke afvoercoëfficiënt C_D .

C_{dr} : correctiefactor bij gestuwde afvoer (-)

H_1 : energiehogte bovenstrooms (m)

H_1 is h_1 vermeerderd met de snelheidshoogte $\bar{v}_1^2/2g$ in de meetraai op korte afstand voor de stuw.

u : machtscoëfficiënt (-), die een functie is van de vorm van de natte doorsnede van het doorstromingsprofiel.

Tabel 6 u -macht als functie van het doorstromingsprofiel

Vorm doorstroomopening overlaat	u -macht
rechthoekig	1,5
paraboolvormig (ook cirkelvormig)	2,0
V-vormig	2,5
trapeziumvormig en samengesteld profiel	$1,5 < u < 2,5$
onderwateropeningen	0,5

Bij gestuwde afvoer speelt naast de overstorthoogte h_1 ook de benedenwaterstand h_2 (eveneens ten opzichte van de kruin) een rol. Er bestaat dan geen éénduidige relatie meer tussen de overstorthoogte en de afvoer. De invloed van de benedenwaterstand wordt aangeduid met de verdrinkingsgraad $S = 100 H_2/H_1$ (%).

Hierin is H_2 de energiehogte benedenstrooms: H_2 is h_2 vermeerderd met de snelheidshoogte $\bar{v}_2^2/2g$ in een h_2 -meetraai achter het sterk turbulente gebied (zie figuur 40, blz. 63).

In de praktijk wordt de verdrinkingsgraad vaak aangeduid als $S = 100 h_2/h_1$, hetgeen in veel gevallen weinig zal afwijken van $S = 100 H_2/H_1$, maar toch principieel onjuist is. De grens tussen ongestuwde en gestuwde afvoer wordt aangegeven door de zogenaamde kritische verdrinkingsgraad of modulaire limiet S_1 .

De volgende soorten afvoer zijn dan mogelijk:

- **ongestuwde afvoer** (volkomen overlaat, Engels: free flow).
De benedenwaterstand h_2 heeft geen invloed op de éénduidige Q- h_1 relatie.
 $S < S_1$ en $C_{dr} = 1$;
- **overgang** van ongestuwde naar gestuwde afvoer.
Begin van invloed van de benedenwaterstand op de Q- h_1 relatie (modulaire limiet). De overstorthoogte h_1 is nog maar zo weinig opgestuwd dat het debiet, afgeleid uit de Q- h_1 relatie, minder dan 1% hoger is dan het werkelijke debiet.
 $S = S_1$ en $C_{dr} \geq 0,99$;
- **gestuwde afvoer** (onvolkomen overlaat of verdrongen afvoer, Engels: submerged flow).
De benedenwaterstand stuwt de bovenwaterstand op. De afvoerrelatie moet worden gecorrigeerd.
 $S > S_1$ en $C_{dr} < 0,99$.

De kritische verdrinkingsgraad S_1 (waarvoor $C_{dr} = 0,99$) verschilt per type overlaat. Voor stuwten met overstort is ze aangegeven in tabel 7.

Tabel 7 De kritische verdrinkingsgraad S_1 als functie van het type overlaat

Type overlaat	Grenswaarde
lange overlaten	$S_1 = 50 \text{ à } 80\%$
scherpe overlaten	$S_1 = 0$
korte overlaten	$S_1 = 30 \text{ à } 50\%$
meetgoten (flumes)	$S_1 = 70 \text{ à } 90\%$

Zodra er sprake is van gestuwde afvoer, wordt meten van bovenwaterstand en benedenwaterstand noodzakelijk. De correctiefactor C_{dr} is een functie van de verdrinkingsgraad S :

- $S_1 < S < 100\%$;
- $0,99 > C_{dr} > 0$.

Het verband tussen C_{dr} en S kan verschillen voor de verschillende typen overlaten en is sterk afhankelijk van de vormgeving van het kunstwerk.

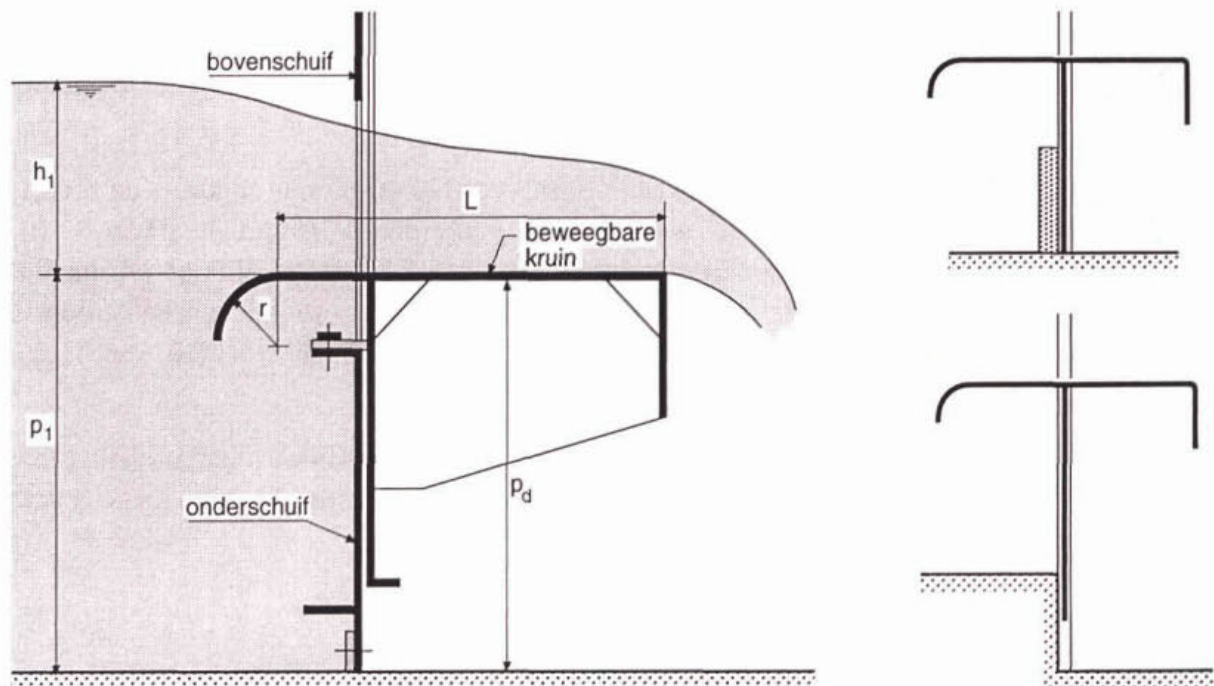
Het verdient aanbeveling gestuwde afvoer te voorkomen om twee redenen:

- de berekening van het debiet is tamelijk bewerkelijk;
- de nauwkeurigheid neemt af bij het groter worden van de verdrinkingsgraad.

Bij het ontwerp kan men hiermee rekening houden.

5.5.5 De Hobrad overlaat

De standaard overlaat bestaat uit een vlakke, horizontale kruin geplaatst tussen verticale wanden. De kruin kan zowel vast als beweegbaar worden uitgevoerd. De beweegbare uitvoering is in Nederland vooral bekend onder de naam Hobrad-overlaat (horizontal broadcrested adjustable weir) [31]. De bovenstroomse kant van de kruin is zodanig afgerond, dat de stroming niet loslaat van de kruin. Daarnaast heeft het horizontale deel van de kruin (L) een minimale lengte van $1,75 H_{\max}$ (figuur 43).



Figuur 43 Hobrad-overlaat, uitvoeringen met enkele en dubbele schuif

De afvoerrelatie voor dit type overlaat wordt beschreven door:

$$Q = \left(\frac{2}{3}\right)^{3/2} \cdot g^{1/2} \cdot C_D \cdot C_V \cdot C_{dr} \cdot b \cdot h_1^{3/2} \quad (31)$$

- met:
- Q : afvoer (m^3/s)
 - g : versnelling van de zwaartekracht ($= 9,81 \text{ m/s}^2$)
 - C_D : afvoercoëfficiënt (-)
 - C_V : coëfficiënt voor de aanstroomsnelheid ($= (H_1/h_1)^{3/2}$) (-)
 - C_{dr} : reductiefactor voor gestuwde afvoer (-)
(bij ongestuwde afvoer: $C_{dr} = 1$)
 - b : breedte van de kruin (m)
 - H_1 : bovenstroomse energiehoogte (m)
 - h_1 : overstortheogte (m)

De waarde van de coëfficiënt C_v kan worden bepaald aan de hand van tabellen en grafieken uit de ISO-standaard. De waarde van de afvoercoëfficiënt C_D hangt af van de overstorthoogte h_1 , de kruinlengte in de stroomrichting L , de ruwheid van de kruin en de verhouding h_1/b .

Voor overlatten met een glad afgewerkt oppervlak kan C_D worden berekend volgens:

$$C_D = \left[1 - \left(0,006 \cdot \frac{L}{b} \right) \right] \cdot \left[1 - \left(0,003 \cdot \frac{L}{h_1} \right) \right]^{3/2} \quad (32)$$

Deze C_D -waarden zijn zowel geldig voor overlatten met een vaste kruin als voor overlatten met een beweegbare kruin.

De ISO-standaard beschrijft dit type overlaat alleen voor het geval van ongestuwde afvoer. Dit betekent, dat de verdrinkingsgraad niet groter mag zijn dan de modulaire limiet S_1 . Bij een overlaat met een verticale benedenstroomse kant is de modulaire limiet afhankelijk van H_1/p_d , waarbij p_d de hoogte van de kruin is ten opzichte van de benedenstroomse bedding. De modulaire limiet (paragraaf 5.5.4) is 63% voor lage waarden van H_1/p_d , oplopend tot 75% voor $H_1/p_d = 0,5$ en tot 80% voor $H_1/p_d \geq 1$.

Voor eisen aangaande het meettraject, de installatie van de overlaat, nulpuntsbepaling, nauwkeurigheid van de afvoerbepaling en overige meer gedetailleerde informatie wordt verwezen naar ISO standaard 4374-1990 [32].

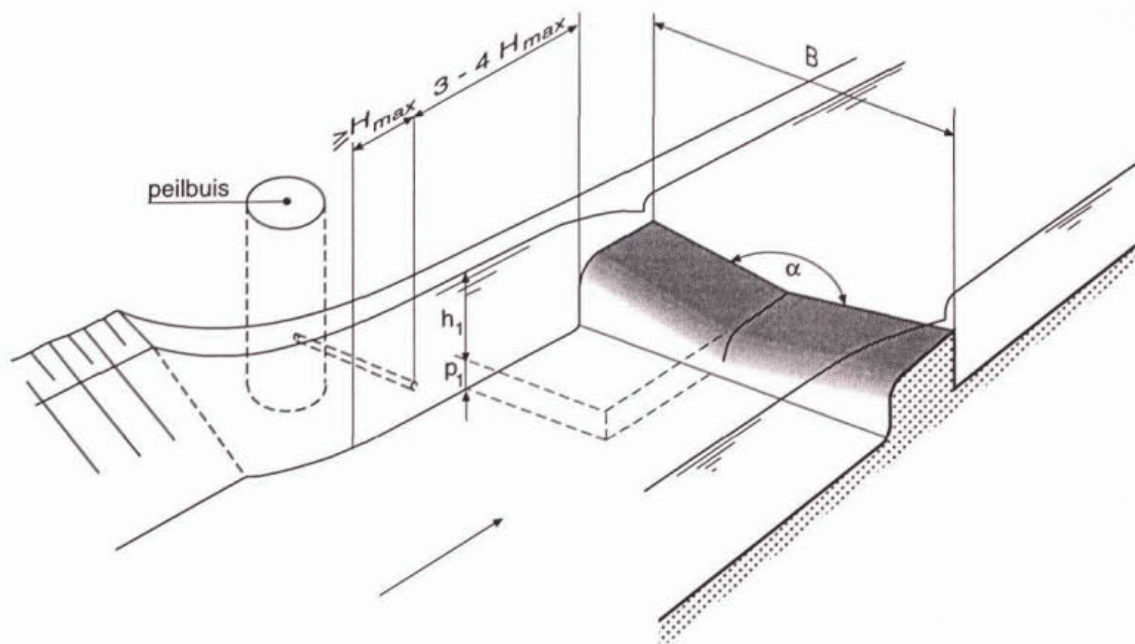
5.5.6 De V-vormige lange overlaat

Dit type overlaat heeft in vooraanzicht een V-vormige dwarsdoorsnede, waarvan de lijn door het diepste punt horizontaal loopt. De hoek α in de kruin kan variëren van 90° tot 150° . De schuine platen zijn aan de bovenstroomse zijde van de kruin afgerond; de aanbevolen straal van deze ronding is $0,2 H_{\max}$ tot $0,4 H_{\max}$ (figuur 44). De overlaat kan zowel met een vaste als met een beweegbare kruin worden uitgevoerd [33].

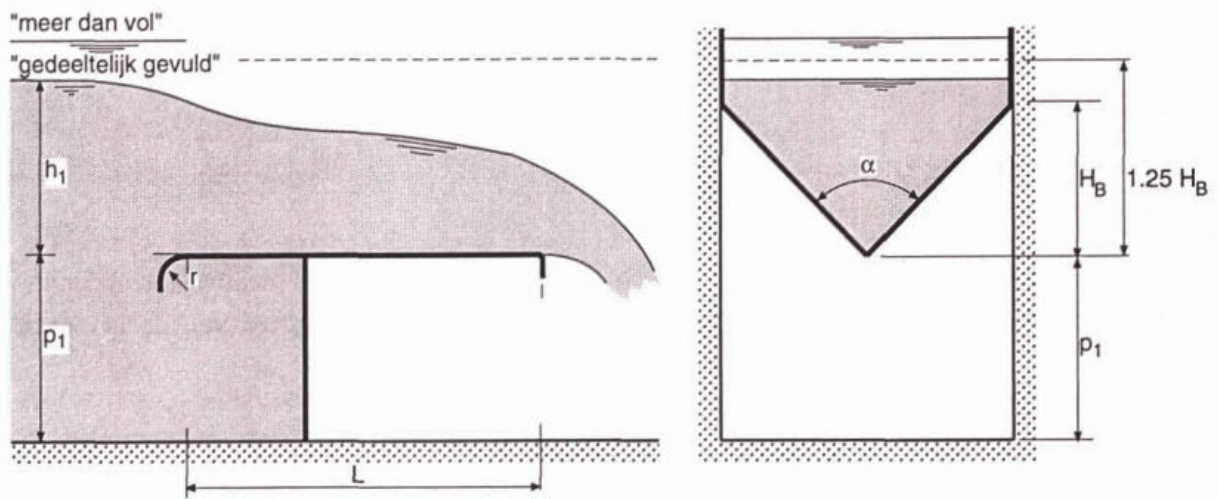
Karakteristieke eigenschappen van de V-vormige lange overlaat zijn:

- grote en kleine afvoeren kunnen worden gemeten met een relatief grote nauwkeurigheid;
- dit type overlaat is bijzonder geschikt voor waterlopen met een gering verval, doordat gestuwde afvoer pas bij een hoge verdrinkingsgraad (80%) gaat optreden.

Afhankelijk van de waterstand h_1 zijn twee typen stroming mogelijk over een V-vormige lange overlaat. Onder normale omstandigheden treedt stroming alleen op door het V-vormige gedeelte van het profiel. Dit stromingstype, waarvoor geldt $h_1 \leq 1,25 H_B$, wordt "gedeeltelijk gevuld" genoemd. Wanneer de breedte van de V-vormige kruin door verticale zijwanden wordt begrensd, treedt bij $h_1 > 1,25 H_B$ het stromingstype "meer dan vol" op (figuur 45).



Figuur 44 V-vormige lange overlaat



Figuur 45 Stromingstypen "meer dan vol" en "gedeeltelijk gevuld".

De afvoerrelatie in het geval van een "gedeeltelijk gevuld" stromingsprofiel, met $h_1 \leq 1,25 H_B$ is:

$$Q = \left(\frac{4}{5}\right)^{5/2} \cdot \left(\frac{g}{2}\right)^{1/2} \cdot \tan\left(\frac{\alpha}{2}\right) \cdot C_D \cdot C_V \cdot C_{dr} \cdot h_1^{5/2} \quad (33)$$

met: Q : afvoer (m^3/s)
 g : versnelling van de zwaartekracht ($=9,81 m/s^2$)
 α : kruinhoek ($^\circ$)
 C_D : afvoercoëfficiënt (-)
 C_V : coëfficiënt voor de aanstroomsnelheid ($= (H_1/h_1)^{5/2}$) (-)
 C_{dr} : reductiefactor voor gestuwde afvoer (-)
 (bij ongestuwde afvoer: $C_{dr} = 1$)
 h_1 : overstorthoogte (m)
 H_1 : bovenstroomse energiehoogte (m)
 H_B : hoogte driehoek in de V-overlaat (m)

Bij het ontwerpen van een V-vormige overlaat kan een gemiddelde C_D -waarde van 0,95 worden gebruikt voor het bereik $0,1 < h_1/L < 0,45$, waarbij L de kruinlengte in de stroomrichting is. Voor het nauwkeurig bepalen van de afvoer geeft de ISO-standaard de afvoercoëfficiënt als functie van h_1/L en α .

De afvoerrelatie voor de situatie waarin het stromingsprofiel "meer dan vol" is, wordt gegeven door:

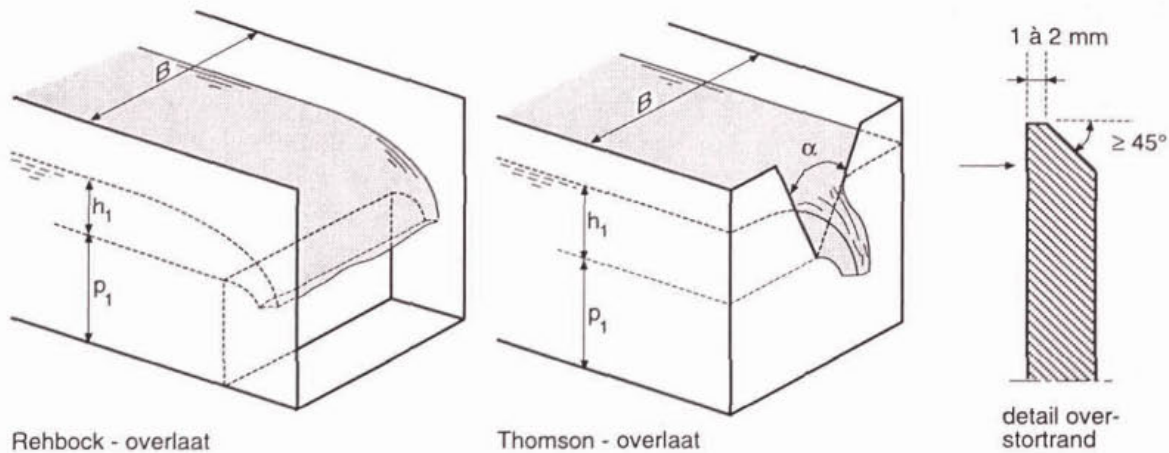
$$Q = \left(\frac{2}{3}\right)^{3/2} \cdot g^{1/2} \cdot B \cdot C_D \cdot C_V \cdot C_{dr} \cdot (h_1 - 0,5 \cdot H_B)^{3/2} \quad (34)$$

De afvoercoëfficiënt C_D is nu een functie van h_1/L , α en B . De waarde van de coëfficiënt C_V is gelijk aan: $\{(H_1 - 0,5H_B)/(h_1 - 0,5H_B)\}^{3/2}$

Voor meer informatie over installatie van de overlaat, keuze van het meettraject, nulpuntsbepaling, bepaling van de verschillende coëfficiënten en nauwkeurigheid van de afvoerbepaling wordt verwezen naar ISO-standaard 8333-1985 [34].

5.5.7 De horizontale (Rehbock-overlaat) en de V-vormige scherpe overlaat (Thomson-overlaat)

Scherpe overlaten kunnen alleen worden toegepast voor het meten van schoon water. Wanneer drijvend of zwevend (grof) materiaal wordt meegevoerd, zal dit dikwijls op de scherpe rand van de overlaat blijven hangen, waardoor zeer grote fouten worden gemaakt in de meting van de overstorthoogte en dus ook in de bepaling van het debiet. De ISO-standaard beschrijft dit type overlaten alleen voor het geval van ongestuwde afvoer. Aangezien de kritische verdrinkingsgraad voor scherpe overlaten $S_1 = 0$ bedraagt, betekent dit, dat de benedenstroomse waterstand nooit hoger mag zijn dan de kruin van de overlaat.



Figuur 46 Rehbock-overlaat, Thomson-overlaat en doorsnede overstortrand

De horizontale scherpe overlaat (Rehbock-overlaat)

Deze overlaat bestaat uit een verticale plaat met een horizontale overstortrand over de volle breedte van het (rechthoekige) aanvoerkanaal. De rand van de plaat is aan de benedenstroomse zijde afgeschuind, terwijl de "lengte" van de kruin 1 à 2 mm bedraagt (figuur 46).

De afvoerrelatie voor dit type overlaat wordt beschreven door de Rehbock-formule:

$$Q = C_e \cdot \frac{2}{3} \cdot (2g)^{1/2} \cdot B \cdot h_e^{3/2} \quad (35)$$

waarbij:

$$C_e = 0,602 + 0,083 \cdot h_1/p_1 \quad \text{en} \quad h_e = h_1 + 0,0012 \quad (36)$$

- met:
- Q : afvoer (m³/s)
 - C_e : afvoercoëfficiënt (-)
 - g : versnelling van de zwaartekracht (=9,81 m/s²)
 - B : breedte aanvoerkanaal (m)
 - h_e : effectieve overstorthoogte (m)
 - h₁ : overstorthoogte (m)
 - p₁ : apexhoogte (hoogte overstortrand boven bovenstroomse bodem) (m)

De V-vormige scherpe overlaat (Thomson overlaat)

Dit type overlaat bestaat uit een verticale plaat met daarin in vooraanzicht een V-vormige opening met een hoek α (die meestal 90° bedraagt). De rand van de plaat is aan de benedenstroomse zijde afgeschuind, terwijl de lengte van de kruin 1 à 2 mm bedraagt (Figuur 46).

De afvoerrelatie voor dit type overlaat wordt beschreven door de Kindsvater-Shen formule:

$$Q = C_e \cdot \frac{8}{15} \cdot tg\left(\frac{\alpha}{2}\right) \cdot (2g)^{1/2} \cdot h_e^{5/2} \quad \text{met} \quad h_e = h_1 + k_h \quad (37)$$

met: Q : afvoer (m^3/s)

C_e : afvoercoëfficiënt (-)

α : hoek van de meetopening ($^\circ$)

g : versnelling van de zwaartekracht ($=9,81 \text{ m/s}^2$)

h_e : effectieve overstorthoogte (m)

h_1 : overstorthoogte (m)

k_h : experimenteel bepaalde grootheid (correctie voor viscositeit en oppervlaktespanning) (m)

De waarde van de coëfficiënt C_e is afhankelijk van de verhouding tussen de overstorthoogte en de hoogte van de kruin boven de bovenstroomse bodem (h_1/p_1), de verhouding tussen p_1 en de breedte van het aanvoer kanaal (p_1/B) en de hoek van de meetopening (α), waarbij onderscheid wordt gemaakt tussen "volledige contractie" van de straal over de overlaat en "niet-volledige contractie" van de straal.

De waarden van C_e en k_h kunnen worden bepaald aan de hand van grafieken en tabellen uit de ISO-standaard.

Voor meer informatie over installatie van de overlaten, keuze van de meetlocatie, nulpuntsbepaling, bepaling van coëfficiënten en nauwkeurigheid van de afvoerbepaling wordt verwezen naar ISO-standaard 1438/1-1980 [35].

5.5.8 Meetgoten

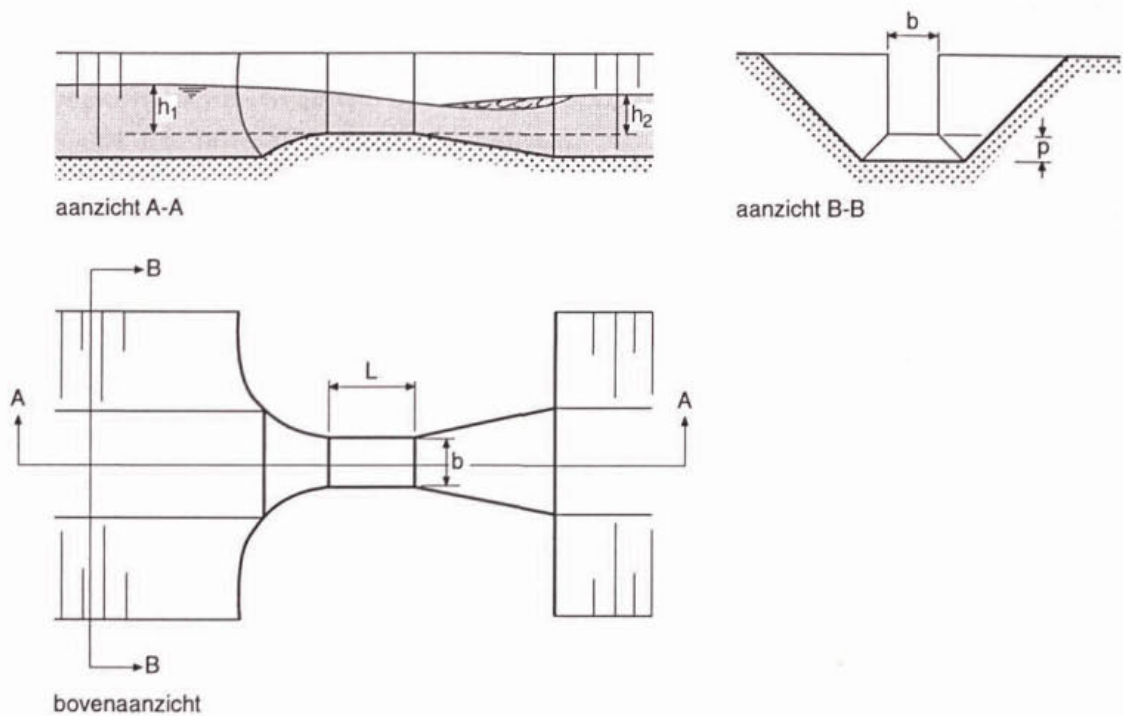
De ISO standaard beschrijft de eisen en eigenschappen voor ongestuwde afvoer door meetgoten met een rechthoekig, trapeziumvormig of U-vormig profiel. Dit laatste type vindt met name een toepassing in rioleringsystemen en wordt hier verder niet beschreven.

- *meetgoten met een rechthoekig keelprofiel* zijn het meest voorkomende type. Ze zijn relatief eenvoudig te construeren (figuur 47). Er zijn verschillende uitvoeringen mogelijk: alleen een vernauwing van de wanden of een vernauwing van de wanden gecombineerd met een bodemverhoging. De keuze voor een bepaalde uitvoering hangt af van het beschikbare verval en het sedimenttransport van de waterloop.

De afvoer door een rechthoekige meetgoot kan worden berekend volgens:

$$Q = \left(\frac{2}{3}\right)^{3/2} \cdot g^{1/2} \cdot C_D \cdot C_V \cdot C_{dr} \cdot b \cdot h_1^{3/2} \quad (38)$$

De waarde van de coëfficiënt C_V is, voor praktische toepassingen, afhankelijk van de keelbreedte b , de overstorthoogte h_1 en de natte oppervlakte A . Waarden kunnen worden berekend of afgelezen uit een in de ISO-standaard gegeven tabel en grafiek.



Figuur 47 Rechthoekige meetgoot

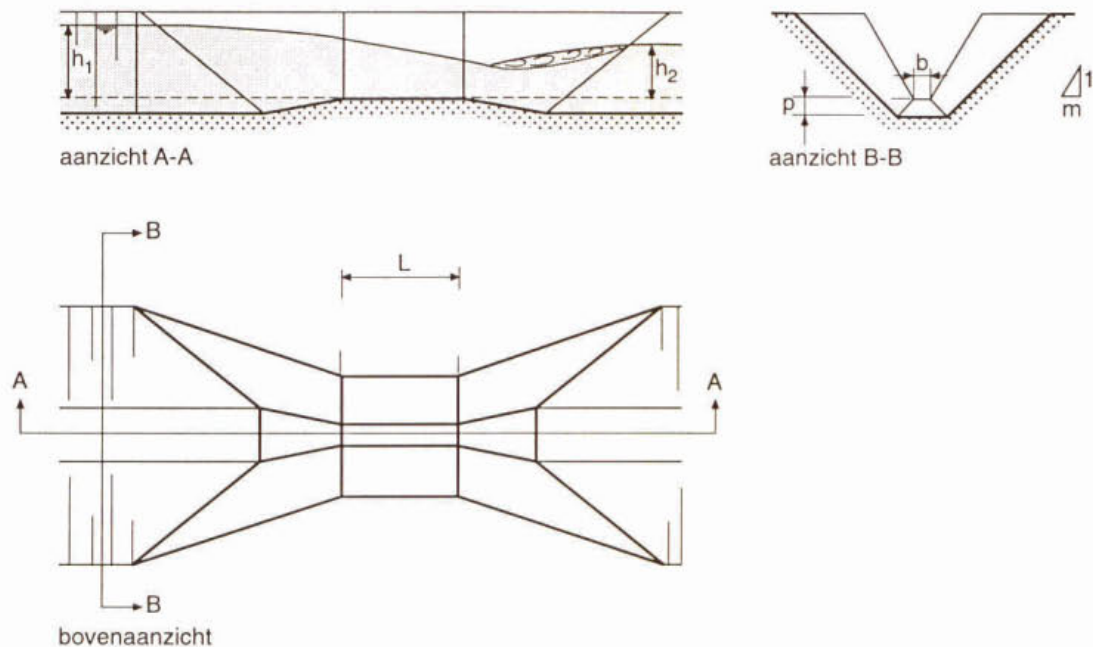
De waarde van de afvoercoëfficiënt C_D is afhankelijk van de ruwheid van bodem en wanden van de meetgoot. Voor glad afgewerkte meetgoten geldt:

$$C_D = \left[1 - \left(0,006 \cdot \frac{L}{b} \right) \right] \cdot \left[1 - \left(0,003 \cdot \frac{L}{h_1} \right) \right]^{3/2} \quad (39)$$

- met:
- Q : afvoer (m^3/s)
 - g : versnelling van de zwaartekracht ($= 9,81 \text{ m/s}^2$)
 - C_D : afvoercoëfficiënt (-)
 - C_V : coëfficiënt voor de aanstroomsnelheid ($= (H_1/h_1)^{3/2}$) (-)
 - C_{dr} : reductiefactor voor gestuwde afvoer (-)
(bij ongestuwde afvoer: $C_{dr} = 1$)
 - b : breedte van de kruin (m)
 - h_1 : overstorthoogte (m)
 - L : lengte van de keel (m)

De afvoerrelatie voor een meetgoot met rechthoekig profiel kan worden verkregen, door voor een serie gemeten overstorthoogten h_1 de afvoer Q te berekenen. De overstorthoogten en bijbehorende afvoeren kunnen dan in een grafiek worden uitgezet en vormen de afvoerrelatie van een specifieke meetgoot.

- *trapeziumvormige meetgoten* kunnen worden gebruikt, als ook lage afvoeren moeten worden gemeten. De keuze van de keelbreedte b en de helling van de wanden m volgt uit het opgegeven meetbereik. Figuur 48 toont het algemene ontwerp van een trapeziumvormige meetgoot. In gevallen waar de waterloop veel sediment meevoert, is de bodem van de meetgoot niet verhoogd ten opzichte van de bovenstroomse bedding.



Figuur 48 Trapeziumvormige meetgoot

De afvoerrelatie voor een trapeziumvormige meetgoot kan worden beschreven als:

$$Q = \left(\frac{2}{3}\right)^{3/2} \cdot g^{1/2} \cdot C_D \cdot C_V \cdot C_S \cdot C_{dr} \cdot b \cdot h_1^{3/2} \quad (40)$$

- met:
- Q : afvoer (m^3/s)
 - g : versnelling van de zwaartekracht ($= 9,81 \text{ m/s}^2$)
 - C_D : afvoercoëfficiënt (-)
 - C_V : coëfficiënt voor de aanstroomsnelheid ($= (H_1/h_1)^{3/2}$) (-)
 - C_S : vormcoëfficiënt (-)
 - C_{dr} : reductiefactor voor gestuwde afvoer (-)
(bij ongestuwde afvoer: $C_{dr} = 1$)
 - b : breedte van de kruin (m)
 - h_1 : overstorthoogte (m)

Door invoering van de vormcoëfficiënt C_S wordt het verloop van de machtsfactor in de afvoerrelatie verdisconteerd. Deze machtsfactor varieert van $3/2$ voor lage afvoeren tot $5/2$ voor hoge afvoeren. Evenals bij de rechthoekige meetgoot is ook nu de afvoercoëfficiënt C_D afhankelijk van de ruwheid van de meetgoot.

Voor meer informatie over meetgoten, eisen met betrekking tot de installatie en het meettraject, nulpuntsbepaling, waarden van de verschillende coëfficiënten en het bepalen van de nauwkeurigheid van de afvoerbepaling wordt verwezen naar ISO-standaard 4359-1983 [36].

5.5.9 Nulpuntsbepaling

De nauwkeurigheid van afvoermetingen met meetstuwten wordt onder meer bepaald door de nauwkeurigheid waarmee de kruinhoogte van de stuw is vastgesteld. Het debiet wordt immers afgeleid uit de overstorthoogte, dat is het verschil in hoogte tussen de bovenstrooms gemeten waterstand en de kruin van de stuw. De fout in de bepaling van de overstorthoogte mag in de regel niet meer bedragen dan enkele millimeters.

In principe is voor het bepalen van de overstorthoogte h_1 het nauwkeurig meten van zowel de waterstand WS als het kruinniveau h_k , beide ten opzichte van N.A.P., voldoende. De overstorthoogte is dan $h_1 = WS - h_k$. De metingen van WS en h_k zijn door middel van een referentiehoogtemerk beide aan hetzelfde vergelijkingsvlak, het N.A.P., gekoppeld. Daarbij wordt het kruinniveau h_k bepaald door een nauwkeurige waterpassing tussen het referentiehoogtemerk en de kruin van de stuw. Aangezien een stuwkruin zelden zuiver horizontaal is, verdient het aanbeveling de kruin op een aantal punten, gelijk verdeeld over de breedte, te waterpassen. Ondanks serieuze pogingen om langs deze weg de overstorthoogte h_1 te bepalen, is de nauwkeurigheid ervan meestal onvoldoende.

De nauwkeurigheid kan worden verbeterd door de zogenaamde nulpuntsbepaling. Daarbij worden de waterstand WS en de kruinhoogte h_k niet eerst elk ten opzichte van het N.A.P. gemeten, maar wordt de instrumentaflezing/uitlezing van de waterstand (analoge, digitale of elektronisch signaal) direct gerelateerd aan het kruinniveau. De nulpuntsbepaling houdt dan in, dat wordt vastgesteld, welke aflezing of welk uitgangssignaal hoort bij een waterstand die exact even hoog is als het kruinniveau. Voor zo'n nauwkeurige nulpuntsbepaling is een verplaatsbare peilnaald nodig.

De uitvoering van deze nulpuntsbepaling is beschreven in de ISO-standaards ISO 1438/1 voor horizontale scherpe overlaten [35] en ISO 8333 voor V-vormige overlaten [34].

5.6 Niet-gestandaardiseerde meetstuwen

5.6.1 Inleiding

Uit literatuuronderzoek blijkt, dat er wereldwijd minstens 50 verschillende typen meetstuwen worden toegepast, waarvan ongeveer de helft ook in Nederland is geïntroduceerd.

De belangrijkste toepassingsgebieden in Nederland zijn de volgende:

- regionaal waterbeheer;
- waterzuivering en industrie;
- hydraulica laboratoria.

De oorzaak van de grote verscheidenheid in typen wordt voor een deel verklaard door de uiteenlopende randvoorwaarden uit het veld en de verschillende eisen van de gebruiker. Niettemin is de verscheidenheid groter dan nodig. Als gevolg daarvan is het merendeel van de 50 verschillende typen meetstuwen bij slechts kleine groepen gebruikers favoriet. En dat leidt er toe, dat deze meetstuwen niet snel in aanmerking komen voor standaardisatie: het draagvlak daarvoor is te smal.

Veel niet-gestandaardiseerde meetstuwen zijn - ook in Nederland - vrij breed geaccepteerd. En hoewel de geometrie, de hydraulische randvoorwaarden en de afvoerrelaties niet in "standards" zijn vastgelegd, is over een aantal van deze stuwen ruim voldoende bekend om ze te kunnen toepassen.

Paragraaf 5.6 behandelt de volgende niet-gestandaardiseerde constructies waarmee in de Nederlandse situatie debieten worden gemeten:

- klepstuwen (paragraaf 5.6.2);
- betondrempels met vellingkant (paragraaf 5.6.3);
- de Rossum-stuw (paragraaf 5.6.4);
- Khafagi venturi's (paragraaf 5.6.5);
- verticale schuiven met onderstort (paragraaf 5.6.6);
- duikers (paragraaf 5.6.7);
- afsluiters (paragraaf 5.6.8).

Voor de vier eerstgenoemde constructies zijn vrij veel ijkingen uitgevoerd, waardoor er hydraulisch veel bekend is over deze stuwen. Voor de laatste drie geldt dat in veel mindere mate.

5.6.2 Klepstuwen

Een klepstuw draait om een laaggelegen horizontale as (onder water), haaks op de stroomrichting in de waterloop (figuur 49). De scharnierpunten zijn aangebracht op een betondrempel. De klep is aangebracht tussen twee verticale betonwanden. Deze vormen met de bijbehorende frontwanden ter weerszijden van de klep de zogenaamde landhoofden. Als er kleppen naast elkaar worden gebouwd, dan zijn deze gescheiden door tussenpijlers. De klep is meestal aan beide zijkanten middels kleparmen opgehangen aan een ketting, staaldraad of heugelstang, waarmee de klepstand kan worden bijgesteld. Bij grotere breedten is de bediening doorgaans mechanisch. In sommige gevallen is de mechanische bediening geautomatiseerd, waarbij zo ongeveer alles mogelijk is: regeling op een

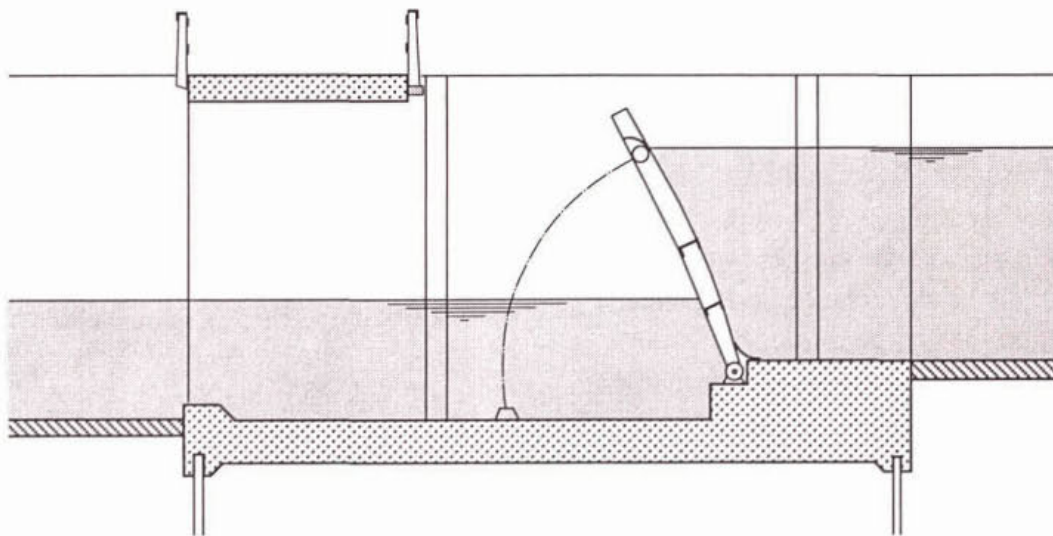
constante bovenwaterstand, op een constante benedenwaterstand, òf op een constante overstorthoogte (de laatste twee regelingen komen nog zelden voor).

De variatie in klepstuwen is groot.

In de vormgeving kunnen de volgende verschillen worden onderscheiden:

- in breedte en hoogte. Deze zijn niet principieel. Ze volgen - net als voor elke andere stuw - uit de maximale afvoer en de beschikbare breedte;
- in ophanging van de klep, zowel in plaats en aantal, als wat betreft de vorm van de ophangarm;
- in kruinvorm. Deze leiden onder meer tot uiteenlopende afvoercoëfficiënten (voor eenzelfde overstorthoogte zijn de debieten per kruinvorm niet dezelfde).

Op de twee laatste verschillen - ophanging en kruinvorm - wordt hierna iets dieper ingegaan, omdat ze bepalend zijn voor de afvoerrelatie [37].



Figuur 49 Principeschets klepstuw

Verschillen in ophanging van de klep

Zoals vermeld, zijn de meeste kleppen aan twee zijden opgehangen aan de ophangarmen. Deze armen zijn gewoonlijk het verlengde van de zijstijl. De armlengte van de verschillende kleppen varieert van 0,25 tot 0,75 m. Aan het einde van de arm is een kabel, ketting of heugelstang bevestigd, die wordt bediend door het bewegingsmechanisme.

De volgende (arm)vormen zijn in omloop:

- rechthoekig profiel, komt veel voor bij brede kleppen;
- afgerond profiel, minder vaak toegepast;
- dunne metalen strip òf een haak/oog, bij smalle kleppen.

De laatste vorm is het meest gevoelig voor opeenhoping van drijvend vuil.

Bij een balkprofiel is de speling tussen arm en betonwand (enkele centimeters) meestal afgedicht door een rubberstrip. De effectieve afvoerende breedte b is de dagmaat B verminderd met slechts een gedeelte b' van de dikte van de ophangarmen: $b = B - b'$.

$$b' = A \cdot n \cdot a$$

(41)

- met: A : contractiefactor, afhankelijk van de parameters h_1/B , de klephoek α en de vorm van het profiel (rechthoekig of afgerond: $0,1 < A < 1,0$)
 n : het aantal ophangarmen
 a : de breedte van een ophangarm, inclusief de speling met de betonwand.

Bij ophanging aan een dunne metalen strip òf een haak/oog constructie is het verlies b' theoretisch bijna verwaarloosbaar. In de praktijk bepaalt de hoeveelheid vuil de waarde en de betrouwbaarheid van b' . Hetzelfde geldt voor de zogenaamde straalbrekers, die sommige kleppen sierren. Het doel hiervan is: het reduceren van de kans op een trillend watergordijn en daarmee het beperken van het lawaai en de schade die trillende stralen vooral bij de lagere afvoeren kunnen veroorzaken.

Verschillen in kruinvorm

Met kruin wordt bedoeld de bovenkant van de klep, de vorm zoals die wordt gevoeld door de onderste stroomlijn van het overstortende water. De kruin heet wel overstortrand.

De volgende vormen zijn in omloop:

- een parabolvormige afronding (figuur 50). Het water volgt de gestroomlijnde kruin tot het einde ervan (geen loslaten van stroomlijnen ergens op de kruin). Voor het maken van deze afronding wordt een houten mal gemaakt. Voor zover bekend zijn er vijf verschillende parabolmaten variërend van 125 tot 375 mm. De parabolmaat wordt in de praktijk dikwijls bepaald door de hoogte van de I-ligger die voor de gewenste stijfheid van de klepconstructie zorgt. Naarmate de klep breder wordt, zal ook de parabolmaat groter zijn;
- een cilindrische afronding, waarbij de stijfheidslijger en de overstortrand in één element zijn verenigd. De diameter van de buis volgt uit de klepbreedte B en de belasting. Het overstortende water laat ergens op de kruin los. Hoe groter de afvoer, des te eerder laat de straal los.

Bij een onvoldoende beluchting ontstaat zelfs een fluctuerend loslaten bij één en dezelfde afvoer. Dit is één van de mogelijke oorzaken van een klapperende straal;

- balkvormige overstortrand. Bij kleine kleppen is de kruin vaak een houten balk, meestal azobé. De vormvastheid van de houtsoort is heel betrekkelijk en daarmee ook de grootte van de afvoercoëfficiënt;



Figuur 50 Parabolische kruinvorm

- plaatvormige metalen overstortrand. Deze wordt af en toe toegepast bij grotere kleppen. Sommige waterbeheerders gaan ervan uit dat de afvoercoëfficiënt door de globaal scherpe rand dezelfde is als die voor de horizontale scherpe overlaat. Dit is echter niet het geval.

Voor elk van de vier genoemde kruinvormen is de afvoercoëfficiënt een functie van de overstorthoogte h_1 , van de kruinvorm en van de klephoek (α) met de verticaal.

De afvoerkromme

De relatie tussen het debiet Q en de overstorthoogte h_1 levert de afvoerkromme.

Voor het opstellen van de Q - h_1 relatie(s) van een niet-gestandaardiseerde stuw zijn er de volgende drie mogelijkheden:

- een prototype ijking;
- de ijking in een hydraulisch model;
- gebruikmaking van literatuurgegevens.

Voor 80 à 90% van de klepstuwen in Nederland kunnen de afvoerrelaties worden berekend met behulp van literatuurgegevens.

Voor het opstellen van Q - h relaties voor klepstuwen wordt doorgaans de afvoerformule voor horizontale lange overlaten gebruikt bij ongestuwde afvoer:

$$Q = \left(\frac{2}{3}\right)^{3/2} \cdot g^{1/2} \cdot B \cdot C \cdot h_1^{3/2} \quad (42)$$

- met: Q : debiet (m^3/s)
 g : versnelling van de zwaartekracht ($=9,81 m/s^2$)
 B : breedte tussen de betonwanden (m)
 C : afvoercoëfficiënt (-)
 h_1 : de overstorthoogte (m). Dit is de waterstand, gemeten bovenstrooms van de klep ten opzichte van de kruin.

De afvoercoëfficiënt C is samengesteld uit drie componenten:

$$C = C_D \cdot C_C \cdot C_V \quad (43)$$

- met: C_D : de karakteristieke afvoercoëfficiënt, die wordt bepaald door de kruinvorm, de klephoek α en de overstorthoogte h_1 .
 C_C : een contractiecoëfficiënt, die wordt bepaald door de breedte van de ophangarmen, de klephoek α en de overstorthoogte h_1 :

$$C_C = \frac{B - b'}{B} = \frac{B - (A \cdot n \cdot a)}{B} \quad (44)$$

C_V : de coëfficiënt voor de aanstroomsnelheid in het bovenstroomse pand.

De coëfficiënten C_C en C_D zijn vastgesteld met behulp van een systematisch onderzoek. De karakteristieke afvoercoëfficiënt C_D is een functie van de kruinvorm, de klephoek en de

overstorthoogte, hetgeen leidt tot enkele tientallen verschillende curves, waarbij C_D varieert van 0,90 tot 1,35. Door de enorme variëteit in kruinvormen en klephoeken is het niet mogelijk hier C_D -waarden te vermelden. Voor ontwerpdoeleinden wordt aanbevolen $C=1,1$ te gebruiken.

Aan de meetfunctie van klepstuwen kleven de volgende nadelen:

- door de enorme variëteit (verschillen in ophanging en in kruinvorm) en het wisselend bereik in klepstanden moet voor elke klepstuw een aantal krommen worden opgesteld. Alleen identieke stuwen hebben identieke afvoerrelaties;
- de vervuiling van klepstuwen. Vooral bij de ophangpunten verzamelt zich graag drijvend vuil. In de perioden tussen twee opeenvolgende bezoeken aan de niveau-recorder bij de stuw, heeft drijvend vuil ongestoord de gelegenheid zich op te hopen;
- bepaling van de kruinhoogte. Het is niet eenvoudig de kruinhoogte nauwkeurig te bepalen, nog afgezien van kruinen die aan verzakking lijden of kleppen die scheefhangen. De eis dat dit op 3 à 5 mm nauwkeurig moet gebeuren is niet overdreven: ze geldt voor alle meetstuwen en is in overeenstemming met de geïnvesteerde kosten. Dankzij de inventiviteit van veel mensen in het veld zijn tal van methoden bedacht om de kruinhoogte vast te stellen:
 - klepstand aanwijzer op de betonwand (figuur 51)
 - teller op de as van het windwiel
 - schijf met index op de trommel-as (figuur 52)
 - peilstok met schuifmaat
 - hoekverdraaiing, gemeten onder de klep (slecht bereikbaar)

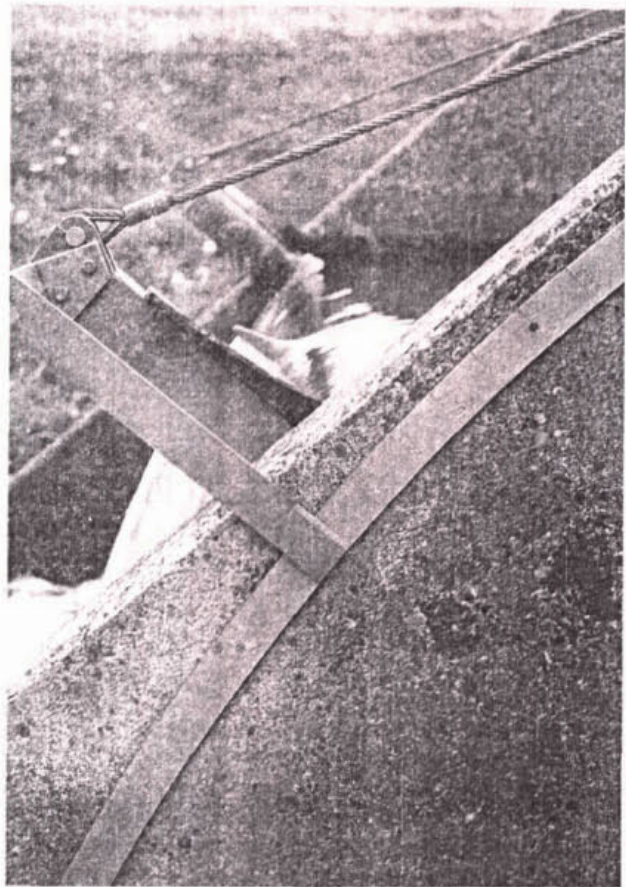
Het is zeer de vraag of de gewenste nauwkeurigheid van 3 à 5 mm door één van deze methoden wordt gehaald (met inachtneming van onderlinge hoogteverschillen op de kruin). De nauwkeurigheid in de bepaling van de kruinhoogte hangt vooral af van de kwaliteit van de nulpuntsbepaling en het regelmatig herhalen hiervan (scheefhangen en doorbuigen van de klep). De onnauwkeurigheid als gevolg van scheefhanging wordt gereduceerd, door de hoekverdraaiing in het midden van de klep te meten.

Een bijkomend probleem bij de bepaling van de kruinhoogte is, dat er geen lineair verband bestaat tussen het niveau van de kruin en de hoekverdraaiing van de klep of een asverdraaiing en dus een tellerstand of potentiometerwaarde. Bij een parabolische kruinvorm is dit zelfs nog gecompliceerder omdat het hoogste punt van de kruin niet steeds hetzelfde punt van die parabool is. Door voor een voldoende aantal klephoeken de relatie tussen de hoogte van de kruin en de waarde van de klephoekopnemer op te meten, is het mogelijk door regressie met behulp van bijvoorbeeld een 3^e-graads polynoom ($y = a_0 + a_1x + a_2x^2 + a_3x^3$, waarbij x de waarde van de klephoekopnemer is en y de berekende hoogte van de kruin), voor iedere tussenliggende klephoek dit verband nauwkeurig te bepalen;

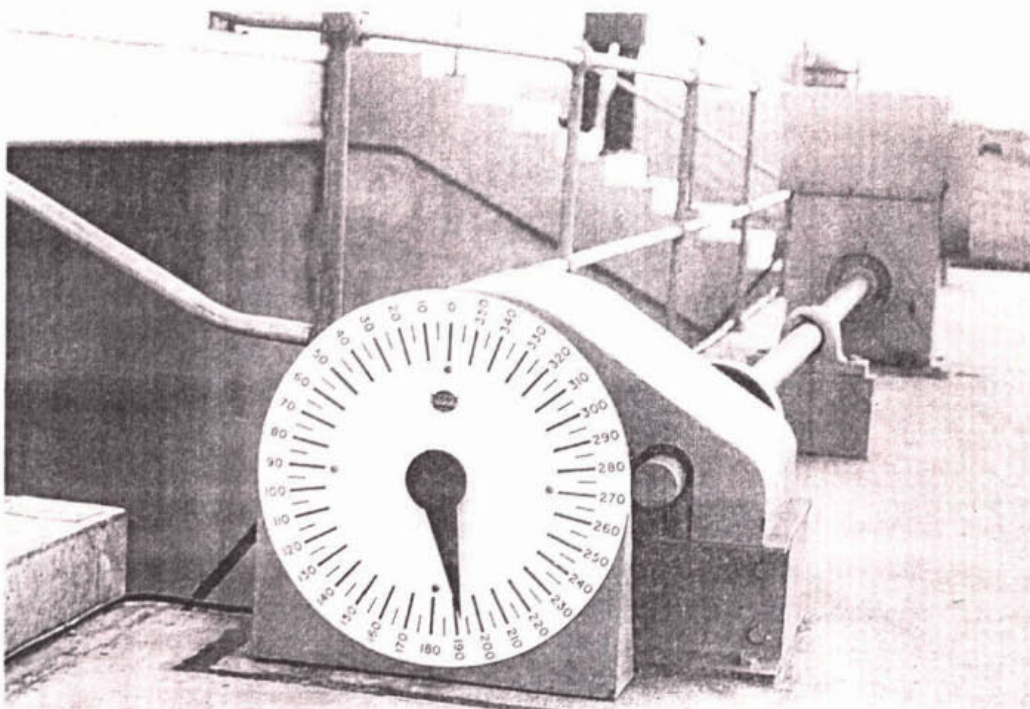
- het regime in de open waterlopen in Nederland wordt met name in het groeiseizoen (1 april tot 1 oktober) voor een belangrijk deel bepaald door de grondwaterberging. De afvoer is dan vaak maanden achtereen erg laag. Daardoor wordt de meetfout - die hoofdzakelijk gegenereerd wordt door een fout in de overstorthoogte h_1 - relatief groot ($X_Q > 15\%$ bij $h_1 \leq 0,05$ m).

Tijdens zeer hoge afvoeren zal gestuwde afvoer over een klepstuw kunnen optreden. Ook hiernaar is onderzoek gedaan, waarbij de reductiefactor C_{dr} voor gestuwde afvoer is vastgesteld voor verdrinkingsgraden tot $S \leq 80\%$. Voor gestuwde afvoer geldt de formule: $Q_{gestuwd} = C_{dr} \cdot Q_{ongestuwd}$, waarbij C_{dr} een functie is van de verdrinkingsgraad $S = 100 H_2/H_1$ (figuur 53).

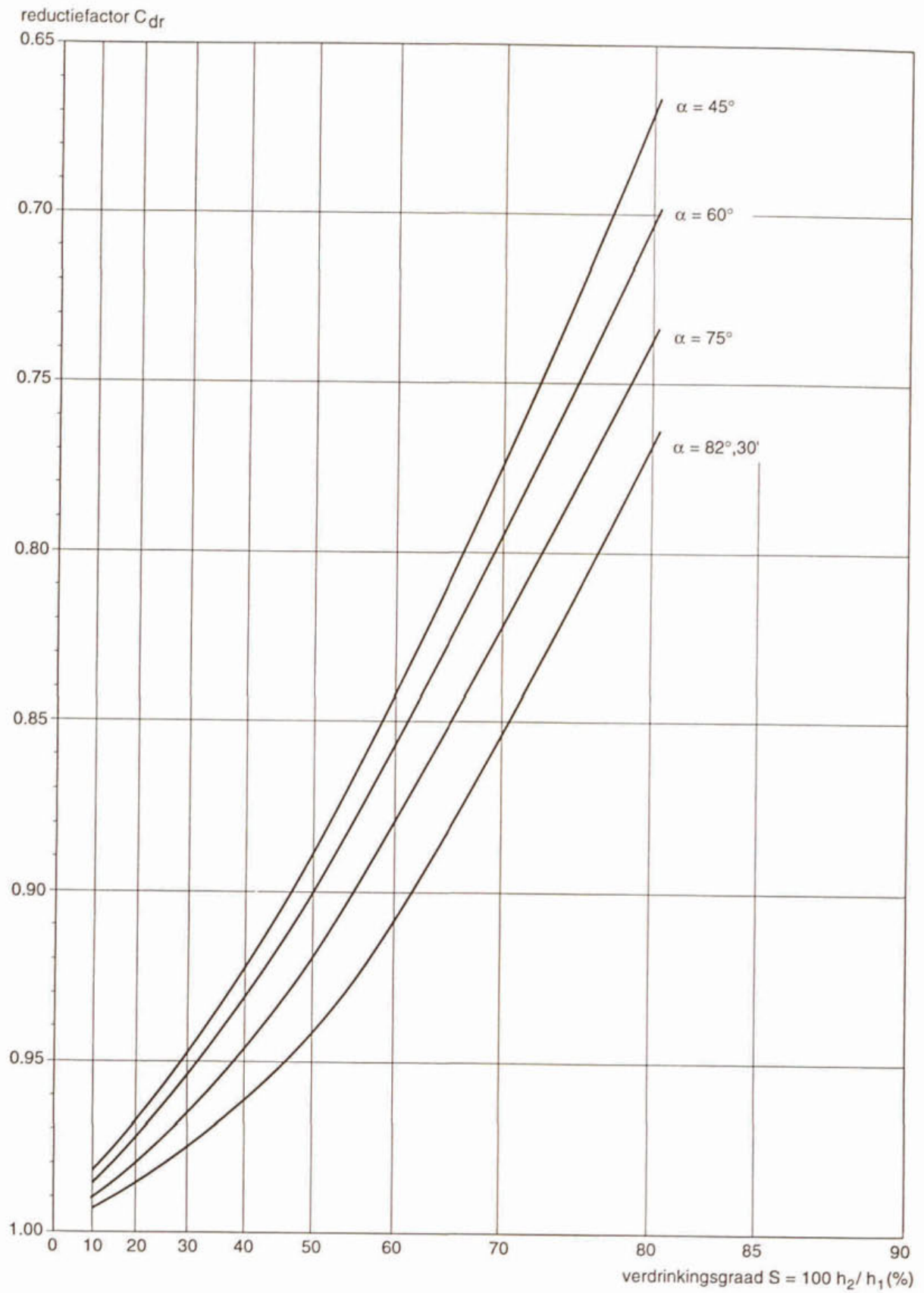
(Literatuurstudie klepstuwen, onderzoek naar de reductiefactor voor gestuwde afvoer [38]).



Figuur 51 Klepstand aanwijzer op betonwand



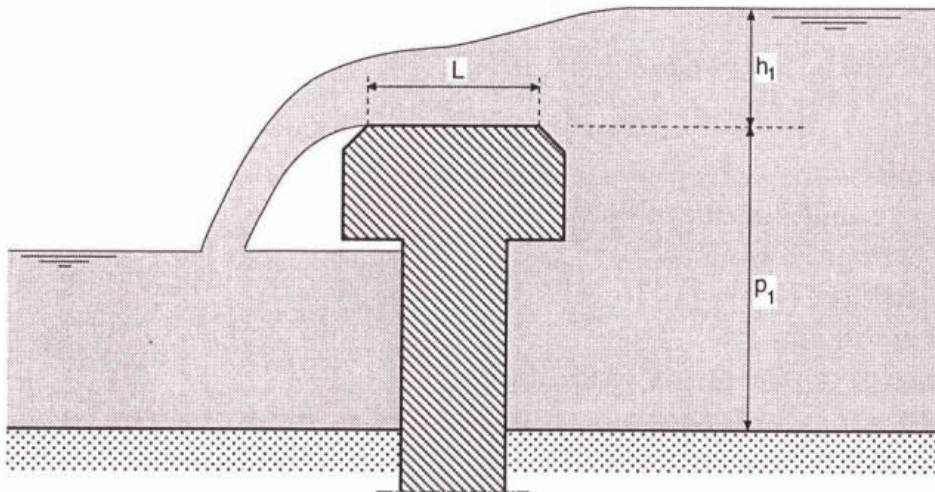
Figuur 52 Schijf met index op trommel-as



Figuur 53 Reductiefactor C_{dr} als functie van de verdrinkingsgraad S en de klephoek α

5.6.3 Betondrempels met vellingkant

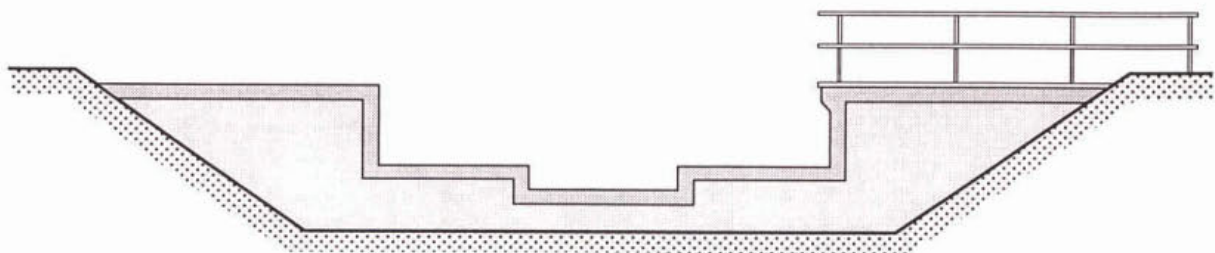
Betondrempels met vellingkant zijn vaste stuwen, waarbij een betondrempel is gebouwd op een damwand [39]. De drempel meet een aantal decimeters in de stroomrichting, om een voldoende stijve constructie te hebben. Aan de bovenstroomse en de benedenstroomse kant zijn vellingkanten op de drempel aangebracht (figuur 54).



Figuur 54 Dwarsdoorsnede betondrempel met vellingkanten

Het doorstromingsprofiel wordt bepaald door de vorm van de doorstroomopening in vooraanzicht. De volgende vormen komen voor bij drempels met vellingkant:

- rechthoekig profiel (verticale zijwanden en een vlakke bodem);
- trapeziumvormig profiel (hellende zijwanden en een vlakke bodem);
- één van beide hiervoor genoemde profielen, maar met een verlaagd middengedeelte in de vlakke bodem (figuur 55).



Figuur 55 Rechthoekig profiel met verlaagd middengedeelte

Veel betondrempels hebben uitsluitend ten doel een minimum peil te handhaven in de waterloop. Voor een aantal waterbeheerders heeft de drempel tevens een meetfunctie.

De afvoerformules voor ongestuwde afvoer zijn de volgende:

- drempels met een rechthoekig doorstromingsprofiel (geen verlaagd middengedeelte):

$$Q = \left(\frac{2}{3}\right)^{3/2} \cdot g^{1/2} \cdot B \cdot C \cdot h_1^{3/2} \quad (45)$$

- drempels met een trapeziumvormig doorstromingsprofiel:

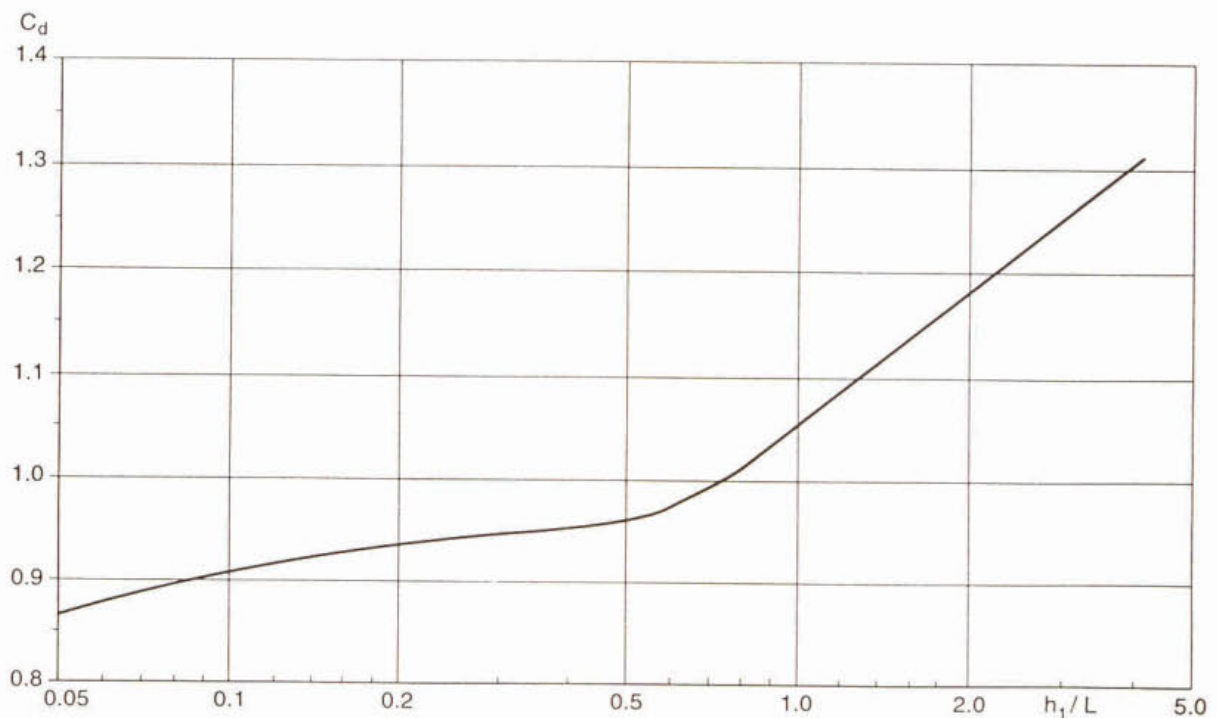
$$Q = \left(\frac{2}{3}\right)^{3/2} \cdot g^{1/2} \cdot \left(B + \frac{4}{5}h_1 \cdot \tan \alpha\right) \cdot C \cdot h_1^{3/2} \quad (46)$$

met: Q : debiet (m^3/s)
 g : versnelling van de zwaartekracht ($=9,81 \text{ m/s}^2$)
 B : breedte horizontale kruin (m)
 C : afvoercoëfficiënt (-)
 h_1 : overstorthoogte (m)
 α : hoek hellende zijkant met de verticale ($^\circ$)

De afvoercoëfficiënt is samengesteld uit twee componenten: $C = C_D \cdot C_V$

met: C_D : de karakteristieke afvoercoëfficiënt (-)
 C_V : coëfficiënt voor de aanstroomsnelheid (-)

De karakteristieke afvoercoëfficiënt C_D is een functie van h_1/L , waarbij L de kruinlengte is in de stroomrichting (figuur 56).

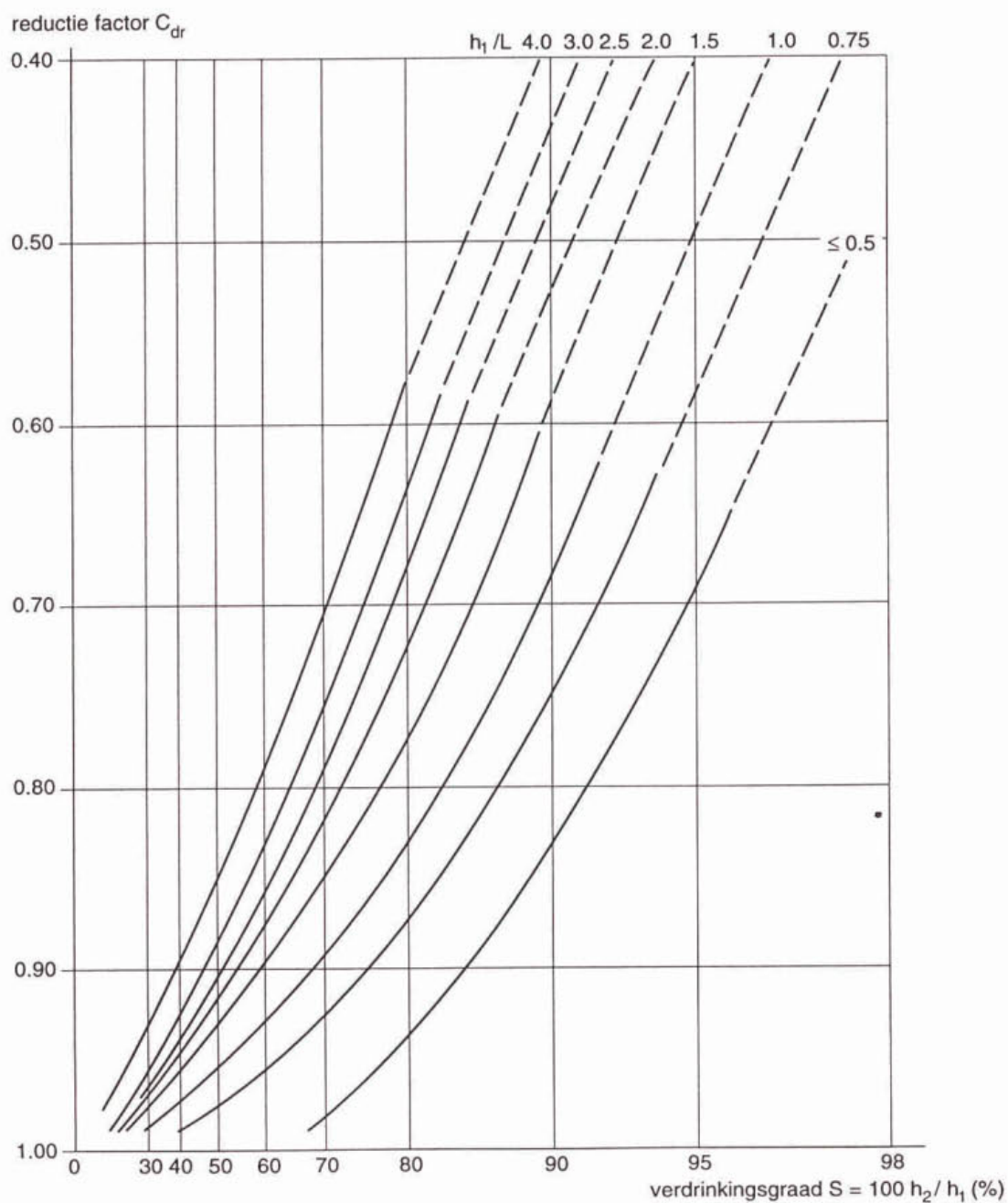


Figuur 56 C_D als functie van h_1/L

Voor betondrempels met een verlaagd middengedeelte (terwille van de meting van zeer lage debieten) kan de afvoerrelatie worden opgesteld door het doorstromingsprofiel op te splitsen in een sectie voor het middengedeelte en een sectie voor de rest van het profiel. Tijdens zeer hoge afvoeren kan gestuwde afvoer over de drempel optreden. Dan dient een reductiefactor C_{dr} te worden geïntroduceerd.

Voor gestuwde afvoer geldt: $Q_{gestuwd} = C_{dr} \cdot Q_{ongestuwd}$

De reductiefactor C_{dr} is een functie van de verdrinkingsgraad S en de parameter h_1/L (figuur 57).

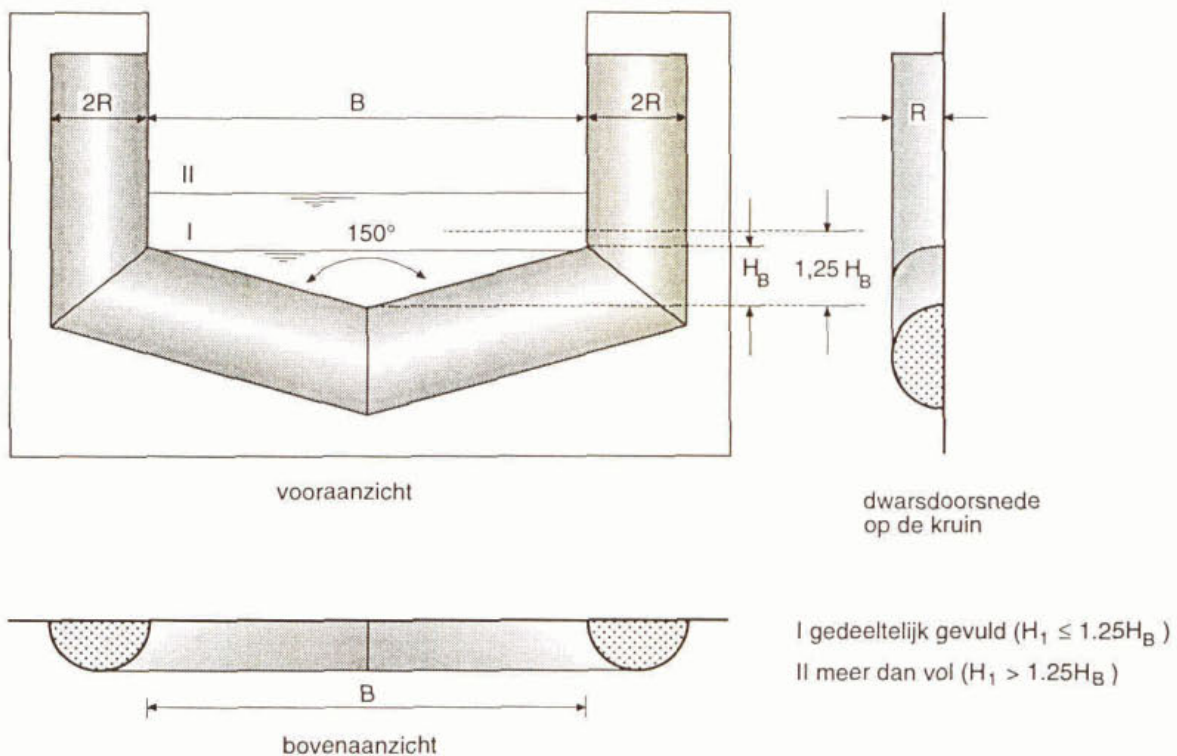


Figuur 57 Reductiefactor voor gestuwde afvoer

5.6.4 De Rossum-stuw

De Rossum-stuw is een V-vormige korte overlaat met halfcirkelvormige dwarsdoorsnede (figuur 58). De Rossum-stuw kan bijvoorbeeld tegen een bestaande waterkering worden bevestigd, teneinde deze geschikt te maken als afvoermeeptpunt. Met name in de hoger gelegen delen van Nederland, waar zowel langdurige lage afvoeren als kort durende piekafvoeren nauwkeurig moeten worden gemeten, is de Rossum-stuw goed bruikbaar. De voordelen van de Rossum-stuw zijn:

- drijvend vuil wordt gemakkelijk afgevoerd door de gestroomlijnde kruinvorm;
- de V-vormige meetopening verhoogt de meetnauwkeurigheid bij lage afvoeren;
- vooral bij hoge afvoeren is de afvoercoëfficiënt hoog;
- door het geringe gewicht is installatie eenvoudig;
- de stuw is eenvoudig van constructie, toch robuust en niet duur [40].



Figuur 58 Rossum-stuw

Bij een korte overlaat zijn de stroomlijnen boven de kruin niet recht en evenwijdig, zoals dat wel het geval is bij een lange overlaat. De afvoerformules van een lange overlaat worden echter ook gebruikt voor een korte overlaat. Hierbij worden relatief hoge afvoercoëfficiënten gevonden door de sterkere kromming van de stroomlijnen.

Evenals bij de V-vormige lange overlaat (paragraaf 5.5.6, blz. 70) zijn ook hier twee typen van stroming over de overlaat te onderscheiden. Welk stromingstype optreedt, is afhankelijk van de overstorthoogte h_1 . Het stromingstype waarbij alleen afvoer plaatsvindt door het V-vormige deel van het profiel en waarvoor geldt: $h_1 \leq 1,25 H_B$, heet "gedeeltelijk

gevuld". Voor hogere afvoeren waarbij ook stroming plaatsvindt tussen het rechthoekige gedeelte van het profiel en $h_1 \geq 1,25H_B$, geldt het stromingstype "meer dan vol". Voor de twee stromingstypen gelden de volgende afvoerformules [40]:

"gedeeltelijk gevuld":

$$Q = \left(\frac{4}{5}\right)^{5/2} \cdot \left(\frac{g}{2}\right)^{1/2} \cdot \tan\left(\frac{\alpha}{2}\right) \cdot C_D \cdot C_V \cdot C_{dr} \cdot h_1^{5/2} \quad (47)$$

"meer dan vol":

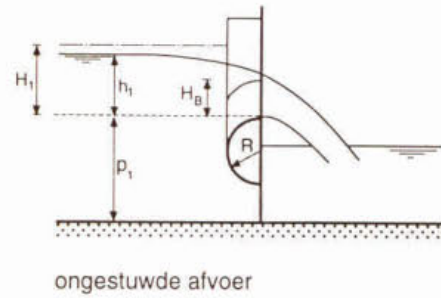
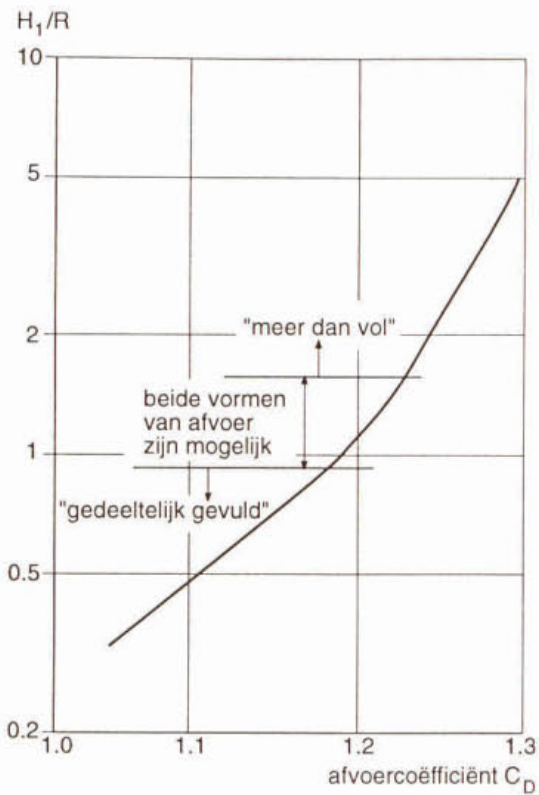
$$Q = \left(\frac{2}{3}\right)^{3/2} \cdot g^{1/2} \cdot B \cdot C_D \cdot C_V \cdot C_{dr} \cdot (h_1 - 0,5 \cdot H_B)^{3/2} \quad (48)$$

- met: Q : afvoer (m³/s)
 g : versnelling van de zwaartekracht (=9,81 m/s²)
 α : kruinhoek (°)
 C_D : afvoercoëfficiënt (-)
 C_V : coëfficiënt voor de aanstroomsnelheid (= (H₁/h₁)^{5/2}) (-)
 C_{dr} : reductiefactor voor gestuwde afvoer (-)
 (bij ongestuwde afvoer: C_{dr} = 1)
 h₁ : overstorthoogte (m)
 H₁ : bovenstroomse energiehoogte (m)
 H_B : hoogte driehoek in de V-overlaat (m)

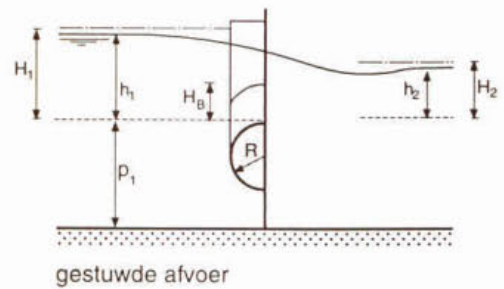
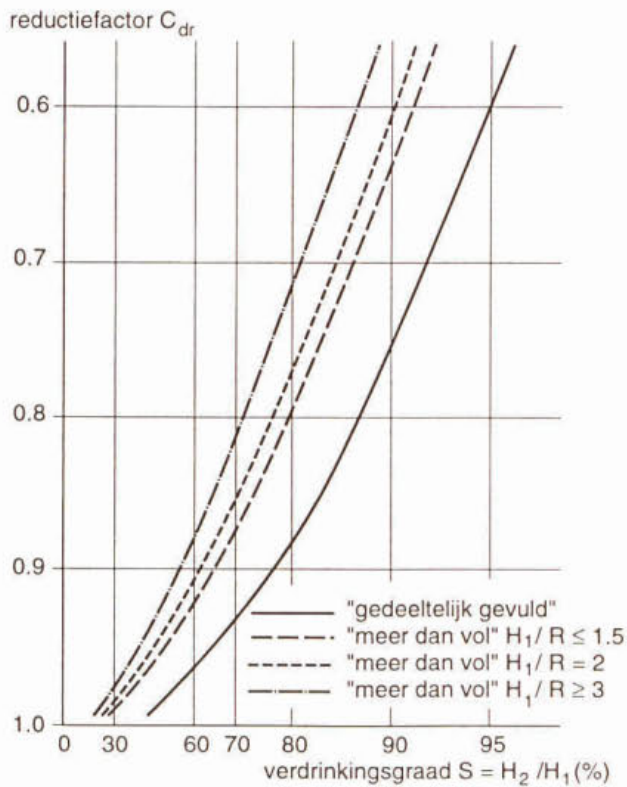
De afvoercoëfficiënt C_D kan worden afgelezen uit figuur 59. Gestuwde afvoer treedt op vanaf een verdrinkingsgraad S₁ = 25% (zie paragraaf 5.5.4, blz. 67) voor het stromingstype "meer dan vol" en vanaf S₁ = 45% voor het stromingstype "gedeeltelijk gevuld". De reductiefactor C_{dr} is een functie van de verdrinkingsgraad. Aan de hand van figuur 60 kan de waarde van de reductiefactor worden bepaald.

Alle gegeven waarden zijn alleen geldig voor het aangegeven traject én indien de stuw op de juiste manier wordt geïnstalleerd.

De V-vormige korte overlaat zal als meetstuw worden gekozen, wanneer een groot bereik van afvoeren moet worden gemeten met een goede nauwkeurigheid. De meetstuw kan met een vaste kruin worden uitgevoerd of, indien naast het meten ook het regelen van het debiet nodig is, als verticaal beweegbare stuw. In het laatste geval wordt de stuw geplaatst tussen twee landhoofden van metselwerk of beton, waarin een verticale glij-sponning is aangebracht. De stuw kan hierin door middel van een heugelstang op en neer worden bewogen. De Rossum-stuw kan ook als dubbele schuifstuw worden ontworpen. Deze wordt vooral toegepast als het nodig is regelmatig zand- en slibafzettingen weg te spoelen.

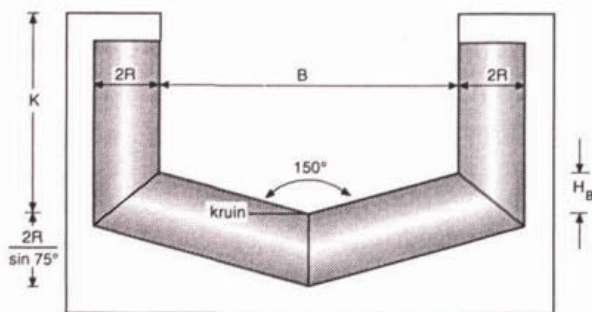
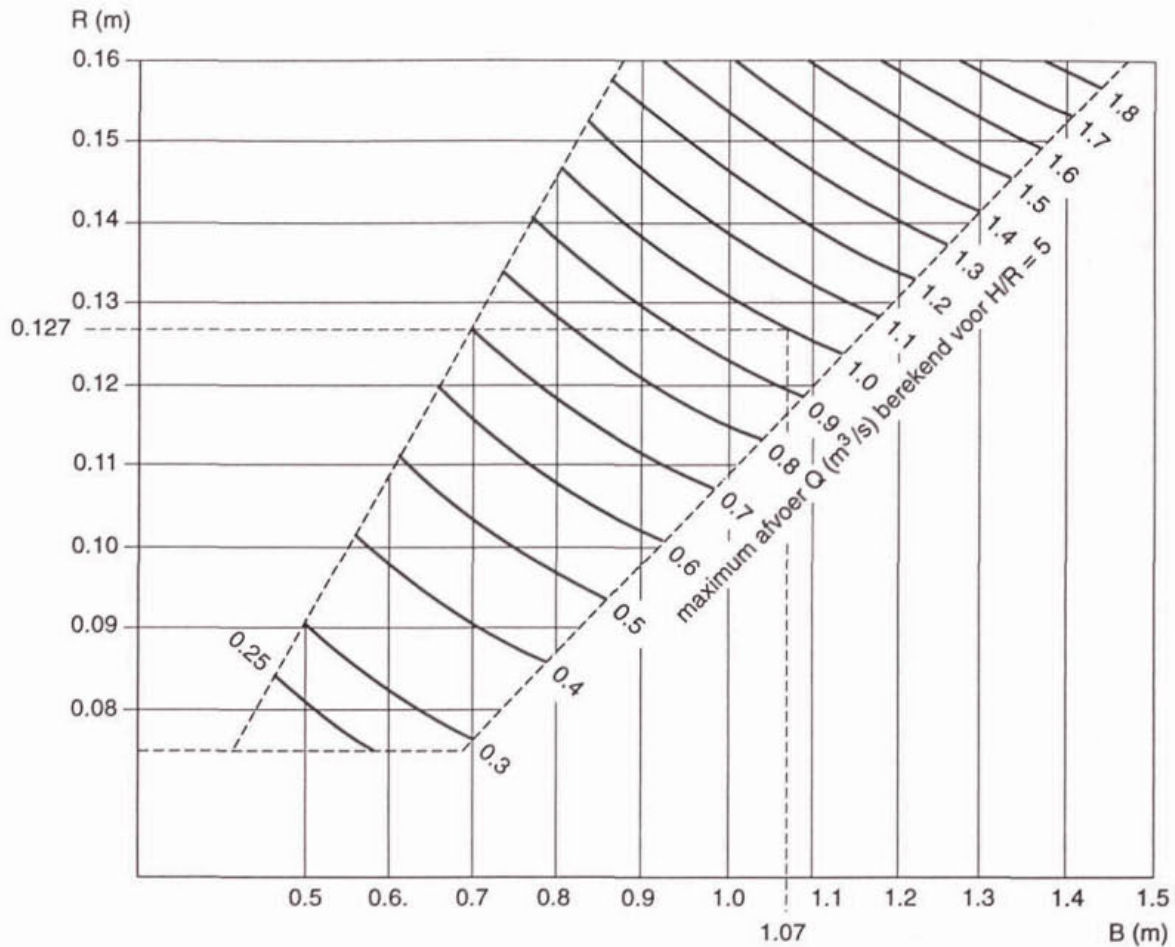


Figuur 59 Afvoercoëfficiënt C_D



Figuur 60 Reductiefactor C_{dr} voor gestuwde afvoer

Het hydraulisch ontwerp van de Rossum-stuw kan aan de hand van een ontwerpdiagram (figuur 61) worden opgezet voor elk gewenst maximaal debiet tussen 0,25 en 1,5 m³/s.



Voorbeeld:

- $Q_{\max} = 1,00 \text{ m}^3/\text{s}$
- beschikbare pijpdiameter: $D = 0,254 \text{ m}$

$\rightarrow B_{\min} = 1,07 \text{ m}$

Gekozen : $B = 1,10 \text{ m}$

Aangenomen : $C_v = 1$

Uit figuur 59 : $C_D = 1,30 \text{ (H/R = 5)}$

$\rightarrow H_B = 0,147 \text{ m (= (B/2)/tg } 75^\circ)$

$h_1 = 0,626 \text{ m (formule 48)}$

$K = 0,70 \text{ m}$

Figuur 61 Ontwerpdigram met voorbeeld

De eisen, waaraan een verantwoord ontwerp moet voldoen, zijn:

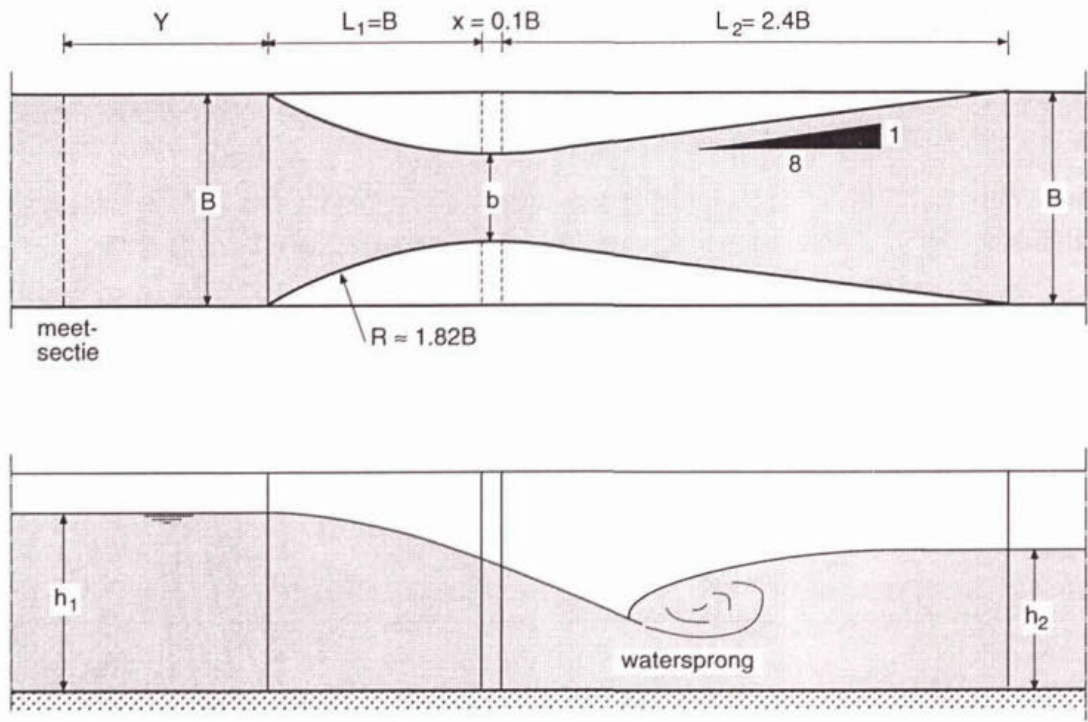
- $\alpha = 150^\circ$;
- $0,075 \text{ m} < R < 0,160 \text{ m}$ (R is de afrondingsstraal van de overlaat);
- $5,5R < B < 9,2R$;
- apexhoogte (= hoogte van de kruin boven de bovenstroomse bedding) $p \geq 2R$; bij een verticaal beweegbare stuw moet naast de waterstand ook de kruinhoogte worden geregistreerd;
- minimale energiehoogte $H_1 = 0,05 \text{ m}$ of $H_1 = 0,35R$ (de grootste waarde is maatgevend);
- maximale energiehoogte $H_1 = 0,80 \text{ m}$ of $H_1 = 5R$ (de kleinste waarde is maatgevend);
- de relatie $C_D - H_1/R$ is geldig voor "gedeeltelijke gevuld" als $H_1/R \leq 1,54$ en voor "meer dan vol" als $H_1/R \geq 0,92$;
- de peilbuis, waarin de overstorthoogte h_1 wordt gemeten, moet zich op een afstand van tenminste $3H_{\max}$ bovenstrooms van de stuw bevinden;
- de raai, waarin eventueel de benedenwaterstand wordt gemeten, moet op voldoende afstand van de stuw worden gekozen, zodat geen hinder wordt ondervonden van een te turbulente waterspiegel.

Voor opmerkingen betreffende de nauwkeurigheid van de afvoerbepaling wordt verwezen naar datgene wat hierover vermeld is in paragraaf 5.7, blz. 108.

5.6.5 Khafagi venturi's

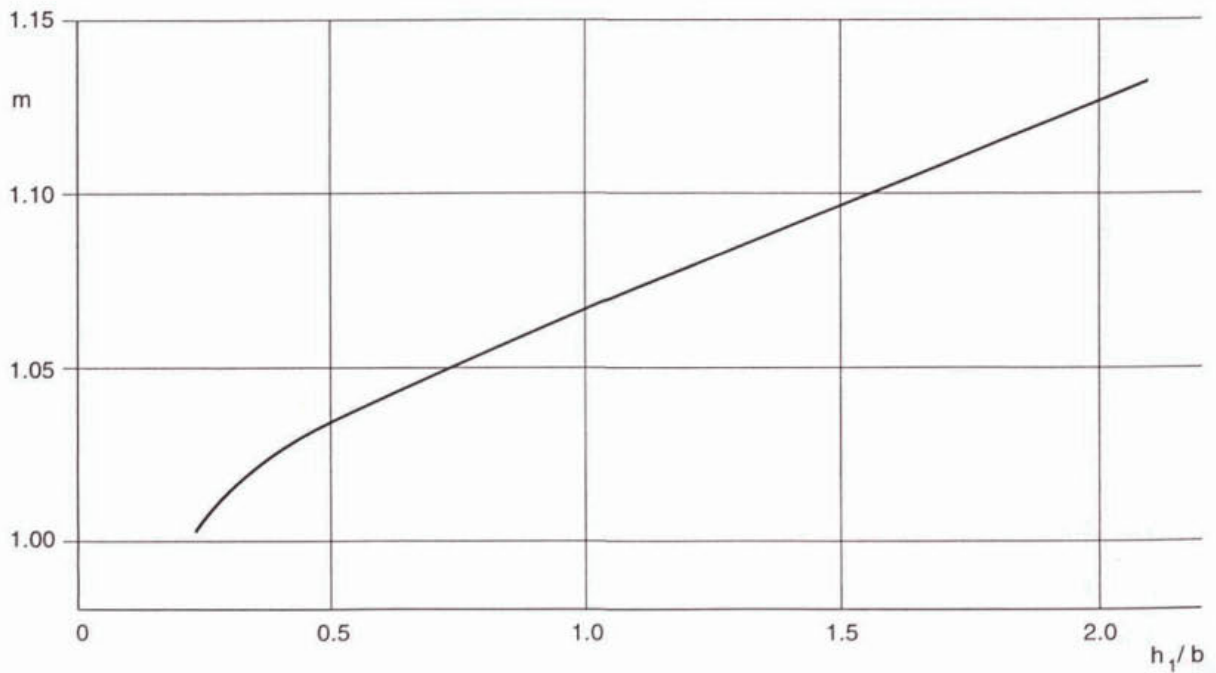
Khafagi venturi's vinden vooral toepassing in effluentgoten van zuiveringsinstallaties. Een Khafagi venturi is een meetgoot met een rechthoekige doorsnede en een zijdelingse contractie en wordt geplaatst in een rechthoekig kanaal. De breedte van de keel b bedraagt 40% van de breedte B van het rechthoekige kanaal, dat wil zeggen dat de contractieverhouding $s = b/B = 0,4$. De instroomzijde van de meetgoot is afgerond met een straal $R = 1,82B$ en een lengte $L_1 = B$. De keelsectie is kort, de lengte van de keel bedraagt $x = 0,1B$. Aan de uitstroomzijde divergeren de wanden met een factor 1:8 over een lengte L_2 van $2,4B$ (figuur 62). De totale lengte van een Khafagi venturi bedraagt $L = 3,5B$ mits de breedte van het kanaal benedenstrooms ook gelijk is aan B . Het kanaal bovenstrooms van de meetgoot moet over een lengte $Y = 10B$ uniform en recht zijn. Khafagi venturi's zijn zodanig geijkt, dat de overstorthoogte moet worden gemeten op een afstand $Y = B$ bovenstrooms van het instroomgedeelte (in tegenstelling tot de algemene regel $Y = 3h_1$).

De algemene afvoerformule voor meetgoten met een rechthoekig keelprofiel is gegeven in paragraaf 5.5.8, blz. 74. De hierin voorkomende afvoercoëfficiënt C_D en coëfficiënt voor de aanstroomsnelheid C_V kunnen worden gecombineerd tot één coëfficiënt $m (= C_D \cdot C_V)$.



Figuur 62 Khafagi venturi

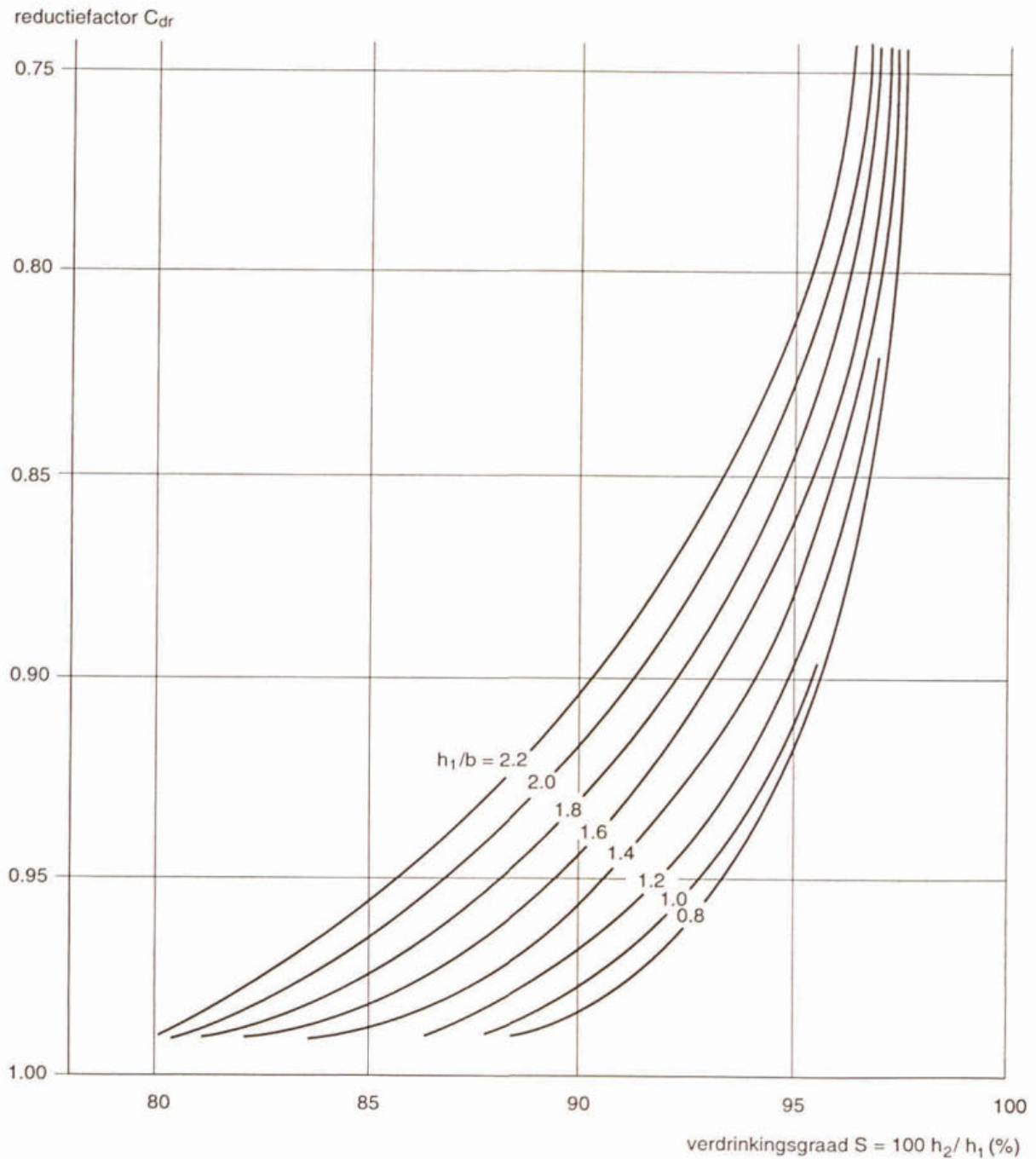
Khafagi venturi's worden gefabriceerd in verschillende afmetingen. Enkele typen zijn in 1985 geijkt door het Waterloopkundig Laboratorium [41]. De waarde van de gecombineerde coëfficiënt m die volgt uit deze ijking is weergegeven in figuur 63.



Figuur 63 Gecombineerde coëfficiënt m

Voor één type is onderzoek gedaan naar gestuwde afvoer. Hiervoor is een modulaire limiet S_1 gevonden van 80%. De waarde van de reductiefactor C_{dr} is afhankelijk van de verdrinkingsgraad (figuur 64). Aangenomen mag worden, dat de reductiefactor die is gevonden, ook geldig is voor de overige typen [41].

De onbetrouwbaarheid van de afvoermeting kan worden berekend zoals is beschreven in de ISO-standaard voor rechthoekige meetgoten [36]. Zie ook paragraaf 5.7, blz. 108.



Figuur 64 Reductiefactor C_{dr}

5.6.6 Verticale schuiven met onderstort

Inlaatwerken en spuisluizen - voorzien van verticale schuiven - worden in Nederland toegepast voor het oppervlaktewaterbeheer.

Aantrekkelijke aspecten van verticale schuiven met onderstort zijn:

- de dubbele functie als regel- én meetkunstwerk;
- de geringe gevoeligheid voor variaties in de bovenstroomse waterstand op het debiet.

Het is in veel situaties niet eenvoudig om betrouwbare afvoerrelaties voor deze kunstwerken op te stellen om de volgende redenen:

- er kunnen zich maximaal vier verschillende stromingstypen voordoen: ongestuwde en gestuwde onderstort via de schuif, en ongestuwde en gestuwde venturi-stroming, waarbij de schuif zover getrokken is dat ze geen contact meer met de waterspiegel heeft. Elk van de vier stromingstypen heeft zijn eigen afvoerformule. Onder normale bedrijfsomstandigheden is gestuwde onderstort het meest gangbare stromingstype. Doen zich echter meerdere stromingstypen voor bij één kunstwerk, dan dient allereerst nauwkeurig te worden vastgesteld, onder welke randvoorwaarden - bovenwaterstand, benedenwaterstand en schuifhoogte - de verschillende stromingstypen optreden;
- de uit de literatuur bekende afvoercoëfficiënten voor onderstort gelden strikt genomen uitsluitend voor twee-dimensionale stroming. Dat wil zeggen dat het debiet wordt afgeleid uit het verval over de schuif, zijnde het verschil tussen de waterstanden boven- en benedenstrooms van de schuif in het rechthoekige doorstromingsprofiel waarin de schuif is geplaatst. In werkelijkheid worden de waterstanden vrijwel overal geheel bovenstrooms en geheel benedenstrooms van het kunstwerk gemeten. Dan is de stroming tussen beide waterstandsmmeetpunten drie-dimensionaal en is het verval systematisch meer dan alleen het verval over de schuif.

Een uitgebreide beschrijving van de verschillende stromingstypen wordt gegeven in "Vertical gates as flow measuring structures" [42].

In deze paragraaf worden achtereenvolgens behandeld:

- overzicht stromingstypen;
- debietberekening voor ongestuwde onderstort bij twee-dimensionale stroming;
- de grens tussen ongestuwde en gestuwde onderstort;
- debietberekening voor gestuwde onderstort bij twee-dimensionale stroming;
- drie-dimensionale stroming bij verticale schuiven met onderstort.

Overzicht stromingstypen

De afvoercapaciteit van een kunstwerk wordt in hoofdzaak bepaald door de vorm en afmetingen van de "kleinste doorsnede" in het doorstromingsprofiel (de zogenaamde *control section*) en het verval over het kunstwerk. Bij een verticale schuif met onderstort ligt de kleinste doorsnede op korte afstand achter de schuif. Vóór de schuif vindt samentrekking van de stroomlijnen plaats in het verticale vlak. Bij venturi-stroming (de schuif is geheel boven water) ligt de kleinste doorsnede op korte afstand achter de voorkant van de landhoofden of tussenpijlers. Daar voltrekt zich een samentrekking van de stroomlijnen die overheersend is in het horizontale vlak.

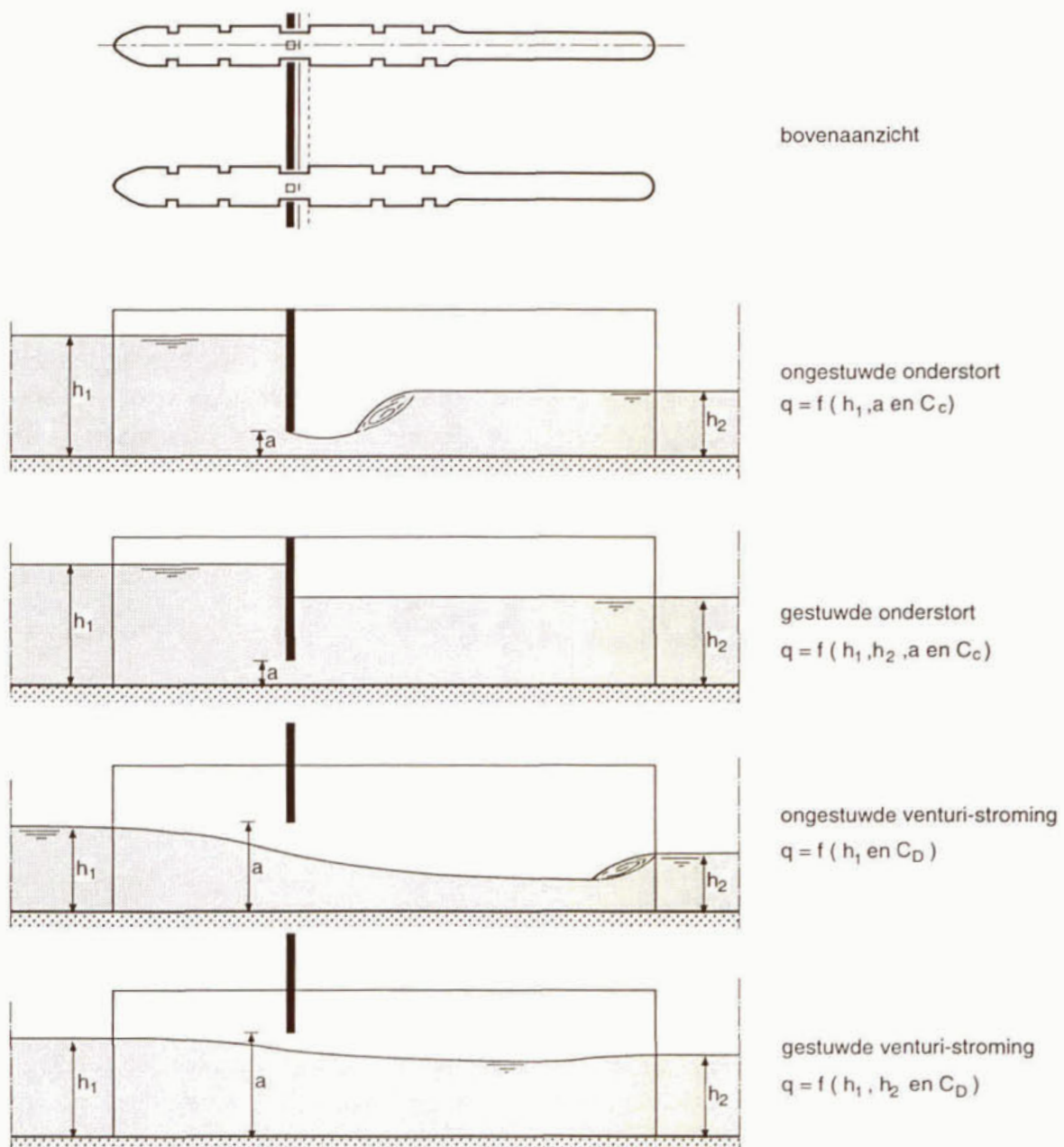
Afhankelijk van de relatie tussen de drie reeds genoemde parameters - de waterdiepte bovenstrooms (h_1), de waterdiepte benedenstrooms (h_2) en de schuifhoogte (a) - kunnen zich nu de vier stromingstypen voordoen zoals aangegeven in figuur 65. Hierin zijn :

q : het debiet per strekkende meter breedte

C_c : contractiecoëfficiënt van de schuif

C_D : afvoercoëfficiënt van een venturikanaal

h_1 , h_2 en a worden gemeten ten opzichte van de aanslag van de schuif op de bodem. In veel gevallen is dit de bodem zelf, maar in enkele gevallen is een drempel van meestal niet meer dan enkele cm's op de bodem aangebracht. In die gevallen worden de genoemde parameters gemeten ten opzichte van de bovenkant van de drempel.



Figuur 65 Verschillende stromingstypen bij verticale schuifconstructies.

Debietberekening voor ongestuwde onderstort bij twee-dimensionale stroming

De afvoerformule luidt:

$$Q = a \cdot b \cdot C_D \cdot (2g)^{1/2} \cdot h_1^{1/2} \quad (49)$$

- met: Q : afvoer (m³/s)
 a : schuifhoogte ten opzichte van de aanslag (m)
 b : breedte tussen de pijlers (m)
 C_D : afvoercoëfficiënt (-)
 g : versnelling van de zwaartekracht (=9,81 m/s²)
 h₁ : waterdiepte bovenstrooms ten opzichte van de aanslag (m)

De afvoercoëfficiënt is als volgt gedefinieerd:

$$C_D = C_C / (1 + C_C \cdot (a/h_1))^{1/2} \quad (50)$$

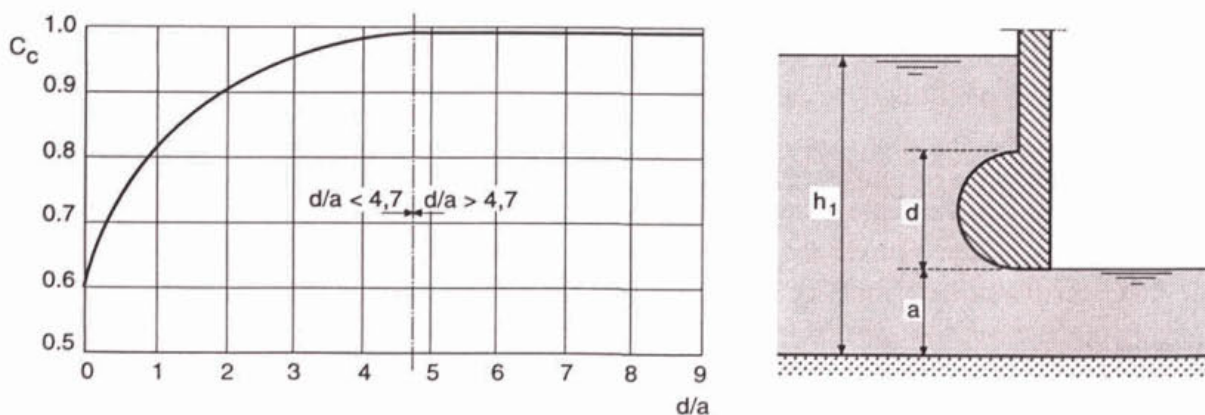
met: C_C : contractiecoëfficiënt voor de stroming onder de schuif. De grootte hiervan wordt primair bepaald door de vorm van de onderkant van de schuif (de mate van afronding). Uit onderzoek, uitgevoerd in het hydraulica laboratorium van de Landbouwniversiteit te Wageningen is de volgende betrekking gevonden:

$$C_C = 0,510 + 0,1 \cdot (23,04 - (d/a - 4,69)^2)^{1/2} \quad \text{mits } d/a < 4,7 \quad (51)$$

$$C_C = 0,990 \quad \text{voor } d/a \geq 4,7 \quad (52)$$

met: d : diameter van de afronding aan de voor-/onderkant van de schuif

Figuur 66 geeft deze betrekking, waarin voor een geheel scherpe onderkant (d/a=0), C_C = 0,611 wordt.



Figuur 66 De contractiecoëfficiënt C_C als functie van d/a.

De grens tussen ongestuwde en gestuwde onderstort

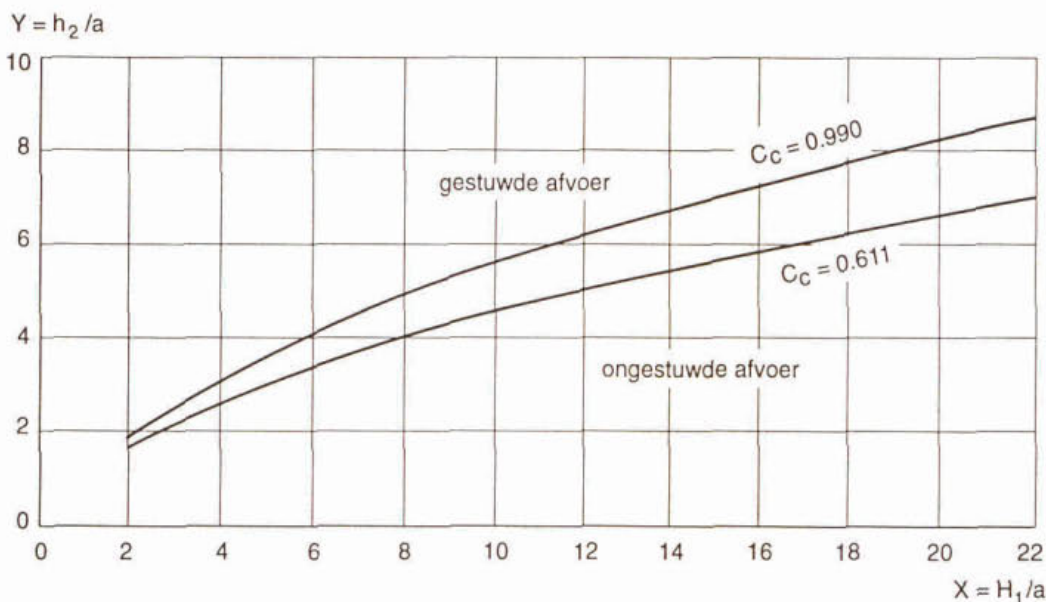
Ongestuwde afvoer gaat over in gestuwde afvoer (en omgekeerd) bij de vrij scherpe éénduidige zogenaamde modulaire grens, die door de volgende formule wordt aangegeven:

$$h_2/a = C_c/2 \cdot \left\{ \sqrt{1 + 16 \cdot (H_1/(a \cdot C_c) - 1)} - 1 \right\} \quad (53)$$

met: H_1 : energiehoogte bovenstrooms ($H_1 = h_1 + v_1^2/2g$) (m)

Bij niet al te hoge stroomsnelheden v_1 neemt men vaak $H_1 \approx h_1$.

Figuur 67 geeft de modulaire grens voor een scherpe rand ($C_c = 0,611$) en een zeer ruim afgeronde rand ($C_c = 0,990$). Uit de figuur blijkt, dat afgeronde randen een hogere benedenwaterstand toestaan dan scherpe randen, alvorens ongestuwde afvoer overgaat in gestuwde afvoer.



Figuur 67 De grens tussen ongestuwde en gestuwde afvoer bij twee-dimensionale onderstort stroming.

In de praktijk zijn verticale schuiven meestal slechts matig afgerond ($0,01 < d < 0,10$ m). Voor het vaststellen van de modulaire grens in een praktijksituatie is het allereerst nodig de diameter d van de afronding vast te stellen. Dit kan op de volgende manieren:

- het opmeten van de afronding, als deze min of meer cirkelvormig is;
- het schatten van een d -waarde, als de afronding niet cirkelvormig is;
- het vaststellen van een C_c -waarde middels ijking in een (schaal)model.

Debietberekening voor gestuwde onderstort bij twee-dimensionale stroming

In de literatuur [43,44] worden diverse formules voor gestuwde afvoer gegeven, waarvan er hier slechts twee worden vermeld:

$$Q = C_1 \cdot a \cdot b \cdot (2g)^{1/2} \cdot (h_1 - h_2)^{1/2} \quad (54)$$

Deze formule wordt veel toegepast als een kunstwerk is geijkt middels modelonderzoek of aan de hand van veldmetingen. De coëfficiënt C_1 is zuiver empirisch van aard en uitsluitend geldig voor de geijkte constructie, waarbij $C_1 = f(h_1/a, h_2/a \text{ en } C_C)$. De coëfficiënt C_1 herbergt bij een ijking tevens de verliezen ten gevolge van drie-dimensionale stroming.

Voor de zuiver twee-dimensionale stroming heeft Dirkwager [44] de volgende afvoerformule opgesteld:

$$Q = a \cdot b \cdot C_D \cdot C_{dr} \cdot (2g)^{1/2} \cdot h_1^{1/2} \quad (55)$$

met: C_D : afvoercoëfficiënt (-), dezelfde als in formule 49

C_{dr} : coëfficiënt voor gestuwde afvoer (-). $C_{dr} = f(h_1/a, h_2/a \text{ en } C_C)$

De coëfficiënt C_{dr} kan worden berekend met de volgende formule:

$$C_{dr} = \sqrt{\frac{1 - \frac{2\alpha}{(1 - \alpha^2)} \cdot (1 - \beta) - \sqrt{\left(\frac{2\alpha}{(1 - \alpha^2)} \cdot (1 - \beta) - 1\right)^2 - 1 + \frac{\alpha^2}{\beta^2}}}{1 - \alpha}} \quad (56)$$

met: $\alpha = (a \cdot C_C)/h_1$

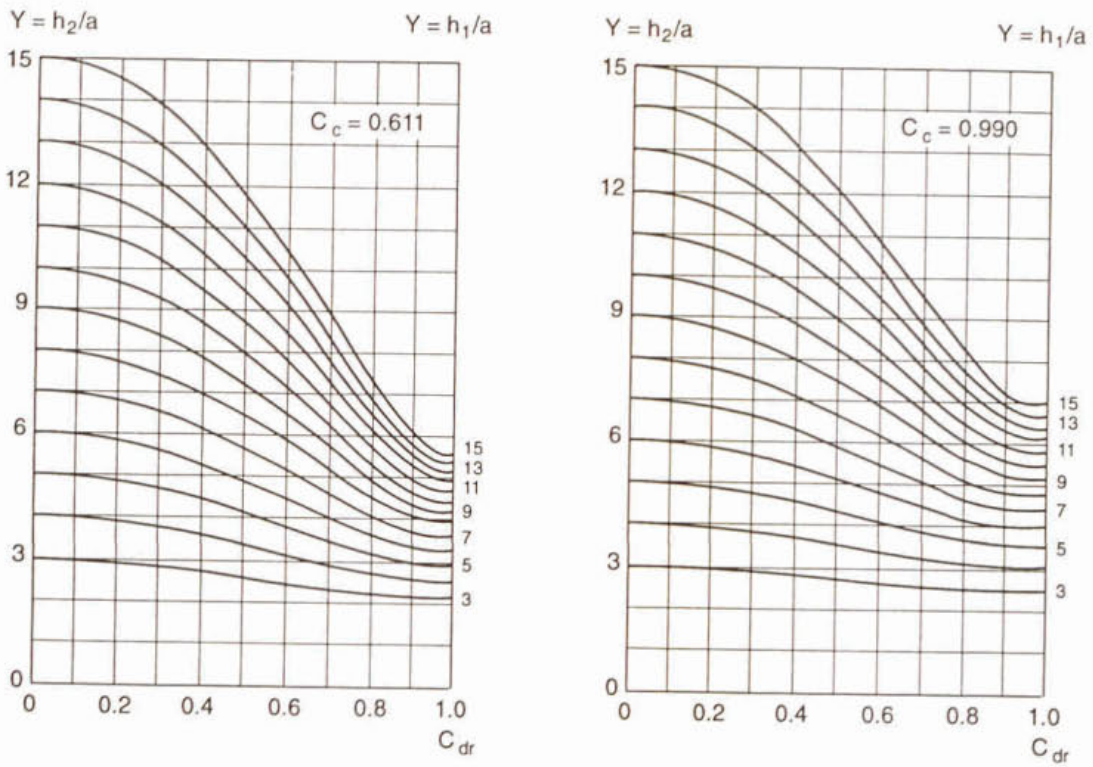
$\beta = (a \cdot C_C)/h_2$

Figuur 68 toont C_{dr} -waarden voor schuiven met een scherpe rand ($C_C = 0,611$) en die met een ruim afgeronde rand ($C_C = 0,990$).

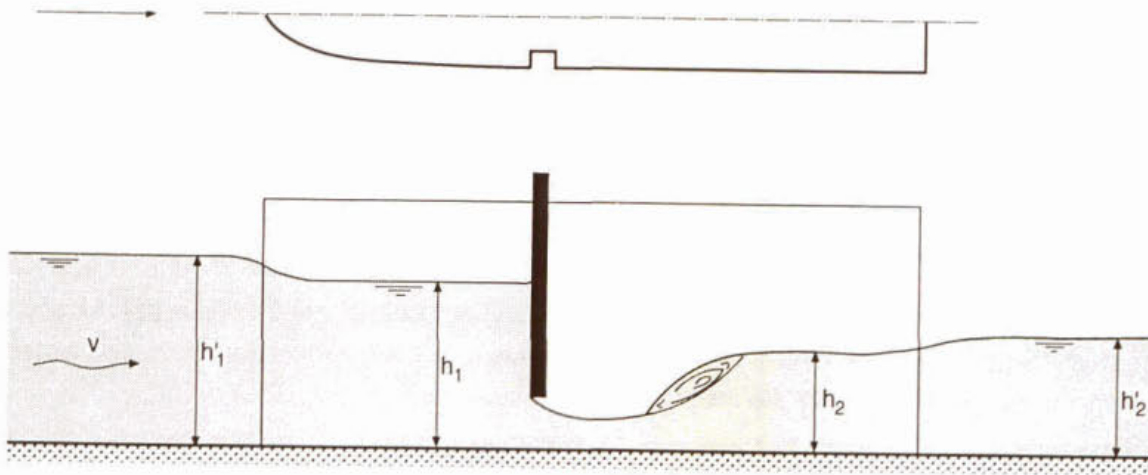
Vooralsnog is de betrouwbaarheid van formule 56 slechts redelijk goed voor relatief kleine hefhogten a ($h_1/a > 5$). Daarnaast is toepassing ervan niet goed mogelijk als de vorm van de onderkant van de schuif niet duidelijk is beschreven.

Drie-dimensionale stroming bij verticale schuiven met onderstort

Verticale schuiven bevinden zich doorgaans in rechthoekige doorstromingsprofielen, die - als er meerdere zijn - van elkaar worden gescheiden door tussenpijlers. Meestal is de totale lengte van de rechthoekige profielen te gering om zowel boven- als benedenstrooms van de schuiven twee-dimensionale stroming te mogen verwachten. Als gevolg hiervan worden de beide waterstanden dan gemeten op locaties geheel bovenstrooms en benedenstrooms van het kunstwerk. Figuur 69 geeft een beeld van de samenstelling van het totaal verval $h_1' - h_2'$ over het kunstwerk.



Figuur 68 De coëfficiënt C_{dr} voor gestuwde afvoer bij onderstort stroming.



Figuur 69 Verval over een inlaatconstructie voor drie-dimensionale stroming.

Het totale verval over de inlaatconstructie kan als volgt worden uitgedrukt:

$$h_1' - h_2' = (h_1' - h_1) + (h_1 - h_2) + (h_2 - h_2') \quad (57)$$

De deelverliezen zijn als volgt:

- de intreeverliezen:

$$h_1' - h_1 = (1 + \xi_i) \cdot v_1^2/2g - v_1'^2/2g \quad (58)$$

ξ_i is de intreeverliescoëfficiënt.

- de verliezen over de schuif: $h_1 - h_2$ voor twee-dimensionale stroming
- de uittreeverliezen:

$$h_2 - h_2' = v_2'^2/2g + (\xi_e - 1) \cdot v_2^2/2g \quad (59)$$

ξ_e is de uittreeverliescoëfficiënt

De coëfficiënten ξ_i en ξ_e kunnen worden ontleend aan de literatuur [45].

In formule 57 zijn geen wrijvingsverliezen opgenomen, ervan uitgaande dat de rechthoekige profielsecties voor en achter de schuif relatief kort en glad zijn.

Theoretisch kan langs deze weg de afvoerrelatie voor de gehele inlaat/spuisluis worden berekend. Niettemin zal de berekende relatie vanwege de volgende onzekerheden kunnen afwijken van de werkelijke relatie:

- fouten in de geschatte waarden van ξ_i en ξ_e ;
- overlap tussen de diverse deelverliezen: intree-, schuif en uittreeverliezen.

De totale fout in de debietbepaling wordt geschat op maximaal 10 à 20 % voor sluizen waarin de intree- en uittreeverliezen een duidelijke rol spelen. In veel gevallen zijn deze verliezen slechts marginaal en wordt de fout geschat op 5 à 10 %.

IJking van de constructie in het veld of met behulp van een modelonderzoek leidt tot een lagere totale fout (respectievelijk ca. 10 % en 5 %).

Terwille van een betrouwbare debietmeting bij verticale schuiven met onderstort verdient het aanbeveling de volgende regels in acht te nemen:

- de schuiven dienen niet verder te worden getrokken dan $a = 0,5 h_1$ ter voorkoming van wervels voor de schuif die de doorstroom beïnvloeden;
- bij meerdere parallel gesitueerde schuiven zullen de schuiven bij voorkeur even ver worden getrokken (gelijkmatige snelheidsverdeling over de volle breedte en een eenvoudige afvoerberekening).

5.6.7 Duikers

Duikers zijn ronde, rechthoekige of ovaalvormige gesloten leidingen, waarmee water onder een weg door of door een dam wordt getransporteerd van de ene waterloop naar de andere, bij voorkeur onder minimaal verval.

In deze paragraaf worden duikers behandeld, waarin geen afsluiters en terugslagkleppen zijn aangebracht (paragraaf 5.6.8 behandelt duikers mét een afsluiter).

Meestal worden duikers zo ontworpen, dat het verval over de constructie bij maximale afvoer beperkt blijft tot één of enkele decimeters. Dit houdt tevens in, dat het verval over de duiker bij lage afvoeren slechts enkele millimeters of centimeters zal bedragen. Het meten van een debiet door duikers zonder obstructies is daarom slechts - en dan nog steeds globaal - mogelijk voor uitzonderlijke topafvoeren.

In deze paragraaf wordt het meten van debieten in geheel gevulde duikers behandeld, waarbij het verval Δh over de duiker een maat is voor het debiet. De helling van de duiker is dan niet van belang. Aan het eind van deze paragraaf worden nog een aantal alternatieve technieken genoemd, die in sommige gevallen ook bruikbaar zijn voor niet geheel gevulde leidingen.

Bij stroming door duikers is er een verschil in waterstand tussen de panden bovenstrooms en benedenstrooms. Het niveauverschil Δh is een maat voor het passerende debiet Q . Het niveauverschil is opgebouwd uit een aantal deelverliezen, die dikwijls worden uitgedrukt in termen van $\bar{v}^2/2g$, waarbij \bar{v} de gemiddelde snelheid is in de volledig gevulde duiker.

De volgende verliezen kunnen zich voordoen:

- intreeverliezen (vernauwing gevolgd door verwijding);
- wrijvingsverliezen (ten gevolge van de wandruwheid);
- uittreeverliezen (plotselinge verwijding).

Deze drie verliezen spelen in elke duiker een rol en zijn goed te berekenen.

Intreeverliezen

$$\Delta h_i = \frac{\left(\frac{\bar{v}}{\mu_i} - \bar{v}\right)^2}{2g} = \left(\frac{1}{\mu_i} - 1\right)^2 \cdot \frac{\bar{v}^2}{2g} \quad (60)$$

$$\xi_i = \left(\frac{1}{\mu_i} - 1\right)^2 \quad (61)$$

$$\Delta h_i = \xi_i \cdot \frac{\bar{v}^2}{2g} \quad (62)$$

Zowel de contractiecoëfficiënt μ_i als de verliescoëfficiënt ξ_i zijn voor diverse vormen van

intree uit de literatuur bekend [45]. Zo gelden bijvoorbeeld voor een ronde duiker - niet vooruitstekend, maar "flush" met de wand - de volgende waarden: $\mu_i = 0,59$ of $\xi_i = 0,48$.

Wrijvingsverliezen

Ervan uitgaande dat de stroming turbulent is, geldt de zogenaamde buizenformule van Darcy-Weisbach:

$$\Delta h_{wr} = \lambda \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{\bar{v}^2}{2g} \quad (63)$$

- met: λ : wrijvingscoëfficiënt, afhankelijk van R/k en Re (-)
 L : lengte van een ronde leiding (m)
 D : diameter van een ronde leiding (m)
 R : hydraulische straal (voor ronde buizen is $R = D/4$)
 k : wandruwheid van de leiding (m), deze is afhankelijk van het leidingmateriaal en de geaardheid daarvan. Waarden van k worden in tal van publicaties en handboeken gegeven [20,46].
 Re : getal van Reynolds: $Re = \bar{v} \cdot R/\nu$ (-)
 ν : kinematische viscositeit (voor $t = 10$ °C wordt $\nu = 1,3 \cdot 10^{-6}$ m²/s)

De wrijvingscoëfficiënt λ als functie van Re en R/k wordt eveneens in veel handboeken gepresenteerd [46].

Men schrijft ook wel:

$$\xi_{wr} = \lambda \cdot \frac{L}{D} \quad \text{en dus} \quad \Delta h_{wr} = \xi_{wr} \cdot \frac{\bar{v}^2}{2g} \quad (64)$$

Uittreeverliezen

Uittree is een bijzonder geval van plotselinge verwijding. In de meeste gevallen is de stroomsnelheid in het ontvangende pand verwaarloosbaar klein. Dan geldt:

$$\Delta h_u = \xi_u \cdot \frac{\bar{v}^2}{2g} \quad \text{waarbij} \quad \xi_u = 1 \quad (65)$$

Berekening van de afvoerrelatie door duikers

De afvoer door een geheel gevulde duiker kan worden bepaald uit het niveauverschil tussen het bovenstroomse en het benedenstroomse peil:

$$Q = m \cdot A \cdot (2g)^{1/2} \cdot \Delta h_{tot} \quad (66)$$

- met: Q : debiet (m³/s)
 m : afvoercoëfficiënt van de duiker (-)
 A : oppervlakte dwarsprofiel van de duiker (m²)
 g : versnelling van de zwaartekracht (= 9,81 m/s²)
 Δh_{tot} : verval over de duiker (m)

De afvoercoëfficiënt m wordt gedefinieerd als:

$$m = \frac{1}{\sqrt{\xi_{tot}}} \quad (67)$$

waarin ξ_{tot} de som is van alle verliescoëfficiënten van de duiker:

$$\xi_{tot} = \xi_i + \xi_{wr} + \xi_u \quad (68)$$

Als de oorzaken van verschillende verliezen elkaar deels overlappen - hetgeen bij korte duikers vrijwel altijd het geval is - zal ξ_{tot} enigszins worden overschat. Zo worden wrijvingsverliezen - vaak ten onrechte - doorgeteld ter plaatse van plotselinge vernauwingen/verwijdingen. Als twee of meer verliezen met een substantiële bijdrage in ξ_{tot} elkaar duidelijk overlappen, kan het aanbeveling verdienen, zo'n duiker voor een aantal debieten te ijken.

Gezien de doorgaans royale dimensionering van duikers zijn deze met betrekking tot het meten van debieten uitsluitend geschikt voor het bepalen van topafvoeren.

Alternatieve technieken voor het meten van debieten door duikers zijn de volgende (zie ook tabel 8):

- installatie van een meetgoot in de duiker. De Palmer Bowlus flume wordt ondermeer toegepast in rioleringen [47]. De toepassing in Nederland is zeer beperkt;
- installatie van een meetstuw aan het begin of het eind van de duiker, uitsluitend geschikt voor het meten van lage afvoeren [48];
- de einddiepte methode, waarbij het debiet wordt bepaald uit de waterdiepte exact aan het einde van de duiker [49];
- snelheidsmeting met een propeller of een elektromagnetische snelheidsmeter, uitsluitend geschikt voor kortdurende meetcampagnes;
- calibratie van de duiker in het veld of met behulp van een hydraulisch model.

Tabel 8 Overzicht alternatieve technieken voor debietmetingen in duikers.

techniek	horizontale ligging	mate van vulling	afvoertype
Palmer Bowlus flume	ja	gedeeltelijk	vrij
meetstuw	ja	gedeeltelijk	vrij
einddiepte methode	ja	gedeeltelijk	vrij
snelheidsmeting	-	geheel	gestuwd
calibratie	-	beide	beide

5.6.8 Afsluiters

Afsluiters worden veel toegepast in het regionale waterbeheer voor het aanvoeren en afvoeren van waterhoeveelheden van de ene waterloop naar de andere. In een aantal gevallen heeft de afsluiter daarbij niet alleen een regelfunctie, maar wordt aan de afsluiter ook een meetfunctie toegekend.

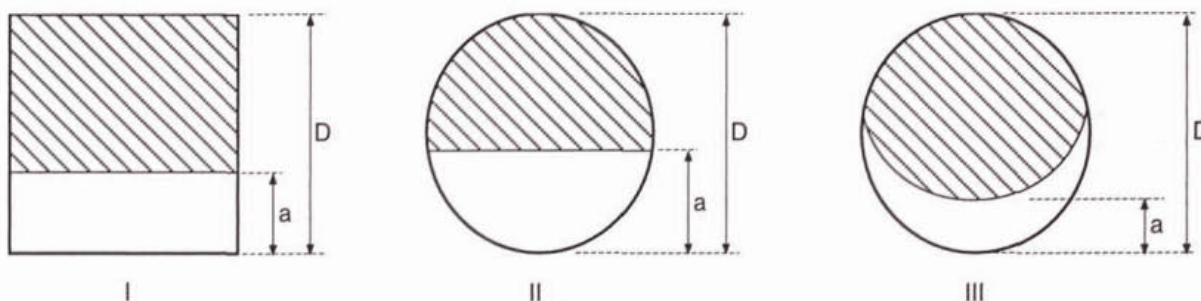
De afsluiter maakt vrijwel altijd deel uit van een duikersysteem. Voorwaarde voor een goede aan- en afvoerbepaling is, dat een relatief kort stuk gesloten leiding (10 à 15 maal de diameter) bovenstrooms van de afsluiter, geheel gevuld is. Bij stroming via afsluiters kan zowel ongestuwde als gestuwde afvoer voorkomen.

Verliezen over de afzonderlijke afsluiter

Een gedeeltelijk geopende afsluiter veroorzaakt een plotselinge vernauwing onmiddellijk gevolgd door een verwijding. Een afsluiter kan worden geplaatst aan het begin van een duiker, ergens halverwege of aan het eind ervan.

Naar de vorm van de duiker en de onderkant van de afsluiter kunnen de volgende, in Nederland meest voorkomende, combinaties worden onderscheiden (figuur 70):

- rechthoekige leiding met rechthoekige afsluiter (I);
- ronde leiding met rechthoekige afsluiter (II);
- ronde leiding met bolle afsluiter (III).



Figuur 70 Vorm duiker en onderkant afsluiter

Het verlies over een afsluiter in een geheel gevulde leiding wordt uitgedrukt als:

$$\Delta h_a = \xi_1 \cdot \frac{\bar{v}_1^2}{2g} \quad (69)$$

met: ξ_1 : verliescoëfficiënt (-), primair afhankelijk van de hefhoogte van de afsluiter in relatie tot de doorsnede van de duiker ($a/D \times 100\%$) en secundair van de vorm/het type

\bar{v}_1 : gemiddelde stroomsnelheid in de leiding bovenstrooms van de afsluiter (m/s)

g : versnelling van de zwaartekracht (= 9,81 m/s²)

In de literatuur zijn gegevens bekend van een aantal schuifafsluiters, die echter steeds in de doorgaande pijpleiding zijn geplaatst. Voor afsluiters aan het begin of het eind van een leiding zullen de verliescoëfficiënten daarvan afwijken.

Een alternatieve uitdrukking voor het verlies over een afsluiter is:

$$\Delta h_a = \xi_2 \cdot \frac{\bar{v}_2^2}{2g} \quad (70)$$

met: \bar{v}_2 : gemiddelde stroomsnelheid in opening onder de afsluiter (m/s)

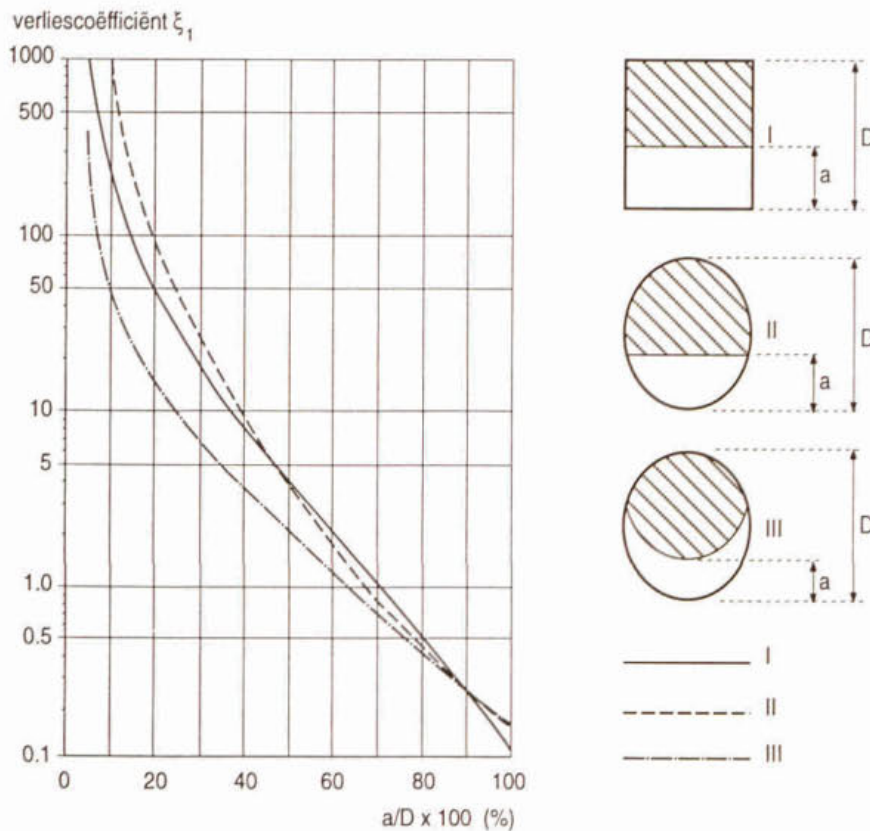
$$\xi_2 = \xi_1 \cdot \left(\frac{A_2}{A_1} \right)^2 \quad (71)$$

met: A_1 : oppervlakte leidingprofiel (m²)

A_2 : oppervlakte opening onder afsluiter (m²)

De verliescoëfficiënt ξ_1 wordt in figuur 71 voor drie typen schuifafsluiters gegeven als functie van de relatieve hefhoogte ($a/D \times 100\%$) [50].

De verliescoëfficiënten ξ_1 en ξ_2 voor afsluiters met een vlakke onderkant in een ronde leiding zijn vermeld in tabel 9 (afgeleid uit gegevens van het Corps of Engineers [51]).



Figuur 71 Verliescoëfficiënt ξ_1 als functie van het openingspercentage

Tabel 9 Verliescoëfficiënten ξ_1 en ξ_2 voor een afsluiter met vlakke onderkant in een ronde leiding.

a/D (x 100 %)	ξ_1 (-)	A_2/A_1 (-)	ξ_2 (-)
10	794	0,0520	2,146
20	94,3	0,1424	1,912
30	25,8	0,2523	1,642
40	9,59	0,3735	1,339
50	4,00	0,5000	1,000
60	1,75	0,6265	0,688
70	0,842	0,7477	0,471
80	0,416	0,8576	0,306
90	0,238	0,9480	0,214
100	0,171	1,0000	0,171

Verliezen over het duikersysteem waarin de afsluiter is geplaatst

De afvoer door het systeem waarvan de afsluiter deel uit maakt, kan worden berekend als alle deelverliezen voldoende nauwkeurig bekend zijn. Daarbij speelt het deelverlies veroorzaakt door de afsluiter vaak een overheersende rol. Voor de afvoer door een volledig gevulde duiker (gestuwde afvoer) geldt:

$$Q = m \cdot A_1 \cdot \sqrt{2g \cdot \Delta h_{\text{totaal}}} \quad (72)$$

waarbij:

$$m = \frac{1}{\sqrt{\xi_{\text{tot}}}} \quad \text{en} \quad \xi_{\text{tot}} = \xi_i + \xi_{\text{wr}} + \xi_a + \xi_r + \xi_u \quad (73)$$

- met: Q : afvoer (m^3/s)
 m : afvoercoëfficiënt duiker (-)
 A_1 : oppervlakte dwarsprofiel duiker (m^2)
 g : versnelling van de zwaartekracht ($= 9,81 \text{ m/s}^2$)
 Δh_{tot} : verval over de duiker (m)
 ξ_{tot} : som van alle verliescoëfficiënten (-)
 ξ_i : coëfficiënt voor het intreeverlies (-)
 ξ_{wr} : coëfficiënt voor het wrijvingsverlies (-)
 ξ_a : verliescoëfficiënt afsluiter (-)
 ξ_r : coëfficiënt voor resterende extra verliezen (-)
 ξ_u : coëfficiënt voor het uitreeverlies (-)

De coëfficiënten ξ_i , ξ_{wr} en ξ_u spelen in ieder duikersysteem een rol en zijn goed te berekenen. In de praktijk treedt echter vrijwel altijd een gedeeltelijke overlap van de oorzaken van verschillende verliezen op. De som van de verliescoëfficiënten ξ_{tot} zal

daardoor enigszins worden overschat. Door het uitvoeren van enkele controlemetingen wordt een indruk verkregen van de eventuele afwijking, waarop dan kan worden gecorrigeerd.

Met betrekking tot het dagelijks beheer van duikersystemen met afsluiters worden de volgende aanbevelingen gedaan:

- relatieve hefhoogten kleiner dan 20% en groter dan 80% moeten zoveel mogelijk worden vermeden: de kleinere vanwege hun foutgevoeligheid op de afsluiterverliezen en de grotere vanwege hun foutgevoeligheid op de andere deelverliezen. Bovendien zijn wijzigingen in het openingspercentage rondom 50% regeltechnisch het meest effectief;
- de afsluiters dienen te worden voorzien van een hulpapparaat, waarmee de hefhoogte nauwkeurig kan worden ingesteld/afgelezen. (Het tellen van de slagen van het spindelwiel is een aantoonbare foutenbron);
- voor afsluiters, die aan het begin of aan het einde van een leiding zijn geplaatst, en voor afsluiters met een afwijkende vormgeving gelden andere verliescoëfficiënten dan vermeld in figuur 71. In dergelijke gevallen wordt calibratie aanbevolen.

De betrouwbaarheid van het meten van afvoeren door duikers waarin een afsluiter is opgenomen, is samengesteld uit de volgende componenten:

- de nauwkeurigheid waarmee de waterstanden bovenstrooms en benedenstrooms van het duikersysteem worden gemeten;
- de nauwkeurigheid van de verliescoëfficiënt/afvoercoëfficiënt van de afsluiter/duiker. Globaal geldt:
 - $X_{m\text{-gestuwd}} \geq 10 \%$
 - $X_{m\text{-ongestuwd}} = 5 \text{ à } 10 \%$;
- de betrouwbaarheid waarmee de overige deelverliezen van het duikersysteem kunnen worden vastgesteld.

5.7 Nauwkeurigheid van de afvoerbepaling

5.7.1 Inleiding

De nauwkeurigheid wordt - zoals reeds is aangegeven in paragraaf 4.6 - gedefinieerd als:

$$X_Q = \frac{Q - Q_{gem}}{Q_{gem}} \quad (\%) \quad (74)$$

Met X_Q wordt ook hier de toevallige fout in de bepaling van een momentaan debiet bedoeld. Deze is samengesteld uit een aantal deelfouten die redelijk goed zijn te kwantificeren. De grootte van de meetfout X_Q en de berekeningsmethodiek is verschillend voor de uiteenlopende debietmeetmethoden.

5.7.2 Stage-discharge methode

De afvoerrelatie is in paragraaf 5.2.2 (blz. 48) als volgt gedefinieerd:

$$Q = a \cdot (h - h_0)^b \quad (75)$$

Hierin zijn a , h_0 en b parameters die bekend zijn geworden uit een groot aantal veldmetingen van Q en h onder de volgende condities:

- vrije afstroming (geen opstuwning vanuit benedenstroomse richting);
- nagenoeg geen wijziging in de grootte van het dwarsprofiel en de ruwheid van bodem en taluds in de omgeving van het meetpunt, maar vooral benedenstrooms daarvan.

Hoewel elk van de parameters a , h_0 en b onnauwkeurigheden herbergen, worden deze gemakshalve gecombineerd in de fout X_a . Als de veldmetingen zijn uitgevoerd met de velocity-area methode (hetgeen doorgaans het geval is) dan wordt aangenomen: $X_a = 3$ à 8 %. De fout in het meten van de waterstand wordt geschat op: $X_h = 3$ à 5 %.

De toevallige fout in het debiet wordt voorgesteld door:

$$X_Q = \sqrt{X_a^2 + b \cdot X_h^2} \quad (76)$$

De machtscoëfficiënt b varieert meestal tussen 1,3 en 1,8. Als een gemiddelde waarde $b = 1,5$ wordt aangehouden, dan volgt: $X_Q = 5$ à 10 %.

Naast deze toevallige fout kan er een aanzienlijke systematische fout optreden, als er zich een tijdelijke of blijvende verandering voordoet in de afmetingen van het dwarsprofiel (erosie of sedimentatie) of in de ruwheid van bodem en wanden (begroeiing, mate van onderhoud). Bij een blijvende verandering in het dwarsprofiel zal een nieuwe Q - h relatie moeten worden opgesteld uit een serie veldmetingen.

Het effect van een wisselende wandruwheid kan zich vooral bij de relatief smalle waterlopen doen gelden. Hier verdient het aanbeveling, de waterloop - frequenter dan bij normaal onderhoud - over enige afstand bovenstrooms en over een grote lengte benedenstrooms van het meetpunt schoon te houden.

5.7.3 Akoestische debietmeetmethode

Voor nauwkeurige resultaten dient in eerste instantie de snelheidsverdeling in de verticaal parabolisch te zijn (zie paragraaf 4.2.4). Daarnaast wordt de nauwkeurigheid van het debiet bepaald door de volgende factoren:

- **de nauwkeurigheid van de k -factor en de oppervlakte van het dwarsprofiel**
Afhankelijk van de plaatselijke omstandigheden en de gebruikte methode is voor deze factoren een nauwkeurigheid van 2-5% van de gemeten waarde mogelijk;
- **de nauwkeurigheid in de bepaling van v**
De stroomsnelheid wordt bepaald door de hoek φ , de afstand L en de looptijden t_{AB} en t_{BA} . De meetlijn lengte L is binnen 0,5% nauwkeurig te bepalen en de hoek φ binnen

0,1°. De nauwkeurigheid van de looptijdmeting is afhankelijk van de frequentie van de transducenten die de geluidsgolven uitzenden en ontvangen. Voor 200 kHz transducenten is de meting tot op 15 ns (1 nanoseconde = 10^{-9} sec) nauwkeurig. De resulterende fout in de stroomsnelheid (Δv) als functie van de meetlijnlengthe is gegeven in tabel 10;

- *de grootte van de hoek δ*

Fouten als gevolg hiervan worden geëlimineerd als in een meetkruis (in plaats van in één enkele meetlijn) wordt gemeten.

Tabel 10 Fout in de stroomsnelheid (Δv) als functie van de meetlijnlengthe

L (m)	Δv (mm/s)
5	5
50	0,5
500	0,05

De afvoer is weergegeven met:

$$Q = k \cdot v \cdot A \quad (77)$$

De daaruit volgende toevallige fout bedraagt:

$$X_Q = \sqrt{X_k^2 + X_v^2 + X_A^2} \quad (78)$$

met: X_k : geschatte fout in de k-factor, $X_k = 2$ à 5 %

X_v : fout in de bepaling van v , $X_v = (\Delta v/v) \cdot 100$ %

X_A : fout in de bepaling van de oppervlakte van het dwarsprofiel, geschatte waarde: $X_A = 2$ à 5 %

De meetfout X_Q varieert derhalve met de meetlijnlengthe L en de gemeten snelheid v (zie ter illustratie tabel 11).

Tabel 11 Meetfout X_Q als functie van de meetlijnlengthe (L) en de stroomsnelheid (v)

L (m)	v (m/s)	Δv (m/s)	X_v (%)	X_Q (%)
5	0,05	0,005	10,0	10 à 12
5	0,25	0,005	2,0	3 à 6
25	0,05	0,001	2,0	3 à 6
25	0,25	0,001	0,4	3 à 5

Naast deze toevallige fout kunnen zich de volgende systematische fouten voordoen:

- een niet-parabolische snelheidsverdeling als gevolg van een verstoorde aanstroming, dichtheidsverschillen in de verticaal, windeffecten of bij zeer lage stroomsnelheden;
- veranderingen in de afmetingen van het dwarsprofiel;
- overige verstoringen, zoals genoemd in paragraaf 5.3.4.

5.7.4 Gemalen

Voor een *vijzel* geldt de afvoerformule:

$$Q = f \cdot q \cdot n \cdot D^3 \quad (79)$$

De toevallige fout is als volgt gedefinieerd:

$$X_Q = \sqrt{X_f^2 + X_q^2 + X_n^2 + (3 \cdot X_D)^2} \quad (80)$$

- met: X_f : onnauwkeurigheid in de efficiency-factor, geschat: $X_f = 2$ à 5 %
 X_q : fout in de vaststelling van de vijzelcoëfficiënt door de fabrikant: $X_q = 2$ %
 X_n : fout in de meting van het toerental, geschat: $X_n = 1$ à 2 %
 X_D : onnauwkeurigheid in D als gevolg van afwijkingen in de maatvoering en slijtage, geschat: $X_D = 0,5$ %

Combinatie van deze deelfouten levert een totale toevallige fout: $X_Q = 3$ à 6 %.

Hiernaast zal zich een systematische fout voordoen, als de benedenwaterstand beneden het vulpunt of de bovenwaterstand boven het tegenmaulpunt staat.

Voor *pompen* wordt bij de bepaling van de fout in het debiet onderscheid gemaakt tussen de volgende methoden:

- gebruikmaking van de pompkarakteristiek: de Q - H_{man} relatie, waarbij H_{man} op dezelfde wijze wordt gemeten als in de test-opstelling. Bij een correcte aanstroming naar de pomp wordt de onnauwkeurigheid in de volgens de norm opgestelde pompcurve Q - H_{man} geschat op: $X_C = 2$ à 4 %.
In de praktijk komen daar de volgende fouten bij:
 $X_H = 2$ % als fout in de meting van de opvoerhoogte
 $X_n = 1$ à 2 %, de wisseling in toerental
De totale fout komt daarmee op: $X_{Q1} = 3$ à 5 %;
- gebruikmaking van de pompkarakteristiek: de Q - H_{man} relatie, waarbij echter H_{stat} om praktische redenen wordt gemeten. Als gevolg van het negeren van H_w worden nu de debieten systematisch overschat boven op de hiervoor genoemde toevallige fout: $X_{Q1} = 3$ à 5 %;
- gebruikmaking van de gemaalkarakteristiek: de Q - H_{stat} relatie, waarbij H_w is berekend. De fout in de berekening van de verliezen wordt geschat op: $X_{Hw} = 10$ à 20 %.
Voor waarden $H_w \approx 0,2 H_{\text{man}}$ volgt dan: $X_{Hman} = 2$ à 4 %. Afhankelijk van de steilheid van de Q - H_{man} curve leidt dit tot een fout $X_Q = 2$ à 8 %. Als deze fout wordt gecombineerd met de reeds eerder genoemde fout X_{Q1} , dan wordt de totale fout: $X_{Q2} = 4$ à 10 %;
- vaststellen van de gemaalkarakteristiek: de Q - H_{stat} relatie, door calibratie in situ, bijvoorbeeld met de velocity-area methode: $X_C = 3$ à 8 %.
Ook hier komen in de praktijk de volgende fouten bij:
 $X_H = 2$ % en $X_n = 1$ à 2 %.
Combinatie van deze fouten levert een totale fout: $X_{Q3} = 4$ à 8 %.

5.7.5 Gestandaardiseerde meetstuw

De fouten in de bepaling van een debiet uit een gemeten overstorthoogte h_1 bij meetstuw, worden onderscheiden in systematische fouten en toevallige fouten. Systematische fouten treden bijvoorbeeld op als gevolg van een systematische fout in de nulpuntsbepaling, of als er sprake is van gestuwde afvoer, terwijl men meent dat de afvoer nog ongestuwd is. Zodra een systematische fout is opgespoord, zal hierop worden gecorrigeerd. Zolang ze niet zijn opgespoord zijn ze evenmin te kwantificeren.

Toevallige fouten zijn inherent aan de meetmethode en de apparatuur. Nu eens liggen ze aan de ene kant van de echte meetwaarde, dan weer bevinden ze zich aan de andere kant ervan.

Voor een meetstuw met de afvoerbetrekking $Q = C \cdot C_{dr} \cdot H_1^u$ geldt de volgende toevallige fout [28]:

$$X_Q = \sqrt{X_C^2 + X_{C_{dr}}^2 + (u \cdot X_H)^2} \quad (81)$$

- met: X_Q : procentuele fout in het debiet Q
 X_C : onzekerheid in de factor C (zie ook paragraaf 5.5.4)
 $X_{C_{dr}}$: onzekerheid in de correctiefactor C_{dr} voor gestuwde afvoer
 X_H : procentuele fout in de bepaling van H_1
 u : machtscoëfficiënt van H_1 (paragraaf 5.5.4)

De onzekerheid X_C herbergt hoofdzakelijk de onzekerheid in de afvoercoëfficiënt C_D , die doorgaans $X_{CD} = 1$ à 5% bedraagt, afhankelijk van de precisie waarmee de meetstuw ooit is geijkt.

De onzekerheid $X_{C_{dr}}$, zo er al sprake is van gestuwde afvoer, berust eveneens op de zorgvuldigheid van de calibratie.

De procentuele fout X_H is vaak - en zeker voor de langdurige lage afvoeren - de meest serieuze foutenbron. Ze wordt gedefinieerd als $X_H = 100(\Delta H/H_1)$ (%), waarin ΔH de absolute toevallige fout is in de bepaling van H_1 . Met moderne apparatuur zal deze fout beperkt moeten blijven tot $\Delta H = 0,002$ à $0,005$ m.

Ter illustratie:

Een horizontale meetstuw (bijvoorbeeld de Hobrad overlaat) voert water af bij een overstorthoogte $h_1 = 0,15$ m. Er is ongestuwde afvoer ($X_{C_{dr}} = 0$). Voorts wordt verwacht: $X_C = X_{CD} = 2,5\%$ en $\Delta H_1 = \Delta h_1 = 0,004$ m.

De toevallige fout in de meting van h_1 wordt dan: $X_h = 100(0,004/0,15) = 2,7$ %.

Voor de horizontale kruin geldt $u = 1,5$.

De fout in het debiet wordt dan:

$$X_Q = \sqrt{2,5^2 + 0 + (1,5 \cdot 2,7)^2} = 4,8 \text{ \%} \quad (82)$$

5.7.6 Niet gestandaardiseerde meetstuwen

Voor deze categorie stuwen en overige kunstwerken geldt dezelfde benadering als in paragraaf 5.7.5 is gegeven voor de gestandaardiseerde meetstuwen, met dien verstande dat de fouten X_C en X_{Cdr} groter kunnen zijn dan bij de gestandaardiseerde meetstuwen.

Globaal geldt het volgende voor de niet gestandaardiseerde stuwen:

- de (on)nauwkeurigheid in de debietbepaling is vergelijkbaar met die van gestandaardiseerde meetstuwen, als de afvoerrelatie tot stand is gekomen uit een calibratie in een hydraulisch model;
- voor niet-gecalibreerde stuwen gelden doorgaans hogere waarden voor X_C en X_{Cdr} , die verschillend zijn voor verschillende stuwen, en die meestal vermeld staan in de literatuur.

5.7.7 Samenvatting

In tabel 12 wordt een overzicht gegeven van de toevallige fout in de debietbepaling van de hiervoor beschreven continue debietmeetmethoden, met de belangrijkste foutenbron(nen). Deze nauwkeurigheid kan alleen dan worden bereikt, als de nodige zorgvuldigheid wordt betracht bij de totstandkoming van een nieuw afvoermeetstation of calibratie van een bestaand kunstwerk. Ook dient regelmatig onderhoud en controle van referentieniveau's plaats te vinden. Systematische fouten kunnen bovendien de hier genoemde percentages extra nadelig beïnvloeden.

Tabel 12 Toevallige fout in de debietbepaling voor continue debietmeetmethoden

methode	variant	X_Q (%)	belangrijkste foutenbron(nen)
stage-discharge methode		5 - 10	Calibratie, systematische fouten.
akoestische methode	- meetlijnlenkte	3 - 5 (L en v groot) 10 - 12 (L en v klein)	Bepaling dwarsprofiel en k-factor. Stroomsnelheid bij lage stroomsnelheden en kleine meetlijn lengten. Zout- en temperatuurgradiënten, luchtbellen.
gemalen	- vijzels	3 - 6	Schatting efficiency-factor. Systematische fouten.
	- pompen		Schatting verliezen. Systematische fouten (kunnen aanzienlijk zijn).
	· pompkarakteristiek · gemaalkarakteristiek · calibratie in situ	3 - 5 4 - 10 4 - 8	
gestandaardiseerde meetstuwen	- diverse typen	< 5 (ongestuwd) 5 - 10 (gestuwd)	Meting overstorthoogte bij lage afvoeren. Bepaling C_D . Gestuwde afvoer.
niet-gestandaardiseerde meetstuwen	- klepstuwen, drempels, Rossum-stuwen, Khafagi-venturi's	< 5 (via calibratie in hydraulisch model) 5 - 10 (calibratie te velde of m.b.v. lit. gegevens) > 5 c.q. > 10 (gestuwde afvoer)	Idem
	- schuiven (onderstort)	< 5 (via calibratie in hydraulisch model) 5 - 10 (calibratie te velde of via schatting verliescoëfficiënten bij lage in-/uittreeverliezen) 10 - 20 (via schatting verliescoëfficiënten bij hoge in-/uittreeverliezen)	Bepaling afvoer- en verliescoëfficiënten.
	- duikers - afsluiters	> 10 > 10	Bepaling van de afvoercoëfficiënt uit een combinatie van verliescoëfficiënten.

6 SELECTIECRITERIA OM TE KOMEN TOT DE MEEST GESCHIKTE DEBIETMEETMETHODE

6.1 Inleiding

Voor het meten van debieten in open leidingen kan worden gekozen uit diverse methoden: enkele incidentele en een veelheid aan continue methoden. De voor Nederland en België relevante methoden zijn beschreven in de voorgaande hoofdstukken.

Ruwweg kunnen zeven debietmeetmethoden worden onderscheiden, waarvan drie de incidentele methoden betreffen en vier de continue metingen.

De *incidentele metingen* worden dikwijls gedurende een korte periode uitgevoerd met het doel om één van de continue methoden te calibreren. In dit handboek zijn de volgende methoden beschreven:

- velocity-area methoden (paragrafen 4.2 en 4.3);
- verhangmethode (paragraaf 4.4);
- verdunningsmethode (paragraaf 4.5).

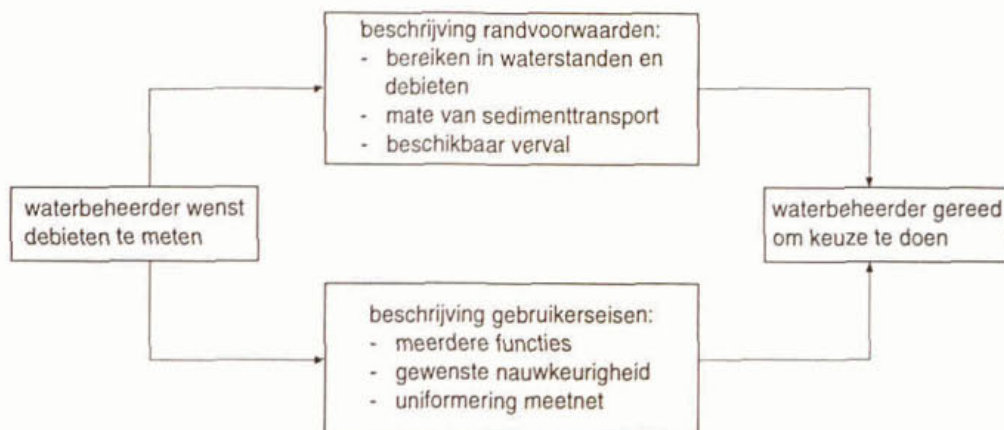
De *continue metingen* zijn karakteristiek in hydrologische meetnetten, waarin het dagelijks waterbeheer vrijwel steeds de belangrijkste doelstelling is. In dit handboek zijn de volgende methoden beschreven:

- stage-discharge methode (paragraaf 5.2);
- akoestische methode (paragraaf 5.3);
- gemalen (paragraaf 5.4);
- meetstuwen (paragrafen 5.5 en 5.6).

Beschrijving van de selectiecriteria beoogt de waterbeheerder het inzicht te bieden, om uit het ruime aanbod aan methoden de meest geschikte te kiezen, afgestemd op de randvoorwaarden uit het veld en de eisen die de beheerder stelt aan het debietmeetstation. In de praktijk kan de waterbeheerder deze selectiecriteria op twee manieren hanteren:

- bij een nieuw in te richten meetnet of een enkel nieuw in te richten debietmeetstation leiden de selectiecriteria direct tot de meest geschikte meetmethode, waarop een ontwerp voor nieuwbouw wordt gebaseerd;
- in een bestaand meetnet of voor een bestaand meetpunt kunnen de selectiecriteria worden benut voor een evaluatie, waarop - indien nodig - een aanpassing van de tot dan toegepaste methode kan worden overwogen.

Alvorens de waterbeheerder of diens adviseur tot de keuze van de meest geschikte debietmeetmethode komt, dienen de randvoorwaarden uit het veld en de gebruikers-eisen te worden geïnventariseerd, zoals aangegeven in het volgende schema.



- de bereiken in waterstanden en debieten zijn doorgaans redelijk goed in te schatten. Het is van veel belang aan te geven, of inderdaad het gehele bereik moet worden bemeten. Voor sommige doeleinden zijn vooral topafvoeren interessant, in andere situaties gaat het soms uitsluitend om de minimale afvoeren;
- de aard van en de hoeveelheid aan sediment moet bij benadering bekend zijn, omdat ze van veel belang is voor het goed functioneren van een akoestisch debietmeetstation of van een meetstuw;
- het beschikbare verval (hoeveel mag er worden opgestuwd) is van belang om vast te stellen of het ontwerp van een meetstuw een haalbare optie is.
- voor een aantal situaties kan de meetfunctie ondergeschikt zijn aan andere belangrijkere functies (gemalen, sluizen, regelstuwen). Ook kan het ontwerp van een meetstuw ondergeschikt zijn aan de wensen ten aanzien van vismigratie;
- de gewenste meetnauwkeurigheid wordt afgeleid uit de doelstelling van het meten: wettelijke verplichtingen en waterbalansstudies vereisen vaak een grotere nauwkeurigheid dan bijvoorbeeld voor het dagelijks beheer noodzakelijk is;
- uniformering van hydrologische meetnetten en van de daarin te gebruiken meetmethoden verhoogt de overzichtelijkheid en is kostenbesparend.

6.2 Beschrijving van de selectiecriteria

6.2.1 Inleiding

In deze paragraaf worden de selectiecriteria als volgt uitgewerkt:

- keuze van de debietmeetmethode (paragraaf 6.2.2). Aan de hand van technische en meer algemene criteria wordt de selectie van de meest geschikte debietmeetmethode behandeld, zowel beschrijvend als ook met behulp van een stroomschema;
- keuze van het meest geschikte type meetstuw (paragraaf 6.2.3). Als de keuze eenmaal is gevallen op de methode met meetstuwen, dan zal uit het grote aanbod aan verschillende typen opnieuw aan de hand van technische en meer algemene criteria het meest geschikte type worden geselecteerd;
- het kostenaspect (paragraaf 6.2.4). Hierbij wordt onderscheid gemaakt naar investeringskosten en exploitatiekosten.

6.2.2 Keuze van de debietmeetmethode

Elk van de in paragraaf 6.1 genoemde methoden (zie ook hoofdstuk 2) heeft een min of meer eigen toepassingsgebied. Als het gaat om de keuze van de meest geschikte methode, dan wordt deze getoetst aan de volgende criteria (zie ook tabel 15, blz. 122):

- is er vraag naar incidentele metingen, of naar een continue gegevensinwinning van het debiet?;
- wat zijn de breedte en de diepte van het dwarsprofiel en in welke orde-grootte liggen de stroomsnelheden? Deze grootheden worden onderscheiden in klein, middelmatig en groot, waarbij iedere combinatie mogelijk is (tabel 13):

Tabel 13 Classificatie naar afmetingen van het dwarsprofiel en stroomsnelheden

	klein (S)	middelmatig (M)	groot (L)
breedte (B)	$B < 5 \text{ m}$	$5 < B < 50 \text{ m}$	$B > 50 \text{ m}$
diepte (d)	$d < 1 \text{ m}$	$1 < d < 5 \text{ m}$	$d > 5 \text{ m}$
snelheid (v)	$v < 1 \text{ m/s}$	$1 < v < 3 \text{ m/s}$	$v > 3 \text{ m/s}$

- hoe groot is het beschikbare verval?;
- is er sedimenttransport en in welke vorm komt dit voor? Zwevend transport (en ook luchtballen) vervormen akoestische signalen. Bodemtransport leidt tot sedimentatie voor de meeste meetstuwen;
- hoe zijn de aanstroomcondities? Hiervoor worden de volgende voorwaarden gehanteerd (tabel 14):

Tabel 14 Gebruikte symbolen voor de aanstroomcondities

symbool	voorwaarden
a	"stromend" water, getal van Froude < 1
b	geen dwarsstromingen
c	bodem en taluds redelijk vrij van begroeiing
d	meettraject redelijk recht en uniform
e	dwarsprofiel stabiel (geen erosie/sedimentatie)
f	stroming zeer turbulent (goede menging)

- wat is de toelaatbare meetfout X_Q ? De in tabel 15 genoemde foutpercentages zijn zeer globaal en in alle gevallen uitgaand van zorgvuldig uitgevoerde metingen.

Tenslotte zijn er nog de volgende, meer algemene criteria:

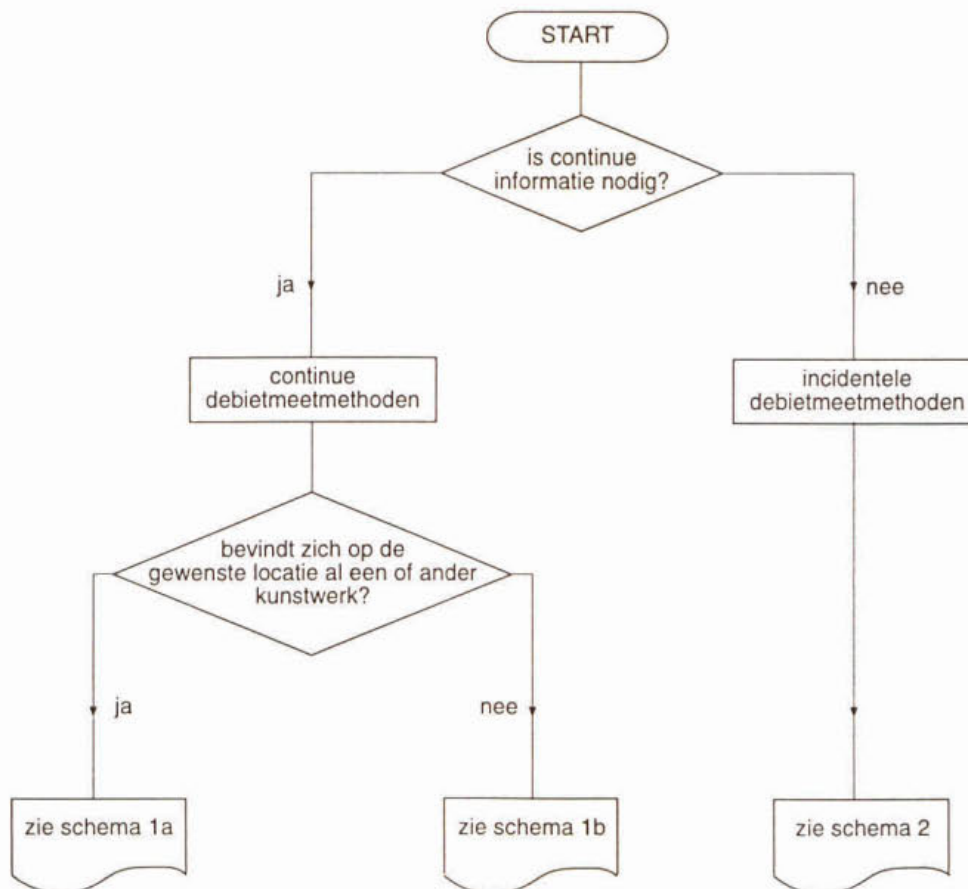
- is de methode gestandaardiseerd?;
- is er behoefte aan geschoolde waarnemers?;
- is de waterbeheerder vertrouwd met bestaande technieken en staat deze open voor nieuwe technieken?;
- wat zijn de kosten van investering en exploitatie van een debietmeetstation?

De relevante internationale standaard is ISO 8363 - General guidelines for the selection of methods (1986) [52].

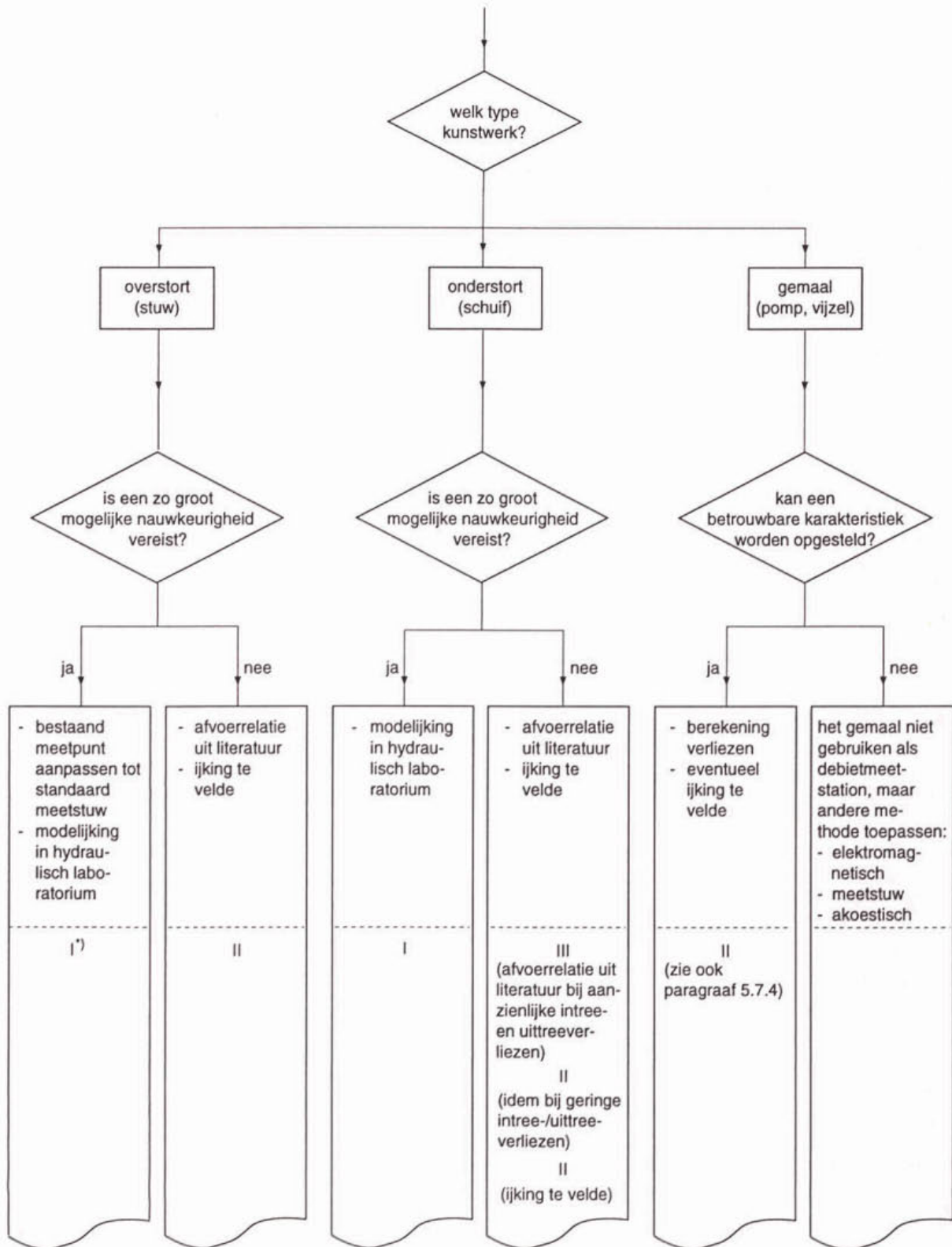
Aan de hand van het voorgaande overzicht wordt de selectie van de meest geschikte debietmeetmethode in de volgende pagina's schematisch weergegeven.

Bij het gebruik van deze schema's dient met het volgende rekening te worden gehouden:

- het stroomschema is primair opgezet om op locaties waar tot nu toe geen debieten werden gemeten, te komen tot een verantwoorde keuze van de meest geëigende meetmethode. Daarnaast kan het worden benut voor het evalueren van een bestaand debietmeetstation;
- kostenaspect (paragraaf 6.2.4);
- voor de nauwkeurigheid van debietmetingen in open waterlopen kan de volgende classificatie worden gehanteerd:
 - I : zeer nauwkeurig ($X_Q \leq 5 \%$)
 - II : nauwkeurig ($5 \% < X_Q < 10 \%$)
 - III : minder nauwkeurig ($X_Q \geq 10 \%$)

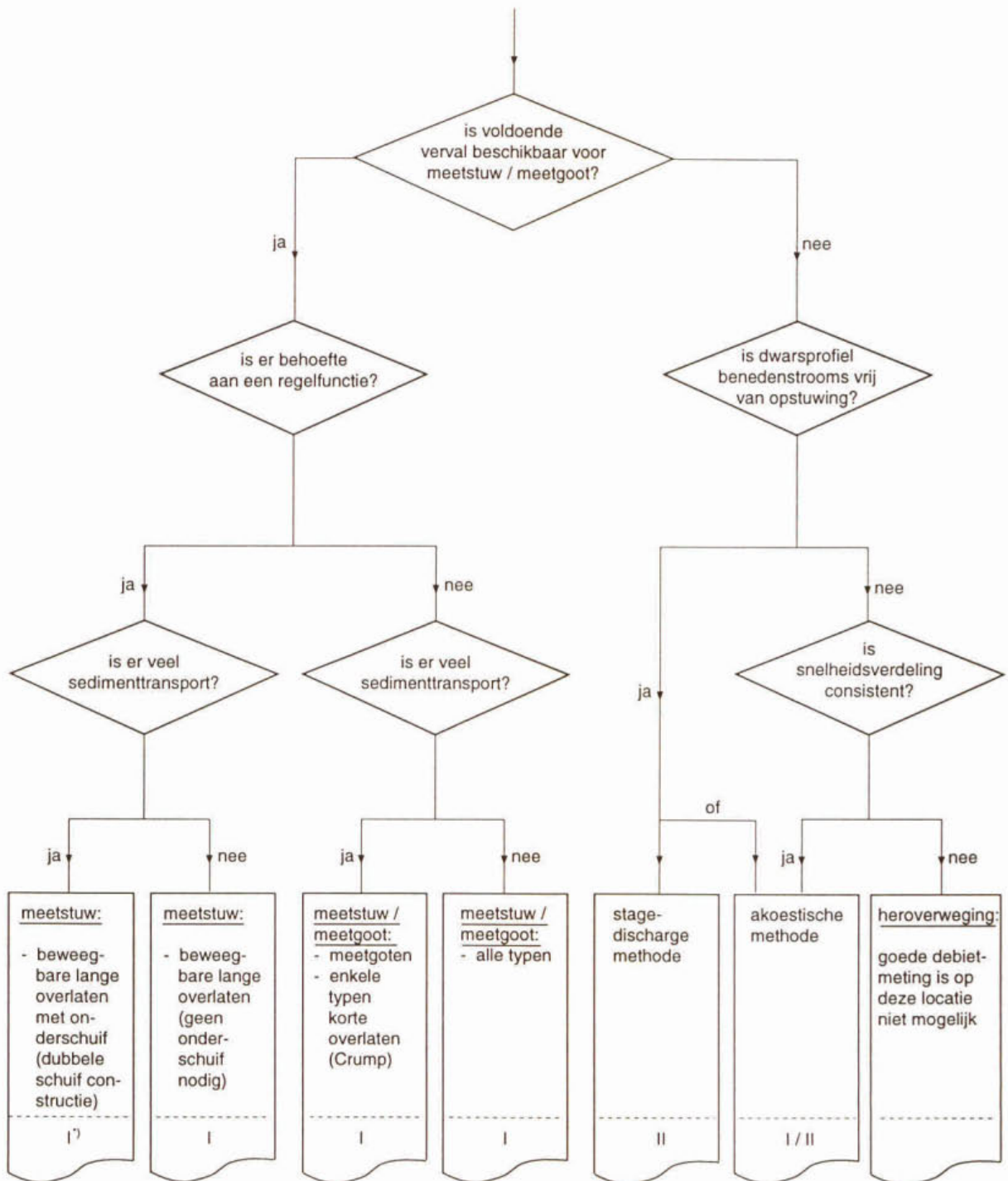


Schema 1a (continue debietmeetmethoden)



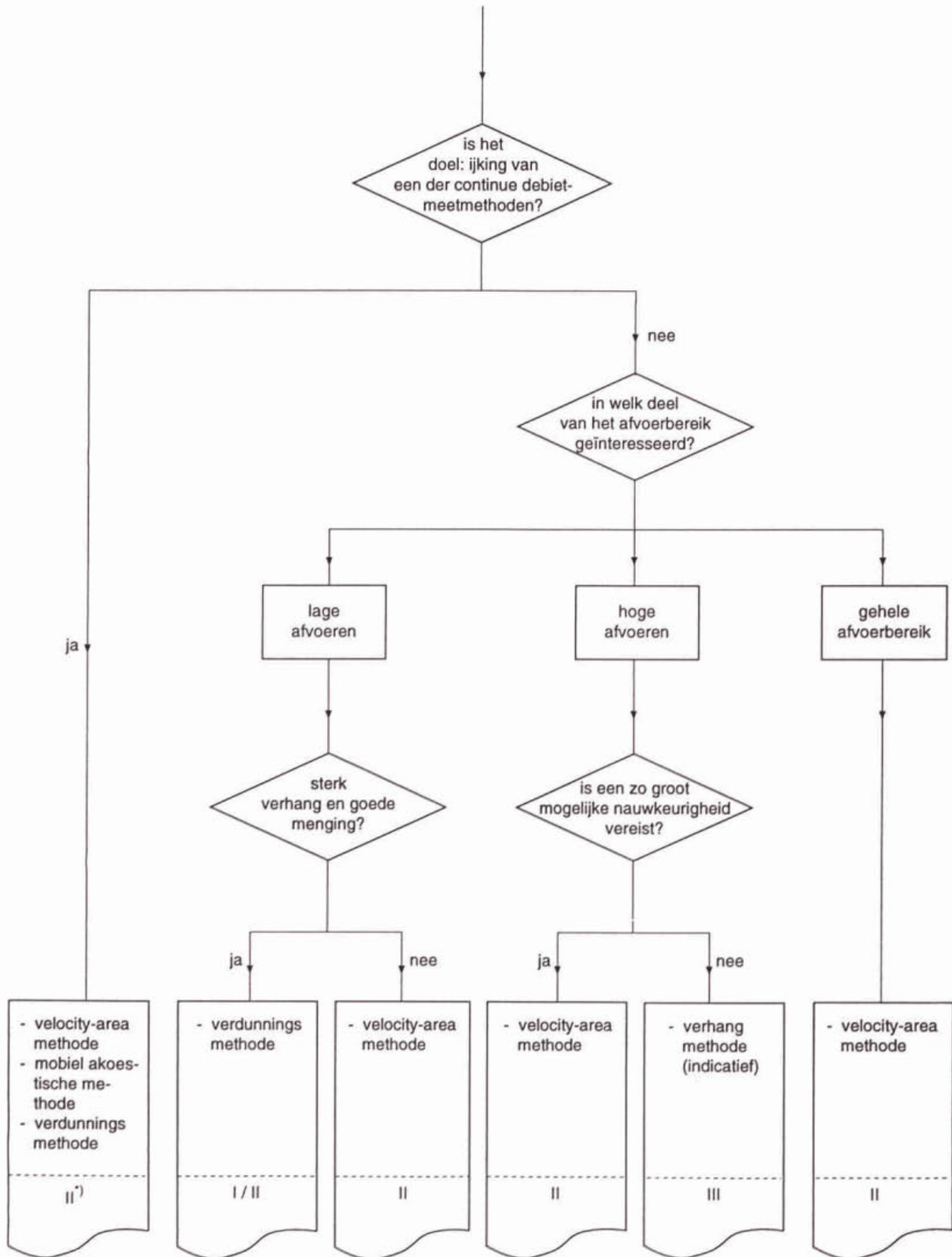
I¹⁾ nauwkeurigheidsklasse (zie pagina 118)

Schema 1b (continue debietmeetmethoden)



*) nauwkeurigheidsklasse (zie pagina 118)

Schema 2 (incidentele debietmeetmethoden)



*) nauwkeurigheidsklasse (zie pagina 118)

Tabel 15 Overzicht selectiecriteria debietmeetmethoden

methode	criteria							fout X_Q (%)	standaard
	incidenteel/ continu (I/C) ¹⁾	breedte profiel (B) ²⁾	diepte profiel (d) ²⁾	snelheid (v) ²⁾	verval (Δh)	sediment- transport ³⁾	aanstroom- condities ⁴⁾		
velocity-area methode - "wading" methode - vanaf brug of boot - met drijvers	I	S M L M L M L	S M L M L	S M S M L S M L	- - -	- - -	b c d b c d b c d	3 - 6 3 - 8 5 - 10	ISO 748
verhangmethode	I	M L	M L	M L	-	-	b c d	20 - 40	ISO 1070
verdunningsmethode	I	S M	S M	M L	-	-	c f	3 - 10	ISO 555
stage-discharge methode	C	M L	M L	M L	-	-	a c e	5 - 10	ISO 1100
akoestisch	C	M	M L	S M L	-	R	b c d	3 - 12	ISO 6416
gemalen - vijzels - pompen	C	-	-	S M	veel	-	a b	3 - 6 3 - 10	-
meetstuwen (ongestuwd) - gestandaardiseerd - niet-gestandaardiseerd · wel gec calibreerd · niet gec calibreerd	C	S M	S M	S M	variabel	T	a b c d e	< 5 < 5 > 5 à 10	vele

¹⁾ I = incidenteel
C = continu

²⁾ S = klein
M = middelmatig
L = groot

³⁾ R = sedimenttransport (zwevend)
T = sedimenttransport (bodemtransport)

⁴⁾ a = stromend water, $Fr < 1$
b = geen dwarsstromingen
c = bodem en taluds vrij van begroeiing
d = meettraject redelijk recht en uniform
e = dwarsprofiel stabiel
f = stroming zeer turbulent

6.2.3 Keuze van het meest geschikte type meetstuw

De belangrijkste onderscheiding van de ruim veertig verschillende typen meetstuwen is die naar de hydraulische eigenschappen. Meetstuwen worden primair geclassificeerd naar de vorm van de kruin in de stroomrichting. Vervolgens worden ze onderverdeeld naar de voormprofiel (loodrecht op de stroomrichting) of naar een aantal andere specifieke kenmerken.

Tabel 16 Classificatie van meetstuwen

hoofd-classificatie	aantal typen	bekende voorbeelden
lange overlaten	6	Hobrad overlaat (paragraaf 5.5.5) V-vormige lange overlaat (paragraaf 5.5.6)
scherpe overlaten	6	Rehbock- en Thomson-overlaat (paragraaf 5.5.7)
korte overlaten	10	Crump-overlaat klepstuwen (paragraaf 5.6.2) Rossum-stuw (paragraaf 5.6.4)
meetgoten	11	trapeziumvormige meetgoten (paragraaf 5.5.8) Khafagi venturi (paragraaf 5.6.5)
onderwater-openingen	8	schuiven (paragraaf 5.6.6) afsluiters (paragraaf 5.6.8) duikers (paragraaf 5.6.7)

Minstens 26 van de ruim veertig verschillende typen worden toegepast in Nederland. De belangrijkste toepassingsgebieden zijn de volgende:

- regionaal waterbeheer;
- waterzuivering en industrie;
- hydraulica laboratoria.

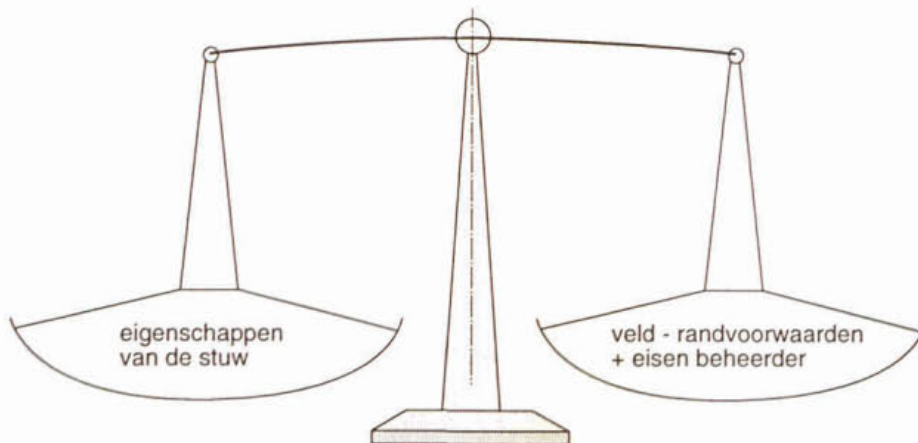
Tot de belangrijkste handboeken over meetstuwen behoren:

- Weirs and flumes for flow measurement, Ackers et al. [53];
- Discharge measurement structures, Bos (editor) [48].

De keuze van een bepaalde meetstuw en het hydraulisch ontwerp bepalen primair de kwaliteit van de afvoermetingen. De ontwerper zal zijn keuze baseren op:

- de eisen van de waterbeheerder;
- de randvoorwaarden uit het veld;
- de eigenschappen van de meetstuw.

Deze moeten met elkaar in overeenstemming zijn.



Figuur 72 Afwegingen bij de selectie van een meetstuw

Eisen van de waterbeheerder

Uit een oogpunt van goed beheer kunnen de volgende eisen worden gesteld:

- **meet- en regelfunctie**
De eis, dat met de stuw kan worden gemeten en geregeld, soms zelfs dat de doorstroming geheel vrij moet zijn (geheven schuif of gestreken klepstuw), of dat de doorstroomopening geheel gesloten moet zijn;
- **nauwkeurigheid van de meting**
Geldt de nauwkeurigheidseis voor het gehele meetbereik of voor een deel daarvan;
- **niet-technische eisen**, zoals:
 - traditionele bekendheid met een bepaald type kunstwerk;
 - het belang om één of enkele stuwen te standaardiseren;
 - de kosten van investering, onderhoud en bediening;
 - landschappelijke inpassing;
 - passeerbaarheid voor vissen en andere organismen.

Randvoorwaarden uit het veld

Voor een goed ontwerp zijn de volgende gegevens nodig:

- **beschikbaar verval**
Elke meetstuw veroorzaakt een niveauverschil, dat mogelijk wordt gemaakt door een verhoging van het peil bovenstrooms of een verlaging benedenstrooms. Beide veranderingen zijn beperkt. Vooral in vlakke gebieden zijn de marges klein;
- **bereik in debieten en waterstanden**
In natuurlijke waterlopen moet het verloop - de extremen en de frequentieverdeling - globaal bekend zijn, of worden geschat. Het bereik in Q bepaalt vooral het type meetstuw, het bereik in waterstanden bepaalt met name de kruinhoogte;
- **sedimenttransport en afvoer van drijvend vuil**
Vooral natuurlijke alluviale waterlopen, maar ook gegraven kanalen kunnen grote hoeveelheden zand en slib transporteren. De ontwerper dient deze informatie in te winnen, door meting en berekening. Evenals drijvend vuil is ook sedimenttransport seizoen-afhankelijk en kort van duur.

Eigenschappen van de meetstuw

- **het verval over de stuw**

Stuwen met een gestroomlijnde kruin hebben een hoge afvoercoëfficiënt ($C_D \approx 1,4$). Stuwen met een nogal hoekige bovenkant hebben een lage afvoercoëfficiënt ($C_D \approx 0,9$). Voor een bepaald debiet (Q) en gelijke afvoerende breedten is de overstorthoogte (h_1) in het eerste geval lager dan in het tweede. Men zegt ook wel dat gestroomlijnde kruinen een hoge afvoercapaciteit hebben. De benedenstroomse waterstand speelt een eigen rol. De éénduidige Q - h_1 relatie wordt pas beïnvloed door de benedenstroomse waterstand (h_2) als de verdinkingsgraad $S = 100 H_2/H_1$ de kritische waarde S_1 overschrijdt;

- **het meetbereik**

Met het meetbereik wordt tot uitdrukking gebracht hoe ver het minimum debiet (Q_{\min}) en het maximum debiet (Q_{\max}) uit elkaar liggen. Dikwijls wordt dit weergegeven door het quotiënt van beide $\gamma = Q_{\max}/Q_{\min}$.

Het kleinste debiet over een stuw dat meetbaar wordt geacht, hoort bij een overstorthoogte $h_{\min} = 0,05$ m. Voor de meeste stuwen is ook een maximale overstorthoogte h_{\max} vastgesteld, waaruit Q_{\max} volgt. Het meetbereik is dan ook bij benadering te schrijven als:

$$\gamma = \left(\frac{h_{\max}}{h_{\min}} \right)^u \cdot \frac{C_{D_{\max}}}{C_{D_{\min}}} \quad (83)$$

waarbij: $u =$ machtscoëfficiënt in $Q = k \cdot H_1^u$

Hieruit volgt al meteen, dat stuwen met een driehoekige doorstroomopening ($u = 2,5$) een veel groter meetbereik hebben dan stuwen met een horizontale kruin ($u = 1,5$) of onderwateropeningen ($u = 0,5$);

- **geschiktheid voor afvoer van vaste stoffen**

Onderscheid wordt gemaakt tussen het transport van sediment (zand en slib) en dat van drijvend vuil (bijvoorbeeld maai-afval). Als over de bodem van de waterloop sediment wordt meegenomen, dan dient te worden voorkomen dat dit materiaal zich voor de stuw afzet. In principe zijn er twee mogelijkheden: een lage kruin en een gestroomlijnde aanstroming zonder "dode hoeken" waardoor sediment in een versnelling raakt, of een spoelschuif zoals bijvoorbeeld bij de dubbele schuifstuw: zodra sedimentatie optreedt (altijd tijdens en na hoogwater) wordt een aantal uren gespoeld.

Dubbele schuiven bieden tevens de mogelijkheid beide schuiven hoog op te trekken als het stuwen gedurende een bepaalde periode niet gewenst is. Transport van drijvend vuil vereist een goed gestroomlijnde constructie: geen scherpe randen of andere obstakels waaraan het vuil kan blijven hangen;

- **de regelfunctie**

Men onderscheidt meetstuwen met een vaste kruin en instelbare of regelbare stuwen, waarbij overstort (stroming over een kruin) en onderstroom (schuifopening onder water) de mogelijkheden zijn. Betrekkelijk weinig meetstuwen zijn ook regelbaar. Tot

de voorbeelden behoren de Hobrad-overlaat (overstort) en de verticale schuif met onderstroom. Meetgoten (flumes) zijn geen van allen regelbaar;

- **meetnauwkeurigheid**

De betrouwbaarheid van de debietmeting hangt weliswaar primair af van de wijze waarop de overstorthoogte (h_1) wordt gemeten. Per meetstuw zijn er echter ook verschillen in de betrouwbaarheid van de afvoercoëfficiënt C_D . Soms zijn er te weinig ijkingen met een eensluidend resultaat, maar ook kan C_D erg gevoelig zijn voor kleine afwijkingen in de vormgeving van de overlaat, al of niet veroorzaakt door slecht onderhoud. Voor korte en lange overlaten ligt de fout in C_D tussen 2 en 5%, voor scherpe overlaten tussen 1 en 2%.

Slechts indien de eigenschappen van de meetstuw voldoen aan de randvoorwaarden uit het veld en de eisen van de waterbeheerder, is er sprake van een verantwoord ontwerp. In veel gevallen zal één van de in paragraaf 5.5 (gestandaardiseerde meetstuwen) of paragraaf 5.6 (niet-gestandaardiseerde stuwen) aan de randvoorwaarden en gebruikerseisen voldoen. Als dit het geval is wordt verwezen naar één der beide genoemde handboeken over meetstuwen [48,53].

6.2.4 Het kosten-aspect bij de continue debietmeetmethoden

De kosten van een debietmeetstation worden onderscheiden in de inrichtingskosten (éénmalige kosten van investeringen) en de exploitatiekosten (periodiek terugkerende kosten). De deelposten worden hier zoveel mogelijk geïnventariseerd. Voor zover kosten worden vermeld, zijn deze steeds globaal. Het geven van een totaal bedrag aan inrichtingskosten en exploitatiekosten per meetmethode is om de volgende redenen dan ook alleen maar mogelijk in een zeer brede band tussen minimale en maximale kosten:

- prijzen en bouwkosten variëren in de tijd en van leverancier tot leverancier;
- de mate waarin de waterbeheerder ontwerp en uitvoering in eigen beheer uitvoert;
- de mate waarin het hydrologisch meetnet - waarvan het debietmeetstation deel uitmaakt - reeds is gestructureerd;
- de mate van "luxe" van de bouwkundige voorzieningen (bijvoorbeeld een prefab kast voor de apparatuur of een gemetseld meethuisje).

Inrichtingskosten

De volgende deelposten kunnen deel uitmaken van de totale kosten:

- **stage-discharge methode:**
 - 1 waterstandopnemer
 - 1 onderstation
 - uitvoering van ca. 20 metingen (velocity-area methode)
 - bouwkundige voorzieningen (meethuisje, bekleding waterloop, bekabeling voor elektriciteit en telemetrie)
- **akoestische methode:**
 - hardware en software, inclusief onderstation
 - installatie
 - advies en training

- bijkomende bouwkundige voorzieningen (waaronder bekabeling)
- **gemalen:**
 - 2 waterstandopnemers
 - 1 registratie bedrijfstijden (per vijzel/pomp)
 - 1 onderstation
 - uitvoering van 4 controle metingen (velocity-area methode of akoestisch)
- **meetstuwen:**
 - 1 (of 2) waterstandopnemer(s)
 - 1 onderstation
 - eventueel klephoek- of schuifstandopnemer
 - ontwerp- en bouwkosten
 - bijkomende bouwkundige voorzieningen (meethuisje, bekabeling)

Globaal bedragen de inrichtingskosten (prijsniveau 1994), rekening houdende met bovenstaande:

- stage-discharge methode:	f 25.000 à f 50.000
- akoestische methode:	f 120.000 à f 250.000
- gemalen:	f 15.000 à f 30.000
- meetstuwen (nieuwbouw):	f 120.000 à f 250.000
- meetstuwen (aanpassen bestaand kunstwerk):	f 50.000 à f 100.000

Exploitatiekosten

Voor elk der vier meetmethoden dienen de volgende deelposten te worden opgenomen in de begroting:

- beheer en onderhoud (waaronder autokosten);
- incidenteel het uitvoeren van een controlemeting;
- verwerking en presentatie van meetgegevens.

6.3 Problematiek met betrekking tot vispassages

In een groot aantal open waterlopen bevinden zich fysieke, meestal lokale belemmeringen voor migrerende organismen, waaronder vooral veel vissoorten. Tot deze barrières behoren stuwen, sluizen, watermolens en gemalen. In 1980 kwam in Nederland de aanleg van vispassages in de kleinere rivieren op gang. Vispassages worden gedefinieerd als waterbouwkundige constructies die, meestal aangelegd in een omleiding van de waterloop, de migratie van bepaalde categorieën vis weer mogelijk maken. In Nederland is de bekkenvistrap met V-vormige overlaten een veel toegepaste vispassage in vrij afstromende waterlopen.

De uitgangspunten voor het functioneren van een meetstuw of meetgoot zijn moeilijk verenigbaar met die van een vispassage:

- een meetstuw of meetgoot vereist schietend water in de kleinste doorsnede boven de kruin van de stuw of in de keel van de meetgoot, om zeker te zijn van ongestuwde afvoer. In deze doorsnede komt de kritische snelheid tot ontwikkeling (zie ook paragraaf 5.5.1). De kritische snelheid is een relatief hoge snelheid. Bovendien komt ze

pas tot ontwikkeling bij enig verval over de stuw;

- een vispassage vraagt een relatief lage stroomsnelheid en een zo gering mogelijk verval.

De randvoorwaarden voor het hydraulisch ontwerp van een vispassage worden vanuit de volgende disciplines aangeleverd:

- hydrologie: peilen en afvoeren uit het stroomgebied als functie van de tijd (afvoerhydrograaf) en de frequentie waarmee de afvoeren voorkomen (afvoer-duurlijn);
- waterbeheer: de wens om peilen en afvoeren te reguleren en de wens of noodzaak om debieten te meten;
- visbiologie: om welke organismen gaat het en wat zijn hun capaciteiten (zwemsnelheden en spronghoogten).

Vanuit de visbiologie worden de randvoorwaarden vaak in de volgende twee kengetallen samengevat:

- een maximale stroomsnelheid (voor de wat tragere vissoorten bijvoorbeeld $v = 0,60$ m/s) in combinatie met:
- een bovengrens Q_{vis} , dat wil zeggen dat voor alle debieten $Q \leq Q_{vis}$ passage mogelijk moet zijn.

Het eerste kengetal berust op een duidelijke keuze voor een bepaalde categorie organismen. Het tweede kengetal dient te zijn afgeleid uit de frequentie waarmee het debiet Q_{vis} voorkomt in de periode waarin de trek plaatsvindt.

In de praktijk blijkt, dat de randvoorwaarden voor vispassages en die voor ongestuwde afvoer via een meetstuw of meetgoot strijdiger met elkaar zijn, dan menig waterbeheerder zou wensen. Vanuit het belang van een goed functionerend en betrouwbaar hydrologisch meetnet wordt er voor gepleit, de bovengrens Q_{vis} zo laag mogelijk te houden.

Als is aangetoond dat de functies debietmeten en vispassage niettemin onverenigbaar zijn in één waterbouwkundige constructie (dat wil zeggen een meetstuw), dan kunnen deze functies op één van de volgende manieren van elkaar worden gescheiden:

- de meet-/regelstuw behoudt zijn locatie en de passeerbaarheid van vis wordt gerealiseerd in een bypass, waarbij de volgende oplossingen mogelijk zijn:
 - een korte omleiding waarin een vistrap wordt ontworpen;
 - een langere omleiding zonder vistrap, ook wel nevengeul genoemd.

De debieten door de bypass kunnen globaal worden berekend. De V-vormige bekken-vistrap is in 1990 gecalibreerd [54];

- de passage van vis wordt mogelijk gemaakt in de hoofdleiding door het opruimen van de meetstuw/meetgoot. Voor het meten van het debiet wordt een keuze gedaan uit één van de andere continue debietmeetmethoden onder inlevering van enige procenten meetnauwkeurigheid.

Bij nieuwbouw van een debietmeetstation op een locatie waar vispassage een hoge prioriteit heeft, zal voor een debietmeetmethode worden gekozen, die niet leidt tot verhoging van de bestaande stroomsnelheden.

6.4 Enkele algemene aanbevelingen en slotconclusies bij het inrichten en het beheer van debietmeetstations

Debietmeetstations zullen - een enkele uitzondering daargelaten - vrijwel steeds deel uitmaken van een hydrologisch meetnet. Nadat de meest geschikte debietmeetmethode is vastgesteld op basis van de selectiecriteria, volgen de inrichting en daarna het beheer van de meetstations, waarbij de volgende algemene aanbevelingen worden gedaan:

- **standaardisering**

Het standaardiseren/uniformeren van meetsystemen wordt sterk aanbevolen om de volgende redenen:

- hoe geringer het aantal in gebruik zijnde methoden, des te groter de vertrouwdheid van het personeel dat er mee werkt;
- uniformering bevordert de uitwisselbaarheid van instrumenten, methoden en de verkregen informatie met andere waterbeheerders;
- uniformering is op termijn kostenbesparend.

In het ISO Standards handbook 16 [30] zijn tal van methoden en meetconstructies beschreven;

- **meetfrequentie**

In paragraaf 5.1 is gesteld, dat een veel gehanteerd meetinterval 15 minuten bedraagt en dat zowel hogere als lagere frequenties goed denkbaar zijn. De meetfrequentie wordt bepaald door de variabiliteit in de tijd en door de vraag welke bewerkingen de verkregen basisgegevens zullen ondergaan. "Equidistant" (met vast tijdsinterval) opnemen heeft voordelen uit het oogpunt van eenvoud en zekerheid in de gegevensverwerking. Daarnaast kan het tijdsinterval afhankelijk worden ingesteld van de mate waarin de te meten parameter verandert (bijvoorbeeld: gemaal aan/uit);

- **onderhoud en beheer**

Het onderhoud van meetstations is van eminent belang voor de duurzaamheid van apparatuur en constructies, maar eveneens voor de kwaliteit van de basisgegevens. Het verdient daarom sterke aanbeveling de meetstations regelmatig te bezoeken, met het doel ongewenste situaties tijdig het hoofd te bieden. Dit geldt met name voor de volgende perioden: het groeiseizoen (met toenemende begroeiing), het maaiseizoen (drijvend vuil), na elke hoogwater periode (sedimentatie of beschadigingen) en tijdens en na afloop van een vorstperiode;

- **gegevensverwerking**

In vrijwel alle situaties zal de gehele cyclus van meten, via bewerken en verwerken tot het opslaan en presenteren van meetgegevens zijn geautomatiseerd. De in Nederland operationele telemetrie-systemen en de daarin opgenomen bewerkings- en verwerkings-programmatuur zijn niet behandeld in dit handboek. Hiervoor wordt verwezen naar de Stowa Hydrotheek;

- **personele inspanning**

Het hydrologisch meetnet maakt altijd deel uit van een hydrologisch meetplan, waartoe ook de personeelsplanning behoort. De volgende personele inspanning (in aantal werkdagen/jaar) per debietmeetstation (op basis van informatie uit met name Duitsland) zoals weergegeven in tabel 17 lijkt redelijk.

Tabel 17 Globale personele inspanning per debietmeetstation in aantal werkdagen/jaar

	stage-discharge	meetstuwen/akoestisch/ gemalen
hoger personeel	2 à 3	2 à 3
middenkader	12 à 15	12 à 15
meet-/onderhoudsploeg	12 à 15	3 à 4

Bij invoering van een meetsysteem, maar ook bij wijziging in het systeem (registratie of verwerking), is het noodzakelijk het betrokken personeel te scholen. Het verdient aanbeveling om bij aanschaf van (andere) systemen en/of software, instructiedagen voor het betrokken personeel aan de aanschaf te koppelen;

- **evaluatie**

Na een aantal jaren ervaring met het debietmeetstation verdient het aanbeveling na te gaan of het meetstation aan de verwachtingen voldoet, en of de kosten zich verhouden tot de doelmatigheid. Waar dit niet in voldoende mate het geval is, verdient het aanbeveling gepaste maatregelen te nemen.

≠

*Het meten van hydrologische grootheden dateert van eeuwen geleden. Het begon met afzonderlijke peilmeetstations, die één heel direct doel dienden. Daarna ontstonden de eerste **meetnetten**, waarin meerdere parameters werden gemeten, die aan elkaar werden gerelateerd. En nu worden grote en kleine stroomgebieden, alsmede bemalen gebieden, ingericht met **geautomatiseerde hydrologische meetnetten**, waarvan peilmeetstations, debietmeetstations en neerslagmeetstations de belangrijkste elementen vormen. Het meten van grondwaterstanden is in veel situaties gewenst om een goed inzicht te verkrijgen in de beïnvloeding van het grondwater door het oppervlaktewater en ten behoeve van studies naar kwel en wegzijging.*

*Behalve deze gebruikelijke waterkwantiteitsparameters worden in veel situaties ook de waterkwaliteitsparameters gemeten, waardoor niet alleen **waterbalansen** maar ook **stoffenbalansen** kunnen worden opgesteld.*

In het hydrologisch meetnet nemen de debietmeetstations een centrale plaats in. In samenhang met de andere meetstations voorzien ze - na bewerking en verwerking van de basisgegevens - in de behoefte aan hydrologische gegevens ten behoeve van beheer, wettelijk kader en hydrologisch onderzoek.

LITERATUUR

1. Boiten, W., 1986. Collegedictaat Hydrometry. Vakgroep Waterhuishouding, Landbouwniversiteit Wageningen.
2. Specificaties voor meetsystemen in het waterbeheer. Samvat rapporten nummer 5, 1989. STOWA Utrecht.
3. Dommerholt, A., 1992. Afwijkingen in gemeten waterstanden; waterstandsmetingen met peilbuis en intake pipe. Rapport 29, vakgroep Waterhuishouding, Landbouwniversiteit Wageningen.
4. Schuurmans, W., G.D. Geldof & B.P.A. Hoitink, 1992. Van automatisering naar sturing; sturingsmogelijkheden van watersystemen. KIVI/KGVL, Den Haag.
5. Meet-, signalerings- en regelsystemen voor het waterbeheer. Samvat rapporten nummer 1, 1987. STOWA Utrecht.
6. Herschy, R.W., 1993. The velocity area method. Flow measurement and instrumentation 4 (1) 1993: 7-10.
7. ISO/TC 113, 1983. ISO Standards handbook 16; Measurement of liquid flow in open channels. ISO 748-1979: Velocity area methods. International Organization for Standardization, Geneve.
8. Boiten, W., 1991. PHLO-cursus: Metingen in open waterlopen voor het kwantiteitsbeheer; Incidentele afvoermetingen. Stichting Post-Hoger Landbouwonderwijs, Wageningen.
9. ISO/TC 113, 1983. ISO Standards handbook 16; Measurement of liquid flow in open channels. ISO 1088-1973: Velocity area methods; Collection of data for determination of errors in measurement. International Organization for Standardization, Geneve.
10. Boiten, W., 1993. PHLO-cursus: De rol van de waterbalans in het waterbeheer: kwantiteit en kwaliteit; Debietmeting in hoge en lage gebieden. Stichting Post-Hoger Landbouwonderwijs, Wageningen.
11. ISO/TC 113, 1983. ISO Standards handbook 16; Measurement of liquid flow in open channels. ISO 1070-1973: Slope-area method. International Organization for Standardization, Geneve.
12. Riggs, H.C., 1985. Streamflow characteristics. Elsevier Applied Science publishers.
13. Boiten, W., 1993. Sources for Sana'a water supply; SAWAS III; Training course on discharge measurement techniques. Delft Hydraulics.
14. Kraijenhoff van de Leur, D.A. en J.N.M. Stricker. Collegedictaat Hydraulica I. Vakgroep Waterhuishouding, Landbouwniversiteit Wageningen.
15. ISO/TC 113, 1983. ISO Standards handbook 16; Measurement of liquid flow in open channels. ISO 1100/2-1982 : Part 2: Determination of the stage-discharge relation. International Organization for Standardization. Geneve.
16. Pitlo, R.H. en C.J.H. Griffioen, 1991. Stromingsmodel voor begroeide waterlopen. Waterschapsbelangen 76 (10): 345-348.

17. ISO/TC 113, 1985. ISO 6418-1985: Liquid flow measurement in open channels; Ultrasonic (acoustic) velocity meters. International Organization for Standardization. Geneve.
18. Dijk, D.W. van, 1991. PHLO-cursus: Metingen in open waterlopen voor het kwantiteitsbeheer; Akoestisch debietmeten in open wateren. Stichting Post-Hoger Landbouwonderwijs, Wageningen.
19. Herschy, R.W., 1985. Streamflow measurement. Elsevier Applied Science Publishers.
20. Waterloopkundig Laboratorium, 1993. Cursus Hydrodynamica van leidingsystemen, Cursus IV, Pompen. Syllabus.
21. Muysken, J., 1932. Berekening van het nuttig effect van de vijzel. De Ingenieur, nr. 21, mei 1932.
22. ISO, 1973, 1977. Centrifugal, mixed flow and axial pumps - Code for acceptance tests class B (ISO 3555-1977) and class C (ISO 2548-1973). International Organization for Standardization, Geneve.
23. Matze, D., 1994. PHLO-cursus: Metingen in open waterlopen voor het kwantiteitsbeheer; Gemalen, voorzieningen voor het bepalen van debieten. Stichting Post-Hoger Landbouwonderwijs, Wageningen.
24. Idel'cik, I.E., 1960. Mémento des pertes de charge. Eyrolles, Paris.
25. Werkgroep Herziening Cultuurtechnisch Vademecum, 1988. Cultuurtechnisch Vademecum. Cultuurtechnische Vereniging, Utrecht.
26. Boiten, W., 1977. Meetoverlaten. Polytechnisch tijdschrift, editie bouwkunde, wegen- en waterbouw no. 5, 6 en 7.
27. Boiten, W., 1991. PHLO-cursus: Metingen in open waterlopen voor het kwantiteitsbeheer; Continue afvoermetingen (meetstuwen). Stichting Post-Hoger Landbouwonderwijs, Wageningen.
28. Boiten, W., 1993. Flow measuring structures. Flow Measurement and Instrumentation. Volume 4, no. 1: 17-24.
29. Boiten, W., 1981. Hydrometrie en ISO. H₂O, veertiende jaargang, no. 24: 589-593.
30. ISO/TC 113, 1983. ISO Standards handbook 16; Measurement of liquid flow in open channels. International Organization for Standardization, Geneve.
31. Boiten, W., 1987. De Hobrad-stuw. Regelen en meten van debieten. Polytechnisch Tijdschrift, editie Civiele Techniek, (41) 1.
32. ISO/TC 113, 1990. Measurement of liquid flow in open channels. ISO 4374-1990: Round-nose horizontal broad-crested weirs. International Organization for Standardization, Geneve.
33. Boiten, W., 1981. De V-vormige lange overlaat. Polytechnisch Tijdschrift, editie Bouwkunde/wegen- en waterbouw, jaargang 36, no. 3: 154-161.
34. ISO/TC 113, 1985. Measurement of liquid flow in open channels. ISO 8333-1985: V-shaped broad-crested weirs. International Organization for Standardization, Geneve.

35. ISO/TC 113, 1983. ISO Standards handbook 16; Measurement of liquid flow in open channels. ISO 1438/1-1980: Water flow measurement in open channels using weirs and venturi flumes. Part 1: Thin-plate weirs. International Organization for Standardization, Geneve.
36. ISO/TC 113, 1983. ISO Standards handbook 16; Measurement of liquid flow in open channels. ISO 4359-1983: Rectangular, trapezoidal and U-shaped flumes. International Organization for Standardization, Geneve.
37. Boiten, W., 1987. Debietmeting met klepstuwen. *Cultuurtechnisch Tijdschrift*, jaargang 27, no. 1: 11-24.
38. Boiten, W., 1991. Literatuurstudie klepstuwen. Onderzoek naar de reductiefactor voor gestuwde afvoer. Q 1133. Waterloopkundig Laboratorium, Delft.
39. Boiten, W., 1982. Broad-crested weirs with bevelled edge, discharge characteristics. S 170-IX, Waterloopkundig Laboratorium, Delft.
40. Boiten, W., 1985. De Rossum-stuw. *Polytechnisch tijdschrift*, editie Civiele techniek, (40) 2.
41. Boiten, W., 1985. Calibration Khafagi Venturi QV 303 and QV 308. Discharge characteristics for free flow and submerged flow. Waterloopkundig Laboratorium, Delft.
42. Boiten, W., 1994. Vertical gates as flow measuring structures. 2nd International Conference on Hydraulic Modelling. Stratford, U.K.
43. Kolkman, P.A., 1989. Discharge relations for hydraulic structures and head losses from different components. Waterloopkundig Laboratorium, Report Q 953, Delft.
44. Dirkzwager, M., 1958. Formulas for undershot flow of gates. Waterloopkundig Laboratorium, Note N2 (niet gepubliceerd), Delft.
45. Waterloopkundig Laboratorium, 1964. Informatie V 150. Delft.
46. Fraanje, M.J., 1972. *Vloeistofmechanica*. Agon Elsevier, Amsterdam.
47. Manning Environmental Corp. Palmer Bowlus round pipe flumes. Publication PBF-Q1-76.
48. Bos, M.G. (editor), 1989. Discharge measurement structures (third revised edition). Publication no. 20, ILRI, Wageningen.
49. ISO/TC 113, 1983. ISO Standards handbook 16; Measurement of liquid flow in open channels. ISO 4371-1984: End depth method for non-rectangular channels with a free overfall (approximate method). International Organization for Standardization, Geneve.
50. Miller, D.S., 1971. *Internal Flow*. British Hydromechanics Research Association, Cranfield.
51. Corps of Engineers. Nadere gegevens onbekend.
52. ISO/TC 113, 1986. ISO 8363-1986: General guidelines for the selection of methods. International Organization for Standardization, Geneve.
53. Ackers, P. (et al), 1980. *Weirs and flumes for flow measurement*. John Wiley and Sons, Londen.

54. Boiten, W., 1990. Afvoerrelatie V-vormige vistrap. Rapport 6, vakgroep Waterhuishouding, Landbouwniversiteit Wageningen.
55. Pitlo, R.H., 1992. Onderzoek en ontwerp ten behoeve van natuur in waterlopen. Werkdocument IKC-NBLF Nr. 3
56. ISO/TC 113, 1983. ISO Standards handbook 16; Measurement of liquid flow in open channels. ISO 555-1973: Dilution methods for measurement of steady flow - constant-rate injection method. International Organization for Standardization, Geneve.

LIJST VAN GEBRUIKTE SYMBOLEN

Symbol:	Omschrijving:	Eenheid:
a	constante	-
a	breedte ophangarm klepstuw	m
a	aantal gangen (beschoeping vijzel)	-
a	schuifhoogte ten opzichte van de aanslag, hefhoogte afsluiter in duiker	m
A	contractiefactor (klepstuw)	-
A	natte oppervlak	m ²
b	breedte	m
b	constante	-
B	breedte op de waterspiegel	m
B	kracht magnetisch veld (EMS)	Vs/m ²
c	voortplantingssnelheid van geluid	m/s
C	coëfficiënt van Chézy	m ^{1/2} /s
C	concentratie (verdunningsmethode)	mg/l
C	gecombineerde afvoercoëfficiënt	-
C _C	contractiecoëfficiënt (ophangarm klepstuw, schuif)	-
C _D	afvoercoëfficiënt	-
C _{dr}	correctiefactor voor gestuwde afvoer	-
C _e	afvoercoëfficiënt	-
C _s	vormcoëfficiënt	-
C _v	coëfficiënt voor de aanstroomsnelheid	-
d	waterdiepte	m
d	onderdompelingsdiepte (drijvers)	m
d,D	diameter	m
D	afstand tussen elektrodes (EMS)	m
E	potentiaalverschil (EMS)	V
EC	geleidbaarheid	μS/cm
f	efficiëntiefactor vijzel	-
F	wrijvingskracht	N
Fr	getal van Froude	-
g	versnelling van de zwaartekracht (= 9,81)	m/s ²
h	waterhoogte, overstorthoogte	m
H	energiehoogte (=h + v ² /2g)	m
H _B	hoogte driehoekig gedeelte V-vormige overlaat	m
i	index nummer	-
k	correctiefactor voor gemiddelde stroomsnelheid in een verticaal (akoestisch, drijvers)	-
k	ruwheidsmaat van een wand	m
k _h	correctie op de overstorthoogte	m
k _M	coëfficiënt van Manning (= 1/n)	m ^{1/3} /s

Symbol:	Omschrijving:	Eenheid:
K	constante (EMS)	-
L	lengte, afstand	m
m	aantal (verticalen)	-
m	afvoercoëfficiënt van een duiker	-
n	aantal (meetpunten in een verticaal)	-
n	machtscoëfficiënt	-
n	coëfficiënt van Manning (= $1/k_M$)	$m^{-1/3} \cdot s$
n	aantal omwentelingen per seconde (propeller/ cupmolen)	omw/s
n	toerental	omw/min
N	aantal omwentelingen (propeller/cupmolen)	omw
p	apexhoogte (hoogte van de stuwkruin boven bedding waterloop)	m
P	natte omtrek	m
q	afvoer per eenheid van breedte	m^2/s
q	vijzelcoëfficiënt	-
Q	afvoer	m^3/s
r,R	straal	m
R	hydraulische straal (= A/P)	m
Re	getal van Reynolds (= $v \cdot R/\nu$)	-
S	verhang	-
S	verdrinkingsgraad	-
S	spoed (vijzel)	m
S_1	modulaire limiet (kritische verdrinkingsgraad)	-
t	looptijd geluidsgolf	ns
t	meettijd	s
T_f	weerstandskoppel	Nm
u	machtscoëfficiënt	-
v	stroomsnelheid	m/s
\bar{v}	gemiddelde stroomsnelheid	m/s
V	volume	m^3
V_o	openwater percentage	%
W	weerstandsfactor (begroeide gedeelte leiding)	m/s
x	afstand (tot referentie punt)	m
X	procentuele fout	%
y	waterdiepte	m
Y	menglengte, lengte	m
z	afstand tot referentievlak	m

Symbol:	Omschrijving:	Eenheid:
α (alpha)	kruinhoek	°
β (beta)	hoek	°
γ (gamma)	meetbereik	-
δ (delta)	hoek	°
Δ (delta)	afwijking/fout in een grootheid	-
η (êta)	rendement	%
λ (lambda)	wrijvingscoëfficiënt	-
μ (mu)	contractiecoëfficiënt	-
ν (nu)	kinematische viscositeit	m ² /s
ξ (xi)	verliescoëfficiënt	-
π (pi)	3,14...	-
ρ (rho)	soortelijke massa	kg/m ³
σ (sigma)	standaardafwijking	-
φ (fi)	hoek	°

WOORDENLIJST

A/D-convertor - Apparaat (schakeling), dat een binnenkomend analoog signaal omzet in een digitaal signaal, dat geschikt is voor verwerking met een computer.

Aanloopsnelheid - De laagste stroomsnelheid waarbij een propeller of cupmolen in beweging komt.

Adsorptie - Het gebonden worden van een stof aan de oppervlakte van een andere stof, in dit geval van een opgeloste stof (tracer) aan het oppervlak van een vaste stof (bodem, vegetatie).

Afvoerrelatie - Verband tussen de afvoer en één of twee bijbehorende waterstanden.

Akoestisch - Door middel van geluidstrillingen.

Alluviaal - Door aanslibbing ontstaan.

Analoog - Een grootte die iedere willekeurige waarde kan aannemen.

Analytisch - Met behulp van wiskundige technieken.

Arbitrair - Willekeurig

Betrekkinglijn - Grafische voorstelling aangevende welke waterstanden bij verschillende meetstations langs een waterloop bij stationaire afvoertoestand met elkaar overeenkomen.

Brugschakeling - Schakeling van vier impedanties (bijvoorbeeld weerstanden), waarvan er minstens één variabel is. Bijvoorbeeld in gebruik in drukopnemers om de druk te meten.

Calibratie - IJking. Het door metingen bepalen van het verband tussen twee of meer grootheden.

Capacitieve elektrode - Een elektrode, die gebruik maakt van het principe van een condensator, waarbij de capaciteit van de condensator verandert onder invloed van een verandering van een bepaald verschijnsel, bijvoorbeeld een verandering van een waterstand (zie ook elektrode, condensator, diëlektrische constante).

Cavitatie - Het ontstaan van gasbellen in snelstromende vloeistoffen, wat bij schoepen en schroeven corrosie veroorzaakt.

Centrale post - Centrale plaats waar de gegevens van de onderstations (veldposten) samen komen en worden opgeslagen. Voorts kan de centrale post, al dan niet automatisch, regelopdrachten aan de technische kunstwerken in een systeem verzenden. (ook: hoofdstation).

Condensator - Een elektrisch onderdeel dat elektrische lading kan ophopen. De capaciteit bepaalt de hoeveelheid opgeslagen elektriciteit. Wordt ondermeer toegepast in drukopnemers.

Contactelektrode - Elektrode die wordt toegepast voor het signaleren van onder- en/of overschrijding van een bepaald ingesteld niveau.

Continuïteit - Bij een stationaire stroming zal de hoeveelheid stof (water, tracer) die per tijdseenheid een zeker dwarsprofiel passeert, gelijk zijn aan de hoeveelheid, die een verder stroomafwaarts gelegen dwarsprofiel passeert.

Davit - Draaibare stang aan de verschansing van een vaartuig.

Debiet - Hoeveelheid water die per tijdseenheid op een bepaald punt passeert (ook: afvoer).

Deflectie methode - Een stromingslichaam met een bepaalde vorm en gewicht hangt aan een draad in het stromende water. Door de op het stromingslichaam uitgeoefende kracht zal de draad een hoek maken met de verticaal. Door deze hoek te meten (met bijvoorbeeld een pendulummeter), kan met behulp van ijktabellen de snelheid van het stromende water worden berekend.

Diëlektrische constante - Constante voor het materiaal tussen de elektrodes van een condensator. Deze is mede maatgevend voor de capaciteit van een condensator.

Digitaal - Een grootheid die uitsluitend discrete (vaste) waarden kan aannemen.

Digitaliseren - Het omzetten van bijvoorbeeld meetgegevens in digitale, dus voor de computer geschikte vorm.

Digitizer - Een apparaat dat analoge informatie omzet in digitale vorm. Een digitaliseertafel zet positie-informatie van een cursor om in digitale coördinaten.

Discontinuïteit - Een onderbreking in de relatie tussen twee grootheden, in dit verband tussen de waterhoogte en het debiet.

Display - Een eenheid om gegevens visueel weer te geven. Dit visueel weergegeven omvat ook het weergeven op papier zoals de uitvoer van een afdrukeenheid of een plotter.

Divergerend - Zich steeds verder van elkaar verwijderend.

Doppler-principe - Een uitgezonden geluidsgolf wordt weerkaatst tegen in het water zwevende deeltjes. Het teruggekaatste signaal is in frequentie verschoven, evenredig met de snelheid van de deeltjes en de frequentie.

duurlijn

Afvoer- - Grafische weergave waarin de afvoer is afgezet tegen het aantal dagen per jaar, dat de betreffende afvoer wordt bereikt of overschreden

Waterstand- - Grafische weergave waarin de waterstand is afgezet tegen het aantal dagen per jaar, dat de betreffende waterstand wordt bereikt of overschreden.

- Echosounder** - Apparaat waarmee vanaf een vaartuig met behulp van door de bodem teruggekaatste geluidsgolven de diepte wordt bepaald.
- Elektro-magnetisch** - Een meetmethode die is gebaseerd op het principe van inductiespanning, die wordt opgewekt door een elektromagneet in een langsstromende geleidende vloeistof (elektromagnetische debietmeter voor gesloten leidingen, elektromagnetische stroomsnelheidsmeter (EMS)).
- Elektrode** - Metalen toeleiding voor de elektrische stroom in een vloeistof of gas.
- Empirisch** - Op bevinding of ervaring gegrond. Bijvoorbeeld formules die niet theoretisch zijn afgeleid (of slechts gedeeltelijk) maar zijn gebaseerd op uitgevoerde metingen.
- Energiehoogte** - De waterhoogte verhoogd met de snelheidshoogte ($v^2/2g$) ter plaatse.
- Energieverhang** - Verschil in energiehoogte tussen twee punten in een waterloop gedeeld door de afstand tussen deze twee punten.
- Extrapoleren** - Uit bekende termen van een reeks daarbuiten gelegen termen berekenen.
- Fluorimeter** - Met fluor werkende colorimeter, een toestel waarmee men uit de kleur van een oplossing de concentratie ervan kan bepalen.
- Flush** - Vlak met de wand, niet uitstekend.
- Geleidbaarheidsmeter** - Instrument om het geleidingsvermogen te meten. In dit geval om bij de verdunningsmethode de concentratie van de tracer en het water in de waterloop te bepalen.
- Geometrie** - Meetkundige beschrijving (hoogte, breedte, helling, hoek, enz.).
- Getijdegebied** - Het gebied waar het periodiek rijzen en dalen van het water als gevolg van aantrekkingskrachten van zon en maan merkbaar is.
- Gradiënt** - Bedrag der verandering van een grootte per eenheid van lengte.
- Grafisch** - In een tekening weergegeven van het verband tussen twee van elkaar afhankelijke grootheden door een lijn.
- Hydraulische straal** - Hydraulische grootte die de vorm van een dwarsprofiel weergeeft. Het quotiënt van de oppervlakte van het dwarsprofiel van een waterloop en de natte omtrek daarvan.
- Hydrologie** - De leer van het voorkomen, het gedrag en de chemische en fysische eigenschappen van water in al zijn verschijningsvormen op en beneden het aardoppervlak, uitgezonderd het water in zeeën en oceanen.
- Hydrometrie** - Het vakgebied dat zich bezighoudt met het meten van afvoeren in open waterlopen, ondersteund en gecompleteerd door metingen van waterhoogten, bodemhoogten en sedimenttransport.

- Hysteresis** - In dit verband het achterblijven van de gemeten waterstand (bijvoorbeeld in een stilling well) ten opzichte van de werkelijk optredende waterstand in de waterloop.
- Initiële kosten** - Directe en indirecte kosten verbonden aan het begin van een nieuw project; aanloopkosten.
- In situ** - Ter plaatse (in het veld).
- Interferentie** - Gelijkijdige werking van twee bewegingen die elkaar belemmeren of versterken, met name van trillingen of golfbewegingen.
- Inundatie** - Het onder water zetten van lage gronden of het overstromen van gronden bij hoge waterstanden.
- Mariotte fles** - Een zodanig geconstrueerde fles of tank, dat de via een kraan uitstromende hoeveelheid vloeistof per tijdseenheid onafhankelijk is van de vullingsgraad van de fles/tank (constant debiet).
- Meetraai** - Plaats in een waterloop, loodrecht op de as van de waterloop, waar hydrometrische metingen worden uitgevoerd.
- Modulaire limiet** - Ook: kritische verdrinkingsgraad. Bij een meetstuw/meetgoot die verdrinkingsgraad waarbij de bovenstroomse energiehoogte door beïnvloeding van de benedenstroomse energiehoogte meer dan 1 % gaat afwijken van de energiehoogte van die waarbij geen opstuwning optreedt.
- Morfologie** - Leer en beschrijving van de vormen der aardoppervlakte.
- Natte omtrek** - Lengte van de wanden en bodem in een dwarsprofiel van een waterloop die in contact staat met het water.
- Numeriek** - Door getallen uitgedrukt.
- Onderstation** - Plaats in het veld, waar meetwaarden worden ingewonnen en rechtstreeks of na tijdelijke opslag worden doorgegeven aan het hoofdstation. Ook veldpost genoemd.
- Optisch** - Met behulp van lichtstralen.
- Parabolisch** - De vorm van een parabool hebbend. Een ongesloten kromme lijn die ontstaat wanneer van een kegel, evenwijdig met de mantel, een stuk wordt afgesneden.
- Parameter** - Grootte die een fysisch verschijnsel karakteriseert.
- Peilbuis** - Algemene term voor een buis of soortgelijke constructie die via een verbindingbuis met een kleinere diameter in verbinding staat met een open waterloop om daarin de waterhoogte te meten. Ook wel "stilling well" genoemd.
- Pendulummeter** - Instrument waarop de hoek kan worden afgelezen, die een draad waaraan een in het water ondergedompeld lichaam hangt, maakt met de verticaal. Wordt gebruikt voor de deflectiemethode.

Piëzoresistief element - Een weerstandselement van silicium, waarvan de weerstand verandert door vervorming.

Planimeter - Mechanisch instrument om de oppervlakte van een grafisch figuur te bepalen.

Rangefinder - Optisch instrument om de afstand tot een bepaald punt te bepalen.

Recorder - Apparatuur om gegevens vast te leggen, mechanisch (ponsband, papierstrook) of elektronisch (magneetband, elektronisch geheugen).

Referentievlak - Een standaard of willekeurig horizontaal vlak ten opzichte waarvan variabele hoogten (bijvoorbeeld waterstanden) worden vastgelegd.

Regressie - Het berekenen van een functie uit volgens toevallige fouten afwijkende gegevens.

Sedimentatie - Het bezinken van door het water meegevoerde deeltjes op plaatsen met een lage stroomsnelheid.

Sedimenttransport - Het meevoeren van deeltjes door stromend water. De grootte van de deeltjes en de stroomsnelheid van het water bepalen de mate van transport van deeltjes.

Sensor - Ook opnemer. Instrument dat een elektrisch signaal opwekt evenredig met een fysische grootte.

- **capacitieve** - Een opnemer die gebruik maakt van het principe van een condensator, waarbij de capaciteit van de condensator verandert onder invloed van een verandering van een bepaald verschijnsel.

- **elektromagnetische** - Een opnemer die gebruikt maakt van een elektromagnetisch veld. De gemeten inductiespanning verandert onder invloed van de snelheid waarmee een geleider (bijvoorbeeld water) zich door het magnetisch veld beweegt.

- **ultrasonore** - Een opnemer die gebruik maakt van geluidsgolven.

Sextant - Optisch instrument om vanuit een bepaald punt de hoek tussen twee richtingen te meten.

Significant - Statistisch verantwoorde conclusies toelatend.

Silicium chip - Onderdeel van een piëzoresistief element dat wordt gebruikt in drukopnemers.

Spoel - Met geleidingsdraad omwonden klos of cilinder.

Standaardafwijking - Maat voor de (additieve) fout op een variabele. De grootte van de standaardafwijking is een maat voor de spreiding die in metingen kan optreden t.o.v. de gemiddelde waarde.

Stationair - Niet veranderend in de tijd.

Stilling well - Zie: peilbuis.

- Stoffenbalans** - De vergelijking van de hoeveelheden in water opgeloste stoffen betrokken bij aan- en afvoer, onttrekking en verandering in berging over een bepaalde periode en binnen een gegeven gebied.
- Telemonitoring systeem** - Systeem van gegevensinwinning en/of besturing waarbij wordt gewerkt met een hoofdstation en onderstations, die meestal onderling zijn verbonden door middel van telefoonlijnen.
- Theodoliet** - Optisch landmeetkundig instrument voor metingen zowel in het horizontale als het verticale vlak.
- Titratie** - Het gehalte van een oplossing bepalen door er uit een buret een andere oplossing bij te druppelen tot een herkenbaar eindpunt van de chemische reactie is bereikt.
- Tracer** - Stof die gebruikt kan worden, om de loop van stoffen in allerlei processen nauwkeurig te kunnen volgen.
- Transducent** - Omzetter van een fysisch naar een elektrisch verschijnsel of omgekeerd. Bij een akoestisch apparaat de luidspreker en/of microfoon.
- Transmissielijn** - De verbinding in een telemonitoring systeem (bijvoorbeeld tussen hoofdstation en veldpost) middels welke gegevens en/of instructies overgedragen worden. Een transmissielijn kan bijvoorbeeld een telefoonlijn zijn, maar het is ook mogelijk gegevens draadloos over te dragen.
- Ultrasonoor** - Met behulp van geluidsgolven met een frequentie hoger dan die van het hoorbare geluid.
- Uranine** - Geelgroene kleurstof die wel wordt gebruikt bij de verdunningsmethode (ook om te constateren of een goede menging plaatsvindt).
- Variabiliteit** - Mate van veranderlijkheid.
- Veldstation** - Zie: onderstation.
- Velling** - Vlakke afschuining van een balk.
- Verificatie** - Het vaststellen van de waarheidswaarde van een beweringsinhoud.
- Vismigratie** - Het stroomopwaarts trekken van vissen (vooral salmoniden als de zalm en forel) om te paaieren en kuit te schieten.
- Waterbalans** - De vergelijking van de hoeveelheden water betrokken bij aan- en afvoer, onttrekking en verandering in berging over een bepaalde periode en binnen een gegeven gebied.
- Waterbeheer** - Het geheel van onderzoeken, plannen, technische werken en bestuurlijke maatregelen dat dient om te komen tot een zo doelmatig mogelijk integraal waterbeheer van het aanwezige grond- en oppervlaktewater.

BIJLAGE I Berekening van het vlottersysteem

Vlotterdiameter, diameters peilbuis en verbindingspijp

$$D > \sqrt{\frac{4F}{\Delta h \rho g \pi}} \quad \text{waarin} \quad F = \frac{T_f}{r} \quad (84)$$

met: Δh : systematische registratiefout (m)
 F : wrijvingskracht (N)
 T_f : weerstandskoppel (Nm)
 r : straal van het vlotterwiel (m)
 ρ : soortelijke massa van water (kg/m^3)
 g : versnelling van de zwaartekracht (m/s^2)
 D : vlotterdiameter (m)

Tabel 18 Voorbeeld berekening minimale vlotterdiameter

r (m)	T_f (Nm)	F (N)	Δh (m)	D> (m)
0,016	10^{-2}	0,63	0,001	0,286
0,016	10^{-2}	0,63	0,003	0,165
0,016	10^{-2}	0,63	0,005	0,128
0,04	10^{-2}	0,25	0,001	0,180
0,04	10^{-2}	0,25	0,003	0,104
0,04	10^{-2}	0,25	0,005	0,081
0,016	10^{-4}	0,0063	0,001	0,029 *)
0,016	10^{-4}	0,0063	0,003	0,017 *)
0,04	10^{-4}	0,0025	0,001	0,018 *)
0,04	10^{-4}	0,0025	0,003	0,010 *)

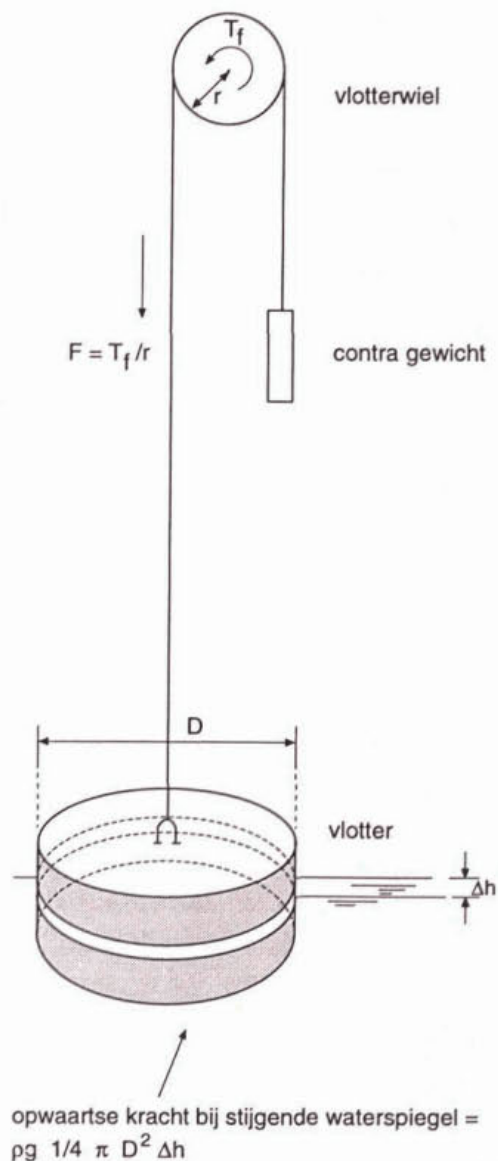
*) Om andere redenen (zie paragrafen 3.2.3 en 3.2.7) aanhouden $D=0,08$ m.

Gekozen is bijvoorbeeld voor $D = 0,12$ m

Hieruit volgt nu:

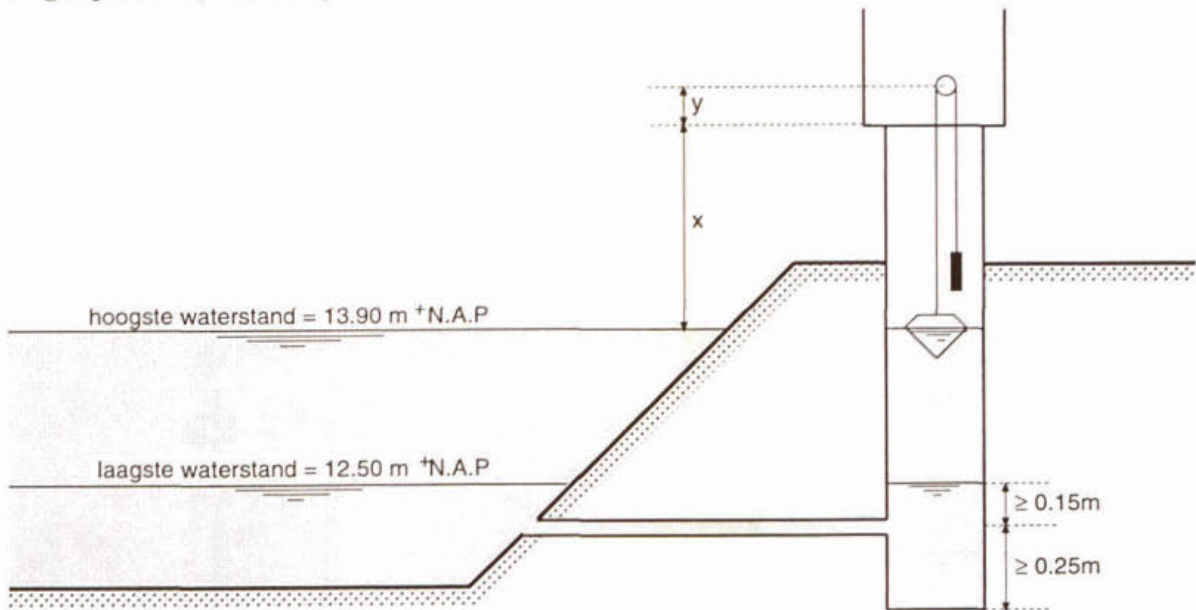
- diameter peilbuis: $\geq 0,12 + 2 \times 0,075 = 0,27$ m
- diameter verbindingspijp: $\geq 0,1 \times 0,27 = 0,027$ m

(De speling van 0,075 m tussen de vlotteromtrek en de buiswand is een praktische maat voor peilbuizen die maximaal 3 à 4 m hoog zijn).



Figuur 73 Vlottersysteem

Lengte peilbuis, kabel/tape



Figuur 74 Peilbuis met verbindingspijp naar waterloop

Gegeven: hoogste waterstand : 13,90 m⁺ N.A.P.
 laagste waterstand : 12,50 m⁺ N.A.P.
 verschil : 1,40 m

Bij de hoogste waterstand mag het contragewicht niet op de vlotter rusten.
 Voor de laagste waterstand moet het contragewicht nog 1,40 m omhoog kunnen.

Dus: $x_{\min} = 1,40 + 0,60^*) = 2,00$ m

^{*)} benodigd voor lengte contragewicht, gedeelte van de vlotter dat boven water uitsteekt, bevestigingen van vlotter en contragewicht en speelruimte voor lengte kabel/tape tussen vlotter en contragewicht.

Totale minimum lengte peilbuis = 2,00 + 1,40 + 0,15 + 0,25 = 3,80 m
 (bovenkant peilbuis bevindt zich in dat geval dus op 15,90 m⁺ N.A.P.)
 (0,15 en 0,25 m zijn praktische maten, zie figuur 74).

Wanneer y de afstand is tussen het vlotterwiel en de bovenkant van de peilbuis, kan de lengte (l) van de kabel/tape als volgt worden berekend:

Aangenomen: $y = 0,20$ m

Bij hoogste waterstand : $l < 2 \times (15,90 - 13,90) + 2 \times 0,20 = 4,40$ m

Bij laagste waterstand : $l > 1 \times (15,90 - 12,50) + 2 \times 0,20 = 3,80$ m

Gekozen : $l = \text{ca. } 4,10$ m

Opmerking: De berekende peilbuislengte is een minimum lengte. Wanneer bijvoorbeeld om praktische redenen de bovenkant van de peilbuis hoger wordt gekozen, zal ook de lengte van de kabel/tape dienen te worden aangepast.

BIJLAGE II Voorbeelden bij de standaard velocity-area methode

a. Meetformulier (zie ook figuur 10, paragraaf 4.2.2, blz. 20)

MEETFORMULIER VELOCITY-AREA METHODE

PROPELLERMETINGEN

Waterstanden :
 Recorder : 6,743 m + N.A.P.
 Peilschaal : 6,75 m + N.A.P.

Rivier : Nieuwe Kanaal
 Locatie : Nieuwlanden
 Datum : 1 februari 1994
 Tijd : 10.30 - 12.15

Propeller nr. : 3 - 75988
 $n < 0,63$: $v = 0,246 n + 0,017$ (m/s)
 $n > 0,63$: $v = 0,260 n + 0,008$ (m/s)

Aantal omwentelingen per sec.:
 $n = N/t$
 meetduur $t = 50$ sec.

vert. nr.	afstand tot (m)		diepte (m)	0,2 d		0,6 d		0,8 d		V _{gem.}
	R.P.	L.O.		N	v	N	v	N	v	
L.O.	1,30	0	0,31							
1	3,55	2,25	0,88	126	0,663	113	0,596	109	0,575	0,61
2	5,80	4,50	1,46	147	0,772	133	0,700	120	0,632	0,70
3	8,05	6,75	1,39	155	0,814	140	0,736	128	0,674	0,74
4	10,30	9,00	1,54	160	0,840	143	0,752	131	0,689	0,76
5	12,55	11,25	1,71	159	0,835	145	0,762	130	0,684	0,76
6	14,80	13,50	1,35	151	0,793	136	0,715	124	0,653	0,72
7	17,05	15,75	0,91	138	0,726	125	0,658	114	0,601	0,66
R.O.	19,10	17,80	0							

d : gemeten vanaf de waterspiegel
 L.O. : Linker Oever
 R.O. : Rechter Oever
 R.F. : Referentie Punt

éénpunts-methode $V_{gem} = V_{0,6d}$
 tweepunts-methode $V_{gem} = (v_{0,2d} + v_{0,8d})/2$
 driepunts-methode $V_{gem} = (v_{0,2d} + 2v_{0,6d} + v_{0,8d})/4$

b. Berekening van de totale afvoer volgens de mean-section methode

verticaal nr.	afstand tot L.O. (m)	diepte (m)	v_{gem} (m/s)	$b_{segment}$ (m)	$d_{segment}$ (m)	$v_{gem,segment}$ (m/s)	$Q_{segment}$ (m ³ /s)
L.O.	0	0,31					
1	2,25	0,88	0,61	2,25	0,60	0,41	0,55
2	4,50	1,46	0,70	2,25	1,17	0,66	1,74
3	6,75	1,39	0,74	2,25	1,43	0,72	2,32
4	9,00	1,54	0,76	2,25	1,47	0,75	2,48
5	11,25	1,71	2 0,76	2,25	1,63	0,76	2,79
6	13,50	1,35	0,72	2,25	1,53	0,74	2,55
7	15,75	0,91	0,66	2,25	1,13	0,69	1,75
R.O.	17,80	0		2,05	0,46	0,44	0,41
							$Q_{totaal} = 14,59$

L.O. = linkeroever
R.O. = rechteroever

c. Berekening van de totale afvoer volgens de mid-section methode

verticaal nr.	afstand tot L.O. (m)	diepte (m)	v_{gem} (m/s)	$b_{midsection}$ (m)	$Q_{midsection}$ (m ³ /s)
L.O.	0	0,31			
1	2,25	0,88	0,61	2,25	1,21
2	4,50	1,46	0,70	2,25	2,30
3	6,75	1,39	0,74	2,25	2,31
4	9,00	1,54	0,76	2,25	2,63
5	11,25	1,71	0,76	2,25	2,92
6	13,50	1,35	0,72	2,25	2,19
7	15,75	0,91	0,66	2,15	1,29
R.O.	17,80	0			$Q_{totaal} = 14,85$

d. Berekening van de onbetrouwbaarheid

Gegeven: breedte waterloop : 17,8 m
 gemiddelde diepte : 1,19 m
 afvoer : 14,7 m³/s

De afvoer wordt op twee manieren met behulp van de velocity-area methode gemeten:

- I : aantal verticalen $m = 15$, vijf punten in de verticaal (vijf-punts methode)
 II : aantal verticalen $m = 5$, één punt op 0,6d vanaf de waterspiegel (één-punts methode).

In beide gevallen zijn de verticalen op onderling gelijke afstanden verdeeld over het dwarsprofiel. De resulterende toevallige fouten worden gegeven in tabel 19.

Tabel 19 Samenstelling van de toevallige fout in de afvoerbepaling.

herkomst standaardafwijking σ	bepaling	methode I	methode II
gemiddelde snelheid (v_i) in verticaal	geschat	1,0 %	1,0 %
aantal punten in de verticaal (n)	Tabel 20 (ISO)	2,7 %	8,2 %
diepte in een verticaal/segment (d_i)	geschat	1,0 %	1,0 %
breedte van een segment (b_i)	geschat	0,4 %	0,4 %
aantal verticalen in een dwarsprofiel (m)	Tabel 21 (ISO)	2,0 %	4,2 %

De totale fout is nu gelijk aan:

$$X_{\text{totaal}} = \sqrt{X_m^2 + \frac{1}{m}(X_{v_i}^2 + X_n^2 + X_{d_i}^2 + X_{b_i}^2)} \quad (85)$$

Voor methode I geeft dit als resultaat: $X_{\text{totaal}} = 2,1\%$

Voor methode II geeft dit als resultaat: $X_{\text{totaal}} = 5,6\%$

Tabel 20 Fout ten gevolge van een beperkt aantal punten in de verticaal

methode	standaardafwijking σ_n
één-punts	8,2 %
twee-punts	4,9 %
drie-punts	4,8 %
vijf-punts	2,7 %
tien-punts	2,4 %

Tabel 21 Fout tengevolge van een beperkt aantal verticalen

aantal verticalen	standaardafwijking σ_m
5	4,2 %
6	3,7 %
10	2,6 %
15	2,0 %
20	1,7 %
30	1,3 %

BIJLAGE III Weerstandscoëfficiënten voor open waterlopen

a. Waarden van Manning-coëfficiënten

Tabel 22 Waterlopen met relatief grof beddingmateriaal, niet gekarakteriseerd door formatie van de bedding [11]

bedding-materiaal	afmetingen bedding-materiaal (mm)	Manning's coëfficiënt $n = 1/k_M$ ($m^{-1/3} \cdot s$)
grind	4 - 8	0,019 - 0,020
	8 - 20	0,020 - 0,022
	20 - 60	0,022 - 0,027
kiesel-stenen	60 - 110	0,027 - 0,030
	110 - 250	0,030 - 0,035

Tabel 23 Overige waterlopen [11]

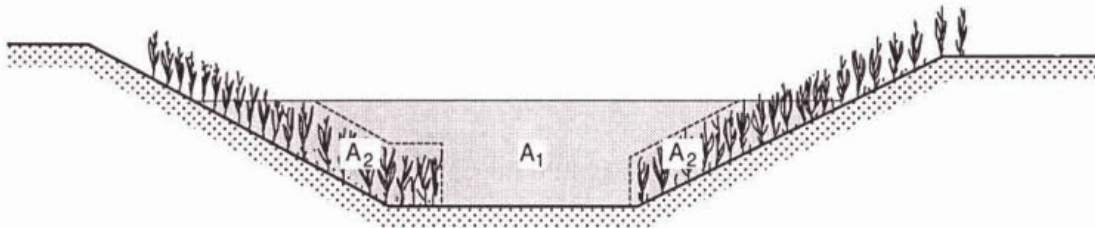
beschrijving waterloop	Manning's coëfficiënt $n = 1/k_M$ ($m^{-1/3} \cdot s$)
<i>A Gegraven of uitgebaggerd</i>	
aarde, recht en uniform	
1. schoon, recent aangelegd	0,016 - 0,020
2. schoon, na verwerking	0,018 - 0,025
3. met kort gras, enig onkruid	0,022 - 0,033
stenen	
1. vlak en uniform	0,025 - 0,040
2. uitstekende stenen en onregelmatig	0,035 - 0,050
<i>B Natuurlijke waterlopen</i>	
B1. relatief smalle waterlopen (breedte bij piekafvoeren < 30 meter)	
waterlopen in vlak terrein; schoon, recht, geen scheuren of poeltjes	0,025 - 0,033

b. Gecombineerd stromingsmodel voor begroeide waterlopen [16]

Het verband tussen het debiet en het verhang voor een begroeide dan wel gedeeltelijk begroeide waterloop, waarbij het totale dwarsprofiel wordt op gedeeld in een begroeid en een onbegroeid gedeelte ziet er als volgt uit (zie ook figuur 75):

$$Q = kM_o \cdot A_1 \cdot R_1^{2/3} \cdot S^{1/2} + W \cdot A_2 \cdot S \quad (86)$$

- met: Q : totale debiet door het dwarsprofiel (m^3/s)
 A_1 : oppervlak van het niet begroeide gedeelte van het dwarsprofiel (m^2)
 R_1 : hydraulische straal van het niet begroeide gedeelte (m)
 A_2 : oppervlak van het begroeide gedeelte van het dwarsprofiel (m^2)
 S : het verhang (-)
 kM_o : ruwheidsfactor voor het niet begroeide gedeelte ($m^{1/3}/s$)
 W : weerstandsfactor voor het begroeide gedeelte (m/s)



Figuur 75 Schematisch dwarsprofiel van een gedeeltelijk begroeide watergang

Het eerste gedeelte van formule 86 beschrijft de stroming door het onbegroeide gedeelte. Dit deel heeft de gedaante van de formule van Manning, met dit verschil dat A_1 en R_1 respectievelijk de natte oppervlakte en hydraulische straal zijn van het onbegroeide gedeelte. De ruwheidsfactor kM_o is in dit geval een maat voor de weerstand op de overgang van het onbegroeide en begroeide gedeelte. Uit metingen in de praktijk is gebleken, dat deze waarde - onafhankelijk van de verhouding begroeid/onbegroeid gedeelte - steeds 34 bedraagt. Ook voor het geval dat de watergang vrijwel geheel schoon is, waarbij formule 86 overgaat in de formule van Manning, blijft $kM_o = 34$. Pas wanneer het openwater gedeelte niet meer wordt begrensd door een relatief ruwe "wand", zoals begroeiing, stoppels of onregelmatige taluds, maar door een glad afgewerkte wand (nieuw gegraven watergang) of door een bekleding van beton, kan de waarde van kM_o hoger worden.

Het tweede gedeelte van de formule beschrijft de stroming door het begroeide gedeelte van het dwarsprofiel. De weerstandswaarde W is afhankelijk van de soort planten. In tabel 24 is de waarde van W voor enkele soorten vegetatie gegeven.

Tabel 24 Weerstandswaarde W voor enkele soorten vegetatie

Type begroeiing	W-waarde
"grasachtigen" en ondergedoken soorten	30
riet	100
drijvend fonteinkruid	200
gele plomp	250
waterlelie	500
watergentiaan	700

Door het openwaterpercentage (V_o) te definiëren als:

$$V_o = \frac{A_1}{A} \cdot 100 \% \quad (87)$$

met: A_1 : oppervlak niet begroeide gedeelte (openwater gedeelte) (m^2)
 A : totale oppervlakte dwarsprofiel (m^2)

en voor k_{Mo} de waarde 34 in te vullen, is formule 86 ook te schrijven als:

$$Q = 34 \cdot \frac{V_o}{100} \cdot A \cdot R_1^{2/3} \cdot S^{1/2} + W \cdot \left(1 - \frac{V_o}{100}\right) \cdot A \cdot S \quad (88)$$

De invloed van de soort planten (W -waarde) telt met name in sterk begroeide waterlopen (openwaterpercentages kleiner dan 50%). Bij minder begroeide waterlopen kan bij benadering worden gewerkt met de formule van Manning (paragraaf 4.4, formule 12, blz. 36), waarbij de k_M -waarde wordt bepaald door [55]:

$$k_M = 0,3 \cdot V_o \quad (89)$$

BIJLAGE IV Praktische uitvoering van de vereenvoudigde verdunningsmethode met continue toevoeging

Benodigde materialen:

- 1 Mariotte fles + frame voor installatie boven de waterloop
- 1 trechter
- 2 tanks/emmers (10 tot 12 liter)
- 1 roerstok
- 2 maatcilinders (500 ml)
- 2 pipetten (2 ml en 5 ml)
- 1 stopwatch
- 1 geleidbaarheidsmeter (bereik 0 tot 5000 $\mu\text{S}/\text{cm}$)
- kleurstof (uranine)
- zout (ongeveer 1,5 kg per meting bij een Mariotte fles van 25 liter)

Meetprocedure:

1. Selecteer een locatie volgens de criteria genoemd in paragraaf 4.5.4, blz. 39.
2. Voeg uranine-oplossing toe in het injectiepunt, teneinde de plaats van het bemonsteringspunt te bepalen.
3. Maak de Mariotte fles, trechter, emmers, roerstok, maatcilinders en pipetten schoon.
4. Bereid de traceroplossing in één van de emmers door ca. 1,5 kg NaCl goed te mengen met ca. 25 liter rivierwater en giet het in de Mariotte fles.
5. Giet rivierwater in een tweede emmer en meet de geleidbaarheid EC_0 (normale waarde tussen 100 en 500 $\mu\text{S}/\text{cm}$).
6. Plaats de Mariotte fles in de goede positie waar de zoutoplossing aan het rivierwater wordt toegevoegd (injectiepunt).
7. Open het kraantje en meet de uitstroming met een maatcilinder en stopwatch. Herhaal deze meting, het gemiddelde is de waarde voor de uitstroming Q_t . Bewaar de cilinder met de zoutoplossing.
8. Meet in het bemonsteringspunt de geleidbaarheid met een tijdsinterval van 15 seconden (nodig: geleidbaarheidsmeter en stopwatch). Noteer de gemeten waarden.
9. Stop de meting (en de tracertoediening) als de geleidbaarheid een constante waarde heeft bereikt. Dit is de maximale waarde EC_2 .
10. Pipetteer een exacte hoeveelheid V_t van de bij 7. bewaarde zoutoplossing in een schone emmer.
11. Meet met een maatcilinder bekende hoeveelheden origineel rivierwater af en meng deze met de afgemeten zoutoplossing, totdat de geleidbaarheid van dit mengsel gelijk is aan de bij 9. gemeten EC_2 . Noteer de toegevoegde hoeveelheden, de totale hoeveelheid rivierwater V die uiteindelijk is toegevoegd.
12. Bereken de afvoer van de waterloop als $Q = (V/V_t) \cdot Q_t$.

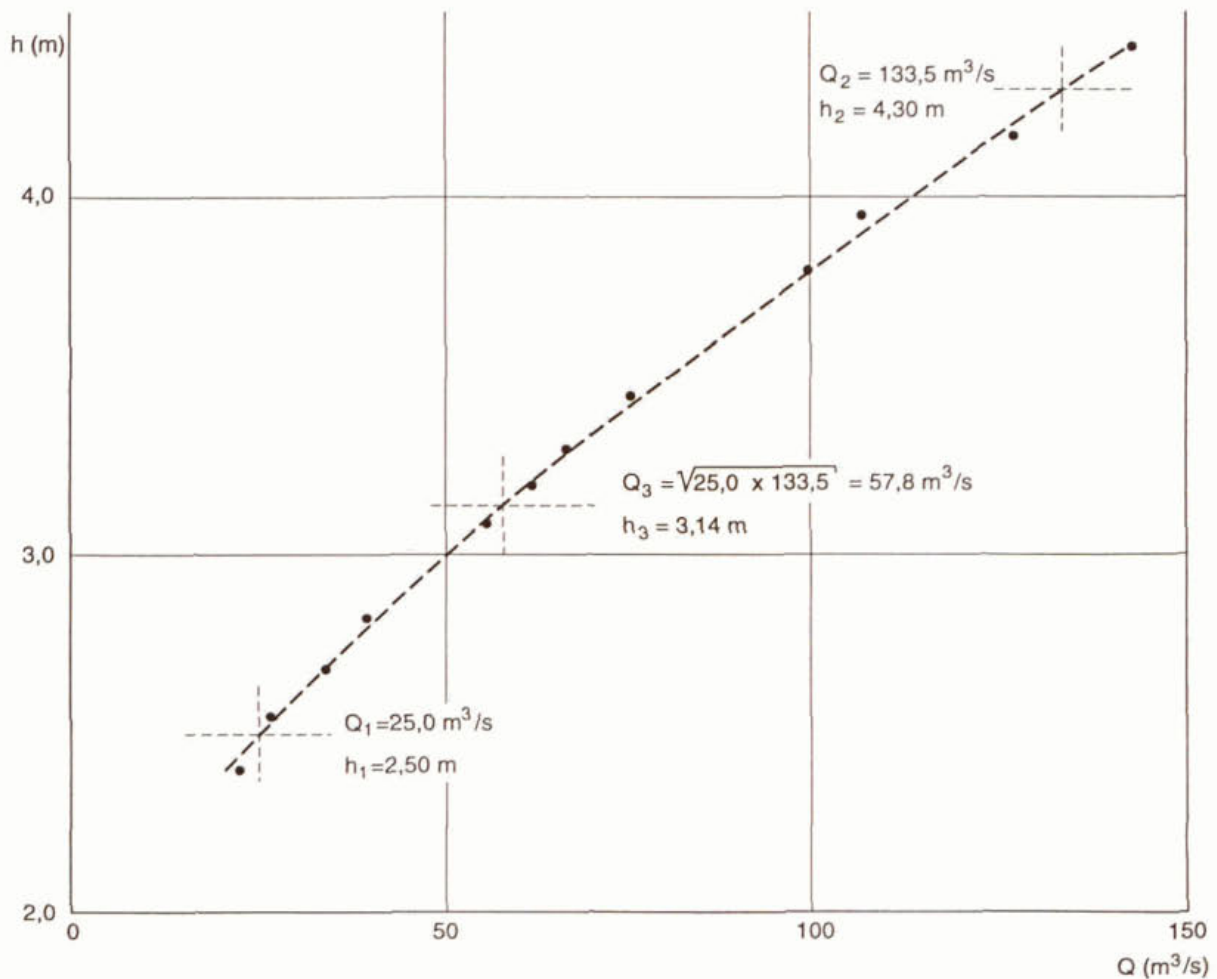
BIJLAGE V Voorbeeld van de bepaling van een afvoerrelatie voor de stage-discharge methode

Voor een bepaalde meetlocatie beschikken we over de in tabel 25 vermelde incidentele afvoermetingen.

Tabel 25 Gemeten afvoeren en waterhoogten

datum	afvoer Q (m ³ /s)	waterhoogte h (m)
21-02-92	22,4	2,41
15-03-93	26,8	2,55
28-04-92	34,1	2,68
16-05-93	39,9	2,83
30-06-93	55,7	3,09
01-08-92	62,0	3,20
10-08-92	66,7	3,30
12-08-93	75,3	3,45
29-09-92	99,7	3,80
15-11-93	106,5	3,95
10-12-92	126,6	4,17
22-01-93	142,3	4,41

In figuur 76 zijn de gemeten waterstanden (y-as) uitgezet tegen de gemeten afvoeren (x-as). Door deze punten is met de hand zo goed mogelijk een curve getrokken.



Figuur 76 Gemeten debiet uitgezet tegen gemeten waterhoogte

Bepaling van h_0 :

Op de getrokken curve lezen we bij twee willekeurig gekozen debieten (een laag en een hoog debiet) de bijbehorende waterstanden af.

- $Q_1 = 25,0 \text{ m}^3/\text{s}$ \rightarrow $h_1 = 2,50 \text{ m}$
- $Q_2 = 133,5 \text{ m}^3/\text{s}$ \rightarrow $h_2 = 4,30 \text{ m}$

Een derde waarde van Q wordt nu berekend als:

$$Q_3 = \sqrt{Q_1 \cdot Q_2} \tag{90}$$

Hieruit is dan de volgende formule voor h_0 af te leiden:

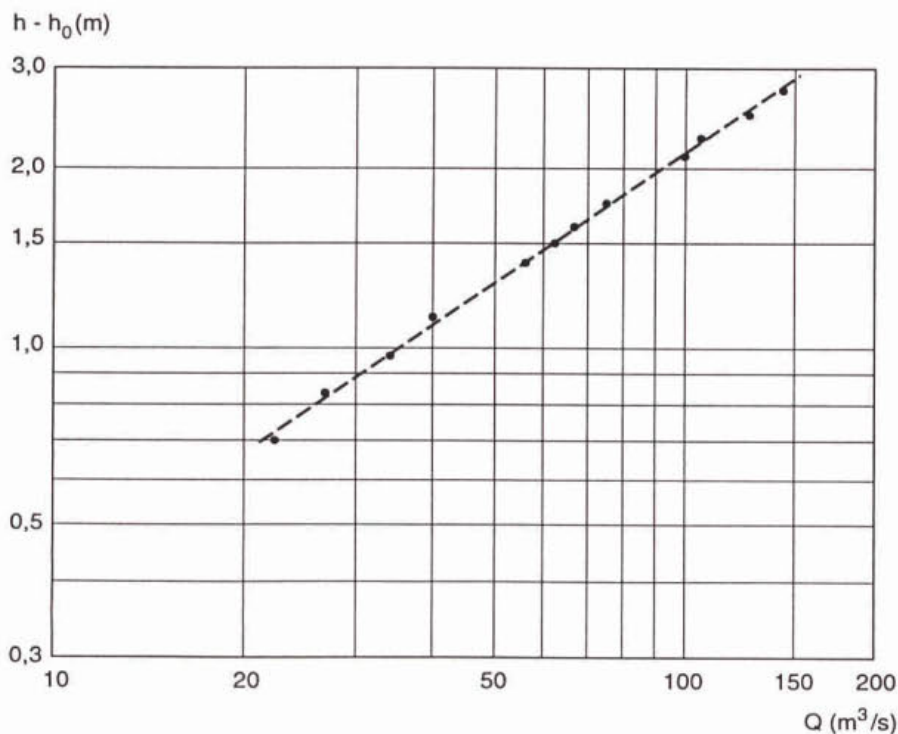
$$h_0 = \frac{h_1 \cdot h_2 - h_3^2}{h_1 + h_2 - 2h_3} \tag{91}$$

Dit levert in dit geval:

- $Q_3 = 57,8 \text{ m}^3/\text{s}$ \rightarrow $h_3 = 3,14 \text{ m}$
- $h_0 = 1,71 \text{ m}$

Beoordeling meetgegevens:

In figuur 77 is het verband tussen Q en $(h-h_0)$ uitgezet op dubbel-logaritmisch papier. Wanneer er geen discontinuïteiten in de afvoerrelatie aanwezig zijn, zal dit een rechte lijn opleveren. Dit is dus een goede controle op discontinuïteiten.



Figuur 77 Verband tussen Q en $(h-h_0)$

Bepaling van de waarden van a en b:

De parameters van a en b uit de afvoerrelatie: $Q = a (h-h_0)^b$ kunnen nu worden bepaald volgens de *kleinste kwadraten*-methode. Deze berekening kan worden uitgevoerd op een computer (via enkelvoudige lineaire regressie) of handmatig. De handmatige berekening is weergegeven in tabel 26, waarbij de volgende formules en aannames worden gebruikt:

$$- Q = a \cdot (h-1,71)^b \quad \rightarrow \quad \log Q = \log a + b \cdot \log (h-1,71)$$

Aannames:

$$- y = \log Q$$

$$- x = \log (h-1,71)$$

Substitutie levert:

$$- y = \log a + b \cdot x$$

$$- \Sigma y = N \cdot \log a + b \cdot \Sigma x \quad (N \text{ is het aantal metingen} = 12)$$

$$- \Sigma xy = \Sigma x \cdot \log a + b \cdot \Sigma x^2$$

Tabel 26 Berekening volgens de kleinste kwadraten-methode

Q (m ³ /s)	h (m)	h-h ₀ (m)	y = log Q	x = log (h-h ₀)	x · y	x ²
22,4	2,41	0,70	1,350	-0,155	-0,209	0,0240
26,8	2,55	0,84	1,428	-0,076	-0,108	0,0057
34,1	2,68	0,97	1,533	-0,013	-0,020	0,0002
39,9	2,83	1,12	1,601	0,049	0,079	0,0024
55,7	3,09	1,38	1,746	0,140	0,244	0,0196
62,0	3,20	1,49	1,792	0,173	0,310	0,0300
66,7	3,30	1,59	1,824	0,201	0,367	0,0406
75,3	3,45	1,74	1,877	0,241	0,451	0,0579
99,7	3,80	2,09	1,999	0,320	0,640	0,1025
106,5	3,95	2,24	2,027	0,350	0,710	0,1227
126,6	4,17	2,46	2,102	0,391	0,822	0,1528
142,3	4,41	2,70	2,153	0,431	0,929	0,1861
Σ			21,432	2,052	4,215	0,7445

Uit de aldus verkregen twee vergelijkingen met twee onbekenden zijn a en b op te lossen:

$$21,432 = 12 (\log a) + 2,052 b$$

$$4,215 = 2,052 (\log a) + 0,7445 b$$

Oplossing: $\log a = 1,5469 \rightarrow a = 35,23$ en $b = 1,398$

De afvoerrelatie kan dus worden weergegeven als:

$$Q = 35,23 (h - 1,71)^{1,398} \quad (\text{m}^3/\text{s}) \quad (92)$$

Kwaliteitscontrole van de gevonden afvoerrelatie met behulp van de meetgegevens

In tabel 27 wordt het verschil tussen de gemeten afvoer en de met de afvoerformule berekende afvoer (X_Q) weergegeven als:

$$X_Q = \frac{Q_{\text{berekend}} - Q_{\text{gemeten}}}{Q_{\text{gemeten}}} \cdot 100 \quad (\%) \quad (93)$$

Tabel 27 Procentuele afwijking tussen gemeten en via regressie berekende debiet

Q_{gemeten} (m^3/s)	h (m)	Q_{berekend} (m^3/s)	X_Q (%)
22,4	2,41	21,4	-4,4
26,8	2,55	27,6	3,0
34,1	2,68	33,8	-1,0
39,9	2,83	41,3	3,5
55,7	3,09	55,3	-0,8
62,0	3,20	61,5	-0,8
66,7	3,30	67,4	1,0
75,3	3,45	76,4	1,5
99,7	3,80	98,7	-1,0
106,5	3,95	108,8	2,1
126,6	4,17	124,0	-2,1
142,3	4,41	141,2	-0,7

