

POLITECHNIKA WARSZAWSKA

Wydział
Inżynierii Sanitarnej i Wodnej



ROZPRAWA DOKTORSKA

mgr inż. Macieja Ways

pt. „Podstawy i zasady projektowania
kanalizacji ciśnieniowej”

WARSZAWA
1980

POLITECHNIKA WARSZAWSKA

Wydział Inżynierii Sanitarnej i Wodnej

Instytut Zaopatrzenia w Wodę i Budownictwa Wodnego

mgr inż. MACIEJ WAYS

PODSTAWY I ZASADY PROJEKTOWANIA KANALIZACJI CISNIENIOWEJ

Rozprawa doktorska

Promotor:

prof. dr MAREK ROMAN

Warszawa - luty 1980

1. Przedmiot, cel i zakres pracy.	3
2. Charakterystyka systemu kanalizacji ciśnieniowej.	6
3. Dotychczasowy stan prac dotyczących badań, projektowania i eksploatacji kanalizacji ciśnieniowej.	12
4. Sformułowanie podstawowych zagadnień związanych z projektowaniem systemu.	27
5. Analiza rozwiązań urządzeń zbiornikowo-tłocznych oraz zasady ich obliczania.	36
6. Ustalenie zakresu prędkości ścieków w kanałach ciśnieniowych.	48
7. Analiza wahań przepływów w sieci i problem przepływów obliczeniowych w funkcji okresowej pracy urządzeń.	64
8. Hydrauliczne podstawy obliczeń sieci kanalizacji ciśnieniowej.	82
9. Realizacja numeryczna obliczenia systemów ciśnieniowych.	87
10. Zużycie energii przez urządzenia zbiornikowo-tłoczne.	93
11. Wprowadzenie do zagadnień optymalizacji kanalizacji ciśnieniowej.	99
12. Podsumowanie i wnioski.	121
13. Piśmiennictwo.	124

1. Przedmiot, cel i zakres pracy

Celem niniejszej pracy jest teoretyczne opracowanie podstaw i zasad projektowania niestosowanego dotychczas w Polsce systemu kanalizacji ciśnieniowej. System ten, będący jednym z wariantów kanalizacji o przepływie wymuszonym, ma w swoim współczesnym kształcie bardzo krótką, sięgającą zaledwie kilkunastu lat historię. Prace prowadzone na ten temat w niektórych krajach zachodnich, głównie w USA i RFN, nie doczekały się dotychczas kompleksowych opracowań. Nieliczne dotyczące tego tematu publikacje, które ukazały się do chwili obecnej, zawierają niewiele konkretnych informacji dotyczących projektowania i eksploatacji tego rodzaju kanalizacji. W dostępnym piśmiennictwie brak jest również materiałów o charakterze wytycznych do projektowania, określających jednocześnie optymalny zakres stosowalności sieci kanalizacji ciśnieniowej.

Ze względu na stosunkowo krótką historię kanalizacji ciśnieniowej, suma doświadczeń z prac prowadzonych przez różne ośrodki nie jest z pewnością zbyt wielka. Można jednak przypuszczać, że ze względu na nowatorskie rozwiązania i znaczne potencjalne możliwości obniżenia kosztów kanalizacji, znaczna część istotnych informacji nie jest po prostu ujawniana ze względu na konkurencję. Należy tu jednak zaznaczyć, że zalety kanalizacji ciśnieniowej w stosunku do grawitacyjnej zostały w pełni docenione i w tym zakresie publikowane opinie są raczej jednobrzmiące. Dodatkowo cechy kanalizacji ciśnieniowej w stosunku do grawitacyjnej uwidaczniają się szczególnie przy kanalizowaniu obszarów o specyficznym charakterze, gdzie kanalizacja grawitacyjna byłaby ze względu na znaczne zagłębienia trudna do zrealizowania.

Zakres niniejszej pracy ograniczony jest do rozważań teoretycznych, dotyczących podstawowych zagadnień związanych z projektowaniem systemów kanalizacji ciśnieniowej i został sformułowany szczegółowo w rozdz. 4. Uzyskane na drodze teoretycznej wyniki powinny jednak wystarczyć do zaprojektowania pierwszych tego typu systemów w kraju, co pozwoliłoby na kontynuowanie badań, z wykorzystaniem danych uzyskanych na drodze eksperymentalnej.

Celowość podjęcia tematu wynika z dwóch zasadniczych przesłanek:

- pozytywnych opinii dotyczących aspektów ekonomicznych zastosowania kanalizacji ciśnieniowej, przy jednoczesnym spełnieniu przez to rozwiązanie podstawowych wymogów użytkowych / patrz rozdz. 2 i 3/.
- znacznych potencjalnych możliwości zmniejszenia nakładów na systemy kanalizacyjne, przez właściwe wykorzystanie kanalizacji ciśnieniowej, w świetle ogromnych potrzeb istniejących w kraju w tym zakresie.

Dodatkowe przesłanki, przemawiające za celowością prowadzenia prac badawczych w dziedzinie kanalizacji ciśnieniowej, wynikają z praw obiektywnie rządzących rozwojem nauki i techniki. W wyniku działalności człowieka, procesy naturalne zastępowane są sztucznymi, a siły przyrody - wytworzoną przez niego w sposób kontrolowany - energią. Pierwsze systemy wzdociągowe opierały się na grawitacyjnym spływie wód, ewentualnie zasilane były przez studnie artezyjskie. Kanalizacja z natury rzeczy rozwijała się później, naśladując niejako pierwotne systemy zaopatrzenia w wodę. W każdym bowiem przypadku, zastosowanie nowego rozwiązania jest kwestią przekroczenia określonych barier techniczno-ekonomicznych.

Na podstawie dostępnych informacji można właśnie przypuszczać że w chwili obecnej kanalizacja ciśnieniowa ma szanse stać się w niektórych przypadkach konkurencyjną w stosunku do grawitacyjnej. Z drugiej jednak strony obecna sytuacja energetyczna może nie sprzyjać temu. Z tego też powodu konieczne jest zwrócenie odpowiedniej uwagi na aspekty energetyczne związane ze stosowaniem kanalizacji ciśnieniowej.

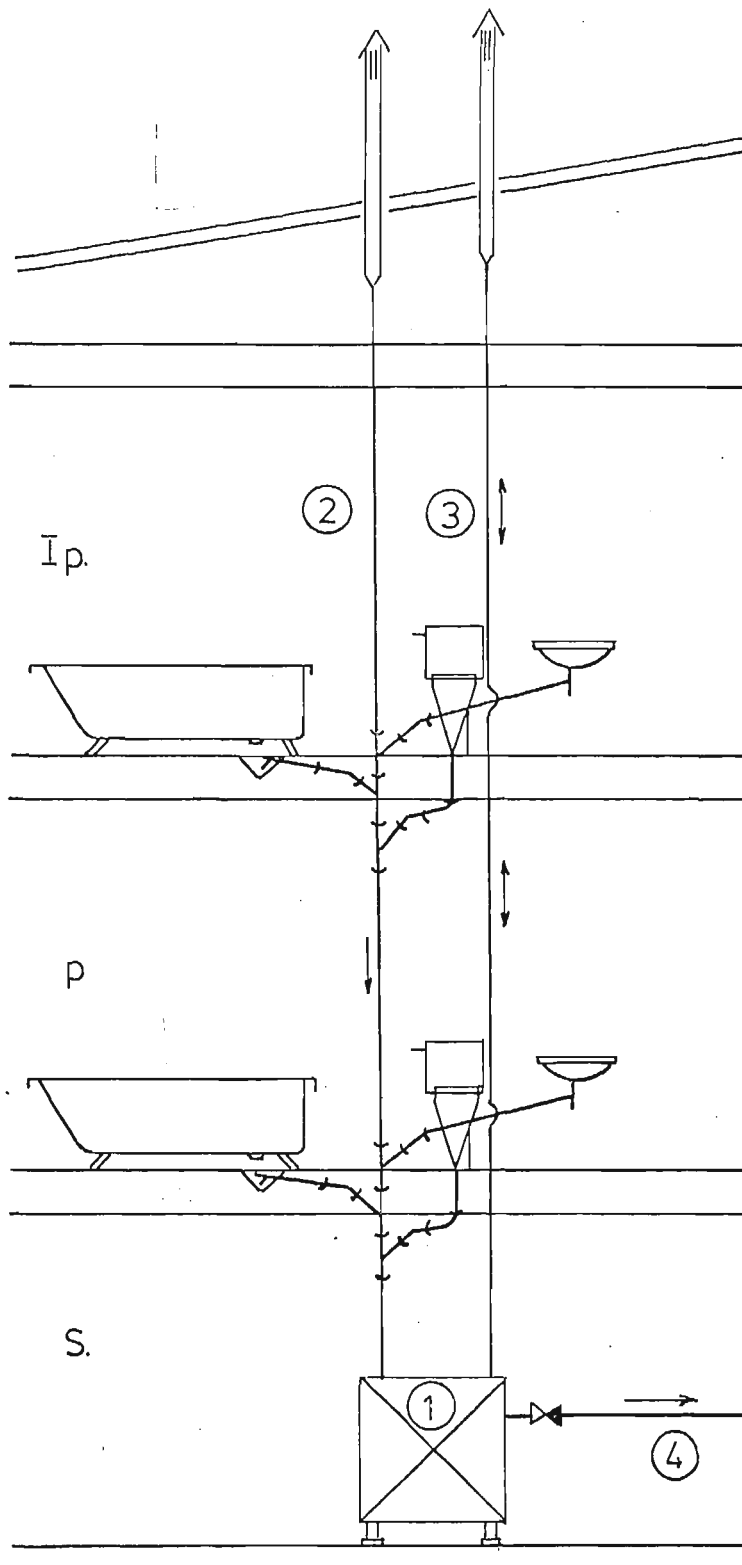
2. Charakterystyka systemu kanalizacji ciśnieniowej

System kanalizacji ciśnieniowej składa się z następujących zasadniczych elementów:

- wewnętrznych instalacji domowych,
- urządzeń zbiornikowo-tłocznych,
- ciśnieniowych przykanalików/ połączeń domowych/,
- ciśnieniowych kanałów ulicznych.

Wewnętrzne instalacje wodociągowe budowane są w sposób analogiczny jak w konwencjonalnej kanalizacji grawitacyjnej / rys. 1/. Jedynym dodatkowym elementem jest - prócz normalnie stosowanych rur wywiewnych zapobiegających powstawaniu podciśnień w pionach i wentylujących sieć - osobny przewód wentylacyjny współpracujący z urządzeniem zbiornikowo-tłocznym. Zadanie tego przewodu, którego średnica uzależniona jest od wydajności i typu zastosowanego urządzenia, polega na odpowietrzaniu zbiornika w czasie jego napełnienia ściekami oraz doprowadzaniu powietrza w miejsce wypompowywanych / czy też wytłaczanych tym właśnie sprężonym powietrzem / ścieków w czasie pracy urządzenia. Te dodatkowe funkcje wentylacyjne nie mogą być spełnione przez piony kanalizacyjne, gdyż doprowadziłyby to w konsekwencji do znacznych wahań ciśnienia w instalacji kanalizacyjnej, a co za tym idzie do zakłóceń w jej pracy objawiających się zarówno możliwością wysysania zawartości syfonów, jak i dodatkowymi hałasami.

Urządzenia zbiornikowo-tłoczne są po prostu zminiaturyzowanymi i całkowicie zautomatyzowanymi pompowniami ścieków.



Rys. 1. Schemat wewnętrznej instalacji kanalizacyjnej współpracującej z siecią ciśnieniową: 1-urządzenie zbiornikowo - tłoczne, 2- pion kanalizacyjny z rurą wywiewną, 3- przewód wentylacyjny urządzenia zbiornikowo-tłocznego, 4- przykanalik ciśnieniowy, uzbrojony w zawór zwrotny.

Produkują się je o wydajnościach już od około $0,7 \text{ dm}^3/\text{s}$, co zgodnie ze współczesną ideą kanalizacji ciśnieniowej, umożliwia ich stosowanie nawet w najmniejszych obiektach [8] [9] [14] .

Urządzenia instalowane być mogą zarówno w piwnicach budynków jak i na zewnątrz bezpośrednio w gruncie, z zachowaniem odpowiedniego przykrycia. Stosowane w chwili obecnej za granicą prefabrykowane urządzenia mają rozmaite rozwiązania konstrukcyjne, wśród których można jednak wyróżnić dwa zasadnicze typy.

Pierwszy z nich, wcześniej wprowadzony do produkcji i stosowany głównie w Europie, oparty jest na zasadzie wytłaczania ścieków sprężonym powietrzem z zamkniętego, ciśnieniowego zbiornika.

Natomiast drugi, którego konstrukcję opracowano w USA, wyposażony jest w pompę śrubową sprzęgniętą wspólnym wałem z rozdrabniarką, który to zespół rozdrabnia i wytłacza ścieki ze zbiornika bezciśnieniowego. Ponadto w kanalizacji ciśnieniowej stosuje się miniaturowe pompownie ścieków, budowane w oparciu o schematy klasyczne wyposażone w pompy zatopione o konstrukcji odpornej na zapychanie się, bądź posiadające innego rodzaju zabezpieczenia [6] [36] [41] . Są to jednak obiekty o wydajnościach około kilku litrów na sekundę, w związku z czym należy je stosować dla obsługi większej ilości użytkowników.

Niezależnie od rozwiązań konstrukcyjnych, urządzenia zbiornikowo-tłoczne instalowane są na ogół poniżej wewnętrznych instalacji kanalizacyjnych, a to dla umożliwienia ich grawitacyjnego napełnienia. Urządzenia pracują okresowo co podyktowane jest koniecznością wyrównywania dopływu z odpływem ścieków, a czynnikiem sterującym ich pracą jest poziom ścieków w zbiorniku roboczym.

Jak z tego wynika momenty włączania poszczególnych urządzeń zależą m.in. od intensywności dopływu ścieków, są więc zdarzeniami wzajemnie niezależnymi. Ilość pracujących jednocześnie urządzeń może ulegać więc znacznym wahaniom. W jeszcze większym stosunkowo zakresie może wahać się w związku z tym ciśnienie w poszczególnych punktach sieci, czego konsekwencją jest zmienność trwania czasów pracy poszczególnych urządzeń w zakresie zależnym od kształtu ich charakterystyk.

Wahania te stanowią zasadniczy problem przy projektowaniu systemu, a jednocześnie są przyczyną ewidentnego marnotrawstwa zarówno z punktu widzenia kosztów inwestycyjnych, jak i kosztów eksploatacji systemu. Przekroje kanałów ulicznych muszą być bowiem zaprojektowane z uwzględnieniem przepływów szczytowych, wielokrotnie większych od przepływów średnich i w związku z tym są przez przeważający okres czasu niewykorzystane. Wahania przepływów i ciśnień są również powodem istotnego wzrostu zużycia energii elektrycznej, co jest związane z pracą urządzeń zbiornikowo-tłocznych w szerokim, wykraczającym poza optymalny, zakresie wydajności.

Dodatkowym skutkiem wzajemnej niezależności momentów uruchomienia urządzeń, jest występujące zawsze określone prawdopodobieństwo zawodności systemu, przy przekroczeniu ciśnień granicznych, wykraczających poza charakterystyki urządzeń.

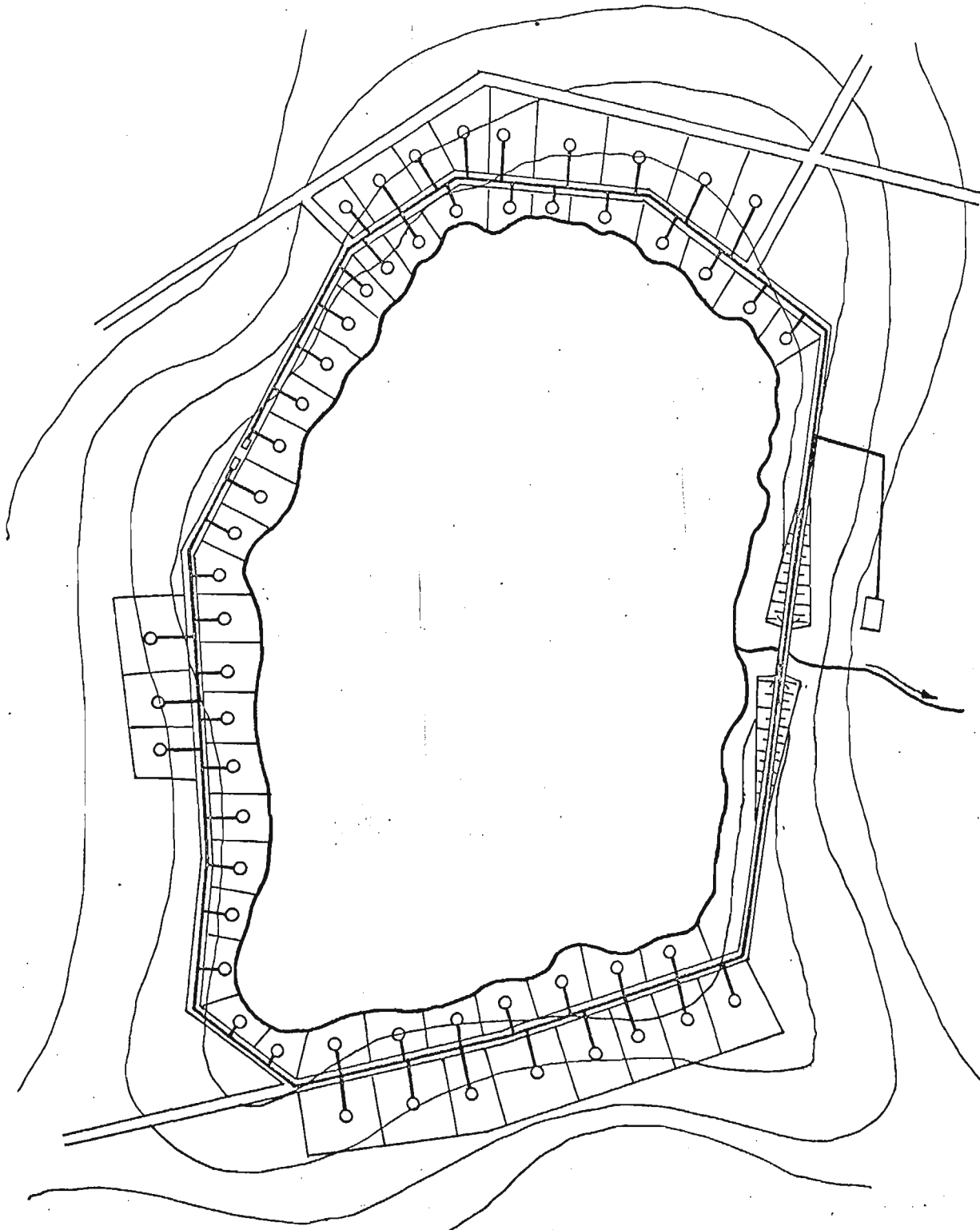
Problemy te, występujące w budowanych obecnie sieciach, mogą być oczywiście z czasem rozwiązane poprzez pewną modyfikację idei kanalizacji ciśnieniowej pod kątem zwiększenia jej niezawodności i dalszej obniżki kosztów. Wnioski dotyczące tych zagadnień sformułowane zostały w końcowej części pracy /Rozdz. 12 /.

Sieć kanałów ulicznych wraz z podłączeniami domowymi budowana jest prawie analogicznie jak sieć wodociągowa. Zasadą jest prowadzenie przewodów równoległe do powierzchni terenu z zapewnieniem możliwości ich odwodnienia i odpowietrzenia. Głębokość ułożenia, może być nieco mniejsza od głębokości wodociągu, a to ze względu na nieco wyższą temperaturę ścieków. Z reguły stosuje się lekkie i łatwe w montażu rury ciśnieniowe z nieplastyfikowanego PCV lub PE, choć stosowanie materiałów tradycyjnych jest również możliwe.

Uzbrojenie sieci ogranicza się do zaworów zwrotnych na podłączeniach domowych, zasuw oraz rewizji umieszczonych na końcówkach sieci i ewentualnie na trasie kanałów. Podstawowym zadaniem rewizji umieszczonych na końcówkach sieci jest umożliwienie w razie potrzeby okresowego przepłukania końcowych odcinków w przypadkach, gdy z takich czy innych względów samooczyszczanie kanału zachodzi tam w stopniu niewystarczającym. Natomiast rewizje umieszczone na trasie przewodów umożliwiają - prócz płukania sieci - budowę prowizorycznego obejścia po powierzchni terenu w przypadku wystąpienia poważniejszej awarii. Pod względem konstrukcyjnym rewizja dla kanalizacji ciśnieniowej jest zbliżona do hydrantu wodociągowego podziemnego.

Budowane do chwili obecnej sieci kanalizacji ciśnieniowej są z reguły sieciami rozgałęzionymi / rys. 2/, choć rzecz jasna stosowanie sieci pierścieniowych znacznie poprawiłoby niezawodność systemu i zbliżyło parametry jego pracy do zakresów optymalnych. Stosowanie układów rozgałęzionych wynika prawdopodobnie głównie z pasmowego charakteru jednostek osadniczych dla których sieci te są budowane, choć względy ekonomiczne /obniżka nakładów inwestycyjnych / mają tu również z pewnością duże znaczenie.

- — 1
- — 2
- ⊞ — 3
- — 4



Rys.2. Schemat sieci kanalizacji ciśnieniowej na obrzeżu jeziora: 1 - urządzenie zbiornikowo-tłoczne, 2-przewody kanalizacyjne ciśnieniowe, 3- urządzenia pływające na końcówkach sieci, 4- oczyszczalnia ścieków

W stosunku do kanalizacji grawitacyjnej systemy ciśnieniowe posiadają następujące zalety:

1. Umożliwiają układanie kanałów równoległe do terenu na głębokościach równych, lub nawet nieco mniejszych od głębokości układania przewodów wodociągowych.
2. Pozwalają na znaczne zmniejszenie przekrojów kanałów ze względu na mniejszą ilość płynących ścieków /brak infiltracji/ jak i całkowite wypełnienie kanałów.
3. Lepiej spełniają warunki sanitarne i ochrony środowiska bowiem wykluczają zarówno eksfiltrację / skażenie wód gruntowych/ jak i infiltrację / przesuszanie terenu/.
4. Umożliwiają istotne zmniejszenie wymiarów poszczególnych urządzeń w oczyszczalni ścieków, poważnie niwelując wahania dopływu ścieków na oczyszczalnię związane z opadami deszczu /brak infiltracji/, co pozwala utrzymywać stale wysokie parametry oczyszczania ścieków.
5. Pozwalają na znaczne skrócenie czasu realizacji inwestycji, co wynika zarówno z niewielką objętością prac ziemnych, jak i z możliwości stosowania lekkich i łatwych w montażu przewodów z tworzyw sztucznych.
6. Likwidują jakiegokolwiek prace prowadzone przez ludzi wewnątrz kanałów czy studzienek rewizyjnych, przez co zmniejszają uciążliwości eksploatacyjne i zagrożenie wypadkowe.

Kanalizacja ciśnieniowa posiada również w stosunku do grawitacyjnej pewne wady a mianowicie:

1. Możliwość awarii urządzenia zbiornikowo-tłocznego i przepełnienie jego zbiornika.

2. Możliwość pęknięcia przykanalika lub kanału ulicznego i w efekcie groźne w skutkach skażenie sanitarne terenu.
3. Konieczność ciągłego i niezawodnego dostarczenia energii do zasilania systemu.
4. Konieczność regularnych przeglądów i konserwacji urządzeń przez wykwalifikowanych pracowników.

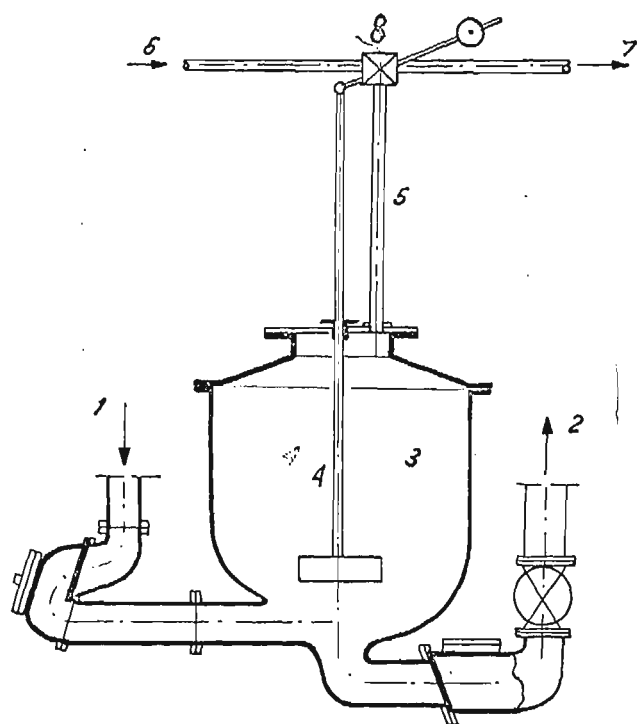
Jeśli chodzi o zakres stosowalności, w technicznym rozumieniu tego słowa, to kanalizacja ciśnieniowa może być tak jak grawitacyjna budowana dla transportu różnych rodzajów ścieków zarówno w systemie ogólnospławnym jak i rozdzielczym, choć można przypuszczać, że uwarunkowanie ekonomiczne wykluczą możliwość jej stosowania do transportu ścieków deszczowych. Możliwe są również najrozmaitsze kombinacje konstruowania układów pompowo-pneumatycznych i ciśnieniowo-grawitacyjnych / np. w systemie rozdzielczym sieć sanitarna ciśnieniowa a deszczowa - grawitacyjna/. Natomiast wstępne analizy ekonomiczne zakresu stosowalności dotyczące tylko nakładów inwestycyjnych zostały już częściowo opracowane w [38].

3. Dotychczasowy stan prac dotyczących badań, projektowania i eksploatacji kanalizacji ciśnieniowej.

Przykładem jednego z pierwszych zastosowań ciśnieniowego transportu ścieków jest kanalizacja Olsztyna, zaprojektowana i wybudowana w latach 1896 - 99 [37]. System ten przewidziany do odprowadzenia około 3000 m³/d ścieków gospodarczych składał się z dziewięciu pneumatycznych pompowni ścieków umieszczonych w najniższych punktach miasta i połączonych ze sobą siecią przewodów ciśnieniowych o łącznej długości ok. 3,5 km. Każda z pompowni wyposażona była w dwa podnośniki pneumatyczne napełniane grawitacyjnie z usytuowanych obok studzienek retencyjnych / rys. 3/.

W celu maksymalnego uproszczenia konstrukcji poszczególnych pompowni i dla uniknięcia konieczności doprowadzenia energii do każdego obiektu, stację kompresorów wybudowano wspólną dla całej sieci z rozprawdzeniem sprężonego powietrza odrębną siecią przewodów.

Żądaną wydajność pompowni zapewniał w zasadzie jeden z dwóch zainstalowanych podnośników, a dodatkowym zabezpieczeniem była pojemność studzienki retencyjnej. Podczas normalnej, bezawaryjnej pracy działały na przemian oba podnośniki, a w razie uszkodzenia jednego z nich żądaną wydajność gwarantował drugi nieuszkodzony aparat. W ten sposób zrealizowano zasadę równomiernego zużywania obydwu podnośników a jednocześnie - uzyskano stosunkowo wysoką niezawodność pompowni. Sieć przewodów tłocznych o średnicach 0,15 ± 0,40 m nie posiadała żadnego uzbrojenia umożliwiającego okresowe płukanie i mimo znacznego



Rys.3. Schemat urządzenia pneumatycznego zastosowanego w kanalizacji Olsztyna: 1- grawitacyjny dopływ ścieków, 2- odpływ ciśnieniowy, 3- żeliwny zbiornik roboczy, 4- pływak, 5- przewód powietrzny, 6- dopływ sprężonego powietrza, 7- odpowietrzenie, 8-zawór trójdrogowy.

zmniejszenia się światła przewodów pracuje po dziś dzień zadawalająco.

Kanalizacja ciśnieniowa w opisanej wyżej postaci nie zdobyła sobie jednak szerszego uznania i po wybudowaniu kilku tego typu sieci projektowania następnych zaniechano. Można przypuszczać że spowodowane to zostało stosunkowo wysoką kapitałochłonnością tego rodzaju kanalizacji, związanej głównie z koniecznością budowy pompowni w postaci głębokich obiektów podziemnych.

W miarę coraz silniej narastających potrzeb kanalizowania terenów płaskich, o stosunkowo luźnej zabudowie, ewentualnie terenów nie stanowiących jednej zlewni, dla których kanalizacja grawitacyjna ze względu na zbyt wysokie koszty była praktycznie trudna do zrealizowania, prowadzono w różnych krajach dalsze poszukiwania nowych rozwiązań. Doprowadziło to w konsekwencji do powstania kilku jeszcze systemów kanalizacyjnych odbiegających mniej lub bardziej od tradycyjnego systemu grawitacyjnego. Systemy te były różnymi kombinacjami przewodów ciśnieniowych ew. podciśnieniowych, oraz różnorodnych urządzeń mechanicznych o działaniu ciągłym lub okresowym. Przykładem jednego z bardziej udanych i zastosowanych w praktyce rozwiązań, jest kanalizacja podciśnieniowa pomysłu inż. P.Gandillona [33], której idea jest obecnie w pewnym sensie aktualizowana w prowadzonych za granicą pracach dotyczących kanalizacji podciśnieniowej [13]. Niezależnie od wyników tych prac można stwierdzić, że kanalizacja podciśnieniowa jako jeden z możliwych wariantów kanalizacji o przepływie wymuszonym ma podobny do ciśnieniowej zakres stosowalności i podobne w stosunku do kanalizacji grawitacyjnej zalety.

W dniu dzisiejszym możemy pokusić się o stwierdzenie, że wszelkie podejmowane przed laty próby konstruowania kanalizacji o przepływie wymuszonym nie mogły okazać się konkurencyjne - poza nielicznymi wyjątkami - w stosunku do kanalizacji grawitacyjnej. Systemy te działały bowiem w oparciu o niewielką ilość różnego rodzaju urządzeń o stosunkowo dużych wydajnościach, położonych centralnie w stosunku do sieci. W efekcie zasadniczy cel tych poczynań, którym było spłylenie sieci, osiągnąć był wyłącznie w odniesieniu do kanałów głównych. Cała sieć kanałów bocznych i przykanalików pracowała nadal w oparciu o zasadę grawitacyjnego spływu ścieków. Dodatkowe koszty inwestycyjne i eksploatacyjne związane z instalowaniem różnego typu urządzeń, przekraczały często korzyści uzyskiwane dzięki spłyleniu i ewentualnym zmniejszeniu średnic kolektorów. Dodatkową niedogodnością była mała elastyczność sieci w stosunku do zmieniających się potrzeb, trudności w jej rozbudowie, zunifikowaniu urządzeń itp. Można więc domniemywać, że suma tych czynników zdecydowała w końcu o zaniechaniu stosowania kanalizacji o przepływie wymuszonym.

Dopiero w ostatnich latach, dzięki opanowaniu konstrukcji małych i niezawodnych urządzeń do magazynowania i okresowego przetłaczania ścieków, idea kanalizacji ciśnieniowej ożyła na nowo w zupełnie zmienionej formie. Urządzenia zbiornikowo-tłoczne produkowane obecnie mają niewielkie wydajności, co umożliwia ich stosowanie nawet w najmniejszych obiektach. Dzięki temu cała sieć kanalizacyjna, łącznie z przykanalikami, może być układana płytko. I dopiero w tym momencie kanalizacja ciśnieniowa stała się na określonych obszarach konkurencyjna

w stosunku do grawitacyjnej i zaczęła, na razie w niewielkim zakresie, tę ostatnią wypierać.

Pierwszą w Europie, opartą już na nowych zasadach, sieć kanalizacji ciśnieniowej wybudowano w latach 1969-70 w Hamburgu [40]. Przygotowania do tej inwestycji trwały około czterech lat i koncentrowały się głównie na skonstruowaniu i sprawdzeniu urządzenia zbiornikowo-tłocznego o niewielkiej wydajności. Zdecydowano się na urządzenia pneumatyczne. Ponadto rezultatem badań było ustalenie minimalnej średnicy przewodu tłocznego do transportu ścieków w wielkości $D = 0,08$ m, oraz stwierdzenie, że ścieki transportowane systemem ciśnieniowym wymagają w pierwszym etapie oczyszczania szczególnie intensywnego napowietrzania.

Cała wybudowana w Hamburgu sieć na łączną długość ok. 8 km a podłączonych jest do niej 220 budynków w zasadzie jednorodzinnych. Przewody kanalizacyjne uzbrojone są w rewizje rozmieszczone w odległościach 300-metrowych, które umożliwiają okresowe płukanie sieci wodą tłoczoną pod wysokim ciśnieniem z samochodu - cysterny. W trakcie eksploatacji okazało się, że w odcinkach początkowych sieci prędkości samooczyszczania osiągnięta jest zbyt rzadko i wymagają one w związku z tym stosunkowo częstego płukania. Dlatego też na końcówkach sieci zainstalowano na stałe urządzenia płuczące, które okresowo przedmuchują sieć sprężonym powietrzem. Zwiększenie prędkości w odcinkach początkowych można oczywiście uzyskać drogą zaprojektowania mniejszych / choć nie mniejszych niż $D = 0,08$ m /średnic przewodów. Wymagało by to jednak znacznego zwiększenia ciśnienia w sieci, a więc zwiększenia kosztów energii zużywanej przez urządzenia.

Zdecydowano więc, że lepszym od zmniejszenia średnic przewodów rozwiązaniem jest instalowanie na stałe urządzeń płuczających, ewentualnie w uzasadnionych przypadkach konstruowanie sieci pierścieniowych, likwidujących odcinki początkowe z możliwością okresowych zmian kierunku i prędkości przepływu ścieków w rejonie punktu podziałowego pierścienia poprzez zamykanie odpowiednich zasuw. Minimalną średnicę przykanalika przyjęto równą $D = 0,08$ m a przewodu ulicznego $D = 0,10$ m. Maksymalne nadciśnienie w sieci przyjęto równe 40 m.s.w. lecz obliczenia hydrauliczne sieci przeprowadzono w sposób dalece uproszczony. Nie uwzględniono mianowicie zupełnie wahań przepływu ścieków wynikających z wzajemnej niezależności włączeń poszczególnych urządzeń zbiornikowo-tłocznych [11].

Przyjęto, że ścieki w ilości $0,15 \text{ m}^3/\text{Md}$ spływają od użytkowników równomiernie w przeciągu 10 godzin doby. Dopływ ten oznaczony jako $Q/10$ powiększono dwukrotnie ze względu na przewidywany wzrost jednostkowego zużycia wody oraz stopniowe zwiększanie się liczby mieszkańców na obszarze obsługiwany przez sieć. Otrzymano zatem jednostkowy wskaźnik dopływu ścieków do sieci w wielkości $Q_j = 8,33 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{Ms}$.

Straty ciśnienia w sieci dla tak obliczonych przepływów ustalono w oparciu o wzór Prandtla - Colebrooka [11] przy przejściu współczynnika chropowatości $k = 0,25 \times 10^{-3} \text{ m}$.

Dodatkowo straty ciśnienia zwiększono o 25% ze względu na następujące z czasem zarastanie przewodów i związany z tym wzrost chropowatości [11]. Średnice kanałów ulicznych dobierano wg. następujących zasad :

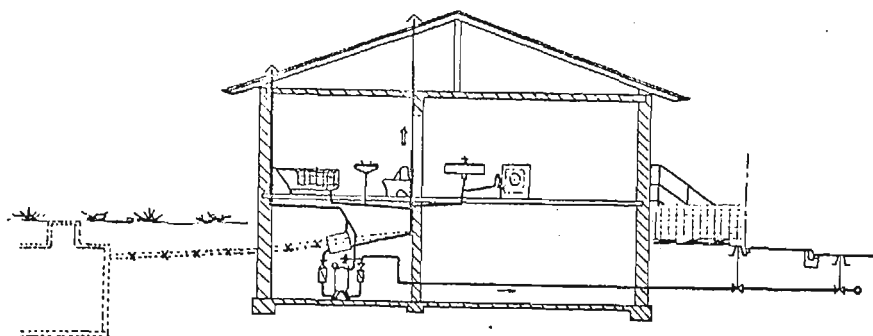
\emptyset 0,100 m dla	0 ÷ 925 M	więc	$v = 0 \div 1,0$ m/s
\emptyset 0,125 m dla	926 ÷ 1825 M	więc	$v = 1,0 \div 1,2$ m/s
\emptyset 0,150 m dla	1826 ÷ 2550 M	więc	$v = 1,2 \div 1,4$ m/s
\emptyset 0,200 m dla	2551 ÷ 5750 M	więc	$v = 1,4 \div 1,6$ m/s

Rzeczywisty rozkład ciśnień i prędkości możliwy do ustalenia już po wybudowaniu sieci nie został niestety opublikowany i dlatego trudno określić wielkość błędu popełnionego przy w powyższy sposób przeprowadzonych obliczeniach.

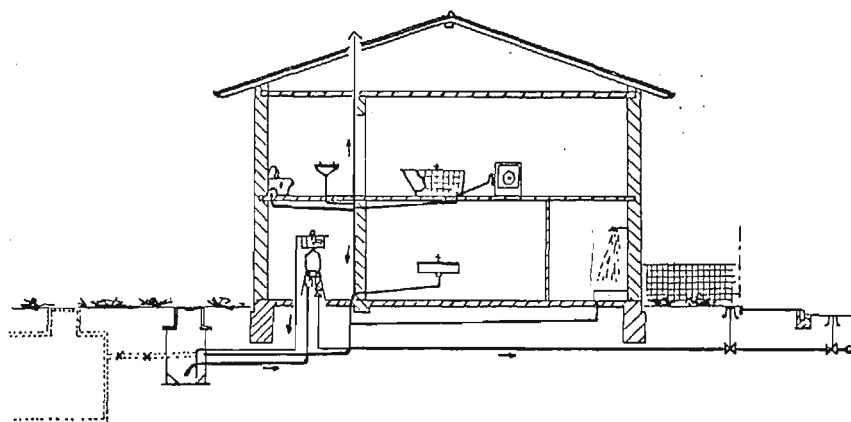
Sieć wybudowana w Hamburgu działa w oparciu o pneumatyczne urządzenia zbiornikowo-tłoczne / Rys. 4 i 5/. Zasadniczymi ich elementami są : zbiornik wyrównawczy, zbiornik roboczy oraz niewielki kompresor. Pomiędzy zbiornikami znajduje się zawór zwrotny zapobiegający cofaniu ścieków do zbiornika wyrównawczego w czasie wytłaczania ścieków. Drugi taki sam zawór umieszczony jest ze zbiornikiem roboczym i zapobiega cofaniu się ścieków z sieci do zbiornika po jego odpowietrzeniu.

Na terenie RFN prefabrykowane urządzenia pneumatyczne dla kanalizacji ciśnieniowej produkowane są już w chwili obecnej na skalę przemysłową przez "Feluwa Pumpen", "Boge Kompressoren" i inne firmy.

Jednym z kolejnych przykładów zastosowań kanalizacji ciśnieniowej na terenie RFN jest osada Westerdeinstrich w Schleswig - Holstein [6]. Jest to miejscowość o charakterze wypoczynkowym położona na wysokości ok. 2 m n.p.m. w terenie całkowicie płaskim, w bezpośredniej bliskości morza. Zamieszkuje tam ok. 660 osób w 175 budynkach. Sieć została wybudowana w 1972 roku dla obsługi 1230 mieszkańców stałych / 570 stanowi rezerwę / i 1640 równoważnych /mieszkańców sezonowych/ w domach i na campingach/.

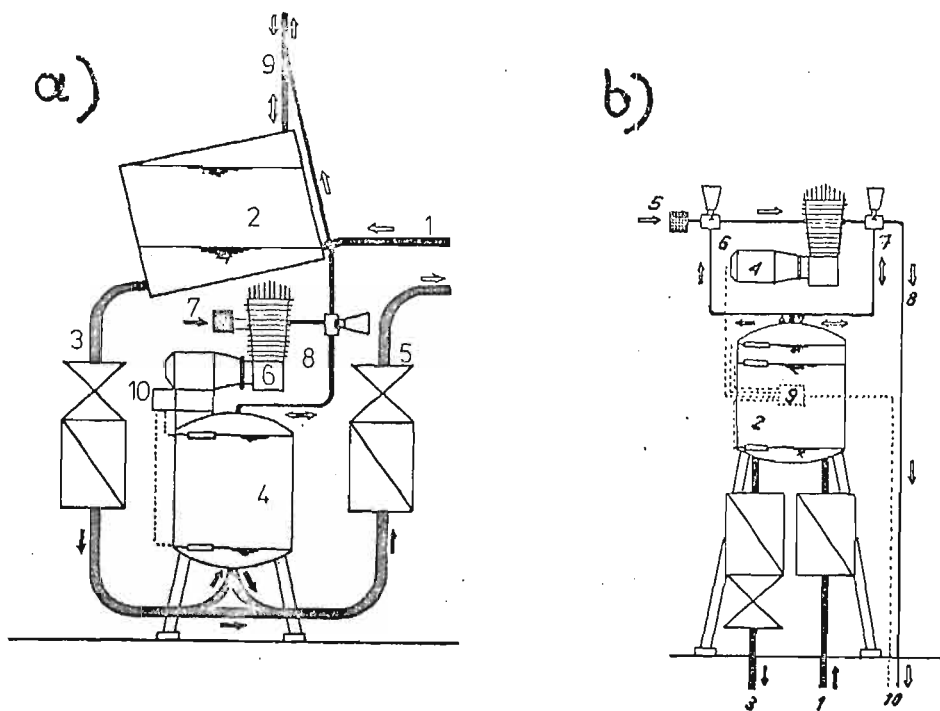


a)



b)

Rys.4. Przykład zastosowania urządzenia pneumatycznego w instalacji wewnętrznej budynku: a- urządzenie napędniane grawitacyjnie zainstalowane w piwnicy budynku, b- budynek niepodpiwniczony wyposażony w urządzenie ssąco-tłoczące zainstalowane na parterze. Linia przerywaną zaznaczono wybudowana wcześniej doły bezodpływowe.



Rys. 5. Schematy rozwiązań konstrukcyjnych urządzeń pneumatycznych - a- urządzenie napełniane grawitacyjnie: 1-dopływ ścieków, 2-zbiornik wyrównawczy z urządzeniem alarmowym, 3-połączenie zbiornika wyrównawczego z roboczym uzbrojone w zawór odcinający i zwrotny, 4-zbiornik roboczy, 5-przewód tłoczny z zaworami odcinającym i zwrotnym, 6- kompresor, 7- wlot powietrza, 8-magnetyczny zawór trójdrogowy, 9- przewód wentylacyjny, 10-stycznik

b- urządzenie - ssąco-tłoczące : 1 -przewód ssawny z zaworem zwrotnym, 2- zbiornik roboczy z urządzeniem alarmowym, 4-przewód tłoczny z zaworem odcinającym i zwrotnym, 4-kompresor, 5-wlot powietrza, 6 i 7 - magnetyczne zawory trójdrogowe, 8-przewód wentylacyjny, 9- stycznik, 10-kabel sterujący ze zbiornika wyrównawczego.

Zastosowano tutaj wariant tzw. niskociśnieniowy z wykorzystaniem zanurzonych pomp ściekowych. Maksymalne występujące w sieci nadciśnienie wynosi ok. 9 m.s.w. Ze względu na stosunkowo znaczną rozległość sieci, równą ok. 7 km, musiano zastosować pośrednią pompownię ścieków, przez co rozległość jednej strefy zmniejszyła się do wielkości ok. 2,5 km/ oczyszczalnia położona jest centralnie w stosunku do sieci/. Pompy zainstalowano w żelbetowych prefabrykowanych studzienkach o głębokości około 1,80 m, wymiarach w planie 1,00 x 0,80 m i pojemności roboczej ok. 0,20 m³. Do każdej ze studzienek podłączono od 1 do 4 budynków, w zależności od odległości między nimi. Ze względu na stosunkowo łagodny klimat /bliskość morza/ przewody tłoczne z PCV ułożono z przykryciem zaledwie 1 m. Zestawienie nakładów inwestycyjnych całego przedsięwzięcia podano w tablicy 1.

Jak jednocześnie obliczono - kanalizacja grawitacyjna dla tego osiedla kosztowałaby 1.438.000 DM, przy czym koszty oczyszczalni ścieków dla wariantu grawitacyjnego byłyby również o około 20% większe, ze względu na większą ilość ścieków /infiltracja/.

Podsumowując dotychczasowe doświadczenia konstruktorów z RFN w zakresie budowy i eksploatacji kanalizacji ciśnieniowej można sformułować następujące wnioski [6] [22] [41] :

1. Kanalizacja niskiego ciśnienia / 10 - 15 m.s.w. / zasilana pompami zanurzonymi do ścieków jest tańsza od wysokociśnieniowej / 40 m.s.w. / zasilanej urządzeniami pneumatycznymi, ze względu zarówno na koszt urządzeń oraz zużycie energii. Pompa wraz ze studzienką kosztuje około 2500 DM, natomiast urządzenie pneumatyczne ok. 4000 DM. Do pompowania ścieków używa się pomp z wirującym strumieniem / o wirniku otwartym/

Zestawienie nakładów inwestycyjnych na kanalizację ciśnieniową osady Westerdeinstrich / RFN/.

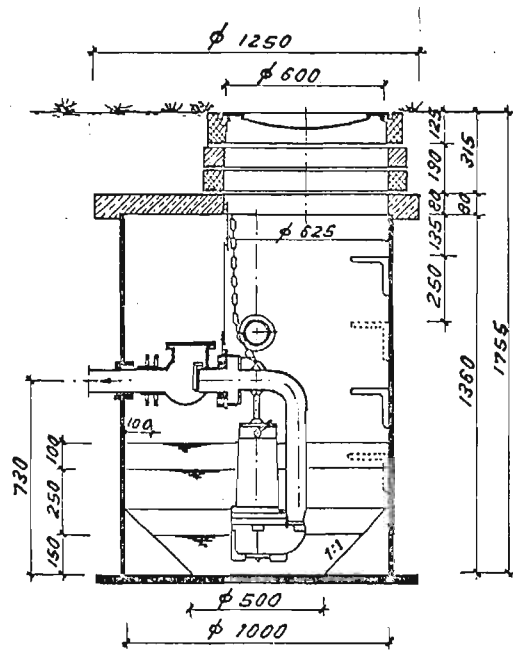
Tablica 1.

Wyszczególnienie	Jednostka	Ilość	koszt DM
1. Kanały uliczne \varnothing 0,100m	m	5440	
" " \varnothing 0,125m	m	1080	
" " \varnothing 0,150m	m	250	440.000
2. Przykanaliki \varnothing 0,80m	m	940	116.000
3. Studzienki żelbetowe	szt	88	139.000
4. Pompy zanurzone do ścieków	szt	91	257.000
5. Stacje płuczące na końcówkach	szt	2	36.000
6. Pompownie ścieków	szt	1	35.000
R a z e m			1.023.000

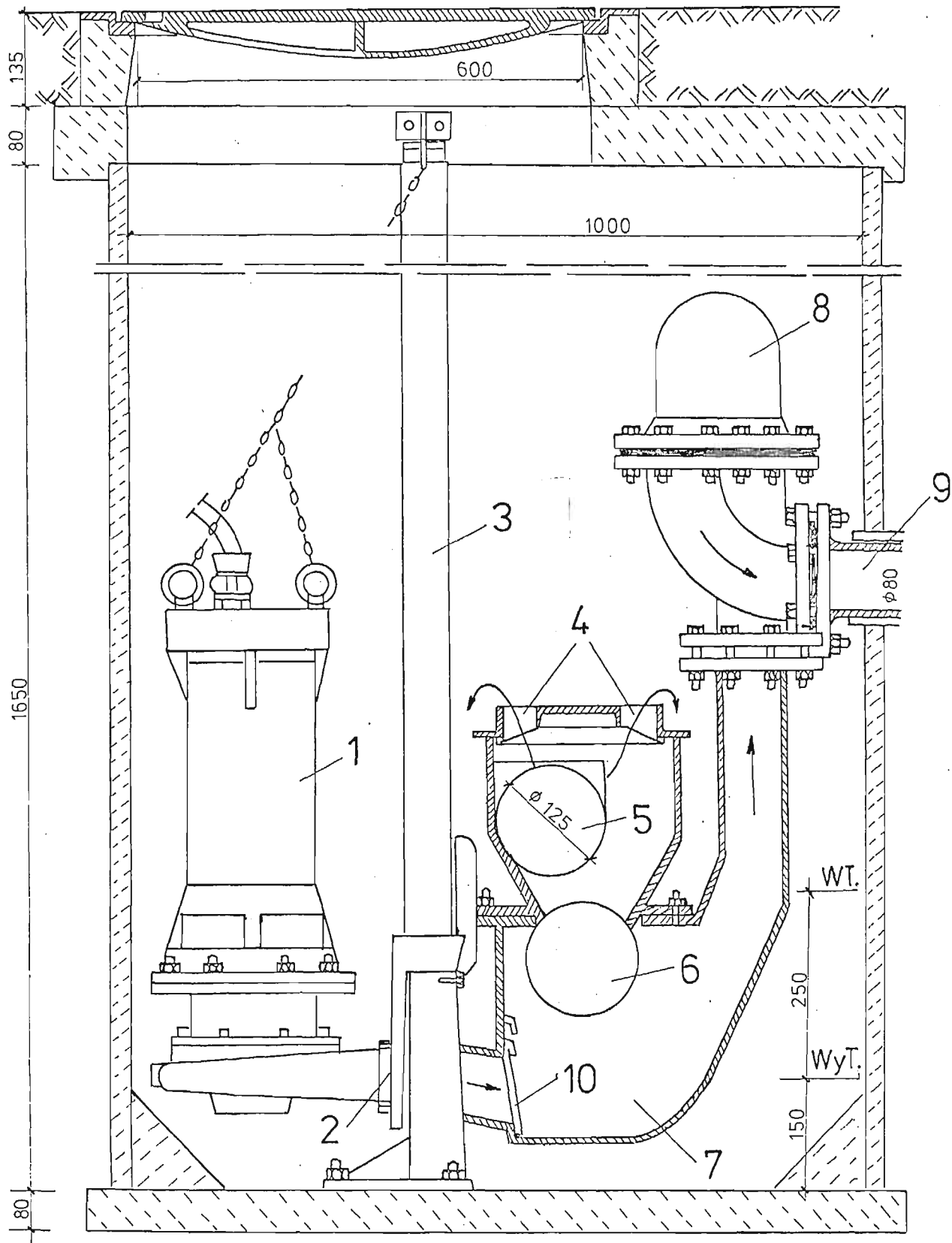
firmy "Robot" / Rys. 6/, pomp "Flygt", lub pomp do wody z zabezpieczeniem w postaci odwrotnego dopływu ścieków poprzez kratę i pompę / Rys. 7/ .

2. Sieci układa się z przykryciem 1,25 m w wykopach szerokości 0,60 m przy czym szybkość budowy wynosi około 100 m/d.
3. Średnice przykanalików przyjmuje się równą 0,080 m, a średnice kanałów ulicznych od 0,100 m wzwyż.
4. Uzbrojenie sieci stanowią rewizje/ podobne do hydrantów wodociągowych / rozmieszczone w odległościach 300-metrowych obustronnie uzbrojone w zasowy. Zasowy umieszcza się również odpowiednio we wszystkich węzłach sieci.
5. Na końcówkach sieci należy instalować na stałe urządzenia płuczące, przedmuchiujące w godzinach nocnych sieć sprężonym powietrzem/ wytrzymałość sieci wynosi 100 m.s.w. /. Przedmuchiwanie trwa zaledwie kilka minut/ włączenie następuje automatycznie / i daje następujące korzyści:
 - a/ skraca czas przebywania ścieków w sieci,
 - b/ natlenia ścieki,
 - c/ usuwa z przewodów osady i zanieczyszczenia stałe.
6. Ilość ścieków w stosunku do kanalizacji grawitacyjnej zmniejsza się o około 50%, a stężenie zanieczyszczeń jest wysokie i wynosi średnio 600 mg/l BZT.
7. Koszty budowy sieci są niskie i wynoszą średnio 100-150 DM/m wyjątkowo sięgają 800 DM/m / wraz z uzbrojeniem/.

Oczywiście wyszczególnione powyżej wnioski nie są kompletne, głównie ze względu na zbyt krótki okres czasu jaki upłynął od zbudowania pierwszych tego typu sieci. Nieznane są np. koszty eksploatacji, trwałość poszczególnych elementów systemu itp.



Rys.6. Urządzenie pompowe wyposażone w pompę zatopialną do ścioków z wirującym strumieniem firmy "Robot".



Rys. 7. Urządzenie pompowe z zabezpieczeniem w postaci dopływu ścieków do zbiornika poprzez kratę: 1-pompa zatapialna, 2-złącze automatyczne, 3-prowadnica pompy, 4-krata /kierunek dopływu oznaczono strzałkami/, 5- dopływ ścieków, 6-zawór kulowy, 7-osadnik, 8- kolano rezygnacyjne, 9-ciśnieniowy przykaualik, 10-kłapa zwrotna.

W tym względzie doświadczenia amerykańskie są nieco bogatsze, choć publikowane dane są również skąpe, a rozwiązania techniczne odmienne.

Za prekursora idei kanalizacji ciśnieniowej w USA należy uznać G.M. Faira [8], który już w 1954 roku w projekcie przebudowy kanalizacji systemu ogólnospławnego na rozdzielczy dla jednego z amerykańskich miast, zaproponował zastosowanie przewodów ciśnieniowych. Wewnątrz istniejących kanałów ogólnospławnych miano ułożyć rury ciśnieniowe o małych średnicach dla odprowadzenia ścieków gospodarczych. Amerykańskie Towarzystwo Inżynierii Sanitarnej/ A.S.C.E./ przeprowadziło intensywne badania nad działaniem sieci pomysłu Faira. Wyniki badań i analiz ekonomicznych wykazały, że rozwiązanie problemu rozdzielnie systemów ściekowych w myśl zaproponowanych założeń jest nieuzasadnione względami ekonomicznymi i technicznymi. Jednakże opracowany raport stwierdził, że zastosowanie przewodów ciśnieniowych dla transportu ścieków gospodarczych jest rozwiązaniem interesującym przy kanalizowaniu obszarów o określonym charakterze.

W połowie 1960 r. M.A. Clift zastosował po raz pierwszy kanalizację ciśnieniową w mieście Radcliff, obsługującą 42 posesje [9] [10]. Kanalizowany teren charakteryzował się urozmaiconą topografią oraz luźną zabudową. Ze względu jednak na eksperymentalny charakter inwestycji oraz trudności w uzyskaniu odpowiednich urządzeń zbiornikowo-tłocznych / zastosowano urządzenia typu eżektorowego/ próba skończyła się niepowodzeniem i po pewnym czasie system ciśnieniowy zastąpiono droższą siecią grawitacyjną.

Po pierwszych niepowodzeniach, dla przeprowadzenia planowych i systematycznych badań działania kanalizacji ciśnieniowej, zbudowano w Albany N.Y. eksperymentalną sieć złożoną z 12-tu agregatów zbiornikowo-tłocznych połączonych wspólnym ciśnieniowym przewodem z istniejącą w obrębie miasta siecią grawitacyjną [9]. Badania, które trwały 13 miesięcy miały swym zakresem objąć następujące zagadnienia:

1. Zbadanie specyficznych zadań urządzenia wyposażonego w pompę rozdrabniającą i praktyczną obserwacją jego działania.
2. Zbadanie skuteczności transportu hydraulicznego zawartych w ściekach zawieszin w przewodach z tworzyw sztucznych o małych średnicach.
3. Uzyskanie pełnej charakterystyki fizykochemicznej i biologicznej ścieków transportowanych przewodami ciśnieniowymi.
4. Ulepszenie konstrukcyjne urządzenia zbiornikowo-tłoczego wyposażonego w pompę rozdrabniającą, po dokładnym zbadaniu rozkładu ciśnień i przepływów występujących w sieci.

Zbiorniki urządzeń zbiornikowo-tłocznych umieszczonych w piwnicach budynków napełniały się stopniowo ściekami, spływającymi grawitacyjnie z instalacji wewnętrznych.

Po osiągnięciu pewnego stanu napełnienia zbiornika, sprzęgnięta z rozdrabniarką pompa śrubowa wtłaczała ścieki przewodem PCV o średnicy 0,032 m do przewodu ulicznego o średnicy w granicach $0,032 \pm 0,076$ m, zbierającego ścieki ze wszystkich 12-tu budynków.

Użyte w doświadczeniach w Albany urządzenie zbiornikowo-tłoczne składały się z następujących elementów:

- zbiornika,
- rozdrabniarki umieszczonej na wlocie pompy,
- pompy wirowej / śrubowej/ o prawie pionowej charakterystyce,
- silnika elektrycznego o mocy 0,736 kW i prędkości 1725 obr/min,
- przewodu tłocznego uzbrojonego w zawór zwrotny,
- zespołu sterującego pracą urządzenia.

W trakcie badań użyto dwóch różnych modeli pomp śrubowych o podobnej konstrukcji. Sieć przewodów zewnętrznych ułożono jedynie pod kątem topografii terenu.

W doświadczeniach użyto zbiorników z poliestru wzmocnionego włóknem szklanym, oraz stalowych, pokrytych warstwą żywicy epoksydowej. Każdy zbiornik posiadał całkowitą pojemność $0,23 \text{ m}^3$ z czego $0,15 \text{ m}^3$ było pojemnością rezerwową. Każde urządzenie obsługiwało jeden budynek zamieszkały średnio przez 6 osób i włączało się przeciętnie 17,25 raza na dobę/ około $1,4 \text{ m}^3/\text{dn}/$, pracując w ciągu jednego cyklu przez 60,25 s, co w ciągu doby dawało około 18 minut ciągłej pracy. Koszt energii elektrycznej zużytej przez urządzenie wyniósł około 17 centów miesięcznie.

Analizy fizyko-chemiczne i biologiczne ścieków wykazały, że są one bardziej stężone ze względu na brak infiltracji a ich BZT wynosi średnio ok. $330 \text{ g}/\text{m}^3$.

Okazało się również, że pomimo rozdrabniania ciał stałych zawartych w ściekach, średnica przewodu tłocznego nie powinna być mniejsza od $D = 0,075 \text{ m}$, ze względu na możliwość zatkania. Objętość robocza zastosowanych urządzeń $/0,08 \text{ m}^3/$ okazała się wystarczająco duża, natomiast lepszym od stali materiałem konstrukcyjnym zbiornika ścieków okazał się poliestr - głównie ze względu na lekkość oraz odporność na korozję.

Dokonano również wstępnej analizy ekonomicznej kanalizacji ciśnieniowej wybudowanej w Albany. Jednostkowe nakłady inwestycyjne na poszczególne elementy tego systemu zestawiono w tablicy 2.

Nie opublikowano niestety danych porównawczych dotyczących kanalizacji grawitacyjnej, nie mniej wszelkie dostępne, publikowane w USA materiały na ten temat, określają kanalizację ciśnieniową jako rozwiązanie tańsze [8] [9] [10] [14] .

Nie została również opublikowana metodyka projektowania, a w szczególności sposób hydraulicznych obliczeń sieci. W poradniku wydanym przez Environment One Corporation [14] zawarte są jedynie gotowe zestawienia tabelaryczne średnic kanału ulicznego w zależności od ilości zainstalowanych powyżej urządzeń zbiornikowo-tłocznych, oraz straty ciśnienia w przeliczeniu na jednostkę długości przewodu. Wg. informacji zawartych w poradniku dane te są rezultatem obliczeń prowadzonych z zastosowaniem ETO w oparciu o wzór Hazena-Williamsa. Oczywiście wszystkie dane dotyczą jedynie urządzeń typu "Farell-GP" produkowanych przez tę firmę /Rys. 8./

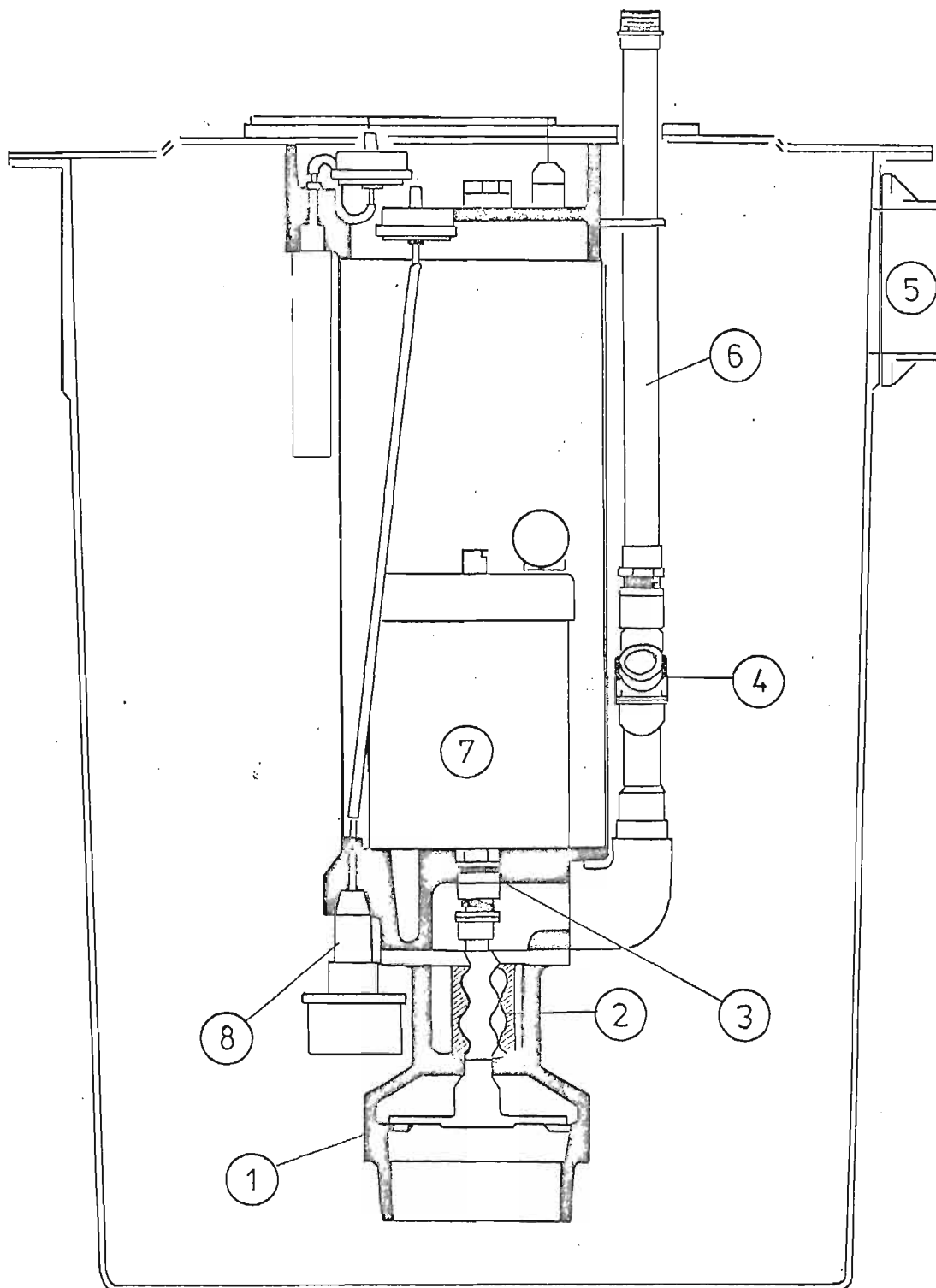
Jeśli chodzi o dane dotyczące eksploatacji kanalizacji ciśnieniowej, to analogicznie, jak w materiałach publikowanych na terenie RFN, brak jest w literaturze informacji na ten temat. Nie można jednak wykluczyć, że brak tych informacji spowodowany jest również negatywnymi doświadczeniami z eksploatacji istniejących już sieci, a prace w tej dziedzinie koncentrują się obecnie na dalszych ulepszeniach systemu.

Podsumowując zarówno doświadczenia amerykańskie jak i RFN-owskie należy stwierdzić, że mimo odmiennych założeń wyjściowych przyjętych we wstępnej fazie prac nad kanalizacją ciśnieniową

Zestawienie jednostkowych nakładów inwestycyjnych
na kanalizację ciśnieniową w Albany / USA/

Tablica 2

Wyszczególnienie	Jednostka	koszt w dol.USA
1. Pompa rozdrabniająca ze zbiornikiem	szt	1000 ÷ 2000
2. Instalacja zewnętrzna /przykanalik/	szt	300 ÷ 700
3. Instalacja wewnętrzna /podłączenia hydrauliczne i elektryczne /	szt	100 ÷ 300
4. Rewizja / w studziencie żelbetowej/	szt	200 ÷ 400
5. Kanał uliczny: w terenie zagospodarow.	m	15 ÷ 45
w terenie niezagospodar.	m	6 ÷ 18
6. Uzbrojenie kanału	m	6



Rys. 3. Urządzenie pompowe typu "Farell GP 210" wyposażone w pompę śrubową sprzęgniętą z rozdrabniarką: 1- rozdrabniarka, 2- pompa śrubowa, 3- uszczelnienie wału silnika, 4- zawór zwrotny, 5- dośptyw ścieków do zbiornika, 6- przewód tłoczny, 7- silnik, 8- czujnik urządzenia sterującego.

konstruktorzy z obydwu krajów uznali wersję pompową urządzenia zbiornikowo-tłocznego za bardziej przydatną, głównie ze względu na jej niższe koszty inwestycyjne i eksploatacyjne. Jednocześnie uznano, że średnica przewodu tłocznego nie powinna być mniejsza od około 0,08 m, bowiem nawet przy zastosowaniu rozdrabniania mniejsze średnice ulegają łatwemu zatykaniu.

W obydwu krajach również uznano kanalizację ciśnieniową za rozwiązanie tańsze od wariantu grawitacyjnego dla obszarów płaskich o ekstensywnej zabudowie, choć źródła amerykańskie nie podają wielkości tej różnicy w nakładach inwestycyjnych.

4. Sformułowanie podstawowych zagadnień związanych z projektowaniem systemu.

Projektowanie kanalizacji ciśnieniowej odbiega w sposób zasadniczy od schematów przyjętych dla rozwiązywania sieci grawitacyjnej, a ponadto jest zagadnieniem bardziej skomplikowanym, Poprawne z punktu widzenia hydrauliki i optymalne zaprojektowanie sieci współpracującej z dużą ilością działających niezależnie od siebie urządzeń zbiornikowo-tłocznych, położonych na różnych rzędnych i posiadających charakterystyki krzywoliniowe, jest zadaniem żmudnym i przy dokładnych obliczeniach narzuca konieczność stosowania ETO.

Już we wstępnej fazie projektowania, przy zbieraniu materiałów wyjściowych, powstają zasadnicze trudności, gdyż do prawidłowego zaprojektowania kanalizacji ciśnieniowej potrzebne są szczegółowe dane urbanistyczne. Przy projektowaniu kanalizacji grawitacyjnej wystarczył ogólny plan zagospodarowania przestrzennego, z wyszczególnieniem gęstości zaludnienia poszczególnych bloków zabudowy, klas wyposażenia mieszkań w instalacje sanitarne, charakteru przemysłu itp. Dla zaprojektowania kanalizacji ciśnieniowej potrzebny jest szczegółowy plan zagospodarowania przestrzennego z wyszczególnieniem wszystkich kanalizowanych nieruchomości, oraz określeniem ich charakteru i wielkości/ ilości mieszkańców, wyposażenia w instalacje itp/. Tak istotna różnica w wymaganym stopniu szczególności danych do projektowania wynika z faktu, że ze względu na brak pojemności retencyjnej oraz znaczne pulsacje przepływów sieć kanalizacji ciśnieniowej musi być projektowana wraz z przykałkanalikami, gdy tymczasem sieć grawitacyjną można było po

określeniu wielkości zlewni kanałowej i przy założeniu niezmienności przepływów na poszczególnych odcinkach - projektować bez szczegółowego rozpatrywania ilości i rozmieszczenia przykanalików.

Nowym w stosunku do kanalizacji grawitacyjnej zagadnieniem, jest sprawa rozmieszczenia i doboru urządzeń zbiornikowo-tłocznych, w oparciu z jednej strony o katalogi urządzeń dostępnych na rynku, a z drugiej o analizę techniczno-ekonomiczną różnych wariantów ich rozmieszczenia. W pewnych bowiem przypadkach bardziej uzasadnionym może okazać się zainstalowanie jednego urządzenia dla obsługi kilku nieruchomości, niż oddzielnych dla każdego budynku.

Jeśli chodzi o określenie wielkości urządzenia to można się tutaj oprzeć o pewne analogie z urządzeniami hydroforowymi. Należy jednak pamiętać, że rozkład zrzutu ścieków nie pokrywa się dokładnie z rozkładem rozbiorów wody, a specyfika pracy urządzenia zbiornikowo-tłoczego różni się w sposób dość istotny od pracy hydroforu. Analiza tych zagadnień oraz ustalenie zasad ustalania zasadniczych parametrów urządzeń zawarte są w rozdziale 5 rozprawy.

Odrębnej analizy wymaga również ustalenie zakresu dopuszczalnych prędkości ścieków w kanałach ciśnieniowych. Wiadomym jest, że zakres dopuszczalnych prędkości w kanalizacji grawitacyjnej jest do chwili obecnej tematem otwartym, szczególnie jeśli chodzi o wartość prędkości minimalnej, zapewniającej samooczyszczanie się kanałów. Dopuszczalna prędkość maksymalna ma tutaj drugorzędne znaczenie zarówno ze względu na fakt, że ekstremalne przepływy w kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej występują rzadko, jak i z uwagi na sporadyczność

występowania w praktyce inżynierskiej terenów o bardzo znacznych spadkach.

Można się spodziewać, że ze względu na szczupłość danych dotyczących badań nad przepływem ścieków kanałami ciśnieniowymi, trudno będzie jednoznacznie określić dopuszczalny zakres prędkości w tych kanałach. Należy jednak zauważyć, że ze względu na całkowite wypełnienie kanałów ciśnieniowych, warunki ich samooczyszczania są odmienne niż w kanalizacji grawitacyjnej, chociażby ze względu na niemożność występowania tam tzw. podtapiania kanałów bocznych, oraz poprawę warunków samooczyszczania / wzrost prędkości przydennych / wraz ze zmniejszeniem się przekroju poprzecznego kanału spowodowanego osadzaniem się zawieszim na jego dnie. W szczególności należy również ustalić, czy w świetle opublikowanych dotychczas teorii i wyników badań prędkość samooczyszczania w kanałach ciśnieniowych jest funkcją ich średnicy, czy też - tak jak w kanalizacji grawitacyjnej - można ją przyjąć jako stałą dla wszystkich przekrojów kanałów. Jeżeli chodzi natomiast prędkość maksymalną, to również w kanalizacji ciśnieniowej jest ona zagadnieniem drugorzędym, a to ze względu na fakt, że w praktyce inżynierskiej kryterium ciśnienia dopuszczalnego będzie wystarczająco silne i nie pozwoli na projektowanie kanałów z prędkościami w granicach kilku metrów na sekundę. Analiza zakresu dopuszczalnych prędkości w kanałach ciśnieniowych zawarta została w rozdziale 6 pracy.

Zagadnienie ustalenia przepływu obliczeniowego również musi być rozwiązane odmiennie, niż to było dotychczas praktykowane w projektowaniu kanalizacji grawitacyjnej, przy czym

z uwagi na konieczność sprawdzenia dwóch odrębnych kryteriów będziemy mieli do czynienia z dwoma różnymi przepływami obliczeniowymi. Przy projektowaniu kanalizacji grawitacyjnej rozpatruje się kolejne odcinki sieci ulicznej pomiędzy węzłami przyjmując, że przepływ na całej długości odcinka jest w danej chwili czasowej stały i równy sumie przepływu na początku kanału i dopływów bocznych z przykanalików. Zakłada się więc, że suma bocznych dopływów wprowadzona jest na początku kanału. Za przepływ obliczeniowy przyjmuje się wielkość maksymalnego godzinowego zrzutu ścieków, obliczoną na podstawie odpowiednich wytycznych. Przepływ ten ma zapewnić okresowe osiągnięcie lub przekroczenie prędkości samooczyszczania w kanale.

W kanalizacji ciśnieniowej ze względu na jej specyfikę za odcinek obliczeniowy należy przyjąć odcinek między dwoma sąsiednimi podłączeniami działających równocześnie urządzeń. Przy takim podziale sieci i założeniu ciągłości strumienia ścieków w całkowicie wypełnionym przekroju, przepływ na całej długości odcinka jest faktycznie w danej chwili czasowej wielkością stałą. Jednak rozkład wahań przepływów w czasie, ze względu na okresowe działanie urządzeń zbiornikowo-tłocznych, odbiega znacznie od rozkładu przepływów w kanalizacji grawitacyjnej, gdzie jest on zbliżony do rozkładu zapotrzebowania na wodę, a nawet nieco bardziej "spłaszczony" co spowodowane jest pewną retencją sieci grawitacyjnej. Sieć kanalizacji ciśnieniowej pracuje przy całkowitym wypełnieniu przekrojów poprzecznych i w związku z tym pojemności retencyjnej praktycznie nie posiada.

Jednocześnie okresowe działanie urządzeń zbiornikowo-tłocznych, których włączenia są zdarzeniami wzajemnie niezależnymi, nadaje przepływowi w sieci silnie "pulsujący" charakter. Analiza jednoczesności działania urządzeń i problem ustalenia przepływów obliczeniowych na tle przeprowadzonych rozważań zawarte zostały w rozdziale 7 pracy.

Z punktu widzenia hydrauliki kanalizacja ciśnieniowa w swej istocie jest bardziej zbliżona do sieci wodociągowej niż do kanalizacji grawitacyjnej. Można nawet zaryzykować stwierdzenie, że jest w pewnym sensie "zwierciadlanym odbiciem" sieci wodociągowej. W podstawowym bowiem modelu, przy założeniu sieci rozgałęzionej, sieć wodociągowa zasilana jest w jednym punkcie/ źródło/ i posiada m punktów czerpania /upustów/. W kanalizacji ciśnieniowej z kolei występuje jeden punkt wypływu z sieci /upust/ i n punktów zasilania /źródła/. Z reguły $n \ll m$ z wyjątkiem niespotykanego w praktyce inżynierskiej przypadku, gdy każda nieruchomość połączona jest z siecią wodociągową poprzez hydrofor. Wtedy oczywiście upustami będą nie punkty czerpania wody lecz urządzenia hydroforowe, których ilość będzie równa ilości urządzeń zbiornikowo-tłocznych $n = m$, a analogia pomiędzy siecią wodociągową i kanalizacyjną będzie najbardziej wyraźną. W tak określonych sieciach rozgałęzionych, mających tylko jedno źródło lub upust, kierunek przepływu jest zawsze jednoznacznie określony i niezmienny. Co się zaś tyczy matematycznych formuł dotyczących obliczania liniowych strat ciśnienia w kanalizacji ciśnieniowej ze względu na opisane powyżej analogie wydaje się słusznym zastąpienie formuły Manninga wzorem Colebrooka White'a

w powiązaniu ze wzorem Darcy-Weisbacha przy poczynieniu oczywiście odpowiednich założeń. Hydrauliczne podstawy obliczeń omówione zostały w rozdziale 8 pracy.

Najbardziej jednak złożonym zagadnieniem jest kwestia prawidłowego zaprojektowania przekrojów ciśnieniowych przewodów kanalizacyjnych. Rozmieszczenie tych przewodów w planie kanalizowanego obszaru oraz ich długości, są podobnie jak przy kanalizacji grawitacyjnej narzucone warunkami terenowymi, a szczególnie położeniem poszczególnych obiektów i oczyszczalni ścieków. Zasada prowadzenia ścieków najkrótszą drogą do oczyszczalni może być w kanalizacji ciśnieniowej stosowana w zasadzie bez żadnych wyjątków, gdy tymczasem w kanalizacji grawitacyjnej nie jest ona często przestrzegana ze względu na konieczność omijania wzniesień terenowych przy zachowaniu jednokierunkowego spadku kanałów.

Zasadniczym kryterium doboru wymiarów poprzecznych kanałów grawitacyjnych, związanym z ich prawidłowym i niezawodnym działaniem jest prędkość ścieków. Przy projektowaniu wymiarów poprzecznych kanałów ciśnieniowych, prócz kryterium prędkości należy również wziąć pod uwagę kryterium wysokości ciśnienia, co wynika z istoty pracy tej sieci. Sprawdzanie kryterium prędkości, ma na celu zapewnienie transportu cząstek stałych zawieszonych w ściekach lub wleczonych po dnie kanału, by nie dopuścić do stopniowego zatkania kanału. Natomiast kryterium wysokości ciśnienia, wynikające również z konieczności zapewnienia niezawodnej pracy sieci, ma z kolei gwarantować, że w żadnym punkcie sieci ciśnienie nie przekroczy/na czas dłuższy niż to wynika z pojemności retencyjnej zbiornika/wartości krytycznej H_{gr} wynikającej z charakterystyki zainstalowanego w tym punkcie urządzenia.

Takie "zablokowanie" urządzenia, mogłoby bowiem doprowadzić do przepełnienia jego zbiornika.

Reasumując można stwierdzić, że dla spełnienia podstawowych warunków niezwodności eksploatacyjnej prawidłowo zaprojektowana sieć kanalizacji ciśnieniowej winna spełniać dwa zasadnicze kryteria:

- 1/ W każdym odcinku przewodu winna być okresowo osiągnięta prędkość samooczyszczania związana z powstaniem przy dnie kanału prędkości rozmywającej osadzone zawiesiny,
- 2/ Maksymalne ciśnienie w najniekorzystniej położonych punktach sieci, nie powinno przekraczać wartości krytycznej uniemożliwiającej prawidłowe działanie urządzenia.

Jak łatwo zauważyć, kryteria te są w stosunku do siebie antagonistyczne. W związku z tym, w poszczególnych przypadkach, ilość możliwych rozwiązań sieci / w sensie doboru średnic poszczególnych odcinków/ będzie różna, bądź rozwiązanie takie nie będzie istniało wogóle. Dlatego też dla sieci stosunkowo krótkich i przy stosowaniu urządzeń o znacznej wielkości H_{gr} można dla poszczególnych odcinków sieci przyjąć cały szereg różnych średnic, przy czym każde z tych rozwiązań będzie spełniało obydwie założone warunki. Powstanie tutaj oczywiście problem wyboru rozwiązania optymalnego z uwzględnieniem czynników ekonomicznych. W przypadku, gdy istnieje tylko jedno możliwe rozwiązanie sieci nie ma żadnej możliwości wyboru, więc prowadzenie rachunku optymalizacyjnego jest bezcelowe. Z kolei w przypadku, gdy rozwiązanie takie nie istnieje w ogóle /sieci rozległe, małe wysokości dopuszczalnych ciśnień/ zachodzi konieczność podziału kanalizowanego obszaru na strefy, z zastosowaniem pośrednich pompowni ścieków.

Należy tutaj ponadto stwierdzić, że w chwili obecnej nieznana jest formuła matematyczna pozwalająca z góry określić, z którym spośród omawianych wyżej przypadków mamy w danym projekcie doczynienia. Dlatego też projektant musi zagadnienie to rozwiązywać metodą prób, wykorzystując metody matematyczne przedstawione w rozdziałach 8 i 9 niniejszej rozprawy.

Rozdziały 10 i 11 poświęcone są zagadnieniom ekonomicznym związanym z projektowaniem i eksploatacją kanalizacji ciśnieniowej. Zagadnienia te, niezmiernie istotne z gospodarczego punktu widzenia, są na obecnym etapie krajowych doświadczeń z kanalizacją ciśnieniową bardzo trudne do przeanalizowania. Brak jest bowiem podstawowych wskaźników kosztów poszczególnych elementów sieci a w szczególności kosztów urządzeń. Dlatego też głównym celem tych analiz jest opracowanie podstaw rachunku optymalizacyjnego w odniesieniu do kanalizacji ciśnieniowej, bez ustalania zakresu stosowalności tego rozwiązania.

Część wnioskowa/ rozdział 12/ zawiera krótkie podsumowanie ustalonych w niniejszej pracy zasad dotyczących projektowania kanalizacji ciśnieniowej oraz formułuje problemy wymagające dalszych badań i analiz.

Podsumowując, niniejsza praca stawia sobie za cel rozwiązanie następujących podstawowych zagadnień związanych z projektowaniem kanalizacji ciśnieniowej:

1. Ustalenie zasad obliczeń urządzeń zbiornikowo-tłocznych, w odniesieniu do różnych wariantów ich rozwiązań.
2. Określenie pożądanego zakresu prędkości ścieków w kanałach ciśnieniowych ze szczególnym uwzględnieniem prędkości samooczyszczania.

3. Ustalenie wielkości przepływów obliczeniowych w funkcji okresowej pracy urządzeń zbiornikowo-tłocznych
 4. Określenie hydraulicznych podstaw i zasad obliczeń rozgałęzionych sieci kanalizacji ciśnieniowej wraz z tokiem tych obliczeń.
 5. Ustalenie wielkości zużycia energii przez urządzenie zbiornikowo-tłoczne.
 6. Ustalenie podstaw rachunku optymalizacyjnego wraz z uzasadnieniem celowości jego prowadzenia.
- Poszczególne zagadnienia rozwiązywane będą w kolejnych rozdziałach rozprawy.

5. Analiza rozwiązań urządzeń zbiornikowo-tłocznych oraz zasady ich obliczenia.

Zasadniczymi, choć stosunkowo prostymi w konstrukcji elementami systemu kanalizacji ciśnieniowej są urządzenia zbiornikowo-tłoczne instalowane dla obsługi pojedynczych budynków lub ich grup. Urządzenia te zarówno pneumatyczne jak i pompowe powinny:

- działać automatycznie
 - posiadać wysoki współczynnik sprawności ogólnej η_o , dla zminimalizowania kosztów niezbędnej do zasilania energii,
 - pracować niezawodnie/ szczególnie groźne jest zatykanie się/ i niehałaśliwie ze względu na bliskość pomieszczeń mieszkalnych.
- Oczywiście, prócz wymienionych wyżej zasadniczych warunków, należałoby sobie życzyć by urządzenia te były proste w obsłudze, trwałe, niewielkie, odporne na korozję, bezpieczne, a przede wszystkim tanie, bowiem ich koszt jest jednym z zasadniczych składników nakładów na budowę całego systemu.

Urządzenia pompowe składają się z następujących elementów:

- przewodu grawitacyjnego / doprowadzającego/ o średnicy 0,1 m, która to wielkość została przyjęta jako minimum zabezpieczające pion z podłączonymi klozetami przed zatykaniem się,
- zbiornika roboczego,
- pompy specjalnej konstrukcji ewentualnie sprzęgniętej z rozdrabniarką napędzanych silnikiem elektrycznym,
- przewodu ciśnieniowego/ odpływowego/ uzbrojonego w zawór zwrotny o tzw. gładkim przelocie,
- zespołu sterującego pracą urządzenia.

Pojemność zbiornika roboczego, wydajność pompy oraz średnicę przewodu tłocznego można określić przyjmując za podstawę ilość ścieków dopływających z budynku, w którym urządzenie to ma być zastosowane. Ze względu na istotne analogie można się tutaj oprzeć o znane zależności, służące do obliczania zbiorników hydroforowych, pod warunkiem wcześniejszego ustalenia kryterium prędkości w przewodzie tłocznym. Według ^{tych} zasad urządzenie powinno posiadać wydajność przekraczającą nieco maksymalny odpływ ścieków z budynku w określonym przedziale czasowym, a objętość zbiornika powinna wynikać z wydajności przyjętej częstotliwości włączeń. Z kolei średnica przewodu tłocznego / przykanałika/ musi zapewnić osiągnięcie w nim prędkości samooczyszczania przy przepływie równym wydatkowi pompy. Jest to jednocześnie jedyne - poza ekonomicznym - kryterium doboru odpowiedniej średnicy w wypadku jednoczesnego z pompowaniem rozdrabniania części stałych, choć i wtedy średnice poniżej $d = 0,08$ m nie są zalecane / patrz rozdz. 3/

Budowa urządzenia pneumatycznego musi być z natury rzeczy nieco odmienna. Ponadto możliwe są tu dwa warianty rozwiązań:

- urządzenie złożone z dwóch pracujących na przemian zbiorników roboczych jednakowej pojemności,
- urządzenie składające się ze zbiornika roboczego i wyrównawczego,

W skład każdego zestawu musi wejść ponadto sprężarka, zespół sterujący pracą urządzenia oraz przewody uzbrojone w zawory zwrotne odpowiedniej konstrukcji / odporne na zatykanie/.

Podstawową wielkością wyjściową do obliczenia parametrów urządzenia zbiornikowo-tłocznego, niezależnie od jego konstrukcji, jest miarodajny dopływ ścieków z instalacji wewnętrznej budynku. Ustalenie tej wielkości nie jest wbrew pozorom proste, bowiem jak wiadomo odpływ ścieków z instalacji zmienia się nieustannie w czasie, przy czym zmiany te mają charakter przypadkowy i nieuporządkowany. Maksymalny sekundowy odpływ ścieków może być opisany wzorem:

$$Q_{smax} = Q_{s\acute{s}r} N_o \quad /1/$$

gdzie: Q_{smax} - maksymalny sekundowy odpływ ścieków $[m^3/s]$

$Q_{s\acute{s}r}$ - średni roczny odpływ ścieków $[m^3/s]$

N_o - współczynnik nierównomierności ogólnej $[-]$

przy czym :

$$N_o = N_d N_h N_s \quad /2/$$

gdzie: N_d - współczynnik nierównomierności dobowej $[-]$

N_h - współczynnik nierównomierności godzinowej $[-]$

N_s - współczynnik nierównomierności sekundowej $[-]$

Ze względu na dużą szybkość zmian odpływu ścieków z instalacji, wynikającą ze specyfiki pracy niektórych przyborów kanalizacyjnych, maksymalny sekundowy odpływ ścieków nie może być przyjmowany jako obliczeniowy tym bardziej, że jego wielkość jest w chwili obecnej trudna do określenia ze względu na brak w dostępnej literaturze odpowiednich danych.

W aktualnej praktyce projektowania wewnętrznych instalacji wodociągowych i kanalizacyjnych do ustalania obliczeniowego odpływu ścieków stosuje się następujący wzór

$$q_{so} = q_w + q_p \quad /3/$$

gdzie:

q_{so} - obliczeniowy odpływ ścieków $[m^3/s]$,

q_w - obliczeniowy rozbiór wody $[m^3/s]$,

q_p - odpływ ścieków z miarodajnego przyboru $[m^3/s]$.

Wydaje się, że wartość obliczeniowego odpływu ścieków q_{so} obliczona wg wzoru /3/ może być traktowana jako miarodajna dla ustalania parametrów urządzenia zbiornikowo-tłocznego, pod warunkiem właściwego wyboru przybotu miarodajnego.

Dla potrzeb projektowania grawitacyjnych przykanalików za miarodajny uznaje się przybór o największym odpływie, bez względu na czas jego trwania. Natomiast dla potrzeb obliczania parametrów urządzeń zbiornikowo-tłocznych przyjmowanie tak dużego odpływu wydaje się być niecelowe. Bardziej racjonalne jest bowiem przyjęcie za miarodajny przyboru o porównywalnym z cyklem pracy urządzenia czasem trwania odpływu, pod warunkiem zabezpieczenia w zbiorniku urządzenia pojemności rezerwowej V_z , obliczonej dla najniekorzystniejszej a możliwej w praktyce sytuacji.

Ze względu na specyfikę pracy i związany z tym sposób obliczania podstawowych parametrów urządzeń zbiornikowo-tłocznych, należy je podzielić na dwa rodzaje:

1. Urządzenia w których w czasie pracy możliwy jest normalny dopływ ścieków z instalacji do zbiornika roboczego.

2. Urządzenia w których w czasie pracy dopływ ścieków do zbiornika roboczego jest niemożliwy i które w związku z tym posiadają dodatkowo zbiornik wyrównawczy.

Do pierwszego typu można np. zaliczyć urządzenia pompowo-rozdrabniające, klasyczne pompownie ścieków, urządzenia pneumatyczne z dwoma symetrycznymi zbiornikami roboczymi itd. Typ drugi reprezentowany jest przez urządzenia pompowe z dopływem ścieków poprzez pompę, urządzenia pneumatyczne z jednym zbiornikiem roboczym napełnianym grawitacyjnie lub w sposób wymuszony / ssąco- tłoczące/ itd.

Zakładając całkowite zbilansowanie odpływu z dopływem do urządzenia w czasie trwania jednego cyklu pracy, oraz pewien zapas wydajności urządzenia w stosunku do wielkości dopływu obliczeniowego / podobnie jak to się robi w urządzeniach hydroforowych/ możemy dla urządzeń nie wymagających zbiorników wyrównawczych sformułować następujące zależności:

$$q_{a1} = a q_{so} \quad /4/$$

gdzie: q_{a1} - wydajność urządzenia $[m^3/s]$,

q_{so} - obliczeniowy dopływ ścieków określony wzorem
/3/ $[m^3/s]$,

a - przyjęty współczynnik bezpieczeństwa $[-]$.

Z kolei:

$$T = t_r + t_p \quad /5/$$

gdzie:

T - czas trwania cyklu pracy $[s]$,

t_r - czas ruchu $[s]$,

t_p - czas postoju $[s]$.

Czasy ruchu i postoju wynoszą w poszczególnych cyklach pracy odpowiednio:

$$t_r = \frac{V_{u1}}{aq_{so} - q_s} \quad /6/$$

$$t_p = \frac{V_{u1}}{q_s} \quad /7/$$

gdzie:

V_{u1} - użyteczna objętość zbiornika roboczego $[m^3]$,

q_s - średnia wielkość dopływu ścieków w poszczególnych cyklach $[m^3/s]$,

przy czym:

$$0 \leq q_s \leq q_{so} \quad /8/$$

Po podstawieniu zależności /6/ i /7/ do /5/ otrzymamy:

$$T = \frac{V_{u1} aq_{so}}{q_s / aq_{so} - q_s} \quad /9/$$

Badając przebieg tej funkcji $T = f(q_s)$ łatwo wykazać że osiąga ona minimum dla wartości $q_s = \frac{a}{2} q_{so}$ więc :

$$T_{min} = \frac{4 V_{u1}}{aq_{so}} \quad /10/$$

Korzystając ze wzoru /10/ można, dla określonej wartości T_{min} , wynikającej z granicznej, bezpiecznej dla zespołu napędowego częstotliwości włączeń, obliczyć odpowiadającą jej wartość V_{u1} . Po przekształceniu wzoru /10/ i wykorzystaniu zależności /4/ otrzymamy więc ostatecznie:

$$V_{u1} = \frac{aq_{so} T_{min}}{4} \quad /11/$$

Z kolei przy utrzymaniu w mocy poprzednich założeń dla pneumatycznych urządzeń zbiornikowo-tłocznych złożonych z dwóch zbiorników roboczych można sformułować następujące zależności:

$$t_r = \frac{V'_{u1}}{aq_{so}} \quad /12/$$

$$t_p = \frac{V'_{u1}}{q_s} \quad /13/$$

gdzie:

V'_{u1} - objętość użyteczna każdego ze zbiorników roboczych $[m^3]$.

Więc:

$$T = \frac{V'_{u1}}{aq_{so}} + \frac{V'_{u1}}{q_s} \quad /14/$$

Funkcja $T = f/q_s$ określona zależnością /14/ osiąga minimum dla $q_s \rightarrow \infty$, ale ponieważ $0 \leq q_s \leq q_{so}$ więc :

$$T_{\min} = V'_{u1} \frac{a+1}{aq_{so}} \quad /15/$$

i ostatecznie:

$$V'_{u1} = \frac{aq_{so} T_{\min}}{a+1} \quad /16/$$

Dla urządzeń, w których podczas pracy dopływ ścieków do zbiornika roboczego jest niemożliwy i które w związku z tym muszą posiadać zbiornik wyrównawczy, zachodzi potrzeba ustalenia dodatkowo następujących parametrów:

V_r - objętość zbiornika wyrównawczego $[m^3]$,

q_x - intensywność opróżniania zbiornika wyrównawczego $[m^3/s]$

przy czym z warunku zabezpieczenia zbiornika wyrównawczego przed przepełnieniem wynika:

$$q_x = a q_{so} \quad /17/$$

Zakładając analogicznie jak poprzednio zbilansowanie odpływu z dopływem do urządzenia w czasie trwania jednego cyklu pracy, co eliminuje konieczność zastosowania dodatkowego zbiornika wyrównującego przepływy w okresach dłuższych od jednego cyklu pracy T , możemy sformułować następującą zależność:

$$T = \frac{V_{u2}}{q_s} \quad /18/$$

Analogicznie jak poprzednio można wykazać że funkcja $T = f /q_s/$ określona wzorem /18/ osiąga minimum dla $q_s \rightarrow \infty$, ale ponieważ $0 \leq q_s \leq q_{so}$ więc :

$$T_{\min} = \frac{V_{u2}}{q_{so}} \quad /19/$$

po przekształceniu

$$V_{u2} = q_{so} T_{\min} \quad /20/$$

Dla obliczenia wydajności urządzenia oraz pojemności zbiornika roboczego można sformułować następujące zależności:

$$T_{\min} = t_r + t_p \quad /21/$$

$$t_r = \frac{V_{u2}}{q_{a2}} \quad /22/$$

$$t_p = \frac{V_r}{a q_{so} - q_{so}} \quad /23/$$

$$t_r = \frac{V_r}{q_{so}} \quad /24/$$

Rozwiązując układ równań / 20÷24/ otrzymamy ostatecznie:

$$q_{a2} = \frac{a}{a-1} q_{so} \quad /25/$$

$$V_r = \frac{a-1}{a} q_{so} T_{min} \quad /26/$$

Z wyprowadzonych powyżej zależności można wysnuć następujący generalny wniosek. Dla urządzeń bez zbiornika wyrównawczego wielkość współczynnika bezpieczeństwa $a / a \geq 1 /$ należy przyjmować możliwie blisko wartości $a = 1$. Skutkuje to bowiem zarówno minimalizacją żądanej wydajności urządzenia, jak i objętości zbiornika roboczego. Natomiast dla urządzeń ze zbiornikiem wyrównawczym wartość współczynnika a powinna być przyjmowana w oparciu o analizę ekonomiczną różnych wariantów urządzenia, bowiem jak wynika z zależności /25/ i /26/ wraz ze wzrostem współczynnika a rośnie objętość zbiornika wyrównawczego V_r przy jednocześnie malejącej żądanej wydajności urządzenia q_{a2} i odwrotnie.

Analizując przykładowo wyłącznie nakłady inwestycyjne na urządzenia ze zbiornikiem wyrównawczym i przyjmując że składają się one z nakładów na zbiorniki i pompę / sprężarkę/ wraz z odpowiadającymi im osprzętami możemy napisać:

$$K_u = K_v + K_q$$

gdzie:

K_u - nakłady całkowite na urządzenie [tys.zł],

K_v - nakłady na zbiorniki wraz z osprzętem [tys.zł],

K_q - nakłady na pompę /sprężarkę/ wraz z osprzętem [tys.zł].

Na podstawie analizy kosztów jednostkowych pomp i zbiorników ustalono, że nakłady K_v i K_q można wyrazić ^{przykładowo} następującymi wzorami:

$$K_v = 5 + 20 V_{c2}$$

$$K_q = 10 + 3000 q_{a2}$$

przy czym:

$$V_{c2} = V_{u2} + V_r$$

Wykorzystując odpowiednio zależności /20/ /26/ i /25/
możemy napisać:

$$K_u = 13 + 20 q_{so} T_{min} \frac{2a-1}{a} + 3000 q_{so} \frac{a}{a-1}$$

Analizując przebieg powyższej zależności łatwo wykazać że
wartość a_{min} dla której K_u osiąga minimum jest funkcją T_{min}
i przykładowo dla $T_{min} = 600 \text{ s}$ - $a_{min} = 2$.

Wszystkie typy urządzeń zbiornikowe-tłocznych powinny dodatkowo
posiadać pewną pojemność rezerwową V_z , zabezpieczającą przed
przepełnieniem w sytuacjach awaryjnych lub w przypadkach wystę-
powania w sieci ciśnień ekstremalnych, przekraczających wielkość
 H_{gr} . Wielkość tej pojemności wynika z przyjętego współczynnika
niezawodności, wyboru przyboru miarodajnego oraz zastosowanego
systemu zabezpieczeń. W rozwiązaniach stosowanych za granicą
pojemność rezerwowa przekracza czasem nawet kilkakrotnie
wielkość pojemności roboczej czy wyrównawczej.

Nie jest to jednak rozwiązanie właściwe, bowiem jest równoznac-
ne z dopuszczaniem możliwości przedłużenia czasu przebywania
ścieków w systemie, co z kolei może doprowadzić do ich zagniwania.

Ostatnim parametrem wymagającym ustalenia jest średnica
przewodu tłoczego. Ogólnie rzecz biorąc maksymalna wielkość
tej średnicy, dla zapewnienia w przewodzie prędkości samooczyszcza-
nia, jest określone oczywistą zależnością:

$$D = \sqrt{\frac{4q_a}{\pi v_s}} \quad /27/$$

gdzie:

D - średnica przewodu [m]

q_a - wydajność urządzenia określona odpowiednio zależnością /4/ lub /25/ [m^3/s]

v_s - prędkość samooczyszczania [m/s]

Stosowanie wzoru /27/ jest jednak możliwe tylko dla urządzeń wyposażonych w rozdrabniarkę, gdzie praktycznie nie ma dolnego ograniczenia wartości D . Natomiast dla urządzeń nie posiadających rozdrabniarki, ze względu na możliwość ich zatkania dużymi ciałami stałymi $D_{\min} = 0,08$ m. W tym też wypadku przy narzuceniu wartości D_{\min} , wielkością szukaną będzie wartość

q_{amin} wg zależności:

$$q_{amin} = \frac{\pi D_{\min}^2}{4} v_s \quad /28/$$

Jeśli wartości q_a obliczone odpowiednio na podstawie wzorów /4/ lub /25/ nie spełniają zależności :

$$q_a \geq q_{amin} \quad /29/$$

to za obowiązującą należy uznać wartość q_{amin} i na jej podstawie obliczyć odpowiednio pozostałe parametry urządzenia.

Warunek /29/ stwarza określoną dolną granicę dla racjonalnego stosowania urządzeń nie posiadających rozdrabniarki, w związku czym stosowanie ich ma przykład dla obsługi pojedynczych budynków jednorodzinnych nie byłoby rozwiązaniem prawidłowym.

Zasady doboru urządzeń zbiornikowo-tłocznych podane w niniejszym rozdziale, mogą być oczywiście stosowane przy dostępności różnego typu i o różnej wydajności urządzeń na rynku. W chwili obecnej urządzeń takich w kraju się nie produkuje, a ewentualna produkcja rozpocznie się z pewnością od jednego typu. Będzie to prawdopodobnie urządzenie nie wyposażone w rozdrabniarkę, jako łatwiejsze do wykonania i trwalsze. Wydajność tego urządzenia ze względu na warunek /29/ będzie wynosiła conajmniej $q_a = 0,0034 \text{ [m}^3/\text{s]}$ / patrz rozdział 6/, zatem podstawowe zadanie projektanta będzie polegało raczej na właściwym usytuowaniu urządzenia z podłączeniem do niego odpowiedniej ilości budynków czy mieszkań.

6. Ustalenie zakresu prędkości ścieków w kanałach ciśnieniowych.

Właściwe przyjęcie dopuszczalnego zakresu prędkości ma zasadnicze znaczenie dla prawidłowego zaprojektowania każdego rodzaju sieci kanalizacyjnej, w szczególności dla kanalizacji ciśnieniowej. Najbardziej interesujące są prędkości, występujące przy szczytowych przepływach, bowiem one właśnie mają istotne znaczenie dla prawidłowej, niezawodnej i ekonomicznej pracy sieci. W godzinach pozaszczytowych wartości przepływów, a więc i prędkości, układają się bardzo różnie - w krańcowych przypadkach mogą równać się zeru. Dopuszczalny zakres prędkości, występujących przy przepływach szczytowych jest ograniczony dwustronnie wartościami wynikającymi z aspektów niezawodnej i ekonomicznej pracy sieci kanalizacji ciśnieniowej. Ograniczenie dolne określone jest przez wartość tzw. prędkości samooczyszczania, której okresowe występowanie ma zapobiec gromadzeniu się osadów w kanale, utrudniających lub uniemożliwiających przepływ ścieków. Ograniczenie górne ma charakter bardziej złożony i jeśli chodzi o same przewody wynika z konieczności zabezpieczenia ich przed zbyt intensywną erozją. W kanalizacji grawitacyjnej ograniczenie to przyjmuje się w zależności od rodzaju sieci i materiału przewodów w wysokości $3 \div 7$ [m/s]. W kanalizacji ciśnieniowej górne ograniczenie prędkości ma jednak również aspekt ekonomiczny, bowiem pośrednio związane jest z maksymalnymi występującymi w sieci ciśnieniami, zatem rzutuje dodatkowo na wysokość kosztów eksploatacji.

W praktyce projektowej kryterium górnego ograniczenia prędkości jest realizowane pośrednio poprzez kryterium ciśnienia granicznego H_{gr} którego wielkość przyjmowana w oparciu

o stosowane urządzenia zbiornikowo-tłoczne i rodzaj przewodów zapobiega powstawaniu w sieci prędkości większych od podanych wyżej ograniczeń ze względu na erozję przewodów. Natomiast aspekt ekonomiczny jest uwzględniony przy optymalizacji sieci /patrz rozdz.11/.

Zakładając zatem że górne ograniczenie prędkości jest wystarczająco realizowane poprzez kryterium ciśnienia granicznego i dodatkowo rachunek optymalizacyjny, można je w dalszej analizie pominąć określając tylko ograniczenie dolne, zwane potocznie prędkością samooczyszczania.

Zagadnieniem tym zajmowało się w przeciągu ostatnich lat wielu autorów i publikowane na ten temat materiały są stosunkowo obfite. Autorzy ci opierali się na różnego rodzaju przesłankach przy czym prowadzono zarówno prace teoretyczne jak i doświadczalne. Badania te dotyczyły przeważnie kanałów grawitacyjnych o niecałkowicie wypełnionych przekrojach. Ze względu na temat i charakter niniejszej pracy poniżej przedstawiono tylko te teorie, które dotyczą kanałów całkowicie wypełnionych i których autorzy podali konkretne wartości prędkości samooczyszczania, bądź na podstawie których można było te wartości obliczyć. Skoncentrowano się przy tym głównie na szczegółowych wynikach prac, sygnalizując jedynie podstawowe założenia i przesłanki poszczególnych badań.

Maksimow [24] stwierdza przede wszystkim, że stosowanie kryterium prędkości minimalnej w projektowaniu sieci kanalizacyjnej jest błędem, bowiem hydrauliczne warunki samooczyszczania się kanałów zależą od rozkładu prędkości w przewodzie, a więc od jego kształtu. Maksimow uważa, że w spotykanych w praktyce

przypadkach transportu w ściekach niewielkiej ilości ciał twardych / piasku/ w ilości około 0,6‰, zasadnicze znaczenie odgrywają siły poziome tj. siła naporu hydrodynamicznego i siła tarcia. Jeśli potraktować siłę naporu hydrodynamicznego jako zasadniczą, a pozostałe siły działające na cząstkę leżącą na dnie rury uznać za swojego rodzaju zapas działający na korzyść pierwszej siły, to cząstka zacznie się poruszać przy spełnieniu następującej równości:

$$\frac{U_x^2}{2g} F \rho_w = \varphi W / \rho_p - \rho_w / \quad /30/$$

gdzie:

- F - powierzchnia przekroju cząstki w płaszczyźnie prostopadłej do kierunku ruchu ścieków $[m^2]$,
- U_x - średnia prędkość miejscowa występująca w środku powierzchni F $[m/s]$,
- ρ_w - gęstość wody $[kg/m^3]$,
- ρ_p - gęstość cząstki $[kg/m^3]$,
- W - objętość cząstki $[m^3]$,
- φ - współczynnik tarcia $[-]$.

Jak wynika ze wzoru /30/ przy ustaleniu miarodajnej wielkości i kształtu cząstki / F, W/, jej materiału / ρ_p / oraz materiału przewodów / φ / warunek transportu cząstki po dnie przewodu spełniony jest przy określonej wielkości prędkości U_x .

Z hydrauliki znana jest następująca zależność dla rur całkowicie wypełnionych:

$$\frac{U_m - U_x}{U_x} = 5,75 \lg \frac{x}{y} \quad /31/$$

gdzie: r - promień rury [m],

y - odległość między dnem rury, a punktem rozpatrywanym /gdzie występuje U_x / [m],

U_m - prędkość maksymalna strumienia [m/s],

U_* - prędkość dynamiczna [m/s].

Zgodnie z wcześniejszymi założeniami wartość y również możemy uznać za stałą, natomiast wartość U_x będzie stałą dla dowolnych ustalonych wartości U_* .

Ponieważ :

$$U_* = \sqrt{2 g r i} \quad /32/$$

gdzie: i - spadek hydrauliczny [-],

to zapewnienie minimalnej wartości prędkości U_* będzie wymagało spełnienia równości : $r i = \text{const}$ /33/

Przyjmując za podstawę obowiązujący w ZSRR minimalny spadek $i = 0,005$ dla rur średnicy $D = 0,20$ m i wykorzystując warunek / 33/ Maksimow obliczył minimalne spadki i prędkości średnie w kanałach zapewniające ich samooczyszczenie / tabl. 3/. Oczywiście w przedstawionej tu teorii największą wątpliwość może budzić właśnie to ostateczne założenie, tym bardziej że obowiązujące normy dotyczą kanalizacji grawitacyjnej pracującej przy częściowym napełnieniu, a cała teoria oraz proponowane wartości spadków i prędkości odnoszą się do przewodów całkowicie wypełnionych. Niemniej teoria ta została potwierdzona prowadzonymi przez Maksimowa badaniami na modelu przewodu kanalizacyjnego z użyciem cząsteczek piasku o uziarnieniu od 1 do 5×10^{-3} [m].

Należy jednak zauważyć, że Maksimow nie wykorzystał podanych na wstępie warunków /30/ i nie podał dla jakich wymiarów transportowanych cząstek miarodajne są podane przez niego wartości prędkości samooczyszczania.

Z podobnych założeń jak Maksimow wychodzi również Randolf [30] [31]. Porównując dla warunków granicznych siłę naporu hydrodynamicznego z siłą tarcia otrzymał on ostatecznie wyrażenie na graniczną wartość spadku hydraulicznego w postaci:

$$i_{gr} = \psi \frac{4d / \rho_p - \rho}{D \rho} \quad /34/$$

gdzie:

- i_{gr} - wartość spadku granicznego [-],
- ψ - współczynnik wleczenia wg Shieldsa [-],
- ρ_p - gęstość cząstki [kg/m³]
- ρ - gęstość ścieków [kg/m³]
- d - średnica cząstki [m]
- D - średnica kanału [m]

Dla spadków granicznych wyrażonych wzorem /34/ Randolf [30] obliczył najmniejsze średnie prędkości przepływu ścieków w przewodach całkowicie wypełnionych w funkcji średnicy cząstki i średnic przewodów / tabl. 3/. Randolf [31] słusznie podkreśla, że dla transportu cząstek o danej średnicy w kanałach o większym przekroju wymagane są mniejsze spadki niż dla kanałów o małym przekroju, jednak w dużych przewodach wymagane są większe średnie prędkości przepływu ścieków dla powstania odpowiednio dużych prędkości ppzydennych.

Zagadnieniem transportu osadów ściekowych zajmował się również Fiedorow [7] [17] [18]. Przeprowadził on badania nad przenoszeniem zanieczyszczeń ściekowych w przewodach kanalizacyjnych, korytach otwartych i rurociągach tłocznych. Były one podstawą do ustalenia emirycznego wzoru na prędkość niezamulającą w postaci :

$$v_{nz} = 1,57 \sqrt[n]{R_h} \quad /35/$$

gdzie:

n - współczynnik potęgowy = $3,5 \pm 0,5 R_h$ [-],

v_{nz} - prędkość niezamulająca [m/s],

R_h - promień hydrauliczny kanału [m].

Jako niezamulającą określa Fiedorow prędkość przepływu ścieków, przy zmniejszeniu której o wartość 0,05 [m/s] rozpoczynało się osiadanie osadów ściekowych. Jednak Fiedorow nie określił wyraźnie jakiej formy transportu osadów dotyczą podawane przez niego niezamulające prędkości przepływu ścieków. Z opisu badań można wywnioskować, że odnoszą się one do transportu zanieczyszczeń zawieszonych w ściekach.

Fiedorow podaje, że prędkości niezamulające wynikające z jego wzoru / tabl. 3/ odnoszą się do następujących warunków:

- przy stężeniach zanieczyszczeń w ściekach w granicach

$$300 \pm 600 \text{ [g/m}^3\text{]}$$

- w przewodach o promieniach hydraulicznych od 0,02 - 0,11 [m]

- dla uziarnienia cząstek osadów ściekowych w granicach

$$0,00025 - 0,007 \text{ [m]}$$

Sam Fiedorow stwierdził, że zasadniczą wadą jego wzoru /35/ jest to, że otrzymane wartości prędkości niezamulających nie są zależne od wymiarów przenoszonych cząstek.

Ponadto Fiedorow podkreśla, że dla podniesienia z dna i przejścia w stan zawieszenia osadów ściekowych, potrzebne są większe prędkości przepływu ścieków niż do transportowania tych samych osadów znajdujących się w stanie zawieszenia. Wynika stąd, że prędkości samooczyszczania potrzebne do projektowania kanalizacji ciśnieniowej muszą posiadać większe wartości od podanych przez Fiedorowa.

Prędkości samooczyszczania można również obliczyć na podstawie teorii zaproponowanej przez Yao [39]. Autor ten za podstawę do projektowania spadków kanałów uznał odpowiednie wartości krytycznych naprężeń stycznych tj. naprężeń występujących zarówno w samych ściekach jak i na ich styku z wewnętrzną powierzchnią ściany kanału. Zaproponowany przez Yao wzór projektowy oparty został na formule Manninga i przedstawia się następująco :

$$Q = \frac{1}{n} F R_h^{0,467} \left/ \frac{\tau}{\rho g} \right/^{0,5} \quad /36/$$

gdzie:

Q - przepływ $[m^3/s]$,

n - współczynnik szorstkości wg Manninga $[-]$,

F - powierzchnia czynnego przekroju kanału $[m^2]$,

R_h - promień hydrauliczny $[m]$,

τ - krytyczne naprężenie styczne $[N/m^2]$

ρ - gęstość ścieków $[kg/m^3]$

Dzieląc obustronnie wzór /36/ przez powierzchnię przekroju czynnego F i podstawiając za R_h wartość $\frac{D}{4}$ / przewód kołowy - całkowicie wypełniony / otrzymamy wyrażenie na wartość prędkości samooczyszczania v w postaci :

$$v = \frac{1}{n} \left/ \frac{D}{4} \right/^{0,167} \left/ \frac{\tau}{89} \right/^{0,5} \quad /37/$$

gdzie:

v - prędkość samooczyszczania [m/s].

D - średnica przewodu [m]

Dla kanałów częściowo wypełnionych Yao zalecił przyjmowanie krytycznych naprężeń stycznych w granicach $1 \div 2$ [N/m²], natomiast dla kanałów całkowicie wypełnionych w granicach $2 \div 4$ [N/m²]. Wykorzystując wzór /37/ obliczono wartości prędkości samooczyszczania w całkowicie wypełnionych kanałach dla granicznych wartości τ zaproponowanych przez Yao / tabl. 3/.

Jedynie dostępne dane dotyczące prędkości samooczyszczania w kanałach ciśnieniowych opublikowane zostały przez Carcicha i współautorów /9/. Autorzy ci podali, że przy projektowaniu modelowej sieci kanalizacji ciśnieniowej w mieście Radcliff skorzystano z zalecanej przez A.S.C.E. formuły na obliczenie prędkości samooczyszczania w postaci:

$$v = \sqrt{\frac{D}{2}} \quad /38/$$

gdzie:

v - prędkość samooczyszczania [stopa/s]

D - średnica przewodu [cale]

W układzie S.I. przy odpowiednim przeliczeniu jednostek wzór /38/ przyjmuje następującą postać :

$$v = 1,355 \sqrt{D} \quad /39/$$

gdzie:

v - prędkość samooczyszczania [m/s]

D - średnica przewodu [m]

Po kilkumiesięcznej eksploatacji sieci wybudowanej w Radcliff stwierdzono jednak, że na ściankach przewodów odkładają się znaczne ilości tłuszczu, czego konsekwencją było zmniejszenie się światła kanałów i wzrost oporów hydraulicznych. Niewiadomo jednak, czy założone kryterium prędkości sprawdziło się w praktyce, bowiem badania koncentrowały się głównie na funkcjonowaniu urządzeń zbiornikowo-tłocznych i wahaniami ciśnień w sieci. Rzeczywistych przepływów i prędkości w sieci niestety nie mierzono. Stwierdzono jednak, że występujące w sieci prędkości są widocznie wystarczające, bowiem nie zaobserwowano powstawania osadów dennych. Natomiast warstwa tłuszczu, oblepiająca wewnętrzne ścianki przewodu, narastała tylko do pewnego momentu, przy którym rosnące jednocześnie prędkości nie pozwoliły na odkładanie się następnych warstw. Następuje tu więc jak gdyby "wpracowywanie się" sieci, polegające na dostosowywaniu się wewnętrznych średnic przewodów do występujących w rzeczywistości przepływów.

Obliczone wg. formuły A.S.C.E. /39/ prędkości samooczyszczania również zawarto w tabl. 3.

Dla porównania przedstawionych wyżej teorii dotyczących samooczyszczania się kanałów z formułą klasyczną / obowiązującą przy projektowaniu kanalizacji grawitacyjnej / obliczenia spadków minimalnych w postaci :

$$i = \frac{0,001}{D} \quad /40/$$

gdzie: D - średnica kanału [m]

i - spadek kanału [-]

zestawiono w tabl. 3 wartości prędkości obliczonych wg wzoru Manninga dla spadków określonych wg. formuły /40/ i przy założeniu całkowitego wypełnienia kanałów.

Przekształcony odpowiednio wzór Manninga wg. którego dokonano obliczeń miał postać :

$$v = 1,21 \cdot \left/ \frac{D}{4} \right/^{0,167} \quad /41/$$

gdzie:

$$v - \text{prędkość} \quad [m/s]$$

Dodatkowe światło na zagadnienie granicznych prędkości samooczyszczania w sieci kanalizacji ciśnieniowej może rzucić analiza całego kompleksu badań teoretycznych i empirycznych dotyczących zbliżonych z punktu widzenia hydrauliki zagadnień transportu rurowego mieszanin dwufazowych [26] .

W zależności od rozmieszczenia cząsteczek ciała stałego w przekroju rury wyróżnia się tutaj następujące reżimy ruchu:

1. Strumień zawiesiny jednorodnej.
2. Strumień zawiesiny niejednorodnej.
3. Strumień z ruchem saltacyjnym osadów dennych.
4. Strumień z dnem stacjonarnym.

Według Parzonki [26] prędkość graniczna osadzania nazywana również prędkością krytyczną jest tą prędkością poniżej której cząstki sedimentują i tworzą osad na dnie rurociągu. Prędkość ta odziela reżim niejednorodnej zawiesiny od reżimu z osadem dennym. Lecz prędkość graniczna v_{gr} nie jest wielkością jasno zdefiniowaną. Wątpliwości wynikają ze złożoności zjawiska oraz z trudności doświadczalnych: prędkość przy której tworzy się osad denny jest trudna do odróżnienia od prędkości, przy której części stałe zaczynają osiadać.

Niektórzy badacze klasyfikują saltację jako zjawisko występujące przy reżimie zawiesiny niejednorodnej np. Durand; inni jak Babcock czy też Newitt łączą formy saltacji i ruchomego

dna w jeden oddzielny reżim. Ta sprzeczność odbija się również na definicji samej prędkości granicznej. Na przykład wg. Shena i współautorów v_{gr} jest prędkością, która oddziela reżim zawiesziny niejednorodnej od reżimu z dnem ruchomym, natomiast wg. Grafa i współautorów v_{gr} jest prędkością, poniżej której cząstki osiadają i tworzą stacjonarne, nieruchome dno.

Niektóre prace wykazały ponadto że :

1. Występuje wyraźna różnica między prędkością graniczną v_{gr} /między reżimem z dnem ruchomym/ a prędkością v_F oddzielającą dno ruchome i dno stacjonarne, przy czym v_F osiąga wartości mniejsze od v_{gr} w granicach kilku do kilkunastu procent.
2. Prędkość graniczna v_{gr} dla malejących prędkości strumienia jest wyższa od prędkości granicznej v_{gr}^i dla rosnących prędkości strumienia. Dla praktycznych zastosowań różnice między v_{gr} i v_{gr}^i są pomijane.

Na podstawie analizy całego szeregu badań i teorii dotyczących transportu rurowego mieszanin dwufazowych można stwierdzić, że klasyczną formułą określania prędkości granicznej jest wzór podany przez Duranda i współautorów [26] w postaci :

$$v_{gr} = F_1 / 2gD \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} /^{0,5} \quad /42/$$

gdzie:

- v_{gr} - graniczna prędkość samooczyszczania [m/s]
 F_1 - współczynnik zależny od koncentracji i średnicy cząstek stałych / w określonym zakresie / [-]
 D - średnica przewodu [m]
 ρ_s - gęstość cząstki [kg/m³]
 ρ_w - gęstość ścieków [kg/m³]

Wartości współczynnika F_1 podane zostały w postaci graficznej w funkcji koncentracji i średnicy cząstek stałych. Analiza tych zależności pozwala na stwierdzenie, że dla średnicy $D \geq 0,002$ [m] / a więc w zakresie wielkości cząstek miarodajnym również dla sieci kanalizacyjnych / wartość współczynnika F_1 stabilizuje się na poziomie $F_1 = 1,35$ i nie zależy już ani od średnicy ani od koncentracji cząstek / w zakresie badanym przez Duranda /. Niemniej wyniki z przeprowadzonych przez Duranda badań obowiązują dla koncentracji w granicach 2 - 15%, a więc wielokrotnie wyższych od występujących w ściekach gospodarczych / na ogół poniżej 1 % /.

W nawiązaniu do wzoru Duranda inni badacze [26] zrealizowali również pomiary prędkości granicznych dla koncentracji, z punktu widzenia transportu rurowego, bardzo małych. Na podstawie tych badań można stwierdzić, że dla koncentracji w granicach 0,003 do 0,3 % / a więc zawierających w sobie zakres koncentracji ciał stałych w ściekach / wartość prędkości granicznej jest znacznie mniejsza, a odpowiedni współczynnik F_1 wynosi od 0,28 do 0,58.

Przykładowo obliczono wartości prędkości granicznych dla dolnej granicznej wartości podanego zakresu $F_1 = 0,28$ /tabl. 3/.

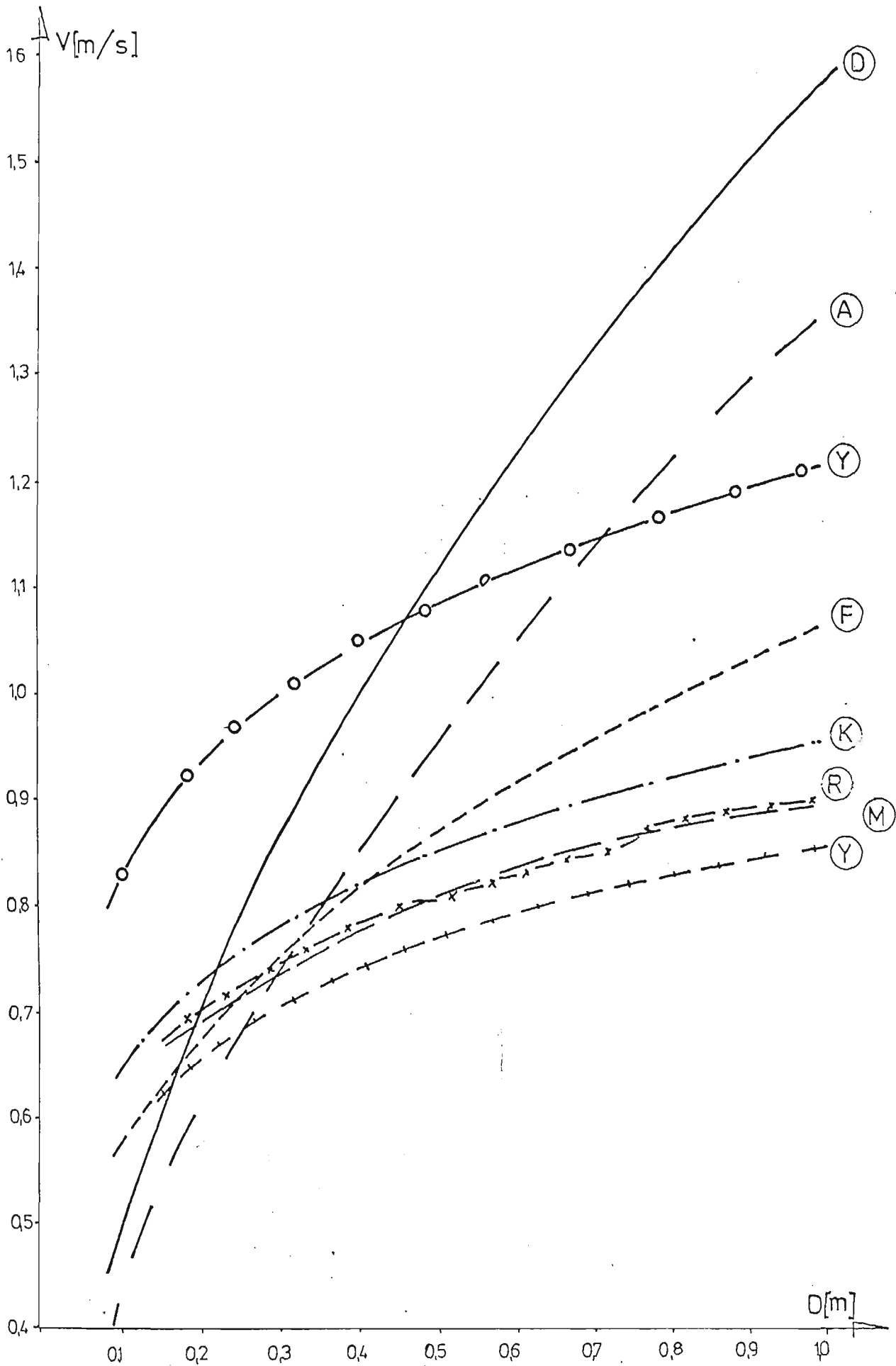
Dla zilustrowania przebiegu zależności prędkości granicznych związanych z samooczyszczaniem się kanałów od ich średnic, wartości zestawione w tabl. 3 przedstawiono w formie graficznej na rys. 9. Analiza tych zależności i przedstawionych wcześniej przesłanek do ich ustalenia pozwala na sformułowanie następujących wniosków:

1. Wszyscy autorzy zgodnie uzależniają wartość prędkości granicznych od średnicy kanału, a niektórzy dodatkowo od wielkości transportowanych cząstek / Randolph /, choć założenia i przesłanki wyjściowe poszczególnych teorii są różne.
2. Poszczególni autorzy różnie definiują prędkości graniczne związane z samooczyszczaniem się kanałów/, prędkość unoszenia, prędkość rozmywająca, prędkość samooczyszczania, prędkość krytyczna itp/, bądź nie podają tych definicji wogóle.
3. Żaden z autorów nie podaje relacji pomiędzy prędkością graniczną a innymi/ mniejszymi/ wartościami prędkości przepływu, bądź to w postaci proporcji pomiędzy prędkością graniczną a prędkością minimalną, bądź w postaci częstotliwości czy prawdopodobieństwa/ proporcji czasowych/ jej występowania. Dotychczasowa praktyka projektowania kanalizacji grawitacyjnej zakłada teoretycznie występowanie granicznych prędkości samooczyszczania codziennie/ przykanaliki/ raz w roku /sieć uliczna gospodarcza/ a nawet raz na kilka lat/ sieć uliczna deszczowa i ogólnospławna/
4. Przebiegi poszczególnych zależności zarówno w sensie charakteru krzywych jak i osiąganych wartości są do siebie zbliżone. Wyjątek stanowią zależności podane przez A.S.C.E. / Rys.9 krzywa A / oraz Duranda / krzywa D/, w których wartości granicznych prędkości samooczyszczania wraz ze wzrostem średnicy przewodu rosną najszybciej. Przesłanki zależności podanej przez A.S.C.E, ani zakres jej stosowalności nie są niestety znane. Zależność ta była wykorzystana do projektowania ciśnieniowej sieci kanalizacyjnej w Radcliff [9], gdzie średnice kanałów nie przekraczały wartości $D = 0,2$ [m].

Tablica 3

Wartości granicznych prędkości samooczyszczania
 v [m/s] dla kanałów całkowicie wypełnionych

Srednica kanału	Maksimow	Randolf $d=0,003$ [m]	Fiodorow	Yao $\tau=2$ [N/m ²]	Yao $\tau=4$ [N/m ²]	A.S.C.E	Wzór klasyczny	Durand $F_1=0,28[-]$
m	m/s	m/s	m/s	m/s	m/s	m/s	m/s	m/s
0,08	-	-	-	0,56	0,80	0,38	0,63	0,45
0,10	-	-	-	0,59	0,83	0,43	0,65	0,50
0,15	0,67	0,68	0,62	0,63	0,89	0,52	0,70	0,62
0,20	0,69	0,70	0,67	0,66	0,94	0,61	0,73	0,71
0,25	0,72	0,72	0,72	0,68	0,97	0,68	0,76	0,80
0,30	0,73	0,75	0,75	0,70	1,00	0,74	0,79	0,87
0,40	0,78	0,79	0,82	0,74	1,05	0,86	0,82	1,01
0,50	0,81	0,81	0,87	0,77	1,09	0,96	0,85	1,13
0,60	0,84	0,83	0,92	0,79	1,12	1,05	0,88	1,23
0,70	0,85	-	-	0,81	1,15	1,13	0,90	1,33
0,80	0,87	0,88	1,00	0,83	1,18	1,21	0,92	1,42
0,90	0,89	-	-	0,85	1,20	1,28	0,94	1,51
1,00	0,90	0,90	1,07	0,86	1,22	1,36	0,96	1,59



Rys. 9. Wykres zależności prędkości granicznych/samoczyszczających/ od średnic kanałów wg. różnych autorów. Oznaczenie krzywych zgodnie z tabelicą 3. pierwszą literą nazwiska.

Należy więc sądzić, że zakres stosowalności formuły A.S.C.E. zamyka się wartością $D < 0,3 \div 0,4 [m]$, w którym to zakresie wartości prędkości granicznych otrzymane z tego wzoru są zbliżone do wartości prędkości podanych przez innych autorów. Podobnie można skomentować odchylenie zależności podanej przez Duranda. Niektórzy bowiem badacze / np. Silin [26] / wręcz stwierdzają że formuła ta obowiązuje dla wartości $D \leq 0,4 [m]$. Zależność podana przez Duranda została zresztą zamieszczona jako dodatkowa ilustracja zagadnienia określenia prędkości samooczyszczania. Warunki bowiem transportu hydraulicznego cząstek stałych / piasku, żużla, węgla kamiennego itp/ są zupełnie odmienne od zagadnień występujących w ściekach gospodarczych, głównie ze względu na występowanie w tych ostatnich znacznych ilości substancji organicznych / w tym tłuszczu/ oraz znaczną przewagę frakcji najdrobniejszych /pylastych i ilastych/.

5. Wszystkie przedstawione zależności / z wyjątkiem A.S.C.E. dla $D < 0,25 [m]$ i $D > 0,7 [m]$ oraz Duranda dla $D < 0,15 [m]$ i $D > 0,45 [m]$ mieszczą się w zakresie zaproponowanym przez Yao /dla $\tau = 2 \div 4 [N/m^2]$ // tabl. 3/.

Na podstawie tych wniosków można sformułować następujące założenia wyjściowe do projektowania sieci kanalizacji ciśnieniowej:

1. Wartości granicznych prędkości samooczyszczania należy przyjmować w górnych zakresach wielkości podawanych przez poszczególnych autorów, a więc np. wg. formuły Yao dla wartości naprężeń stycznych $\tau = 4 N/m^2$. Tak określone wartości prędkości granicznych przekraczają nieco wartości podawane przez pozostałych autorów, co stanowić będzie niezbędny zapas bezpieczeństwa gwarantujący prawidłowość działania pierwszych ciśnieniowych sieci kanalizacyjnych.

Jednoznaczne określenie wartości tych prędkości nie jest niestety w chwili obecnej możliwe. Po wybudowaniu sieci eksperymentalnych i przeprowadzeniu kompleksowych obserwacji dotyczących gromadzenia się osadów ściekowych, wartości te będzie można odpowiednio skorygować. Wydaje się przy tym, że celowym byłoby powiązanie prędkości granicznej samooczyszczania z częstotliwością lub prawdopodobieństwem jej występowania, bowiem już intuicyjnie można stwierdzić, że parametr ten ma istotne znaczenie dla warunków samooczyszczania kanałów /ilość nagromadzonych osadów/.

2. Relacje czasowe pomiędzy prędkością samooczyszczania a prędkościami od niej mniejszymi/ w postaci częstotliwości lub prawdopodobieństwa pojawiania się prędkości samooczyszczania / są w tej chwili niemożliwe do określenia, bowiem tego typu badań dotychczas nie prowadzono. Z tego też względu, niezależnie od założonej częstotliwości czy prawdopodobieństwa pojawiania się prędkości samooczyszczania, należy dla pierwszych ciśnieniowych sieci kanalizacyjnych przewidzieć możliwość okresowego płukania przy użyciu urządzeń stałych lub przewoźnych. Częstotliwość i intensywność tego płukania będzie można określić na podstawie obserwacji pracującej już sieci.
3. Minimalna wydajność urządzenia zbiornikowo-tłocznego nieuzbrojonego w rozdrabniarkę winna się mieścić w granicach
$$q_a = 0,0034 \div 0,0038 \text{ [m}^3\text{/s] / co odpowiada wartości}$$
$$\tau = 3 \div 4 \text{ [N/m}^2\text{] / dla zapewnienia prędkości samooczyszczania w przewodzie o średnicy } D_{\min} = 0,08 \text{ [m].}$$

7. Analiza wahań przepływów w sieci i problem przepływów obliczeniowych jako funkcja okresowej pracy urządzeń.

Jak zasygnalizowano już w rozdziale 4 rozprawy, ustalenie przepływu obliczeniowego przy projektowaniu kanalizacji ciśnieniowej musi być rozwiązane odmiennie od obowiązujących w tym względzie zasad odnośnie projektowania systemów grawitacyjnych. Wynika to głównie z wzajemnej niezależności włączeń poszczególnych urządzeń, a co za tym idzie, z wyraźnie pulsującego charakteru przepływu w sieciach ciśnieniowych.

Ponadto z uwagi na konieczność sprawdzenia dwóch antagonistycznych kryteriów przy różnych możliwych częstotliwościach ich spełniania / patrz rozdz. 4/ należy ustalić dwa różne przepływy obliczeniowe.

Przepływ w każdym odcinku ciśnieniowej sieci kanalizacyjnej, jest w danej chwili czasowej funkcją stanu poszczególnych urządzeń, znajdujących się zarówno powyżej jak i poniżej rozpatrywanego odcinka. Stan ten określony jest wskazaniem urządzeń - tzn. zarówno ich ilości jak i rozmieszczenia - aktualnie pracujących. W ogólnym bowiem przypadku wydajność każdego urządzenia jest funkcją panującego w danym punkcie ciśnienia / z wyjątkiem urządzeń o pionowej charakterystyce $q_a = \text{const}$ /, a więc zależy od położenia urządzenia w stosunku do sieci.

Określenie prawidłowości na bazie których można by ustalać wartości przepływów obliczeniowych potrzebnych do projektowania konkretnych sieci, jest zadaniem skomplikowanym, chociażby ze względu na ogromną ilość możliwych stanów sieci zasilanej przez n urządzeń, z których każde może być w ruchu lub spoczynku.

Prowadzenie badań w skali technicznej - nawet w przypadku gdyby sieć taka w kraju istniała, byłoby zadaniem bardzo żmudnym i czasochłonnym, gdyż w wypadku zbyt krótkiego okresu badań i małej ilości wyników, nie można byłoby sformułować zależności ogólnych. Z tych też względów podjęto próbę znalezienia ogólnych prawidłowości rządzących wahaniami przepływów w ciśnieniowej sieci kanalizacyjnej w oparciu o metody analityczne z jednoczesnym przyjęciem pewnych założeń wyjściowych. Założeniem podstawowym, pozwalającym na znaczne uproszczenie obliczeń bez szkody dla możliwości oceny przydatności danej metody do określania wahań przepływów w sieci, było przyjęcie stałej - w czasie trwania cyklu pracy-wydajności urządzenia zbiornikowo-tłocznego $q_a = \text{const}$. Przy tym założeniu przepływ w każdym odcinku sieci będzie sumą iloczynów ilości urządzeń danego typu pracujących powyżej rozpatrywanego odcinka i wydajności każdego z nich; będzie zatem określony przez ilość pracujących jednocześnie urządzeń i ich rozmieszczenie na sieci.

Punktem wyjściowym do prowadzenia tych analiz jest rozkład zrzutu ścieków w czasie, ze szczególnym uwzględnieniem wartości ekstremalnych. Przyjęto, że zrzuty te zmieniają się skokowo w cyklach godzinowych, gdyż ani obowiązujące w tym zakresie wytyczne, ani dane literaturowe nie podają wahań zużycia wody czy zrzutu ścieków w okresach mniejszych niż jedna godzina.

Obraz pracy sieci można otrzymać np. poprzez symulację jej działania na EMC. Poniżej przedstawiono próbę takiej symulacji, podjętej dla określenia krańcowych stanów sieci.

Analizowanym modelem wzorcowym jest rok składający się z 12-tu miesięcy 30-to dniowych, czyli rok składający się z 360 dni. Przyjęcie takiego modelu niezważy praktycznie na wynikach obliczeń, a znacznie uprości ich przebieg / szczególnie wprowadzenie danych/. Przykładowe rozkłady zrzutu ścieków w czasie przyjęto jako odpowiadające rozkładowi zapotrzebowania wody. Jednocześnie założono, że rozkłady te w kolejnych dobach, tygodniach i latach są identyczne.

Dobowy rozkład zrzutu ścieków został przykładowo przyjęty wg. Fiedorowa i innych [16]. Autorzy ci podali różne rozkłady zużycia wody w zależności od ogólnego współczynnika nierównomierności $N_o = N_h \times N_d$. Dane zawarte w tabl. 4 powstały z przeliczenia procentowych rozkładów zużycia wody na współczynniki n_h określające stosunek zużycia w danej godzinie do zużycia średniego godzinowego.

Z kolei tygodniowy rozkład zrzutu ścieków został przykładowo oparty na wynikach badań I.G.K. [34], w których podano przeciętne wahania dobowe zużycia wody w eksperymentalnym budynku. Analogicznie jak w poprzednim przypadku tabl. 5 powstała z przeliczenia wielkości zużycia wody w poszczególnych dniach tygodnia na współczynniki n_d określające stosunek zużycia dobowego w poszczególnych dobach do średniej dobowej z tygodnia.

Roczny rozkład zrzutu ścieków przyjęto również w oparciu o to samo źródło [34], gdzie w tabelach 32 ÷ 34 podano ilość wody wtłoczonej do sieci warszawskiej w poszczególnych miesiącach lat 1966 - 1968 / tabl. 6/.

W ten sposób został przykładowo określony rozkład zrzutu ścieków w czasie, w którym rozkłady dobowe, tygodniowe i roczne powtarzają się cyklicznie.

Tablica 4

Wartości współczynników n_n w rozkładzie dobowym

Godzi ny	$N_0=1,80$	$N_0=1,70$	$N_0=1,60$	$N_0=1,40$	$N_0=1,35$	$N_0=1,25$	$N_0=1,20$	$N_0=1,15$
0-1	0,30	0,30	0,37	0,40	0,44	0,48	0,54	0,60
1-2	0,30	0,30	0,37	0,40	0,44	0,48	0,54	0,60
2-3	0,30	0,30	0,37	0,40	0,44	0,48	0,54	0,60
3-4	0,30	0,30	0,37	0,40	0,44	0,48	0,54	0,60
4-5	0,30	0,30	0,37	0,40	0,44	0,48	0,54	0,60
5-6	0,79	0,84	1,04	1,01	1,15	1,21	1,18	1,12
6-7	1,20	1,25	1,43	1,39	1,20	1,24	1,18	1,12
7-8	1,73	1,68	1,39	1,39	1,20	1,24	1,20	1,16
8-9	1,80	1,70	1,61	1,40	1,36	1,25	1,20	1,15
9-10	1,80	1,70	1,61	1,40	1,36	1,25	1,20	1,15
10-11	1,80	1,70	1,61	1,40	1,36	1,25	1,20	1,15
11-12	1,53	1,56	1,15	1,21	1,26	1,22	1,18	1,10
12-13	0,89	0,91	0,95	1,01	1,20	1,20	1,13	1,06
13-14	0,89	0,91	0,85	1,39	1,26	1,22	1,20	1,18
14-15	0,96	1,01	1,45	1,39	1,36	1,25	1,20	1,15
15-16	1,37	1,39	1,45	1,39	1,36	1,25	1,20	1,15
17-18	1,51	1,54	1,34	1,38	1,16	1,24	1,20	1,16
18-19	1,51	1,54	1,03	1,25	1,16	1,22	1,20	1,18
19-20	1,26	1,27	1,04	1,14	1,16	1,22	1,20	1,18
20-21	0,82	0,82	1,04	0,98	1,16	1,22	1,20	1,18
21-22	0,53	0,53	0,56	0,68	0,83	0,91	1,08	1,15
22-23	0,30	0,30	0,37	0,40	0,44	0,48	0,58	0,91
23-24	0,30	0,30	0,37	0,40	0,44	0,48	0,54	0,60

Tablica 5.

Wartości współczynników n_d w rozkładzie tygodniowym

Dzień tygodnia	poniedziałek	wtorek	środa	czwartek	piątek	sobota	nie-dziela
n_d	0,94	0,94	0,94	0,94	1,00	1,12	1,12

Tablica 6.

Wartości współczynników n_m w rozkładzie rocznym

Miejsiąc	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
n_m	0,94	0,94	0,95	0,96	1,01	1,02	1,01	1,01	1,07	1,04	1,03	1,01

Na jego podstawie, oraz w oparciu o jednostkowe, normatywne wielkości zrzutu ścieków, został określony odpływ ścieków w dowolnej godzinie roku, zarówno z pojedynczej posesji jak i z całej jednostki osadniczej. Oczywiście wartości tego odpływu będą się różniły od obliczanych wg wzoru /3/ co wynika z uśrednienia tych zrzutów w ciągu poszczególnych godzin.

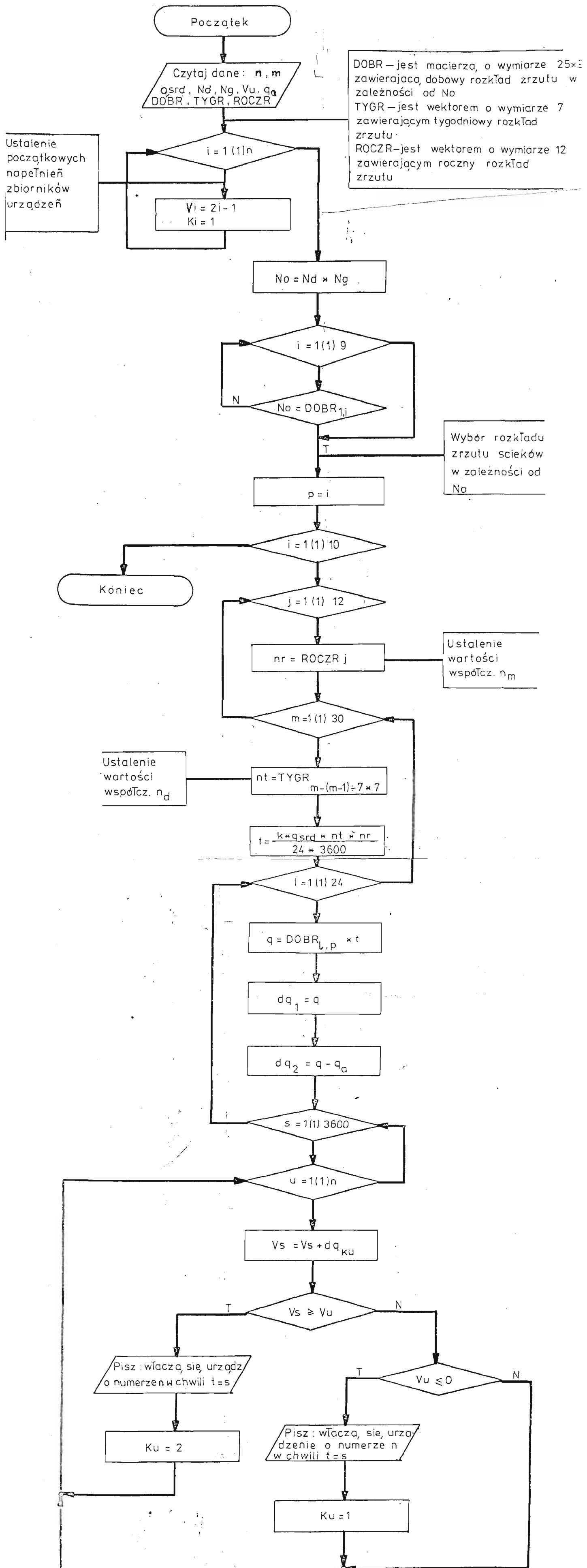
Próbie symulacji pracy sieci podjęto dla następujących przykładowych danych wyjściowych:

ilość urządzeń zbiornikowo-tłocznych /identycznych/n =	150 [szt]
pojemność robocza zbiornika urządzenia	$V_u = 0,30 [m^3]$
wydajność urządzenia // stała/	$q_a = 0,0015 [m^3/s]$
ilość mieszkańców obsługiwanych przez jedno urządzenie	$m = 6 [Mk]$
średnia dobową ilość ścieków /jednostkowa/	$q_{srd} = 0,20 [m^3/Mkd]$
współczynnik nierównomierności dobowej	$N_d = 1,3 [-]$
współczynnik nierównomierności godzinowej	$N_h = 1,5 [-]$

Rozkład napełnień zbiorników poszczególnych urządzeń w chwili rozpoczęcia obliczeń przyjęto równomierny i uporządkowany tzn. napełnienie zbiornika urządzenia jest liniową funkcją jego kolejnego numeru.

Przyjęcie takiego rozkładu zostało podyktowane ułatwieniem w przeprowadzeniu analizy wyników i wyciągnięciu wniosków, co do przydatności tej metody obliczenia. Można było oczywiście przyjąć jakikolwiek inny, losowy rozkład napełnień, lecz utrudniłoby to znacznie analizę wyników i być może wymagałoby jeszcze dłuższych obliczeń dla wychwycenia prawidłowości.

Obliczenia przeprowadzono wg schematu blokowego przedstawionego na rys. 10 dla okresu 25 dni. Ze względu na bardzo dużą ilość otrzymanych wyników w tablicy 7 zestawiono jedynie wyniki

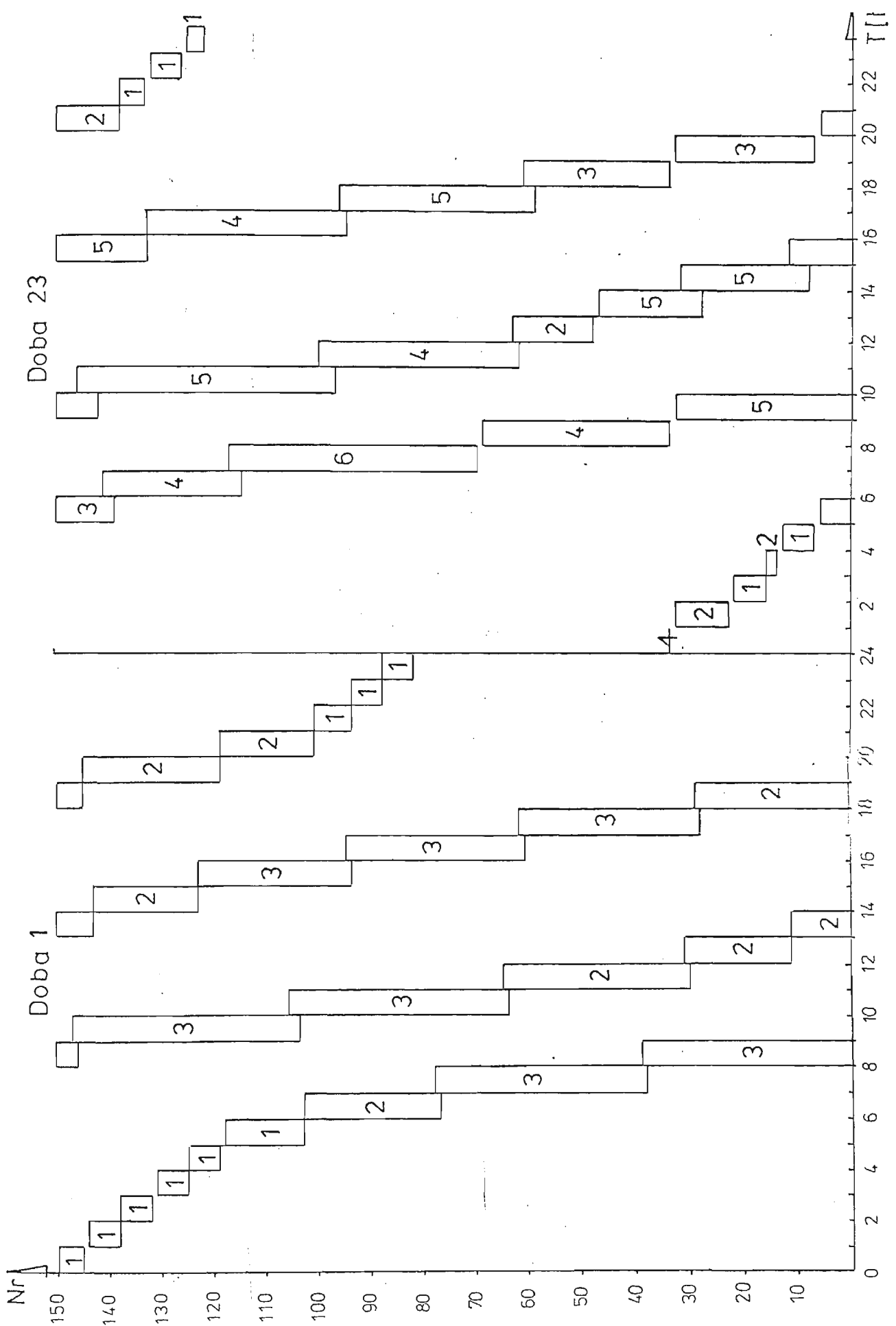


Rys.10. Schemat blokowy symulacji pracy kanalizacji ciśnieniowej dla określenia ilości pracujących jednocześnie urządzeń.

dla pierwszej i ostatniej doby z okresu, w którym przeprowadzono obliczenia. Dodatkowo wyniki zawarte w tablicy 7 przedstawiono w formie graficznej na rys. 11.

Analiza wyników symulacji pracy sieci kanalizacji ciśnieniowej, przeprowadzonej wg. przedstawionych powyżej założeń, wykazuje, że nie mogą być one traktowane jako miarodajne i mogące służyć do określenia przepływów w sieci. W szczególności widoczne jest, że symulacja ta jest powielaniem założonego stanu wyjściowego napełnień zbiorników urządzeń i wynikającej stąd kolejności ich włączeń. Przedziały czasowe między kolejnymi włączeniami czy wyłączeniami uległy po pewnym czasie znacznej deformacji w stosunku do stanu wyjściowego, co wyniknęło z założonej "skokowej" zmiany natężenia dopływu ścieków do zbiorników urządzeń w godzinnych odstępach czasu. Okresy pracy kolejno uruchamianych urządzeń mogły więc po pewnym czasie coraz bardziej "zachodzić" na siebie, przez co ilość urządzeń pracujących jednocześnie się zmieniła.

Ze względu jednak na fakt, że w analizowanym przykładzie założono jednakowe parametry pracy dla wszystkich urządzeń, kolejność ich włączeń nie mogła ulec zmianie w stosunku do założonej kolejności wyjściowej. Przy zastosowaniu x typów urządzeń o wydajnościach odpowiednio q_{a1} , q_{a2} , q_{a3} , ..., q_{ax} kolejność ich włączeń uległaby oczywiście zmianie. Nie poprawiłoby to jednak miarodajności obliczeń, bowiem nadal nie byłoby wiadomo dla ilu wybranych losowo wyjściowych stanów napełnień prowadzić obliczenia, kiedy je przerwać i które wynikowe stany sieci przyjąć za podstawę do ustalania przepływów obliczeniowych.



Krys.11. Wybrane wyniki obliczeń symulacji pracy sieci kanalizacyjnej ciśnieniowej -interpretacja graficzna. Cyfry oznaczają maksymalną w danej godzinie ilość agregatów pracujących jednocześnie.

Tablica 7

Wybrane wyniki obliczeń symulacji pracy sieci,
kanalizacji ciśnieniowej

Godziny	Doba 1		Doba 23	
	Numery urządzeń pracujących	Max. ilość pracujących jednocześnie	Numery urządzeń pracujących	Max. ilość pracujących jednocześnie
0-1	145 - 150	1	34	1
1-2	138 - 144	1	23 - 33	2
2-3	132 - 138	1	16 - 22	1
3-4	125 - 131	1	14 - 16	2
4-5	119 - 125	1	7 - 13	1
5-6	103 - 118	1	1-6 i 139-150	3
6-7	77 - 103	2	115 - 141	4
7-8	38 - 78	3	70 - 117	6
8-9	1-39 i 146-150	3	34 - 69	4
9-10	104 - 147	3	1-33 i 142-150	5
10-11	64 - 106	3	97 - 146	5
11-12	30 - 65	2	62 - 100	4
12-13	11 - 31	2	48 - 63	2
13-14	1-11 i 143-150	2	28 - 47	5
14-15	123 - 143	2	8 - 32	5
15-16	94 - 123	3	1-12 i 133-150	5
16-17	61-95	3	95 - 133	4
17-18	28 - 62	3	59 - 96	5
18-19	1 - 29 i 145 - 150	2	34 - 61	3
19-20	119 - 145	2	7 - 33	3
20-21	101 - 119	2	1-6 i 138-150	2
21-22	94 - 101	1	133 - 138	1
22-23	88 - 94	1	126 - 132	1
23-24	82 - 88	1	122 - 125	1

Ogromna ilość wyników jest tutaj dodatkowym utrudnieniem w ich wnikliwej analizie, a ustalenie częstotliwości występowania określonych stanów wymagałoby odrębnych rozważań. Dlatego też wydaje się, że^Zpodanych wyżej względów symulacja pracy sieci nie może być podstawą do określenia przepływów obliczeniowych, a właściwszym - biorąc pod uwagę ilość możliwych stanów - będzie oparcie tych analiz o rachunek prawdopodobieństwa i skonstruowanie zupełnie odmiennego modelu rachunkowego.

Rozpatrzmy pracę jednego urządzenia w wodolnym przedziale czasu o długości $t_r + t_p = T$. Początek czasu pracy tego urządzenia $/t_r/$ pojawia się losowo w przedziale czasu $/0, T/$. Przestrzenią zdarzeń elementarnych jest więc w tym przypadku przedział $/0, T/$. Określmy prawdopodobieństwo zdarzeń

$$\{0 \leq t \leq t_1\} \quad ; \quad t_1 \in /0, T/$$

wzorem:

$$P \{0 \leq t \leq t_1\} = \frac{t_1}{T}$$

/43/

a więc dla dowolnych $t_1, t_2 \in /0, T/$:

$$P \{t_1 \leq t \leq t_2\} = \frac{t_2 - t_1}{T}$$

/44/

i tak rozumie się "losowy" początek pracy jednego urządzenia.

Zagadnienie sformułowane powyżej jest równoważne z umieszczeniem w sposób losowy zgodnie z [15] i [29] punktu / jako punkt charakteryzujący pracę urządzenia wybieramy początek czasu pracy/ w przedziale $/0, T/$. Interesujące nas zadanie wyznaczenie prawdopodobieństwa równoczesnej pracy k spośród n urządzeń zbiornikowo-tłocznych, w dowolnej chwili przedziału czasu $/0, T/$, można scharakteryzować jak następuje .

Umieszczamy losowo w przedziale $/0, T/$ n punktów, które są początkami czasów pracy tych urządzeń. Jeżeli przez A oznaczymy zdarzenie polegające na tym, że jeden punkt znajduje się w przedziale $/t_1, t_2/$ o długości t_r , to zgodnie z [11] prawdopodobieństwo tego zdarzenia wyniesie:

$$P/A/ = \frac{t_2 - t_1}{T} = \frac{t_r}{T} \quad /45/$$

przy czym tak jak poprzednio $T = t_r + t_p$

Nasze zadanie znalezienia prawdopodobieństwa jednoczesnego działania k spośród n urządzeń, można rozpatrywać jako złożone doświadczenie; w tym doświadczeniu zdarzenie :

$$\{k \text{ punktów w przedziale } /t_1, t_2/\} \quad /46/$$

równa się zdarzeniu:

$$\{A \text{ zachodzi } k \text{ razy}\} \quad /47/$$

zatem prawdopodobieństwo $P_n /k/$ tego zdarzenia:

$$P_n /k/ = P \{k \text{ punktów w przedziale } /t_1, t_2/\} = \binom{n}{k} p^k q^{n-k} /48/$$

gdzie:

$$p = \frac{t_2 - t_1}{T} = \frac{t_r}{t_r + t_p} = \frac{1}{1 + \frac{t_p}{t_r}} \quad /49/$$

$$q = 1 - p \quad /50/$$

Tak więc ilość urządzeń pracujących jednocześnie w dowolnej chwili przedziału czasowego $/0, T/$ jest zmienną losową X_n o rozkładzie dwumianowym / Bernoulliego / czyli:

$$P / X_n = k/ = P_n /k/ ; \quad k = 0, 1, \dots, n-1, n. \quad /51/$$

Dla ustalonego n , wielkość $P_n/k/$ we wzorze /48/ zależy od k i przyjmuje wartość największą dla k równego w przybliżeniu np , będącą wartością oczekiwaną zmiennej losowej o rozkładzie dwumianowym [29]. Dokładniej, jeśli $(n+1)/p$ nie jest liczbą całkowitą, to wartość k_{max} , dla której $P_n/k/$ jest największa określana jest wzorem:

$$k_{max} = \text{entier } // (n+1)/p // \quad /52/$$

Jeśli zaś $(n+1)/p$ jest liczbą całkowitą, to $P_n/k/$ jest największe dla dwóch wartości mianowicie:

$$k_{m1} = (n+1)/p \text{ i } k_{m2} = (n+1)/p - 1 = np - q \quad /53/$$

Wartość k , dla której $P_n/k/$ osiąga maksimum, jest najbardziej prawdopodobną liczbą jednocześnie pracujących urządzeń, w dowolnej chwili czasowej przedziału $[0, T]$.

Dla dużych n począwszy jest do $n = 20$ prawdopodobieństwa $P_n/k/$ dane wzorem /48/ można wyznaczyć w sposób przybliżony

[15] wg. wzoru:

$$P_n/k/ = e^{-\lambda} \frac{\lambda^k}{k!} \quad /54/$$

przy czym $\lambda = np$, ponieważ dla dużych n rozkład dwumianowy można przybliżyć rozkładem Poissona.

Przy konstruowaniu schematu blokowego obliczeń, ze względu na fakt, że obliczenie $k!$ dla dużych wartości n jest żmudne i czasochłonne, oraz z uwagi na pojemność pamięci wykorzystywanej maszyny cyfrowej, zastosowano I-sze przybliżenie wzoru Stirlinga w postaci:

$$k! = \sqrt{2\pi k} \left(\frac{k}{e}\right)^k \quad /55/$$

Z zastosowania tego wzoru wynikają następujące oszacowania błędu:

$$e^{\frac{1}{12k+1}} \leq \frac{k!}{2\pi k \sqrt{\frac{k}{e}}} \leq e^{\frac{1}{12k}} \quad /56/$$

prawdziwe dla wszystkich $n = 1, 2, \dots$

Obliczeń zależności $P_n/k/$ dokonano dla następujących danych wyjściowych:

Stosunek czasu ruchu do czasu postoju urządzenia $\frac{tr}{tp}$ przyjęto w zakresie od 0,010 do 0,020 co 0,002.

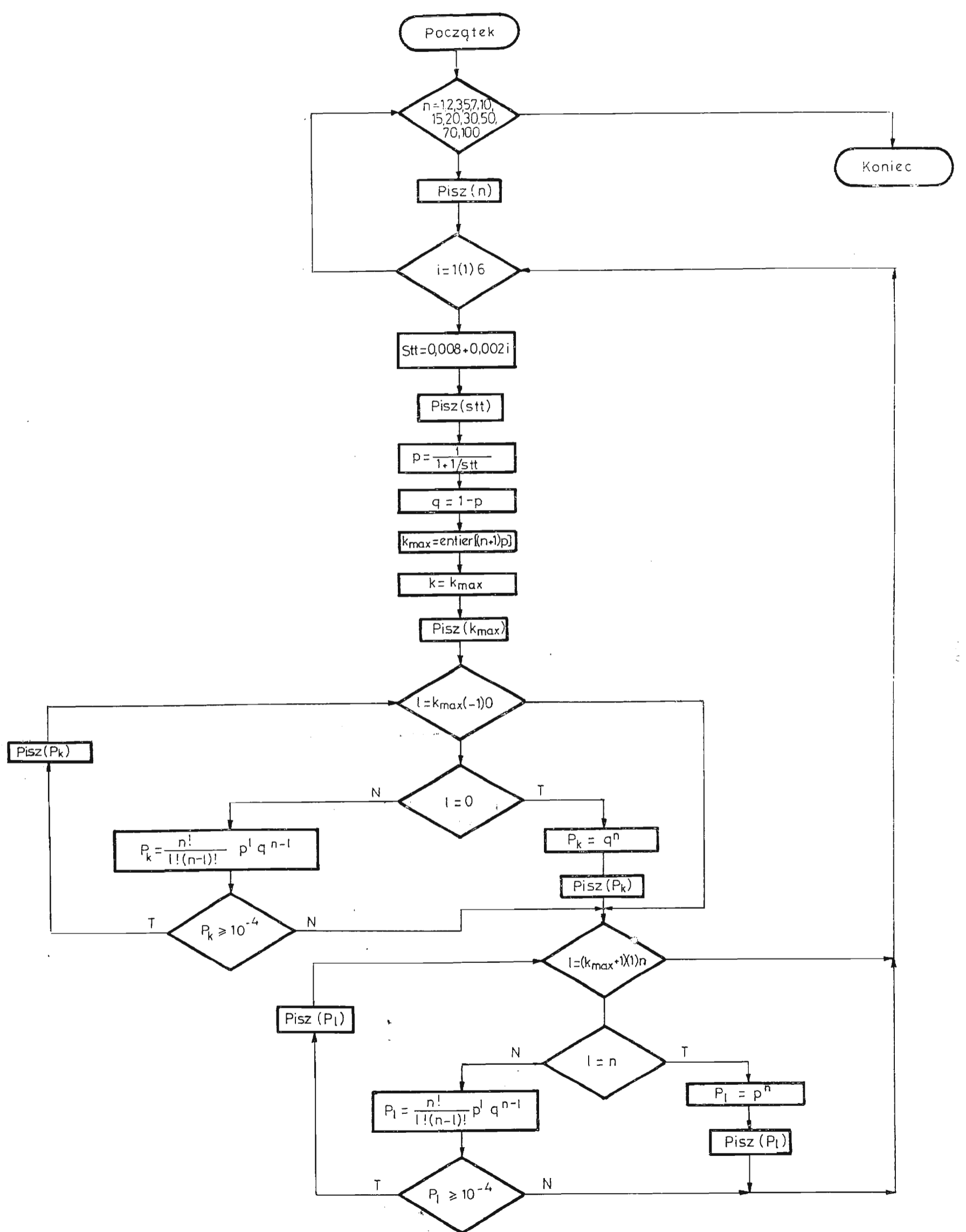
Przyjęcie takiego zakresu jest konsekwencją praktycznego obliczenia parametrów urządzeń zbiornikowo tłocznych wg. zasad podanych w rozdz. 5 niniejszej pracy dla jednego do kilku mieszkań. Z kolei założony podział na podprzedziały uznano za wystarczająco dokładny dla praktycznych zastosowań inżynierskich.

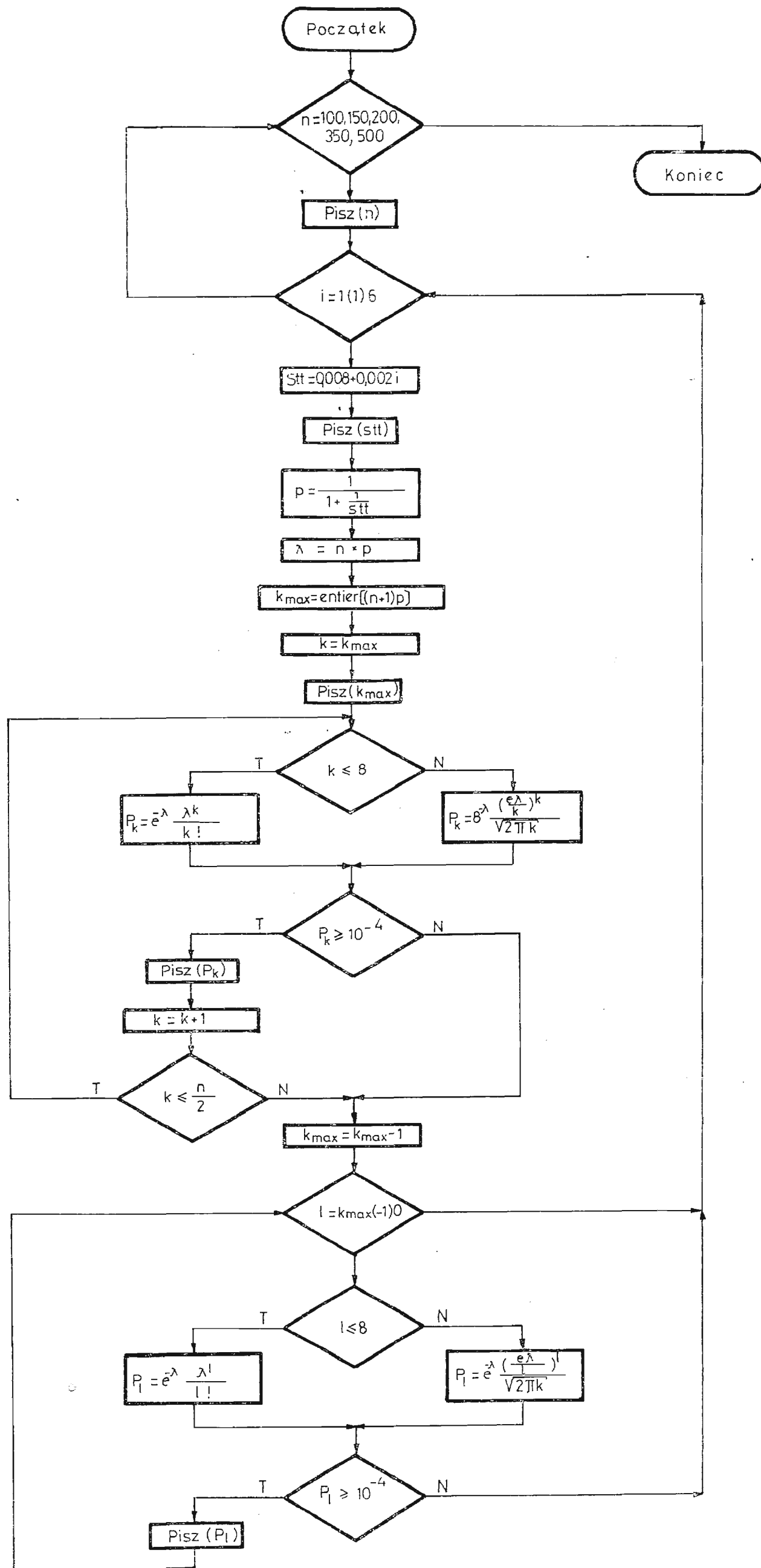
Ilość urządzeń zbiornikowo tłocznych przyjęto od 0 do 500 co również zostało podyktowane względami praktycznymi zarówno jeśli chodzi o wielkość kanalizowanych jednostek osadniczych jak i przewidywanymi ekonomicznie i technicznie uzasadnionymi parametrami pracy sieci. Zgodnie z podanymi wcześniej ustaleniami, obliczenia przeprowadzono oddzielnie dla zakresu $0 \leq n \leq 80$ / wg wzoru 48 / i oddzielnie dla zakresu $80 \leq n \leq 500$ / wg wzoru 54/.

Schematy blokowe obliczeń przedstawione zostały na rys. 12 i 13. Natomiast wyniki obliczeń wartości $P_n/k/$ zostały przedstawione w formie nomogramów na rys. 14a - f.

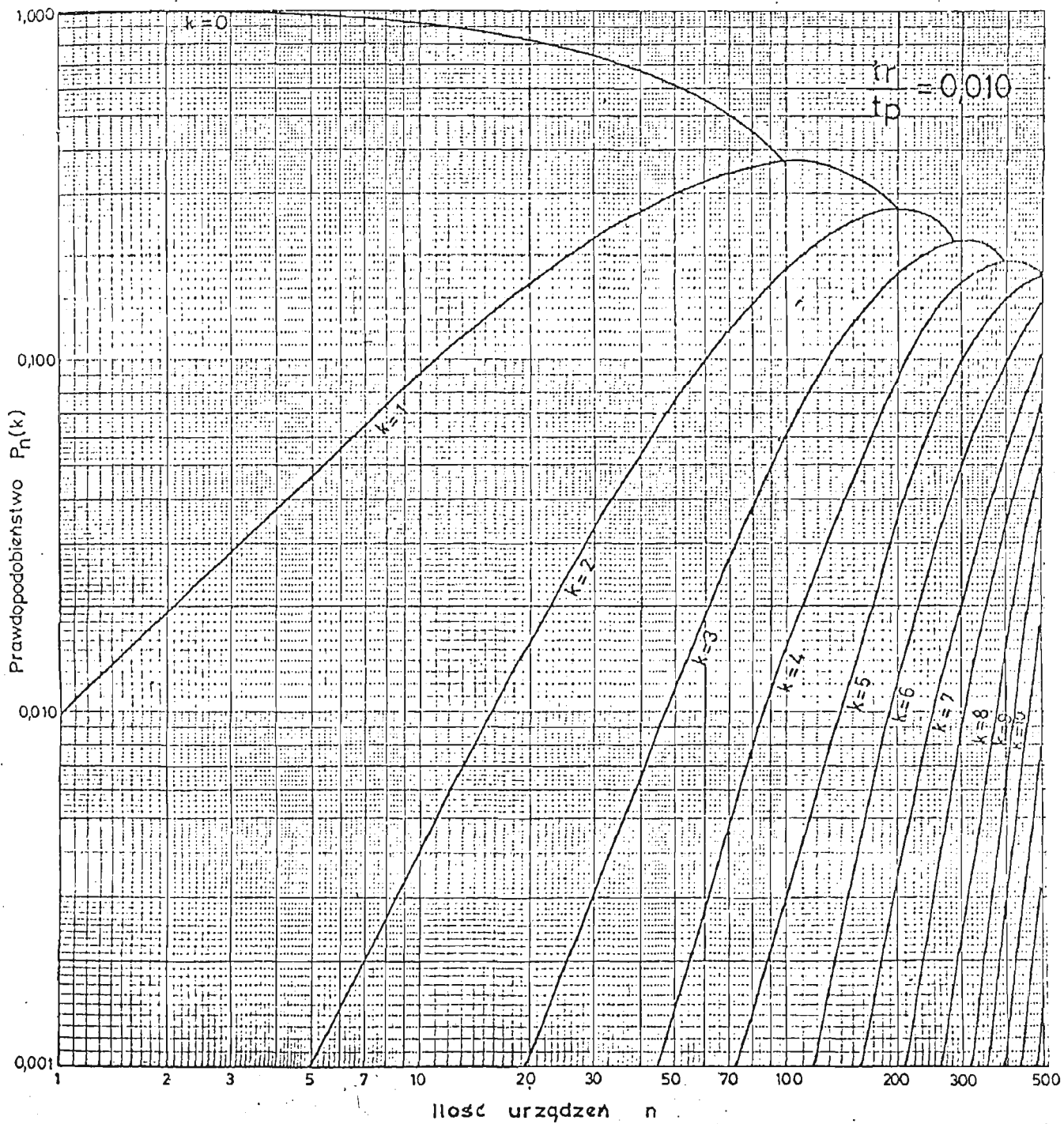
Ze względu na przeznaczenie tych nomogramów i konieczność zachowania ich czytelności zrezygnowano z przedstawienia na nich opadających ramion krzywych $P_n/k/$, jako nieprzydatnych dla projektantów, określających bowiem większą z dwóch możliwych wartości n dla danego $P_n/k/$. Odwrotnie więc dla , danego n i przy założonym poziomie prawdopodobieństwa $P_n/k/$

Rys. 12. Schemat blokowy obliczania prawdopodobieństwa jednoczesności działania k spośród n urzędników dla zakresu $0 \leq k \leq 80$.

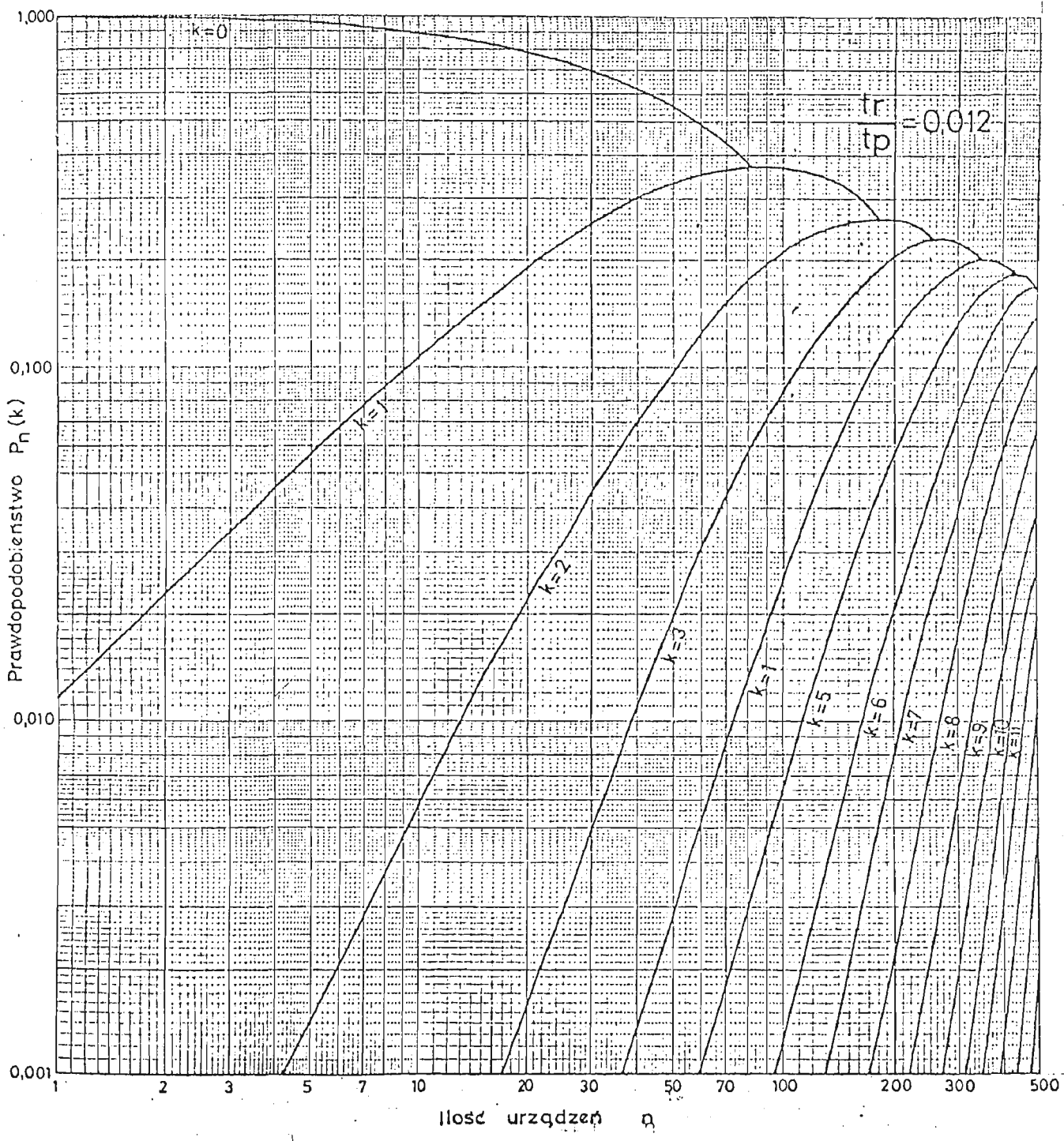




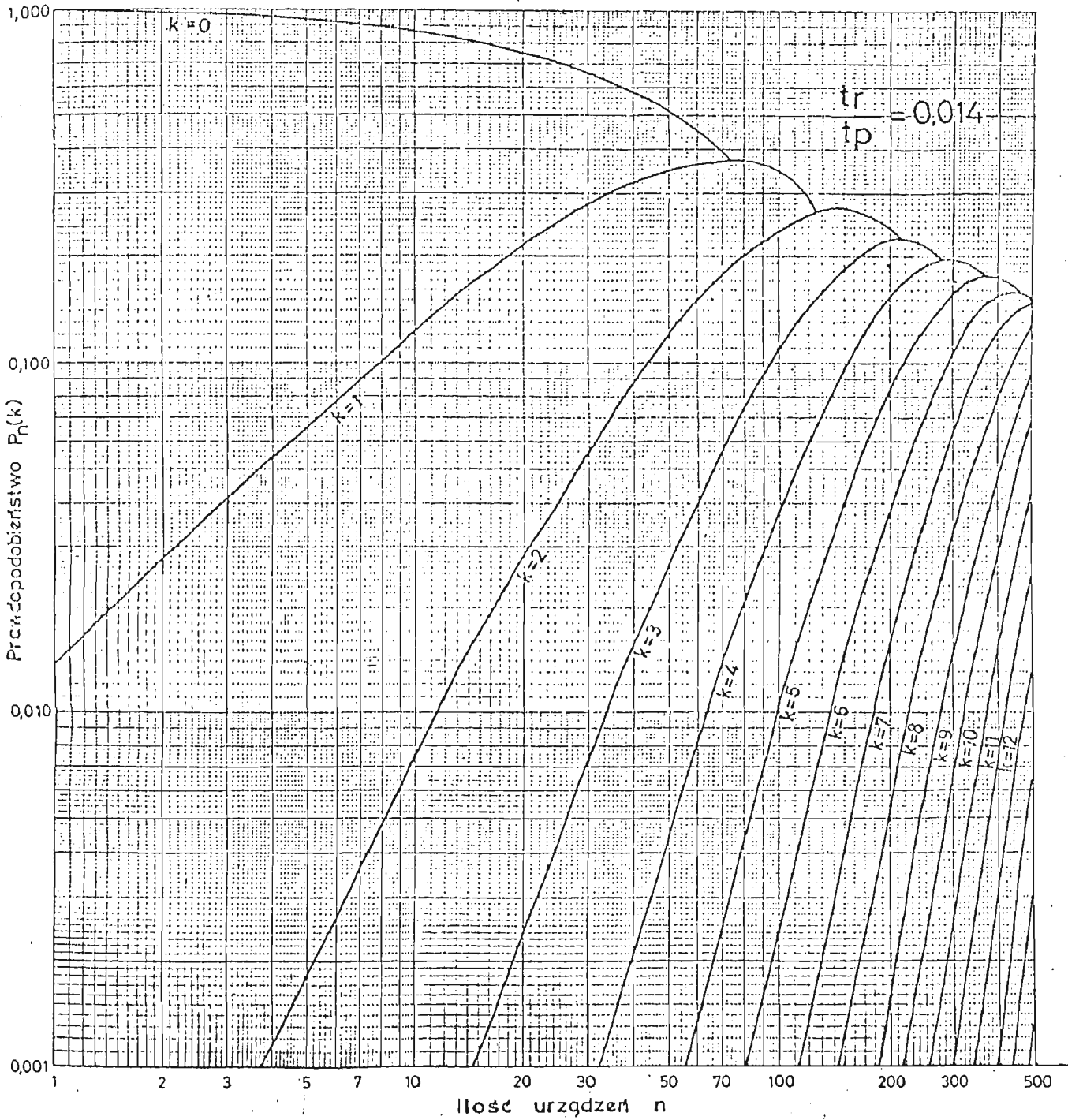
Rys.13. Schemat blokowy obliczania prawdopodobieństwa jednoczesności działania k spośród n urządzeń dla zakresu $80 < n \leq 500$.



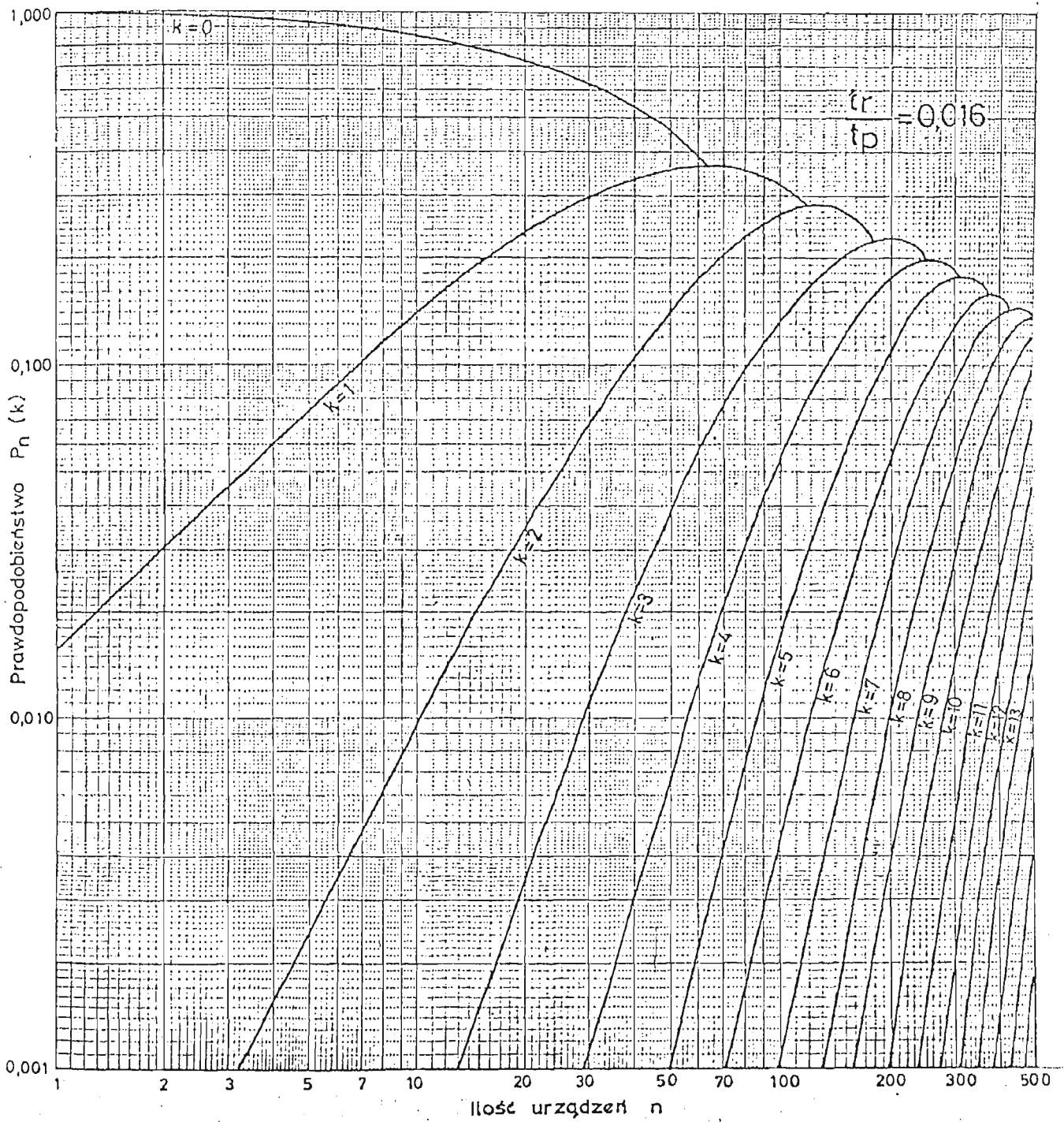
Rys. 14a Wykres zależności P_n / k dla $\frac{t_r}{t_p} = 0,010$



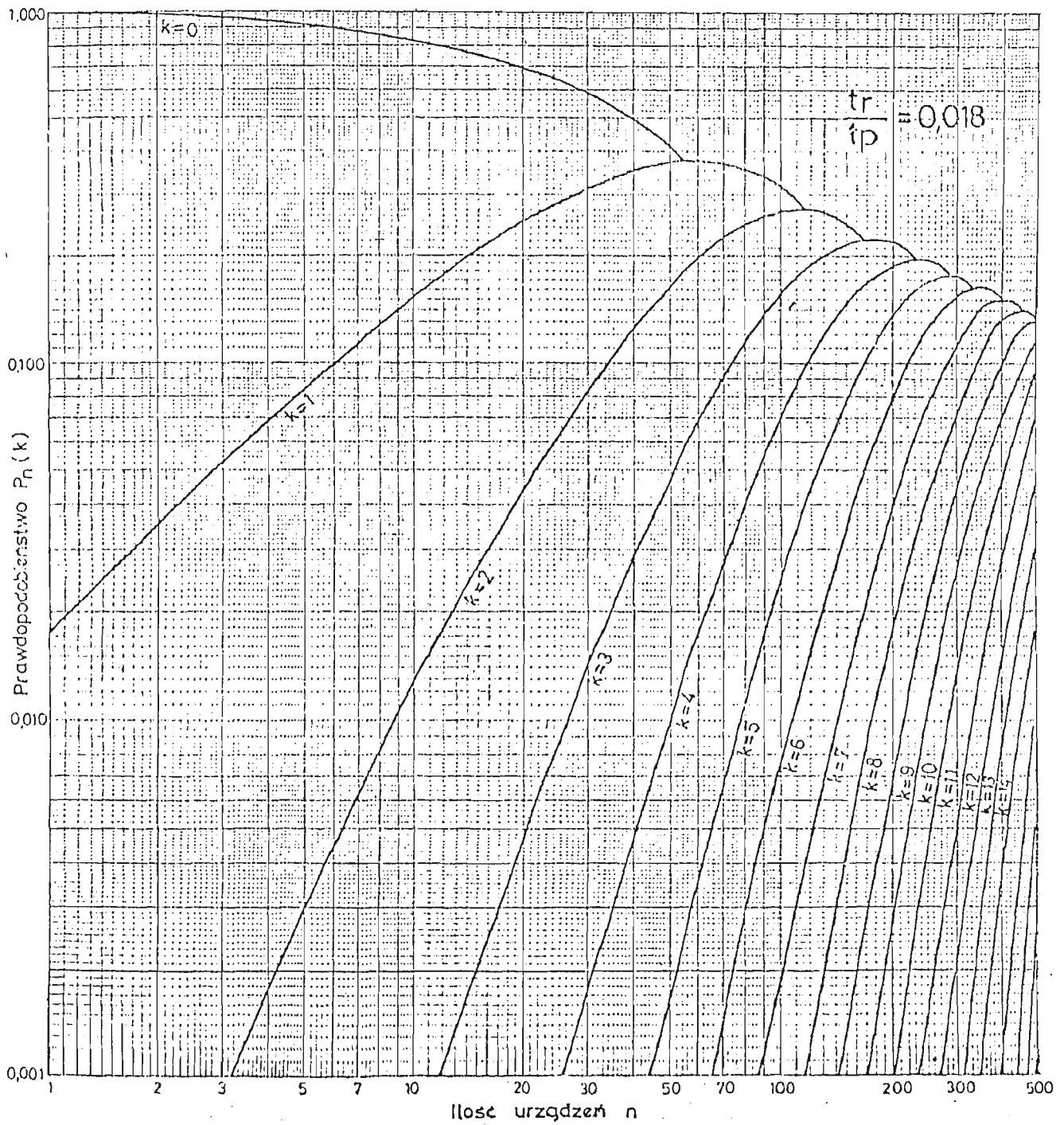
Wyk. 14b Wykres zależności $P_n(k)$ od n dla $\frac{tr}{tp} = 0,012$



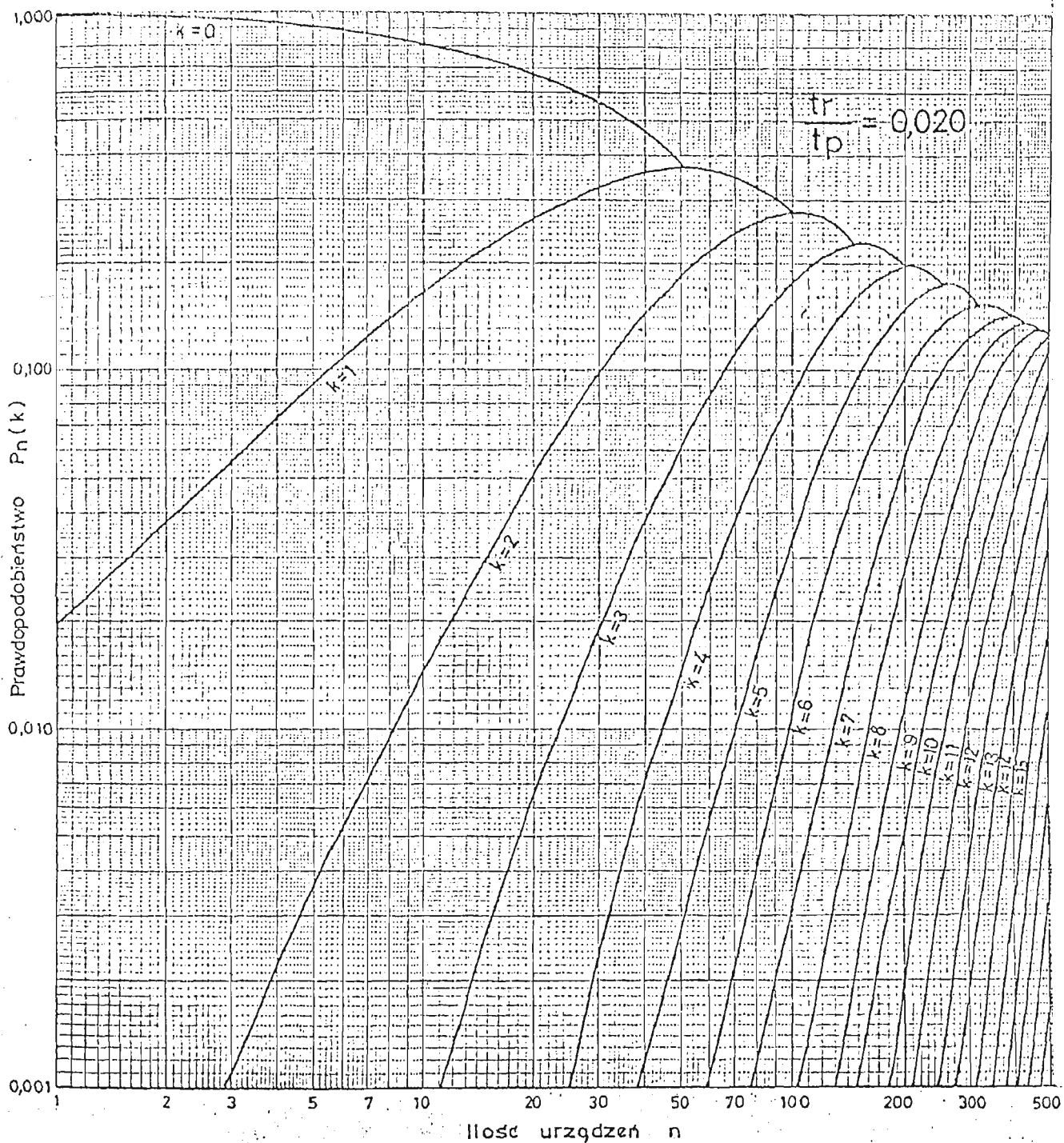
Rys. 14c Wykres zależności $P_n / k /$ dla $\frac{t_r}{t_p} = 0,014$



Rys. 14d — Wykres zależności P_n/k dla $\frac{t_r}{t_p} = 0,016$



Rys. 14a Wykres zależności P_n / k dla $\frac{t_r}{t_p} = 0,018$



Rys. 14f Wykres zależności $P_n/k/$ dla $\frac{t_r}{t_p} = 0,020$

określają one mniejsze z dwóch możliwych wartości k , a więc w konsekwencji przepływy minimalne występujące z zadaniem prawdopodobieństwem.

Podstawowym parametrem wyjściowym dla określenia skrajnych stanów sieci na bazie rachunku prawdopodobieństwa jest stosunek czasu ruchu do czasu postoju urządzenia $\frac{t_r}{t_p}$, który należy obliczać dla średnich wielkości zrzutu ścieków. Przyjęcie tej podstawy obliczeń jest uzasadnione faktem, że przepływy w sieci mają charakter silnie pulsujący, lecz pulsacje te są przede wszystkim wynikiem okresowej pracy urządzeń, a ze względu na znaczną pojemność ich zbiorników / nawet kilkugodzinna / nierównomierność dopływu ścieków do systemu ma tutaj drugorzędne znaczenie.

W nawiązaniu do ustaleń rozdziału 4, konieczności sprawdzenia sieci kanalizacji ciśnieniowej ze względu na dwa antagonistyczne kryteria prędkości samooczyszczania oraz ciśnienia granicznego, prawdopodobieństwa P_n jednoczesności działania k spośród n agregatów należy założyć w sposób odpowiedni.

Należy przy tym pamiętać, że prawdopodobieństwo to w odniesieniu do dużej liczby zdarzeń losowych określa część spośród rozpatrywanego odcinka czasu, w której to części pracuje k spośród n urządzeń. Można je zatem odnieść zarówno do pojedynczego cyklu pracy jak i do dużej liczby cykli stwierdzając, że przeciętnie w ciągu $P_n / k /$ spośród ogólnej liczby cykli pracy istnieje na sieci zadana sytuacja.

Korzystując z przedstawionych nomogramów / rys. 14a- f / można, dla założonego prawdopodobieństwa $P_n / k /$ oraz obliczonego stosunku czasu ruchu do czasu postoju $\frac{t_r}{t_p}$, odczytać globalną ilość k pracujących jednocześnie spośród n zainstalowanych urządzeń.

Natomiast ścisłe określenie położenia pracujących urządzeń nie jest niestety możliwe. Można jednak ustalić, dla jakich zakresów wartości n / ilości urządzeń zainstalowanych powyżej lub poniżej / przepływ w danym punkcie sieci jest funkcją pracy k urządzeń i w zależności od potrzeb wybrać odpowiedni wariant rozmieszczenia. Przykładowo dla $\frac{tr}{tp} = 0,016$ / rys.14 d/ założonego prawdopodobieństwa $P_n/k/ = 10\%$ i dla $7 \leq n < 38$ przepływ jest funkcją pracy $k = 1$ urządzeń, dla $38 \leq n < 81$ - $k = 2$, dla $81 \leq n < 133$ - $k = 3$ i tak dalej, przy czym w każdym przypadku każde rozmieszczenie pracujących urządzeń jest jednakowo prawdopodobne / w zakresie od 1 do n /.

Ustalając zatem przykładowo prawdopodobieństwo występowania prędkości samooczyszczania $P_n/k/ = 10\%$ / dla sprawdzenia warunku $v_{rz} \geq v_s$ /, oraz prawdopodobieństwo wystąpienia przepływów i prędkości maksymalnych $P_n/k/ = 0,1\%$ / dla sprawdzenia warunku $H_{rz} \leq H_{gr}$ /, określono na podstawie rys. 14d / dla $\frac{tr}{tp} = 0,016$ / ilość pracujących jednocześnie k spośród zainstalowanych n urządzeń / tablica 8/.

Jak widać, globalna ilość pracujących jednocześnie spośród $n = 383$ urządzeń z prawdopodobieństwem $P_n/k/ = 10\%$ wynosi $k = 8$, a z prawdopodobieństwem $P_n/k/ = 0,1\%$ - $k = 14$.

Interpretacja przedstawionych wyżej ustaleń ilości pracujących jednocześnie k spośród zainstalowanych n urządzeń dla potrzeb obliczeń hydraulicznych sieci jest następująca : spośród dowolnie wskazanych na sieci n urządzeń pracuje jednocześnie z określonym prawdopodobieństwem k urządzeń. Jak z tego wynika prawdziwe jest również twierdzenie : spośród wskazanych kolejnych n urządzeń począwszy od najbardziej niekorzystnego punktu sieci pracuje jednocześnie z określonym prawdopodobieństwem k urządzeń.

Określenie ilości pracujących jednocześnie k spośród zainstalowanych n urządzeń / przy zadanym $\frac{t_r}{t_p}$ i założonym $P_n/k/ /$

Tablica 8

k	n	
	dla $P_n/k/ = 10\%$	dla $P_n/k/ = 0,1\%$
0	1 - 6	-
1	7 - 37	1 - 2
2	38 - 80	3 - 12
3	81 - 132	13 - 28
4	133 - 189	29 - 47
5	190 - 249	48 - 70
6	250 - 314	71 - 96
7	315 - 379	97 - 126
8	380 - 440	127 - 159
9	-	160 - 194
10	-	195 - 229
11	-	230 - 266
12	-	267 - 306
13	-	307 - 347
14	-	348 - 383

To ostatnie stwierdzenie może być właśnie podstawą do hydraulicznego obliczania sieci, przy czym dla sprawdzenia kryterium ciśnienia granicznego $H_u \leq H_{gr}$ najbardziej niekorzystnym jest punkt położony najdalej i najniżej od wylotu sieci, a dla sprawdzenia kryterium prędkości samooczyszczania $v_{rz} \geq v$ - punkt położony najbliżej wylotu sieci.

Należy tutaj jednak zaznaczyć, że ustalenie przepływów obliczeniowych / a ściślej wskazanie pracujących jednocześnie urządzeń / według podanej wyżej metodyki, pociąga za sobą konieczność obliczania sieci rozgałęzionej metodą uproszczoną tzn. z obliczeniem jedynie tzw trasy miarodajnej - najdłuższego ewentualnie obciążonego największą ilością urządzeń liniowego ciągu przewodów. Określanie ilości i położenia pracujących jednocześnie k urządzeń wg. nomogramów / rys. 14a - f / odrębnie dla każdej gałęzi sieci jest działaniem błędnym i prowadzi do sprzeczności, bowiem ilość k urządzeń zsumowanych z kilku połączonych w jednym węźle gałęzi jest niezgodna z określoną globalnie dla wszystkich n znajdujących się powyżej / ewentualnie poniżej / - w stosunku do kierunku przepływu ścieków - rozpatrywanego węzła. Najogólniej rzecz biorąc przy przygotowywaniu danych do obliczeń hydraulicznych sieci, polegającym na wskazaniu ilości i rozmieszczenia urządzeń pracujących, za kolejne pracujące należy przyjmować począwszy od punktu wyjściowego - urządzenia zlokalizowane w węzłach dla których zmiana n pociąga za sobą zmianę k . Gdy jednak ze względu na istnienie w danym węźle bocznych odgałęzień zmiana k jest większa od jedności, dodatkowo za pracujące należy uznać urządzenia zainstalowane na tych odgałęzieniach. Dla obliczeń sieci na kryterium ciśnienia granicznego $H_u \leq H_{gr}$

winy to być urządzenia zlokalizowane możliwie jak najbliżej węzła / dokładniej : pracujące przy najniższych ciśnieniach, a więc z największymi wydajnościami/. Jest to bowiem sytuacja dla trasy miarodajnej najniekorzystniejsza, gdyż urządzenia będą pracowały z największymi możliwymi w tej sytuacji wydajnościami q_a . Natomiast dla obliczeń sieci na kryterium prędkości samooczyszczania $v_{rz} \geq v$, winny to być urządzenia zlokalizowane możliwie najdalej od węzła / dokładniej: pracujące przy jak najwyższych ciśnieniach, a więc z najmniejszymi wydajnościami/, bowiem jest to sytuacja gdy przepływ, a co za tym idzie prędkość na trasie miarodajnej jest najmniejsza.

W obu przedstawionych powyżej przypadkach obliczania sieci na dwa antagonistyczne kryteria należy pamiętać, że otrzymane wyniki są obowiązujące jedynie dla miarodajnej trasy, natomiast średnice przewodów bocznych / odgałęzień / można przyjmować wg obliczonych średnic trasy miarodajnej kierując się ilością zainstalowanych powyżej danego odcinka urządzeń. W wypadku zaistnienia wątpliwości co do poprawności wyboru trasy miarodajnej należy oczywiście obliczenia przeprowadzić kilkakrotnie.

Tok przygotowywania danych do obliczeń hydraulicznych sieci kanalizacji ciśnieniowej winien więc być następujący:

1. Obliczenia podstawowych parametrów urządzeń zbiornikowo-tłocznych.
2. Określenie stosunku czasu ruchu do czasu postoju $\frac{t_r}{t_p}$.
3. Właściwe założenie prawdopodobieństw P_n/k dla sprawdzenia kryteriów ciśnienia granicznego i prędkości samooczyszczania.

4. Odczytanie z nomogramów ilości pracujących jednocześnie k dla odpowiednich zakresów ilości zainstalowanych n urządzeń.
5. Odpowiednie rozmieszczenie urządzeń pracujących k na miarodajnej trasie przewodów w kierunku zgodnym / dla obliczeń na kryterium $\bar{H}_u \leq H_{gr}$ / lub przeciwnym / dla obliczeń na kryterium $v_{rz} \geq v$ / z kierunkiem przepływu ścieków /począwszy od punktu miarodajnego/.

8. Hydrauliczne podstawy obliczeń sieci kanalizacji ciśnieniowej

Hydrauliczne podstawy obliczeń sieci kanalizacji ciśnieniowej zostały już częściowo opublikowane w [3] i [4]. Najogólniej rzecz biorąc kanalizacja ciśnieniowa złożona jest z rozgałęzionej sieci przewodów zasilanej okresowo w n punktach / źródłach / i posiadającej jeden punkt wypływu / upust /. W tak zdefiniowanej sieci kierunek przepływu ścieków jest oczywiście jednoznacznie określony. Nie byłby z góry określony w sieciach pierścieniowych oraz w rozgałęzionych, posiadających więcej niż jeden wylot. Zagadnienia te jednak nie dotyczą dotychczas stosowanych rozwiązań w zakresie kanalizacji ciśnieniowej, a więc wykraczają poza ramy niniejszej pracy.

Analogicznie, jak to jest praktykowane przy projektowaniu sieci wodociągowych, miejscowe straty ciśnienia można uznać za znikome w stosunku do strat liniowych i nie uwzględniać ich w obliczeniach ewentualnie określać współczynnikiem procentowym od strat liniowych. W związku z tym będziemy mieli do czynienia jedynie z dwoma rodzajami charakterystyk hydraulicznych systemu:

a/ charakterystykami źródeł zasilania / urządzeń zbiornikowo-tłocznych /

b/ charakterystykami przewodów

Przeprowadźmy zatem graficzną analizę pracy systemu określonego powyższymi sformułowaniami.

Założmy, że przedmiotem analizy będzie układ składający się z przewodu tłoczego i zasilających go w różnych punktach trzech jednakowych urządzeń a_i o danych charakterystykach.

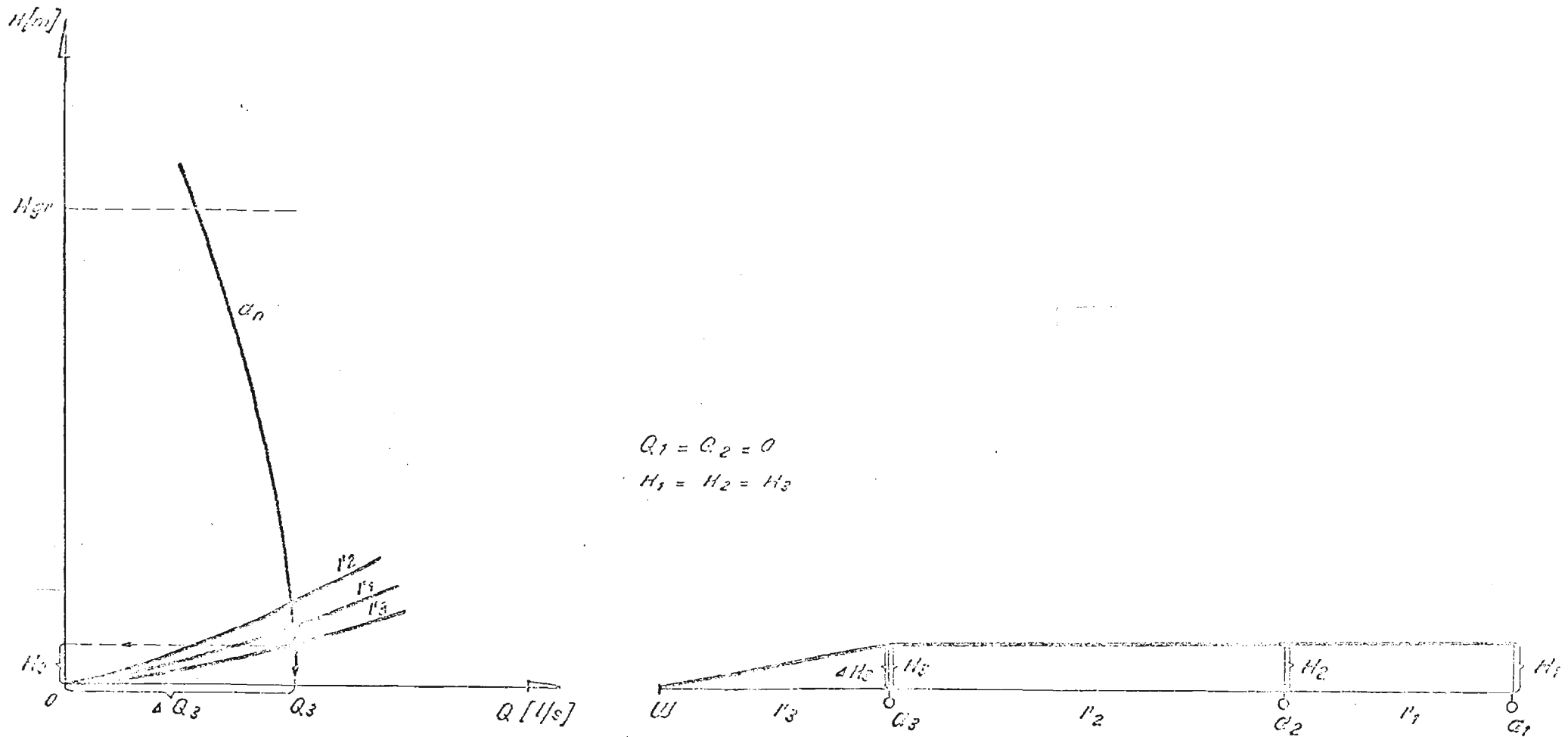
Ze względu na ekonomiczny zakres pracy urządzeń oraz ich niezawodność założmy, że punkt pracy żadnego z nich nie powinien na charakterystyce przekraczać wartości granicznej oznaczonej jako H_{gr} . Urządzenia połączone są ze sobą odcinkami przewodów o danych charakterystykach r_i różnych ze względu na różnice w długościach i średnicach poszczególnych odcinków. Schemat układu przedstawiony został na rys. 15. W punkcie wylotowym "w" panuje ciśnienie atmosferyczne, natomiast rozkład ciśnień w przewodach będzie przedmiotem poniższej analizy. We wszystkich rozważaniach będziemy operowali wielkościami nadciśnienia i w związku z tym początek układu współrzędnych odpowiada wysokości ciśnienia atmosferycznego.

Rysunek 16 przedstawia przebieg linii ciśnień w kolektorze podczas pracy urządzenia a_3 . Punkt pracy urządzenia a_3 leży na przecięciu jego charakterystyki z charakterystyką przewodu r_3 . Straty ciśnienia na odcinku a_3 - w wynoszą ΔH_3 , a wydatek ΔQ_3 urządzenia a_3 równy jest przepływowi Q_3 na odcinku a_3 - w.

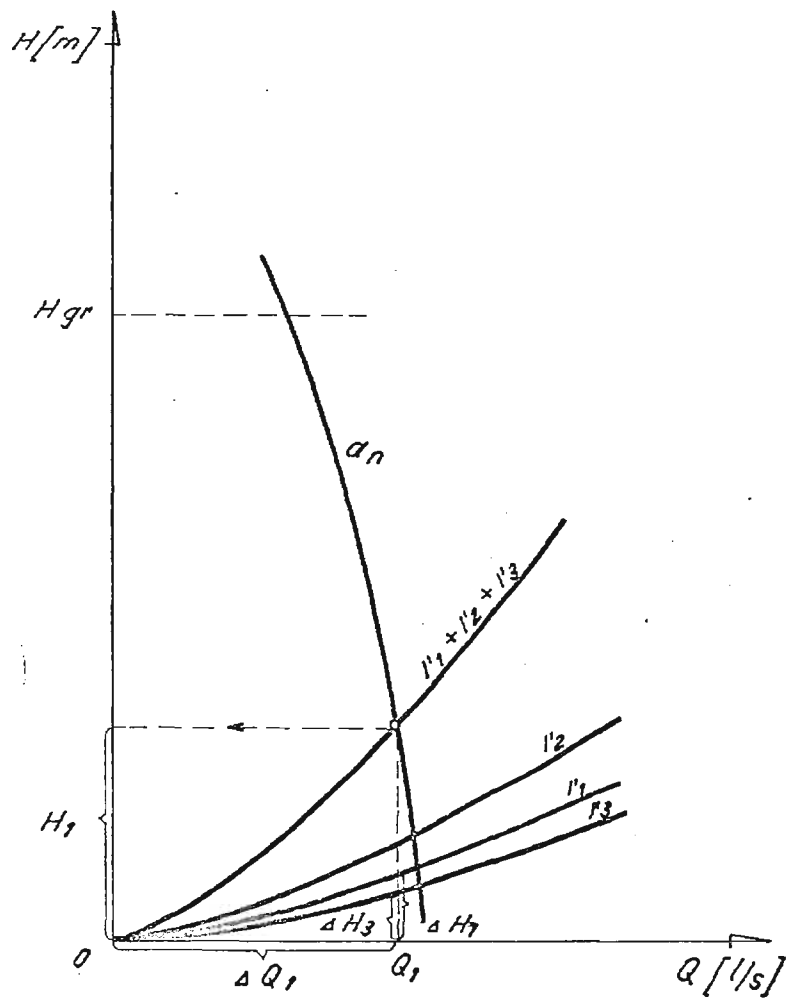
Oczywiście przepływ na odcinku $a_1 - a_3$ będzie równy zeru a linia ciśnień ułoży się poziomo na wysokości $H_3 = \Delta H_3$. Rysunek 17 dotyczy również działania jednego urządzenia z tym, że w tym przypadku pracuje urządzenie a_1 . Jego punkt pracy znajduje się na przecięciu charakterystyki a_1 z charakterystyką $r_1 + r_2 + r_3$ będącą geometryczną sumą charakterystyk poszczególnych przewodów r_1, \dots, r_3 . Wysokość ciśnienia H_1 jest sumą składowych strat ciśnienia ΔH_i na poszczególnych odcinkach kolektora, które określone są na wykresie punktami przecięcia charakterystyk r_i z prostą pionową odpowiadającą wydatkowi $\Delta Q_1 = Q_1$.



Rys.15. Schemat połączenia urządzeń a_2 z kolektorem.

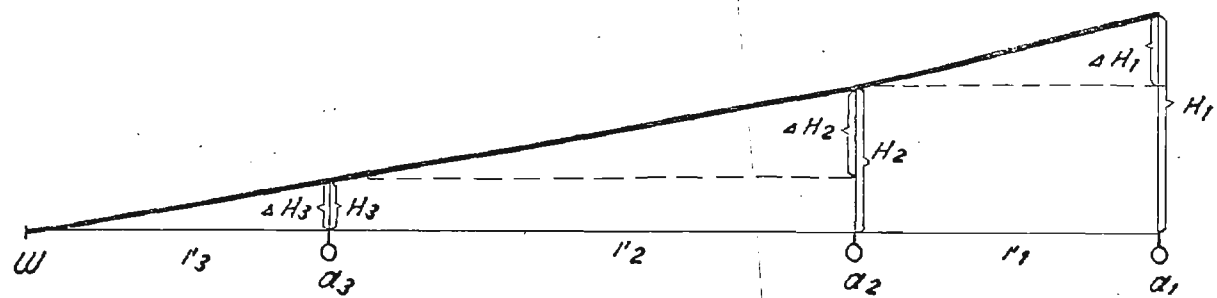


Rys. 16. Współpraca urządzenia a_3 z kolektorem. Znalezienie punktu pracy i wykreślenie linii ciśnień.



$$H_1 = \Delta H_3 + \Delta H_2 + \Delta H_1$$

$$Q_1 = Q_2 = Q_3$$



Rys. 17. Współpraca urządzenia a_1 z kolektorem. Znalezienie punktu pracy i wykres linii ciśnień.

Oczywiście przepływ na wszystkich odcinkach kolektora jest stały, więc

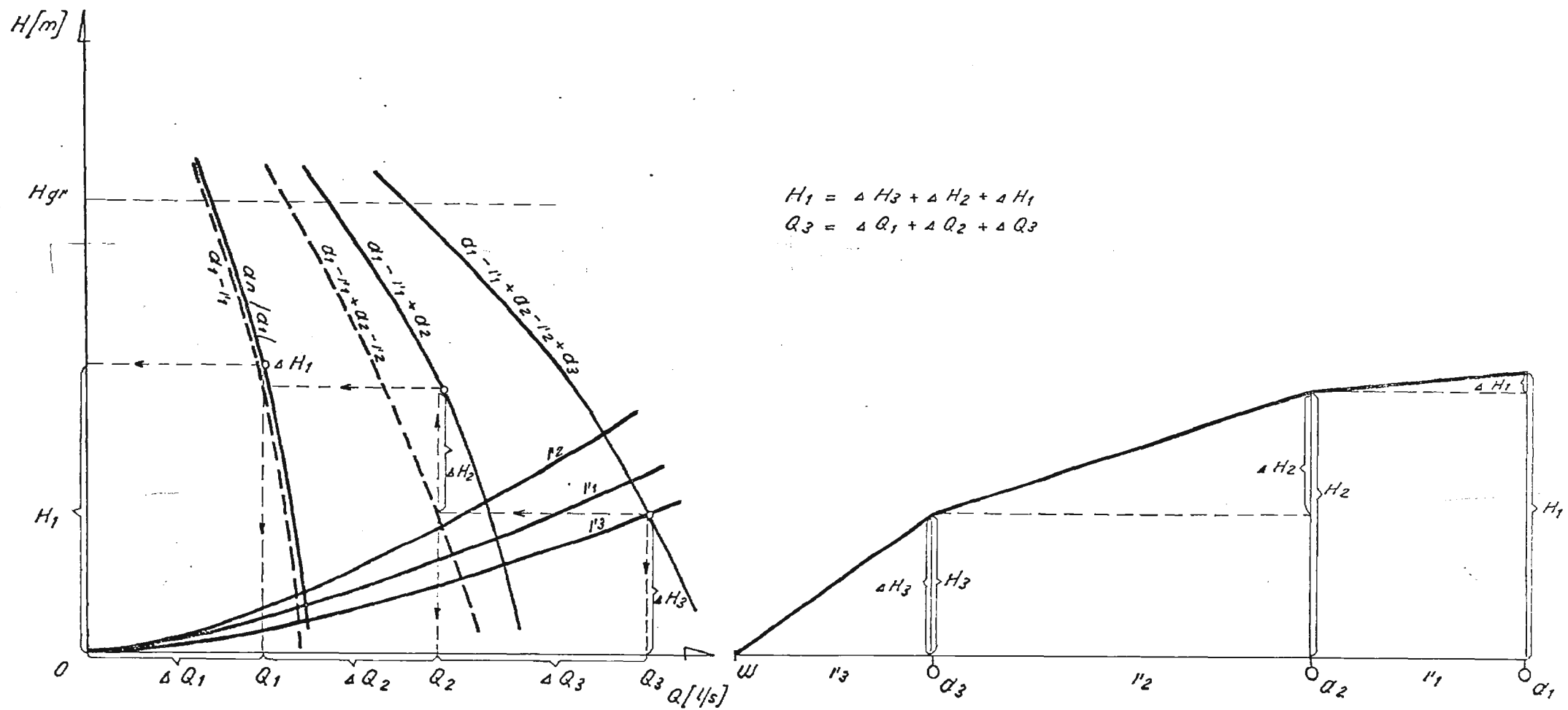
$$Q_1 = Q_2 = Q_3 .$$

Urządzenia mogą jednak działać także równocześnie i wtedy znalezienie ich punktów pracy jest nieco bardziej skomplikowane. Sytuacja taka przedstawiona została na rys. 18. Również i w tym przypadku przyjęto, że wszystkie urządzenia umieszczone są na jednym poziomie.

Zasada pracy takiego układu przedstawia się następująco: Urządzenie a_n połączone jest szeregowo z odcinkiem r_n , z kolei układ $a_n - r_n$ połączony jest równolegle z urządzeniem a_{n-1} , układ $a_n - r_n + a_{n-1}$ - szeregowo z odcinkiem r_{n-1} i tak dalej.

Stosując podaną wyżej zasadę prześledźmy tok postępowania przedstawiony na rysunku 18.

W pierwszej kolejności musimy znaleźć punkt pracy przewodu r_3 z całym układem urządzeń i przewodów leżących powyżej. Charakterystykę wypadkową tego układu sprawdzoną do punktu 3 znajdujemy sumując kolejno geometryczne charakterystyki: $a_1; r_1; a_2; r_2; a_3$. Punkt przecięcia tej charakterystyki wypadkowej z charakterystyką r_3 określi stratę ciśnienia ΔH_3 na odcinku r_3 oraz przepływ Q_3 . Z kolei punkt pracy urządzenia a_2 znajdziemy "wracając" po rzędnej $H_3 = \Delta H_3$ na charakterystykę $a_1; r_1; a_2; r_2$ określając jednocześnie wydajność urządzenia $a_2: \Delta Q_3 = Q_3 - Q_2$, a następnie po odciętej Q_2 do przecięcia z charakterystyką $a_1; r_1; a_2$ znajdując stratę ciśnienia ΔH_2 na odcinku r_2 oraz ciśnienie w punkcie $a_2: H_2 = H_1 + \Delta H_2$.



Rys. 10. Jednoczesna współpraca urządzeń $a_1 \dots a_3$ / usytuowanych na jednakowym poziomie / z kolektorem. Znależenie punktów pracy i wykres linii ciśnienia.

Dalsze postępowanie jest analogiczne.

Rysunek 19 przedstawia analizę współpracy trzech urządzeń położonych na różnych rzędnych, czyli przypadek, który z reguły występuje w praktyce inżynierskiej. Poziom odniesienia został przyjęty na rzędnej wylotu kolektora z_w . Charakterystyki urządzeń naniesiono przesuwając charakterystykę wyjściową a_n o różnicę rzędnych $Z_i = z_i - z_w$ dla $i = 1, \dots, 3$. Natomiast charakterystyki ^{przewodów} (wykreślono przyjmując za ich początek punkt leżący na osi H o rzędnej z_{i-1} / dla r_i /, gdzie $i = 1, \dots, 3$.

Sumowanie poszczególnych charakterystyk oraz znajdowanie punktów pracy poszczególnych urządzeń przeprowadzono analogicznie jak na rys. 16. Wysokość ciśnienia w poszczególnych punktach otrzymano odejmując od rzędnej H_i / w stosunku do poziomu porównawczego / różnicę $Z_i = z_i - z_w$.

Poprawność powyższego rozumowania została udowodniona matematycznie w [5] i [20].

Traktując powyższe zagadnienie analitycznie problem polega na rozwiązaniu następującego układu równań:

$$1/ Q_i = \sum_{j=1}^i q_j \quad \text{dla } i = 1, 2, \dots, n_1 \quad /57/$$

$$2/ H_{ui} = Z_i - z_i \quad /58/$$

$$3/ Z_i - Z_{i+1} = h_i \quad /59/$$

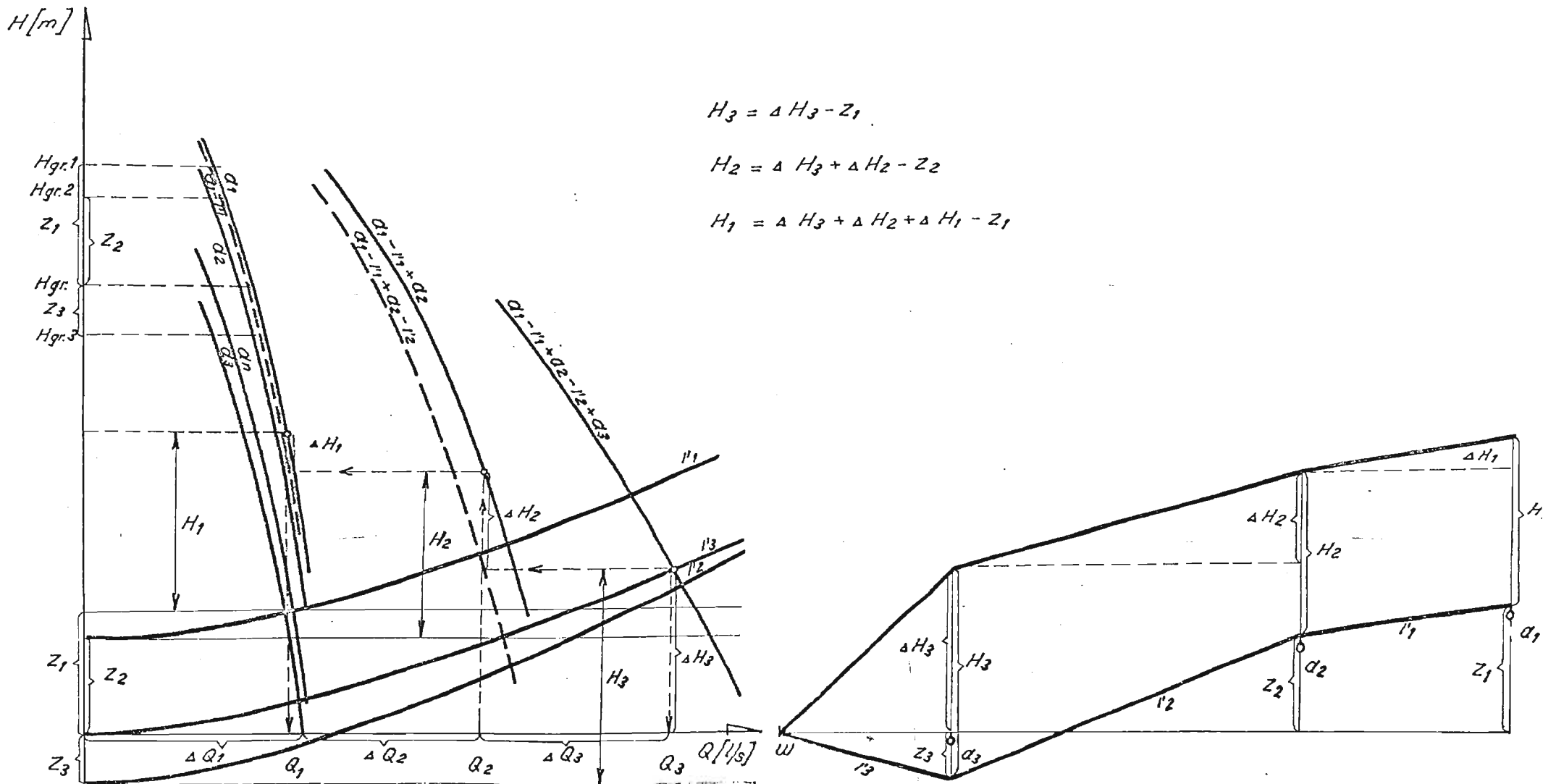
gdzie :

$$Q_i - \text{przepływ w węźle} \quad [m^3/s],$$

$$q_j - \text{wydatek urządzenia} \quad [m^3/s],$$

$$H_{ui} - \text{wysokość ciśnienia w węźle} \quad [m],$$

$$Z_i - \text{rzędna/ciśnienia w węźle} \quad [m],$$



Rys. 19. Jednoczesna współpraca urządzeń a_1, \dots, a_n /usytuowanych na różnych poziomach/ z kolektorem. Znalezienie punktów pracy i wykres linii ciśnień.

z_i - rzędna zwierciadła ścieków w zbiorniku urządzenia [m],

h_i - wysokość liniowych strat ciśnienia wg wzoru

Darcy - Weisbacha [m].

$$h_i = \lambda_i \frac{l_i}{D_i} \frac{8 Q_i^2}{\pi^2 g D_i^4} \quad /60/$$

gdzie: λ_i - współczynnik oporów liniowych ^{*}/ [-]

l_i - długość odcinka [m]

D_i - średnica odcinka [m]

Rozwiązanie tego zagadnienia sprowadza się do rozwiązania n_1 liniowych równań algebraicznych /57/ oraz układu $2 n_1$ równań nieliniowych / 58 ÷ 59/.

W powyższych równaniach wielkościami szukanymi są : $q_j, Q_i,$

H_i, Z_i , gdzie $i = 1, 2, \dots, n_1, j = 1, 2, \dots, i$.

Układ / 57 ÷ 59/ zawierający $4 n_1$ niewiadomych należy uzupełnić funkcją opisującą zależność ciśnienia H_i z jakim pracuje urządzenie od jego wydatku q_j , odpowiadającą charakterystyce agregatu. Zależność tę przedstawia funkcja :

$$H_i = f_i / q_j/ \quad /61/$$

Ze względu na fakt, że charakterystyki urządzeń podawane są z zasady w postaci graficznej, a szukanie zależności analitycznych aproksymujących tę krzywą jest zadaniem żmudnym, w dalszych rozważaniach przyjęto, że zależność /61/ jest zadana dyskretnym zbiorem wartości.

^{*}/ Obliczenie tego współczynnika zostało przedstawione w rozdz. 9.

9. Realizacja numeryczna obliczenia systemów ciśnieniowych

Przy obliczaniu hydraulicznym systemów kanalizacji ciśnieniowej można skorzystać z modelu matematycznego tej sieci podanego przez Biedugniśa [5].

Drzewo ciśnieniowej sieci kanalizacyjnej określono w [5] przy pomocy zbioru węzłów :

$$W = \{w_i\} \quad \text{gdzie} \quad i = \overline{1, w_w} \quad \text{oraz zbioru odcinków sieci}$$

$$U = \{u_i\} \quad \text{gdzie} \quad i = \overline{1, u_u},$$

gdzie :

w_w - liczba węzłów sieci,

u_u - liczba odcinków sieci,

przy czym $w_w = u_u = p$.

Przez węzeł rozumie się każdy punkt, w którym agregat połączony jest z siecią lub punkt, w którym co najmniej dwa przewody łączą się w jeden. Z kolei przez przewód rozumiemy odcinek łączący dwa kolejne węzły lub węzeł z wylotem sieci.

Występujący we wzorze /60/ współczynnik hydraulicznych oporów liniowych λ zależy od liczby Reynoldsa Re i chropowatości względnej ϵ więc :

$$\lambda_j = f / Re_j ; \epsilon_j / \quad /62/$$

gdzie:

$$Re_j = \frac{4 Q_j}{\pi D_i \nu} \quad /63/$$

$$\epsilon_j = \frac{k_i}{D_i} \quad /64/$$

a ν oraz k_i oznaczają odpowiednie kinematyczny współczynnik lepkości ścieków i chropowatość przewodu.

Ze względu na fakt, że analogicznie jak w sieci wodociągowej, w sieci kanalizacji ciśnieniowej, występuje z reguły ruch turbulentny, współczynnik hydraulicznych oporów liniowych opisano wzorem Colebrooka-White'a w postaci:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_j}} = -2 \lg \left/ \frac{2,51}{Re_j \sqrt{\lambda_j}} + \frac{\epsilon_i}{3,71} \right/ \quad /65/$$

Dla potrzeb realizacji numerycznej równanie /65/ przedstawiono w postaci:

$$f / \lambda_j / = \frac{1}{\sqrt{\lambda_j}} + 2 \lg \left/ \frac{2,51}{Re_j \sqrt{\lambda_j}} + \frac{\epsilon_i}{3,71} \right/ \quad /66/$$

Równanie /66/ jest przestępne, dlatego współczynnik hydraulicznych oporów liniowych λ_j , obliczono metodą iteracyjną /metoda Newtona/.

W celu znalezienia przedziału w którym znajduje się pierwiastek równania $f / \lambda_j / = 0$ obliczono początkową wartość λ_p ze wzoru Waldena w postaci :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_p}} = -2 \lg \left/ \frac{6,1}{Re_j^{0,915}} + 0,268 \epsilon_i \right/ \quad /67/$$

wobec czego przedział w którym znajduje się pierwiastek równania /66/ przyjęto $\langle 0,75 \lambda_p ; 1,5 \lambda_p \rangle$ [5].

Ponieważ funkcja /66/ zmienia znak w tym przedziale, wobec tego pierwiastek równania /66/ zlokalizowano właśnie w tym przedziale.

Ze względu na fakt [5], że funkcja /66/ spełnia założenia metody Newtona, oraz λ_p obliczone zgodnie ze wzorem /67/ spełnia warunek:

$$f / \lambda_p / f'' / \lambda_p / > 0 \quad /68/$$

następne przybliżenie wartości λ_j obliczono zgodnie ze wzorem:

$$\lambda_j = \lambda_p - \frac{f/\lambda_p/}{f'/\lambda_p/} \quad /69/$$

Odwzorowanie geometrycznej budowy sieci kanalizacji ciśnieniowej przedstawiono w [5] w postaci odpowiednich zbiorów incydencji

$$Z P_i = \left\{ w_i, z_i, D_i, l_i, k_i, n', a_{j1}, a_{j2}, j = \overline{1, n'} \right\} \quad i = \overline{1, p}$$

gdzie:

$w_i, z_i, D_i, l_i, k_i, p$ - jak wyżej,

n' - liczba punktów opisujących charakterystykę urządzenia

a_{j1}, a_{j2} - współrzędne poszczególnych punktów charakterystyki urządzenia określające odpowiednie wartości Q_j i H_j .

W zbiorze zadanych wielkości umieszczono również kinematyczny współczynnik lepkości ścieków ν , rzędną końca / wylotu/ sieci z_w , zbiór handlowych średnic przewodów S , wyjściową wartość ciśnienia granicznego H_g oraz liczbę podprzedziałów m' wynikającą z założonej dokładności prowadzonych obliczeń [5].

Najogólniej rzecz biorąc realizacja numeryczna obliczania systemów ciśnieniowej kanalizacji ma na celu rozwiązanie układu równań / 57 ÷ 59, 61/. Ogólny schemat blokowy algorytmu realizującego wzory / 57 ÷ 59, 61/ został przedstawiony na rys.20. Algorytm zaczyna się wprowadzeniem danych wejściowych tzn. zbiorów incydencji ZP_i gdzie $i = \overline{1, p}$; oraz wartości z_w, S, H_g, m' . Po wprowadzeniu tych danych następuje obliczenie charakterystyk współpracy drzewa ciśnieniowej sieci kanalizacyjnej, obliczenie punktów pracy poszczególnych urządzeń,

i w wypadku gdy żadna z założonych średnic D_i nie uległa zmianie, następuje wyprowadzenie wyników obliczeń tzn.

wartości $w_i, z_i, l_i, D_i, Q_i, v_i, v_{rzi}, v_{ri}, H_{ui}, Z_i$ gdzie:

v_i - prędkość samooczyszczania [m/s],

v_{rzi} - prędkość rzeczywista w przewodzie [m/s],

v_{ri} - różnica prędkości rzeczywistej i samooczyszczania [m/s].

Na ogólnym schemacie blokowym algorytmu przedstawionym na rys. 20 występują dodatkowo następujące oznaczenia:

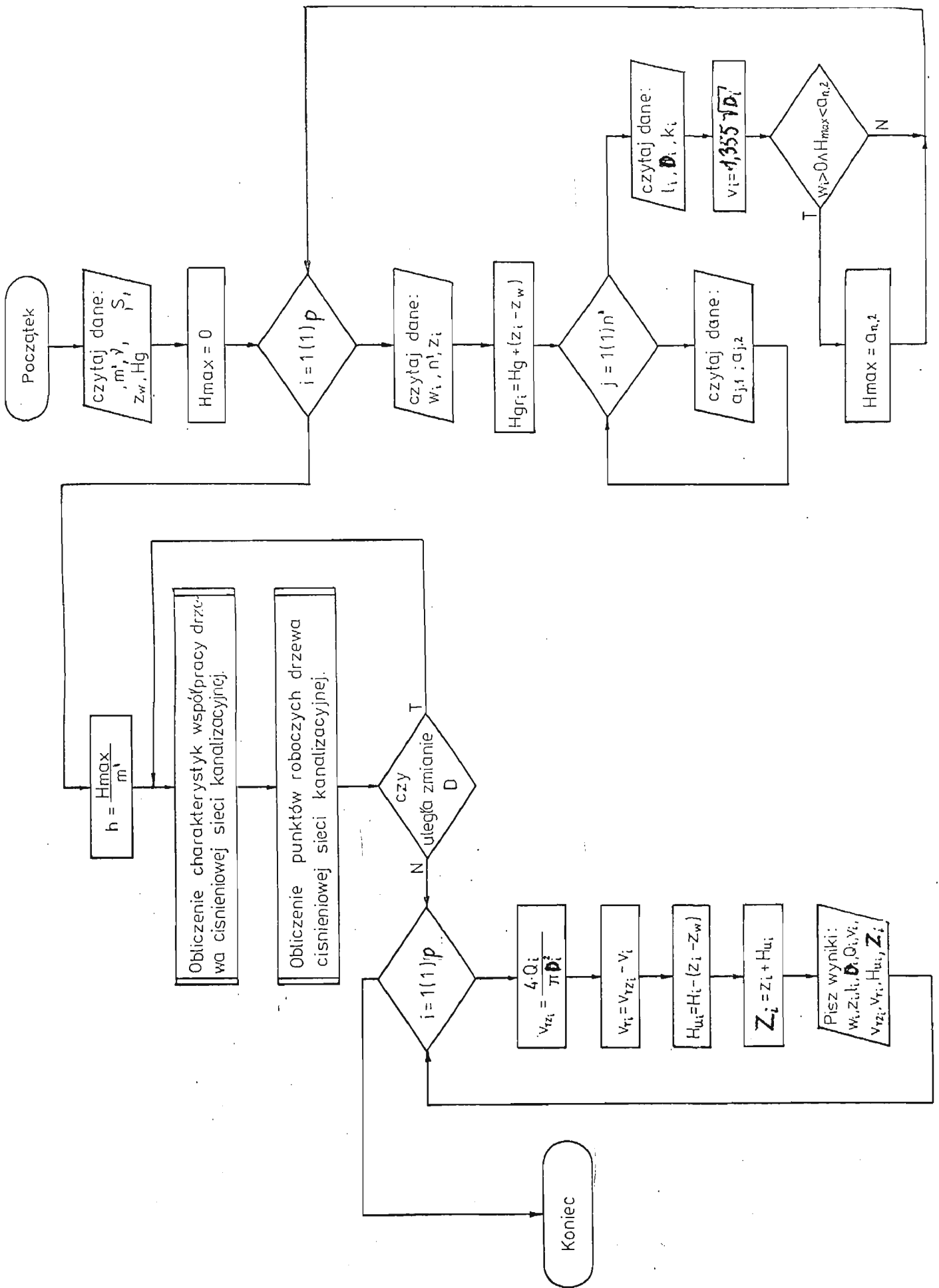
H_g - wyjściowa wielkość ciśnienia granicznego względem poziomu porównawczego [m],

h - długość podprzedziału obliczona jako :

$$h = \frac{H_{\max}}{m'} \quad \text{gdzie} \quad H_{\max} = \max_{1 \leq i \leq p} a_{n',2} \quad [m].$$

W przypadku, gdy założona średnica D_i uległa zmianie, następuje ponowne obliczenie charakterystyk współpracy i ustalenie punktów pracy, w wyniku czego zostaje ze zbioru S dobrana średnica spełniająca zarówno warunek samooczyszczania jak i warunek nieprzekroczenia ciśnienia granicznego H_{gr} .

Należy także zaznaczyć, że posługując się przedstawionym algorytmem, można zaprojektować sieć najoszczędniej pod względem wysokości nakładów inwestycyjnych / minimalizując średnice poprzez założenie wyjściowe wszystkich średnic na poziomie D_{\min} i kolejne ich zwiększanie do momentu spełnienia kryterium $H_{ui} \leq H_{gr}$ / lub najoszczędniej pod względem



Rys. 20. Ugólny schemat blokowy obliczeń hydraulicznych sieci kanalizacyjnej ciśnieniowej.

wysokości kosztów eksploatacji / minimalizując straty ciśnienia poprzez założenie wyjściowe wszystkich średnic na poziomie D_{\max} i kolejne ich zmniejszanie do momentu spełnienia kryterium $v_{rzi} \geq v_i$. Przedstawiony algorytm nie umożliwia natomiast projektowania optymalnego uwzględniającego jednocześnie minimalizację nakładów inwestycyjnych i kosztów eksploatacji / patrz rozdz. 11 pracy/.

W nawiązaniu do ustaleń rozdziału 7 należy jednak stwierdzić, że zaprojektowanie sieci przy użyciu przedstawionego wyżej algorytmu z jednoczesnym spełnieniem obydwu założonych kryteriów tzn. $v_{rzi} \geq v_i$ oraz $H_{ui} \leq H_{gr}$ jest warunkiem koniecznym ale niewystarczającym dla jej prawidłowego działania. Wynika to z faktu, że algorytm ten umożliwia projektowanie sieci tylko na podstawie jednego jej stanu określonego przez ilość k i rozmieszczenie urządzeń jednocześnie pracujących. Natomiast sprawdzanie sieci na dwa kryteria, wymaga obliczeń hydraulicznych dla dwóch odmiennych stanów, wynikających z różnych założonych wartości P_n/k oraz z różnic w wyborze punktów miarodajnych. Dlatego też poprawne zaprojektowanie sieci winno się składać z dwóch odrębnych obliczeń. Pierwsze z nich o charakterze projektowym, winno być przeprowadzone w oparciu o przedstawiony powyżej algorytm, na bazie kryterium uznanego ze względów ekonomicznych za priorytetowe i wynikającej z niego ilości i rozmieszczenia urządzeń jednocześnie pracujących. Natomiast obliczenie drugie, o charakterze sprawdzającym, winno być przeprowadzone w oparciu o podany przez Biedugnisia [5] algorytm tzw. eksploatacyjny / zadanie pierwsze/, określający tylko ciśnienia i przepływy dla zadanych / wynikających z obliczenia pierwszego/ średnic, przy czym założony do obliczeń

stan sieci/ ilość i rozmieszczenie urządzeń jednocześnie pracujących/ winien wtedy odpowiadać kryterium drugorzędnemu, którego sprawdzenie jest właśnie celem tego obliczenia. Jeżeli w pierwszym, lub dopiero w drugim obliczeniu któreś z kryteriów nie zostanie spełnione, to znaczy że założona sieć nie ma prawidłowego rozwiązania i należy ją podzielić na odrębne strefy.

Reasumując, prawidłowy tok projektowania sieci kanalizacji ciśnieniowej, na etapie doboru średnic poszczególnych odcinków, powinien być następujący */:

1. Założenie średnic wszystkich odcinków na poziomie D_{\min} wynikającym z uwarunkowań technicznych.
2. Określenie ilości k i rozmieszczenia urządzeń jednocześnie pracujących dla sprawdzenia kryterium $H_{ui} \leq H_{gr}$.
3. Obliczenie hydrauliczne sieci wraz z kolejnym zwiększeniem średnic aż do momentu spełnienia kryterium $H_{ui} \leq H_{gr}$ w oparciu o przedstawiony w pracy algorytm.

Wynikiem tego obliczenia jest określenie najmniejszych z możliwych średnic które spełniają warunek $H_{ui} \leq H_{gr}$.

4. Określenie ilości k i rozmieszczenia urządzeń jednocześnie pracujących dla sprawdzenia kryterium $v_{rzi} \geq v_i$.
5. Sprawdzenie określonych w p.3 średnic na kryterium $v_{rzi} \geq v_i$ w oparciu o algorytm tzw. eksploatacyjny przedstawiony w [5] /zadanie pierwsze/.

*/Jak wynika z ustaleń rozdziału 11 decydujące znaczenie w kształtowaniu wskaźnika ekonomicznej efektywności kanalizacji ciśnieniowej mają nakłady inwestycyjne. Dlatego przedstawiony tok projektowania odpowiada właśnie warunkowi minimalizacji tych nakładów.

10. Zużycie energii przez urządzenia zbiornikowo- tłoczne.

Wielkość zużycia energii jest istotnym czynnikiem mogącym w pewnych warunkach przesądzić o wyborze ciśnieniowego lub grawitacyjnego wariantu kanalizacji. Pomijając nawet kwestię ciągłej i niezawodnej dostawy energii/w pompowniach klasycznych realizuje się to przez dwustronne zasilanie lub instalację agregatu prądowego/, można się spodziewać, że jej koszt jest jednym z zasadniczych składników kosztów eksploatacji systemu. Dlatego też wielkość zużycia energii wymaga bezwzględnego ustalenia.

Moc jednostkową P_{ij} pobieraną podczas pracy przez jedno urządzenie można określić wzorem :

$$P_{ij} = \rho g \frac{q_{ij} H_{ij}}{\eta_{oij}} \quad /70/$$

gdzie:

P_{ij} - moc jednostkowa [W],

ρ - gęstość ścieków [kg/m³],

q_{ij} - wydajność chwilowa urządzenia [m³/s],

H_{ij} - chwilowa wysokość ciśnienia panującego aktualnie w i-tym punkcie z sieci [m],

η_{oij} - sprawność ogólna urządzenia przy q_{ij} i H_{ij} [-],

natomiast $i = 1, 2, \dots, n-1, n$ jest kolejnym numerem urządzenia, a $j = k_d, k_d + 1, \dots, k_{max}, \dots, k_g - 1, k_g$ jest wskaźnikiem stanu sieci i pośrednio określa punkty pracy poszczególnych urządzeń / q_{ij}, H_{ij} / .

Ze względu na niezależność włączeń poszczególnych urządzeń oraz wynikający stąd pulsujący charakter przepływu, punkty pracy poszczególnych urządzeń ulegają ustawicznym przesunięciom, w związku z czym zmienia się również aktualne zapotrzebowanie energii. Znalezienie rozkładu zapotrzebowania energii, a ściślej mówiąc rozkładu wahań ciśnienia w węźle w funkcji prawdopodobieństwa jego występowania jest możliwe w oparciu o wyniki ustaleń rozdz. 7. Należy w tym celu najpierw określić dla danych n urządzeń rozkłady prawdopodobieństwa pracy k spośród n urządzeń $P_n/k/j$, zarówno dla wartości k większych jak i mniejszych od wartości najbardziej prawdopodobnej k_{\max} , przy wcześniejszym założeniu dolnej granicy dokładności obliczeń $P_n/k/\min$ tzn. odrzuceniu stanów o prawdopodobieństwie występowania $P_n/k/y < P_n/k/\min$ ^{*}. Następnie dla wszystkich $m = k_g - /k_d - 1/$ stanów trzeba przeprowadzić obliczenia hydrauliczne sieci, znajdując ciśnienia H_{ij} w poszczególnych i węzłach.

Roczne zużycie energii E_{li} [Ws/a] przez pojedyncze i -te urządzenie wyniesie zatem :

$$E_{li} = 89 \sum_{j=1}^m \frac{q_{ij} H_{ij}}{\eta_{oij}} t_{ij} \quad /71/$$

gdzie:

t_{ij} - czas pracy i -tego urządzenia w j tym stanie w ciągu roku [s/a].

^{*} Określenie prawdopodobieństwa $P_n/k/j$ dla wartości $k < k_{\max}$ na podstawie nomogramów / rys. 14a - f/ nie jest możliwe, bowiem dla ich czytelności zrezygnowano z przedstawienia opadających ramion krzywych $P_n/k/$. Dlatego wartości te należy określić na drodze rachunkowej w oparciu o wzory przedstawione w rozdz.7.

W powyższym równaniu /71/ trudna do ustalenia jest wielkość t_{ij} .
Możemy jednak napisać zależność:

$$t_{ij} = P_n/k/j \cdot t_i \quad /72/$$

gdzie: t_i - łączny czas pracy i-tego urządzenia w ciągu roku
przy założeniu stałej wydajności q_i [s/a],

oraz zależność :

$$t_i = \frac{V_i}{q_i} \quad /73/$$

gdzie: V_i - roczna ilość ścieków przetłaczana przez i - te
urządzenie możliwa do ustalenia na podstawie
bilansu ścieków [m³/a],

$q_{i.}$ - wydajność i - tego urządzenia miarodajna ze
względu na zużycie energii [m³/s].

Wydajność q_i należy ustalać jako średnią ważoną z wydajności
 q_{ij} przy czym wagą winny być czasy pracy t_{ij} .

Ponieważ jednak szukamy właśnie możliwości określenia wartości
 t_{ij} więc nie możemy z tego sposobu skorzystać i musimy
określić wartość q_i z pewnym przybliżeniem jako np. średnią
arytmetyczną z wartości q_{ij} .

Zatem:

$$q_i = \frac{\sum_{j=1}^m q_{ij}}{m} \quad /74/$$

$$t_i = \frac{V_i m}{\sum_{j=1}^m q_{ij}} \quad /75/$$

$$t_{ij} = P_n/k/j \cdot \frac{V_i m}{\sum_{j=1}^m q_{ij}} \quad /76/$$

i ostatecznie roczne zużycie energii przez pojedyncze i - te urządzenie wyniesie:

$$E_{li} = g g m V_i \sum_{j=1}^m P_n / k / j \frac{q_{ij} H_{ij}}{\eta_{oij} \sum_{j=1}^m q_{ij}} \quad /77/$$

gdzie: E_{li} - zużycie energii w $[Ws/a]$

a po podstawieniu wartości g i g oraz przeliczeniu jednostek:

$$E_{li} = 2,725 \cdot 10^{-3} m V_i \sum_{j=1}^m P_n / k / j \frac{q_{ij} H_{ij}}{\eta_{oij} \sum_{j=1}^m q_{ij}} \quad /78/$$

gdzie: E_{li} - zużycie energii $[kWh/a]$.

Z kolei roczne zużycie energii przez wszystkie urządzenia wyniesie:

$$E_L = 2,725 \cdot 10^{-3} m \sum_{i=1}^n V_i \sum_{j=1}^m P_n / k / j \frac{q_{ij} H_{ij}}{\eta_{oij} \sum_{j=1}^m q_{ij}} \quad /79/$$

gdzie :

E_L - zużycie energii $[kWh/a]$.

Ze względu na znaczny stopień komplikacji powyższego wzoru jego stosowanie jest bardzo czasochłonne. Do obliczeń przybliżonych można posługiwać się bardziej prostymi zależnościami ustalonymi dla najbardziej prawdopodobnego przebiegu linii ciśnień, tym samym dla najbardziej prawdopodobnego punktu pracy i - tego urządzenia, określonego przez q_{ip} , H_{ip} , η_{cip} .

Dla znalezienia tych wartości należy przeprowadzić obliczenie sieci dla najbardziej prawdopodobnej ilości pracujących jednocześnie urządzeń k_{max} . Roczne zużycie energii przez i - te urządzenia przy założeniu stałego punktu jego pracy wyniesie:

$$E_{li}^p = \rho g \frac{q_{ip} H_{ip}}{\eta_{oip}} t_{ip} \quad /80/$$

gdzie:

E_{li}^p - zużycie energii [Ws/a],

t_{ip} - czas pracy i - tego urządzenia w ciągu roku przy założeniu stałego, najbardziej prawdopodobnego punktu pracy [s/a].

Ponieważ*/:

$$t_{ip} = \frac{V_i}{q_{ip}} \quad /81/$$

gdzie: V_i - roczna ilość ścieków przetwarzana przez i - te urządzenie [m³/a],

więc ostatecznie:

$$E_{li}^p = \rho g V_i \frac{H_{ip}}{\eta_{oip}} \quad /82/$$

po podstawieniu wartości ρ i g oraz przeliczeniu jednostek:

$$E_{li}^p = 2,725 \cdot 10^{-3} V_i \frac{H_{ip}}{\eta_{oip}} \quad /83/$$

*/ Obliczenie łącznego czasu pracy i - tego urządzenia wg zależności / 81/ jest bardziej właściwe od określenia go jako $\sum_{j=1}^m p_n/k_j t_i$ / patrz wzór 72/ gdyż zależność /81/ uwzględnia położenie urządzenia na sieci, a całość obliczeń przybliżonych prowadzimy dla jednego najbardziej prawdopodobnego stanu sieci $j = \text{const}$.

gdzie: E_{Li}^p - zużycie energii [kWh/a]

Analogicznie jak poprzednio / wzór 79/ zużycie energii przez cały system będzie sumą zużycia przez poszczególne urządzenia zatem:

$$E_l^p = 2,725 \cdot 10^{-3} \sum_{i=1}^n V_i \frac{H_{ip}}{\eta_{oip}} \quad /84/$$

gdzie: E_l^p - zużycie energii [kWh/a].

Z powyższych rozważań wypływają następujące wnioski:

1. Dokładne określenie zużycia energii przez urządzenia zbiornikowo-tłoczne nie jest niestety możliwe, ze względu na niemożność dokładnego obliczenia miarodajnej ze względu na zużycie energii wydajności i - tego urządzenia q_i . Ponadto, nawet przy przybliżonym określeniu wartości q_i / zależność 74/ obliczenie zużycia energii przy uwzględnieniu różnych możliwych stanów sieci jest ze względu na ilość obliczeń /każdy stan wymaga odrębnych obliczeń hydraulicznych/ bardzo żmudne. Dlatego prowadzenia tych obliczeń, przy koniecznych daleko idących uproszczeniach i założeniach dotyczących samych obliczeń hydraulicznych sieci, wydaje się być w praktyce inżynierskiej niecelowe.
2. Obliczenia przybliżone, prowadzone dla najbardziej prawdopodobnego stanu sieci określonego przez k_{max} , zużycie to określają jedynie orientacyjnie, lecz jak wynika z ustaleń rozdziału 11, koszt zużytej energii jest przy obecnym poziomie kosztów jednostkowych wielkością znikomą w stosunku do np. nakładów inwestycyjnych na sieć przewodów.

11. Wprowadzenie do zagadnień optymalizacji kanalizacji ciśnieniowej.

Istotą problemu w rozpatrywanym zagadnieniu optymalizacji systemu kanalizacji ciśnieniowej jest opracowanie sposobu optymalnego projektowania systemu, zapewniającego uzyskanie założonych / oczekiwanych / efektów przy minimalizacji wszystkich lub tylko wybranych grup nakładów, określanych kategoriami ekonomicznymi. Biorąc pod uwagę zakres podejmowanych przez projektanta decyzji, w procesie projektowania systemu kanalizacji ciśnieniowej można wyróżnić zadania optymalizacyjne o różnym stopniu ogólności. Ogólniejsze zadania formułuje się w celu wyznaczenia zbioru decyzji dotyczących struktury systemu jak i wielu jego parametrów. W trakcie rozwiązywania problemu, kierując się różnymi względami, często możliwościami wykorzystania znanych już metod rozwiązywania problemu, ze zbioru wszystkich decyzji które należy podjąć można wybierać odpowiednie podzbiory formułujące bardziej szczegółowe zadania optymalizacyjne, które można traktować jako szczególne przypadki zadań ogólniejszych. Z punktu widzenia zastosowań, bardziej uniwersalne są metody pozwalające rozwiązywać większą grupę zadań i podejmować więcej decyzji. Może się jednak zdarzyć, że trudno znaleźć metodę rozwiązania zadania ogólnego, natomiast wynikające z niego szczegółowe zadania optymalizacyjne posiadają proste rozwiązania.

Dla układu kanalizacji ciśnieniowej, przyjmując ekonomiczne kryterium oceny, można w sposób werbalny sformułować ogólne zadanie optymalizacyjne. Rozwiązując to zadanie należy podjąć takie decyzje o strukturze i parametrach elementów układu, aby przyjęta dla określenia poprawności rozwiązania problemu optymalizacyjnego funkcja celu, zależna od struktury, parametrów i otoczenia układu, przyjmowała wartość minimalną. Należy przy tym uwzględnić cały szereg ograniczeń, które można pogrupować w sposób następujący :

1. Ograniczenia warunkowane stanem otoczenia, a w szczególności dostępność i zakres typizacji poszczególnych elementów układu, stan techniki i kultury technicznej społeczeństwa, warunki ekonomiczne, gospodarcze itp.
2. Ograniczenia uwarunkowane celem realizowanym przez układ /oczekiwany efekt użytkowy/ wpływające na wartość wybranych parametrów elementów układu,
3. Pozostałe ograniczenia wynikające z ogólnych praw fizycznych i ekonomicznych kształtujące przebieg zjawisk w tego typu układach.

Wychodząc z ogólnego zadania optymalizacyjnego można dla układu ciśnieniowej sieci kanalizacyjnej sformułować cały szereg zadań szczegółowych. Formułowanie zadań szczegółowych sprowadza się do ustalenia funkcji celu i graniczeń odpowiadających zadanej sytuacji decyzyjnej. Zadania te mogą różnić się pomiędzy sobą zarówno funkcją celu jak i ograniczeniami. W funkcji celu zmiennymi decyzjami mogą być struktura i wszystkie parametry poszczególnych elementów układu lub tylko wybrane parametry.

Układ ciśnieniowej sieci kanalizacyjnej wraz z jego otoczeniem można ogólnie przedstawić następującym zapisem :

$$S = [W, U, O] \quad /85/$$

gdzie:

W - jest zbiorem węzłów zdefiniowanych następująco

$W = \{w_i\}$ dla $i = 1, 2, \dots, w_w$ przy czym w_w jest liczbą węzłów,

U - jest zbiorem odcinków sieci zdefiniowanych następująco

$U = \{u_i\}$ dla $i = 1, 2, \dots, u_u$ przy czym u_u jest liczbą odcinków,

O - jest zbiorem elementów z otoczenia układu zdefiniowanych następująco

$O = \{o_i\}$ dla $i = 1, 2, \dots, o_o$ przy czym o_o jest liczbą elementów otoczenia nie będących węzłami ani odcinkami,

przy czym analogicznie jak poprzednio $w_w = u_u = p$.

Zadaniem układu ciśnieniowej sieci kanalizacyjnej jest przetransportowanie ścieków z $n \in W$ węzłów, przy czym $n \leq w_w$ w których zainstalowane są urządzenia zbiornikowo - tłoczne, w ilości $\sum V_i$ $i = 1, 2, \dots, n$. do oczyszczalni.

W powyższym modelu S założono że elementy uzbrojenia nie będą osobno rozpatrywane, stąd nie wyróżniono ich w strukturze sieci kanalizacyjnej. Ponadto należy wyjaśnić, że przez otoczenie układu rozumie się zarówno elementy współpracujące bezpośrednio z siecią / np. instalacje wewnętrzne, oczyszczalnie ścieków/, jak i elementy bezpośrednio z nią nie związane, które jednak mogą mieć istotne znaczenie w procesie optymalizacji.

Zakładając spełnienie oczekiwanego efektu użytkowego, wcześniejsze racjonalne uwzględnienie czynników pozarachunkowych oraz przyjęcie kryteriów ekonomicznych do prowadzenia rachunku optymalizacyjnego, postać ogólną funkcji celu należy zgodnie z [25] i [42] wyprowadzić w oparciu o tzw. syntetyczny wskaźnik ekonomicznej efektywności inwestycji.

Dla jego obliczenia zaleca się stosowanie dwóch formuł: uproszczonej i rozwiniętej. Formuła uproszczona, którą stosuje się w sytuacjach, gdy brak jeszcze dostatecznie pewnych informacji dotyczących kształtowania się nakładów i efektów w poszczególnych latach okresu obliczeniowego ma następującą postać :

$$E = \frac{J/r + s/ + K}{W} \quad /86/$$

gdzie:

W - wielkość efektu użytkowego - w tym przypadku może to być np. wielkość rocznego zrzutu ścieków $[m^3/a]$,

J - nakład inwestycyjny $[zł]$,

przy czym :

$$J = I z \quad /87/$$

gdzie : I - nominalny nakład inwestycyjny $[zł]$

z - współczynnik zamrożenia $[-]$

r - stopa dyskontowa $[\frac{1}{a}]$

s - stawka amortyzacyjna $[\frac{1}{a}]$

K - przewidywane średnie roczne koszty eksploatacji bez amortyzacji środków trwałych $[zł/a]$

Zgodnie z [42] średnie roczne koszty eksploatacji wg. zasad kalkulacji przewidywanej dla potrzeb rachunku ekonomicznego obejmują :

a/ koszty proporcjonalne do wielkości efektów użytkowych

tzw. zmienne do których zalicza się :

- koszty materiałów K_m [zł/a],
- koszty energii K_e [zł/a],

b/ koszty umownie stałe do których zaliczyć należy:

- koszty płac bezpośrednich $K_{pł}$ [zł/a],
- koszty remontów K_r [zł/a],
- koszty ogólne K_o [zł/a].

Wielkość efektu użytkowego W możemy jako wartość stałą pominąć w dalszych rozważaniach. Wobec tego wzór /86/ przyjmuje postać :

$$F = J / r + s / + K \quad /88/$$

gdzie:

F - globalna wielkość nakładów na całość efektu użytkowego [zł/a],

a po wykorzystaniu zależności [87] i wyszczególnieniu składników kosztów eksploatacji :

$$F = I z / r + s / + K_m + K_e + K_{pł} + K_r + K_o \quad /89/$$

Dla ciśnieniowej sieci kanalizacyjnej, która jest układem wieloelementowym, całkowita wielkość nakładów będzie sumą nakładów na poszczególne elementy zatem:

$$F = \sum_{w=1}^{w_w} F_w + \sum_{u=1}^{u_u} F_u + \sum_{o=1}^{o_o} F_o \quad /90/$$

gdzie:

$F_w; F_u; F_o$ - nakłady związane odpowiednio z elementem należącym do $W \cup U \cup O$ [zł/a]

Sformułujmy na tej podstawie szczegółowe zadanie optymalizacyjne przy założeniu ustalenia struktury i wszystkich parametrów układu z wyjątkiem średnic poszczególnych odcinków sieci które będą zmiennymi decyzyjnymi. Załóżmy przy tym, że pomijamy całą grupę nakładów związanych z otoczeniem układu $\sum_{o=1}^{o_o} F_o$, nakłady inwestycyjne na urządzenia zbiornikowo-tłoczne zainstalowane w węzłach / niektórych/ $\sum_{w=1}^{w_w} J_w$ oraz wszelkie koszty eksploatacji z wyjątkiem kosztów energii elektrycznej zużywanej przez urządzenia $\sum_{w=1}^{w_w} K_{ew}$. Inaczej mówiąc sformułujemy zależność szczególną między wielkością nakładów inwestycyjnych na rurociągi $\sum_{u=1}^{u_u} J_u$ a nakładami na energię elektryczną konieczną do zasilania urządzeń $\sum_{w=1}^{w_w} K_{ew}$. Zakładając dodatkowo, że cykl realizacji inwestycji nie przekroczy jednego roku $/J_u = I_u /$ otrzymamy następującą postać funkcji celu:

$$F^* = \sum_{u=1}^{u_u} I_u / r + s_u / + \sum_{w=1}^{w_w} K_{ew} \quad /91/$$

Zgodnie z [35] stawka amortyzacyjna jest niezależna od średnicy rur $s_u = s = \text{const}$. Z kolei koszty energii elektrycznej zużywanej przez urządzenia zainstalowane w węzłach można zapisać :

$$\sum_{w=1}^{w_w} K_{ew} = \sum_{i=1}^n K_{ei} \quad /92/$$

gdzie: $i = 1, 2, \dots, n$, a n jest ilością urządzeń zbiornikowo-tłocznych, jednocześnie ilością węzłów w których zainstalowane są urządzenia.

Po wykorzystaniu zależności /92/ oraz przyjęciu wartości $s_u = s$ wzór /91/ przybiera następującą postać :

$$F^* = /r + s/ \sum_{u=1}^{u_n} I_u + \sum_{i=1}^n K_{ei} \quad /93/$$

Nakłady inwestycyjne na n -ty odcinek sieci można zapisać wzorem:

$$I_u = l_u c_d \quad /94/$$

gdzie:

l_u - długość odcinka u [m],

c_d - nakłady jednostkowe na rurociąg o średnicy D
/cena zakupu plus koszty transportu, koszty robót ziemnych i montażowych, uzbrojenia itd/ [zł/m].

Zgodnie z [1] [28] [32] jednostkowe nakłady na rurociąg w funkcji jego średnicy można określić wzorem :

$$c_d = \alpha + \beta D^\sigma \quad /95/$$

gdzie :

$\alpha; \beta; \sigma$ - współczynniki możliwe do określenia na drodze aproksymacji [-].

Po podstawieniu zależności /95/ do /94/ otrzymamy ostatecznie:

$$I_u = l_u / \alpha + \beta D_u^\sigma / \quad /96/$$

Z kolei nakłady na energię elektryczną można określić

wzorem :

$$\sum_{i=1}^n K_{ei} = c_e \sum_{i=1}^n E_{ui} \quad /97/$$

gdzie: c_e - średnia cena energii elektrycznej [zł/kWh],

a po wykorzystaniu zależności /78/:

$$\sum_{i=1}^n K_{ei} = 2,725 \cdot 10^{-3} c_e m V_i \sum_{j=1}^m P_n / k_j \frac{q_{ij} H_{ij}}{\eta_{oij} \sum_{j=1}^m q_{ij}} \quad /98/$$

Więc ostatecznie po podstawieniu zależności / 96/ i /98/ do /93/ otrzymamy :

$$F^* = /r+s/ \sum_{u=1}^{u_u} l_u / \alpha + \beta D_u^{\sigma} / + 2,725 \cdot 10^{-3} c_e m V_i \sum_{j=1}^m P_n / k_j \frac{q_{ij} H_{ij}}{\eta_{oij} \sum_{j=1}^m q_{ij}} = \min \quad /99/$$

przy następujących ograniczeniach :

D_u - określone zbiorem średnic produkowanych D_n ,
 $q_{ij}; H_{ij}; \eta_{oij}$ - parametry pracy zdeterminowane charakterystykami produkowanych urządzeń.

Ze względu na cały szereg założeń upraszczających przyjętych przy konstruowaniu funkcji F^* /99/ w szczególności obliczaniu wartości P_n / k_j przy założeniu stałej i jednokowej wydajności wszystkich urządzeń / patrz rozdz. 7/ konstruowanie algorytmu i przeprowadzenie obliczeń minimalizujących funkcję F^* /99/ wydaje się być - ze względu na znaczną komplikację jej postaci i słabość założeń - racjonalnie nieuzasadnione. Dodatkowo należy stwierdzić, że ze względu na nieliniowość funkcji F^* /99/ możliwe do zastosowania procedury optymalizacyjne są stosunkowo wolno zbieżne, a czas obliczeń bardzo długi, co potwierdzone zostało szeregiem prób wykonanych dla uproszczonej postaci funkcji F^* . Dlatego też proponuje się prowadzenie obliczeń optymalizacyjnych dla jednego, najbardziej prawdopodobnego stanu sieci, gdy zużycie energii określone jest wzorem /84/. Uprości to znacznie algorytm i znakomicie skróci obliczenia. Funkcja celu będzie więc miała następującą postać :

$$F_p^* = /r+s/ \sum_{u=1}^{u_u} l_u / \alpha + \beta D_u^{\sigma} / + 2,725 \cdot 10^{-3} c_e \sum_{i=1}^n V_i \frac{H_{ip}}{\eta_{oip}} = \min \quad /100/$$

przy następujących ograniczeniach :

D_u - określone zbiorem średnic produkowanych D_n ,
 $H_{ip}; \eta_{cip}$ - parametry pracy zdeterminowane charakterystykami produkowanych urządzeń.

Przed skonstruowaniem algorytmu obliczeń szukania minimum funkcji F_p^* /100/ spróbujmy chociaż orientacyjnie oszacować wartość jej poszczególnych członów. Intuicyjnie można przewidywać, że ze względu na znaczną dysproporcję między aktualnie obowiązującymi cenami energii elektrycznej c_e a wielkością nakładów jednostkowych na rurociągi c_d , koszt energii może być wartością zupełnie nieistotną i przeprowadzenie tak skomplikowanych obliczeń optymalizacyjnych nie ma racjonalnego uzasadnienia. Rozważmy zatem przypadek skrajny, w którym koszty zużycia energii osiągają możliwie największą wartość. Sytuacja taka wystąpi w terenie o dużej gęstości zaludnienia, przy dużej ilości urządzeń zbiornikowo-tłocznych znajdujących się stosunkowo blisko siebie. Przyjmując szacunkowo jednostkowy koszt urządzenia około 50.000 zł. można przyjąć że minimalna jednostkowa długość odcinka sieci przypadająca na jedno urządzenie nie powinna być mniejsza niż około 10 m, gdyż w tym przypadku każdy metr bieżący sieci ciśnieniowej obciążony jest dodatkowym nakładem inwestycyjnym na urządzenia w wysokości ok. 5000 zł. co czyni koszt kanalizacji ciśnieniowej porównywalnym z kosztem kanalizacji grawitacyjnej i stanowi granicę jej racjonalnego stosowania.

Ponieważ w praktycznie spotykanych przypadkach liczba odcinków /łuków/ jest w przybliżeniu równa liczbie urządzeń $u_u \cong n$, więc zamiast rozpatrywać całą sieć możemy dla uproszczenia rachunków porównać nakłady inwestycyjne na jeden jej odcinek z kosztami zużycia energii przez odpowiadające temu odcinkowi pojedyncze urządzenie.

Wzór / 100/ przybierze więc następującą postać :

$$F_p^{**} = /r + s/l_u/\alpha + \beta D_u^3/ + 2,725 \cdot 10^{-3} c_e V_i \frac{H_{ip}}{\eta_{oip}} \quad /101/$$

Oznaczając odpowiednie nakłady inwestycyjne na odcinek u rurociągu jako A, a koszty energii zużywanej przez i - te urządzenie jako B możemy napisać :

$$A = /r + s/l_u/\alpha + \beta D_u^3/ \quad /102/$$

$$B = 2,725 \cdot 10^{-3} c_e V_i \frac{H_{ip}}{\eta_{oip}} \quad /103/$$

Przeanalizujmy jednostkowy odcinek sieci długości $l_u = 10$ m wraz z odpowiadającym mu urządzeniem o ustalonym, na podstawie bilansu ścieków, wydatku rocznym V_i .

Ze względu na fakt że szukanie zależności $B = f / D_u /$ jest skomplikowane, a funkcja ta jest z pewnością monotoniczna / wynika to z monotoniczności zależności $H_{ip} = f / D_u /$ co wyklucza występowanie lokalnych ekstremów, dla zorientowania się w jej przebiegu wystarczy obliczenie jej wartości w punktach granicznych. Punkty te określone są uwarunkowaniami technicznymi. Załóżmy, że średnica odcinka D_u może się zmieniać w granicach od 0,03^{*} do 0,45 m, natomiast ciśnienie H_{ip} odpowiednio od 60 do 0 m.s.w.

^{*}/ na str. 109

Według aktualnie obowiązujących katalogów [21] nakłady jednostkowe c_d rurociągów PCV wynoszą :

Zestawienie nakładów jednostkowych na rurociągi PCV.

Tablica 9

Średnica nominalna	D_n [m]	0,080	0,100	0,150	0,225	0,280	0,315	0,450
Średnica wewnętrzna	D_w [m]	0,081	0,099	0,144	0,203	0,253	0,285	0,407
Nakłady jednostkowe	c_d [zł/m]	2500	3000	3200	3500	4000	4200	5000

a obliczone na ich podstawie współczynniki do wzoru /95/

$$\alpha = 1990$$

$$\beta = 6000$$

$$\gamma = 0,87$$

*/ ze str. 108

Najmniejszą w chwili obecnej stosowaną średnicą przy budowie sieci zewnętrznych jest $D_n = 0,08$. Dlatego tablica 9 nie obejmuje mniejszych średnic. Przyjęto jednak, że zależność /95/ i obliczone do niej współczynniki α , β i γ obowiązują również dla mniejszych średnic, co ze względu na możliwość zastosowania technologii bezrowkowych przy ich układaniu jest uzasadnione.

Przyjmując odpowiednio :

$$r = 0,08 \left[\frac{1}{a} \right],$$

$$s = 0,01 \left[\frac{1}{a} \right],$$

$$c_e = 0,60 \text{ [zł/kWh]} \quad \text{-- jako średnią cenę energii elektrycznej,}$$

$$V_i = 1460 \text{ [m}^3\text{/a]} \quad \text{-- budownictwo 5-cio kondygnacyjne ;}$$

4 osoby na jednej kondygnacji ;

$$\text{jednostkowa ilość ścieków } q = 0,2 \text{ [m}^3\text{/Mkd]},$$

$$\eta_{cip} = 0,50 \quad \text{-- sprawność urządzeń zbiornikowo-tłocznych}$$

i podstawiając te wartości do wzorów /102/ i /103/

otrzymamy :

$$A = 0,9 / 1990 + 6000 D_u^{0,87} /$$

$$B = 4,774 H_{ip}$$

Zgodnie z wcześniej podanymi założeniami wartości poszczególnych składników funkcji F_p^{**} wyniosą :

$$\text{dla } D_{min} = 0,03 \text{ [m]}$$

$$A_{Dmin} = 2046 \text{ [zł/a]}$$

$$B_{Dmin} = 286 \text{ [zł/a]}$$

$$\text{dla } D_{max} = 0,45 \text{ [m]}$$

$$A_{Dmax} = 4487 \text{ [zł/a]}$$

$$B_{Dmax} = 0 \text{ [zł/a]}$$

Powyższa analiza pozwala na sformułowanie następujących wniosków:

1. W obszarze określonym ograniczeniami technicznymi D_u i H_i i w zakresie aktualnie obowiązujących wartości cen jednostkowych c_d i c_e oraz współczynnika będącego sumą średniej stawki amortyzacyjnej s i stopy dyskontowej r ,

w wartości funkcji F_p^{**} dominujący jest składnik A związany z nakładami inwestycyjnymi.

2. Dynamika wzrostu wartości składnika A jest o rząd wielkości większa od dynamiki spadku wartości składnika B / wraz ze wzrostem średnicy D_u /.
3. Szukanie minimum wartości funkcji F_p^{**} jest zadaniem trywialnym, gdyż z góry wiadomo, że minimum to będzie leżało na dolnym ograniczeniu wartości średnicy $D_u = D_{\min}$.
4. Problem optymalizacji sieci kanalizacji ciśnieniowej powstanie gdy:

a/ dolne ograniczenie wartości średnicy $D_{\min} = 0,03$ m ulegnie przesunięciu w dół, co jednak ze względu na możliwość występowania ciąż stałych w ściekach jest mało prawdopodobne.

b/ zwiększy się conajmniej o rząd wielkości stosunek

$$\frac{c_e}{r + s/c_d} \quad \text{co jest prawdopodobne ze względu na możliwy}$$

wzrost cen energii. Stosunek ten oscyluje obecnie w granicach $1 \cdot 10^{-4} \div 29 \cdot 10^{-4} \left[\frac{\text{m}}{\text{kWh}} \right]$.

Licząc się z dużym prawdopodobieństwem wystąpienia sytuacji określonej w p.4 b., opracowano algorytm obliczania minimum funkcji celu /100/. Zadanie optymalizacyjne sprowadza się w tym przypadku do znalezienia zbioru zmiennych decyzyjnych

$\bar{D} = \{ D_1, D_2, D_3, \dots, D_p \}$, który minimalizuje funkcję celu /100/ przy jednoczesnym spełnieniu podanych wcześniej ograniczeń.

Ze względu na nieliniowość funkcji celu /100/ a zatem niemożność przedstawienia jej w postaci prostej na płaszczyźnie, w postaci płaszczyzny w przestrzeni trójwymiarowej itd, a ponadto z uwagi na fakt że człon B funkcji celu tzn. :

$$B = 2,725 \cdot 10^{-3} c_e \sum_{i=1}^n V_i \frac{H_{ip}}{\eta_{oip}}$$

określony jest dyskretnym zbiorem wartości, zadanie optymalizacji funkcji celu /100/ jest zagadnieniem nieliniowym [19] [23].

Zagadnienie nieliniowe rozwiązuje się numerycznie jedną z metod poszukiwania ekstremum funkcji wielu zmiennych [19], przy czym tok postępowania może być następujący :

- w pierwszym etapie drogą odpowiednich przekształceń sprowadza się zagadnienie nieliniowe z ograniczeniami do zagadnienia bez ograniczeń,
- w drugim etapie zaś stosując jedną z metod numerycznych do minimalizacji funkcji wielu zmiennych bez ograniczeń, znajduje się szukanie minimum.

W niniejszej pracy funkcję /100/ pozostawiono bez zmian kontrolując ograniczenia na zewnątrz procedury optymalizacyjnej, w trakcie hydraulicznych obliczeń sieci. Z tego też powodu postanowiono zastosować jedną z metod minimalizacji funkcji wielu zmiennych bez ograniczeń. Do tych metod zalicza się metody gradientowe i bezgradientowe. Metody gradientowe nie mogły być zastosowane z przyczyn podanych wcześniej. Natomiast spośród metod bezgradientowych można było zastosować np. metodę Opkon, Hooke'a - Ieevesa, Rosenbrocka, Nelder-Head, Powella, Daviesa - Swanna - Campeya, Langwilla, Newtona itd.

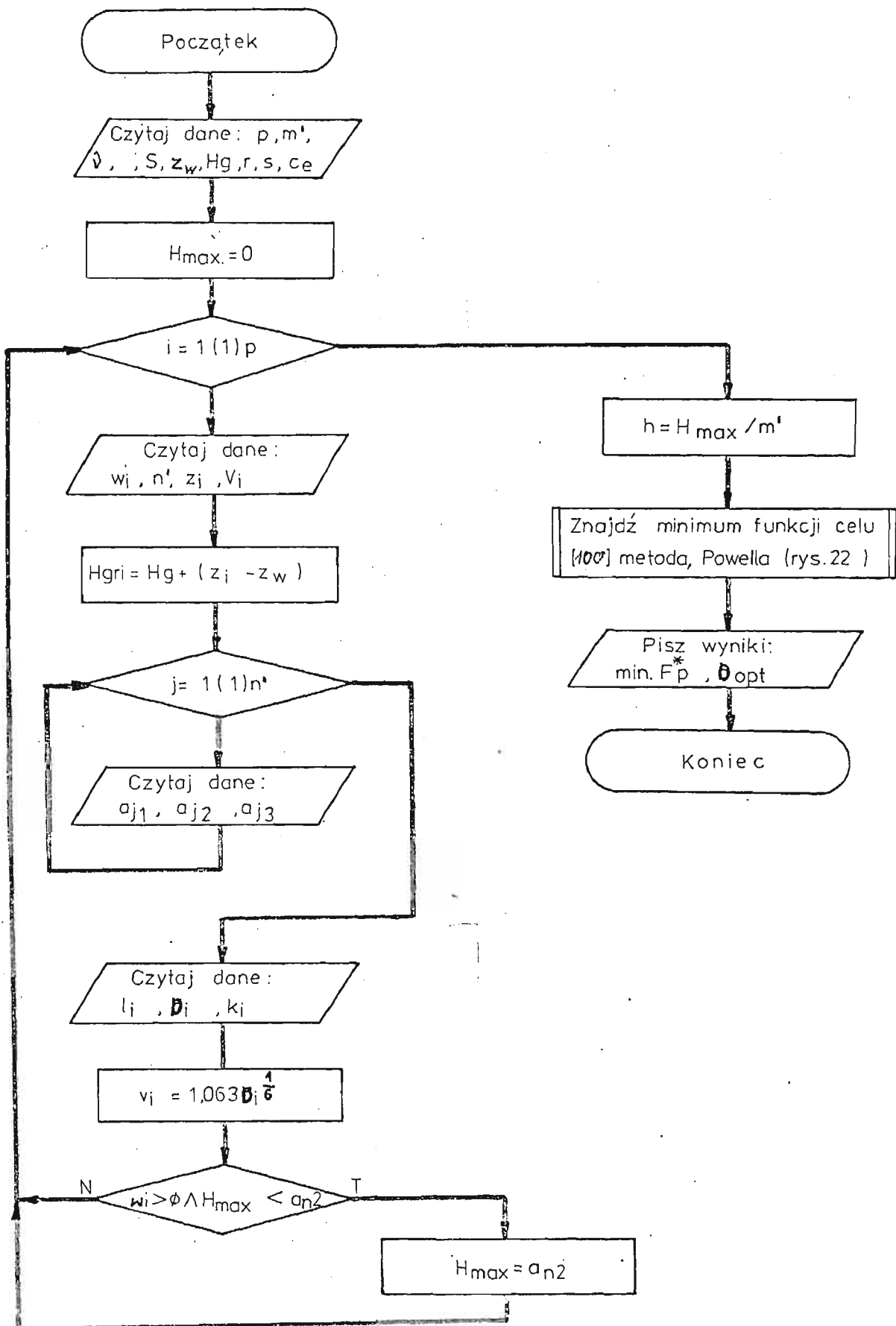
Prace nad efektywnością tych metod prowadzone w Instytucie Automatyki Politechniki Warszawskiej wykazały, że jedną z najbardziej efektywnych jest metoda Powella i dlatego też dla obliczania minimum funkcji celu /100/ zdecydowano się właśnie na zastosowanie tej metody.

W dalszym ciągu dla potrzeb opracowania algorytmu obliczania minimum funkcji /100/ przyjęto wersję metody Powella podaną w [19].

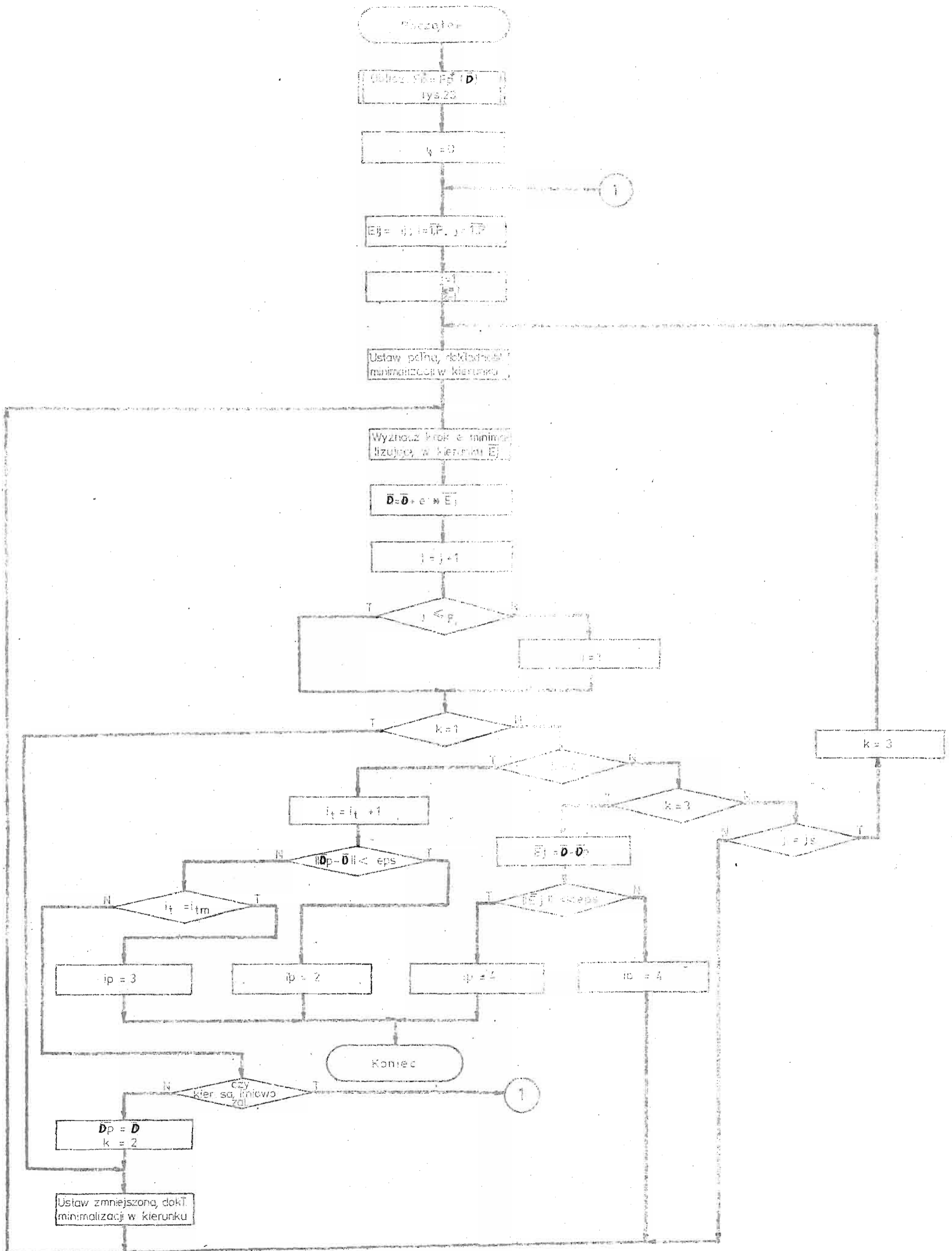
Algorytm ten, najogólniej rzecz biorąc, polega na szukaniu takich średnic $D_i \in \bar{D}$, które zapewniają minimum funkcji celu /100/ spełniając jednocześnie ograniczenia.

Schemat blokowy algorytmu obliczania minimum funkcji celu /100/ przedstawiono na rys. 21, a poszczególne jego kroki są następujące :

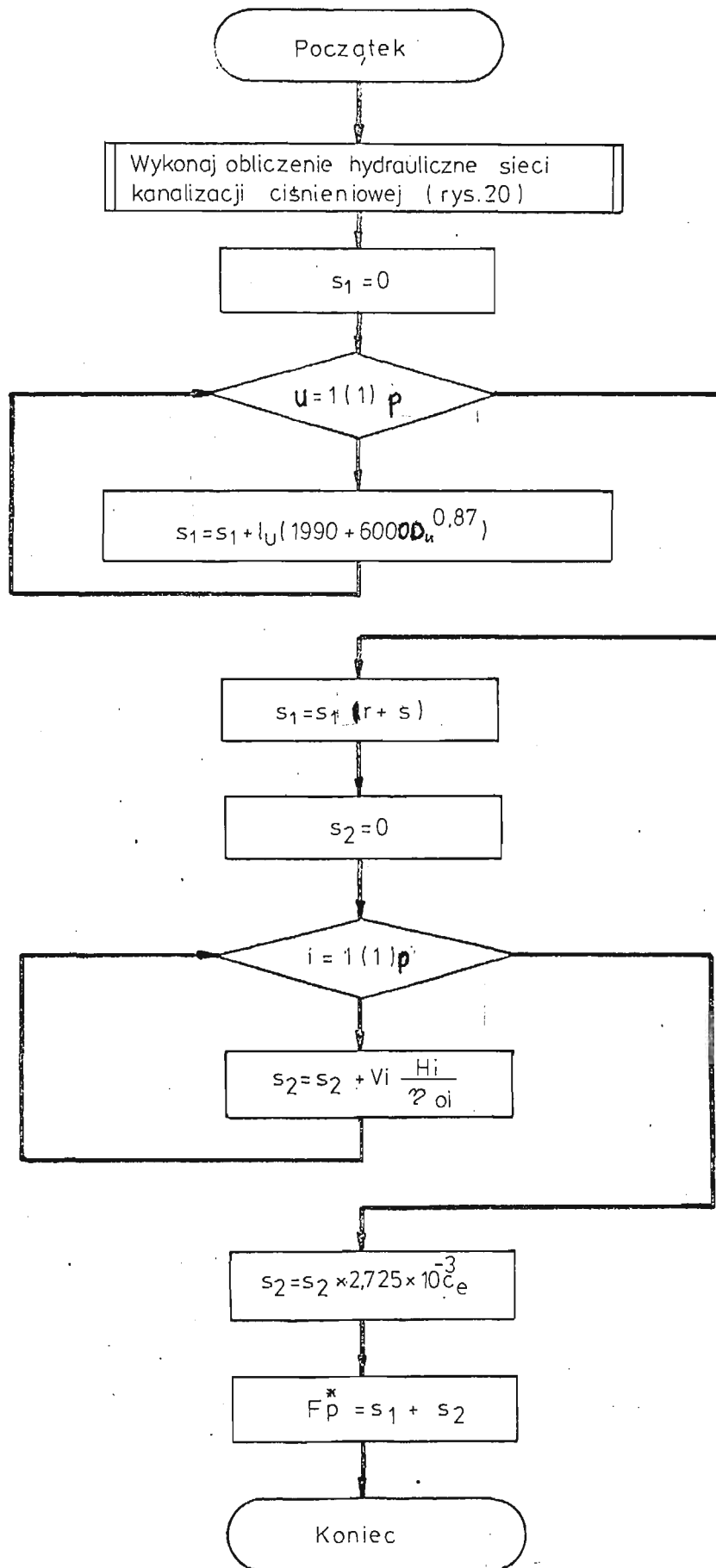
- I. Wprowadź dane : $p, m', \nu, S, z_w, H_g, r, s, c_e$, oraz odwzorowanie geometrycznej budowy ciśnieniowej sieci kanalizacyjnej przez zbiory incydencji ZP_i / patrz rozdz. 9/.
 - II. Oblicz \bar{H}_{gr} oraz \bar{v} .
 - III. Oblicz długość podprzedziału $h = \frac{H_{\max}}{m'}$ gdzie $H_{\max} = \max_{1 \leq i \leq p} a_{i2}$.
 - IV. Znajdź minimum funkcji celu /100/ metodą Powella / rys.22/.
1. Wykonaj obliczenia hydrauliczne optymalizacji sieci kanalizacji ciśnieniowej / rys. 20/.
 2. Oblicz wartość funkcji celu F_p^* w punkcie \bar{D} /rys. 23/
 3. Ustaw licznik iteracji i_t na zero.
 4. Wypełnij macierz E_{ij} kierunku poszukiwań minimum wartościami dokładności δ_{ij} minimalizacji w kierunku.
 5. Podstaw wartości jeden na zmienne pomocnicze j, i_s oraz k .



Rys.21. Ogólny schemat blokowy algorytmu obliczania minimum funkcji celu /100/.



Rys.22. Schemat blokowy algorytmu metody Powella.



Rys.23. Schemat blokowy algorytmu obliczenia wartości funkcji $1/100'$.

6. Ustaw pełną dokładność minimalizacji w kierunku.
7. Wyznacz krok e minimalizujący w kierunku \bar{E}_j .
8. Oblicz nową wartość zmiennej decyzyjnej \bar{D} .
9. Podnieś wartość j o jeden.
10. Jeżeli j jest nie mniejsze lub równe od p to ustaw j na jeden.
11. Jeżeli k jest równe jeden to ustaw zmniejszoną dokładność minimalizacji w kierunku i i przejdź do p.7.
12. Jeżeli k jest równe cztery to :
 - 12.1. Zwiększ licznik iteracji i_t o jeden.
 - 12.2. Jeżeli norma $\|\bar{D}_p - \bar{D}\|$ jest mniejsza od parametru testu stopu ϵ procedury to ustaw zmienną i_p informującą o przyczynie zatrzymania procedury na dwa i zakończ proces optymalizacji.
 - 12.3. Jeżeli liczba iteracji i_t jest równa maksymalnej liczbie iteracji i_{tm} to ustaw zmienną i_p na trzy i zakończ proces optymalizacji.
 - 12.4. Jeżeli kierunki poszukiwań minimum są liniowo zależne to przejdź do p.4.
 - 12.5. Ustaw wartość wektora \bar{D}_p na wektor \bar{D} , wartość k na dwa, ustaw zmniejszoną dokładność minimalizacji w kierunku i i przejdź do p.7.
13. Jeżeli k jest równe trzy to :
 - 13.1. Macierz \bar{E}_j wypełnij wartościami różnicy $\bar{D} - \bar{D}_p$.
 - 13.2. Jeżeli norma \bar{E}_j jest istotnie mniejsza od ϵ to ustaw wartość zmiennej i_p na cztery i zakończ proces optymalizacji.

- 13.3. Ustaw wartość zmiennej k na cztery i przejdź do p.7.
14. Jeżeli wartość zmiennej j jest równa wartości zmiennej j_s to ustaw wartość zmiennej k na cztery i przejdź do p.6.
15. Przejdź do p.7.

Przedstawiony wyżej algorytm posłużył do napisania programu w języku F O R T R A N IV, który został uruchomiony na m-c C D C 3170. Poprawność jego działania zilustrowana została przykładem optymalnego zaprojektowania układu liniowego kanalizacji ciśnieniowej przy następujących danych :

stopa dyskontowa	$r = 0,08 \left[\frac{1}{a} \right]$
stawka amortyzacyjna	$s = 0,01 \left[\frac{1}{a} \right]$
ilość odcinków / łuków/	$u_u = 20 \quad [-]$
długość odcinka jednakowa/	$l_u = 150 \quad [m]$
współczynniki do określenia kosztów jednostkowych przewodów	$\alpha = 1990 \quad [-]$ $\beta = 6000 \quad [-]$ $\gamma = 0,87 \quad [-]$
średnica wewnętrzna jednostkowa cena energii	D_w według tabl.9 $c_e = 30 \quad [zł/kWh]$ $c_e = 50 \quad [zł/kWh]$
ilość węzłów / jednocześnie urządzeń/ ilość ścieków obciążających jedno urządzenie	$w_w = n = 20 \quad [-]$ $V_1 = 2964 \quad [m^3/a]$
charakterystyka urządzenia zbiornikowo-tłocznego /hipotetyczna/	wg tablicy 10.

Hipotetyczna charakterystyka urządzenia zbiornikowo-tłocznego.

Tablica 10

q [m ³ /s]	H [m.s.w.]	η_0 [-]
0,0034	50	0,35
0,0040	45	0,49
0,0044	40	0,54
0,046	35	0,56
0,0048	30	0,57
0,0050	25	0,57
0,0052	20	0,56
0,0054	15	0,55
0,0056	10	0,51
0,0058	5	0,45

Wydajność urządzenia $q_a = 4,6 \cdot 10^{-3} \text{ [m}^3/\text{s]}$

Czas ruchu urządzenia $t_r = \frac{V_i}{q_a} = 6443 \cdot 10^3 \text{ [s/a]}$

Stosunek czasu ruchu do czasu postoju $\frac{t_r}{t_p} \cong 0,020 \text{ [-]}$

Odczytane z rysunku 14 i prawdopodobieństwo jednoczesnego działania k spośród n urządzeń wynosi odpowiednio:

$k = 0 \quad P_{n/k} = 0,6700$

$k = 1 \quad P_{n/k} = 0,2700$

$k = 2 \quad P_{n/k} = 0,0410$

$k = 3 \quad P_{n/k} = 0,0065$

$k = 4 \quad P_{n/k} < 0,0010$

Jak widać najbardziej prawdopodobnym stanem jest praca tylko jednego urządzenia zatem $k_{\max} = 1$ /z wyjątkiem stanu gdy żadne z urządzeń nie pracuje/.

Dla wyrazistości przykładu - w szczególności dla uzyskania zmienności przepływów na długości kanału - przyjęto do obliczeń optymalizacyjnych stan $k = 3$.

Wybrane wyniki obliczeń hydraulicznych sieci w postaci dobranych średnic dla różnych wysokości cen energii elektrycznej zawiera tablica 11.

Wyniki przykładowego doboru średnic optymalnych i odpowiadających im średnic normatywnych dla

$$c_e = 50 \text{ [zł/kWh]} \text{ i } c_e = 30 \text{ [zł/kWh]}$$

Tablica 11

Odcinek	$c_e = 50 \text{ [zł/kWh]}$		$c_e = 30 \text{ [zł/kWh]}$	
	średnica optymalna	średnica normatywna	średnica optymalna	średnica normatywna
	D_u [m]	D_w [m]	D_u [m]	D_w [m]
1 - 2	0,122	0,144	0,056	0,081
2 - 3	0,122	0,144	0,072	0,081
3 - 4	0,122	0,144	0,079	0,081
4 - 5	0,122	0,144	0,102	0,099
5 - 6	0,125	0,144	0,108	0,099
6 - 7	0,130	0,144	0,113	0,099
7 - 8	0,133	0,144	0,117	0,099
8 - 9	0,139	0,144	0,120	0,099
9 - 10	0,141	0,144	0,123	0,144
10 - 11	0,143	0,144	0,126	0,144
11 - 12	0,145	0,144	0,129	0,144
12 - 13	0,147	0,144	0,131	0,144
13 - 14	0,149	0,144	0,133	0,144
14 - 15	0,152	0,144	0,136	0,144
15 - 16	0,177	0,203	0,159	0,144
16 - 17	0,180	0,203	0,161	0,144
17 - 18	0,183	0,203	0,163	0,144
18 - 19	0,184	0,203	0,166	0,144
19 - 20	0,187	0,203	0,168	0,144
20 - Ocz.	0,191	0,203	0,169	0,144
F_p^* [zł/a]	908 000	918 000	867 000	876 000

Przebieg zmienności tych wyników jest zgodny z oczekiwanym tzn. przy rosnącej cenie energii c_e rosną również dobierane średnice. Różnica między wartością funkcji F_p^* obliczona dla średnic optymalnych, a wartością obliczoną dla odpowiadających im / najbliższych / średnic normatywnych, jest niewielka i wynosi około 1%.

Generalnie należy jednak stwierdzić, że opracowany w niniejszym rozdziale algorytm optymalizacji sieci kanalizacji ciśnieniowej powstał w oparciu m.in. o algorytm obliczania hydraulicznego tej sieci / przedstawiony w rozdziale 9/ zatem charakteryzuje się również możliwością prowadzenia tych obliczeń tylko dla jednego wybranego stanu sieci. Kontrola spełnienia warunków $H_{ui} \leq H_{gr}$ oraz $v_{rzi} \geq v_i$, prowadzona jednocześnie wraz z procesem optymalizacji, odbywa się zatem tylko w stanie uznanym za miarodajny dla obliczeń optymalizacyjnych tzn. przy równomiernym rozmieszczeniu k pracujących urządzeń po obszarze sieci. W rzeczywistości więc algorytm ten nie daje gwarancji prawidłowego zaprojektowania sieci, tzn. łącznie ze sprawdzeniem kryteriów w odpowiadających im miarodajnych stanach sieci, w związku z czym otrzymane średnice winny być / podobnie jak w rozdz.9/ sprawdzone dodatkowymi obliczeniami.

Ostatecznie więc tok optymalnego projektowania sieci kanalizacji ciśnieniowej na etapie ustalania średnic poszczególnych odcinków winien być następujący:

1. Założenie średnic wszystkich odcinków w wielkościach odpowiadających przewidywanemu rozwiązaniu optymalnemu.

2. Określenie najbardziej prawdopodobnej ilości k_{\max} urządzeń pracujących równocześnie i równomiernie rozmieszczenie ich na sieci.
3. Przeprowadzenie obliczeń optymalizujących w oparciu o zaproponowany wyżej algorytm.
4. Określenie ilości k i rozmieszczenia urządzeń jednocześnie pracujących dla odrębnego sprawdzenia kryteriów $H_{ui} \leq H_{gr}$ oraz $v_{rzi} \geq v_i$.
5. Sprawdzenie określonych w p.3 średnic na kryteria $H_{ui} \leq H_{gr}$ oraz $v_{rzi} \geq v_i$ w oparciu o algorytm eksploatacyjny przedstawiony w [5] /zadanie pierwsze/.

Należy jednak zaznaczyć że jak wynika z analizy zakresów zmienności poszczególnych składników funkcji celu F_p^* , prowadzenie rachunku optymalizacyjnego przy obecnych relacjach cenowych nie jest potrzebne, gdyż wystarcza projektowanie sieci w sposób minimalizujący nakłady inwestycyjne tzn. przy nadaniu priorytetu kryterium $H_u \leq H_{gr}$ z pozostawieniem dla kryterium $v_{rz} \geq v$ funkcji sprawdzających wg toku przedstawionego w rozdz.9.

12. Podsumowanie i wnioski.

Podsumowując rozważania zawarte w niniejszej pracy można stwierdzić, że podstawowe zasady projektowania kanalizacji ciśnieniowej możliwe do opracowania na drodze analiz teoretycznych zostały w niej ustalone. Wykorzystując zatem podane tu informacje oraz model matematyczny projektowania kanalizacji ciśnieniowej wraz z jej optymalizacją można stosunkowo dokładnie sieci tego rodzaju projektować.

Największe wątpliwości może oczywiście budzić ustalenie wielkości niektórych parametrów wyjściowych koniecznych do zaprojektowania sieci jak np. poziomu prawdopodobieństwa przy ustalaniu ilości pracujących jednocześnie agregatów. Są to jednak wielkości których właściwe ustalenie wymaga praktycznych obserwacji przeprowadzonych na pracujących sieciach. Pracę niniejszą można zakończyć następującymi wnioskami ogólnymi.

1. Projektowanie kanalizacji ciśnieniowej musi - ze względu na jej specyfikę wynikającą z braku pojemności retencyjnej w sieci oraz z cykliczności działania urządzeń zbiornikowo-tłocznych - przebiegać odmiennie niż projektowanie kanalizacji grawitacyjnej i dodatkowo ze względów obliczeniowych jest zagadnieniem bardziej złożonym. W szczególności projektowanie to winno zawierać w sobie następujące elementy:
 - a/ dobór i rozmieszczenie urządzeń zbiornikowo-tłocznych
 - b/ obliczenie hydrauliczne sieci wraz z doбором średnic poszczególnych odcinków

c/ sprawdzenie założonych kryteriów projektowych w ekstremalnych warunkach pracy sieci.

W pracy podano metodykę projektowania kanalizacji ciśnieniowej w ramach której zaadaptowano matematyczny model tej sieci opracowany przez Biedugnisa.

2. Ze względów ekonomicznych w kanalizacji ciśnieniowej należy wykorzystywać urządzenia zbiornikowo-tłoczne nie wymagające stosowania zbiornika retencyjnego /pompowe lub pneumatyczne/, bowiem dzięki temu można uzyskać mniejszą wymaganą ich wydajność oraz mniejszą łączną pojemność zbiorników, w stosunku do urządzeń wymagających stosowania zbiornika retencyjnego.
3. Prędkość samooczyszczania w przewodach kanalizacji ciśnieniowej należy wyznaczać w funkcji ich średnic na podstawie formuły Yao, przyjmując obliczeniową wartość naprężeń stycznych $\tau = 4 \text{ [N/m}^2\text{]}$. Za miarodajny - dla sprawdzenia kryterium prędkości samooczyszczania - należy przyjmować przepływ wynikający z najniekorzystniejszego stanu działania urządzeń zbiornikowo-tłocznych przy przyjętym poziomie prawdopodobieństwa jego wystąpienia.
4. W pracy ustalono zależność pomiędzy prawdopodobieństwem jednoczesnego działania k urządzeń zbiornikowo-tłocznych spośród ogólnej ilości n zainstalowanych, dla różnych wartości stosunku czasu ruchu do czasu postoju. Na podstawie tej zależności i odzwierciedlających ją nomogramów podanych w pracy, można określić obliczeniowy stan działania układu kanalizacji ciśnieniowej dla określenia przepływów i strat ciśnienia na poszczególnych odcinkach.

5. Opracowana na bazie procedury Powella, metoda optymalizacji układu kanalizacji ciśnieniowej, z wykorzystaniem wskaźnika ekonomicznej efektywności jako kryterium optymalizacji, pozwala na znalezienie takiego rozwiązania sieci, któremu odpowiada minimalna wartość wskaźnika obejmującego nakłady inwestycyjne i koszty zużywanego energii. Badanie funkcji celu wykazało jednak, że przy obecnych relacjach między jednostkowymi nakładami inwestycyjnymi a cenami energii, wystarczającym kryterium optymalnego doboru średnic jest wysokość nakładów inwestycyjnych z ograniczeniami wynikającymi z konieczności sprawdzenia założonych kryteriów projektowych.
6. Na tle niniejszej pracy wyłaniają się dalsze problemy badawcze i zadania z których jako najistotniejsze należy wymienić :
- opracowanie konstrukcji i budowa prototypu urządzenia zbiornikowo-tłocznego,
 - opracowanie algorytmu umożliwiającego projektowanie sieci w jednym cyklu obliczeniowym tzn. algorytmu umożliwiającego jednoczesne obliczanie parametrów pracy sieci w kilku jej stanach,
 - analiza możliwości zmniejszenia wahań przepływów w sieci kanalizacji ciśnieniowej kosztem zwiększenia pojemności zbiorników za pomocą statycznego lub dynamicznego sterowania jednoczesnością pracy urządzeń.

P i ś m i e n n i c t w o

1. Abramow N.N. : " Teorija i metodika rasceta sistem podaci i raspredelenija vody"
Izdatielstwo literatury po stroitielstvu - Moskwa 1972.
2. Bańkowski I., Fiałkowski K. : " Programowanie w języku Fortran "-P.W.N. Warszawa 1972.
3. Biedugnis St., Ways M. : "Obliczanie przewodów tłocznych zasilanych po drodze: - Prace Naukowe P.W. - Budownictwo nr 50/1976.
4. Biedugnis St., Ways M. : "Obliczanie systemów kanalizacji ciśnieniowej " - Biuletyn CTK nr. 1/1977.
5. Biedugnis St. : " Model matematyczny sieci kanalizacji ciśnieniowej dla potrzeb projektowania i analizy jej działania " - praca doktorska Warszawa 1976. Politechnika Warszawska.
6. Bornholdt G. : " Westerdeistrich - Beispiel einer Druckentwässerung an der Westküste Schleswig- Holsteins" - Wasser und Boden - Heft. 8 - August 1975.
7. Botuk B.O. Fiedorow N.F. : "Kanalizacjonnyje sieti"- Moskwa Stroiizdat 1976.
8. Carcich I.G., Farrell R.P. Hetling L.J. : " Pressure sewer demonstration project" -Journal W.P.C.F. Vol. 44 -2/1972.
9. Carcich E.G., Hetling L.J. "Farrell R.P. : " Pressure sewer Demonstration" - Journal of the Environmental Engineering Division - February 1974 E.E-1.
10. Clift A.M. : "Experiences with pressure sewerage" - Journal of the Sanitary Engineering Division- October 1968 - SA-5.
11. Cousin B. : "Die Druckentwässerung, ine neue Technik der Abwasserbeseitigung" - Wasser und Boden - Heft 10 - October 1972.
12. Demidowicz B.P., Maron I. : " Metody numeryczne" - PWN Warszawa 1965.
13. Dolecki J. : "Kanalizacja podciśnieniowa" - Gaz, Woda i Technika Sanitarna nr 12/1977.
14. Environment One Corporation: "Design Handbook for Low Pressure Sewer System" - Third Edition 1973.
15. Feller W. : " Wstęp do rachunku prawdopodobieństwa " - PWN Warszawa 1966.

16. Fiedorow N.F., Szifrin C.M. : "Kanalizacja"-Izdatielstwo Wysszaja Szkola - Moskwa 1968.
17. Fiedorow N.F. : "Nowyje issledowanja i gidrawliczeskije rasczety kanalizacjonnych sietiej".-Leningrad 1956.
18. Fiedorow N.F. /red./ : "Sprawocznik po wodosnabżeniu i kanalizacji " - G.P.I.-W.- Leningrad - Moskwa 1959.
19. Findeisen W., Szymanowski I., Wierzbicki A. : "Teorie i metody obliczeniowe optymalizacji " - PWN Warszawa 1977.
20. Grabarczyk Cz., Ciesielski J. : " O matematycznych podstawach metody Freemana graficznego rozwiązywania układów hydraulicznych"- Gaz Woda i Technika Sanitarna nr 1/1978.
21. "Katalog Cen Elementów - Zewnętrzna sieć wodociągowa i kanalizacyjna" OBR Bistyp - decyzja nr. 50/B/77 Departamentu Ekonomiki i Finansów z dnia 28.05.1977r.
22. Kuntze E. : " Neuere Tendenzen in Bereich der Abwasserab- itung" - GWF Wasser - Abwasser 113/1972 Heft 2.
23. Lea I. : "Optymalizacja" - PWN Warszawa 1975.
24. Maksimow L.H. : " Wybór kriterium dla gidrawliczeskiego rasczeta kanalizacjonnoj sieti" - Wodosnabżeniye i Sanitarnaja Tech- nika nr. 7/1961.
25. "Ocena ekonomicznej efektywności inwestycji i innych za- mierzeń rozwojowych" - PWE Warszawa 1975.
26. Parzonka W. : "Hydrauliczne-podstawy transportu rurowego mieszanin dwufazowych" - Skrypty A.R. nr. 159 Wrocław 1977.
27. Petrozolin W. : "Projektowanie sieci wodociagowych" Arkady 1974.
28. Petrozolin W. : " Kryteria ekonomicznego doboru średnic przewodów w sieciach wodociagowych" - Zeszyty Naukowe I.G.K. nr 32/1971.
29. Plucińska A., Pluciński E. : "Wstęp do rachunku prawdopodobień- stwa i statystyki matematycznej " - W.P.W. Warszawa 1973.
30. Randolph E. : "Beitrag zur Frage des Sinkstofftransport in Abwasserkanalen " - Wasserwirtschaft - Wassertechnik nr. 4/1961.
31. Randolph R. : "Kanalization und Abwasserbehandlung" - V.E.B. Verlag - Berlin 1966.
32. Saretz U. : "Optimierung der Durchmesser vermaschter Rohrnetze" Wissenschaftliche Zeitschrift der Technischen Universität Dresden - heft 1/1974.

33. Szniolis A.: "Uniwersalna kanalizacja miejska systemu inż. P.Gandillona" - Zdrowie Publiczne 3/1934.
34. Tkaczuk B.: "Zużycie, nierównomierność i straty wody w gospodarstwach domowych na przykładzie m.st. Warszawy i Białegostoku" - Zeszyty Naukowe I.G.K. nr. 35/1973.
35. "Uchwała nr. 95 Rady Ministrów z dnia 27.IV.1973r. w sprawie amortyzacji środków trwałych" - Monitor Polski nr. 25 Warszawa 6.VI.1973.
36. Ways M.: "Przegląd rozwiązań małych pompowni ścieków" - Nowa Technika w Inżynierii Sanitarnej - Wodociągi i Kanalizacja nr. 5 - Arkady 1975.
37. Ways M.: "Nowoczesne systemy kanalizacji niskiego i wysokiego ciśnienia" - Gaz, Woda i Technika Sanitarna nr. 7-8 1975.
38. Ways M.: "Przesłanki i racjonalny zakres stosowania kanalizacji ciśnieniowej" - referat na konferencję n.t. - Słupsk 1977.
39. Yao Kuan M.: "Sewer line desing based on ericital sheear stress" - Journal of the Environmetal Engineering Division April 1972 - EE2.
40. Zander E.: "Druckentwässerung - ein neuzeitliches Verfahren zur Ableitung von Abwasser" - G. W.F. Wasser /Abwasser 1133/ 1972 Heft 10.
41. Zander B.: Informacje prywatne.
42. "Zasady Oceny Ekonomicznej Efektywności Inwestycji Gospodarki Komunalnej" M.A.G.T. i O.S. Warszawa 1977.