

Transport van afvalwater

1. Inleiding

Deze vacatiecursus heeft als onderwerp: Centralisatie van behandeling van afvalwater en slib. Inhaerent aan centraliseren is het transporteren van deze media. Mij is de taak toebedeeld over dit transport iets te vertellen. Het zal u duidelijk zijn dat met dit onderwerp een gehele vacatiecursus zou zijn te vullen. Noodgedwongen moeten wij ons dan ook zeer sterk beperken. Niet of nauwelijks zal worden gesproken over onderwerpen als:

- gemeentelijke rioleringsstelsels;
- keuze van tracé's;
- vestiging zakelijk recht c.a.;
- voorbereiding en uitvoering van de werken;
- ontwerp van de gemalen;
- type toe te passen pompen;
- materialen voor de leiding;
- waterslagbeveiligingen.

Het accent zal meer worden gelegd op die onderdelen en vragen welke zich voordoen bij het opzetten van een zuiveringsplan voor een bepaalde regio.

Aandacht wordt gegeven aan de keuze van het transportsysteem, dus vrij verval-leiding of persleiding, de keuze van de diameter, waarmede o.m. samenhangen: minimum en maximum snelheid, fasering, pompenregime, inhoud vuilwaterkelders, kostenaspecten enz.

Het te ontwerpen transportleidingensysteem en het pompenregime zal zijn gebaseerd op bekende gegevens en vóóronderstellingen. Deze zullen betrekking hebben op ondermeer:

- de hoeveelheid te transporteren vloeistof per tijdseenheid; hierbij zijn de Q_{min} en Q_{max} zowel voor heden als toekomst van belang;
- de terreingesteldheid en geografische omstandigheden zoals: hellingen, dijken, wegen en watergangen;
- de aard van het afvalwater, waarbij in het bijzonder moet worden gedacht aan bezinkbare delen en agressiviteit (erosie en corrosie).

Een van de eerste zaken waar men voor komt te staan is het doen van

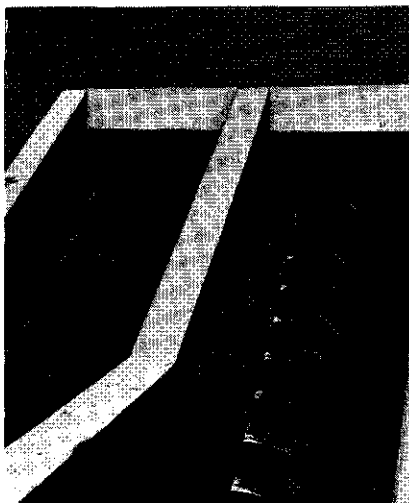


Foto 1.
Een vijzelgemaal.

de keuze tussen een vrijverval-leiding en een persleiding.

2. Vrijverval-leidingen; persleidingen

Het transport kan plaatsvinden door:

- vrijverval-leidingen, waarbij onderscheid zou kunnen worden gemaakt tussen open en gesloten leidingen; het transport van afvalwater door open leidingen, sloten en kanalen komt in de regel niet meer ter sprake;
- persleidingen;
- vacuümleidingen; deze noem ik volledigheidshalve. In de volgende les zal dit systeem uitvoerig worden behandeld en zal het toepassingsgebied worden toegelicht.

De vrijverval-leiding moet onder afschot worden gelegd, waardoor de leiding in een niet hellend terrein steeds dieper komt te liggen. Aan deze diepte is een praktisch-economische grens. Deze grens varieert uiteraard afhankelijk van de omstandigheden en zal in het algemeen liggen bij 4 à 5 m. Op deze diepte aangeland zal het water door een gemaal worden opgevoerd naar de volgende leidingstreng, welke weer hooggelegen begint. Een vijzelgemaal (foto 1) komt voor zulk een tussenbemaling het meest in aanmerking. In een vlak terrein zal om de 3 à 5 km een tussenbemaling moeten worden toegepast. In hellend terrein zal natuurlijk worden geprobeerd zoveel mogelijk van de terreinhelling gebruik te maken.

Persleidingen volgen zoveel als mogelijk de terreinhellingen en zijn op dit punt meer flexibel. Het aantal benodigde gemalen zal veel geringer zijn.

Een vrijverval-leiding heeft als voordeel boven een persleiding, dat bij kleinere afvoer dan Q_{max} , de buis in het algemeen slechts gedeeltelijk is gevuld, waardoor de stroomsnelheid van het water hoger is dan die bij vergelijkbare afvoeren in een persleiding. Deze hogere snelheden zijn van belang om afzettingen in de leiding te voorkomen.

Ook een voordeel is dat op een vrijverval-leiding onderweg op eenvoudige wijze een aansluiting kan worden gemaakt.

Als nadeel van een vrijverval-leiding noem ik het feit, dat door de aanwezigheid van zuurstof een agressief milieu kan ontstaan, waardoor cementbevattend buismateriaal kan worden aangetast.

Er zijn nog meer voor- en nadelen te noemen; ik ga hier nu niet dieper op in, maar geef onderstaand overzicht: Overzicht van voor- en nadelen van de vrijverval-leiding ten opzichte van de persleiding.

Voordelen

- Gemalen eenvoudiger.
- Grotere snelheden bij lagere afvoeren dan Q_{max} .
- Onderweg op eenvoudige wijze aansluitingen mogelijk.
- Geen probleem met drukgolven en ontluchtingen.
- Bedrijfszeker door betere toegankelijkheid en lagere inwendige druk.

Nadelen

- Grote ontgravingen bij vlak terrein.
- Om de 3 à 5 km een tussenbemaling nodig.
- Meer kans op stankbezwaar.
- Dijk- en rivierkruisingen vragen meer bijzondere maatregelen.
- Meer kans op aantasting buismateriaal.

De praktijk leert, dat in betrekkelijk vlak terrein bij diameters kleiner dan ongeveer 1,00 m en lengten van enige betekenis de persleiding voordeliger



Foto 2.
Een gemaaltje met pompen met natte opstelling; één pomp in geheven stand.

is. Bij grotere diameters zal het systeem van geval tot geval moeten worden bepaald.

Laten we nu aannemen dat het systeem is gekozen. Omdat de persleiding de in de praktijk meestvoorkomende oplossing is, beperk ik mij tot zaken die betrekking hebben op persleidingen. Overigens is veel van het navolgende ook van toepassing op vrijvervalleidingen. Persleidingen en bijbehorende pompgemalen worden in allerlei grootten en capaciteiten toegepast (foto's 2, 3 en 4).

We staan nu voor het bepalen van de leidingdiameter en het pompenregime. Voor het goede begrip zal eerst aandacht worden besteed aan enkele aspecten die bij deze keuze een rol spelen.

3. Stroomsnelheden

Een factor waar in belangrijke mate rekening mede moet worden gehouden is de stroomsnelheid in de leiding. Nimmer moet worden vergeten dat de minimum snelheid gelijk nul is; immers in afvalwaterstelsels komt het veelvuldig voor, dat het aanbod van afvalwater geringer is dan de kleinste geïnstalleerde pompcapaciteit.

Als we van de minimum snelheid spreken denken we echter altijd aan de snelheid bij werking van de pomp met de kleinste capaciteit. Deze snelheid moet dan bij voorkeur zo zijn, dat tijdens de werking van de pomp geen bezinkbare delen tot afzetting

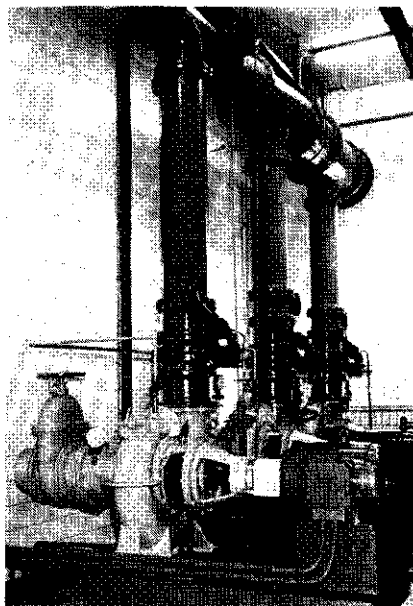


Foto 3.
Een gemaal met pompen met droge opstelling.

komen, terwijl bovendien eventuele tijdens stilstand der pompen bezonken delen weer worden opgepikt en worden meegevoerd.

Uit de literatuur [1] blijkt dat de schuifspanning (kgf/m^2) langs de omtrek van de buis een parameter is, die het verschijnsel van het materiaaltransport beter kan beschrijven dan de stroomsnelheid van het water

(m/sec .). In de praktijk is het toch wel eenvoudiger en blijkens de ervaringen ook verantwoord als we rekenen met de stroomsnelheid in de leiding. De minimum snelheid wordt in het algemeen gesteld op 0,50 à 0,60 m/sec .

Mij zijn geen gevallen bekend van leidingen, waarbij zich problemen voordeden als gevolg van afzettingen in deze leidingen.

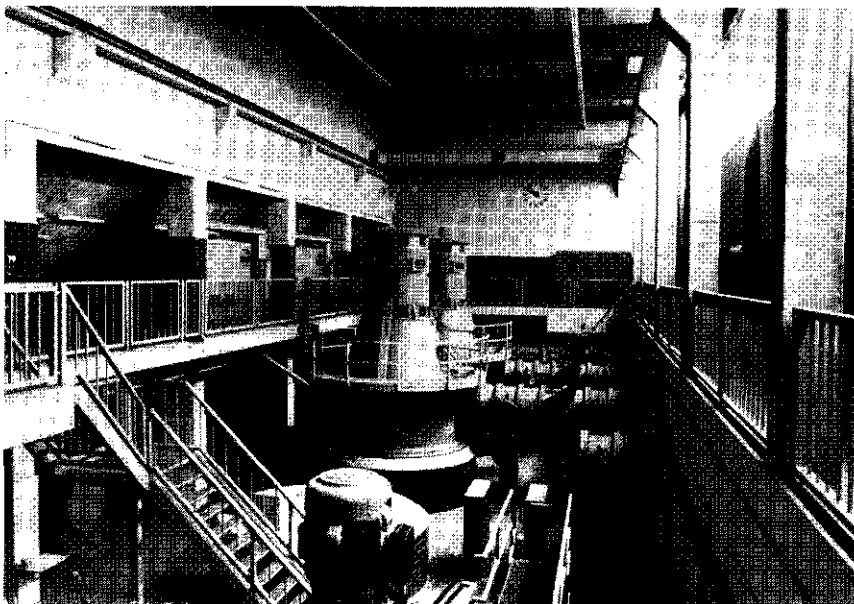
Met de maximum snelheid is het een geheel andere zaak. Twee overwegingen spelen hier een rol:

Bij groter wordende stroomsnelheden nemen de benodigde vermogens sterk toe (n.b. het vermogen is een functie van de derde macht van de stroomsnelheid).

Bij een te grote snelheid zullen de vaste bestanddelen in het afvalwater het leidingmateriaal mechanisch aantasten.

Het zal duidelijk zijn, dat uit de relatie tussen de aanlegkosten van de leiding, de stroomsnelheid, het te installeren vermogen en de energieprijis de meest economische snelheid is te ontlenuen. Ik zal hier later nog iets van zeggen, doch volsta hier met te vermelden dat deze snelheid in het algemeen rond de 1 à 1,5 m/sec . ligt. Voor zover mij bekend wordt in de praktijk als maximum snelheid in afvalwaterleidingen 1,5 tot 2 m/sec . aangehouden. In het buitenland worden wel hogere snelheden toegepast.

Foto 4.
Een gemaal met pompen van grote capaciteit.



4. Stromingsweerstand in persleidingen

De pompinstallatie aan het begin van de persleiding moet de te transporteren waterhoeveelheid de benodigde druk of de opvoerhoogte H geven. Ik mag aannemen dat dit onderwerp bekend is. Het is voor de volledigheid dat ik een en ander hier toch nog samenvat. Deze opvoerhoogte is samengesteld uit:

1. de statistische opvoerhoogte H_s
2. de wrijvingsweerstand H_w
3. de vertragsverliezen H_v

De statistische opvoerhoogte is het geodetische verschil in hoogte tussen het niveau waarop het water bij de pomp wordt aangeboden en dat waarop het aan het einde van de leiding wordt afgeleverd. In ons vlakke land is de H_s in het algemeen gering. De wrijvingsweerstand wordt berekend uit de volgende formule:

$$H_w = \lambda \frac{L v^2}{D 2g} \text{ — waarin:}$$

λ de wrijvingscoëfficiënt (dimensieloos);

L de lengte van de leiding;

D de diameter van de leiding;

v de gemiddelde stroomsnelheid.

Voor het berekenen van deze waarde zal men meestal gebruik maken van voor dat doel vervaardigde grafieken. Literatuur 2 is in dat opzicht zeer bruikbaar.

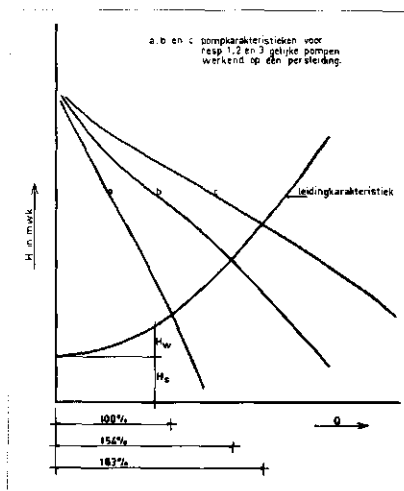
De vertragsverliezen zijn extra verliezen welke ontstaan wanneer bij snelheidsverminderingen het arbeidsvermogen van beweging niet volledig wordt omgezet in arbeidsvermogen van plaats. Deze verliezen treden op bij bochten, afsluiters, terugslagkleppen en bij de uitmonding van de leiding.

$$H_v = \Sigma \xi \frac{v^2}{2g} \text{ — waarin } \xi \text{ een dimensieloze}$$

grootheid welke ligt tussen 0,1 en 1. De grootste bijdrage van deze verliezen zal ontstaan in de gemalen. Bij lange transportleidingen zijn zij echter klein ten opzichte van de wrijvingsverliezen. Ook hierover geeft literatuur 2 goede informatie.

5. De leidingkarakteristiek

Voor een persleiding waarvan alle gegevens, zoals diameter, wandruw-



Afb. 1 - Voorbeeld van een leidingkarakteristiek en een gemaal met drie gelijke pompen welke samen kunnen werken.

heid, lengte, bochten e.d. bekend zijn kan in een diagram de stroomsnelheid of het debiet worden uitgezet tegen de benodigde opvoerhoogte.

Deze leidingkarakteristiek wordt gebruikt om na te gaan in welk gebied de pompen werken en welke hoeveelheid wordt afgevoerd als één of meerdere pompen op de betreffende leiding worden aangesloten. Hiertoe zetten we in één diagram uit de leidingkarakteristiek en de pompkarakteristieken.

Een voorbeeld is gegeven in afb. 1. Hieruit is te zien wat gebeurt als respectievelijk 1, 2 en 3 gelijke pompen op één leiding werken. De Q neemt in dit voorbeeld niet toe in de verhouding 1:2:3, doch in de verhouding 1:1,54:1,83.

6. Maximum opvoerhoogte

Nu nog een enkel woord over de maximum opvoerhoogte. De maximum toelaatbare opvoerhoogte wordt ook bij grotere capaciteiten veelal vastgesteld op 30 à 40 m. De reden van deze begrenzing is niet geheel duidelijk teneer als we bedenken dat in transportleidingen voor drinkwater drukken in de orde van 60 m waterkolom worden toegepast. Enkele aanwijzingen voor dit lager maximum bij afvalwaterleidingen zijn er echter wel.

Ik noem:

— De door een waaier-pomp te leveren druk is afhankelijk van de stroomsnelheid van de vloeistof aan de omtrek van de waaier. De druk is derhalve afhankelijk van de waaierdiameter, het toerental en de grootte van de waaier-doorlaat. Hoe kleiner

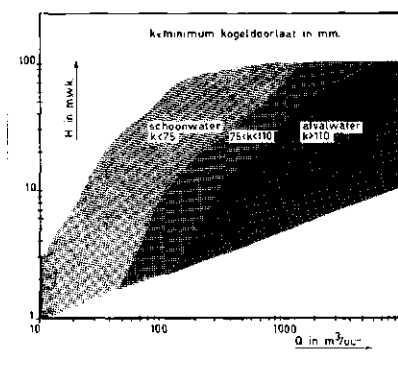
de opening hoe groter de uittreedsnelheden en hoe hoger de drukken. Voor schoon water zijn we erg vrij in het kiezen van de opening. Voor afvalwaterpompen passen we, om de kans op verstoppingen zoveel mogelijk te voorkomen, liever geen doorlaten kleiner dan 110 à 75 mm toe. In afb. 2 is zeer schematisch weergegeven het werkingsgebied van half-axiaal- en centrifugaal (één)waaierpompen in relatie tot afmeting van de minimum kogel-doorlaat. Duidelijk blijkt, dat bij afvalwaterpompen de opvoerhoogte in het gebied met kleinere capaciteiten beperkt is.

— Drinkwatertransportleidingen zullen in het algemeen gedurende veel meer bedrijfsuren per jaar op maximum capaciteit werken dan afvalwaterleidingen. Het bij grote opvoerhoogten benodigde grote vermogen zal vaker en dus meer economisch worden benut.

— In de drinkwatersector is men gewend aan hoge drukken bij transportleidingen, omdat deze meestal lang zijn en in de distributienetten om te grote drukschommelingen bij de tappunten te voorkomen. De praktijk bij afvalwaterleidingen is dat men deze hoge opvoerhoogten veelal niet nodig heeft en in de meeste gevallen met opvoerhoogten tussen de 10 - 20 m waterkolom kan worden volstaan.

— Hoge drukken zullen in Nederlandse omstandigheden het gevolg zijn van hoge leidingweerstand door grote lengten en/of grote snelheden. De bijbehorende leidingkarakteristieken (zie sub. 5) zullen bij hoge drukken steil zijn met als gevolg dat bij samenwerking van meer pompen op één leiding de verhoudingen nog ongunstiger worden dan in sub 5 beschreven. (afb. 1).

Afb. 2 - Schematische indeling van de toepassingsgebieden voor centrifugaal- en half-axiaal (één) waaier pompen.



7. Pompenregime, inhoud vuilwaterkelder en draaitijden pompen

Als we te maken zouden hebben met één Q dan is er nauwelijks een probleem om de diameter van de leiding te bepalen; we kiezen de stroomsnelheid en uit de betrekking

$$v = \frac{Q}{\frac{1}{4} \pi D^2}$$

is de diameter te berekenen.

In de afvalwaterpraktijk is het echter niet zo simpel, zeker niet als we te maken hebben met gemengde rioolstelsels, waarbij de bemalingscapaciteit tijdens droog weer bij voorkeur ca. 1 d.w.a. zal bedragen en bij regen een veelvoud hiervan b.v. 3 d.w.a.

De verhouding tussen de 1 d.w.a. voor het heden en regenbemalingscapaciteit in de toekomst kan wel oplopen tot een verhouding van 1 op 6.

Uit de toelichting op de afb. 1 bleek reeds dat deze grote verschillen met meer pompen op één leiding niet goed zijn te realiseren. Hoe langer de leiding, hoe groter de benodigde opvoerhoogte en des te groter de problemen.

Ook uit wat is gezegd over de stroomsnelheden is te concluderen dat een verhouding tussen minimum en maximum pompcapaciteit meestal niet groter dan 1 op 3 kan zijn.

Een en ander leidt er toe dat we zullen proberen de Q min. zo dicht mogelijk bij de Q max. te kiezen. Hoe de keuze van Q min. en het

gebeuren in de vuilwaterkelder van het rioolgemaal met elkaar in verband staan moge uit het volgende blijken. Het te verwerken afvalwater stroomt op onregelmatige wijze de vuilwaterkelder van het gemaal binnen. Op de daguren van het jaar, waarvoor het stelsel wordt ontworpen en bij droog weer, noemen we deze nominale hoeveelheid q.

In de nachturen en in voorgelegen jaren, als het stelsel nog niet is volbelast, is de aanvoer geringer, stel βq ($\beta < 1$). De te installeren kleinste pompcapaciteit noemen we αq ($\alpha > 1$). In afb. 3 is aangegeven hoe de vuilwaterkelder van het gemaal door q wordt gevuld (in de tijd $t_b = 1$) en

door de pompcapaciteit αq wordt geleid (in de tijd $t_p = 1$). In deze voorstelling is gestippeld aangegeven de toestand welke ontstaat als de aanvoer niet q maar βq is (in het voorbeeld is $\beta = 0,1$); de vultijd wordt dan t_b en de ledigingstijd t_p genoemd.

Uit de continuïteits-overwegingen kunnen betrekkingen tussen de diverse grootheden worden afgeleid. Een aantal geef ik hier.

$$t_b = \frac{\alpha - \beta}{\beta} t_p$$

$$t_b = \frac{B}{\beta q}$$

(B is de inhoud van de vuilwaterkelder onder het inslagpeil van de kleinste pomp).

$$S = \frac{\beta}{\alpha t_p} = (\alpha - \beta) \cdot \frac{\beta}{\alpha} \cdot \frac{q}{B}$$

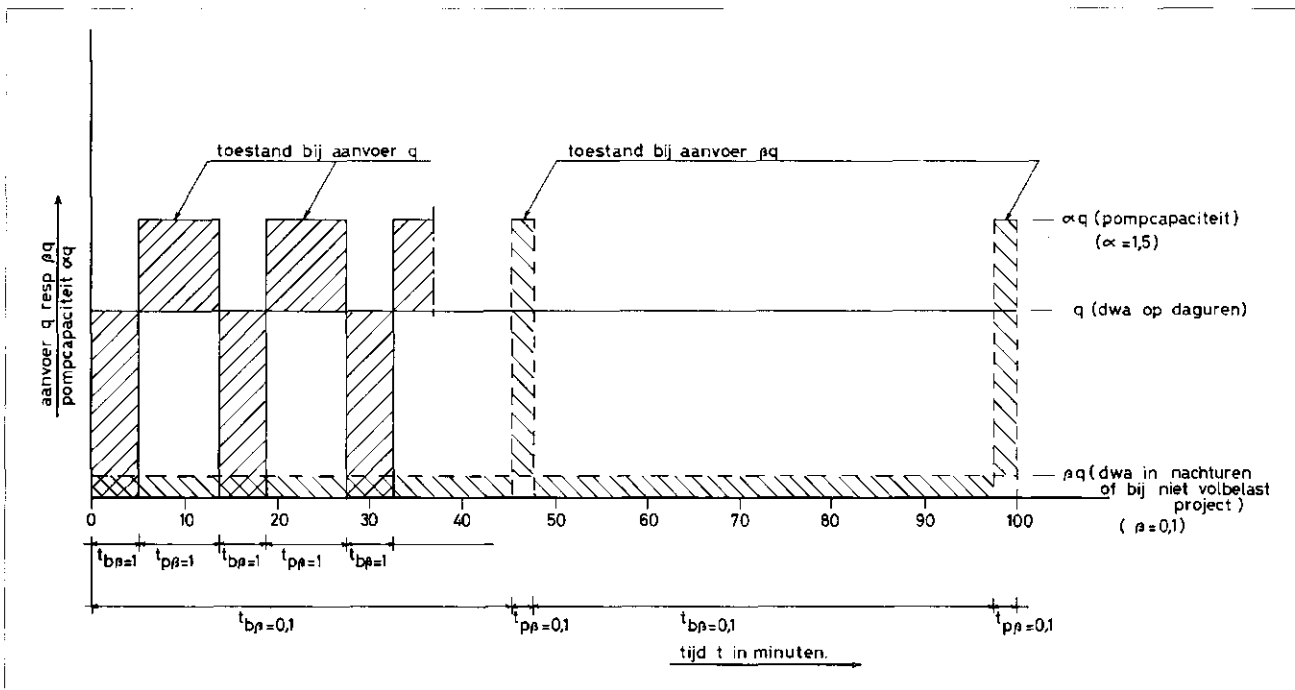
(S is het aantal schakelingen van de pomp per tijdseenheid).

Voor het geval dat de kelderinhoud (in m³s) gelijk is aan 1/20 van de in een uur door de kleinste pomp verpompte hoeveelheid (m³. h/h) en voor $\alpha = 1, 1\frac{1}{2}, 2$ en 3 en $\beta = 1, 0,5$ en $0,1$ is een en ander numeriek uitgewerkt.

α	$\beta = 1$			$\beta = 0,5$			$\beta = 0,1$			D = 0,05 αq x 1 uur
	t_b β	t_p β	S	t_b β	t_p β	S	t_b β	t_p β	S	
1	3	∞	0	6	6	5	30	3,3	1,8	0,05 q
1,5	4,5	9	4,4	9	4,5	4,4	45	3,2	1,2	0,075 q
2	6	6	5	12	4	3,7	60	3,1	1	0,1 q
3	9	4,5	4,4	18	3,6	2,8	90	3,1	0,6	0,15 q

t = in minuten; S = aantal per uur; q = m³ per uur; B = m³.

Afb. 3 - Voorstelling van het vullen en ledigen van de vuilwaterkelder.



Waar moet bij het doen van de keuze van de α_q , dus de kleinere pomp-capaciteit, nu op worden gelet?

1. Het afvalwater mag in de vuilwaterkelders niet te lang stilstaan. ($t_b < 1$ à 2 uren) in verband met anaërobie en stankbezwaar en om te veel afzettingen te voorkomen.
2. De inhoud van de vuilwaterkelder (B) moet niet te groot worden, omdat grote kelders onpraktisch en duur zijn.
3. De pomp moet minimaal een aantal minuten draaien $t_p > 3$ min.).
4. Het aantal schakelingen per uur (S) bij voorkeur niet te groot; afhankelijk van de electromotor is 6 à 10 schakelingen per uur een veilige grens.

Het geval $\alpha = 1$, dus wanneer de minimum pompcapaciteit precies gelijk is aan de aanvoer, zal de ontwerper van de zuiveringsinstallatie het best aanspreken.

Tijdens de daguren ($\beta = 1$) draait de pomp in principe continu; in de nachturen (b.v. ($\beta = 0,1$) staat de pomp 30 minuten stil en draait 3,3 minuten. De ontwerper van het gemaal en de persleiding zal meer voelen voor een grotere α . Als de maximum benodigde pompcapaciteit 3 d.w.a. is, zal hij zich het prettigst voelen met $\alpha = 3$; hij behoeft dan immers maar één pompcapaciteit te installeren, waardoor de installatie eenvoudiger wordt, de stroomsnelheid in de persleiding kan worden gekozen en het werkingsge-

bied van de pomp zo dicht mogelijk bij het maximum rendement wordt gelegd.

Afhankelijk van de omstandigheden, zoals het gegeven of de persleiding al of niet op een zuiveringsinstallatie is aangesloten en afhankelijk van het type van de installatie en op basis van kostenvergelijkingen zal er keuze moeten worden gedaan.

Het geval $\alpha = 2$ zal in vele gevallen goed aanvaardbaar zijn. Bij nominale aanvoer q slaat de pomp om de 6 minuten aan en werkt dan eveneens 6 minuten. Het aantal schakelingen per uur is slechts 5.

Tijdens de aanlooptijd van het project (b.v. $\beta = 0,5$) is de stilstand nog maar 12 minuten. In de nachturen draait de pomp toch nog 3 minuten; de stilstand van 60 minuten moet in dit geval worden geaccepteerd.

De inhoud van de vuilwaterkelder (in $m^3 \cdot s$) is $1/20$ van de in één uur verpompte hoeveelheid door de kleinste pompcapaciteit (in $m^3/$ uur) of in

dat geval $\frac{1}{10}$ van de d.w.a. hoeveelheid in één uur; deze orde van grootte komt overeen met die waar we aan gewend zijn.

8. Het bepalen van de diameter

Als gegevens kennen we nu

- de minimum en de maximum stroomsnelheid (0,5 à 0,6 resp. 1,5 à 2 m/sec.);
- de maximum drukhoogte (afhan-

kelijk van de capaciteit van de pomp 10 tot 40 mwk);

- de lengte van de persleiding;
- de verlangde maximum afvoer-capaciteit;
- de statistische opvoerhoogte;
- het leidingmateriaal met bijbehorende wrijvingscoëfficiënt.

De praktijk is, dat we de diameter kiezen, hierbij de leiding karakteristiek bepalen en nagaan of het gewenste pompenregime, bijvoorbeeld 1 d.w.a. - 3 d.w.a. of 2 d.w.a. - 3 d.w.a. kan worden gerealiseerd.

De verdere uitwerking is een wisselwerking tussen de mogelijkheden in het pompenregime en de leidingdiameters (leidingkarakteristieken).

Ten aanzien van de pompenregimes doen zich in het algemeen de volgende mogelijkheden voor:

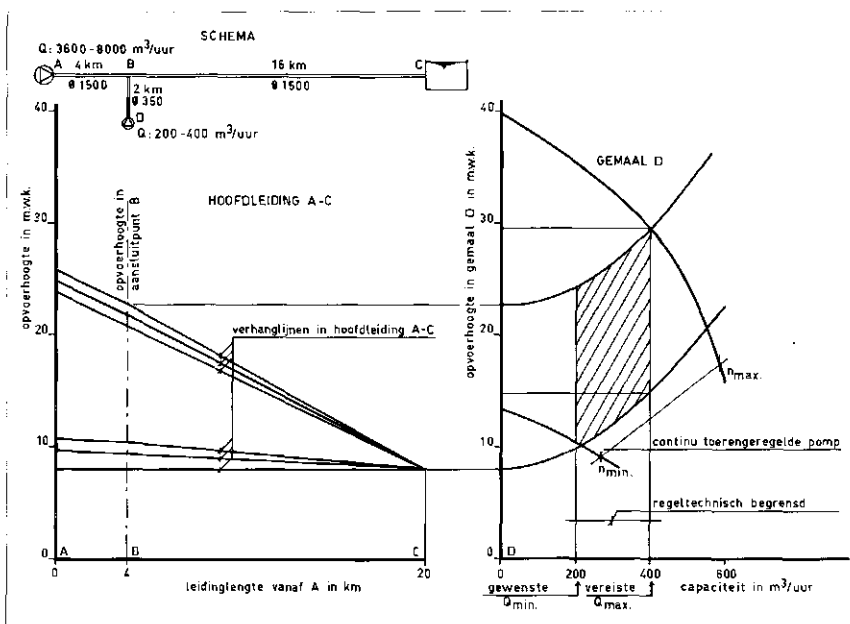
- één pomp van kleine capaciteit en één van grote capaciteit; de kleine pomp slaat uit als de grote pomp in werking komt;
- twee pompen van gelijke capaciteit welke samenwerkend het gewenste maximum debiet leveren;
- één pomp met volledig regelbaar toerental;
- één pomp met poolomschakelbare motor en 2 toerentallen.

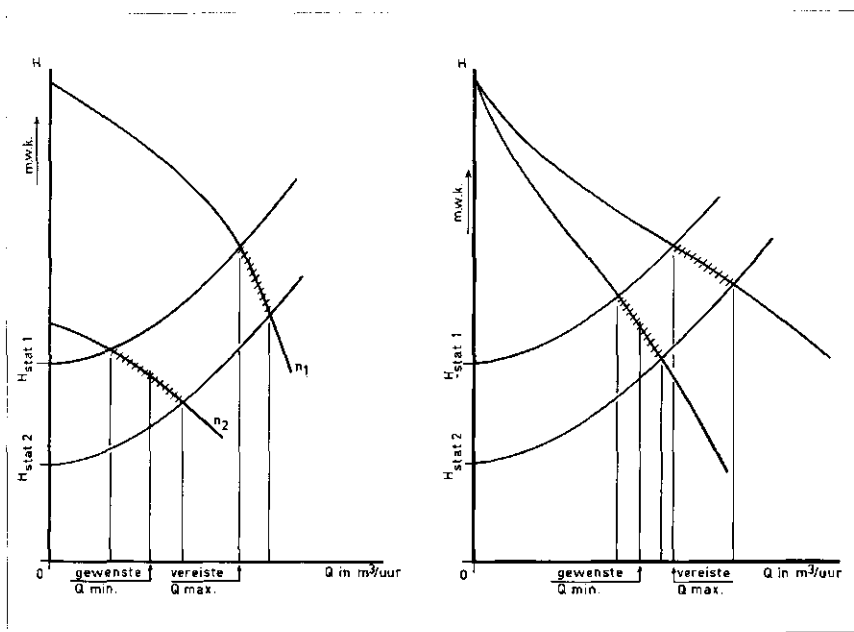
9. Het aansluiten van een secundaire leiding op een hoofdtransportleiding

Vooral als de transportleiding lang is, zal zich het geval kunnen voordoen dat men onderweg een secundaire persleiding op de hoofdleiding wil aansluiten. Zulk een aansluiting is mogelijk maar vraagt wel bijzondere voorzieningen. Wat is n.l. het geval? In de hoofdleiding zullen afhankelijk van het al of niet werken van de pompen drukken van verschillende grootte optreden. De pompen in het secundaire gemaal moeten de weerstand in de secundaire leiding overwinnen en bovendien ook de gewenste debieten opvoeren tegen de wisselende drukhoogten in de hoofdleiding.

Aan afb. 4 is te ontlenu dat in het geschetste geval ter plaatse van het aansluitpunt B in de hoofdleiding de druk varieert tussen 8 mwk bij niet werkend hoofdgemaal en 22 mwk bij op maximum capaciteit werkend hoofdgemaal. In de afbeelding zijn de twee leidingkarakteristieken van de secundaire leiding getekend voor de hierboven genoemde drukken in

Afb. 4 - Voorbeeld van het aansluiten van een leiding op een hoofdtransportleiding.





Afb. 5 - Voorbeelden van oplossingen voor pompregimes van gemalen welke injecteren in een andere leiding.

het aansluitpunt. Het is alsof de H_s van de secundaire leiding verhoogd wordt met respectievelijk 8 en 22 mwk. De pompen in het secundaire gemaal zullen het gearceerde gebied moeten bestrijken. In dit geval wil dat zeggen dat verlangd wordt dat 200 m³/uur wordt geleverd tegen 10 mwk en 24 mwk en tegen alle opvoerhoogten welke hiertussen kunnen optreden. Evenzo ligt de druk bij 400 m³/uur tussen 15 en 29 mwk.

In dit voorbeeld is een continu toerengeregelde pomp geïnstalleerd. Door het inbouwen van speciale regelapparatuur kan worden bereikt dat de pomp niet buiten het gearceerde gebied zal werken.

Het voert te ver om op dit moment dieper op deze materie in te gaan. Ik volsta met het geven van enige aanwijzingen voor de oplossing. Als uitgangspunt zal gelden dat de maximum vereiste capaciteit in ieder geval altijd moet kunnen worden bereikt. De gewenste minimum capaciteit zal niet altijd zijn te realiseren, terwijl afhankelijk van de omstandigheden en het gekozen systeem soms moet worden geaccepteerd dat de maximum capaciteit wordt overschreden.

— De eenvoudigste oplossing wordt verkregen door kunstmatig een statische opvoerhoogte te bewerken die gelijk is aan de hoogste druk in het aansluitpunt in de leiding waarop moet worden aangesloten. Men kan hierbij denken aan het verticaal omhoog voeren van de secundaire persleiding tot de gewenste H_s is bereikt.

Dit bedrijf is zeker, doch geeft energieverlies.

— Men kan één pomp met volledig geregeld toerental installeren (afb. 4).

— Eén pomp met poolomschakelbare motor en 2 vaste toerentallen kan afhankelijk van de omstandigheden een oplossing zijn (afb. 5 links).

— Ook kan soms een kleine pomp en een grote pomp worden geplaatst.

De kleine pomp zal de gevraagde minimum capaciteit leveren bij maximum opvoerhoogte; bij lagere opvoerhoogten zal zijn opbrengst groter zijn. De grote pomp zal de gevraagde maximum capaciteit leveren eveneens bij maximum opvoerhoogten; we moeten in dit geval dan accepteren dat bij kleinere opvoerhoogten de gevraagde maximum capaciteit wordt overschreden.

— Een systeem met twee gelijke pompen welke samen kunnen werken, behoort eveneens tot de mogelijkheden; ook weer mits de toleranties ten opzichte van de vereiste capaciteiten niet te klein zijn (afb. 5, rechts).

— Gaat het om kleinere debieten, denk aan 100 m³/uur en kleiner, dan kan worden gedacht aan het toepassen van roterende verdringerpompen. De verdringerpomp levert een bij benadering constant debiet dat onafhankelijk is van de opvoerhoogte; met andere woorden de pompkarakteristiek van de verdringerpomp loopt vrijwel verticaal.

10. De meest economische diameter en snelheid

Vooraf met betrekking tot drinkwater-

leidingprojecten wordt nogal eens aandacht gegeven aan het bepalen van de meest economische diameter. Men drukt dan de verschillende kosten uit als functie van de diameter. Van deze betrekking wordt het minimum bepaald door de eerste afgeleide naar de diameter gelijk nul te stellen. De zo berekende diameter geeft de laagste totale kosten.

Veel parameters spelen een rol; in feite te veel om in één betrekking op te schrijven. In de praktijk zullen afhankelijk van de beschouwde omstandigheden vele benaderingen en/of vóóronderstellingen worden ingevoerd. Vooral de rentevoet, afschrijvings termijn, stroomkosten en de prognose van de in de toekomst te verwerken hoeveelheden zijn van invloed op de uitkomst. Uit aldus uitgevoerde berekeningen blijkt dat de meest economische stroomsnelheid maar weinig varieert en veelal in de orde van 1 à 1,50 m/sec. ligt.

Bij afvalwater speelt altijd een rol dat het debiet door de leiding sterk van moment tot moment kan wisselen, dit in tegenstelling tot het debiet door transportleidingen voor drinkwater. Bij afvalwater zal het accent dan ook veel meer liggen op het vinden van een aanvaardbaar en realiseerbaar pompenregime binnen de grenzen welke aan de stroomsnelheden en drukhoogten, inhoud vuilwaterkelder enz. zijn gesteld. Beschouwingen over de meest economisch diameter zijn voor afvalwater dan ook buiten de realiteit.

11. Gefaseerde aanleg van leidingen

Er kunnen motieven zijn op grond waarvan men kan besluiten tot een gefaseerde aanleg van de leiding. Onder gefaseerde aanleg wordt verstaan dat in de plaats van één leiding van diameter D , nu een diameter D_1 wordt gelegd en na n jaren een tweede leiding met diameter D_2 .

Het kan natuurlijk zo zijn dat de verhouding tussen het minimum en het maximum af te voeren debiet van meet af aan zo groot is dat, rekening houdend met de aan de stroomsnelheden te stellen begrenzings, afvoer door één leiding niet mogelijk is; in zulk een geval zal men besluiten meteen twee parallel-leidingen aan te leggen.

Een gefaseerde uitvoering

— kan nodig zijn vooral als het te verwerken debiet in de toekomst sterk toeneemt;

- zal sterk afhangen van de waarde welke aan de prognoses kan worden toegekend;
- geeft in de toekomst een grotere veiligheid;
- en kan onder bepaalde omstandigheden financieel voordeel opleveren.

Bijna altijd zullen de totale aanlegkosten ($A_1 + A_2$) bij aanleg in twee fasen groter zijn dan de aanlegkosten zonder fasering (A). Het financieel voordeel met betrekking tot de aanlegkosten moet worden verkregen door de rentebesparing over de uitgestelde investering van de aanleg van de tweede leiding.

Bij een rentevoet r is de contante waarde van de aanlegkosten na n jaren voor de tweede leiding te berekenen. De kostenvergelijking wordt dan:

$$A - A_1 - \frac{A_2}{(1+r)^n} = c. \text{ Als } \alpha > 0$$

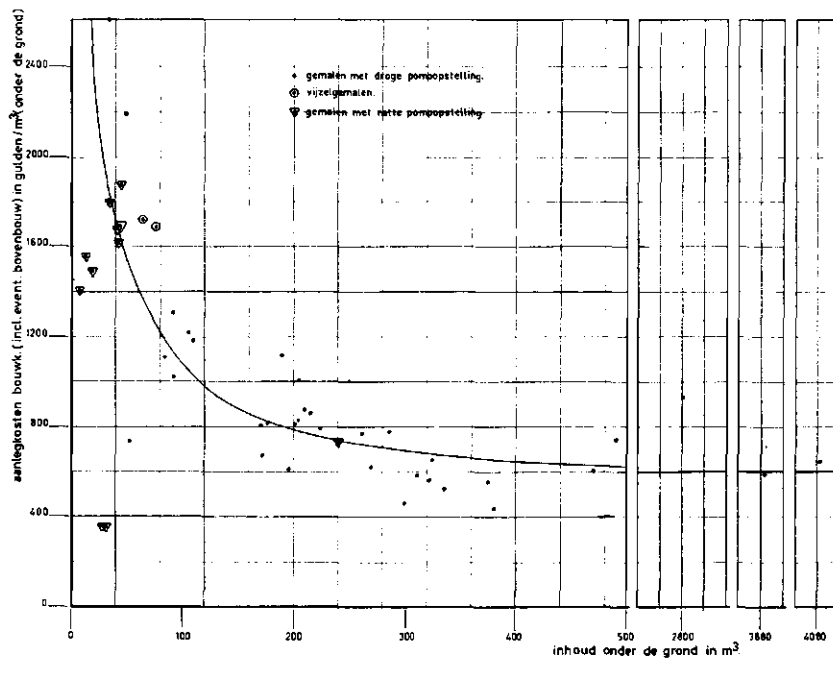
dan zijn de kapitaalkosten A hoger dan de som van de kapitaalkosten A_1 en de contante waarde van A_2 zodat dan fasering, althans in dit opzicht gunstiger is. Is $\alpha < 0$ dan geldt het omgekeerde. Zonodig kunnen bij deze overweging nog de eventuele besparing op stroomkosten en andere kostenaspecten worden betrokken.

Het leggen van een leiding in ons dicht bevolkte land is altijd weer een grote ingreep. Daarom zal men, als op grond van prognoses een tweede leiding binnen 5 à 10 jaren nodig zou zijn en als de prognoses voldoende hard zijn, veelal besluiten de tweede leiding reeds gelijk met de eerste leiding aan te leggen ook al zou dit financieel ongunstiger zijn.

12. Aanlegkosten

Het gespecificeerd begroten van de aanlegkosten van een project geeft meestal niet de grootste problemen. Moeilijker wordt het als meer oplossingen op financiële basis moeten worden vergeleken waardoor, omdat de tijd hiervoor vaak ontbreekt, niet al te diep op iedere oplossing afzonderlijk kan worden ingegaan.

In de praktijk betekent dit veelal dat met behulp van ervaringscijfers voor diverse grotere eenheden kosten worden begroot. Het belangrijkste is natuurlijk dat de voor de onderzochte mogelijkheden verkregen aanlegkosten etc. vergelijkbaar zijn, anderzijds zal de orde van grootte van de bedragen in absolute zin ook reëel dienen te zijn.



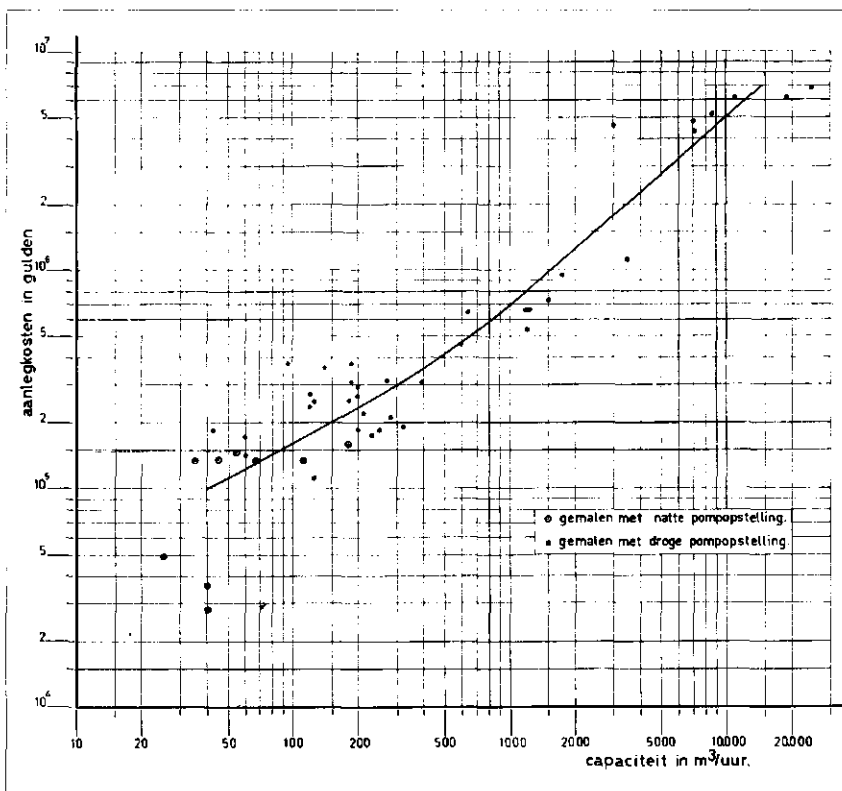
Afb. 6 - Aanlegkosten van het bouwkundig gedeelte van gemalen per m^3 ondergronds gedeelte in relatie tot het aantal m^3 's onder de grond:

A_B — in relatie tot I .

A_B = aanlegkosten (inkl. eventuele bovenbouw) bouwkundige gedeelte in gulden.
 I = totale inhoud van het ondergrondse gedeelte in m^3 's.

Iedere ontwerper verzamelt voor dit voor een bepaalde eenheid de prijs doel praktijkgegevens. Als men dit zeer sterk kan variëren afhankelijk doet ontdekt men telkens weer dat van allerlei bijkomende omstandig-

Afb. 7 - Totale aanlegkosten van eenemaal in relatie tot de capaciteit.



heden. Voor een enigszins ingewijde is dit natuurlijk niet nieuw. De praktijk zal zijn dat men zo berekend mogelijk een hoog, laag of gemiddeld bedrag uit het arsenaal kiest. Enkele voorbeelden van globale gegevens waar ik mee werk geef ik in de afb. 6 t/m 9.

Om de spreiding duidelijk te illustreren en om de relatieve waarde van de relaties die ik met een kromme aangaf te accentueren zijn ook enkele praktijkwaarden individueel aangegeven. De informatie hebben betrekking op gedurende de laatste jaren uitgevoerde werken waarbij de aanlegkosten zo goed mogelijk vergelijkbaar zijn gemaakt voor het jaar 1972.

De aanlegkosten zijn inclusief ontwerp- en directiekosten, (afhankelijk van de grootte en aard van het object 8 à 12 %), vergoedingen voor zakelijke rechten enz. en O.B. (14 %), doch exclusief bedragen voor grond-aankopen.

De gegevens betreffen de volgende onderdelen.

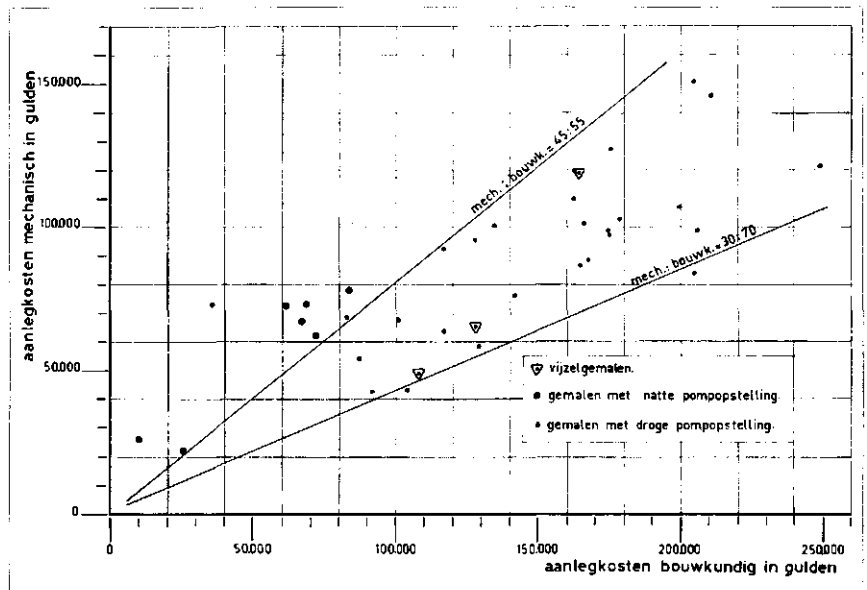
Afb. 6: aanlegkosten (inclusief de eventuele bovenbouw) van het bouwkundig gedeelte van gemalen per m³ in relatie tot het aantal m³'s onder de grond.

N.B. De kosten van de bovenbouw zijn wel verdisconteerd in de prijs maar niet in het aantal m³'s. Het zal duidelijk zijn dat de spreiding in verticale zin het gevolg is van vele factoren zoals funderingswijze, situatie, al of niet aanwezig zijn van een bovenbouw enz.

Afb. 7: De totale kosten van aanleg van eenemaal in relatie tot de capaciteit. De hier vertoonde spreiding is het gevolg van de hierboven genoemde factoren, de manometrische opvoerhoogte van de installatie en de omstandigheid of het bouwkundig gedeelte van hetemaal geschikt is voor uitbreiding van de capaciteit.

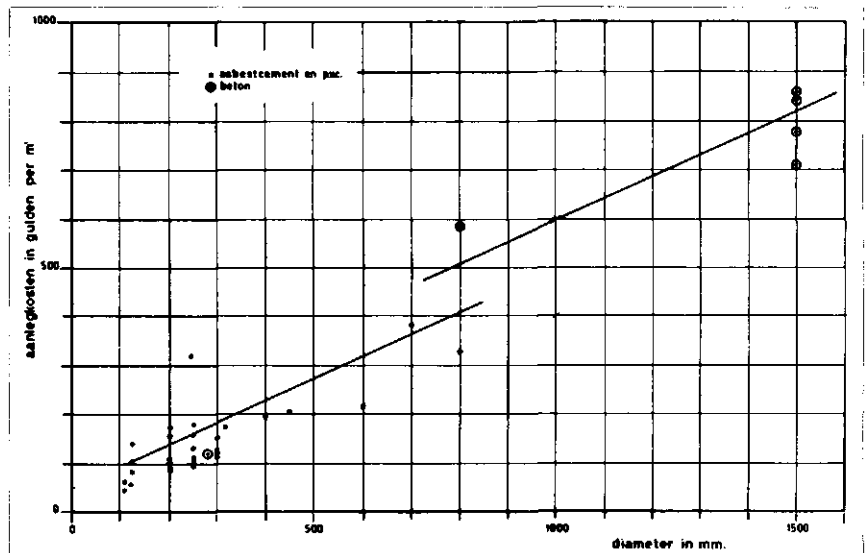
Afb. 8: De aanlegkosten van het mechanisch-electrische gedeelte in relatie tot de aanlegkosten van het bouwkundig gedeelte. Uit deze voorstelling kan worden geconcludeerd dat de verhouding tussen beide bouw-sommen in het algemeen zal liggen tussen 30 : 70 en 45 : 55.

Afb. 9: De aanlegkosten per m' leiding in relatie tot de diameter en het buismateriaal. In de prijzen zijn niet begrepen de kosten voor paalfunderingen, voor bijzondere kruis-



Afb. 8 - Aanlegkosten van het mechanisch-electrische gedeelte in relatie tot de aanlegkosten van het bouwkundig gedeelte.

Afb. 9 - Aanlegkosten per m leiding in relatie tot de diameter en het buismateriaal.



gen als doorpersingen, grote zinkers en bijzondere dijkkrusingen; eenvoudige wegkrusingen e.d. zitten wel in de prijs.

De gegevens betreffen de materialen asbestcement en p.v.c. voor diameters kleiner dan ongeveer 800 mm en buizen spanbeton met diameter groter dan ongeveer 800 mm. Ook hier blijkt duidelijk welke spreiding in de praktijk kan optreden.

De beide aangegeven lijnen voldoen aan de volgende betrekkingen.

Asbestcement en p.v.c. $D < \infty 0,80 \text{ m}$
 $A = 50 + 450 D$.

Spanbeton $D > \infty 0,80 \text{ m}$
 $A = 150 + 450 D$.

Waarin A = aanlegkosten in gulden

per m' leiding en D de leiding-diameter in m'.

13. Jaarlijkse kosten

Wanneer de jaarlijkse kosten worden bepaald moeten o.m. vóóronderstellingen worden gedaan voor het per jaar te verwerken aantal m³'s water en de draaitijden van de pompen. Over deze onderwerpen geef ik daarom wat nadere informatie. Met nadruk stel ik dat een en ander van geval tot geval zal verschillen; de voorbeelden moeten slechts worden gezien als illustraties van mogelijke benaderingen.

13.1. Aantal m³'s per jaar

Het drinkwaterverbruik in thans ge-

middeld 110 l/inw./etm.; prognoses voor het jaar 2000 gaan uit van 200 l/inw./etm. Hiervan komen de hoeveelheden bestemd voor autowassen, tuinbeproeijing en lekwater (20 respectievelijk 35 l/inw./etm.) niet via de riolering tot afvoer. Voor heden en voor het jaar 2000, kan derhalve worden gerekend op gemiddeld respectievelijk 90 en 165 l/inw./etm. Afhankelijk van de streek en andere factoren zullen de werkelijke cijfers hiervan uiteraard afwijken.

De in de laatste decennia gebruikelijke norm voor de afvoer is 100 l/inw./etm. Hiervan uitgaande wordt per inwoner 36,5 m³ afvalwater per jaar geproduceerd.

Voor gescheiden rioleringsstelsels zou men deze hoeveelheid kunnen verhogen tot b.v. 50 m³/jaar in verband met lekwater en foutieve regenwaterkolken- en drain-aansluitingen. Voor de toekomst zou men dit op 75 m³ per jaar kunnen stellen.

In een gemengd rioleringsstelsel zal behalve de 36,5 m³ afvalwater ook regenwater worden verwerkt. Uitgaande van 40 m² verhard oppervlak per inwoner en aannemend dat 90 % van de gemiddelde regenval à 690 mm per jaar door de riolering wordt afgevoerd, moet dit stelsel $36,50 + 0,9 \times 40 \times 0,69 = 36,5 + 25$ is ongeveer 60 m³ per inw./jaar verwerken. Voor de toekomst zou dit ca. 85 m³ per inw./jaar worden.

Als het verhard oppervlak 35 % van de totale oppervlakte bedraagt kan worden becijferd dat per ha totaal oppervlakte kan worden gerekend met ca. 90 inwoners waarvan bij een gemengd rioolstelsel ca. 5000 m³ per jaar moet worden afgevoerd.

Foto 6. Een gemaal met een buffertoren.

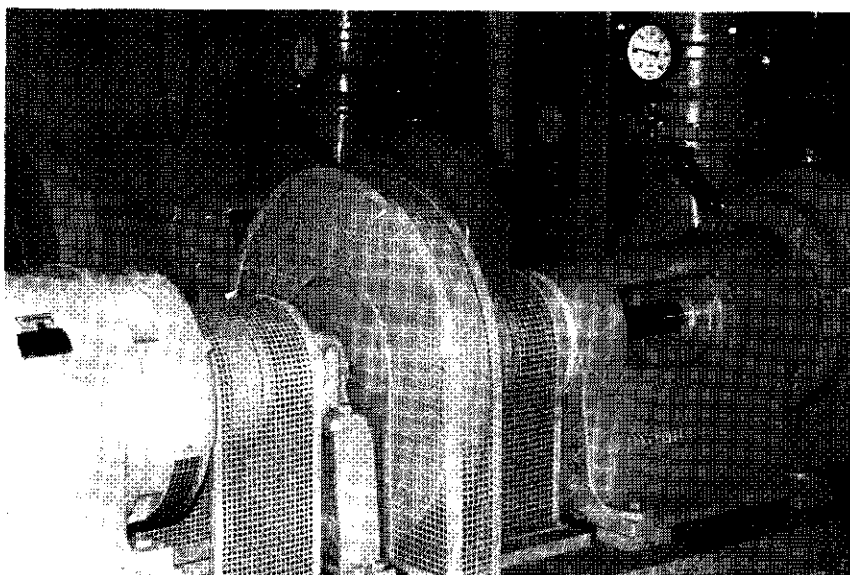
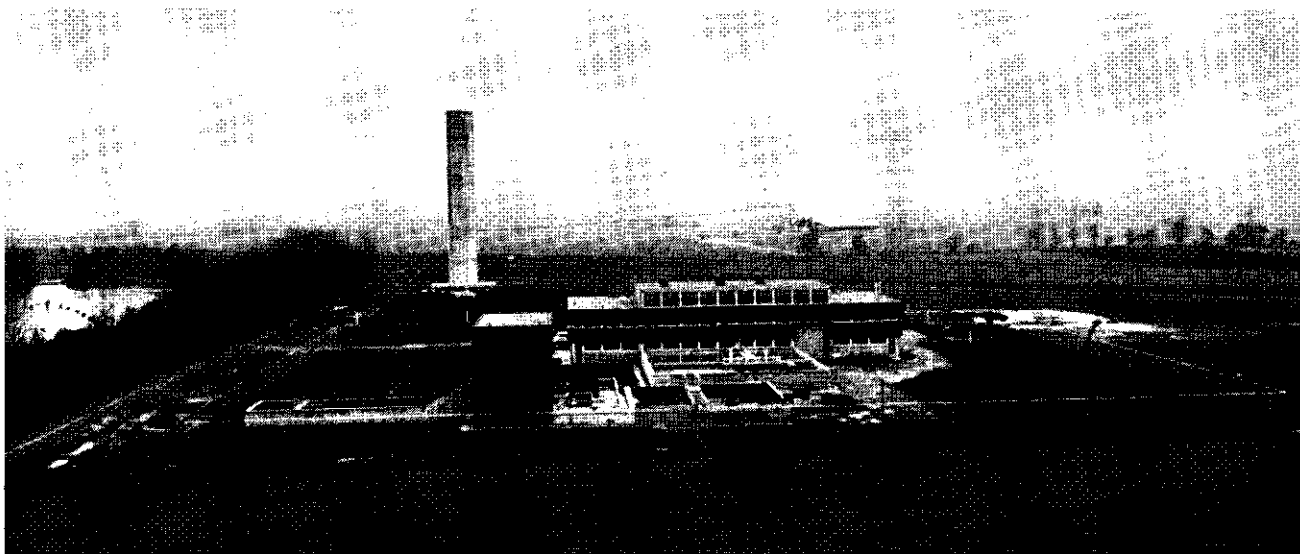


Foto 5. Een pompinstallatie met vliegwheels.

Industrieterreinen zijn in het algemeen voorzien van een gescheiden rioleringsstelsel. De hoeveelheden afvalwater variëren uiteraard van geval tot geval.

In die gevallen dat men niet over gegevens beschikt wordt wel uitgegaan van een afvalwaterproduktie van 2,5 m³ per uur per ha totaal oppervlak. De per jaar te verwerken hoeveelheid komt dan in de orde van 7000 m³ per ha totaal oppervlak.

Al deze cijfers zijn natuurlijk zeer arbitrair en geven slechts een orde van grootte aan. Voor voorlopige ontwerpen en kostenvergelijkingen zal men de uitgangspunten zo goed als mogelijk moeten kiezen. Voor het opstellen van een definitief ontwerp zal indien mogelijk van beter gefundeerd materiaal moeten worden uitgegaan.

13.2. Aantal draaiuren van de pompen per jaar

Een schatting van de draaiuren van de pompen kan als volgt worden gemaakt.

Aangenomen wordt dat de d.w.a. in 10 uren per etmaal wordt afgevoerd. Stelt men het aantal draaiuren van de regenpomp op R en neemt men aan dat de helft van dit aantal draaiuren samenvalt met de d.w.a. afvoer dan kan voor een pompenregime 1 d.w.a. - 3 d.w.a. (1 d.w.a./inw. = 0,01 m³/uur) de volgende vergelijking worden opgeschreven.

$$(365 \cdot 10 - \frac{1}{2} R) 0,01 + R \cdot 0,03 = 60 \text{ m}^3$$

waaruit volgt $R = 940$ uur terwijl de 1 d.w.a. pomp $3650 - \frac{1}{2} \cdot 940 = 3180$ uur werkt.

Voor een pompenregime 2 d.w.a. -

3 d.w.a. geeft dit $R = 1170$ uur, terwijl de 2 d.w.a. pomp draait 1240 uur.

Ook voor de d.w.a. cijfers van de toekomst (bijv. $0,0165 \text{ m}^3/\text{uur}$) kunnen deze berekeningen worden uitgevoerd. Wel moeten we daarbij bedenken, dat de maximum pompcapaciteit is opgebouwd uit de d.w.a. + overcapaciteit. Voor b.v. heden is voor vele gevallen hiervoor te stellen $0,01 + 0,02 = 0,03 \text{ m}^3/\text{uur/inw.}$ (3 d.w.a.). Voor de toekomst zal de maximum pompcapaciteit onder vergelijkbare omstandigheden worden $0,0165 + 0,02 = 0,0365 \text{ m}^3/\text{uur/inw.}$ (2,2 d.w.a.).

Het aantal draaiuren per jaar van de pompen kan worden gesteld op globaal:

pompenregime 1 d.w.a. - 3 d.w.a.;

1 d.w.a. pomp 3200 uur

3 d.w.a. pomp 1000 uur

pompenregime 2 d.w.a. - 3 d.w.a.;

2 d.w.a. pomp 1200 uur

3 d.w.a. pomp 1200 uur

13.3. Energiekosten

De kosten van de energie nodig om het water door de leiding te vervoeren vormen geen dominerende factor in de jaarlijkse kosten. Toch zal het schatten van de hiermede gemoeide bedragen in bepaalde gevallen nodig zijn.

Het opvoeren van 1 m^3 water over 1 m hoogte vraagt aan energie 1000 $\frac{0,00272}{\eta}$

— kJm = — kWh, waarbij

η het totale rendement van trafo's, motoren en pompen.

Bij een pompcapaciteit van $Q \text{ (m}^3/\text{h)}$, een prijs van 1 kWh van e (gulden) is bij een verhang van $I \text{ (m/m)}$ en een leidinglengte $L \text{ (m)}$ het energieverbruik bij T draaiuren per jaar:

$$E = 2,72 \cdot 10^{-3} \frac{e}{\eta} \cdot Q \cdot I \cdot L \cdot T \text{ gulden/jaar,}$$

of als we voor $I \cdot L$ invullen de opvoerhoogte $H \text{ (in m')}$

$$E = 2,72 \cdot 10^{-3} \frac{e}{\eta} \cdot Q \cdot H \cdot T \text{ gulden/jaar.}$$

De energiekosten per m^3 worden

$$\frac{E}{QT} = 2,72 \cdot 10^{-3} \frac{e}{\eta} \cdot H.$$

Voor $e = 0,07 \text{ fl/kWh}$, $\eta = 0,7$ en een gemiddelde $H = 10 \text{ m}$ wordt de energieprijzen in dit voorbeeld globaal $0,3 \text{ ct/m}^3$.

13.4. Jaarlijkse kosten

De jaarlijkse kosten zijn in hoofdzaak opgebouwd uit kosten voor:

- rente;
- afschrijving;
- onderhoud en bediening;
- energie;
- verzekering.

Over de rente zal ik slechts opmerken dat op dit moment bij vergelijkbare berekeningen meestal wordt uitgegaan van een rentevoet van 8%.

De bedragen voor afschrijving volgen uit de gehanteerde afschrijvingstermijnen. Voor de pompgemalen en leidingen wordt meestal gerekend met termijnen van 40 tot 50 jaren. In de meeste gevallen zal de technische levensduur van deze objecten deze termijnen wel halen. Steeds meer zien we gebeuren dat de praktische levensduur in onze dynamische tijd korter is en wordt bepaald door planologische overwegingen, technische ontwikkelingen en politieke beslissingen. In dit verband is een periode van 50 jaar wel lang en lijkt 40 jaar reëler. Voor de mechanisch-electrische installaties worden afschrijvingstermijnen gehanteerd van 15 tot 25 jaren. De keuze van kortere afschrijvings-termijnen wordt tegenwoordig gemakkelijk door de hoge rentevoet. Uit onderstaand staatje blijkt dat de annuïteiten bij een rente van 8% relatief minder toenemen bij kortere termijnen dan bij 4% rente.

Annuïteiten in % van de aanlegkosten

	15 j.	20 j.	25 j.	40 j.	50 j.
4 %	8,99	7,36	6,4	5,05	4,66
8 %	11,68	10,18	9,37	8,39	8,17

Voor een verhouding tussen de kosten van het bouwkundige gedeelte en het mechanische gedeelte van 6:4 (zie afb. 8) en afschrijvingstermijnen van respectievelijk 40 en 20 jaren wordt het bedrag voor rente en afschrijving 9%.

Voor de werkelijke kosten van onderhoud en bediening zijn nog weinig gegevens bekend. De volgende percentages van de aanlegkosten (A) worden in begrotingen gebruikt.

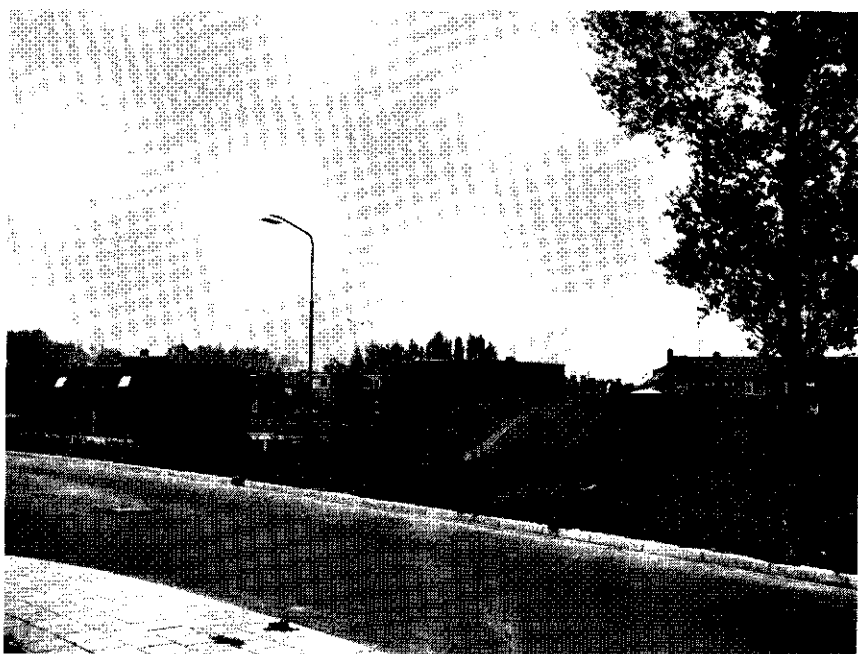
	onderhoud	bedrijfsvoering
bouwk. gedeelte	0,5% A_b)*	1 %
mech. electr. ged. leidingen	1-2% A_m)*	1 %
	0,5-1%	—

* bouwk. + mech. electr. gedeelte gem. 1,8% A totaal

De energiekosten zijn in principe opgebouwd uit een jaarlijks te betalen vastrecht en een vergoeding voor de afgenomen kWh-en.

De energiekosten ook in procenten van de aanlegkosten variëren natuurlijk sterk en zijn afhankelijk van de grootte van het object en de geïnstalleerde vermogens. De orde van grootte van deze kosten ligt tussen 0,5 en 1,5% van de aanlegkosten van hetemaal.

Foto 7.



De hoogte van de premies voor verzekeringen wordt voornamelijk bepaald door de onderdelen en de wijze waarop de onderdelen zijn verzekerd. Voor begrotingsdoeleinden kan met 0,2% van de aanlegkosten worden gerekend.

Het voorgaande kan, met alle genoemde restricties als volgt worden samengevat.

	ge- malen	pers- lei- dingen
Rente (8%) en afschrijving	9	8,4
Onderhoud	1	0,8
Bedrijfsvoering	1	0,3
Stroomkosten	1	
Verzekeringen	0,2	0,2
Totaal	12,2%	9,7%

Voor gemalen wordt dan ook wel gerekend met 12% en voor leidingen met 10% van de aanlegkosten.

Als een gedeelte van de aanlegkosten uit subsidiebedragen afkomstig is, hoeft over dit gedeelte natuurlijk de rente en de afschrijving niet te worden gerekend.

14. De m³-prijs

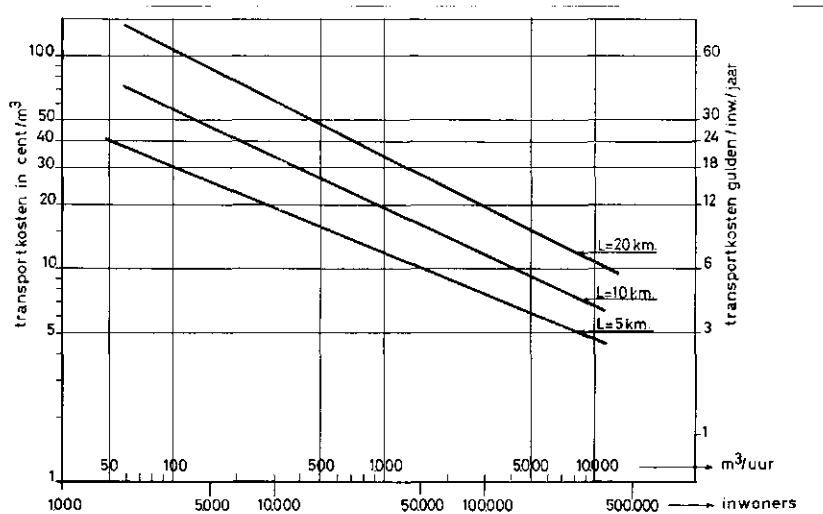
Het over afstand transporteren van afvalwater is niet goedkoop. Een interessant gegeven is de prijs welke moet worden betaald om 1 m³ afvalwater over een bepaalde afstand te verpompen.

In afb. 10 is een orde van grootte aangegeven voor deze prijs met alle voorbehouden met betrekking tot de nauwkeurigheid welke reeds eerder zijn genoemd. In de prijs zijn begrepen de vaste- en variabele jaarlijkse kosten van het gemaal en de leiding. De tendens is duidelijk, grote eenheden leveren een aanmerkelijk lagere prijs per m³ dan de gemalen met geringe capaciteiten. Voor het geval dat de geïnstalleerde capaciteit 3 x de d.w.a. à 100 l/inw./etm. bedraagt is in afb. 10 tevens aangegeven de jaarlijkse kosten voor het transport per inwoner.

15. Slotopmerkingen

15.1. — Hiertoe verleid door gunstige stroomtarieven wordt soms besloten een gemaal in de z.g.n. spertijden buiten werking te houden.

Voor de bemaling van een gescheiden rioleringsstelsel is dit soms wel te



Afb. 10 - Transportkosten per m³ respectievelijk jaarlijkse kosten per inwoner in relatie tot de capaciteit van het gemaal respectievelijk het aantal inwoners en de afstand.

N.B. De kosten betreffen doorsnee omstandigheden; aanzienlijke afwijkingen kunnen bij afwijkende omstandigheden optreden.

motiveren, doch met betrekking tot een gemengd rioleringsstelsel is dit standpunt onjuist. Immers de vigerende berekeningsmethode van de overstortingsfrequentie gaat ervan uit, dat de pompcapaciteit volledig beschikbaar is en in werking komt bij het begin van de neerslag.

— Uit het bovenstaande kan tevens worden geconcludeerd dat een afvalwatergemaal niet met handbediening mag worden bedreven; het moet volledig automatisch en wel afhankelijk van het wateraanbod worden bestuurd.

— Vooral voor lange en grote transportleidingen moet worden nagegaan of waterslagbeveiligingen nodig zijn. Meestal worden hiervoor, indien nodig, vliegwielen, buffertorens of windketels toegepast. De laatste jaren is over dit onderwerp nogal wat geschreven. Literatuur 3 is in dit verband zeer instructief.

Literatuur

1. Rapport van de Commissie riolering en waterverontreiniging van de afdeling voor gezondheidstechniek van het Koninklijk Instituut van ingenieurs - H₂O nr. 12 - 1972; pag. 248.
2. Huisman, Prof. Ir. L. *Stromingsweerstand in leidingen*. Mededeling nr. 14 van het KIWA.
3. De Vries, Ir. A. H. *Het dimensioneren van buffertorens en windketels*. Land en water nr. 2 - 1972.
4. Bucksteeg, Klaus. Beitrag zum Thema: Baukosten von Kläranlagen. Gas und Wasserfach, Ausgabe Wasser und Abwasser, 112 (71) Heft 3.
5. Sickert, Eberhard. *Bau- und Betriebskosten von biologischen Kläranlagen, Entwicklungen und Folgerungen*. Gas und Wasserfach, Ausgabe Wasser und Abwasser, 113 (1972) Heft 6.
6. Zeper, Ir. J. *Kostenaspecten*. H₂O nr. 22 - 1970.
7. Maas, Ir. H. D. M. *Over de meest gunstige plaats van regionale rioolwaterzuiveringsinstallaties*. H₂O no. 14, 1971.

15.2. — Besproken zijn enkele technische aspecten, welke een rol spelen bij het ontwerpen van afvalwater pompgemalen met persleidingen.

— Voorts zijn numerieke informaties gegeven. Deze waarden zijn gebaseerd op vóóronderstellingen; de nauwkeurigheid of betrouwbaarheid van deze informaties is uiteraard gerelateerd aan die van de vóóronderstellingen.

— De genoemde aanlegkosten betreffen het prijspeil 1972 en zijn inclusief de kosten voor het maken van de plannen en de directievoering en inclusief de omzetbelasting.

De gegevens zijn ontleend aan voorbeelden uit de praktijk. Daar waar individuele waarden zijn vermeld blijkt reeds hoe groot de spreiding kan zijn. Met nadruk moet er dan ook op worden gewezen dat ten opzichte van de door krommen aangegeven relaties in de praktijk aanzienlijke afwijkingen kunnen voorkomen.