

AKADEMIA TECHNICZNO-ROLNICZA
im. JANA I JĘDRZEJA ŚNIADECKICH
w Bydgoszczy



ZESZYTY NAUKOWE

Nr 35

BUDOWNICTWO

(9)

Jan Klugiewicz

HYDROLOGICZNE PODSTAWY PROJEKTOWANIA PRZEPOMPOWNI
NA TERENACH DEPRESYJNYCH

— BYDGOSZCZ 1976 —

657.62 10.74:556

A K A D E M I A T E C H N I C Z N O - R O L N I C Z A
im. JANA I JĘDRZEJA ŚNIADECKICH
w Bydgoszczy



ZESZYTY NAUKOWE

Nr 35

BUDOWNICTWO

(9)

Jan Klugiewicz

**HYDROLOGICZNE PODSTAWY PROJEKTOWANIA PRZEPOMPOWNI
NA TERENACH DEPRESYJNYCH**

— BYDGOSZCZ 1976 —

REDAKTOR NACZELNY

Zbigniew Kikiewicz

REDAKTOR NAUKOWY

Zygmunt Wiśniewski

REDAKTOR TECHNICZNY

Ewa Błażejewicz

Wydano za zgodą Rektora
Akademii Techniczno-Rolniczej
w Bydgoszczy

WYDAWNICTWO UCZELNIANE AKADEMII TECHNICZNO-ROLNICZEJ
W BYDGOSZCZY

Z.P. UMK, zam. 586, nakł. 200 egz., ark. 6, S-5/6, cena zł 10,—

Jan Klugiewicz

HYDROLOGICZNE PODSTAWY PROJEKTOWANIA PRZEPOMPOWNI
NA TERENACH DEPRESYJNYCH

W pracy przedstawiono wyniki studiów i badań nad podstawami hydrologicznymi do projektowania wydajności przepompowni na polderach. Na podstawie literatury i opracowań projektowanych stwierdzono, że niezwykle mało jest wyników badań terenowych, dlatego też projektanci posługują się wzorami empirycznymi - najczęściej Iszkowskiego, które są jednak mało przydatne przy ustalaniu odpływów z obszarów polderowych.

Wstępne badania przeprowadził autor w latach 1964-1966 na polderach województw północno-zachodnich, a następnie badania szczegółowe na polderze Załom w woj. szczecińskim. Terenowe badania obejmowały pomiary wszystkich składników równania bilansu wodnego według Pencka oraz wielu innych elementów pośrednio z nimi związanych. W okresie 7-letnich badań, codziennie dokonywano ok. 50-250 pomiarów terminowych oraz pomiary ciągłe 5 przyrzędami samopiszącymi. Krzywe prawdopodobieństwa występowania opadów i odpływów wyznaczono metodą decylów. W pracy zastosowano trzy metody ustala-

nia podstaw hydrologicznych do projektowania wydajności przepompowni:

I metodę zwaną holenderską polegającą na statystycznej analizie maksymalnych opadów 1-2-3 dobowych, z których obliczona średnia stanowi miarodajną do odpompowania warstwę wody.

II metodę zaproponowaną przez prof. Sochonia, która u - względu również prawdopodobieństwo maksymalnych o - padów 1-2-3 dobowych oraz dodatkowo możliwości wypełnienia wolnej retencji gruntowej, stąd niezretencjonowana część wody powinna być odpompowana.

III metodę zaproponowaną przez autora, polegającą na wykorzystaniu wyników pomiarów hydrometrycznych od - pływów z sieci odwadniającej polderu, na podstawie których wyznacza się prawdopodobieństwo wystąpienia maksymalnych odpływów 1-2-3 dobowych.

Z przykładowych obliczeń w/w metodami wyznaczono miarodajny do odpompowania w warunkach polderu Załom dopływ $H_d = 25$ mm/dobę o prawdopodobieństwie $p = 10$ %. Natomiast z obliczeń bilansowych za okres od 23 V do 20 X 1972 wyznaczono dopływ wód obcych $D_o = 395$ mm , który trafia do odpływu poprzez sieć odwadniająca na polderze.

1. Wstęp

W sąsiedztwie rzek i zbiorników wodnych istnieją ob - szary, które nie mogą być odwadniane grawitacyjnie ze względu na zbyt wysokie położenie wody w tych odbiornikach. W takich warunkach systemy odwadniające wyposażone są dodatkowo w przepompownie nazywane często stacjami pomp. Do najbardziej istotnych, a przy tym mało poznanych zagadnień projektowania przepompowni należy zaliczyć ustalanie podstaw hydro -

logicznych, jako danych wyjściowych przy doborze wydajności pomp. W kraju brak jest wytycznych i normatywów w tym zakresie, dlatego projektanci stosują różne sposoby obliczeń. Sytuacja ta wywołuje liczne kontrowersje, które nie mogą być wyjaśnione na etapie projektowania. Krótkie wyrywkowe obserwacje warunków pracy oddanej do eksploatacji przepompowni również nie mogą stanowić podstawy do oceny trafności ustalonej wydajności pomp, gdyż nie jest znane prawdopodobieństwo trwających dopływów wody do przepompowni. W niniejszej pracy przedstawiono trzy metody ustalenia podstaw hydrologicznych oparte na rachunku prawdopodobieństwa, w których wykorzystano wyniki codziennych, wieloletnich badań prowadzonych na polderze Załom w woj. szczecińskim.

1.1. Geneza terenów depresyjnych i polderów

Obszary lądu leżące poniżej poziomu morza nazywane są powszechnie terenami depresyjnymi od późnołacińskiego słowa *depressio* - głębokość [36,72]. W technice odwadniania terenów usytuowanych w głębi lądu i nawet znacznie wzniesionych nad poziomem morza to ogólne pojęcie zostało poszerzone, bowiem obejmuje również przypadki depresji względnej. Porównywane są przy tym rzędne zwierciadła wody w sąsiednich odbiornikach /rzekach, zbiornikach naturalnych lub sztucznych / z rzędnymi powierzchni terenu a nawet zwierciadła wody w systemach odwadniających. Rozpatrywane są więc możliwości grawitacyjnego lub mechanicznego

nego odprowadzenia nadmiaru wody z obiektu do pobliskiego odbiornika. Depresyjne tereny mogą posiadać naturalną lub sztuczną genezę. Mogą one powstawać w deltach rzek, w pasach nadmorskich lub płytkich akwenach morskich po wybudowaniu wałów i odpompowaniu wody /np. Holandia/. Sztuczne depresje terenowe związane są z działalnością człowieka, skierowaną najczęściej dla osiągnięcia wręcz innego celu. Przykładem tego mogą być przypadki odwodnień zabagnionych torfowisk i gytiowisk w celu rolniczego lub przemysłowego ich wykorzystania, powodujące duże osiadania powierzchni oraz powstanie depresji. Również w wielu przypadkach wykonanie obwałowań lub budowli piętrzących podwyższających stany wody w rzekach może się przyczynić do powstawania względnych depresji terenowych na przyległych obszarach dolinowych.

Wyodrębniona również została nazwa polder przez którą [88] rozumiane są powszechnie osuszone depresyjne tereny przymorskie, a także nisko położone, zagrożone zalewaniami przyległych rzek i jezior. Poldery przymorskie odgródzone są od otwartego morza wydiami lub sztucznymi wałami. Nadmiar wód z polderów odprowadza się kanałami do morza lub rzek przez wypompowanie.

W literaturze zawodowej polder zdefiniowali: De Groot [17] Kadrewicz [24], Schroeder [67], Sochoń [70], Volkier [76], Zielenka [83] jako "obszar chroniony wałami przed zatopieniem, posiadający własną sieć wodną, z której nadmiar wody usuwany jest sztucznie, np. przy pomocy stacji

omp". Natomiast Wesseling i van't Leven [79], jako "obszar powstały z podzielenia na mniejsze jednostki terenu depresyjnego położonego nieznacznie ponad lub poniżejnormalnego poziomu morza i od strony morza chronionego wałami".

1.2. Ogólna charakterystyka rozwoju oraz rozmieszczenia przepompowni i polderów

1.2.1. Przepompownie i poldery w Polsce

Systemy odwadniające na deresyjnych terenach delty Wisły posiadają dość długą historię rozwoju. Prowadzono tu bowiem intensywne prace już w XIII i XIV wieku. W pierwszym rzędzie dotyczyły one zabezpieczenia przeciwpowodziowego obejmując obwałowania rzeki i zbiorników wodnych, a następnie polderów przez podział terenów na mniejsze jednostki obszarowe, wyposażone w system odwadniający /równy, kanały/ i urządzenia do podnoszenia wody /koła czerpalne napędzane wiatrakami/. Wtórne ożywienie prac nad osuszeniem i zagospodarowaniem delty Wisły nastąpiło na początku XVII w. Prace te zostały zainicjowane przez osadników holenderskich posiadających duże doświadczenie zawodowe. Często występujące powodzie i zatopy lodowe niszczyły wały i wydmy /np. w 1840 r. na Wiśle pod Pleniewem/ zmuszając do kolejnego nasilenia prac w latach 1893 - 1915, zmierzających do poprawy ochrony przeciwpowodziowej i warunków żeglugi. Do drugiej połowy XIX w. wodę z kanałów polderowych podnoszono za pomocą kół czerpalnych i

śrub Archimedesesa napędzanych wiatrakami, które następnie zastąpiono silnikami parowymi. Od początku XX w. systematycznie wprowadzane są pompy wirowe z napędem spalinywym i elektrycznym. Te nowe zespoły pompowe odznaczały się stosunkowo wysokimi współczynnikami sprawności i możliwościami pompowania wody również spod lodu. Wpłynęło to na możliwość realizacji nowych koncepcji, polegających na komasacji małych i średnich polderów. Powierzchnia polderów znacznie się powiększa i osiąga w dwu przypadkach po 21 tysięcy hektarów.

W okresie drugiej wojny światowej większość przepompowni i innych urządzeń hydrotechnicznych została zniszczona. Doprowadziło to do całkowitego lub częściowego zatopienia polderów na Żuławach. W wyniku działań wojennych uległo zniszczeniu również wiele przepompowni i polderów zlokalizowanych na wybrzeżu morza Bałtyckiego oraz w dolinie Odry. Większość z istniejących w tych rejonach przepompowni była budowana z początków XX wieku. Stan techniczny ocalonych od zniszczeń przepompowni był zły i nie umożliwiał dłuższej ich eksploatacji. Pierwsze powojenne prace zostały skoncentrowane na odbudowie zniszczonych urządzeń i zagospodarowaniu polderów. W latach następnych modernizowano istniejące urządzenia oraz budowano nowe przepompownie. Na polderach często powiększono rozstawy rowów i jednocześnie wprowadzono uzupełniające drenowania. Bardziej szczegółowe dane dotyczące genezy, historii rozwoju i charakterystyki technicznej przepompowni znajdują się w bibliografii [3,4,6,8,25,27,31,34,56,60,

69,70,77,78,87] oraz w dokumentacjach technicznych znajdujących się w archiwach instytucji zajmujących się zagadnieniami melioracji i gospodarki wodnej. Na przełomie lat 1969-1970 były czynne w Polsce 452 przepompownie, które odwadniały obszar o powierzchni 366,4 tys.ha. W stosunku do 1968 r. nastąpił wzrost liczby przepompowni o 18 szt i powierzchni odwadnianej o 34 tys.ha. Największe zgrupowanie polderów występuje w województwach północno-zachodnich. Zlokalizowane są one w delcie Wisły, w pasie nadbrzeżnym morza Bałtyckiego wzdłuż Zalewu Szczecińskiego, Jeziora Dąbskiego oraz rzeki Odry. Program rozwoju melioracji użytków rolnych z 1971 r. [86] przewiduje budowę nowych i rekonstrukcję istniejących przepompowni.

1.2.2. Przepompownie i poldery za granicą

Holandia powszechnie uważana jest za kolebkę rozwoju urządzeń polderowych, bowiem pierwsze prace nad tym zagadnieniem zapoczątkowane zostały prawdopodobnie już w X wieku osiągając znaczny rozwój w wieku XIII. Obniżanie się lądu i często występujące w XII i XIV w. sztormy sprzyjały niszczeniu naturalnych wydm i wdzieraniu się słonych wód morskich w głąb holenderskich lądów. W 1667 r. Henric Stevin opracowuje projekt zabezpieczenia przed zalewem wodami morskimi wybrzeży Holandii. Spośród autorów dość licznych projektów wymienić można W.F. Leemansa /1887 r./, a wyróżnić Cornelisa Lely /1891 r./. Według ogólnych kon-

cepcji Lely, które zostały nieznacznie uzupełnione, rozpoczęto w 1920 r. prace zmierzające do odzyskania zagarniętych przez morze lądów oraz pozyskania nowych obszarów. Prace te jeszcze trwają i realizowane są w formie różnych planów finansowych przez rząd holenderski. Bardziej szczegółowy historyczny i techniczny zarys prac związanych z budową polderów, przepompowni i innych urządzeń w Holandii odtworzyć można z licznej bibliografii zamieszczonej w pracach [34,77]. Na obszarach innych państw występują również tereny depresyjne, na których zbudowane zostały poldery, przepompownie i inne urządzenia hydrotechniczne umożliwiające ich użytkowanie. Znajdują się one m.in. w Ameryce, Anglii, Belgii, Bułgarii, Chinach, Danii, Egipcie, Finlandii, Francji, Grecji, Rumunii, NRD, RFN, Zambii, ZSRR [1, 21,22,24,31,52,54, 64,65,66,71,77,82,83].

Poldery o warunkach klimatycznych najbardziej zbliżonych do polskich położone są w NRD i RFN oraz ZSRR. Zlokalizowane są one w północno-wschodnich okręgach NRD i RFN w okolicach Hamburga. Natomiast w ZSRR w republikach: Litewskiej, Łotewskiej i Estońskiej na wybrzeżu morza Bałtyckiego oraz w republikach zachodnich: Białoruskiej, Ukraińskiej, jak również w obwodzie Kaliningradzkim, Leninradzkim i Moskiewskim.

1.3. Wprowadzenie do zagadnień hydrologicznych polderów

Bilans wodny określonego obszaru bywa wyrażony równaniem Pencka:

$$R_p + P = H + V + R_k \quad (1)$$

gdzie:

R_p - retencja początkowa

P - opady atmosferyczne

H - odpływ

V - parowanie terenowe

R_k - retencja końcowa

Równanie (1) w tej formie stosuje się dość powszechnie przy bilansowaniu wód zlewni rzecznych, a jego składniki wyrażane są najczęściej w milimetrach słupa wody i dotyczą stosunkowo krótkiego okresu czasu.

W odniesieniu do polderów, które posiadają stosunkowo małą powierzchnię, równanie bilansowe można ustalić względem przekroju $\beta - \beta$ /rys.1/, uwzględniając przy tym obszar zawarty w granicach $\alpha - \alpha$. Ogólną postać równania bilansu wodnego można przedstawić następująco:

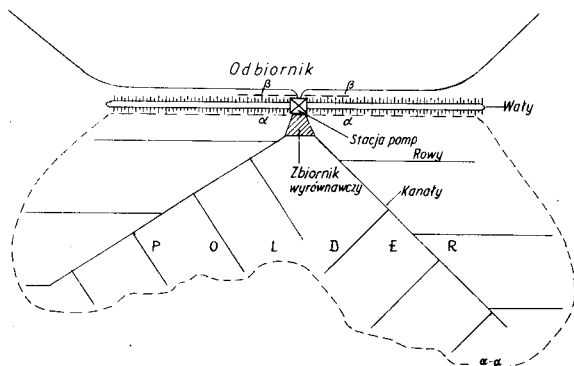
$$G_d + P_d + S_d + A_d = G_o + P_o + S_o + H_p + V + \Delta R \quad (2)$$

W przychodowej stronie tego równania poszczególne składniki stanowią:

- G_d - dopływ gruntowy na obszar / $\alpha - \alpha$ /
- P_d - dopływ powierzchniowych wód
- S_d - dopływ np. grawitacyjny śluzami przy nawadnianiu
- A_d - opady atmosferyczne, na które składają się te opady, które rejestrowane są przez standardowe deszczomierze Hellmanna /P/ oraz inne jego formy wymykające się spod obserwacji, np. opady poziome /utajone/

W rozchodowej stronie bilansu oznaczono przez:

- G_o - odpływ podziemny z obszaru / $\alpha - \alpha$ / polderu
- P_o - odpływ powierzchniowy
- S_o - odpływ grawitacyjny, np. śluzami przy niskich stanach wody w odbiorniku
- H_p - ilość pompowanej wody /odpływ wymuszony mechanicznie/
- V - parowanie terenowe
- ΔR - przyrost retencji stanowiący różnicę pomiędzy retencją na końcu i początku okresu bilansowego, przy czym może to być retencja: kanałowa, zbiornikowa, gruntowa, śnieżno-lodowa jak również roślinności, atmosfery itp.



Rys.1 Schemat polderu do obliczeń bilansu wodnego.

Charakterystyczną cechą wymienionych składników jest ich współzależność oraz znaczna amplituda wahań wielkości. W pewnych okresach niektóre z nich osiągają wartości zerowe lub wzajemnie się znoszą, jeżeli wystąpią po stronie przychodowej i rozchodowej równania bilansu (2). Na niektóre składniki człowiek praktycznie nie ma wpływu, może ewentualnie prognozować ich wielkość. Celem gospodarki wodnej na polderze jest stworzenie poprzez odpowiednie zabiegi i urządzenia techniczne, optymalnych warunkach powietrzno-wodnych w profilu gruntowym. Istotne są przy tym również zagadnienia ekonomiczne. Aby można było ten cel osiągnąć, przepompownia powinna posiadać odpowiednią wydajność. Przy braku zbiornika wyrównawczego ilość wody pompowanej H_p pozostaje w ścisłym związku z ilością dopływającej do przepompowni wody H_d oraz z czasem trwania dopływu i pompowania.

W ogólnym przypadku dla przekroju $\beta - \beta$ /rys.1/ można oznaczyć:

q_d - jednostkowy dopływ wody do przepompowni

$$[l. s^{-1} . ha^{-1}; \quad l. s^{-1} . km^{-2}]$$

H_d - wskaźnik dopływu wody [mm] do przepompowni w przyjętej jednostce czasu

t_d - czas dopływu wody do przepompowni [godz., doby]

q_p - jednostkowa wydajność pomp $[l. s^{-1} . ha^{-1};$
 $l. s^{-1} . km^{-2}]$

H_p - wskaźnik pompowania wody [mm] w przyjętej jednostce czasu

t_p - czas pompowania wody [godz., doby]

W dłuższym okresie czasu zachodzi równość iloczynów:

$$H_p \cdot t_p = H_d \cdot t_d \quad (3)$$

lub

$$q_p \cdot t_p = q_d \cdot t_d \quad (4)$$

Dla $H_p \neq H_d$, czas pompowania może być:

$$t_p > t_d \text{ lub } t_p < t_d \quad (5)$$

Jeżeli przyjąć:

$$H_d = H_p \quad (6)$$

oraz jednocześnie

$$a/ \quad t_d \rangle t_p \quad (7)$$

wówczas odbywa się magazynowanie wody na polderze, w warunkach gdy składniki S_o , G_o , V , P_o będą równać się zeru lub odpowiednio się zredukują

$$b/ \quad t_d = t_p \quad (8)$$

nastąpi równowaga między ilością dopływającej i odpływającej /pompowanej/ wody

$$c/ \quad t_d \langle t_p \quad (9)$$

pompowana będzie woda zretencjonowana na polderze w okresie wcześniejszym.

Dopływ wody do przepompowni w ciągu doby a szczególnie w różnych porach roku i w ciągu wielu lat jest bardzo zróżnicowany, czyli

$$H_d \neq \text{const} \quad (10)$$

Duże wartości dopływów trwają jednak stosunkowo krótko. Ze względów techniczno-ekonomicznych podczas projektowania przepompowni zakłada się nierówność

$$H_p \langle H_d \quad (11)$$

Czas pompowania t_p uzależniony jest od szeregu czynników przyrodniczych i techniczno-ekonomicznych. Rozpatrując warunki eksploatacyjne przepompowni w ciągu jednej doby, zakłada się nierówność:

$$t_p < t_d, \quad (12)$$

ponieważ przerwa w pompowaniu jest niezbędna dla dokonania napraw i konserwacji urządzeń.

Ogólnie wydajność pomp można ustalić z równań (3 i 4) następująco:

$$Q_p = Q_d \frac{t_d}{t_p} \quad (13)$$

lub

$$H_p = H_d \frac{t_d}{t_p} \quad (14)$$

2. Omówienie problemu w świetle literatury krajowej i zagranicznej

Przedstawione wyżej rozważania teoretyczne będą pomocne do usystematyzowania różnych danych, które spotkać można w literaturze. Częstokroć różnice w ich wielkościach wynikają z niedokładnego sprecyzowania jakiegoś składnika one dotyczą: Q_d , H_d , t_p czy też Q_p , H_p , t_p . Podawane są dość często pewne dane z polderów delty Wiśły, które wyznaczone zostały przez Bertrama [4], bądź

były przyjmowane w różnych latach przy projektowaniu przepompowni.

W początkach XX wieku przyjmowano: $H_d = 10$ mm, $q_d = 1,16$ l/s . ha, $t_d = 24$ h, $t_p = 22$ h. Wstawiając odpowiednie wielkości do wzorów 13 i 14 można obliczyć potrzebne $H_p = 10,91$ mm, $q_p = 1,27$ l/s . ha. Niekiedy przyjmowano 4-godzinne przerwy w pompowaniu, wówczas $t_p = 20$ h, $q_p = 1,39$ l/s . ha. W wyniku obserwacji pracy istniejących przepompowni oraz postępujące intensyfikacji produkcji rolnej zaproponowano zwiększyć wydajność pomp, początkowo do $q_p = 1,5$ l/s . ha, a następnie do $q_p = 1,75 - 2,00$ l/s ha [6,8,70]. Dla niektórych polderów stwierdzono, że $q_p = 0,6 - 1,0$ l/s ha jest również wystarczającej wielkości. Górna wielkość tego przedziału tj. $q_p = 1,0$ l/s . ha była przyjmowana przy komasacji małych i średniej wielkości polderów, w wyniku której powstawały stosunkowo duże jednostki obejmujące obszar o powierzchni 21 tysięcy hektarów. W literaturze spotyka się różne wielkości dotyczące wydajności całej przepompowni, które wyhaja się $0,4 \sqrt{q_p}$ (2,1 l/s . ha przy $20 \ll t_p \ll 22$ h lub też poszczególnych jej agregatów pompowych, przy czym $0,8 \sqrt{q_p} \ll 3,5$ l/s ha ; $7 \ll t_p \ll 22$ h. W literaturze najczęściej brak jest opisu stosunków wodno-gruntowych i meteorologicznych, co ogranicza możliwość adaptacji tych danych na inne poldery.

Na podstawie obserwacji pracy przepompowni po intensywnych opadach stwierdzono [3,4,6,8], że uzależniona ona była od stanu uwilgotnienia polderu w okresach poprze-

dzających opady. Wniosek ten uzasadniają następujące przykłady z praktyki eksploatacyjnej: w pierwszym przypadku po 2-godzinnym opadzie $P = 50$ mm, nie trzeba było uruchomić pomp, natomiast w przypadku drugim opad $P = 20$ mm zmuszał do dłuższego pompowania. Za kolejny przykład może posłużyć opad $P = 115$ mm, z którego odpompowano tylko $H_p = 14$ mm na polderze nie nawadnianym, natomiast $H_p = 68$ mm na uprzednio nawadnianym polderze. Ilości pompowanej wody w stosunku do opadów były różne w poszczególnych okresach /tabl. 1 i 2/

Tablica 1

Ilość pompowanej wody w stosunku do opadów
wg Bertrama [4]

Okres	miesiące	% odpompowanych opadów
1	VI - IX	18
2	XII - III	112 /granice 58 - 168 %/
3	IV - V, X - XI	50 /średnie z 6 lat/

Skrajne ilości pompowanej wody w stosunku do opadu dobowego $P = 115$ mm wynosiły w grupie I - 60 % / $q_p = 3,5$ l . s⁻¹ . ha⁻¹/ w grupie III - 12 % / $q_p = 1,0$ l . s⁻¹ . ha⁻¹/ . Do wstępnego ustalania wydajności mogą być pomocne wskaźniki pośrednie, na przykład stosunek q_p/F_p ; q_p/F_z ; KM/F_z [27,31,60] . Ogólnie można stwierdzić, że ze wzrostem powierzchni polderu $/F_p/$ i zlewni $/F_z/$ maleje wydajność pomp

i zapotrzebowania mocy /kW, kM/ silników napędzających pompy w przeliczeniu na jednostkę powierzchni.

Tablica 2

Ilość pompowanej wody w stosunku do opadów w różnych okresach w zależności od warunków hydrogeologicznych [8]

Grupa polderów	Warunki hydrogeologiczne	% odpompowanych opadów		
		1913-1923r. ^{x/}	23/25.VIII 1924 r. P = 115 mm	26/28.IX 1924 r. P = 58 mm
I	mada płytka na piasku, różnica wys.terenu h = 1,0 - 1,5 m	42	52	49
II	mada płytka na piasku h = 1,7 - 2,0m	35,5	27	63
III	mada mocna słabo przepuszczalne podłoże h = 3,0	33	16	34

Uwaga:^{x/} średnie z 8 polderów na Żuławach

Analizowano również zależność między zużyciem energii elektrycznej [39,40] lub czasem pracy pomp [55] a wysokością opadów atmosferycznych. Z przestudiowanych projektów technicznych wynika, że stosowano różne sposoby ustalania wydajności przepompowni. Najczęściej posługiwano się wzorami empirycznymi m.in. Iszkowskiego, w których istnieje możliwość dość subiektywnego doboru współczynników

a poza tym nieznane jest prawdopodobieństwo q_d lub H_p . Dlatego stosowano niekiedy wzór Dębskiego do obliczenia $Q_{50\%}$. Ponieważ wzory empiryczne ustalone były dla dużych obszarów z grawitacyjnym odpływem dlatego stosowanie ich w warunkach polderowych budzi zrozumiałe zastrzeżenia. Z tych względów projektanci dość często starają się wielkości otrzymane z obliczeń porównywać z danymi literaturowymi i własnymi spostrzeżeniami na eksploatowanych obiektach polderowych. Za granicą wydajności pomp ustalono również wieloma sposobami. Na przykład w Kłajpedzkim Związku Wałowym obliczano wydajności pomp na podstawie ówczesnych holenderskich doświadczeń przyjmując 12,5 km na każde 100 ha odwodnionego obszaru i na każdy metr podnoszenia wody. Norma ta odpowiada $H_p = 8$ mm/dobę lub $q_p = 0,92$ l/s ha [25,26,84]. Początkowo przyjmowano nawet $q_d = 0,54$ l/s ha, jednak dla wzrastającej intensyfikacji gospodarki rolnej wielkość ta okazała się zbyt małą dlatego ją powiększono $q_d = 1,10 - 1,20$ l/s ha a nawet $q_d = 1,6$ l/s ha. W wielu republikach ZSRP stosowano różne sposoby obliczeń wydajności przepompowni porównując otrzymane rezultaty z wielkościami empirycznymi uzyskanymi w Holandii lub w delcie Wisły. Jednocześnie podejmowano liczne badania na wydzielonych doświadczalnych polderach, a także obserwacje na eksploatowanych rolniczo polderach. Stosunkowo dużo wyników zostało opublikowanych. W pracy [14] przedstawiono teoretyczne rozważania nad sposobem ustalania wydajności pomp

i ich współpracy ze zbiornikiem wyrównawczym. Mankamentem przedstawionego tam sposobu jest pominięcie w obliczeniach retencji gruntowej i posługiwanie się spływami /odpływami - q_d /, które jak dotąd w odniesieniu do polderów są najczęściej wielkościami niewiadomymi. W Związku Radzieckim podobnie jak w Polsce porównywano ilości pompowanej wody z opadami [24] ustalając tzw. współczynniki odpompowania. W tabelicy 3 podano wyniki tych porównań. Analizując wielkości z tabelicy 3 stwierdza się duże zróżnicowanie oraz fakt, że $\sigma = H_p/P > 1$, co świadczy o udziale wód obcych lub też pompowaniu wód zretencjonowanych na polderze w poprzedzającym okresie. Przyjmowano również stałe wielkości q_d [21,22,45,83]. Na przykład przy ustaleniu ogólnej wydajności przepompowni przyjmowano letnie spływy powodziowe o wielkości $q_d = 1,0 + 1,6$ l/s ha uwzględniające atmosferyczne i gruntowe zasilanie wodą polderów. Natomiast kiedy nadmiar wilgoci był powodowany nierównomiernym rozkładem opadów w roku, zalecono przyjmować $q_d = 0,6$ l/s ha. W Litewskim Instytucie Projektowania Gospodarki Wodnej ustalono obliczeniowy dopływ jednostkowy $q_d = 1,2$ l/s ha. Na podstawie 3 letnich badań w okresach wegetacyjnych na polderze Rusnje /Litewska SRR/ uzyskano [61] następujące wielkości:

- maksymalny dobowy $q_d = 1.05 - 1.17$ l/s ha
- maksymalny wiosenny $q_d = 1.20$ l/s ha przy prawdopodobieństwie $p = 5 \%$
- maksymalny wiosenny $q_d = 1.04$ l/s ha przy $p = 10 \%$

- maksymalny jednostkowy dopływ z opadów $q_d = 1,11$ l/s ha przy $p = 5$ %
- maksymalny jednostkowy dopływ z opadów $q_d = 0,92$ l/s ha przy $p = 10$ %
- przedsięwzięty $q_d = 0,73$ l/s ha przy $p = 5$ %
- przedsięwzięty $q_d = 0,64$ l/s ha przy $p = 10$ %
- wegetacyjny $q_d = 0,17$ l/s ha przy $p = 5$ %
- wegetacyjny $q_d = 0,13$ l/s ha przy $p = 10$ %

Rjabkowa 61 podaje, że powyższe dane mogą być przyjęte do obliczeń projektowych nowych i rekonstruowanych polderów o zbliżonych do polderu Rusnje warunkach. Ponadto autorka ustaliła wskaźnik pompowania w wysokości $H_p = 457 - 615$ mm/rok oraz współczynnik pompowania $\alpha = H_p/P = 0,75$, natomiast zależność pomiędzy roczną sumą opadów P /mm/ i sumą pompowanej wody H_p /mm/ w postaci równania:

$$H_p = 0,68 /P + 70/ \quad (15)$$

Przykładowo dla Kaliningradu zależność ta miała następującą postać:

$$H_p = 0,56 /P - 125/ \quad (16)$$

Natomiast dla warunków niemieckich wg Kellera

$$H_p = 0,942 /P - 405/ \quad (17)$$

Tablica 3

Stosunek objętości wód pompowanych do opadowych w różnych okresach [24]

Grupa miesięcy	Ejmurski polder /Łot.SRR/				Gdańskie poldery
	1952/53	1953/54	1954/55	1955/56	wielolecie
jesienne X - XI	0,40	0,42	0,45	0,26	0,65
zimowe XII - III	0,48	0,82	0,16 ^{x/}	0,30	1,12
wiosenne IV - V	1,09	1,22	0,95	1,18	0,42
letnie VI - IX	0,17	0,17	0,38	-	0,18

Uwaga: x/ pracował grawitacyjny rurociąg

W zimowych okresach, w których przepompownie nie pracują, woda gruntowa na polderze znacznie się podnosi i dlatego zaleca się ją obniżyć na $t = 15 - 30$ dni /na północy RFN/ przed początkiem wegetacji. Wówczas wydajność pomp - zwykle większa od spływów wielkiej wody wiosennej - może być wyznaczona tylko orientacyjnie. Według Schocklitscha można ją wyznaczyć [65,67] ze wzoru:

$$z = /N - V - S/ \frac{14}{t} \quad \text{l/s ha} \quad (18)$$

w którym:

N - opady od listopada do marca w mm

V - parowanie za ten sam okres w mm

S - magazynowanie wody /mm/ odpowiadające ogólnemu zimowemu podniesieniu się wody gruntowej jak i w pokrywie lodowej oraz śnieżnej.

Średnio na północnych i środkowych nizinach NRD i RFN wynosi ono co najmniej 50 mm.

Dla obwodu kaliningradzkiego zalecono [42,85] przyjmować normy spływu jednostkowego przy powierzchni zlewni 1000 ha według tablicy 4. Jeżeli powierzchnia zlewni przekracza 1000 ha, podane normy należy zmniejszyć o 5 - 10 % na każde dodatkowe 1000 ha oraz zwiększyć je o 5 % przy powierzchni 500 ha. Dodatkową korektę norm zaleca się wprowadzić w zależności od:

a/ konfiguracji terenu - zwiększyć normy o 15 % dla zróżnicowanej, a zmniejszyć o 15 % dla równinnej konfiguracji;

b/ lesistości - zmniejszyć normy o 25 - 30 % dla zalesionej powierzchni.

W Litewskiej SRR przyjmowano dotąd stałą wielkość $q_d = 1,0 \div 1,2$ l/s ha, którą ustalono na podstawie obserwacji eksploatacyjnych. Nie dokonywano przy tym głębszej analizy czynników glebowych, topograficznych i innych, co niewątpliwie było mankamentem [45,83]. Dlatego wprowadzono analityczną metodę obliczeń odpływu jednostkowego z drenażu, która służy następnie do ustalania wydajności przepompowni.

Tablica 4

Normy spływów jednostkowych - 1/s ha w obwodzie Kaliningradzkim [42]

Użytkowanie	Okres	P o l d e r				z l e w n i a				Zabez- piecze- nie %	Głębokość zw.wody gruntowej m
		gliny	gliny piasz.	p.glin. torfy	piaski gliny	gliny piasz.	p.glin. torfy	piaski	piaski		
Grunty orze	Wiosna	1,75	1,50	1,25	0,90	1,40	1,20	1,00	0,70	5	0,3 - 0,4
	Lato	1,45	1,20	0,90	0,50	1,15	0,95	0,70	0,40	5	0,4 - 0,5
	Śr. letni.	0,22	0,18	0,43	-	0,17	0,14	0,10	0,06	-	-
Łąki i pastwiska	Wiosna	1,15	0,95	0,75	0,55	0,90	0,75	0,60	0,45	15	dopuszcz. zapotrzebie- nie
	Lato	1,05	0,90	0,70	0,40	0,80	0,70	0,55	0,30	10	0,2 - 0,3
	Śr. letni	0,16	0,13	0,10	-	-	0,10	0,08	0,05	-	-
Ogrody i sady	Wiosna	2,10	1,80	1,50	1,10	1,70	1,45	1,20	0,90	3	0,3 - 0,4
	Lato	1,75	1,45	1,10	0,60	1,40	1,15	0,90	0,50	3	0,4 - 0,5
	Śr. letni	0,26	0,22	0,16	-	0,21	0,17	0,13	0,07	-	-

Obliczeniowy odpływ jednostkowy $/l \cdot s^{-1} \cdot ha^{-1}/$ z drenażu zależy głównie od własności filtracyjnych gleb i koniecznej szybkości obniżenia wód gruntowych. Wiosną podczas tajania śniegu zwierciadło wód gruntowych w środku łąnu zalega na głębokości H_1 licząc od osi drenów /rys.2/. W okresie prowadzenia robót polowych woda gruntowa powinna zalegać na głębokości $H = 50 - 60$ cm poniżej gruntu. Wydajność przepompowni powinna być taka, żeby w porę odprowadzić nadmiar wody z warstwy gleby $H_1 - H_2$. Można to wyrazić równaniem:

$$F \cdot /H_1 - H_2/ \cdot \delta \cdot \varphi \cdot \frac{10.000}{100} = \frac{q \cdot F \cdot T \cdot n \cdot 86.400}{1000} \quad (19)$$

w którym dodatkowe symbole oznaczają:

F - powierzchnię polderu w ha

- odsączalność

- współczynnik zależy od kształtu krzywej depresji

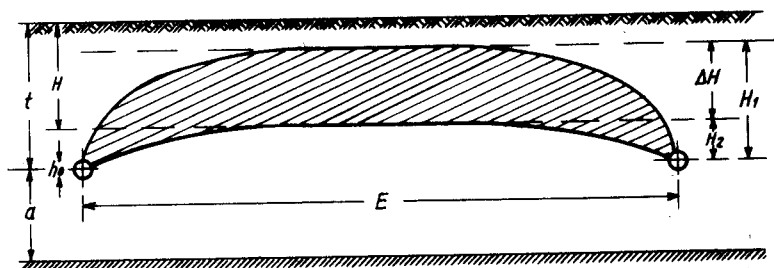
- maksymalny obliczeniowy odpływ jednostkowy z drenażu w l/s ha

T - czas /w dobach/ obniżenie wód gruntowych w wysokości H_1 do H_2

n - współczynnik zależny od ilości godzin pompownia w ciągu doby, który najczęściej wynosi 0,8 - 0,85

Przekształcając równanie 19 wyznaczono:

$$q = \frac{100 \cdot \delta \cdot \varphi \cdot /H_1 - H_2/}{86,4 \cdot n \cdot T} \quad l/s \text{ ha} \quad (20)$$



Rys. 2 Schemat do ustalenia obliczeniowego współczynnika odpływu.

Czas T ustala się empirycznie lub analitycznie. Dla gleb torfowych wg Kożanowa:

$$T = \frac{E^2 \cdot \sigma \cdot \psi / H_1 - H_2 /}{2 \cdot \pi \cdot k / h_{gr}^2 - h_0^2 /} \text{ doby} \quad (21)$$

we wzorze tym dodatkowe symbole oznaczają:

k - współczynnik filtracji, m/dobę

E - rozstawa drenów, m

h_0 - napełnianie wody w drenach, m

$h_{gr} = 0,5 / H_1 + H_2 /$, m

Uproszczony wzór na czas T posiada następującą postać:

$$T = \frac{H_1 - H_2}{C - \frac{P - e}{10 \cdot \sigma}} \text{ doby} \quad (22)$$

w którym:

c - szybkość opadania zwierciadła wody w okresie bezopadowym cm/dobę/ średnio $c = 7 - 10$ cm/dobę/

P - opady o $p = 10 \%$ w obliczeniowym okresie mm/dobę

e - parowanie w okresie bezopadowym mm/dobę

Kształt krzywej depresji w pewnym stopniu charakteryzuje $\text{tg}\alpha$ określony stosunkiem:

$$\text{tg}\alpha = \frac{H_i}{0,5 \cdot E} \quad (23)$$

w którym:

$H_i = H_1, H_2, H_3, \dots, H_n$, to wzniesienia krzywej depresji nad drenami w środku ich rozstawy /E/.

Wielkość $\text{tg}\alpha$ dla różnych gleb i okresów wyznaczone przez Fiłatowa [68] podano w tablicy 5.

Przy ustalaniu całkowitej wydajności przepompowni zaleca się uwzględnić oprócz wód drenażowych - Q /wzór 20/ rów - nież wody kanałowe Q_k oraz filtracyjne Q_f , przy czym:

$$Q_k = \frac{1,2 \cdot V_k}{86,4 \cdot T} \quad \text{l/s ha} \quad (24)$$

gdzie: .

1,2 - współczynnik uwzględniający realny czas pracy pomp w ciągu doby

V_k - objętość wody w kanałach i zbiornikach wyrównawczych w m^3/ha

T - czas w dobach

Tablica 5

Wartość tg wg Fiłatowa [68]

	tg dla gleb	
	mineralnych	torfowych
XII - III	0.004 - 0.005	0.004 - 0.006
IV - V	0.001 - 0.004	0.003 - 0.006
VI - IX	0.001 - 0.003	0.002 - 0.004
X - XI	0.003 - 0.005	0.002 - 0.004

Wartość Q_k na polderach jest znaczna, gdyż w pewnych warunkach może stanowić 20 - 30 % wartości Q wyznaczonej wzorem 20. Wzór ten jest słuszny, kiedy suma opadów w obliczeniowym okresie równa się sumie parowania oraz gdy powierzchnia jest płaska i szczególnie torfowa [83]. Z przytoczonego w tej pracy przykładu wynika, że gdy $E = 24$ m, $k = 0,5$ m/dobę oraz kiedy gleby są torfowe i występuje zasilanie atmosferyczne, obliczeniowa wielkość jednostkowego spływu wody $Q = 0,85$ l/s ha.

Jeżeli część polderu jest pagórkowata, wówczas obliczoną wzorem (20) wielkość z tej części należy zwiększyć o 20 ÷ 30 %.

Przy określaniu wartości Q_f zaleca się korzystać ze wzoru:

$$Q_f = Q_o / H_1 - H_o / \quad \text{l/s} \cdot 1 \text{ km wału} \quad (25)$$

gdzie:

H_1 - obliczeniowa wysokość zwierciadła wody w odbiorniku nad powierzchnią terenu w m

H_0 - wysokość zwierciadła wody w odbiorniku nad powierzchnią terenu, przy której wody filtracyjne wypływają na powierzchnię polderu. Ustalono $H_0 = 0,5 - 1,0$ m

Q_0 - dopływ wód filtracyjnych na 1 km wału przy różnicy $H_1 - H_0 = 1$ m

Orientacyjne wielkości Q_0 podano w tabelicy 6. Ponieważ jednak maksymalny spływ drenażowy i maksymalny dopływ filtracyjny przeważnie nie występuje jednocześnie, dlatego zaleca się przyjmować:

$$Q_p = 0,5 \cdot Q_f \cdot L + F/Q + Q_{k/} + Q_{gr} \text{ 1/s} \quad (26)$$

we wzorze tym dodatkowe składniki oznaczają:

L - długość obwałowanego brzegu, km

F - zlewnia polderu, ha

Q_{gr} - dopływ wyklinowujących się wód gruntowych, 1/s

W Finlandii wg Jurjanja [20] za podstawę do obliczeń wydajności przyjmuje się maksymalny wiosenny spływ zdarzający się średnio raz na 20 lat /czyli $p = 5$ %/. Do odpompowania odpływu wiosennego zużywa się ponad 50 % rocznej energii. Maksymalny wiosenny spływ wody z fińskich polderów określa się kilkoma sposobami. Według Zajcewa [82]

jeden ze stosowanych sposobów polega na wykorzystaniu wzoru Tipuri, w którym maksymalny spływ $/p = 5 \%$ uzależniony jest od wielkości powierzchni zlewni i jeziorowości. Obecnie w Finlandii powszechniej stosowana jest metoda Kaitera, w której dodatkowo uwzględnia się zapasy wody w pokrywie śnieżnej. Do tego celu wykorzystywane są mapy, na których te zapasy wyrażone są w formie izolinii /opracowano je według danych meteorologicznych z lat 1892 - 1941/. Wielkość współczynników zależnych od położenia jezior w zlewni, rodzaju upraw i gleby można wyznaczyć z nomogramów. Dla niedużych zlewni $/ < 200 \text{ km}^2 /$ bez jezior stosuje się wzór empiryczny:

$$H_q = 77 + 0,59 \cdot V_a - 2,4 \cdot p + 0,25 \cdot p^2 + 0,01 \cdot V_a \cdot p - 0,5 \cdot k \quad (27)$$

gdzie:

H_q - wiosenny maksymalny spływ

V_a - zapas wody w śniegu

p - ciężar właściwy gruntu

k - średnie nachylenie powierzchni

Dopływ wód filtracyjnych na polder

Lp.	Wyszczególnienie	Dopływ na każdy metr różnicy szczytu fali i poziomu zawala
Wg D I N 1184 z 1938 i 1963 r.		
1	przy mało przepuszczalnym podglebiu i glebie	10-15 l/s . km
2	przy średnio przepuszczalnym podglebiu i glebie	30 l/s . km
3	przy bardzo przepuszczalnym podglebiu /Odra/	50 l/s . km
Wg T G L 20285 z 1964 r.		
4	wały na słabo przepuszczalnym podłożu, jak grunty pylaste lub drobny piasek	5 - 10 l/s . km
5	wały na średnio przepuszczalnym podłożu, jak średnioziarnisty piasek	30 l/s . km
6	wały na przepuszczalnym podłożu, jak gruboziarnisty piasek lub drobny żwir	do 50 l/s . km
7	w poszczególnych przypadkach przy podłożu z gruboziarnistego żwiru	50 l/s . km

Zależność przedstawiona wzorem (27) wyrażona jest również graficznie. Chwilowe maksimum spływu wywołane topnieniem śniegu waha się w przedziale 4 - 8 l/s . ha, natomiast półgodzinne maksymalne spływy wywołane burzowymi opadami /p = 5 %/ mogą tam dochodzić nawet do 10 l/s . ha. Są to więc bardzo duże wielkości w porównaniu z tymi, jakie obser-

wowano w Polsce.

W Holandii przy ustalaniu wydajności przepompowni początkowo przyjmowano stałe wielkości w granicach $H_p = 8-12$ mm w ciągu doby. Przy sprawdzaniu przyjętych wielkości odpływu służącego do określania wydajności pomp wykorzystuje się długoletnie obserwacje ze stacji opadowych zlokalizowanych na odwadnianym terenie depresyjnym [26, DIN -1184]. W szczególności określa się maksymalne wysokości opadów 1 - dobowych, 2 - dobowych, 3 - dobowych itp. z okresu zimowego i wielolecia /rys.3a/. Można to zapisać następująco:

$$\sum_{t=1} P ; \sum_{t=2} P; \sum_{t=3} P \dots \dots \dots \sum_{t=n} P \quad (28)$$

gdzie:

t - czas trwania opadu, doby

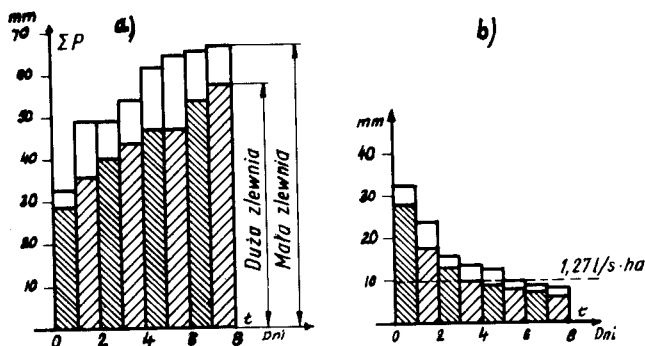
P - wysokość opadu /mm/ o określonym prawdopodobieństwie występowania

Następnie oblicza się i wykreśla średnie dobowe wartości /rys.3 b/

$$\sum_{t=1} P ; \frac{1}{2} \sum_{t=2} P; \frac{1}{3} \sum_{t=3} P \dots \dots \dots \frac{1}{n} \sum_{t=n} P \quad (29)$$

W warunkach holenderskich parowanie w zimowych okresach jest znikome, zatem otrzymana wielkość dobowego opadu może być również miarodajna do obliczeń wydajności pomp przy założeniu, że część opadu ma być usunięta w takim czasie w jakim spadła, natomiast pozostała część opadu mo-

że wyjątkowo spowodować zalew w ciągu 3-5 dni.



Rys. 3 Wysokość opadów i schemat obliczeń wydajności stacji pomp w Holandii.

W ostatnich latach opracowano w Polsce projekt wytycznych instruktażowych do projektowania wydatku instalowanego pompowni odwadniających zawała rzek i zbiorników [53]. Jak zaznaczono w wytycznych, postanowienia w nich zawarte nie odnoszą się jednak do zasad projektowania pompowni odwadniających poldery. Ogólnie można stwierdzić, że przy ustalaniu wydajności pomp zaleca się w wytycznych uwzględnić dopływów naturalnych z opadów, filtracji oraz zrzutów wód komunalnych, przemysłowych i rolniczych. Wesseling i van't Leven w swojej pracy [79] przedstawili metodę sprawdzania wydajności przepompowni odwadniających poldery. W metodzie tej wykorzystali dane o opadach, stanach wód gruntowych, ilości pompowanej wody z polderów oraz inne materiały obserwacyjne i kartograficzne. W pracy tej podano również, że przepompownie w Holandii posiadają wydajność od 8-12 mm/dzień, natomiast powierzchnia poszczególnych polderów waha się od 50 do 50.000 hektarów.

2.1. Uzasadnienie celowości badań

Jak wynika z przedstawionej literatury, dotyczący zasób danych z zakresu podstaw hydrologicznych terenów depresyjnych jest zbyt skąpy do opracowania odpowiednich normatywów, które są niezbędne w pracach projektowych. Ten istotny problem poruszany był niejednokrotnie w literaturze zawodowej. Można zacytować wypowiedzi kilku autorów. Na przykład Kisielewski [26] stwierdza, że "najwięcej trudności dla projektującego stacje pomp stwarza ustalenie jej wydajności, a więc ilości wody, jaką pompa winna przepompować, gdyż z jednej strony nie dysponujemy jeszcze dostatecznym materiałem dowodczalnym, z drugiej strony ze względu na specyficzne warunki odpływu z terenów sztucznie odwadnianych /np. polderów/ nie mogą być stosowane wzory empiryczne, mające zastosowanie dla większych obszarów nawet o zbliżonych warunkach klimatycznych i glebowych". Autor zwraca uwagę na potrzebę prowadzenia badań nad podstawami hydrologicznymi, niezbędnymi do obliczenia stacji pomp, a w szczególności nad określeniem miesięcznych odpływów z terenów sztucznie odwadnianych oraz ilości wody przesiąkającej przez podglebie. Według Obuchowskiego [50] "istnieje zawsze zagadnienie może najbardziej dyskusyjne, jak wielki dopływ przyjąć za miarodajny dla określenia maksymalnej wydajności przepompowni". Cebulak [8] stwierdza, że "przy projektowaniu pomp odwadniających najpoważniejszą i najtrudniejszą sprawą jest określenie spływów jednostkowych

wody z obszaru odwadnianego do pompowni dla ustalania jej wydajności. W kraju brak jest wytycznych normatywnych" . Końcowym wnioskiem, zamykającym pracę Leźnickiego [43] jest następujące stwierdzenie: "w warunkach polderowych dalszych badań wymagają również wielkości spływów, na podstawie których projektuje się pompy". Zielenka i Juszkaukas [83] w stosunkowo obszernej pracy dotyczącej polderów przyznają że: "metoda określania obliczeniowego modułu spływu dla systemów polderowych nie jest im znana". Powyższe wypowiedzi różnych autorów uzasadniają w pełni potrzebę podjęcia badań w tym zakresie.

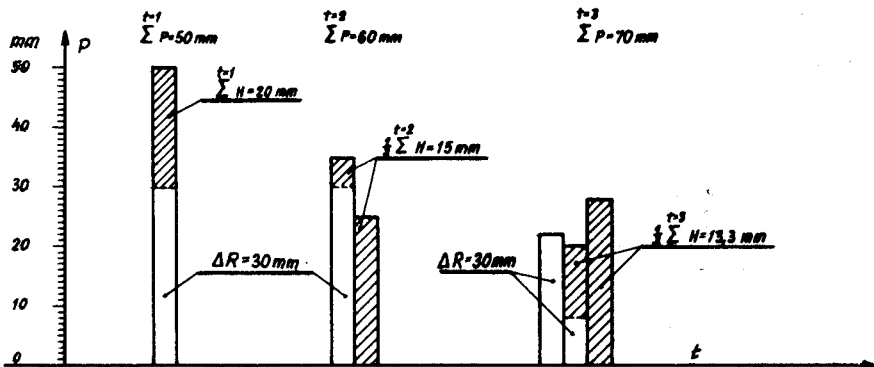
3. Metodyka badań

3.1. Cel i zakres badań

Badania miały na celu opracowanie nowych metod ustalania podstaw hydrologicznych do projektowania wydajności przepompowni, uwzględniających elementy rachunku prawdopodobieństwa. W pracy przedstawiono:

- metodę holenderską, polegającą na statystycznej analizie maksymalnych opadów 1,2,3,...dobowych, z których określona średnia stanowi miarodajną do odpompowania warstwę wody /rys.3/. Sposób określania jest podany w punkcie 5.2.1;
- metodę zaproponowaną przez Sochonia, która uwzględnia również prawdopodobieństwo występowania maksymalnych opadów 1,2,3,...dobowych oraz dodatkowo możliwości wypełnienia wolnej retencji gruntowej /rys.4/;

- metodę zaproponowaną przez autora, polegającą na wykorzystaniu wyników pomiarów hydrometrycznych odpływów z sieci odwadniającej polderu, na podstawie których wyznacza się prawdopodobieństwo występowania maksymalnych odpływów 1,2,3,...dobowych.



Rys. 4. Schemat do ustalania wydajności stacji pomp metodą prof. Sochonia

Badania składały się z dwóch etapów. W lipcu 1964r. autor rozpoczął pierwszy etap badań, którego celem było rozpoznanie problematyki funkcjonowania przepompowni i innych urządzeń polderowych w województwach północno-zachodnich [27,31]. W okresie tym wytypowano polder Załom, na którym po odpowiedniej przebudowie zainstalowano aparaturę pomiarową i rozpoczęto w 1966 roku pomiary szczegółowe stanowiące drugi etap badań. Z uwagi na dość szeroki temat związany z gospodarką wodną i podstawami hydrologicznymi polderów, który autor realizował w ramach 10-letnich prac w IMUZ pomiarami należało objąć wszystkie składniki równania bilansu wodnego wg Pencka oraz szereg innych elementów, które szczegółowo omówio-

no /wraz z metodyką badań/ w pracach [33,34,35] .Codziennie wykonywano około 50-250 pomiarów terminowych natomiast pięć elementów mierzono w sposób ciągły przy pomocy przyrządów samopiszących.

Wykonano następujące pomiary:

1. Opady atmosferyczne mierzono ombrometrami Hellmanna o powierzchni chwytniej $f = 200 \text{ cm}^2$ zainstalowanymi w poziomie terenu oraz na wysokości $h = 1,0 \text{ m}$ oraz ombrografem $f = 200 \text{ cm}^2$ $h = 1.0 \text{ m}$. Dodatkowo stosowano ombrometr $f = 2000 \text{ cm}^2$, $h = 0,0 \text{ m}$. Metodyka pomiarów została omówiona w pracach [29,63].
2. Odpływy wody z 12 wylotów drenarskich mierzono codziennie metodą podstawionego naczynia, natomiast z sieci rowów w sposób ciągły urządzeniem skonstruowanym przez autora [32].
3. Parowanie wody mierzono ewaporometrem Piche'a, ewaporometrem przyziemnym $f = 2000 \text{ cm}^2$. Parowanie terenowe mierzone na stacji lizymetrycznej składającej się z 20 lizymetrów ważonych o pow. $f = 2000 \text{ cm}^2$ i głębokości 120 cm. Pomiary parowania z ewaporometru Piche'a wykonano według instrukcji PIHM, natomiast z ewaporometru przyziemnego i lizymetrów według instrukcji IMUZ [63].
4. Retencję gruntową i wilgotność ustalono metodą gravimetryczną [15] na 6940 próbkach gruntu pobranych w naturalnym stanie cylinderkami miarowymi z odkrywek

lub specjalnym przyrządem [28]. Równocześnie na obiekcie stosowano metodę tensjometryczną wykorzystując przy tym 18 tensjometrów [75]. W warunkach laboratoryjnych wyznaczano wielkości siły ssącej pF przy pomocy komór wysokociśnieniowych Richardsa i bloków pyłowych oraz pyłowo-kaolinowych. Dynamikę wód gruntowych mierzono w 206 studzienkach, a wód powierzchniowych na 34 wodowskazach.

5. Temperaturę powietrza na różnych wysokościach mierzono termometrami firmy M.Hallay /maksymalnymi, zwykłymi i minimalnymi/ o godz. 7⁰⁰, 13⁰⁰ i 21⁰⁰ oraz w sposób ciągły termografem ChŻ-6. Temperaturę gruntu mierzono na różnych głębokościach termometrami kolankowymi firmy M.Hallay.
6. Wilgotność powietrza mierzono higrometrem TŻ - 7 i higrografem TŻ-5 oraz psychrometrem Augusta.
7. Prędkość i kierunek wiatru mierzono na wysokości 10 m wiatromierzem Wida.
8. Okresowo badano laboratoryjnie fizyczne, wodne i chemiczne właściwości gruntu oraz mierzono niwelacyjnie pionowe ruchy złoża torfowego.

Średniodobowe wielkości z pomiarów terminowych wyznaczano według metodyki PIHM, natomiast z obserwacji ciągłych metodą planimetrowania wykresów z przyrządów samopiszących.

3.2. Ogólna charakterystyka obiektu doświadczalnego

Obiekt doświadczalny położony jest na polderze Załom w woj. szczecińskim, który wchodzi w skład tarasu dennego obejmującego dolinę dolnej Odry, jeziora Dąbskiego i Zalewu Szczecińskiego. Powstanie równinnych terenów, przylegających od południa do jeziora Dąbskiego przypisuje się obniżeniu się wód tego jeziora, na których dominują torfowiska niskie stanowiące kompleks o powierzchni około 150 km^2 [19]. Obiekt leży w V rejonie fizjograficznym nazwanym przez Prawdzica [58] basenem jeziora Dąbskiego. Ze względu na niewielkie wzniesienie powierzchni nad poziomem morza i częste zalewy wodami jeziora Dąbskiego ograniczona była możliwość ich wykorzystania. Z tego względu w początkach XX wieku zbudowano wały wzdłuż jeziora, oraz kanały i przepompownię na polderze. Pod koniec drugiej wojny światowej zniszczono większość budowli hydrotechnicznych, co spowodowało zatopienie polderu. W 1956 r. wykonano ponownie prace odwodnieniowe umożliwiające pełne zagospodarowanie polderu. Istniejąca przepompownia jest typu blokowego [67] i posiada dwa stałe zespoły pompowe, składające się z silników elektrycznych /o mocy 75 i 20 kW/ i pomp śmigowych /o wydajności 1000 i 300 l/s/. Okresowo instalowany jest w komorze śluzy trzeci zespół pompowy o wydajności 150 l/s. Obecnie wznoszona jest druga przepompownia w północno-zachodniej części polderu, w celu polepszenia dotychczasowego odwodnienia oraz powiększenia ogólnej powierzchni polderu.

Dla polderów położonych w dolinie Zalewu Szczecińskiego, jeziora Dąbskiego i Dolnej Odry najbardziej niebezpieczne są kilkudniowe sztormy z kierunku północno-zachodniego i północnego. Powodują one duży napływ wód morskich i podniesienie się zwierciadła ponad stan normalny [57] oraz utrudniają odpływ wód z Odry. Na ogół największe stany występują w okresie wiosennym, a najniższe jesienią.

Maksymalna amplituda wahań zwierciadła w jeziorze Dąbskim dochodzi do 1,4 m [48], natomiast w morzu Bałtyckim /rejon Świnoujścia/ do 3,21 m, przy czym przyrosty dobowe stanów wynoszą 1 m [46]. Znajomość dynamiki otwartych wód przylegających do polderów jest bardzo istotna przy ustalaniu rzędnych korony wałów i elementów konstrukcyjnych oraz geometrycznej wysokości pompowania.

4. Analiza wyników badań

4.1. Wprowadzenie

Analizę wykonano pod kątem szczegółowego opracowania charakterystyki obiektu doświadczalnego, a zwłaszcza możliwości dalszego wykorzystania jej wyników w proponowanych nowych metodach ustalania podstaw hydrologicznych do projektowania wyciajności przepompowni /pkt.5/. Analizowano poszczególne składniki równania (2) ze szczególnym uwzględnieniem opadów i odpływów.

4.2. Opady atmosferyczne

W pracach projektowych i badawczych wykorzystywane są wyniki pomiarów opadów z wysokości 1 metra, gdyż tych obserwacji, pod względem czasu i przestrzeni jest naj - więcej. Stacji opadowych jest w PRL około 3000 [41], w NRD - 1380, w RFN - 3300 [67], przy czym dla wielu z nich ciągi z codziennych obserwacji przekraczają 100 lat. Ostatnio coraz częściej kwestionowana jest dokładność wyników pomiarów standardowych. Na podstawie pomiarów opadów przeprowadzonych we Francji określono wielkość błędu pomiarów ciekłych opadów dobowych rzędu 10-15 %, miesięcznych 4-5 % i rocznych 2 %, natomiast w ZSRR - przy opadzie śniegu 30-35 % wartości rocznej i opadzie ciekłym 10-15 % [41]. W wyniku obliczeń bilansowych wód zlewni Tucznej i Osownicy stwierdzono [23], że przychodowe strony tych bilansów ocenia się o około 35 % za nisko, ze względu na niepełne rejestrowanie przez deszczomierze opadów i osadów. Jednoczesne pomiary opadów w poziomie terenu $P_{0,0}$ i na różnych wysokościach P_h wykazały, że rejestrowane opady w poziomie terenu są najczęściej wyższe $\langle P_{0,0} \rangle P_h$ w Bydgoszczy [18] uzyskano $P_{0,0} = 1.1 P_{1,0}$, w Eberswalde [67] $P_{0,0} = 1.078 P_{1,0}$ w Brwinowie [49] $P_{0,0} = 1,136 P_{1,0}$, w Załomiu [29] $P_{0,0} = 1,078 P_{1,0}$. We Francji [41] uzyskano $P_{0,3} \rangle P_{1,5}$, natomiast przy prędkości wiatru przekraczającej 10 m/s $P_{0,3} \langle P_{1,5}$. Podobną zależność, którą można zastąpić równaniem $P_{1,5} = 1,18 P_{1,2}$ otrzymuje się na Kasprowym Wierchu. Według obserwa-

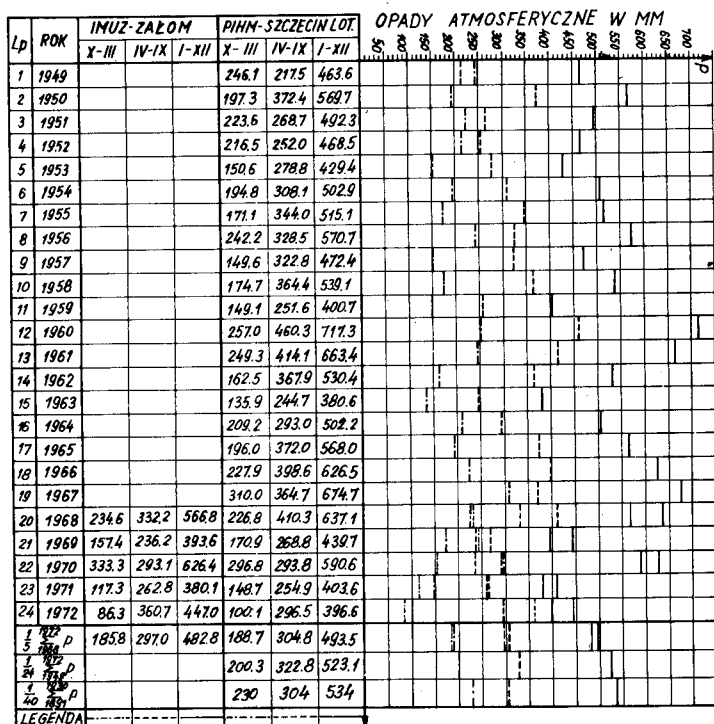
cji autora oraz danych z literatury [61,64] najistotniejszym składnikiem po stronie przychodowej bilansu wodnego polderów są opady atmosferyczne. Najczęściej decydują one o ilości dopływającej $/H_d/$ i pompowanej $/H_p/$ wody z polderów. Z tego względu uzasadniona jest możliwie szczegółowa analiza opadów. W hydrologii polderów pewną rolę odgrywają również opady śnieżne, mimo, że są one tu najniższe w stosunku do pozostałych obszarów Polski. Skumulowany śnieg /retencja śniegowa/ z kilku zimowych miesięcy w czasie intensywnego wiosennego tajania powoduje duże dopływy $/H_d/$ do stacji pomp. Dla potrzeb doświadczalnictwa terenowego w zakresie hydrologii inżynierskiej zagadnienie to powinno być dokładniej rozpatrzone. Według badań autora konieczne są pewne dodatkowe obserwacje i pomiary pokrywy śnieżnej, bardzo pomocne podczas analizy dynamiki spływów wody.

4.2.1. Porównanie opadów z wielolecia

W celu porównania rocznych i półrocznych sum opadów charakterystycznych dla różnych polderów, wyznacza się średnie arytmetyczne lub lepiej mediany, z dostatecznie długich jednorodnych serii obserwacyjnych. Wpływ liczby lat obserwacji na możliwość popełnienia błędu przy wyznaczaniu opadów średniego jest istotny [11,34,41]. Przykładowo dla ciągu obserwacyjnego 5; 7, 24-letniego wyznaczona średnia wysokość opadu obarczona może być błędem odpowiednio 15,0; 11,7; 2,2 %. Średnia arytmetyczna z długiego okresu /ok.30 lat/ lub wartość środ -

kowa /mediana/ uporządkowanego ciągu rozdzielczego rocznych sum opadu nazywana jest normalnym opadem rocznym lub rocznym modułem pluwiograficznym [41]. Umożliwia ona zakwalifikowanie poszczególnych lat do tzw. suchych, normalnych i mokrych. Stwierdzenie to jest istotne w wielu zagadnieniach doświadczalnictwa terenowego, jak również w bezpośredniej produkcji rolniczej i eksploatacji systemów melioracyjnych, zwłaszcza na polderach. Do niniejszej pracy autor zebrał między innymi obserwacje opadów z ostatniego 24-letnia ze stacji PIHM Szczecin Lotnisko oraz 5-letnie własne wyniki badań na stacji lizymetryczno-meteorologicznej IMUZ z Załomiu. Stacje te oddalone są od siebie o ok. 6 km. Stacja na lotnisku w Szczecinie charakteryzuje według Prawdzica [57] klimat rejonu międzyodrza i Jeziora Dąbskiego. Na rysunku 5 podano poszczególne sumy roczne i półroczne oraz odpowiadające tym okresom średnie arytmetyczne z 5, 24 i 40-letnia. W wyniku tego porównania stwierdzono, że średnie opady roczne /I-XII/ i półrocza zimowego /X-III/ na lotnisku w Szczecinie nie były tym wyższe, im dłuższą rozpatrywano serię obserwacyjną. W półroczu letnim /IV-IX/ średnie z lat 1891-1930 [81] i 1968 - 1972 były prawie identyczne, natomiast były od nich wyższe o 18 mm średnie obliczone z lat 1949-1972. Dokonując dalej porównań poszczególnych lat objętych szczegółowymi badaniami autora, w stosunku do 40-letnia [81] można ogólnie zakwalifikować do lat suchych - 1969, 1971, 1972 i mokrych - 1966, 1967, 1968 i 1970 r. Należy tu jednak zastrzec, że jest to podział dość subiektywny,

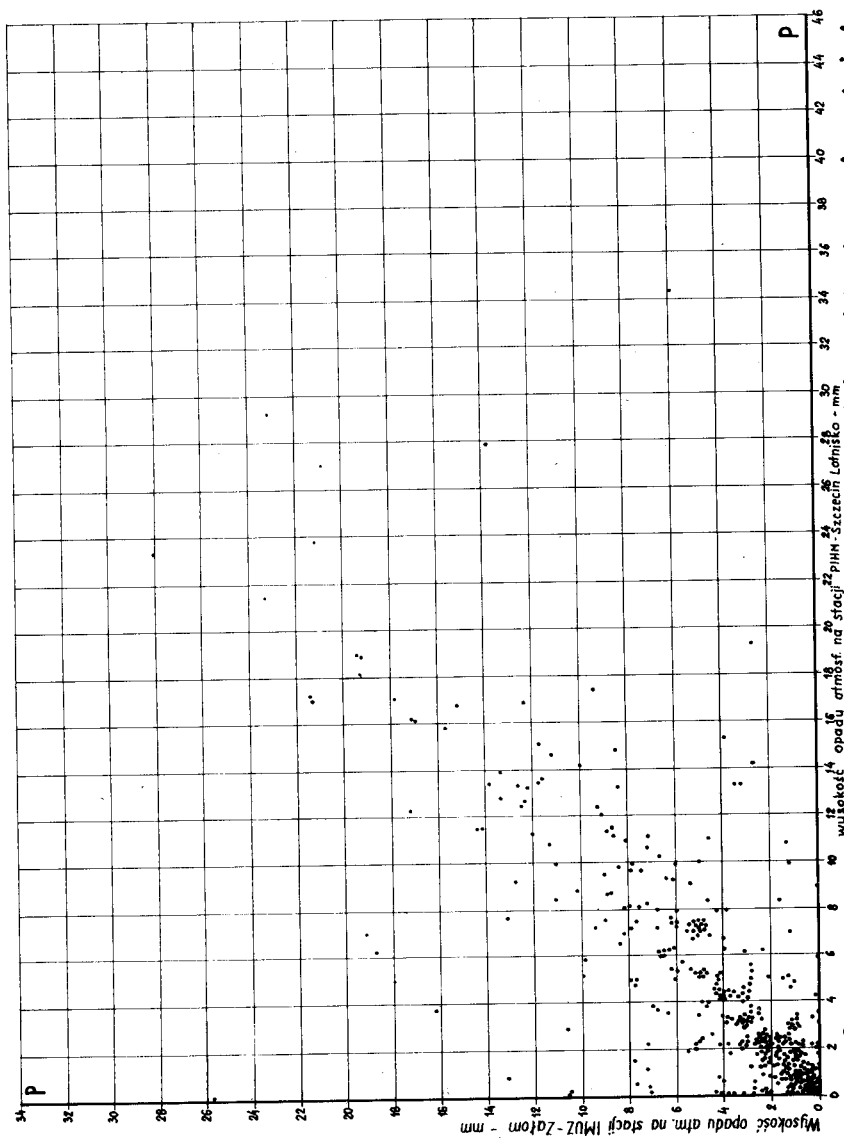
gdyż nie zawsze susza atmosferyczna pokrywa się z suszą glebową, która może limitować produkcję roślinną i gospodarzkę wodną.



Rys. 5 Rozkład opadów atmosferycznych na stacjach PIHM Szczecin Łotnisko i IMUZ Załom

Stację lizymetryczno-meteorologiczną w Załomiu uruchomił autor dla potrzeb szczególnych badań związanych z niniejszą pracą oraz innych, wynikających z zainteresowań IMUZ. Do tej pory został zebrany dość liczny i interesujący materiał obserwacyjny pochodzący z bezpośrednich pomiarów na polderze. W Polsce stacje opadowe były zwykle

lokalizowane na terenach wyższych i zabudowanych. Część wyników uzyskanych z bezpośrednich badań na polderze Załom zostanie przedstawiona w niniejszej pracy. Z porównania opadów średnich z 5 lat można stwierdzić /rys.5/ , że opady na polderze Załom były niższe niż na lotnisku w Szczecinie, jednak sumy w poszczególnych latach i półroczach nie wykazywały regularnych tendencji. Jedną z przyczyn tej nieregularności jest prawdopodobnie związana z czasem obserwacji. Wiadomym bowiem jest, że im krótsze przedziały czasu są uwzględniane, tym ta nieregularność jest większa. Potwierdza to rysunek 6, na którym nanie- siono wyniki z jednoczesnych pomiarów opadów w Załomiu i na lotnisku w Szczecinie. W tym aspekcie mogą powstawać kontrowersje przy wykorzystywaniu nieraz do analizy wyników ścisłych badań melioracyjnych danych z dość odległych stacji opadowych. W literaturze [73] istnieją zalecenia, aby ta odległość nie przekraczała 3-5 km. W czasie badań, autor analizował opady na stacjach IMUZ w Załomiu oraz PIHM Szczecin - Lotnisko jak również na okolicznych stacjach opadowych. W pracy przedstawiono obliczenia prawdopodobieństwa opadów z 24-letniej serii obserwacyjnej stacji Szczecin-Lotnisko, która w przekroju wielolecia reprezentuje klimat obiektu doświadczalnego w Załomiu [57,58].



Rys. 6 Związek pomiędzy wysokością dobowych opadów atm. jednocześnie mierzonych na stacjach IMUZ-Zatom i PIHM-Szczecin Łońsko w latach 1968-1972

4.2.2. Prawdopodobieństwo wystąpienia maksymalnych opadów

W warunkach polderowych, dla których nie ma danych o rzeczywistych odpływach, opad jest bardzo istotnym wskaźnikiem pracy pomp, gdyż stanowi on podstawową pozycję przychodowej strony bilansu wodnego polderu. Uzasadniony jest więc fakt, że w Holandii do ustalania wydajności pomp wykorzystuje się opady 1,2,3... dobowe. Również w tym kierunku zmierzają propozycje Sochonia, przy czym dodatkowo uwzględnia on zdolności retencyjne gruntu na polderze. Z uwagi na to, że zdolności retencyjne są znaczne, tylko część wody opadowej trafia do odpływu $[H_d]$, następuje więc redukcja i opóźnienia odpływu w stosunku do opadu. Zjawisko to omówione było w przeglądzie literatury.

Przy selekcji wyników 24-letniej serii obserwacyjnej codziennych opadów przyjęto następujące kryteria:

- wydzielono 3 okresy: rok, półrocze letnie i zimowe
- w okresach tych uwzględniono:

A. Opady $P > 0,0$ mm, wybierając:

- a. Max 1 - dobowe opady, niezależnie od położenia w serii obserwacyjnej

B. Opady $P > 1,0$ mm wybierając:

- a. Max 1 - dobowe, poprzedzone okresem o opadzie dobowym $P < 1,0$ mm
- b. Max średnie z 2 - dobowych, poprzedzonych $P < 1,0$ mm
- c. Max średnie z 3 - dobowych, poprzedzonych $P < 1,0$ mm

- d. Max średnie z 4 - dobowych, poprzedzonych $P < 1,0$ mm
- e. Max średnie z 5 - dobowych, poprzedzonych $P < 1,0$ mm
- C. Opady $P > 5,0$ mm, wybierając:
 - a. Max 1 - dobowe, poprzedzone $P < 5,0$ mm
 - b. Max średnie 2 - dobowe, poprzedzone $P < 5,0$ mm
 - c. Max średnie 3 - dobowe, poprzedzone $P < 5,0$ mm

Należy zaznaczyć, że opadów 4 i 5-dobowych w grupie C-d, C-e nie było, bądź wystąpiły tylko jeden raz w ciągu ostatnich 24 lat. Przy klasyfikacji opadów założone kryteria $P > 0,0$ $P > 1,0$ $P > 5,0$ mm uzasadnia się poczynionymi obserwacjami oraz danymi z literatury [9,47]. Z przedstawionych wyżej kombinacji wyznaczono 27 równań krzywych prawdopodobieństwa opadów. Przy wyznaczeniu ich stosowano metodę decylów Dębskiego [7,12]. Metodę tę stosowano również przy wyznaczaniu krzywych prawdopodobieństwa odpływów. Łącznie wyznaczono 114 równań krzywych prawdopodobieństwa. Ze względu na dużą objętość materiału obliczeniowego, zdecydowano podać tu tylko jeden przykład pełnych obliczeń, natomiast dla pozostałych przy - padków jedynie końcowe wyniki obliczeń w formie równań i niektórych krzywych prawdopodobieństwa.

4.2.3. Przykład obliczeń prawdopodobieństwa maksymalnych opadów 1-dobowych

- a/ w chronologicznym porządku zestawiono /tabl.7/ serię obserwacyjną składającą się z 24 wyrazów, dotyczącą kryterium selekcji A-a oraz okresu rocznego

Tablica 7

Seria obserwacyjna maksymalnych opadów dobowych
ze stacji Szczecin-Lotnisko

Lp	Rok	Miesiąc	Maksymalny 1-dobowy opad mm
1	1949	XII	17,9
2	1950	VI	55,3
3	1951	VIII	21,6
4	1952	IX	23,5
5	1953	VI	47,6
6	1954	VI	42,6
7	1955	VII	37,9
8	1956	X	21,5
9	1957	VII	35,4
10	1958	VIII	44,0
11	1959	VII	37,0
12	1960	VII	28,7
13	1961	VI	26,3
14	1962	VII	22,2
15	1963	VII	16,1
16	1964	VIII	36,0
17	1965	V	30,1
18	1966	VIII	55,6
19	1967	VI	28,1
20	1968	IX	29,2
21	1969	VIII	43,0
22	1970	XI	37,7
23	1971	VI	21,8
24	1972	IX	19,0

b/ serię obserwacyjną uporządkowano według liczb malejących, tworząc ciąg rozdzielczy /tabl.8/. Liczby pro -

Hydrologiczne podstawy projektowania przepompowni 51

centowe /p/ dla poszczególnych wyrazów ciągu obliczone według wzoru Weibulla:

$$P_{\%} = \frac{m}{N + 1} \cdot 100 \% \quad (30)$$

zostały stabelaryzowane przez Dębskiego i Glassera [7]. Odczytane z nich wielkości zostały wstawione w tablicy 8. Z analizy danych można stwierdzić, że opad $P = 55,6 \text{ mm}$, który wystąpił w sierpniu 1966 r., a więc w okresie szczegółowych badań autora, był największy w 24-letniej serii obserwacyjnej.

Tablica 8

Ciąg rozdzielczy maksymalnych opadów dobowych

Lp.	Rok	Miesiąc	Maks.dobowy opad mm	p %
1	1966	VIII	55,6	4,0
2	1950	VI	55,3	8,0
3	1953	VI	47,6	12,0
4	1958	VIII	44,0	16,0
5	1969	VIII	43,0	20,0
6	1954	VI	42,6	24,0
7	1955	VII	37,9	28,0
8	1970	XI	37,7	32,0
9	1959	VII	37,0	36,0
10	1964	VIII	36,0	40,0
11	1957	VII	35,4	44,6
12	1965	V	30,1	48,0
13	1968	IX	29,2	52,0
14	1960	VII	28,7	56,0
15	1967	VI	28,1	60,0
16	1961	VI	26,3	64,0
17	1952	V	23,5	68,0
18	1962	VII	22,2	72,0
19	1971	VI	21,8	76,0
20	1951	VIII	21,6	80,0
21	1956	X	21,5	84,0
22	1972	IX	19,0	88,0
23	1949	XII	17,9	92,0
24	1963	VII	16,1	96,0

c/ poszczególne wyrazy ciągu i odpowiadające im liczby procentowe naniesiono na siatkę o osi odciętych w normalnej podziałce prawdopodobieństwa i osi rzędnych w podziałce arytmetycznej /rys.7/. Po naniesieniu i połączeniu punktów wyrównano je odręcznie krzywą typu C_1 w przedziale $10\% \llcorner p \llcorner 90\%$

d/ z wyrównanego odręcznie wykresu dla odciętych: $p=10\%$, 50% i 90% .

Odczytano odpowiadające im rzędne:

- decyl górny $d_1 = 49,5$ mm
- decyl środkowy /mediana/ $d_5 = 31,0$ mm
- decyl dolny $d_9 = 17,5$ mm

e/ obliczono parametry rozkładu:

1. Miarę zmienności /odchylenia decylowe/

$$V = \frac{1}{2} /d_1 - d_9/ = 0,5 /49,5 - 17,5/ = 16,0 \text{ mm} \quad (31)$$

2. Współczynnik zmienności

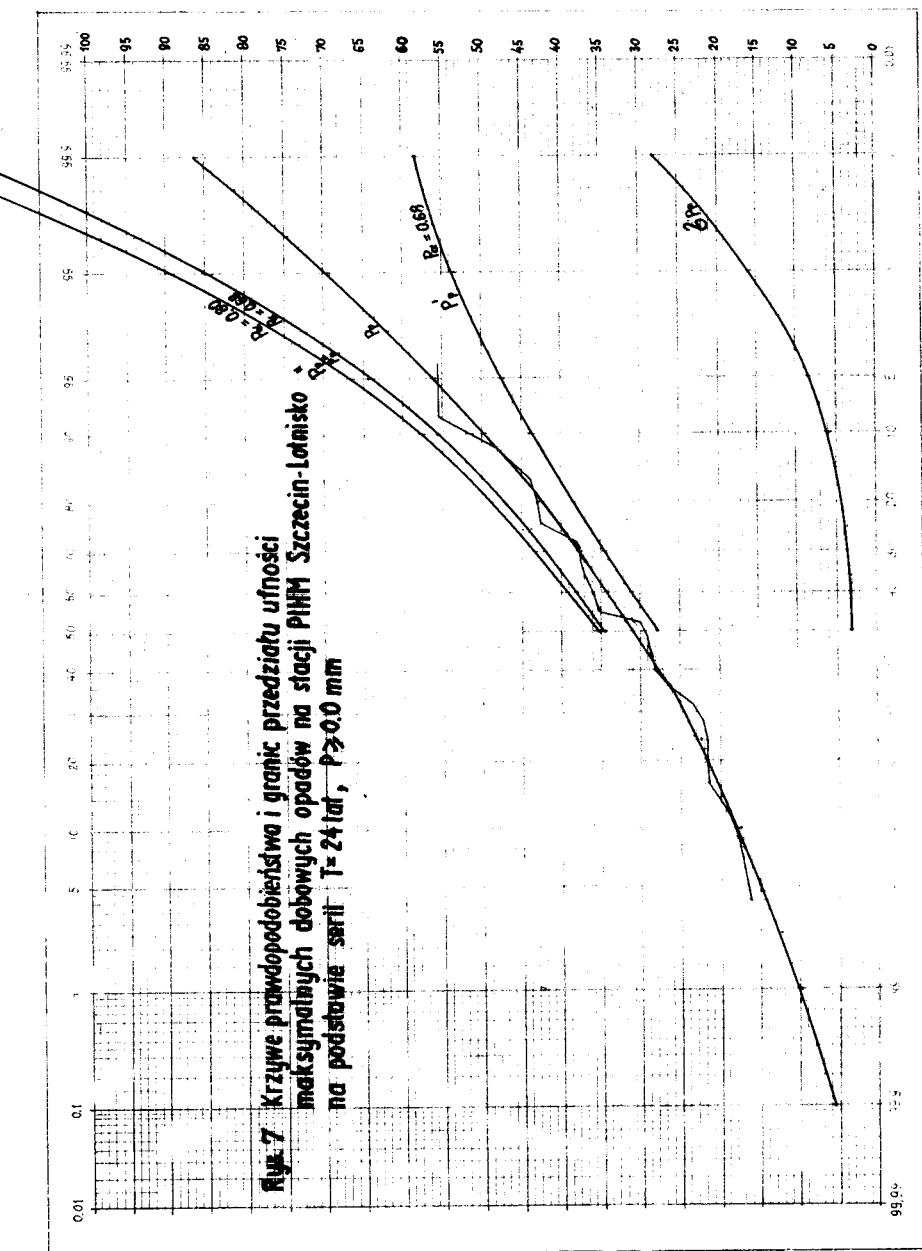
$$C_v = \frac{V}{d_5} = \frac{16,0}{31,0} = 0,516 \quad (32)$$

3. Miarę asymetrii

$$r = d_1 + d_9 - 2d_5 = 49,5 + 17,5 - 2 \cdot 31,0 = 5 \quad (33)$$

4. Współczynnik asymetrii

$$s = \frac{r}{V} = \frac{5}{16} = 0,31 \quad (34)$$



f/ poszczególne wartości prawdopodobieństwa opadów 1-dobowych obliczono ze wzoru:

$$P_p = d_5 \left[1 + C_v \cdot \Phi /p, s/ \right] \quad (35)$$

Założono w tym celu szereg wartości prawdopodobieństwa przewyższenia $p\%$: 0,1; 0,2; 0,5; 1,0; 2,0; 2,5; 5,0; 10; 25; 50; 75; 90; 97,5; 99; 99,9, a następnie z tablicy zamieszczonej w pracy 7 odczytano wartości funkcji $\Phi /p, s/$ dla współczynnika asymetrii $s = 0,31$. Obliczenia podano w tablicy 9.

g/ wartości $P_{p\%}$ naniesiono na wykres i połączono krzywą /rys.7/

h/ sprawdzono za pomocą testu Kołmogorowa, zgodność krzywej empirycznej P_p z przyjętym typem rozkładu:

$$D_{\max} = \frac{136}{\sqrt{N}} \quad (36)$$

Wartość bezwzględna największej różnicy pomiędzy odcięcą $p /m, N/$ % punktu ciągu a odcięcą punktu o tej samej rzędnej $P_p /m, N/$ na krzywej teoretycznej wynosi:

$$D_{\max} = \max \left[p /m, N/ \% - p \% \right] = 44 - 38 = 6 \quad (37)$$

Iloraz

$$\frac{136}{\sqrt{N}} = \frac{136}{\sqrt{24}} = 27,7$$

stąd $6 < 27,7$

Spełnienie powyższej nierówności świadczy o tym, że nie ma podstaw do odrzucenia przyjętego typu rozkładu [7]

i/ obliczono średni błąd oszacowania ze wzoru:

$$\sigma_{P_p} = F / p, s / \frac{V}{\sqrt{N}} = F / p; 0,31 / \frac{16,0}{\sqrt{24}} = 3,265 \cdot F / p; 0,31 / \quad (38)$$

j/ wartości funkcji $F / p, s /$ odczytano z tablic zamieszczonych w pracy Byczkowskiego [7] i wstawiono do tablicy 10, a następnie dla różnych wartości $p \%$ obliczono σ_{P_p}

k/ dla poziomu ufności $P_\alpha = 0,68$ /dla $t = 1/$ obliczono wartości graniczne przedziału ufności ze wzorów:

$$P'_p = P_p - \sigma_{P_p} \quad (39)$$

$$P''_p = P_p + \sigma_{P_p} \quad (40)$$

Poprawka zabezpieczająca jest w tym przypadku równa:

$$t \cdot \sigma_{P_p} = 1 \cdot \sigma_{P_p} = \sigma_{P_p} \quad (41)$$

Wyniki obliczeń odano w tablicy 10

l/ dla poziomu ufności $P_\alpha = 0,80$ /dla $t = 1.282/$ obliczono górne ograniczenie przedziału ufności ze wzoru:

$$P''_p = P_p + t \cdot \sigma_{P_p} = P_p + 1.282 \cdot \sigma_{P_p} \quad (42)$$

Tablica 9

Obliczenia maksymalnych opadów dobowych metodą decylów Dębskiego

Ip.	p %	$\bar{Q} / p, s /$	$C_v \cdot \bar{Q} / p, s /$	$1 + C_v \bar{Q} / p, s /$	$P_p = d_5$	$1 + C_v \bar{Q} / p, s /$
		$\bar{Q} / p; 0,31 /$	$0,516 \cdot \bar{Q} / p; 0,31 /$	$1 + 0,516 \bar{Q} / p; 0,31 /$	$P_p = 31$	$1 + 0,516 \bar{Q} / p; 0,31 /$
1	0,1	3,452	1,78			86,1
2	0,2	3,138	1,62			81,2
3	0,5	2,710	1,40			74,3
4	1,0	2,377	1,23			69,2
5	2,0	2,032	1,05			63,5
6	2,5	1,919	0,99			61,7
7	5,0	1,549	0,80			55,8
8	10,0	1,155	0,60			49,7
9	25,0	0,564	0,29			40,0
10	50,0	0,000	0,00			31,0
11	75,0	-	-	2,248		23,2
12	90,0	-	-	0,436		17,4
13	97,5	-	-	0,610		12,1
14	99,0	-	-	0,68		9,9
15	99,9	-	-	0,82		5,6

Obliczenia granic przedziału ufnosci maksymalnych opadów dobowych wg metody Dębskiego

p %	P _p	F /p,s/	Q _p	1,282 Q _p ²	P _α = 0,68			P _α = 0,80
					P' _p = P _p	P _p	P'' = P _p + Q _p	P'' = P _p + 1,282 Q _p
0,1	86,1	8,589	28,043	35,951	58,5		114,143	122,051
0,2	81,2							
0,5	74,3							
1,0	69,2	4,831	15,773	20,221	53,4		84,973	89,421
2,0	63,5							
3,0	60,0 ^x							
5,0	55,8	2,564	8,371	10,732	47,4		64,171	66,532
10,0	49,7	1,781	5,815	7,455	43,885		55,515	57,155
20,0	43,0 ^x							
25,0	40,0	1,121	3,660	4,692	36,340		43,660	44,692
30,0	38,5							
50,0	31,0	0,978	3,193	4,093	27,807		34,193	35,093

x/ wartość Q_p odczytane z wykresu

Poprawka zabezpieczająca wynosi tu:

$$t \cdot \hat{\sigma}_{P_p} = 1.282 \cdot \hat{\sigma}_{P_p} \quad (43)$$

Zestawienie wyników podano w tablicy 10, natomiast na rysunku 7 pokazano wszystkie krzywe rozpatrywane w przykładzie.

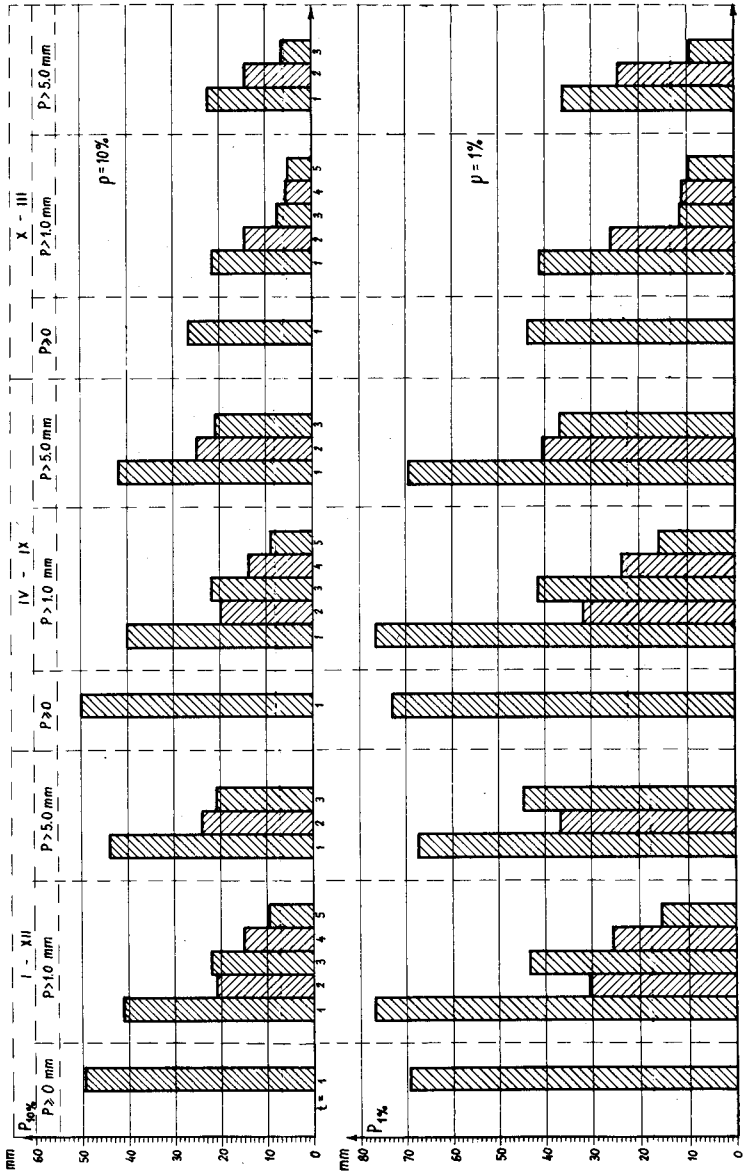
4.2.4. Analiza wyników obliczeń

Końcowe wyniki obliczeń w formie równań zestawiono w tablicy 11. Można z nich obliczyć wysokość opadu o określonym prawdopodobieństwie /p/ występowania, po uprzednim odczytaniu wartości /p,s/ dla ustalonego współczynnika asymetrii /s/. Wszystkich rysunków krzywych ze względu na ich dużą ilość nie zamieszczono w tej pracy, tylko ograniczono się do porównania wysokości opadów o prawdopodobieństwie $p = 1 \%$ oraz $p = 10 \%$ /rys.8/.

Tablica 11

Zestawienie równań krzywych prawdopodobieństwa maksymalnych dobowych opadów na stacji Szczecin - Lotnisko

Rodz. opadów	Oznaczenie	Wzrost opadów [mm]	Średnia z $\frac{1}{n}$ dni	Okres I - II		Okres IV - IX		Okres X - III	
				LP	Równania krzywych	LP	Równania krzywych	LP	Równania krzywych
Max	A-a	$P > 10$	1	1	$P_p\% = 310 [1 + 0.52\phi(p; 0.31)]$	10	$P_p\% = 295 [1 + 0.58\phi(p; 0.41)]$	19	$P_p\% = 14.5 [1 + 0.60\phi(p; 0.86)]$
	B-a		1	2	$P_p\% = 170 [1 + 0.88\phi(p; 1.20)]$	11	$P_p\% = 155 [1 + 1.00\phi(p; 1.16)]$	20	$P_p\% = 9.0 [1 + 0.89\phi(p; 1.25)]$
			2	3	$P_p\% = 125 [1 + 0.56\phi(p; 0.43)]$	12	$P_p\% = 11.0 [1 + 0.59\phi(p; 0.77)]$	21	$P_p\% = 7.0 [1 + 0.78\phi(p; 0.91)]$
	-c	$P > 10$	3	4	$P_p\% = 80 [1 + 1.06\phi(p; 1.29)]$	13	$P_p\% = 8.0 [1 + 1.19\phi(p; 0.95)]$	22	$P_p\% = 5.0 [1 + 0.45\phi(p; 0.67)]$
			4	5	$P_p\% = 7.0 [1 + 0.86\phi(p; 0.67)]$	14	$P_p\% = 6.0 [1 + 1.08\phi(p; 0.46)]$	23	$P_p\% = 2.5 [1 + 0.90\phi(p; 1.11)]$
	-e		5	6	$P_p\% = 4.5 [1 + 0.83\phi(p; 0.67)]$	15	$P_p\% = 3.5 [1 + 1.14\phi(p; 0.75)]$	24	$P_p\% = 2.5 [1 + 0.80\phi(p; 1.00)]$
			1	7	$P_p\% = 250 [1 + 0.58\phi(p; 0.82)]$	16	$P_p\% = 22.0 [1 + 0.64\phi(p; 0.88)]$	25	$P_p\% = 13.0 [1 + 0.54\phi(p; 0.86)]$
	C-a		2	8	$P_p\% = 14.0 [1 + 0.51\phi(p; 0.67)]$	17	$P_p\% = 13.0 [1 + 0.69\phi(p; 0.67)]$	26	$P_p\% = 8.0 [1 + 0.62\phi(p; 0.80)]$
			3	9	$P_p\% = 5.0 [1 + 2.00\phi(p; 1.20)]$	18	$P_p\% = 8.0 [1 + 1.25\phi(p; 0.60)]$	27	$P_p\% = 4.0 [1 + 0.75\phi(p; 0.00)]$



Rys. 8 Porównanie opadów maksymalnych dobowych o prawdopodobieństwie $p = 1\%$ i $p = 10\%$

4.3. Odpływy wody z polderu

4.3.1. Wprowadzenie

Wydażność i praca pomp powinna być dostosowana do dynamiki wód odpływających siecią odwadniającą na polderze. Do otwartej sieci woda opadowa spływa powierzchniowo lub filtruje w strefie saturacji profilu gruntowego pod wpływem różnicy ciśnień hydrostatycznych. W pewnych warunkach hydrogeologicznych /np.polderowych/ w ogólnym odpływie wody siecią, znaczny udział mogą mieć wody obce, zasilające profil gruntowy od dołu lub z boku /tzw.wody lateralne/. Odpływy powiększają również wody stosowane do nawodnień zwilżających i nawożących, których ujęcia leżą poza obszarem polderu. W odniesieniu do obiektów z grawitacyjnym odpływem istnieje stosunkowo dużo danych o odpływie, zarówno w literaturze polskiej [7,11,12,23,51,67] oraz zagranicznej [44, 47]. Dla warunków depresyjnych /polderowych/ stan wiedzy w tym zakresie jest bardziej skromny, pomimo znacznie większych kosztów inwestycyjnych i eksploacyjnych, które powinny uzasadniać potrzebę znajomości dynamiki odpływu. Biorąc to pod uwagę autor rozpoczął w 1966 r. badania w tym zakresie na polderze Załom w woj.szczecińskim.

4.3.2. Statystyczna analiza odpływów

Zebrane wyniki pomiarów odpływów opracowano wstępnie pod kątem wykorzystania w szczegółowej analizie statystycznej. Odpływy z drenażu mierzono codziennie przez 5 lat w 12 wylotach /3 różne rozstawy w 4 powtórzeniach/ przy czym

każdy pomiar powtarzano 3-5 krotnie. Średnie arytmetyczne odpływy dla danej rozstawy wyliczono z powtórzeń rozstaw i pomiarów. Natomiast odpływy z sieci rowów mierzono w sposób ciągły w okresie 7 lat. Średniodobowe wielkości odpływów wody rowami ustalono metodą planimetrowania powierzchni pod hydrografem przedstawiającym przepływ w funkcji czasu [41] wyznaczonym na podstawie limnigramów i krzywej cechowania przelewu /konsumcyjnej/.

Podobnie jak dla opadów atmosferycznych, również dla odpływów zastosowano selekcję materiału obserwacyjnego wydzielając: rok, półrocze letnie i zimowe. W okresach tych wybrano maksymalne dobowe odpływy, średnie z $t = 1, 2, 3, 4, 5$ dób. Prawdopodobieństwo obliczono metodą decylów. Wyznaczone równania krzywych prawdopodobieństwa zestawiono w tablicy 12, natomiast liczne rysunki krzywych znajdują się we wcześniejszej pracy [34]. Dla przykładu porównano na rysunku 9 krzywe prawdopodobieństwa maksymalnych 1-dobowych odpływów za okres od I - XII, z 4 różnych systemów odwadniających. Z rysunku tego wynika dość znaczne zróżnicowanie odpływów. Dla przedziału $4\% < p\% < 99\%$ można to wyrazić nierównością:

$$H_h < H_g < H_f < H_r \quad (44)$$

gdzie:

H_h - odpływ /mm/ siecią drenów o rozstawie $e = 27$ m

H_g - odpływ /mm/ siecią drenów o rozstawie $e = 18$ m

H_f - odpływ /mm/ siecią drenów o rozstawie $e = 9$ m

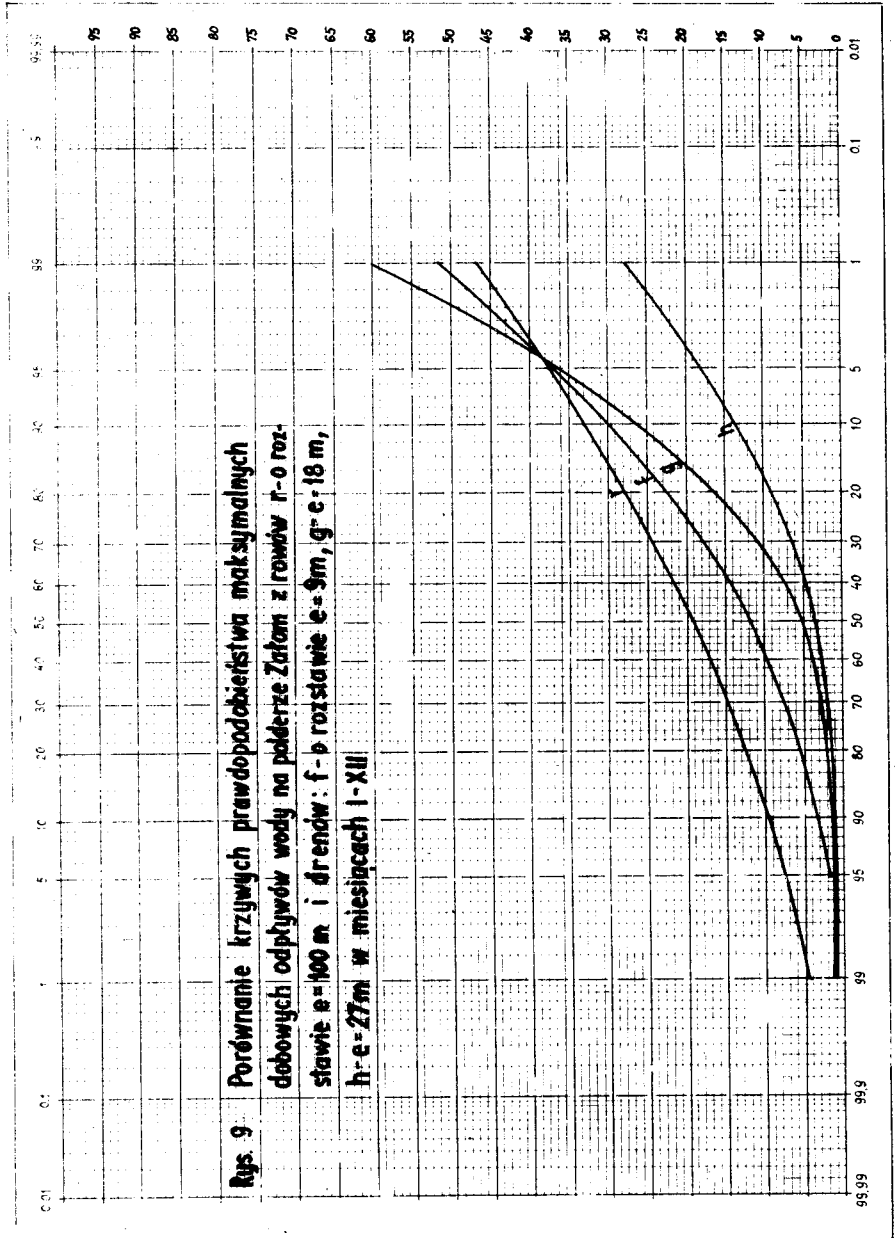
H_r - odpływ /mm/ siecią rowów o rozstawie $e = 100$ m

TABLICA 12

ZESTAWIENIE RÓWNAŃ KRZYWYCH PRAWDOPODOBIEŃSTWA WYSTĘPOWANIA MAKSYMALNYCH ODPŁYWÓW WODY NA POLDERZE ZAŁÓM W RÓŻNYCH SYSTEMACH ODWODNIENIOWYCH I OKRESACH

RODZAJ SYSTEMU	ROZSTAWA ŚREDNIA $z_{\text{śr}}$ [m]	OKRESY					L-P	X - III
		I - XII	IV - IX					
Rowy (r)	1	$H_{p, \tau} = 190 [1 + 0.60 \Phi (P; 0.35)]$	21	$H_{p, \tau} = 140 [1 + 0.64 \Phi (P; 0.44)]$	41	$H_{p, \tau} = 16.2 [1 + 0.80 \Phi (P; 0.51)]$		
	2	$H_{p, \tau} = 170 [1 + 0.59 \Phi (P; 0.20)]$	22	$H_{p, \tau} = 120 [1 + 0.64 \Phi (P; 0.58)]$	42	$H_{p, \tau} = 14.5 [1 + 0.78 \Phi (P; 0.51)]$		
	3	$H_{p, \tau} = 140 [1 + 0.59 \Phi (P; 0.55)]$	23	$H_{p, \tau} = 10.5 [1 + 0.62 \Phi (P; 0.61)]$	43	$H_{p, \tau} = 13.0 [1 + 0.81 \Phi (P; 0.57)]$		
	4	$H_{p, \tau} = 110 [1 + 0.68 \Phi (P; 0.93)]$	24	$H_{p, \tau} = 9.0 [1 + 0.64 \Phi (P; 0.61)]$	44	$H_{p, \tau} = 10.5 [1 + 0.31 \Phi (P; 0.81)]$		
	5	$H_{p, \tau} = 10.0 [1 + 0.70 \Phi (P; 0.86)]$	25	$H_{p, \tau} = 8.0 [1 + 0.62 \Phi (P; 0.60)]$	45	$H_{p, \tau} = 10.0 [1 + 0.77 \Phi (P; 0.58)]$		
Dreny (r)	1	$H_{p, \tau} = 120 [1 + 1.10 \Phi (P; 0.64)]$	26	$H_{p, \tau} = 10.0 [1 + 1.12 \Phi (P; 0.67)]$	46	$H_{p, \tau} = 9.5 [1 + 1.47 \Phi (P; 0.86)]$		
	2	$H_{p, \tau} = 10.0 [1 + 1.20 \Phi (P; 0.58)]$	27	$H_{p, \tau} = 8.0 [1 + 1.12 \Phi (P; 0.67)]$	47	$H_{p, \tau} = 7.5 [1 + 1.57 \Phi (P; 0.89)]$		
	3	$H_{p, \tau} = 8.5 [1 + 1.26 \Phi (P; 0.60)]$	28	$H_{p, \tau} = 6.0 [1 + 1.32 \Phi (P; 0.91)]$	48	$H_{p, \tau} = 6.0 [1 + 1.72 \Phi (P; 1.01)]$		
	4	$H_{p, \tau} = 7.0 [1 + 1.37 \Phi (P; 0.63)]$	29	$H_{p, \tau} = 5.0 [1 + 1.50 \Phi (P; 0.93)]$	49	$H_{p, \tau} = 5.5 [1 + 1.65 \Phi (P; 0.97)]$		
	5	$H_{p, \tau} = 5.5 [1 + 1.59 \Phi (P; 0.86)]$	30	$H_{p, \tau} = 4.5 [1 + 1.50 \Phi (P; 0.81)]$	50	$H_{p, \tau} = 4.5 [1 + 1.95 \Phi (P; 1.07)]$		
Dreny (g)	1	$H_{p, \tau} = 5.0 [1 + 2.40 \Phi (P; 1.50)]$	31	$H_{p, \tau} = 3.5 [1 + 1.71 \Phi (P; 1.50)]$	51	$H_{p, \tau} = 4.5 [1 + 2.69 \Phi (P; 1.55)]$		
	2	$H_{p, \tau} = 4.5 [1 + 2.03 \Phi (P; 1.39)]$	32	$H_{p, \tau} = 3.0 [1 + 1.55 \Phi (P; 1.44)]$	52	$H_{p, \tau} = 4.0 [1 + 2.29 \Phi (P; 1.50)]$		
	3	$H_{p, \tau} = 3.5 [1 + 2.21 \Phi (P; 1.48)]$	33	$H_{p, \tau} = 2.7 [1 + 1.39 \Phi (P; 1.36)]$	53	$H_{p, \tau} = 3.0 [1 + 2.58 \Phi (P; 1.61)]$		
	4	$H_{p, \tau} = 3.0 [1 + 2.45 \Phi (P; 1.54)]$	34	$H_{p, \tau} = 2.5 [1 + 1.34 \Phi (P; 1.28)]$	54	$H_{p, \tau} = 2.5 [1 + 2.94 \Phi (P; 1.67)]$		
	5	$H_{p, \tau} = 2.5 [1 + 2.50 \Phi (P; 1.55)]$	35	$H_{p, \tau} = 2.0 [1 + 1.50 \Phi (P; 1.38)]$	55	$H_{p, \tau} = 2.5 [1 + 2.38 \Phi (P; 1.33)]$		
Dreny (b)	1	$H_{p, \tau} = 3.5 [1 + 1.64 \Phi (P; 1.30)]$	36	$H_{p, \tau} = 2.5 [1 + 2.00 \Phi (P; 1.40)]$	56	$H_{p, \tau} = 3.5 [1 + 1.64 \Phi (P; 1.30)]$		
	2	$H_{p, \tau} = 3.0 [1 + 1.70 \Phi (P; 1.34)]$	37	$H_{p, \tau} = 2.0 [1 + 1.80 \Phi (P; 1.33)]$	57	$H_{p, \tau} = 2.5 [1 + 2.20 \Phi (P; 1.45)]$		
	3	$H_{p, \tau} = 2.5 [1 + 1.88 \Phi (P; 1.40)]$	38	$H_{p, \tau} = 1.5 [1 + 2.30 \Phi (P; 1.48)]$	58	$H_{p, \tau} = 2.0 [1 + 2.42 \Phi (P; 1.51)]$		
	4	$H_{p, \tau} = 2.0 [1 + 2.45 \Phi (P; 1.49)]$	39	$H_{p, \tau} = 1.2 [1 + 2.75 \Phi (P; 1.51)]$	59	$H_{p, \tau} = 1.5 [1 + 2.97 \Phi (P; 1.60)]$		
	5	$H_{p, \tau} = 1.5 [1 + 2.00 \Phi (P; 1.33)]$	40	$H_{p, \tau} = 1.0 [1 + 2.90 \Phi (P; 1.45)]$	60	$H_{p, \tau} = 1.3 [1 + 2.58 \Phi (P; 1.40)]$		

**Rys. 9. Porównanie krzywych przewodności maksymalnych
dobowych odpływów wody na polodrze Żafam z rowów n-o roz-
stawie $a=100$ m i drendw: f - b rozstawie $e=9$ m, g - e - 18 m,
h - e - 27 m w miesiącach I-XII**

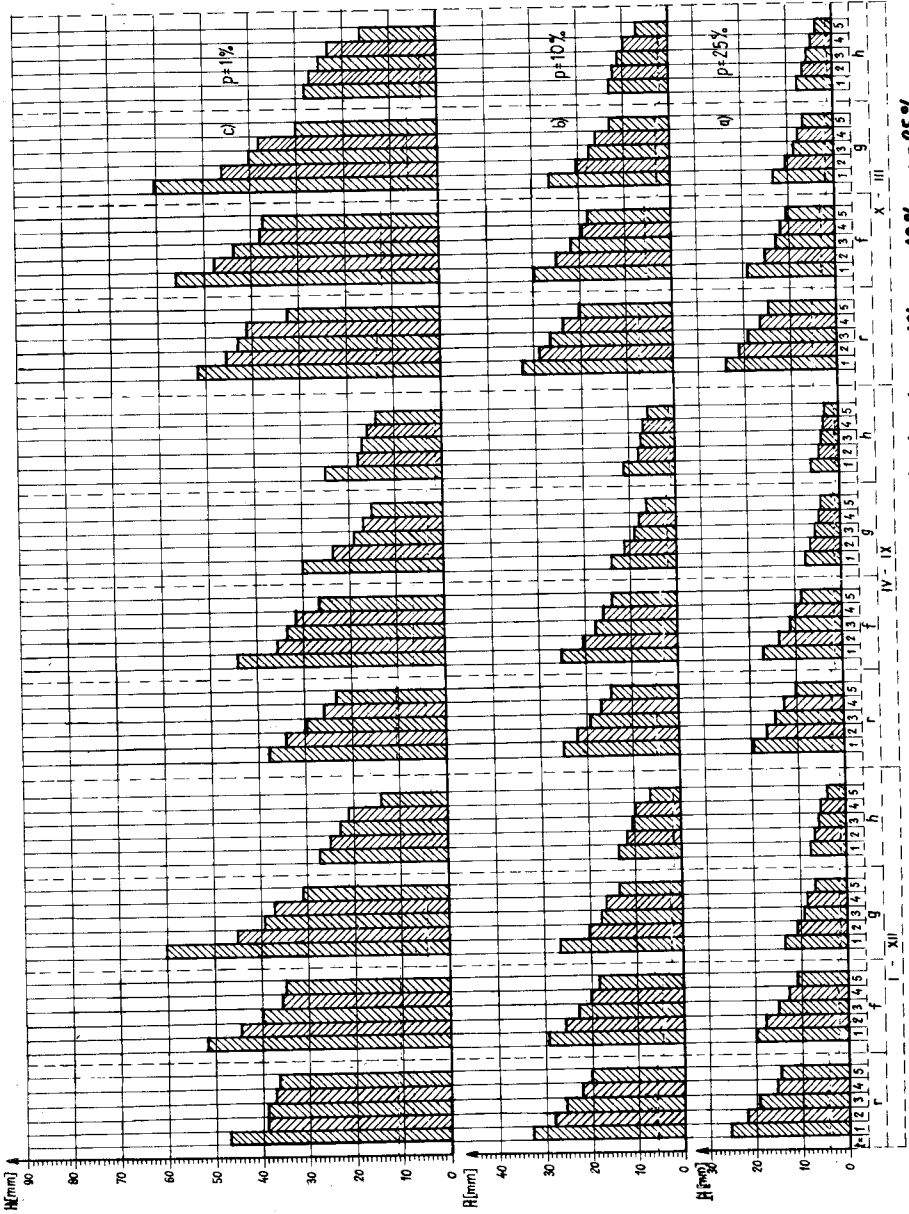


W celu łatwiejszego porównania tak licznych wyników obliczeń statystycznych wykonano rysunek 10, na którym nanesiono maksymalne odpływy z 4 systemów odwadniających o czasie trwania $t = 1; 2; 3; 4; 5$ dób obliczone dla prawdopodobieństwa występowania $p = 25 \%, 10 \%, 1 \%$. Z rysunku tego wynika, że różnice w odpływach są duże w zależności od przyjętego systemu odwadniającego oraz prawdopodobieństwa występowania. Ze wzrostem rozstawy drenów maksymalne dobowe odpływy maleją, a ich hydrogramy opadają na ogół znacznie łagodniej niż przy mniejszych rozstawach drenów oraz na rowach.

Dodatkowo obliczono prawdopodobieństwa maksymalnych 1-dobowych odpływów w przedziałach miesięcznych /tab.13/ oraz krzywe częstotliwości i czasów trwania odpływów z sieci rowów i drenów o trzech różnych rozstawach. Z rysunku 11 wynika dość duże zróżnicowanie maksymalnych odpływów w poszczególnych miesiącach i przedziałach prawdopodobieństwa $/p/$. Porównując przykładowo odpływy $/H/$ o prawdopodobieństwie występowania $p = 10 \%$ otrzymano następującą nierówność:

$$\begin{aligned}
 H_{IX} < H_{VII} < H_{VI} < H_X < H_{IV} < H_V < H_{II} < H_{VIII} \\
 \approx H_I < H_{XII} < H_{XI} < H_{III}
 \end{aligned}
 \tag{45}$$

Powyższa zależność daje pogląd na zagadnienia dynamiki odpływu i może być pomocna przy opracowywaniu harmonogramu eksploatacji polderu.

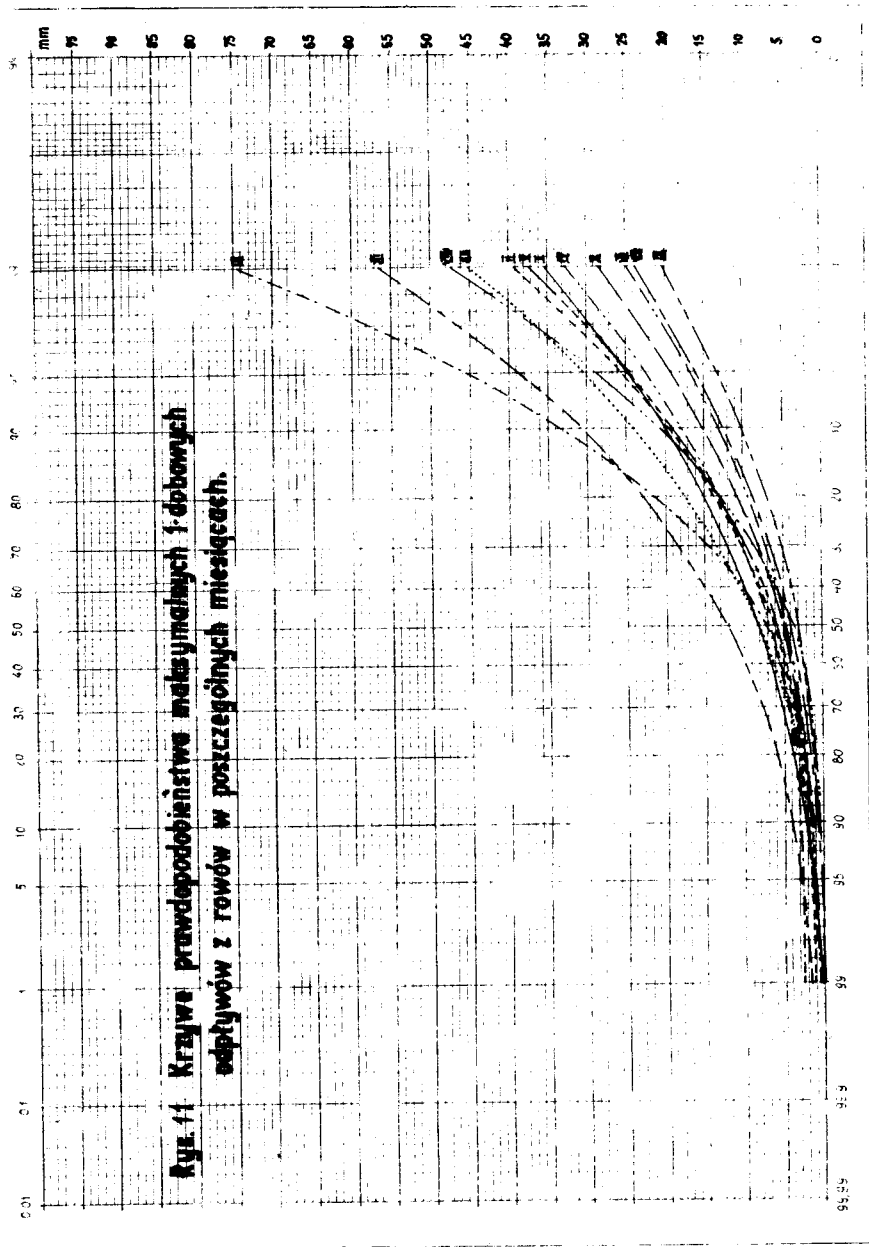


Rys. 10 Porównanie odptywów z rowów i drendw o prawdopodobieństwie $p=1\%$; $p=10\%$; $p=25\%$.

Zestawienie równań krzywych prawdopodobieństwa występowania maksymalnych dobowych odpływów wody z rowów w poszczególnych miesiącach na polderze Żałam woj. szczyecińskie

Miesiące	Równania	Wartości decylogowe	
		d_1	d_9
I	$H_{p\%} = 8.0 [1 + 1.12 \Phi(p; 0.67)]$	20.5	8.0
II	$H_{p\%} = 6.0 [1 + 1.46 \Phi(p; 1.09)]$	19.5	6.0
III	$H_{p\%} = 7.0 [1 + 2.14 \Phi(p; 1.47)]$	33.0	7.0
IV	$H_{p\%} = 7.0 [1 + 1.14 \Phi(p; 0.75)]$	18.0	7.0
V	$H_{p\%} = 6.0 [1 + 1.46 \Phi(p; 0.97)]$	19.0	6.0
VI	$H_{p\%} = 4.5 [1 + 1.28 \Phi(p; 0.96)]$	13.0	4.5
VII	$H_{p\%} = 4.0 [1 + 1.50 \Phi(p; 0.83)]$	12.5	4.0
VIII	$H_{p\%} = 3.5 [1 + 2.96 \Phi(p; 1.40)]$	20.5	3.5
IX	$H_{p\%} = 3.0 [1 + 1.50 \Phi(p; 1.11)]$	10.0	3.0
X	$H_{p\%} = 5.0 [1 + 1.40 \Phi(p; 0.86)]$	15.0	5.0
XI	$H_{p\%} = 12.0 [1 + 1.12 \Phi(p; 0.81)]$	31.0	12.0
XII	$H_{p\%} = 8.0 [1 + 1.44 \Phi(p; 0.78)]$	24.0	8.0

Fig. 11 Krzywa prawdopodobieństwa maksymalnych 1-dobowych
wzrostów z rowów w poszczególnych miesiącach.

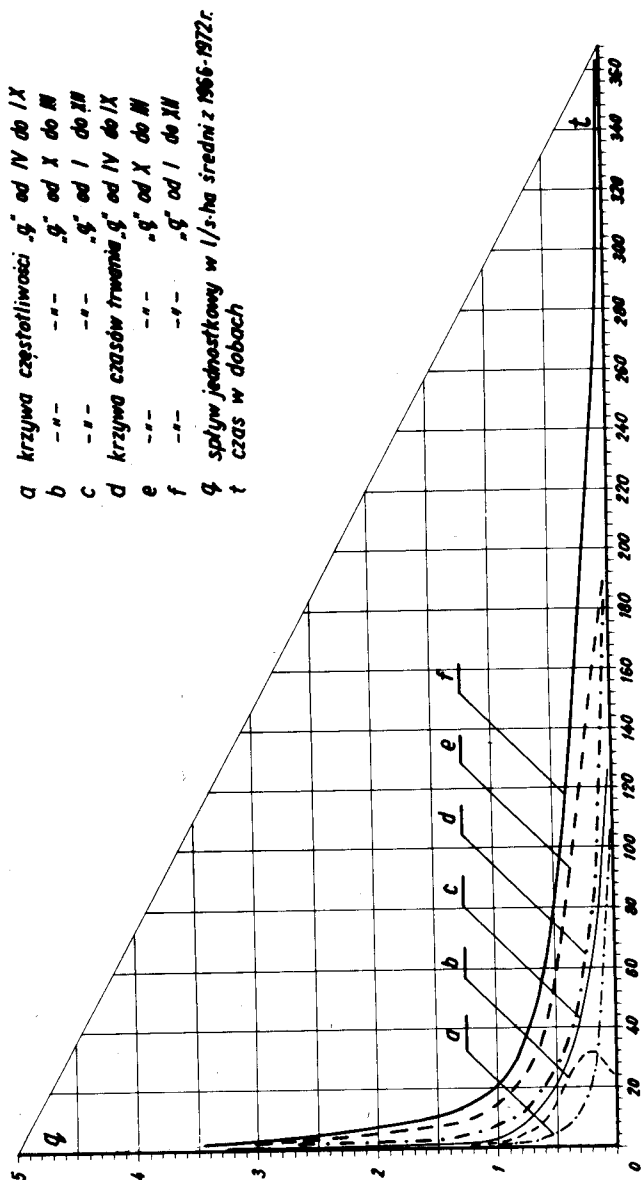


Do tego celu przydatne są również krzywe częstotliwości i sum czasów trwania, bowiem na ich podstawie można wnioskować, ile dni w ciągu roku lub półrocza letniego i zimowego będzie trwał odpływ jednostkowy o określonej wielkości /częstotliwości/, względnie przez ile dni należy spodziewać się odpływu o danej wielkości wraz z niższymi/suma czasów trwania/. Na rysunkach 12-15 przedstawiono powyższe krzywe. Wynika z nich, że częstotliwość jednostkowych odpływów maleje, im wyższe są odpływy. Wyjątek stanowi krzywa częstotliwości - b /rys.12/ odpływów z rowów w półroczu zimowym, której kształt wskazuje, że istnieje wartość modalna /dominanta ugrupowania/ tj. odpływ o największej częstotliwości. Porównując krzywe sumy czasów trwania jednostkowych odpływów wody z rowów /r/ o rozstawie $e = 100$ m i drenów o rozstawach 9 m /f/, 18 m /g/, 27 m /h/ w półroczu letnim /rys.16/ i zimowym /rys.17/ otrzymano następującą nierówność:

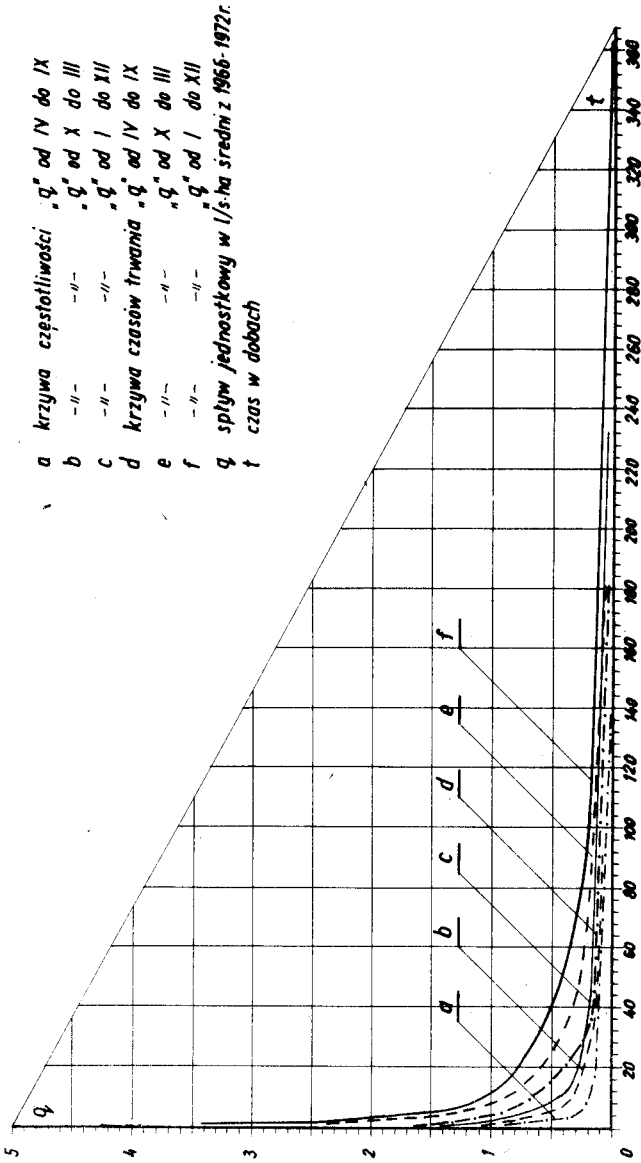
$$h < g < f < r$$

Na podstawie tej nierówności i poprzednich obliczeń stwierdzono, że odpływy wody rowami są większe i trwają dłużej niż z drenów. Ze wzrostem rozstaw drenów maleją odpływy jednostkowe oraz czas ich trwania. Przy tym porównaniu należy jednak uwzględnić okoliczność, że jeden obszar odwadniały wyłącznie rowy, natomiast drugi rowy i uzupełniające drenowanie /system kombinowany/. Na obszarze z systemem kombinowanym mierzono tylko odpływ z drenów i dlatego ta ilość wody, którą odprowadzał rów znalazła się po-

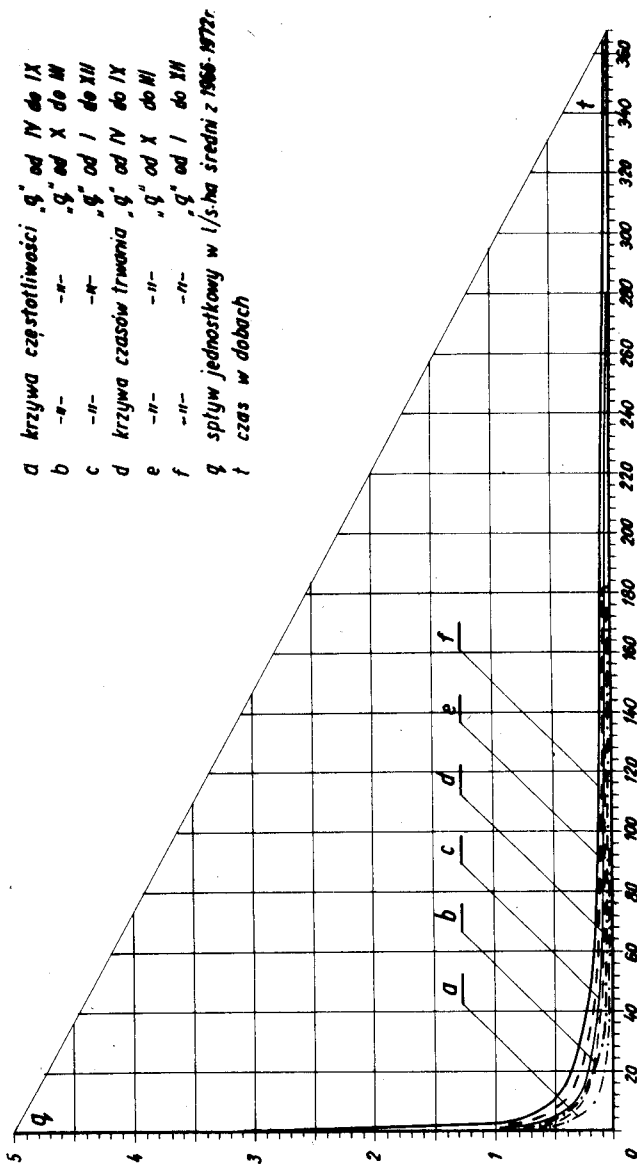
za zasięgiem pomiarów. Być może dlatego, nie mogła być spełniona prawidłowość, z której by wynikało, że natężenie odpływu jest tym większe, a czas jego trwania tym krótszy, im mniejsza jest rozstawa drenów.



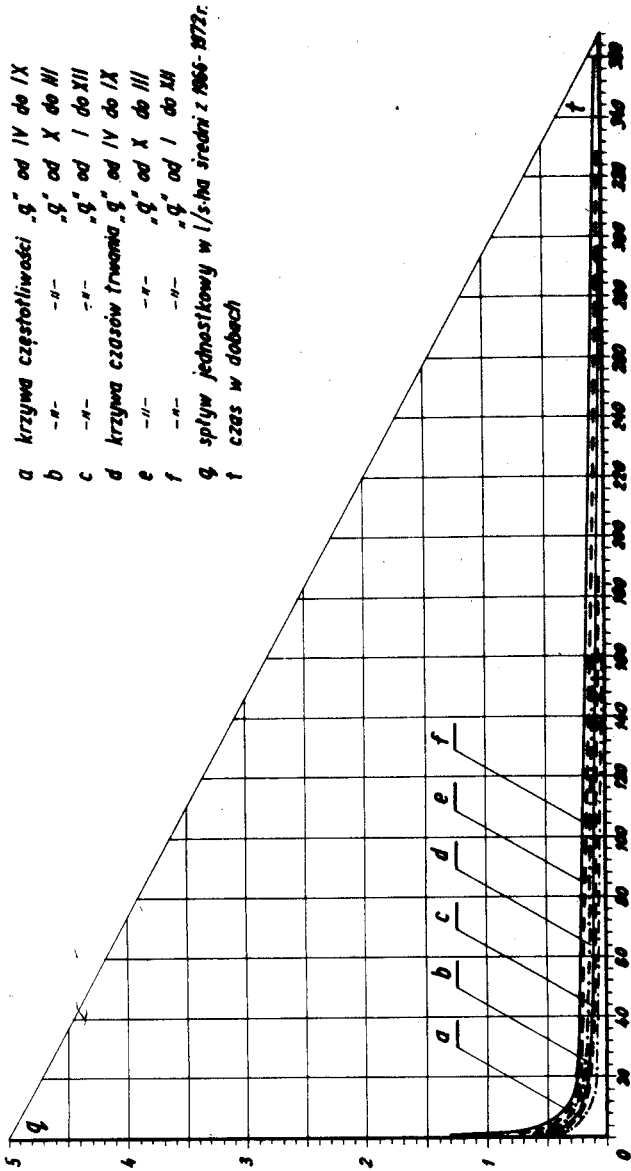
Rys. 12 Krzywe częstotliwości i czasów trwania odpływów jednostkowych z polderu odwadnianego rowami o rozstawie 100 m



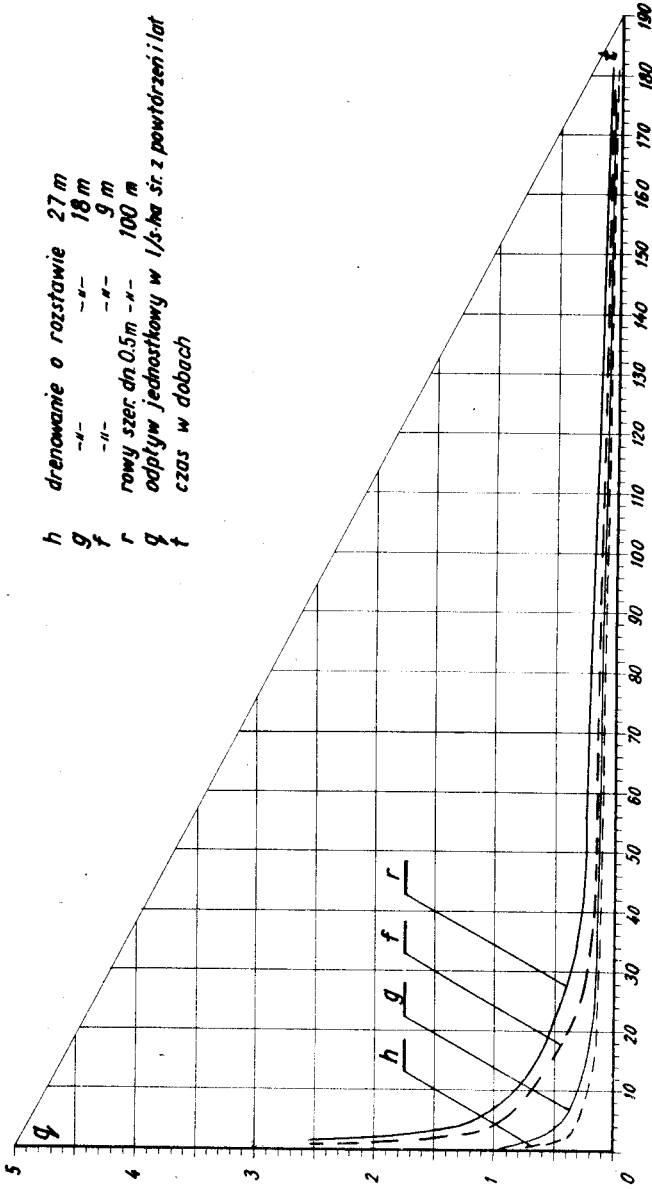
Rys. 13 Krzywe częstotliwości i czasów trwania odpływów jednostkowych rocznych, letnich i zimowych z polderu odwadnianego drenami o rozstawach 9 m.



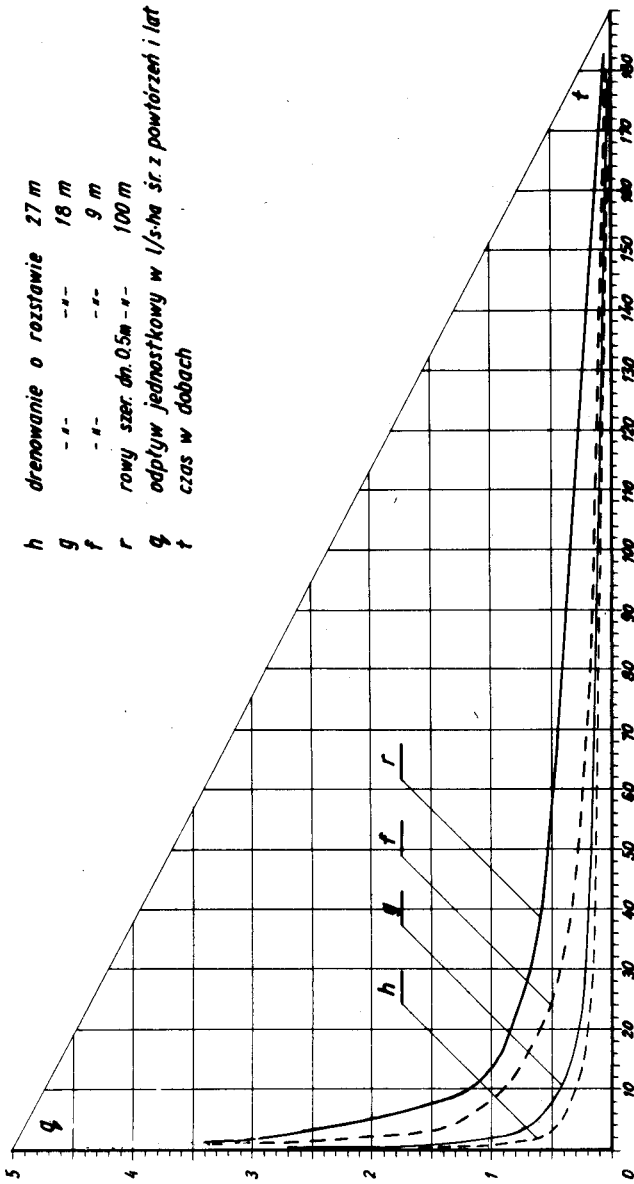
Rys. 14 Krzywe częstotliwości i czasów trwania odptywów jednostkowych rocznych, letnich i zimowych z polderu odwodnionego drenami o rozstawach 18 m



Rys. 15 Krzywe częstotliwości i czasów trwania odpływów jednostkowych rocznych letnich i zimowych z polderu odwodnianego drenami o rozstawie 27m.



Rys. 16 Porównanie krzywych czasów trwania odpływów jednostkowych letnich śred. z 1966-72r
 z polderu odwadnianego rowami i drenami ceramicznymi o różnych rozstawach.



Rys. 17 Porównanie krzywych czasów trwania odpływów jednostkowych zimowych śred. z 1966-1972 r. z polderu odwadnianego rowami i drenami ceramicznymi o różnych rozstawach.

4.4. Parowanie wody

Polskie stacje meteorologiczne prowadzą pomiary parowania przy pomocy ewaporometrów Piche'a. Na przykład stacja PIHM Szczecin-Lotnisko posiada już ponad 25-letnią serię obserwacyjną parowania. Na stacji IMUZ w Załomiu autor prowadził tym przyrządem pomiary codziennie w ciągu 6 lat oraz badania parowania z wolnej powierzchni wodnej przy pomocy ewaporometru przyziemnego o pow. 2000 cm^2 , jak również badania parowania terenowego na stacji lizymetrycznej. Stacja lizymetryczna w Załomiu została zbudowana przez autora w 1971 r. w ramach "Programu Wisła". Planuje się na niej prowadzić badania parowania terenowego w ciągu 10 lat. Dotychczasowe wyniki badań umożliwiły zbilansowanie wód na obszarze doświadczalnym i określenie wielkości dopływów wód obcych. Na rysunku 18 nanie-siono wyniki badań parowania wody z ewaporometru Piche'a oraz z lizymetrów. Z rysunku wynika, że parowanie odbywało się z różną intensywnością zależną od okresu i sposobu użytkowania. Po sprzęcie roślinności parowanie terenowe gwałtownie maleje, co świadczy o dużym udziale roślinności w rozbiórce wody z gleby. Nasuwa się stąd również wniosek o celowości poszukiwań zależności między parowaniem terenowym oraz z ewaporometru Piche'a, przy czym powinny one dotyczyć poszczególnych faz rozwojowych roślinności. Duża prostota pomiaru i bogaty dotychczasowy materiał obserwacyjny w Polsce daje podstawę do zastosowania statystycznej analizy wyników i praktycznego ich wy-

korzystania /podobnie jak we Francji/. Najbardziej wiarygodne i przydatne wyniki o parowaniu uzyskuje się z badań za pomocą dużych lizymetrów ważonych, dlatego są one systematycznie rozszerzane m.in. w ZSRR, USA, CSSR, NRD oraz ostatnio w Polsce.

Na podstawie obliczeń statystycznych wyników badań z lat 1972-1974 na stacji lizymetrycznej w Załomiu wyznaczył autor następujące zależności:

$$\begin{aligned}
 E_a &= 0,9745 \cdot d^{0,6358/1} + 0,0258 q^{0,65/} & R_a &= 0,8871 \\
 E_b &= 1,6676 \cdot d^{0,6358/1} - 0,0178 q^{0,65/} & R_b &= 0,5924 \\
 E_c &= 1,0973 \cdot d^{0,6358/1} + 0,0186 q^{0,65/} & R_c &= 0,7783
 \end{aligned}$$

gdzie:

E - parowanie terenowe w mm

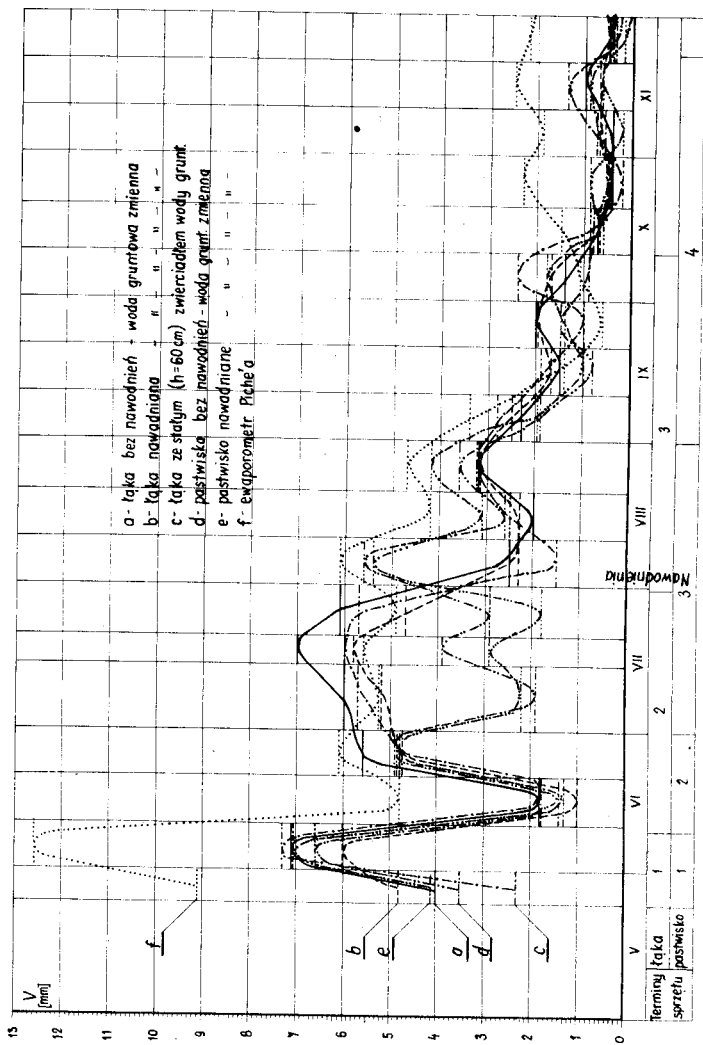
d - dzienny niedosyt wilgotności powietrza w mb

q - plon siana w q /ha

a,b,c - rodzaj użytkowania i gospodarki wodnej według oznaczeń na rysunku 18

R - wskaźnik korelacji wieloczynnikowej

Na polderze Załom prowadzono również inne badania np. plonowania roślinności na poletkach o powierzchni 50 m² odwadnianych rowami i drenami o różnych rozstawach. Wyniki z tych badań i obliczeń statystycznych omówiono w pracy [59]. Wyniki te można również wykorzystać do obliczeń parowania terenowego na przykład metodą Ostromeckiego.



Rys. 18 Parowanie z ewaporometru Piche'a oraz z lizymetrów o różnym sposobie użytkowania

4.5. Retencja gruntowa

4.5.1. Wprowadzenie

Część wody zasilającej polder w sposób naturalny lub sztuczny /np. podczas nawodnień/ zostaje chwilowo zatrzymana. Zjawisko polegające na czasowym zatrzymaniu lub ograniczeniu prędkości krążenia wody w zlewni nazywamy retencją zlewni [12]. W zależności od sposobu i miejsca zatrzymania wody, wyróżnia się różne rodzaje retencji. Ogólnie można stwierdzić, że pomiary retencji są dość skomplikowane i kosztowne dlatego mimo potrzeb nie ma możliwości ich upowszechnienia w takim zakresie jak np. pomiarów opadów. Istotną rolę w bilansie wodnym polderu, a szczególnie w kształtowaniu stosunków powietrzno-wodnych profilu glebowego spełnia retencja gruntowa. Znajomość charakterystycznych i aktualnych stanów uwilgotnienia a tym samym retencji gruntowej niezbędna jest do prowadzenia właściwej gospodarki wodnej na obiektach zmeliorowanych, a zwłaszcza na polderach. Specyfika użytkowania tych terenów polega na kierowanej gospodarce wodnej, głównie przy pomocy przepompowni, których budowa i eksploatacja jest kosztowna. Dlatego gospodarka ta powinna mieć swoje uzasadnienie techniczno-ekonomiczne. W obecnych warunkach najczęściej praca przepompowni jest sterowana według stanów wody w zbiornikach wyrównawczych za pomocą włączników i wyłączników pływakowych. Ten system sterowania posiada mankamenty. Zmienna w ciągu roku przepustowość kanałów /zarastanie, zlodzenie/ stwarza duże trudności osiągnięcia

właściwej regulacji stosunków powietrzno-wodnych profilu glebowego polderu mimo dużej amplitudy wahań zwierciadła wody w zbiorniku wyrównawczym. O tym mankancie sygnalizują autorzy zagraniczni. Masłow [47] stwierdza, że systemy melioracyjne powinny funkcjonować w zależności od aktualnego stanu stosunków powietrzno-wodnych na obiekcie. W USA przepompownie i inne urządzenia odwadniające są sterowane specjalnymi czujnikami zainstalowanymi w różnych punktach zmeliorowanego obiektu. Przy tym jednak zawsze powinna być sprawna sieć wodna oraz niezbędna rezerwa wydajności pomp do odprowadzenia wody z opadów, jakie mogą wystąpić w najbliższym czasie. We Francji meteorologiczna opracowuje w tym celu dekadowe komunikaty prognoz, w których przewidywane są m.in. wysokości opadów atmosferycznych. Dla potrzeb eksploatacji naszych przepompowni i polderów powinny być zbadane możliwości wprowadzenia osiągnięć, które już obecnie pomyślnie zdały egzamin za granicą. Zagadnienie to będzie bardziej aktualne w okresie potęgującego się deficytu siły roboczej niezbędnej do obsługi urządzeń oraz przy planowanej intensyfikacji produkcji rolnej.

4.5.2. Aktualne i charakterystyczne stany uwilgotnienia oraz retencji w profilu gruntowym

Zagadnienia dotyczące sposobu pomiaru i opracowania wyników badań retencji dość szczegółowo omówiono w poprzedniej pracy [30], dlatego pominięto je zachowując podobne oznaczenia:

Retencję gruntową przedstawia się jako sumę:

$$R = F + L + C \quad \text{mm} \quad (46)$$

gdzie:

F - zapas wody na powierzchni profilu gruntowego
/np. śnieg/

L - zapas wody w strefie aeracji

C - zapas wody w strefie saturacji

W strefie aeracji wyróżnia się charakterystyczne stany uwilgotnienia, którym odpowiadają zapasy wody:

I - uwilgotnienie okresu suszy - zapas L^I

II - uwilgotnienie chwilowe /aktualne/ - L^{II}

III - uwilgotnienie przy pojemności połowej - zapas L^{III}

IV - uwilgotnienie przy pojemności pełnej - zapas $L^{IV} = C$

W okresie wegetacji najczęściej $F = 0$, uwzględniając więc charakterystyczne stany uwilgotnienia strefy aeracji, zapasy wody w profilu o miąższości H można wyrazić:

$$R_H^I = L_h^I + C_{H-h} = L_h^I + C_H - C_h = C_H - /C_h - /C_h - L_h^I/ = C_H - W_h \quad (47)$$

$$R_H^{II} = L_h^{II} + C_{H-h} = L_h^{II} + C_H - C_h = C_H - /C_h - L_h^{II}/ = C_H - M_h \quad (48)$$

$$R_H^{III} = L_h^{III} + C_{H-h} = L_h^{III} + C_H - C_h = C_H - /C_h - L_h^{III}/ = C_H - Q_h \quad (49)$$

$$R_H^{IV} = C_H \quad (50)$$

W powyższych równaniach dodatkowe symbole oznaczają:

Q - odciekalność /odsączalność/

M - rezerwy chwilowe /aktualne/

W - rezerwy przejściowe

h - głębokość wody gruntowej

H - miąższość warstwy gruntu, w której obliczano zapasy

Przyrost retencji można wyznaczyć z równania:

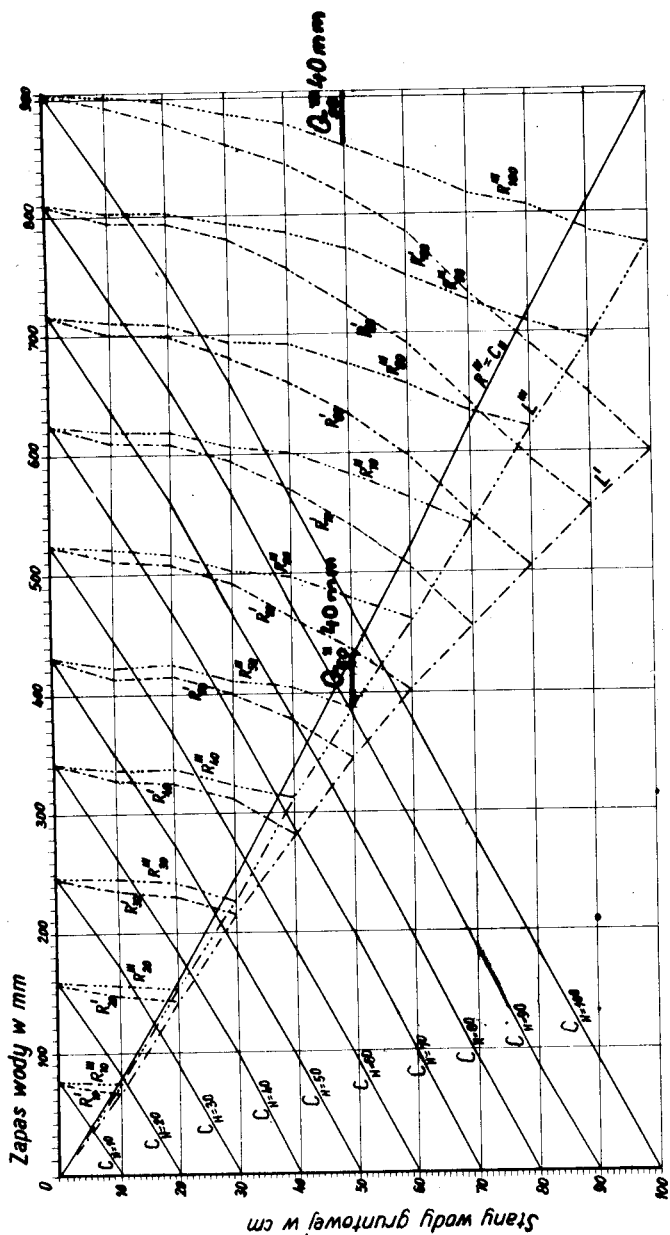
$$\Delta R = W - Q = U + P \quad (51)$$

gdzie:

U - ubytek z przyrostu użytecznej retencji gleby/ ΔR /, od połowej pojemności wodnej do chwilowego stanu uwilgotnienia w momencie kontrolnego badania uwilgotnienia

P - pozostałość z przyrostu użytecznej retencji, która może być zużyta na transpirację roślin i parowanie w okresie bezdeszczowym, od momentu kontrolnego badania uwilgotnienia do chwili jego spadku do pojemności okresu suszy.

Wyniki badań zostały przedstawione na rysunku 19.



Rys. 19 Zależność zapasów wody w warstwach profilu glebowego b₂₋₅ od stanów wód gruntowych i uwilgotnienia strefy aeracji

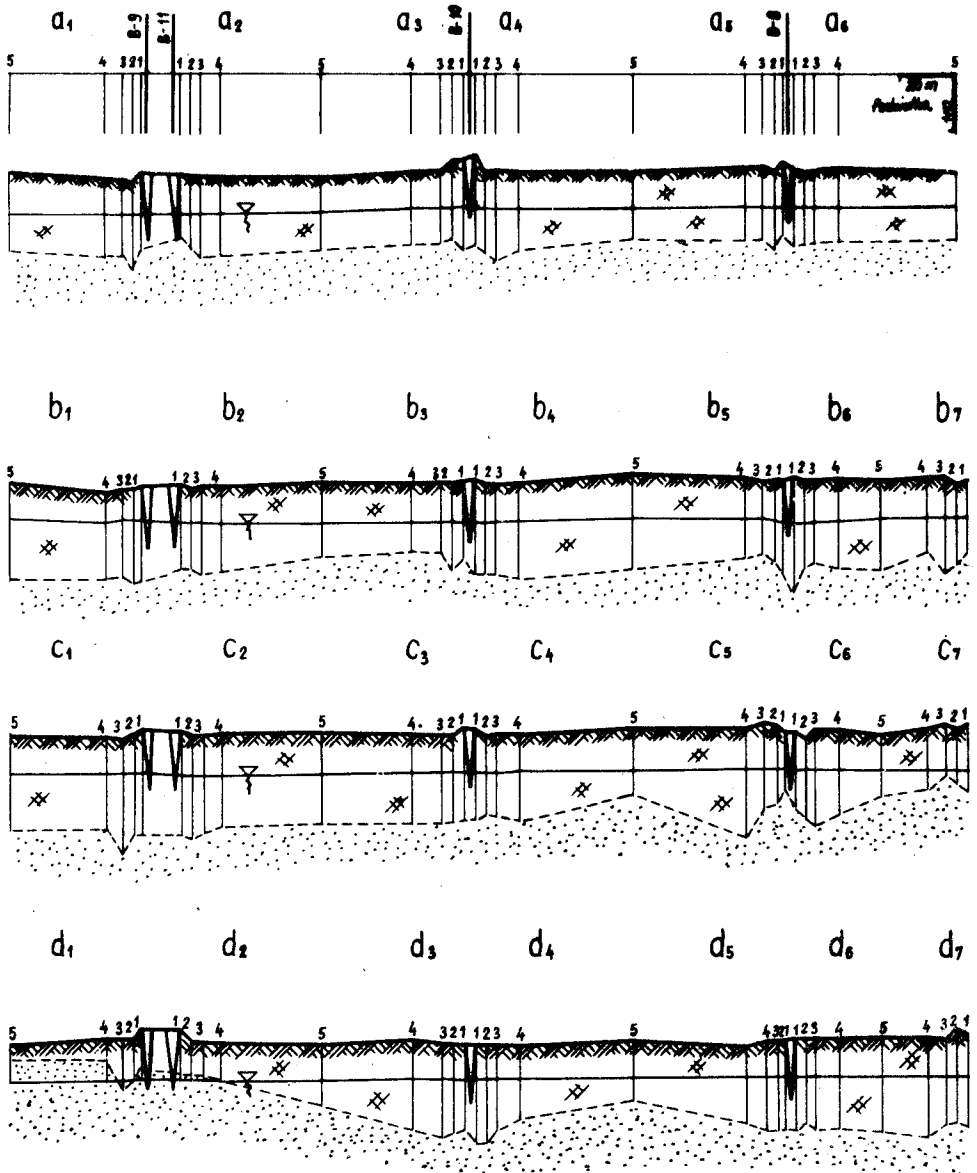
4.5.3. Budowa profilu gruntowego

Znajomość budowy profilu gruntowego pomocna jest przy analizowaniu możliwości adaptacji parametrów hydrologicznych na inne poldery. W tym celu przeprowadzono szczegółowe badania, na podstawie których opracowano przekroje hydrogeologiczne /rys.20/. Stwierdzono, że reprezentatywnym dla obszaru odwodnionego rowami jest profil gruntowy znajdujący się w rejonie studzienki b_{2-5} , gdzie zlokalizowano stację meteorologiczną i lizymetryczną. Budowa i właściwości profilu gruntowego są następujące:

- składa się on z zasadniczych dwóch warstw - torfowej o miąższości 130 cm, pod którą zalega piasek o dużej miąższości;
- w torfowisku wyróżnić można:
 - 0 - 8 cm - poziom darninowy M_1 - warstwa korzeniowa odstająca, mursz proszkowany
 - 8 - 16 cm - poziom poddarninowy M_2 - mursz ziarnisty, luźny, ziarna kruche rozsypujące się pod naciskiem,
 - 16 - 23 cm - poziom przejściowy M_3 - kawałkowo-agregatowy z resztkami torfu w większych kawałkach,
 - 23 - 130 cm - torf olesowy, średnio rozłożony /stopień rozkładu R_2 / o strukturze kawałkowo - amorficznej.

Ogólnie można stwierdzić, że jest to gleba murszowo-torfowa Mt_{II} wytworzona z torfu olesowego średnio-rozłożonego, zasilanego wodami obcymi. Niektóre właściwości fizyko-wodne i che -

miczne gleb podano we wcześniejszej pracy 59 .



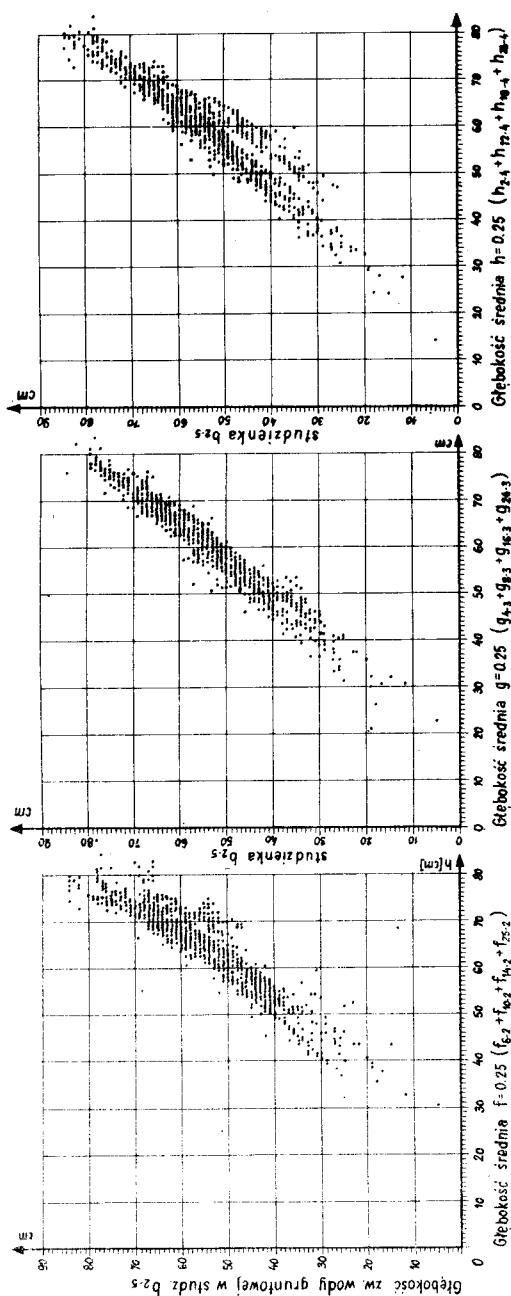
Rys.20 Przekroje hydrogeologiczne przez ciągi studzienek na obiekcie doświadczalnym w Załomiu.

- zalegające pod torfowiskiem utwory mineralne składają się z dwu warstw:
 - na głębokości 1,30-34.0 m - piasek drobnoziarnisty , szary
 - na głębokości 34.0-37.0 m - mułki piaszczyste szare.
- współczynnik filtracji warstwy torfowej $k_{10} = 0,00010 - 0,00081$ cm/s, natomiast warstwy piasku $k_{10} = 0,00026$ cm/s

4.6. Współzależności między niektórymi badanymi elementami

4.6.1. Związek między stanami wód gruntowych w różnych miejscach polderu

Wyniki jednoczesnych pomiarów wody gruntowej nano - szono na układy współrzędnych, których ortogonalne osie reprezentowały głębokości zalegania zwierciadła wody gruntowej w różnych studzienkach. W wyniku tego stwierdzono, że według jednej studzienki /b₂₋₅/ można z dość dużą - jak na warunki terenowe - dokładnością określić stan wody w dowolnej studziencie na obszarze doświadczalnym od - wadnianym przez rowy i dreny o różnej rozstawie /rys.21/. Jedyne w okresie po przeprowadzonej renowacji rowów zmienił się układ punktów w stosunku do środka zbiorowości. Należy wspomnieć, że Wesseling i van't Leven [79] rów - nież poszukiwali podobnych związków dla polderów holenderskich. Znajomość związku między stanami wody w różnych punktach polderu jest bardzo istotna dla potrzeb projektowych, a zwłaszcza eksploatacyjnych.



Rys.21 Zależność pomiędzy stanami wody gruntowej na obszarze odwadnianym rowami o rozstawie 100 m oraz drenami o rozstawach f-9m, g-18m, h-27m na polderze Załom w latach 1968-1972

4.6.2. Zależność odpływów wody z rowów i drenów od stanów wody w środku łąnu

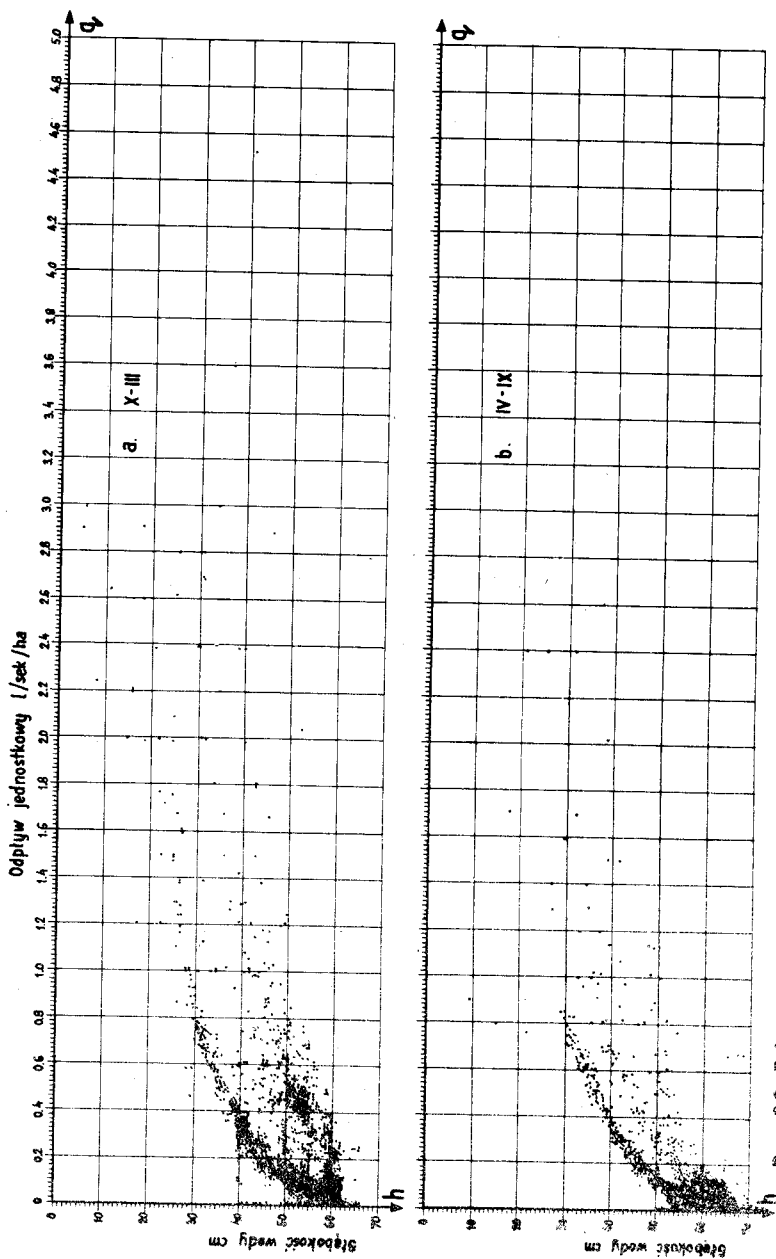
Poszukiwania związku między stanami w środku łąnu i odpływami wody z sieci odwadniającej były tematem wielu prac. Związek ten m.in. badali: w Polsce-Kostrzewa [37], natomiast za granicą Kożanow [38], Czernienok [10], Grażys [16]. Synonimem tej zależności, lecz w odniesieniu do zlewni rzecznych, są związki między odpływem w rzekach a stanami wody w studniach wybranych. W pracy tej obliczono średnie z czterech powtórzeń pomiarów: stanów i odpływów jednostkowych na sieci rowów oraz drenów o różnych rozstawach, które następnie naniesiono na układy współrzędnych /rys. 22 - 25/. Porównując rozkład punktów na tych rysunkach można zaobserwować większy ich rozrzut w półroczu zimowym niż w letnim. Zjawisko to uzasadnia się następująco:

w półroczu zimowym po zamarznętej powierzchni polderu wody opadowe i roztopowe spływają powierzchniowo do rowów nie zmieniając w zasadzie położenia zwierciadła wód gruntowych;

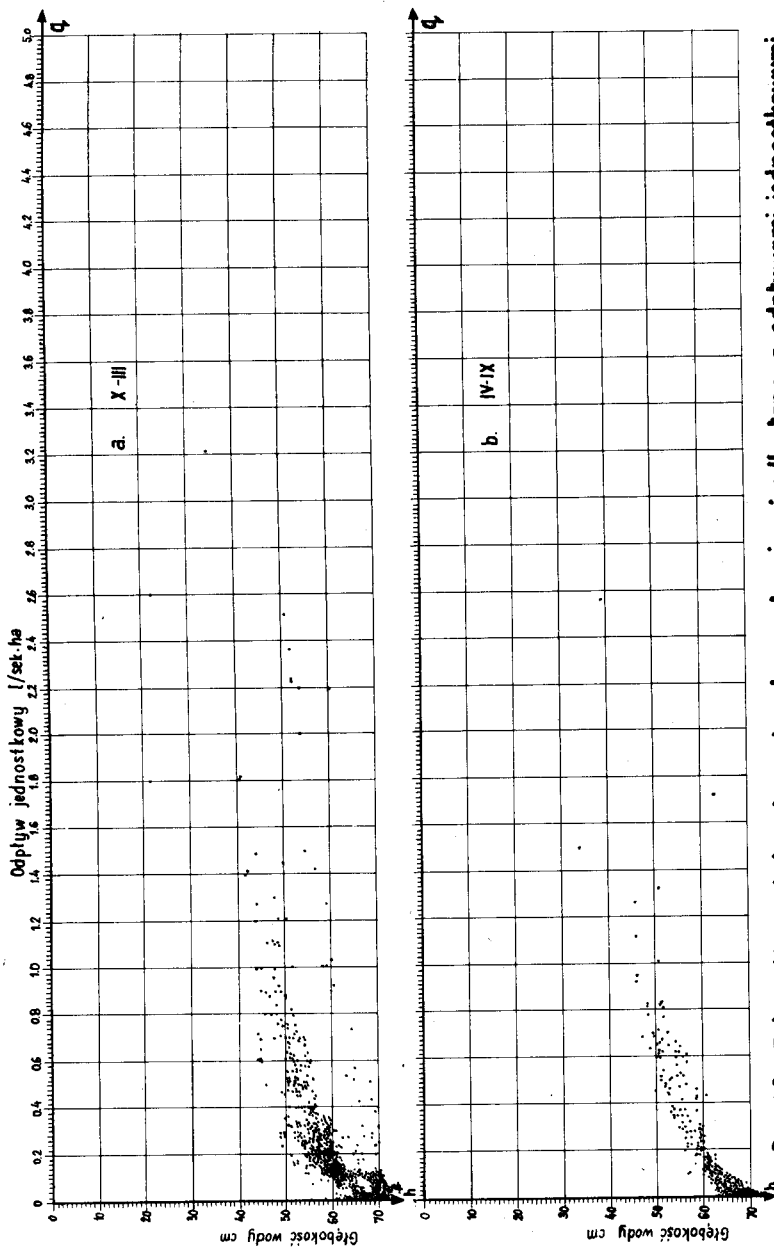
w półroczu letnim istnieją zmienne warunki spływu powierzchniowego i infiltracji.

Minimalne wartości spływów przy różnych stanach wody gruntowej w półroczu letnim układają się na rysunku według regularnej krzywej. Krzywą ograniczającą od góry zbiór punktów mogła by stanowić parabola II - stopnia. Nie -

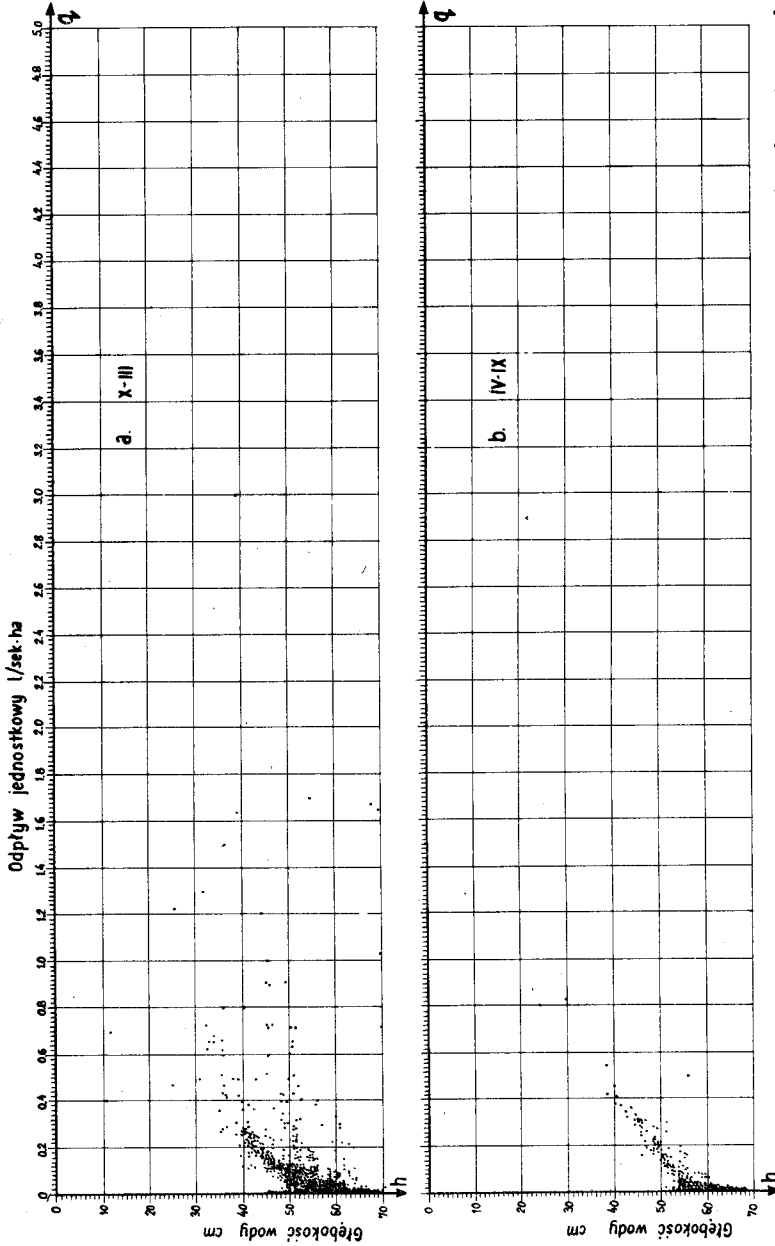
którzy autorzy wpasowują /wyrównują/ w taki zbiór punktów jedną krzywą. Kostrzewa [37] i Czernienok [10] wyrównali zbiór punktów parabolą II - stopnia, natomiast Grażys [16] funkcją potęgową i liniową. Wydaje się, że jedna krzywa zastępująca taki zbiór jest dość dużym uproszczeniem dość skomplikowanego zagadnienia. Kożanow [38] Dżuniński [13], Baszkiz i Dabuzinskas [2] uzależnili związek odpływów ze stanami wód gruntowych od kilku dodatkowych elementów. Potwierdza to dużą złożoność zagadnienia i w praktyce utrudnia prognozowanie odpływów jednostkowych według stanów wód gruntowych. Z niniejszych badań oraz literatury [5,10,16,37,38] wynika, że odpływy są odwrotnie proporcjonalne do rozstawy drenów.



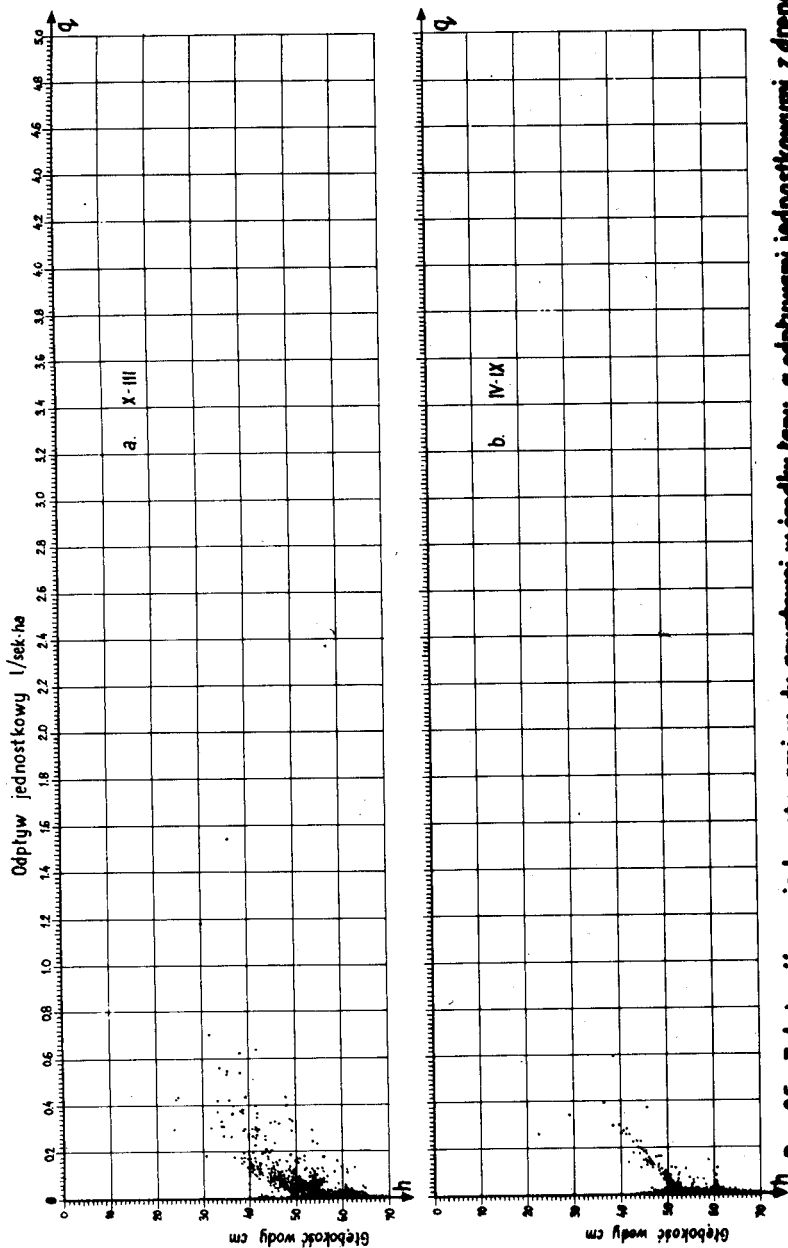
rys. 22 Zależność pomiędzy stanami wody gruntowej w środku łanu a odpływami jednostkowymi z rowów
 © rozstawie 100 m na polderze Załom w latach 1966-1972



Rys. 23 Zależność pomiędzy stanami wody gruntowej w środku łanu a odpływami jednostkowymi z drenów o rozstawie 9 m (sr. z 4 pow.) na polderze Załom w latach 1968-1972



Rys. 24 Zależność pomiędzy stanami wody gruntowej w środku tanu a odpływami jednostkowymi z drenów o rozstawie 18 m (śr. z 4-powł.) na polderze Załom w latach 1968 - 1972



Rys. 25 Zależność pomiędzy stanami wody gruntowej w środku łanu a odpływami jednostkowymi z drenów o rozstawie 27 m (śr. z 4 powt.) na poddarze Załom w latach 1968-1972

4.6.3. Współczynniki odpływu

Stosunek ilości wody odpływającej /H/ do ilości wody z opadów atmosferycznych /P/ spadającej na rozpatrywaną powierzchnię w ciągu tego samego czasu, nosi nazwę współczynnika odpływu / α / [12,41]

$$\alpha = \frac{H}{P} \quad (52)$$

Lambor [12] stwierdza, że współczynnik odpływu waha się w przedziale $0 \ll \alpha \ll 1,0$. Rozpatrując zależność [52] w krótkich okresach bilansowych, współczynnik w granicznych przypadkach może przyjmować następujące wartości:

$$a/ \text{ gdy } \sum H = 0, \quad \sum P > 0 \quad \text{to } \alpha = 0$$

$$b/ \text{ gdy } \sum H > 0, \quad \sum P = 0 \quad \text{to } \alpha = \infty$$

Praktycznie, w polderowych warunkach badań odpływów wody siecią odwadniającą i opadów atmosferycznych dla krótkich okresów można uzyskać współczynniki znacznie przekraczające wartość 1. Świadczy to między innymi o zasilaniu polderu wodami /przesiaki przez wały i podłoże, napływie wód lateralnych z otaczających wyższych obszarów/ oraz o odpływie wód roztopowych i opadowych zmagazynowanych na obszarze w okresie poprzedzającym. Wartości współczynników odpływu dla terenu doświadczalnego w Załomiu zostały obliczone i zestawione w tablicach 14 i 15. Wyniki z nich, że istniała możliwość okresowego zasilania wodami obcymi terenu doświadczalnego. Uwzględnić przy tym należy okoliczności, że współczynniki odpływu nie zawsze

są dobrymi wskaźnikami dopływu wód obcych. Na przykład kiedy nawet $\alpha < 1$ lecz jednocześnie $R^{II} = \text{constans}$ i parowanie terenowe - V osiąga znaczne wartości, musi istnieć dopływ gruntowy.

W trakcie prowadzenia badań nanoszono na bieżąco w układ współrzędnych wartości dobowe i ekstremalne mierzonych elementów [33,34]. Sporządzany rysunek był bardzo pomocny przy właściwej analizie i wnioskowaniu. Na przykład wyjaśniono, że przyczyną wzrostu odpływów wody w okresie bezopadowym były wysokie temperatury w godzinach południowych, powodujące topnienie pokrywy śnieżnej, chociaż nie wskazywały na to średniodobwe wartości temperatur, gdyż były niższe od 0°C .

4.6.4. Bilans wodny

Objęcie bezpośrednimi pomiarami wszystkich składników równania bilansu wodnego według Penecka, umożliwiło ustalenie wielkości dopływów wód obcych, jak również o - kresowych wgłębnych odpływów. Uwzględniając wyniki badań z obszaru odwadnianego rowami zestawiono /tabl.15/bilans - se wodne dla różnych okresów 1972 r. Potwierdziły one /za wyjątkiem sierpnia/, że istniało zasilanie obszaru wodami obcymi. W sierpniu przy niskich stanach wód w jeziorze wystąpił prawdopodobnie naturalny drenaż w tym kierunku. Z obliczeń wynika, że w okresie bilansowym dopływy obce spowodowały dodatkowe odpływy wody rowami $458 - 63 = 395$ mm przewyższające opady atmosferyczne /281 mm/. W tabelicy 15 podano również trzy warianty obliczeń współczynnika odpływu α . Wydaje się, że na wielu obiektach położonych w dolinach i wypełnionych utworami organicznymi, podścielonymi utworami piaszczystymi lub zwirowymi z wychodniami sięgającymi wyższych tarasów, występuje często zasilanie systemów melioracyjnych wodami obcymi. Świadczy o tym również geneza torfowiska na polderze Załom.

5. Wyniki analizy badanych elementów jako podstawa ustalania wydajności przepompowni polderowych

5.1. Wprowadzenie

Z dostępnej literatury [26,43,50,83] wynika, że najważniejszymi danymi przy ustalaniu wydajności pomp są odpływy wody z sieci odwadniającej. Stanowią one jak gdyby

Tablica 15

Bilans wodne i współczynniki odpływu dla obszaru odwadnianego rowami na polderze Załom

Lp.	Okres	Retencja gruntowa począt. R _{I,0} mm	Opad na wysok. 1 m. P _{I,0} mm	Odpływ rowami H _r mm	Parowanie terenowe V mm	Retencja gruntowa końcowa R _{II,0} mm	Dopływ obcy D _o mm	Odpływ grunt. i pow. U mm	Współczynniki odpływu		
									$\alpha = \frac{H_r}{P}$	$\alpha = \frac{H_r}{P - D_{oC}}$	$\alpha = \frac{H_r + U}{P}$
1	23.V - 10.VI.1972	866	35	23	102	821	45	-	0,86	0,29	-
2	11.VI - 31.VII	821	117	28	268	832	190	-	0,24	0,09	-
3	1.VIII - 10.VIII	832	24	0	25	800	-	31	0,00	-	1,29
4	11.VIII - 20.VIII	800	41	0	20	810	-	11	0,00	-	0,27
5	21.VIII - 31.VIII	810	1	0	37	753	-	21	0,00	-	21,00
6	1.IX - 10.IX	753	1	0	23	738	7	-	0,00	0,00	-
7	11.IX - 20.IX	738	4	15	15	760	48	-	3,75	0,29	-
8	21.IX - 30.IX	760	54	63	20	790	59	-	1,17	0,56	-
9	1.X - 10.X	790	1	47	14	805	75	-	47,00	0,62	-
10	11.X - 20.X	805	3	32	7	803	34	-	10,67	0,86	-
11	23.V - 20.X	866	281	208	531	803	458	63	0,74	0,28	0,96

wypadkową wielkość z układu czynników działających na pograniczu atmosfery i gruntu podczas kołowego obiegu wody. Jak już poprzednio stwierdzano, w literaturze jest niewiele danych o odpływach z sieci odwadniającej na polderach. Quast [52] uzasadnia, że są one bardzo potrzebne przy obliczeniach przepompowni i stateczności obwałowań, jednak obowiązująca w NRD norma TGL - 20285 uwzględnia jedynie szacunkowo odpływy wody z drenów. Badania nad odpływami wody z sieci odwadniającej autor prowadził w sposób ciągły i terminowy /codziennie/ przez okres 6-8 lat /w analizie statystycznej ujęto okres o rok krótszy uzyskując szereg interesujących wyników/. Osiągnięto tym samym jeden z podstawowych celów niniejszej pracy. Jednocześnie prowadzono inne badania, według których można sprawdzić czy też wypracować nowe metody ustalania wydajności przepompowni. Należy jednak przyjąć, że niniejsza praca nie zaspokoi w pełni potrzeb praktyki, dlatego celowe będą dalsze, metodycznie ukierunkowane badania oraz obserwacje systemów polderowych. W dotychczasowej literaturze brak było wzorców metodycznych dotyczących badań terenowych i kameralnych, dlatego należało je wypracować, łącznie z nowymi konstrukcjami niektórych przyrządów [28,32].

5.2. Opady atmosferyczne i retencja gruntowa jako podstawa do ustalania wydajności przepompowni

5.2.1. Obliczenia według metody holenderskiej

Poprzednio /p.4.2/ zostały wyznaczone krzywe i równania prawdopodobieństwa występowania opadów jedno i wie-

lodobowych. Z opadów wielodobowych wyliczono tam średnie warstwy wody przypadające na jedną dobę. Z literatury [24, 83] wynika, że najczęściej przyjmuje się 10 % prawdopodobieństwa pojawiania się wysokich opadów, co oznacza, że przeciętnie jeden raz na 10 lat dopuszcza się do ewentualnych strat wynikłych z podtopienia terenu. Zdaniem autora wielkość prawdopodobieństwa powinna być w przyszłych badaniach uzasadniona rachunkiem ekonomicznym. Na obecnym etapie rozważań przyjęto $p = 10\%$ oraz warunek, że po większych letnich opadach woda z tych opadów powinna być usunięta w ciągu $t = 3-5$ dni z użytków zielonych [26, 84]. Z rysunku 8 wynika, że przy $p = 10\%$, $P > 1,0$ mm w półroczu letnim /IV-IX/ miarodajny opad i odpływ wynosi :

a/ $t = 3$ doby, $P_{\max} = 22$ mm, $t_p = 22$ godz/dobę

$$H_p = H_d \cdot \frac{t_d}{t_p} = 22 \frac{24}{22} = 24,0 \text{ mm}; q_d = 2,546 \text{ l/s ha}$$

$$q_p = q_d \cdot \frac{t_d}{t_p} = 2,546 \cdot \frac{24}{22} = 2,546 \cdot 1,091 = 2,78 \text{ l/s ha}$$

b/ $t = 5$ dób, $P_{\max} = 9$ mm, $t_p = 22$ godz/dobę

$$H_p = H_d \cdot \frac{t_d}{t_p} = 9 \cdot \frac{24}{22} = 9 \cdot 1,091 = 9,8 \text{ mm};$$

$$q_d = 1,041 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$$

$$q_p = q_d \cdot \frac{t_d}{t_p} = 1,041 \cdot \frac{24}{22} = 1,041 \cdot 1,091 = 1,14 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$$

5.2.2. Obliczenia według metody Sochonia

Jak wyjaśniono wyżej, w metodzie tej uwzględnia się prawdopodobne maksymalne opady atmosferyczne oraz retencję gruntową, a ściślej wolną retencję gruntową stanowiącą różnicę między zapasami wody przy pełnej $/R^{IV}/$ i chwilowej $/R^{II}/$ pojemności wodnej profilu gruntowego. Na podstawie badań autora oraz literatury [74] stwierdzono, że torfowiska Mt_{II} /polder Załom/ posiadają często uwilgotnienie bliskie połowej pojemności wodnej $/L^{III}/$. Wynika to z płytko zalegającego zwierciadła wody gruntowej i z dobrych właściwości kapilarnego wznoszenia wody w strefie aeracji profilu. W tych warunkach za wolną retencję gruntową można więc przyjąć odciekalność Q . Wartości liczbowe Q , dla dowolnego stanu wody gruntowej h , można odczytać z wykresów rysunku 19. Należy jednak zaznaczyć, że odczytana wartość odnosi się do tzw. odciekalności statycznej Q_s , która jest maksymalną wartością odciekalności dynamicznej Q_d , najczęściej występującą w naturalnych warunkach polderowych. Odciekalność dynamiczna zależy m.in. od prędkości i czasu obniżania się zwierciadła wody gruntowej. W warunkach naturalnych czas obniżania się wody gruntowej jest najczęściej krótszy od czasu całkowitego odcieku wody z profilu gruntowego, stąd odciekalność dynamiczna jest zazwyczaj mniejsza od odciekalności statycznej [51,62,80]. W profilach gleb hydrogenicznych występują czasem buforowe strefy powietrza uniemożliwiając całkowite wysycenie gleby wilgocią. Takie strefy two-

rzają się podczas równoczesnego dwukierunkowego nawilgacenia profilu od góry /opady/ i od dołu /podnoszenie się zwierciadła wody gruntowej/. Gleby hydrogeniczne w naturze wykazują mniejszą zdolność retencyjną niż można by sądzić po wynikach badań laboratoryjnych. Zacytowane wyżej stwierdzenie może w pewnym stopniu wyjaśnić przyczynę wpływającą na to, że niekiedy opady nie infiltrują w profil gruntowy, mimo że istnieje wolna retencja. Z uwagi na to, że zjawiska powyższe są trudne do zbadania i ujęcia w proste formy, przydatne dla potrzeb praktyki, dlatego w dalszych rozważaniach posłużono się odciekalnością statyczną, mając jednak na uwadze fakt, że w naturalnych warunkach polderowych, wolna retencja gruntowa może być nieco mniejsza. Niżej podano przykładowe obliczenia według metody Sochonia, przy następujących założeniach:

I Dopuszcza się, że woda z opadów atmosferycznych może całkowicie wypełnić wolną retencję profilu gruntowego, lecz nie powinna wystąpić nad powierzchnię gruntu w okresie wegetacyjnym.

II Przed wystąpieniem opadów wolna retencja jest równa:

$$Q = 40 \text{ mm, gdy } h = 50 \text{ cm, } L^{\text{III}} \text{ /rys.19/}$$

1. Opady maksymalne /gdzie $P \gg 0.0 \text{ mm}$, $p = 10 \%$ / $P_{\text{max}} = 50 \text{ mm}$

Stąd:

$$H = P_{\text{max}} - Q = 50 - 40 = 10 \text{ mm}$$

$$Q_d = 1.16 \text{ l/s ha}$$

$$H_p = H_d \frac{t_d}{t_p} = 10 \frac{24}{22} = 10 \cdot 1,091 = 10,9 \text{ mm}$$

$$Q_p = Q_d \frac{t_d}{t_p} = 1,16 \frac{24}{22} = 1,16 \cdot 1,091 = 1,27 \text{ l/s.ha}$$

Pozostałe warianty obliczeń według metody Sochonia zestawiono w tablicy 16. Graniczne wartości H_p i Q_p według tej tablicy wyniosły:

$$a/ 0,0 \ll H_p \ll 10.9 \text{ mm}; \quad 0.00 \ll Q_p \ll 1.27 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$$

$$b/ 4.4 \ll H_p \ll 27.3 \text{ mm}; \quad 0,50 \ll Q_p \ll 3.16 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$$

$$c/ 6.5 \ll H_p \ll 38.2 \text{ mm}; \quad 0,75 \ll Q_p \ll 4.42 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$$

Jak wynika z przykładowych obliczeń /tabl.16/, nie zawsze największy obserwowany opad powoduje największy dopływ do przepompowni. Zależy to od wielkości wolnej retencji gruntowej w okresie poprzedzającym opady i możliwości ich infiltracji w grunt polderu. W gruntach torfowych o powierzchni płaskiej opady w okresie wegetacyjnym w większości przypadków infiltrują prawie w całości zajmując wolną retencję gruntu. Na podstawie obserwacji Bertrama oraz badań autora można sądzić, że ustalone metodą Sochonia wydajności pomp są bardziej pewne niż ustalone metodą holenderską, gdyż oprócz opadów uwzględnia się dodatkowo właściwości wodne gruntów polderowych. Przy stosowaniu metody Sochonia należy więc wyznaczyć prawdo-

podobieństwo występowania opadów oraz stany wolnej retencji gruntowej. Wykorzystując rysunek 19 lub opublikowany wcześniej [30] można wykonać szereg wariantów obliczeniowych m.in. dla przykładów zmiennych stanów wody gruntowej h oraz zapasów wody w przedziale od L^I do L^{IV} . Dla innych gruntów przydatne są też wykresy opracowane przez Somorowskiego. Metodę Sochonia można uściślać włączając do analizy dodatkowe elementy jak na przykład : wielkość odciekalności dynamicznej, parowanie terenowe, udział wód obcych itp.

Tablica 16

Obliczenia parametrów hydrologicznych metodą Sochonia

Lp.	Wariant	t_d [doby]	$P_{max 10\%}$ [mm]	H_d [mm]	Q_d [l/s ha]	H_p [mm]	Q_p [l/s ha]
a. $Q = 40 \text{ mm}$; $h = 50 \text{ cm}$; L^{III} ; $t_p = 22 \text{ godz/dobę}$							
1	P >> 0.0 mm	1	50	10.0	1.16	10.9	1.27
2	P > 1.0 mm	1	40	0.0	0.00	0.0	0.00
3	P 1.0 mm	2	40	0.0	0.00	0.0	0.00
4	P 1.0 mm	3	66	8.7	1.01	9.5	1.10
5	P 1.0 mm	4	56	4.0	0.46	4.4	0.50
6	P 1.0 mm	5	45	1.0	0.12	1.1	0.13
7	P > 5.0 mm	1	42	2.0	0.23	2.2	0.25
8	P 5.0 mm	2	50	5.0	0.58	5.4	0.63
9	P 5.0 mm	3	63	7.7	0.89	8.4	0.97
b. $Q = 25 \text{ mm}$; $h = 43 \text{ cm}$; L^{III} ; $t_p = 22 \text{ godz/dobę}$							
1	P >> 0.0 mm	1	50	25.0	2.89	27.3	3.16
2	P > 1.0 mm	1	40	15.0	1.74	16.4	1.90
3	P 1.0 mm	2	40	7.5	0.87	8.7	0.95
4	P 1.0 mm	3	66	13.7	1.58	14.9	1.73
5	P 1.0 mm	4	56	7.75	0.90	8.45	0.98
6	P 1.0 mm	5	45	4.0	0.46	4.4	0.50
7	P > 5.0 mm	1	42	17.00	1.97	18.5	2.14
8	P 5.0 mm	2	50	12.5	1.45	13.5	1.57
9	P 5.0 mm	3	63	12.7	1.47	13.8	1.59

c. $Q = 15 \text{ mm}$; $h = 30 \text{ cm}$; L^{III} ; $t_p = 22 \text{ godz/dobę}$

1	P >	0.0 mm	1	50	35.0	4.06	38.2	4.42
2	P >	1.0 mm	1	40	25.0	2.89	27.2	3.14
3	P	1.0 mm	2	40	12.5	1.45	13.6	1.57
4	P	1.0 mm	3	66	17.0	1.97	18.5	2.14
5	P	1.0 mm	4	56	10.5	1.18	11.1	1.28
6	P	1.0 mm	5	45	6.0	0.69	6.5	0.75
7	P >	5.0 mm	1	42	27.0	3.12	29.5	3.41
8	P	5.0 mm	2	50	17.5	2.02	19.2	2.21
9	P	5.0 mm	3	63	16.0	1.85	17.5	2.02

5.3. Odpływy z sieci odwadniającej jako podstawa do ustalania wydajności przepompowni

Odpływy z sieci odwadniającej odpowiadające zadaniu prawdopodobieństwu występowania p w warunkach polde-ru Załom można wyznaczyć z krzywych lub równań [34] bądź też według rysunku 10, przyjmując na tym etapie rozważań $p = 10 \%$. Miarodajne będą odpływy z półrocza letniego, w którym rośliność na polderach wymaga szczególnej ochrony przed zalewem, a zwłaszcza w okresie jej zbioru.

W warunkach przeprowadzonego doświadczenia w półroczu letnim, maksymalne 1-dobowe odpływy dla $p = 10 \%$ wynoszą:

- z sieci rowów /r/ o rozstawie $e = 100 \text{ m}$

$$H_d = 25,0 \text{ mm} \quad d = 2,89 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$$

$$H_p = 27,3 \text{ mm} \quad p = 3,16 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$$

- z sieci drenów /f/ o rozstawie $e = 9$ m

$$H_d = 25,0 \text{ mm} \quad Q_d = 2,89 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$$

$$H_p = 27,3 \text{ mm} \quad Q_p = 3,16 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$$

- z sieci drenów /g/ o rozstawie $e = 18$ m

$$H_d = 14,5 \text{ mm} \quad Q_d = 1,68 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$$

$$H_p = 15,8 \text{ mm} \quad Q_p = 1,83 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$$

- z sieci drenów /h/ o rozstawie $e = 27$ m

$$H_d = 11,0 \text{ mm} \quad Q_d = 1,27 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$$

$$H_p = 12,0 \text{ mm} \quad Q_p = 1,38 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$$

Należy zaznaczyć, że w systemach kombinowanych /rowy + dreny/ odwadniająca rolę spełniają zarówno rowy jak i dreny, przy czym nieznaną jest dotąd ilościowy rozdział wód między nimi. Stosunkowo wysokie wartości, które wyżej uzyskano, należy uzasadnić faktem, że teren doświadczalny zasilany był wodami obcymi, część wody odpływającej stanowiły zapasy zretencjonowane z opadów zimowych /np. 1970 r./; oraz że powierzchnia doświadczalnego obiektu była stosunkowo mała i nachylona / $i = 5\%$ /. W skali całego polderu pewne ilości wody mogą być okresowo retencjonowane w rowach, kanałach i zbiornikach wyrównawczych, które przez to "ścinają" szczyty fali powodziowej. Duże wartości spływów uzyskał również Łukjanas [44], gdyż w czasie tajania śniegu wynosiły $Q = 1-2$ l/s ha, przy czym w ciągu doby były one bardzo zmienne $Q = 0 - 5,0$ l/s ha.

6. Podsumowanie i wnioski

W pracy przedstawiono wyniki badań i obliczeń w zakresie podstaw hydrologicznych przepompowni na polderze Załom w woj. szczecińskim. Problematykę tę omówiono na podstawie literatury krajowej i zagranicznej. Stwierdzono, że dotychczas mało jest danych liczbowych z bezpośrodkowych pomiarów. W tej sytuacji projektanci ustalają wydajność przepompowni w oparciu o wzory empiryczne - najczęściej Iszkowskiego. Ten sposób wywołuje liczne kontrowersje przy zatwierdzaniu dokumentacji technicznej, przy czym nie mogą one być w pełni uzasadnione bez badań i obserwacji. Z chwilą oddania obiektu do eksploatacji kontakt projektanta z obiektem zostaje praktycznie zerwany. Nie dokonuje się analizy ani porównań, w jakim stopniu słuszne były obliczenia hydrologiczne w projekcie w porównaniu ze stanem faktycznym. To niekorzystne zjawisko pogłębia się, gdyż na obiektach nie ma odpowiedniej aparatury pomiarowej i kwalifikowanej obsługi, a także nie prowadzi się badań w celu powiększenia serii obserwacyjnej, której długość jest istotna przy zastosowaniu rachunku prawdopodobieństwa.

Zapoczątkowane w 1964 r. badania autora polegały w początkowym okresie na wstępnym rozpoznaniu tej problematyki na polderach północno-zachodnich i ustaleniu stanu wiedzy w oparciu o literaturę. W tym okresie sprecyzowano problem wymagający badań ścisłych. Opracowano metodykę badań, wytypowano polder i opracowano dokumentację

projektowo-kosztorysową na dodatkowe urządzenia obiektu doświadczalnego. Po skompletowaniu i skonstruowaniu urządzeń pomiarowych rozpoczęto od 1966 r. codzienne i ciągłe pomiary. W pracy tej wykorzystano wyniki z 7-letnich badań autora oraz materiały z 24 lat codziennych obserwacji PIHM.

W analizie statystycznej materiałów obserwacyjnych zmierzającej do wyznaczenia równań krzywych prawdopodobieństwa opadów i odpływów stosowano głównie metodą deacyłów Dębskiego. Przy ustalaniu wydajności przepompowni metodami holenderska i Sochonia wykorzystano krzywe prawdopodobieństwa maksymalnych 1-5 dobowych opadów, natomiast metodą autora wykorzystano krzywe prawdopodobieństwa maksymalnych 1-5 dobowych odpływów. Wyznaczono również po 12 krzywych częstotliwości i sum czasów trwania odpływów jednostkowych wody z sieci rowów i drenów o różnych rozstawach /9,18,27 m/. Na podstawie badań ok. 6940 szt. próbek gruntu o strukturze nienaruszonej oraz systematycznych terenowych pomiarów siły ssącej, jak również krzywych pF oznaczonych laboratoryjnie, możliwe byłoby śledzenie dynamiki zasobów wodnych w profilu gruntowym polderu. Jednoczesne bezpośrednie pomiary wszystkich składników równania bilansu według Pencka umożliwiły obliczenie ilości wody dopływającej i odpływającej włącznie z badanego obszaru. Z wyników badań i obliczeń, w których przyjęto 10 % prawdopodobieństwo uzyskano stosunkowo duże wartości niezbędnych wydajności przepompo-

wni. Uzasadnić je można stosunkow małym obszarem terenu doświadczalnego. W skali całej zlewni polderu istnieją większe możliwości retencjonowania wody w rowach, kanałach oraz w zbiornikach naturalnych lub sztucznych. Na obiekcie doświadczalnym stwierdzono istnienie dopływów wód obcych, które w pewnych warunkach przedostawały się do sieci odwadniającej. Należy wspomnieć, że porównywanie wyników obecnych badań z fragmentycznymi obserwacjami z odległych lat może budzić kontrowersje. W okresie badań autora nawet wysokie opady nie spowodowały zalewów i zniszczeń plonów. Zapewniono w profilu gruntowym polderu optymalne stosunki powietrzno-wodne dla rozwoju roślin oraz sprzętu przy pomocy ciężkich maszyn. Natomiast niewiele jest na powyższy temat informacji z odległych lat. Na podstawie przeprowadzonych badań i studiów literatury zawodowej można sformułować następujące wnioski.

6.1 Wnioski ogólne

1. Niezmiernie mało jest danych hydrologicznych niezbędnych do projektowania przepompowni na polderach. W literaturze polskiej cytowane są wyniki z obserwacji poczynionych przed 40 laty. W wyniku obecnej intensyfikacji produkcji na użytkach zielonych /które dość często stanowią zaplecze surowcowe mechanicznych suszarni zielonki/ i stosowania ciężkiego sprzętu niezbędnego jest zapewnienie większej normy odwodnienia. Coraz powszechniej uzyskuje się ją stosując kombinowany system odwodnień /rowy + drenowanie/, stąd rów -

nież wynika dezaktualizacja dawnych danych o odpływach. Nie zbadany był dotąd reżim hydrologiczny w okresie zimowym [8].

2. Celowe jest kontynuowanie badań odpływów zapoczątkowanych przez autora w 1966 r. oraz pozostałych składników równania bilansu wodnego Pencka dla wydłużenia serii obserwacyjnej. Pożądane jest rozszerzenie ich na zlewnie polderów o odmiennych warunkach klimatycznych, hydrologicznych i gospodarczych. Niezbędne są badania nad odciekalnością dynamiczną służącą do ustalania wolnej retencji gruntowej wykorzystywanej w metodzie Sochonia. Potrzebę badań uzasadniają duże zadania przewidziane w programie rozwoju melioracji użytków rolnych [86] w zakresie budowy nowych i rekonstrukcji istniejących przepompowni oraz ich eksploatacji.

6.2. Wnioski szczegółowe

1. Dla prowadzenia właściwej gospodarki wodnej na polderach pożądane są komunikaty meteorologiczne dotyczące prognoz kilkudniowych, uwzględniające m.in. wysokość spodziewanych opadów i czas ich trwania. Uzasadniona jest również automatyzacja sterowania pracą przepompowni i innych budowli na polderach.
2. Z przeprowadzonych badań i obliczeń autora oraz z obserwacji Bertrama wynika, że nie zawsze największy zaobserwowany opad powoduje największy dopływ do sta-

cji pomp. Zależy to od wielkości wolnej retencji grun-
towej w okresie poprzedzającym ten opad. Badania wy-
kazały również, że polder Załom zasialny może być
wodami obcymi zarówno od strony jeziora Dąbskiego jak
również z przyległych, bardziej wyniesionych terenów.
W okresie od 23 V - 20 X 1972 r. wielkość tego dopły-
wu na teren doświadczalny wynosiła 395 mm.

3. Z przykładowych obliczeń trzema metodami uzyskano w
badanych warunkach podobne wyniki $/H_d = 25 \text{ mm/dobę}/$,
dotyczące miarodajnego dopływu wód do przepompowni o
prawdopodobieństwie występowania $p = 10 \%$.
4. Metoda II zaproponowana przez Sochonia może być naj-
szybciej zastosowana w praktyce projektowej, bowiem
łączy dwa istotne stosunkowo łatwe do wyznaczenia pa-
rametry: opady atmosferyczne i stany wolnej retencji
gruntowej na polderze. Metoda III zaproponowana przez
autora zapewnia największą dokładność, lecz wymaga
wieloletnich pomiarów rzeczywistych odpływów, dlatego
może być stosowana w przyszłości.

Literatura

1. Bessler F.: Scheme for the Quattara depression Wat.Pwr vol.20, 1968, nr 12, s. 494-498.
2. Baszkis K., Dabuzinskas K.: O jawnenii gistereza w gidrołogiezieskom diejstwii drenaža Trudy Lit.Nauk.Is - sled.Inst.Gidr i Melior. 1966, t.5 s. 37-41.
3. Bertram H.: Die Entwicklunug das Deick und Entwasserungswesens 1907 r.
4. Bertram H.: Neuere Grundsätze für SchöpfwerksboutenBerlin 1925.
5. Binsack R.: Ein Dränversuch auf Flauss marsch Z.F.Kulturtech w Flurberein 1964, t.5, nr 5 s. 224-238.
6. Brochocki A.: Stacje przepompowań dla odwodnienia za - wala a wały wsteczne. Gosp.wodna 1947. nr 2 s.71 - 74
7. Byczkowski A.: Hydrologiczne podstawy projektowania budowli wodno-melioracyjnych PWRiL 1972 ss. 286.
8. Cebulak K.: Kilka uwag o problematyce wydajności przepompowni odwadniających na Żuławach w dolinie Wisły. Wiad.Melior. i Łąk. 1968, nr 4, s. 103-105.
9. Chudecki Z., Duda L., Koźmiński Cz.: Próba określenia wpływu wielkości opadów atmosferycznych na uwilgotnienie gleby. Zeszyty Nauk. WSR Szczecin 1968, s. 3-10.
10. Czernieniock W.Ja.: Rezim stoka pri osuszenii torfjanikow zakrytym drenażem Gidrot. i Meliorac. 1971, nr 1, s.66-69.
11. Dębski K.: Hydrologia kontynentalna t.II Wyd.Komunikac. 1959.
12. Dębski K.: Hydrologia. Arkady Warszawa 1970 ss. 368.
13. Džuniński V.: Metod zaopredeljane na oranzmeritelniya moduľ d lbacinata i rizstojanista mežolu drenažniie chilli pri prosktirone na otvodnitechnite sistemi.Chidrotechn.i Melioracji 15, 1960, s.6-9.
14. Florinnskij M.M., Ryczagow W.W.: Nasosy i nasosnyje stancji Wyd.III Moskwa 1967, ss.384.

15. Gawlik i inni: Metodyka badań fizycznych i wodnych właściwości gleb. Skrypt IMUZ 1966.
16. Gražys J.: Nuotakio modulio nustatymas moliniu vandžiui drenažo sistemoms skaičioti Lietuvos TSR Sąlygomis Liet. Hidrot.ir mel.moks.tyim inst.DARBAI 1958, t.II, s. 55-68.
17. De Groot H.: Water control in polder districts Comitee National Neederlandais sept.1962.
18. Hohendorf E., Toczkiewicz W.: Pomiarы opadów atmosferycznych na powierzchni gruntu oraz na wysokości 1 i 2 m w Bydgoszczy. Wiad.IMUZ 1970, t.9 nr 4, s. 85-93.
19. Jasnowski M.: Budowa i roślinność torfowisk Pomorza Szczecińskiego Szczecin. Tow.Nauk. WNP-R 1962 t.X s.333.
20. Jurianja M.: O poldernych nasosnych stancjach i nasosach. Materiały z konfer.Tallin 1971.
21. Juszkaukas J.: Proizvoditeličnost nasosw i racionalnaja dlina magistralnych kanałow w usłowiach zimnych poldierow. Trudy Lit. NIIGiM 1966, t.V, s 127 - 147.
22. Juszkaukas Ju.: Issledowanije režima raboty nasosnych stancji i miery jego ułuczszcnija na zimnych polderach Litewskoj SSR.Trudy Lit. NIIGiM 1968, t.VI, s.251-266.
23. Kardasz P., Somorowski Cz.: Zagadnienia hydrologiczne w projektach meliracyjnych.Biblioteka Wiadom. IMUZ 1971 nr 37, s.102.
24. Kadrewicz T.A.: Osuszenije s miechaniczieskim wodopodiomom zabołoczennyh ziemiel w primorskoj zonie łatwijskoj SSR.Gidrot.i Melior.1957, nr 3,s.28-38.
25. Kisielewski Z.: Melioracje na Żuławach w dolinie Wisły Gosp.Wodna 1951 nr 3 s. 113-117.
26. Kisielewski Z.: Podstawy hydrologiczne budowy stacji pomp dla odwodnienia. Gosp.Wodna 1951, nr 4, s 152-156.

27. Klugiewicz J.: Stacje pomp i poldery województwa szczecińskiego. Wiad.Melior.i Łąk.1966, nr 6,s. 163-167.
28. Klugiewicz J.: Przyrząd do pobierania próbek gruntu o strukturze nienaruszonej. Wiad.Melior.i Łąk. 1968 nr 12, s.362-364.
29. Klugiewicz J.: Wpływ wzniesienia deszczomierzy nad powierzchnią terenu na objętości mierzonych opadów. Wiad.Melior.i Łąk. 1971, nr 1, s.16-18.
30. Klugiewicz J.: Analiza zapasów wody w profulu glębowym piasku pylastego, luźnego przy różnych stacjach wód gruntowych.Roczniki nauk.rol.1972 ser. F,t. 78, s.61-70.
31. Klugiewicz J.: Niektóre zagadnienia mechanicznego odwadniania polderów Pomorza Zachodniego.Wiadom. Melior. i Łąk. 1972, nr 8-9, s.248-250.
32. Klugiewicz J.: Urządzenie do ciągłej rejestracji przepływu cieczy w przewodach otwartych.Gosp.Wodna 1975, nr 5, s.156-158.
33. Klugiewicz J.: Ustalenie zasad gospodarki wodnej na obiektach polderowych w warunkach północno-zachodniej Polski. Operat z tematu 216.03.01, IMUZ 1974,ss. 183.
34. Klugiewicz J.: Metoda ustalania podstaw hydrologicznych do projektowania stacji pomp na terenach depresyjnych IMUZ, 1973 ss.198 Praca doktorska.
35. Klugiewicz J.: Metodyka badań w zakresie podstaw hydrologicznych do projektowania stacji pomp na polderach. Wiadom.melior. Łąk.1975, nr 1, s.5-8.
36. Kopaliński W.: Słownik wyrazów obcych i zwrotów obcojęzycznych. Wiedza Powszechna 1967 s.164-165.
37. Kostrzewa J.: Wpływ poziomu wody gruntowej i rozstawy sączków na natężenie odpływu z drenów. Wiadom. Melior.i Łąk. 1969, nr 11, s.338-340.

38. Kożanow K.: Drenażnyj stok z osuszennych bołot i zabłocziennych mineralnych poczw. *Gidrot.i Melior.* 1961, nr 6.
39. Kożucharow I., Łojewski S.: Wpływ wysokości opadów na wielkość i koszty energii elektrycznej zużywa - nej przez stacje pomp na Żuławach. *Wiadom.Melior.* i *Łąk.* 1968, nr 2, s.57-58.
40. Kożucharow I., Łojewski S.: Zależność pomiędzy wyso - kością opadów a zużyciem energii elektrycznej przez stacje pomp na polderach. *Gosp.Wodna* 1968, nr 4.
41. Lambor J.: *Hydrologia inżynierska.* Arkady 1971, ss.362.
42. Leźnicki A.: Niektóre kryteria projektowania melio - racji na polderach nizinnych. *Zeszyty Nauk.Polit. Szczecińskiej* 1967, nr 93, s.127-133.
43. Leźniecki A.: Wpływ warunków hydrogeologicznych na sieć osuszającą przymorskich polderów nizinnych. *Zeszyty Nauk.Polit.Szczecińskiej* 1972 nr 133, ss.67.
44. Łukjanas A.Ł.: Zawisimost rasstojanij mieźdu driena - mi ot ukłona powierzchni ziemli. *Gidrot.i Melior.* 1967, nr 12, s.62-69.
45. Łukjanas A., Juszkaukas Ju.: Rascziet i projektiro - wanie nasosnych stancji na poldernych sistiemach . *Mater.z konf.w Tallinie* 1971.
46. Majewski A.: Ruchy wód Zalewu Szczecińskiego. *Prace PIHM* 1964, z.69.
47. Masłow B.S.: O normach osuszenia i orszeniu nizin - nych bołot. *Gidrot. i Melior.* 1963, nr 1, s.31-38.
48. Mikołajewski I.: Geografia województwa szczecińskiego *Szczecińskie Tow. Nauk.* 1966, t.XI, s.154.
49. Molga M.: *Meteorologia rolnicza.* PWRiL 1958, ss.571.
50. Obuchowski A.: Ogólne założenie budowy stacji pomp . *Mater. z konf. SITWM Zielona Góra* 1966, s. 3-20.
51. Ostromecki J.: Wstęp do melioracji rolnych. *Bibliot. Wiadom. IMUZ* nr 3 PWRiL 1960 ss. 309.
52. Quast J.: Drangewasserzuflusse zu Flusspoldergebieten. *Meliorations - Inform.Bad.Freienwalde* Ig 4, H.3 s.2-14.

53. Pachnik D.: Określenie wydatku instalowanego przez pompowni odwadniających zawała rzek i zbiorników. Wytyczne instruktażowe projektowania. Red.II 1971 r.
54. Paliskin N.A.: Ob eksploatacji nasosnych stancji na Ukrainie. Gidrot. i Melior. 1972, nr 2, s.60-64.
55. Pietrucień Cz.: Zagadnienia korelacji pracy stacji pomp na polderach żuławskich z warunkami atmosferycznymi. Gosp.Wodna 1969 nr 11 s. 404-408.
56. Pomirski Z.: Prace renowacyjne w części doliny rzeki Odry Gosp.Wodna 1949, nr 1-2, s. 47-49.
57. Prawdzic K.: Charakterystyka ważniejszych elementów klimatycznych powiatu szczecińskiego. Zeszyty Naukowe. WSR Szczecin 1958, z.1.
58. Prawdzic K.: Klimat województwa szczecińskiego w świetle potrzeb rolnictwa. Wiadom.Zachodnie,Szczecin 1961 ss.64.
59. Puchalska M., Klugiewicz J., Puchalski H.: Zastosowanie metod statystycznych w doświadczalnictwie melioracyjnym. Prace Nauk.Politech.Szczecińskiej 1973, nr 9,ss.28.
60. Puścikowski J.: Żuławy elbląskie okiem wykonawcy. Gosp.Wodna 1948, nr 9, s.259-263.
61. Rjabkowa G.A.: Wodnyj bałans poldera /na primierie poldera Rusnje Litewskoj SSR/. Gidrot.i Melior. 1970, nr 10, s.22-26.
62. Rode A.: Woda w glebie PWRiL 1956 s.531.
63. Roguski W.: Metodyka badań parowania terenowego.Maszynopis IMUZ 1971.
64. Schalitz G.: Einige spezielle Probleme des Standortes und der Vegetation der Oderpolder bei Schwedt. Z Landeskult,1970, Bd 11, H. 5, s.375-387.
65. Schocklitsch A.: Handbuch des Wasserbauess. Wień 1962, ss.1072.
66. Scholz A.: Hydromelioration auf Niederungsstandorten Feldwirtschaft 1968, Ig.9, H.12.

67. Schroeder G.: Melioracje wodne w rolnictwie. Arkady 1972, s.728.
68. Sidonciew Ł.N.: Opyt awtomatizacji nasosnych stancji w Kaliningradzkiej obłasti. Gidrot.i Melior.1969, nr 1, s.56-62.
69. Sochoń Z.: Sposoby usprawnienia działania systemów melioracji szczegółowych na Żuławach. Mater.I Seminarium Żuławskiego. Gdańsk 1968.
70. Sochoń Z.: Sposoby powyższenia efektywnostti melioratywnych sistem na polderach w Polsce w prisposoblenii k sowremiennemu selkskomu chozajstwu. Mater. z konf. Tallin 1971 ss.21.
71. Sochoń Z.: Systemy melioracyjne na polderach w Estonii. Wiadom.Melior. i Łąk. 1972, nr 7, s.219-222
72. Sojecki Cz.i inni: Mała Encyklopedia Powszechna. PWN Warszawa 1969 s.213 i 822.
73. Szpak I.S.: Metodyka rasczieta włagozapasow 10-centimetrogo słoja poczwy. Poczwowiedienie 1965 nr 9, s. 56-63.
74. Szuniewicz J.: Zmiany stosunków wodnych w profilu glebowym torfowiska niskiego wywołane osuszeniem i procesami murszenia. IMUZ 1966 Praca doktorska.
75. Szuniewicz J.: Tensjometr z manometrem rtęciowym do rejestracji potencjału wilgotności gleby w warunkach polowych. Wiadom. IMUZ 1967. t.VII, z.1, s.109-125
76. Volker A.: Major water control in deltaic areas. Comitets National Neederlands 1962.
77. Wagret P.: Polderlands. London 1968 Mathuen a.CO ITD ss.288.
78. Wędziński W.: Potrzeby wodno-meliracyjne delty Wisły Mater. z I Seminarium Żuławskiego, Gdańsk 1968.
79. Wesseling I., van't Leven A.I.: Drainage of the polder districts in the Netherlands. Technical Bulletin 1960, nr 18, s.13.
80. Wieczysty A.: Hydrogeologia inżynierska. PWN 1972 s.815.

81. Wiszniewski W.: Atlas opadów w Polsce 1891-1930 s.29
82. Zajcew O.: Stok s poldierow. Mater.z konfer.w Tallinie 1971.
83. Zielenka L.P., Juszkauskas I.A.: Poldernyje systemy osuszenia. Moskwa 1969 ss.111.
84. Zakaszewski Cz.: Melioracje rolne, PWRiL 1956 t.I.s. 366.
85. Materiały k tiechniczskim usłowiam i normam projektowania osuczitielnych sistem. Wyd.12 Moskwa.
86. Program rozwoju melioracji użytków rolnych Minist.Rol. 1971 ss.20, zał.28.
87. Rocznik Statystyczny Roln. 1971 GUS, Roczniki Branżowe nr 38 s.378.
88. Wielka Encyklopedia Powszechna. PWN 1966, t.8, s.815.

Spis treści

1. Wstęp	4
1.1. Geneza terenów depresyjnych i polderów	5
1.2. Ogólna charakterystyka rozwoju oraz rozmieszczenia przepompowni i polderów	7
1.2.1. Przepompownie i poldery w Polsce ...	7
1.2.2. Przepompownie i poldery za granicą .	9
1.3. Wprowadzenie do zagadnień hydrologicznych polderów	11
2. Omówienie problemu w świetle literatury krajowej i zagranicznej	16
2.1. Uzasadnienie celowości badań	35
3. Metodyka badań	36
3.1. Cel i zakres badań	36
3.2. Ogólna charakterystyka obiektu doświadczalnego	40
4. Analiza wyników badań	41
4.1. Wprowadzenie	41
4.2. Opady atmosferyczne	42
4.2.1. Porównanie opadów z wielolecia	43
4.2.2. Prawdopodobieństwo wystąpienia maksymalnych opadów	48
4.2.3. Przykład obliczeń prawdopodobieństwa maksymalnych opadów 1-dobowych	49

4.2.4. Analiza wyników obliczeń	58
4.3. Odpływ wody z polderu	61
4.3.1. Wprowadzenie	61
4.3.2. Statystyczna analiza odpływów	61
4.4. Parowanie wody	76
4.5. Retencja gruntowa	79
4.5.1. Wprowadzenie	79
4.5.2. Aktualne i charakterystyczne stany uwilgotnienia oraz retencji w profi- lu gruntowym	80
4.5.3. Budowa profilu gruntowego	84
4.6. Współzależności między stanami wód grunto- wych w różnych miejscach polderu :.....	86
4.6.1. Związek między niektórymi badanymi elementami	86
4.6.2. Zależność odpływów wody z rowów i drenów od stanów wody w środku łąnu.	88
4.6.3. Współczynniki odpływów	94
4.6.4. Bilans wodny	97
5. Wyniki analizy badanych elementów jako podstawa ustalania wydajności przepompowni polderowych ..	97
5.1. Wprowadzenie	97
5.2. Opady atmosferyczne i retencja gruntowa jako podstawa do ustalania wydajności przepompo- wni	99
5.2.1. Obliczenia według metody holenders - kiej	99

Hydrologiczne podstawy projektowania przepompowni 121

5.2.2. Obliczenia według metody Sochonia ...	101
5.3. Odpływy z sieci odwadniającej jako podstawa do ustalania wydajności przepompowni	105
6. Podsumowanie i wnioski	107
6.1. Wnioski ogólne	109
6.2. Wnioski szczegółowe	110
LITERATURA	112

HYDROLOGIC ELEMENTS OF PUMPING-STATION DESIGNS ON DEPRESSION GROUNDS

Summary

Research results of hydrologic elements for designs of pumping-station efficiency on polders have been presented in this paper. An uncommon small number of ground examinations have been found on the grounds of literature and designing study and that is why the designers make use of empirical examples - most often of the Iszkowski ones, which are however of little use when outflow of polder areas being set.

The initial examinations were carried out by the author during the years 1964-1966 on polders of North-East provinces and next on the polder of Załom, province of Szczecin detailed examinations were carried out. The ground examinations contained measurements of all water balance components equation according to fenck and a great deal of other elements directly connected with them. During 7 years of examinations about 50-250 of term measurements were carried out every day as well as continuous measurements by use of 5 self-writing instruments. The curves of precipitation and outflow probability were pointed out by means of decils method. During the work three methods of setting hydrologic elements for designing of pumping-station efficiency were used:

I-the so-called Durch method, based on static analysis of

maximum precipitation of 1-2-3 days, the estimated mean amount of which is the determinant one of water layer out-pumping;

II-the method proposed by Prof. Sochoń which takes into account the probability of maximum precipitation of 1-2 3 days and extra possibilities of filling the free ground retention and thus the non-retentioned part of water should be pumped out;

III - the method proposed by the author based on utilization of hydrometric measurements results of outflow of polder drained net , on the grounds of which the maximum 1-2-3 days outflows are pointed out.

From the exemplary calculations by use of the above methods the determinant of out-pumping outflow $H_d = 25\text{mm/day}$ with probability $p = 10\%$ was pointed out. On the other side from ballance calculations for the period from 23.V.-20.X.1972 the inflow of new waters $D_o = 395\text{ mm}$ was pointed out, which comes to the outflow through the drained net on the polder.

Гидрологические основы проектирования станций перекачки на депрессивной территории.

В работе представлены результаты исследований над гидрологическими основами проектирования производительности станций перекачки работающих на польдерах. На основании литературы и разработанных проектов сделан вывод, что существует очень мало результатов исследований на местности, поэтому проектировщики пользуются эмпирическими образцами, чаще всего Ишковского, которые однако оказываются мало пригодными для установления отливов на местности. Автор в 1964 - 1966 годах провёл вступительные исследования польдеров северо - восточных воеводств, а потом подробные исследования на польдере Залом, Щетинского воеводства. Исследования на местности охватывали измерения всех составных частей уравнения водного баланса по Пенцку, а тоже много других факторов связанных с ним косвенно. В течение семилетних исследований ежедневно делали 50-250 срочных измерений и измерения постоянные пятью саморегистрирующимися приборами. Кривые вероятности осадков и отливов определены методом децилев. В работе применены три метода определения гидрологических основ для проектирования станций перекачки.

1 метод, названный голандским, основан на статистическом анализе максимальных 1, 2, 3 - х суточных осадков, средняя которых является достоверной для откачки слоя воды.

2 метод, предложенный профессором Сохнем, принимает во внимание вероятность 1, 2, 3 - х суточных осадков и дополнительно возможность наполнения свободной грунтовой пористости, откуда избыток воды должен быть откачан.

3 метод, предлагаемый автором, основан на использовании результатов гидрометрических отливов из сети

обезвоживания польдера, на основании которых определяется вероятность выступления максимальных I, 2, 3 - х суточных отливов.

Из примерных подсчетов по выше названным методам определен для откачки в условиях Залома суточный прилив $H_{\text{д}} = 25$ мм, с вероятностью $p = 10\%$. Однако из балансовых подсчетов за период от 23.05.1972г. до 20.10.1972г. определен прилив воды извне $D_0 = 395$ мм, который попадает в отлив через сеть обезвоживания на польдере.



Biblioteka Główna ATR
w Bydgoszczy

596

Gx

35/9

1976