

Wachtbekkens op rioleringen

Prof. Dr. ir. A. VAN DER BEKEN
Vrije Universiteit Brussel
Dienst Hydrologie

1. INLEIDING

De noodzaak om piekafvoeren te reduceren komt veelvuldig voor in rioleringsnetten. Collectoren worden voorbehouden voor afvalwaters en worden gespijzigd door de gemengde rioleringsystemen tot x-maal DWA (droogweerafvoer). Het overtollige water bij neerslag wordt via overstorten in het beekstelsysteem geloosd. Aangezien de capaciteit van dit beekstelsysteem dikwijls te gering is en het noch gewenst noch mogelijk is de afvoercapaciteit te vergroten moeten wachtbekkens of vijvers voorzien worden. De vraag rijst dan hoe deze wachtbekkens moeten gedimensioneerd worden en hoe de werking (vulling en lediging) van deze bekkens geschiedt. Daarenboven stelt zich het probleem van de interactie van de wachtbekkens indien meerdere bekkens in serie of op vertakkingen liggen.

De noodzaak laat zich vooral voelen in hellende gebieden. Fig. 1.1 geeft schematisch aan hoe een wachtbekken naast een collector zowel de berging in het rioolstelsel vergroot als de overstort beïnvloedt. Ook wordt dikwijls een vertragsconstructie met wachtbekkens gebouwd wanneer men van een hoog gelegen naar een laag gelegen gebied komt (Fig. 1.2).

Men kan bijgevolg de volgende type wachtbekkens onderscheiden (Fig. 1.3) :

Fig. 1.3a Wachtbekken dat uitsluitend als vertraging werkt. De voordelen zijn dat de doorsnede van de afvoerleiding beperkt kan blijven, piekafvoeren gereduceerd worden en latere urbanisatie kan opgevangen worden. Dit type bezit in principe dezelfde werking als wachtbekkens op beken of rivieren.

Fig. 1.3b In dit geval wordt de afvoer uit het wachtbekken naar de beek gebracht. Indien het wachtbekken vol is, dan is de werking nihil.

Fig. 1.3c In dit geval wordt zowel afvoer naar afwaarts als naar de beek voorzien.

In al deze gevallen geschiedt er bezinking zodat de bekkens zullen moeten gereinigd worden. Zij kunnen opgevat worden als een eerste trap van de zuivering.

2. CONCEPT VAN EEN WACHTBEKKEN

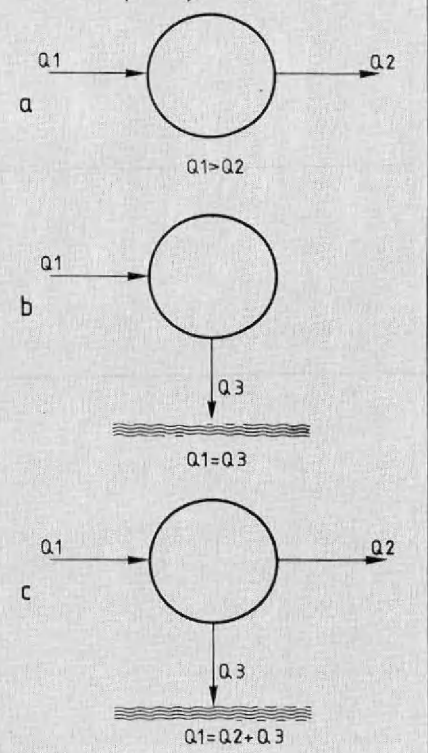
Het basisconcept van een wachtbekken is gegeven in Fig. 2.1. De uitlaat kan diverse vormen aannemen, doch een zogenaamde **knijpbuis** biedt het voordeel dat de afvoer slechts weinig varieert met verandering in waterhoogte (Fig. 2.2). De opwaartse zijde van de knijpbuis kan zo ontworpen worden dat, indien gewenst, een dode berging optreedt voor esthetische doeleinden. De dode berging kan natuurlijk ook nul zijn zodat het

wachtbekken dan droog is en kan aangewend worden als grasperk. Een en ander is dan afhankelijk van de gekozen ontwerp-afvoer of herhalingsstijd van de piekafvoer en van de aspecten van ruimtelijke ordening.

Voor afvoeren groter dan de ontwerp-afvoer moet een **nood-overlaat** voorzien worden. Het spreekt vanzelf dat in deze gevallen de invloed van het wachtbekken geringer wordt.

Een typische afvoer-curve voor een wachtbekken zoals in Fig. 2.1 geschetst,

FIG. 1.3 Diverse types wachtbekkens (naar KOOT, 1977, p. 101)



is gegeven in Fig. 2.2. Het begin van de curve, wanneer de knijpbuis nog niet volloopt, kan beïnvloed worden door de vorm van de uitlaatconstructie. Ook de constructie van de nood-overlaat zal de vorm van de curve beïnvloeden. Voor belangrijke constructies zal het zinvol zijn om met behulp van een hydraulisch laboratoriummodel op schaal de afvoer-curve nauwkeurig te bepalen. Ook de problemen van sedimentatie en onderhoud moeten vooraf goed bestudeerd worden.

Voor elk wachtbekken zijn er drie veranderlijken :

- de ontwerp-toevoer met een gegeven herhalingsstijd
- het volume van het wachtbekken (tot het peil van de noodoverlaat)

FIG. 1.1 Collector met wachtbekken en overstort (naar KOOT, 1977, p. 74)

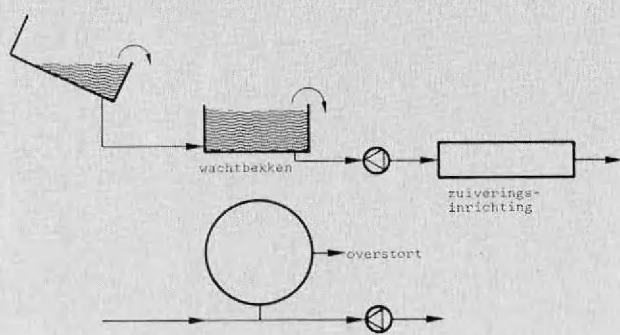


FIG. 1.2 Afvoer via een vertragsconstructie met wachtbekken (naar KOOT, 1977, p. 85)

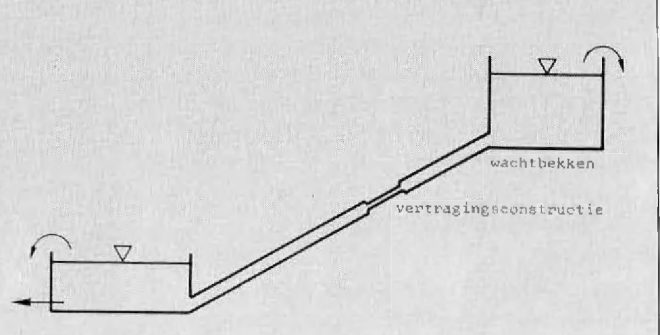


FIG. 2.1 Concept van een wachtbekken

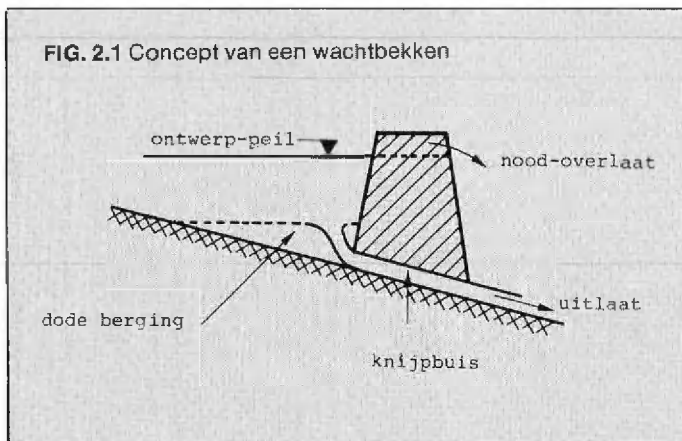
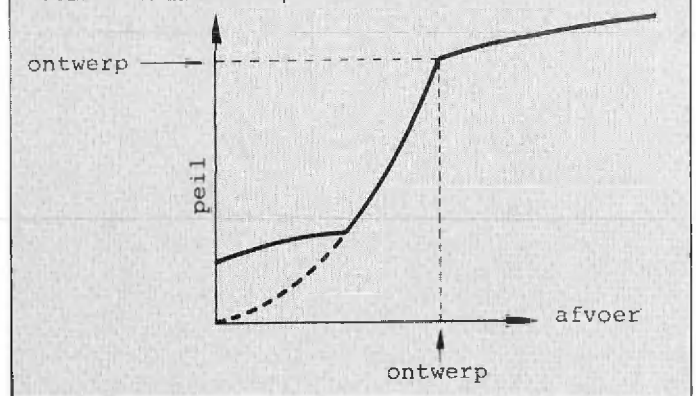


FIG. 2.2 Relatie tussen peil en afvoer



dat gevuld zal worden bij deze ontwerptoevoer

- iii) de verhouding tussen inlaat- en uitlaatpiekdebiet.

Zijn twee van deze variabelen gegeven, dan is in principe ook de derde bepaald.

3. ONTWERP VAN EEN WACHTBEKKEN

Het meest cruciale punt in het ontwerp van een wachtbekken is de keuze van het ontwerp-inloophydrogram omdat het volume, de vorm en de piek van dit hydrogram het volume van het wachtbekken zullen beïnvloeden.

Dit ontwerp-inlaat-hydrogram is in het geval van één wachtbekken het resultaat van de neerslag-afvoerrelatie van het opwaarts stroomgebied. Er bestaan verschillende methodes om deze neerslag-afvoerrelatie te bepalen. De meest bekende methode is de methode van het eenheidshydrogram. In principe vereist deze methode dat minstens één afvoerhydrogram, als gevolg van een maatgevende regenbui, opgemeten werd.

De bekende rationele formule voor berekening van het piekdebiet in een riolering geeft noch de vorm noch het volume van het ontwerp-hydrogram en is als dusdanig niet geschikt voor het ontwerpen van een wachtbekken. Indien men echter de ontwerp-regenbui met gekozen herhalingsstijl kent, dan kan men, mits toepassing van het principe van het eenheidshydrogram, de rationele formule aanwenden. Dit geschiedt bijvoorbeeld in de Transport and Road Research Laboratory (TRRL) methode, waarbij ook de eigen berging van de riolering in rekening kan gebracht worden.

3.1 Met een willekeurig inloophydrogram

Indien het inloophydrogram gekend is, dan kan op theoretische basis het uitloophydrogram berekend worden met

behulp van de zogenaamde reservoir-routing formule :

$$I = Q + \frac{ds}{dt}$$

of

$$\left(\frac{I_1 + I_2}{2}\right) \Delta t - \left(\frac{Q_1 + Q_2}{2}\right) \Delta t = S_2 - S_1$$

Fig. 3.1 toont de hydrogrammen bij instroming en uitstroming.

Men heeft de volgende transformaties :

$$I_m = \frac{I_1 + I_2}{2}$$

$$I_m - \left(\frac{Q_1 + Q_2}{2}\right) = \frac{S_2 - S_1}{\Delta t}$$

$$(I_m - Q_1) = \left(\frac{S_2 - S_1}{\Delta t}\right) + \left(\frac{Q_2 - Q_1}{2}\right)$$

$$(I_m - Q_1) = \left(\frac{Q_2 - Q_1}{\Delta t}\right) \left(\frac{S_2 - S_1}{Q_2 - Q_1} + \frac{\Delta t}{2}\right)$$

Men voert een evenredigheidsfactor in :

$$T_s = \left(\frac{S_2 - S_1}{Q_2 - Q_1}\right)$$

$$\text{zodat: } \left(\frac{Q_2 - Q_1}{\Delta t}\right) = \left(\frac{I_m - Q_1}{T_s + \frac{\Delta t}{2}}\right)$$

$$\text{of: } Q_2 = Q_1 + \left(\frac{I_m - Q_1}{T_s + \frac{\Delta t}{2}}\right) \Delta t$$

T_s wordt beschouwd als een translatietijd en kan afgeleid worden uit de relaties berging-waterpeil en afvoer-waterpeil H

$$T_s = \frac{dS/dt}{dQ/dH}$$

3.2 Met een driehoekig inlaat-hydrogram

Omdat veelal het inlaat-hydrogram slechts bij benadering gekend is en afgeleid moet worden uit een zeer vereenvoudigd

FIG. 3.1

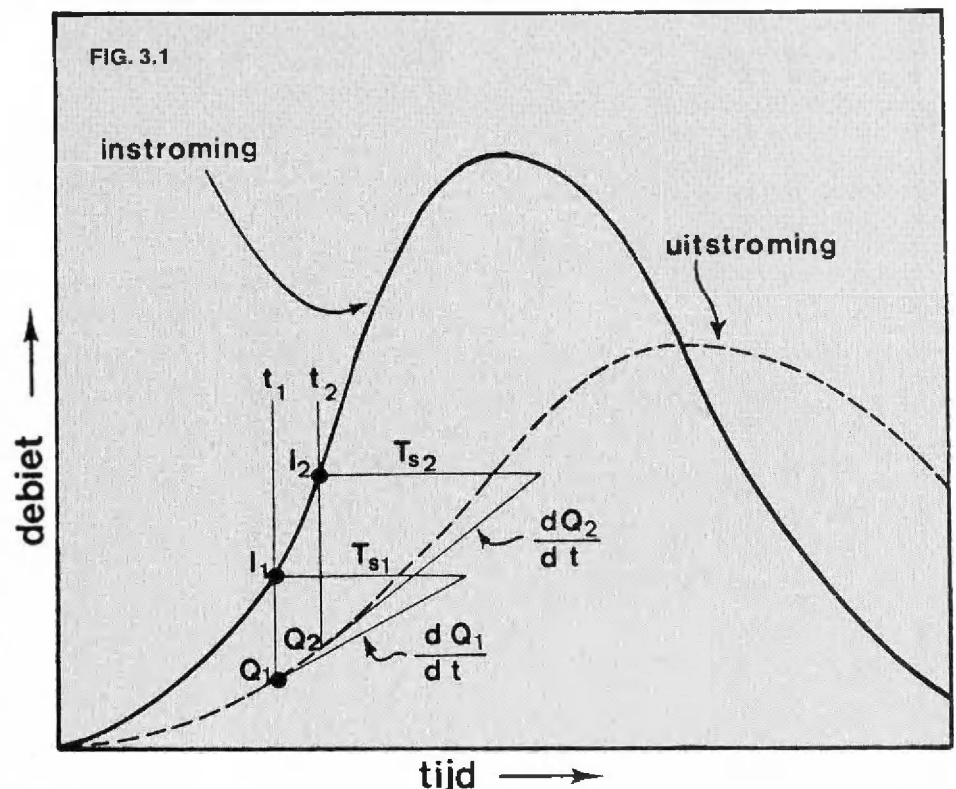
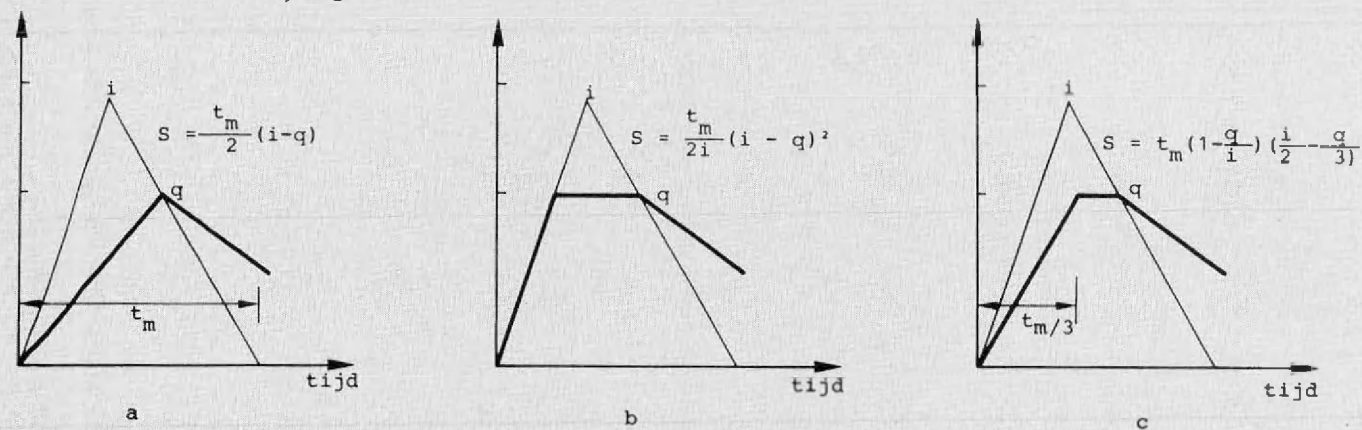


FIG. 3.2 Inlaat- en uitlaat-hydrogrammen



digde neerslag-afvoerrelatie, stelt men zich veelal tevreden met een driehoekig inlaat-hydrogram dat omgevormd wordt tot een driehoekig of trapeziumvormig uitlaat-hydrogram.

Fig. 3.2 toont 3 mogelijke uitlaat-hydrogrammen.

BOYD (1981) bestudeerde 1.029 gevallen voor verschillende waterbekkens, herhalingstijden, ontwerp-regenduren en diameters van de knijpbuizen en vond dat uitlaat-hydrogram a het best de realiteit weergeeft.

Voor dit geval is de benodigde berging

$$S = (1 - \frac{q}{i}) V$$

waarin q = piekdebiet bij de uitlaat
 i = piekdebiet bij de inlaat
 V = volume onder het inlaat-hydrogram.

De ledigingstijd t_l is dan :

$$t_l = \frac{2V}{q}$$

3.3 Bepaling van de maximale berging

De vraag rijst hoe het volume V van het inlaat-hydrogram moet bepaald worden. Indien men geen gebruik wenst te maken van meer ingewikkelde methodes zoals de TRRL-methode is de volgende berekening mogelijk.

Uit de statistische analyse van de neerslagintensiteiten r te Ukkel heeft men voor verschillende herhalingsrijden afgeleid :

$$r = \frac{a}{b + t}$$

waarin r = neerslagintensiteit in l/sec./ha
 t = regenduur in min.

a, b = coëfficiënten die afhangen van de gekozen herhalingstijd T .

Gedurende de regenduur t (in min.) zal dus het totale volume V dat in het wachtbekken stroomt

$$V = Crt60 = \frac{C a t}{b + t} 60 \quad \text{in l}$$

indien verondersteld wordt dat r constant is gedurende deze periode en C een coëfficiënt is die rekening houdt met afstroming en oppervlakte. Dit stemt niet met de realiteit overeen ; het patroon van de regenbui is zeer belangrijk, maar wordt eenvoudigheidshalve verwaarloosd. In het algemeen mag gesteld worden dat een niet-uniforme neerslagbui de toestand kritischer maakt.

Meestal houdt men ook geen rekening met de driehoekige vorm van inlaat- en uitlaathydrogram. In dit geval is de regenduur t_m die een maximale berging

FIG. 3.3 Rechthoekige inlaat- en uitlaathydrogrammen

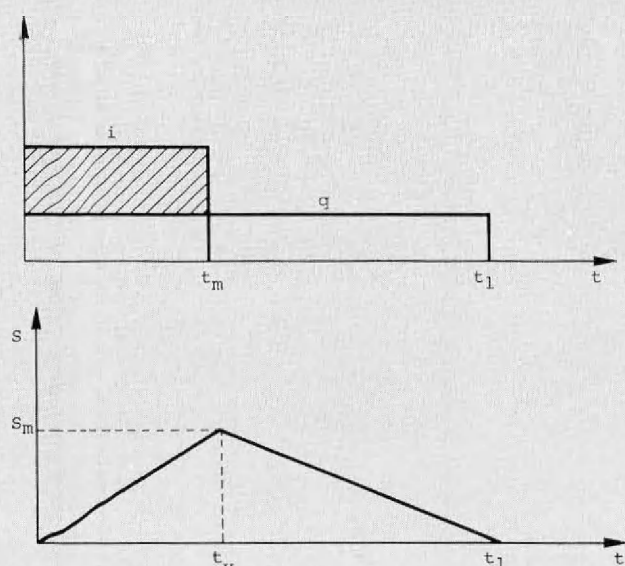
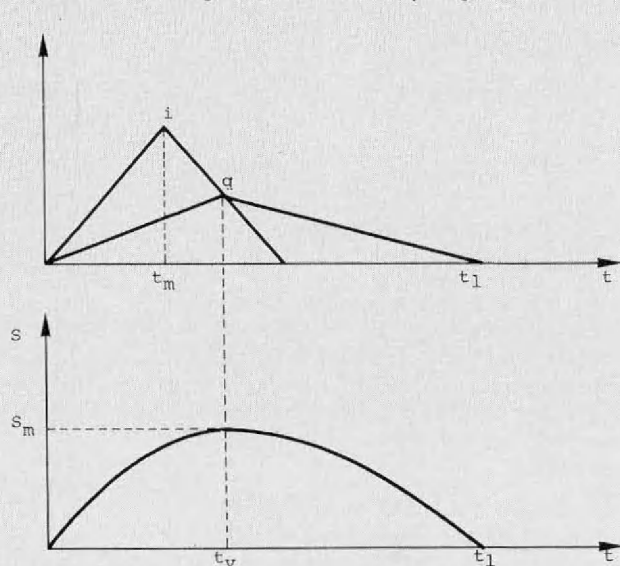


FIG. 3.4 Driehoekige inlaat- en uitlaathydrogrammen



vereist voor een gegeven uitlaatdebiet q (Fig. 3.3):

$$t_m = \left(\frac{C a b}{q} \right)^{0,5} - b \text{ in min} \\ (q \text{ in l/sec.})$$

en is

$$S_m = \left(\frac{C a t_m}{b + t_m} - q t_m \right) 60 \text{ in l}$$

In dit geval is de vullingstijd $t_v = t_m$

$$\text{De ledigingstijd } t_l = \frac{V}{q} \\ = \frac{C a t_m}{(b + t_m) q} \text{ in min.}$$

We moeten echter rekening houden met een driehoekig inlaat- en uitlaathydrogram, zoals in § 3.2 besproken (Fig. 3.2.a).

In dit geval kunnen t_m en S_m met dezelfde formules berekend worden, maar treedt S_m op een tijdstip $t_v > t_m$ op (Fig. 3.4):

$$t_v = \left(1 - \frac{q}{i} \right) t_m + t_c$$

$$\text{De ledigingstijd } t_l = \frac{2V}{q} = \frac{2 C a t_m}{(b + t_m) q} \\ = 2 \frac{1}{q} t_m \text{ in min}$$

Indien echter $t_m > t_c$, dit is de concentratietijd van het stroomgebied, dan bekomen we een trapeziumvormig inlaathydrogram (Fig. 3.5).

$$\text{In dit geval is } t_m = \left[\frac{2 C a b}{q} \right]^{0,5} - b \text{ in min}$$

$$\text{en } S_m = \left[\frac{C a t_m}{b + t_m} - \frac{1}{2} q (t_m + t_c) \right] 60 \text{ in l}$$

Ook hier is de vullingstijd $t_v > t_m$

$$t_v = \left(1 - \frac{q}{i} \right) t_c + t_m$$

De ledigingstijd blijft

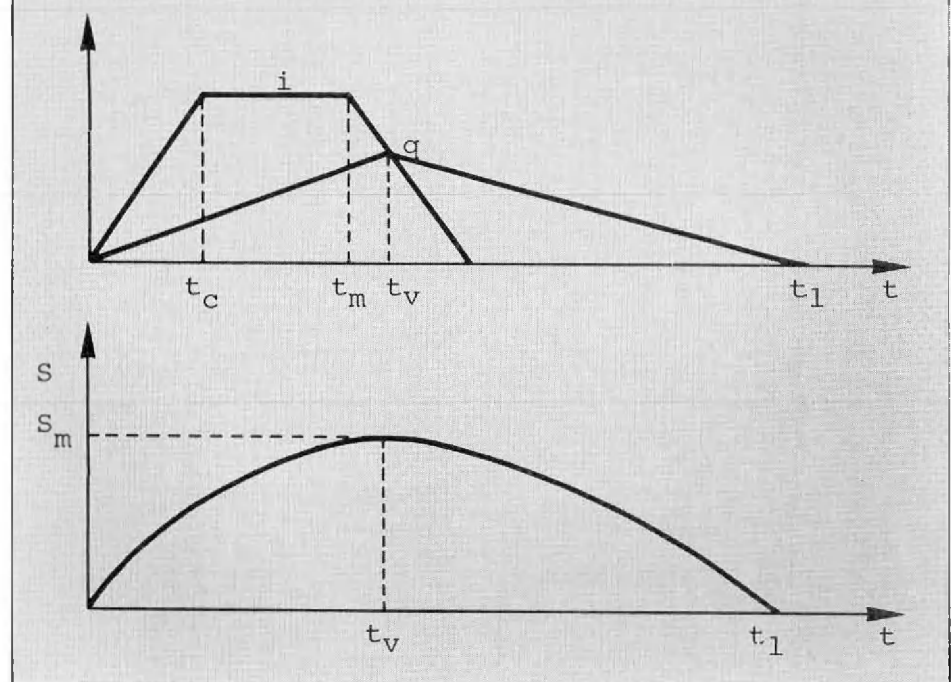
$$t_l = \frac{2V}{q} = \frac{2}{q} \left[\frac{C a t_m}{b + t_m} - \frac{1}{2} q (t_m + t_c) \right] 60 \text{ in min} \\ = 2 \frac{1}{q} t_m$$

4. WACHTBEKKENS IN SERIE OF OP VERTAKKINGEN

Wanneer we twee of meerdere wachtbekkens in serie plaatsen, dan kunnen we voor ieder wachtbekken afzonderlijk de maximale berging berekenen zoals in § 3.3 uitgelegd, rekening houdend met de afstromende oppervlakte voor ieder wachtbekken.

De uitlaat $q(t)$ van het opwaartse reservoir moet echter bij de inlaat $i(t)$ van het afwaarts reservoir bijgeteld worden, met dien verstande dat de looptijd tussen op-

FIG. 3.5 Trapeziumvormig inlaat- en driehoekig uitlaathydrogram



waarts en afwaarts reservoir in rekening gebracht wordt (Fig. 4.1).

Zij L de afstand tussen de reservoirs

en v de gemiddelde snelheid dan is de looptijd $t_s = \frac{L}{v}$

en wordt:

$$i_2(t) = i_1(t) + q_1(t - t_s)$$

$i_1(t)$ zijnde de instroming als gevolg van de afwaterende oppervlakte tussen reservoirs 1 en 2.

$q_2(t)$ zal dus groter zijn dan $q_1(t)$, zijnde het uitlaatdebiet van reservoir (2) indien het opwaartse reservoir niet bestond. Het verschil tussen $q_1(t)$ en $q_2(t)$ zal afhangen van t_s . Met berging in de leidingen houdt men liefst geen rekening.

Voorbeeld

Zij de gekozen herhalingstijd $T = 10$ jaar en de overeenstemmende a en b waarden respectievelijk $a = 6.797,57$ en $b = 45,03$.

Zij $C_1 = 50$ ha, $C_2 = 40$ ha, $t_{c1} = t_{c2} = 15$ min. en

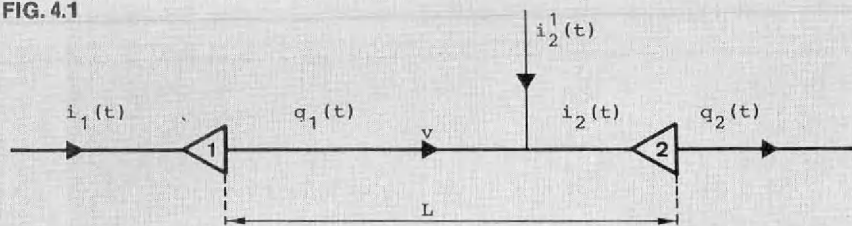
$$q_1 = q_2 = 300 \text{ l/sec.}$$

Zij afstand $L = 1.000$ m en $v = 0,50$ m/sec. ($t_s = 2.000$ sec. = 33,3 min.)

$$\begin{aligned} &\text{Voor reservoir 1} \\ t_m &= \left[\frac{100(6.797,57)(45,03)}{300} \right]^{0,5} - 45,03 \\ &= 274 \text{ min} \\ S_m &= \left[\frac{50(6.797,57)(274)}{45,03 + 274} - \frac{1}{2} 300(274 + 15) \right] 60 \\ &= (291906 - 43350) 60 = 14913 \text{ m}^3 \\ i_1 &= \frac{50(6.797,57)}{45,03 + 274} = 1065 \text{ l/sec} \\ t_{v1} &= \left(1 - \frac{300}{1065} \right) (15) + 274 = 285 \text{ min} \\ t_{11} &= \frac{2(1065)}{300} 274 = 1945 \text{ min} = 32 \text{ h} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &\text{Voor reservoir 2} \\ t_m &= \left[\frac{80(6.797,57)(45,03)}{300} \right]^{0,5} - 45,03 \\ &= 241 \text{ min} \\ S_m &= \left[\frac{40(6.797,57)(241)}{45,03 + 241} + \frac{1}{2} 300(241 + 15) \right] 60 \\ &= (229097 - 38400) 60 = 11442 \text{ m}^3 \\ i_2 &= \frac{40(6.797,57)}{45,03 + 241} = 951 \text{ l/sec} \\ t_{v2} &= \left(1 - \frac{300}{951} \right) (15) + 241 = 251 \text{ min} \\ t_{12} &= \frac{2(951)}{300} 241 = 1528 \text{ min} = 26 \text{ h} \end{aligned}$$

FIG. 4.1



Uit Fig. 4.2 blijkt duidelijk hoe het totale inlaathydrogram $i_2(t)$ nu is :

$$i_2(t) = i_2^1(t) + q_1(t - t_s)$$

Dit wil zeggen : wil men $q_2 = 300$ l/sec. niet overschrijden dan zal een extra berging in reservoir 2 nodig zijn :

$$\text{extra-berging} = \frac{300(t_{v2} - t_{s1})}{2} = 1.498 \text{ m}^3$$

hetzij ca 13 % van de oorspronkelijke berging $S_m = 11.442 \text{ m}^3$.

Maar daarenboven zal de ledigingstijd t_{12} thans veel groter zijn. Deze zal thans praktisch $t_{11} + t_{12}^1$, hetzij 3.473 min. of 58 h bedragen.

Uit dit voorbeeld kan afgeleid worden dat de situatie nog veel ingewikkelder wordt wanneer drie of meer reservoirs in serie of op vertakkingen gebouwd worden. De afwaartse reservoirs moeten steeds groter worden om de uitlaat van de opwaartse gelegen reservoirs op te vangen.

Aangezien in 't algemeen $t_s \ll t_v$, mag men bij benadering stellen dat de extra-berging bij het N^o reservoir van opwaarts naar afwaarts stijgt met

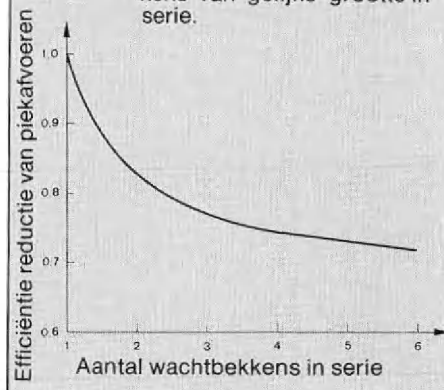
$$(N-1) \frac{q t_v}{2}$$

terwijl de totale ledigingstijd bij het N^o reservoir bij benadering zal bedragen : $t_{11} + t_{12} + \dots + t_{1N}$.

Uiteraard moet dit alles in detail berekend worden. Wyckoff & Singh (1976) behandelen dit probleem op een benaderende wijze. Fig. 4.3 kan als een leidraad beschouwd worden om het effect van wachtbekkens in serie op de efficiëntie van de reductie van piekafvoeren te evalueren.

Het is mogelijk het probleem van optimale volumes en regeling van wachtbekkens in serie op te lossen met behulp van de techniek van het operationeel onderzoek. Een voorbeeld van zulke benadering kan gevonden worden bij MARIEN (1980 en 1982).

FIG. 4.3 Efficiëntie reductie van de piekafvoeren bij wachtbekkens van gelijke grootte in serie.



5. BESLUIT

Het blijkt dat bij het ontwerpen van wachtbekkens in serie bijkomende berging moet voorzien worden die stijgt van opwaarts naar afwaarts. Daarenboven stijgen de ledigingstijden zeer sterk van de afwaartse reservoirs, zodat zij voor lange tijd praktisch volledig gevuld blijven en dus bij nieuwe hevige neerslag niet in staat zijn hun rol te volbrengen.

Dit zijn redenen om in elk geval noodoverlaten bij ieder wachtbekken te voorzien.

Wij raden daarenboven ten eerste aan bij ieder wachtbekken op continue wijze het waterpeil waar te nemen teneinde de werking van de reservoirs te controleren en eventueel een afvoerregeling mogelijk te maken op basis van de in real-time gemeten neerslag (VAN DER BEKEN, 1981).

6. REFERENTIES

BOYD, M.J. 1981. Preliminary design procedures for detention basins. Sec. Intern. Conf. Urban Storm Drainage, Urbana, Illinois, USA.

KOOT, A.C.J. 1977. Inzameling en transport van rioolwater. Uitgeverij Waltman, Delft, 262 pp.

MARIEN, J. 1980. Optimale regeling van de stuwen op de Zwalm. Voordracht gehouden op 14-11-1980 te Gent voor het K.VIV.

MARIEN, J. 1982. Over de dimensionering en de sturing van hoogwaterreservoirs. Doctorale verhandeling, Fac. Toegepaste Wetenschappen, VUB, maart 1982.

VAN DER BEKEN, A. 1981. Real-time hydrology in de Verenigde Staten. Een verslag voor het NFWO, VUB, Dienst Hydrologie.

WYCKOFF, R.L. & SINGH, U.P. 1976. Preliminary hydrologic design of small flood detention reservoirs. Water Resources Bulletin Vol. 12, N° 2 : 337-349.

FIG. 4.2 Voorbeeld

