

Szkoła
Główna
Gospodarstwa
Wiejskiego
w Warszawie

Przegląd Naukowy

Wydziału Melioracji i Inżynierii Środowiska

Konferencja naukowa

Problemy kształtowania środowiska obszarów wiejskich

Sesja III: *Konstrukcje inżynierskie na obszarach wiejskich*

50 - LECIE WYDZIAŁU

Zeszyt 12

Szkoła
Główna
Gospodarstwa
Wiejskiego
w Warszawie

Przegląd Naukowy

Wydziału Melioracji i Inżynierii Środowiska

Zeszyt 12

Warszawa 1996

Spis treści

BADANIA

A. BOUAZZA, W. F. van IMPE, P. MENGE: <i>Hydraulic conductivity of a geosynthetic clay liner</i>	5
W. BUCZEK, J. HAŁKOWSKI, P. ORŁOWSKI: Zastosowanie zdjęć lotniczych w badaniach stanu brzegów i obwałowań rzek nizinnych <i>The application of aerial photographs in the examination of the states of banks and embankments of lowland rivers</i>	13
A. SZYMAŃSKI: Ocena parametrów mechanicznych gruntów silnie prekonsolidowanych <i>Evaluation of mechanical parameters of heavily overconsolidated soils</i>	21
Z. LECHOWICZ, S. RABARIJOELY: Zbiornik Nielisz – badania wzmocnienia słabonośnego podłoża <i>Nielisz reservoir – testing of soft subsoil strengthening</i>	33
S. ŻAKOWICZ, K. GARBULEWSKI: Nowa metodyka badań przewodności hydraulicznej nienasyconych gruntów ekspansywnych <i>A new methodology for determining the hydraulic conductivity of unsaturated expansive soils</i> ...	45
D. KOWALCZYK, A. SZYMAŃSKI, M. BOROWCZYK: Możliwości wyznaczania wytrzymałości gruntów silnie prekonsolidowanych na podstawie badań terenowych <i>Determination of shear strength in heavily overconsolidated soil on the bases of in situ tests</i>	59
D. SOKOŁOWSKA, J. SOKOŁOWSKI: Badania dynamiki wód filtracyjnych w zaporze czołowej zbiornika Siemianówka <i>Research of filtration waters dynamics in main dam of reservoir Siemianówka</i>	71
H. KAZIEKO, L. KAZIEKO: Rozwiązanie nieliniowego jednowymiarowego zagadnienia konsolidacji gruntów <i>A solution of a non-linear one-dimensional soil consolidation</i>	83
Sz. L. DĄBKOWSKI, Z. POPEK: Współczynnik szorstkości koryt z roślinnością trawiastą <i>The roughness coefficient of grasslined open channels</i>	89
Sz. L. DĄBKOWSKI, K. GARBULEWSKI, K. PACHUTA: Mechaniczne właściwości darni wyczyńca łąkowego i mozgi trzcinowatej <i>Mechanical properties of grass turf with Alopecurus pratensis and Phalaris arundinacea</i>	101

J. KUBRAK, A. ŻBIKOWSKI : Rozkład przepływów w gładkich korytach o przekrojach dwudzielnym	
<i>The discharge distribution in the smooth channels with the compound cross-section</i>	113
H. PAWŁAT, E. KODA, A. SZYMAŃSKI: Ocena rejestracyjno-bioindykacyjna stanu technicznego zapór bocznych zbiornika "Dębe"	
<i>Registration-bioindicative assessment of damage risk of lateral dams on "Dębe" reservoir</i>	123
T. SIWIEC: Analiza hydrauliczna układu strumienic połączonych równolegle	
<i>Hydraulic analyse of jets pump installation connected paralely</i>	137
L. RECZEK: Ocena efektywności rozkładu zanieczyszczeń w ściekach z użyciem wybranych biopreparatów	
<i>Valuation of contaminants disintegration efficiency while using biocatalysts to treat waste water</i>	149
J. WYSOCKI: Analogowe i komputerowe metody wielkoskalowych opracowań warstwowych	
<i>The analogous and computer methods of working out of large-scale contour maps</i>	161
E. BONDAR-NOWAKOWSKA, D. DEJAS, A. REINHARD: Określenie hierarchii czynników wpływających na czas napełnienia łyżki maszyny Pelikan przy odmulaniu cieków z zastosowaniem teorii zbiorów przybliżonych	
<i>Evaluation of hierarchy of factors affecting the excavator bucket filling time of Pelikan machine at the elutriating of water courses with use of the rough set method</i>	169
W. NAGÓRKO, J. JAKACKI: Niejednorodne płyty sprężyste w ujęciu wariacyjnym	
<i>On the variational description of the nonhomogeneous elastic plates</i>	175

PROGRAMOWANIE, PLANOWANIE, PROJEKTOWANIE

W. WIECZORKIEWICZ : Rekonstrukcja osadnictwa na wsi – kierunki przestrzennych przekształceń	
<i>Reconstruction of setting in country side – directions of space changes</i>	183
M. PISARSKI: Metoda wyboru lokalizacji obiektów obsługi rolnictwa	
<i>Location methods of agriculture attendance objects</i>	189
A. J. KRÓLIKOWSKI: Kryteria doboru rozwiązań systemów kanalizacyjnych na obszarach niezurbanizowanych	
<i>Urbanized sewere systems criteria</i>	197
M. GÓRĘCKA: Analiza funkcjonalna kształtowania rozwiązań pomieszczeń w budynkach jednorodzinnych stosujących bierne systemy ogrzewania	
<i>The functional analysis presenting the formation of room design executions in detached houses with passive heating systems installed</i>	205
Sz. L. DĄBKOWSKI, Z. POPEK: Projektowanie konstrukcji niskiego stopnia kamiennego	
<i>Designing of low-head vertical stone drop</i>	211
W. MUTH: <i>Hydraulically Effective Straight Drop Structure Calculation According to DIN 19661-2</i>	223
F. KŘOVÁK: <i>The revitalisation of creeks</i>	235
A. GOŁĘBIEWSKA, R. KAMIŃSKI, K. GARBULEWSKI: Komputerowe wspomaganie projektowania nasypów dróg rolniczych wzmocnionych geotekstylami	
<i>Computer aid designing of rural road embankments with geotextiles</i>	241
T. BARAŃSKI, P. SORBIAN: Komputerowy system diagnostyczny oceny stanu zapór ziemnych z centralnym rdzeniem	
<i>Computer diagnostic system for safety evaluation of embankment dam with core</i>	253

T. BARAŃSKI, A. FÜRSTENBERG, P. ŠORBJAN: Sieć automatycznych pomiarów na zaporze czołowej zbiornika Nysa <i>Automatic piezometric survey network on NYSA Dam</i>	265
W. MATUSIEWICZ: Obliczenia hydrogeologiczne urządzeń odwadniających przy odwadnianiu wykopów wielopiętrowych <i>Hydrogeological desing of drainage for deep excavations</i>	275
E. KODA, P. KRÓL: Renowacja i przebudowa systemów drenażowych w eksploatowanych zaporach ziemnych <i>Renovation and reconstruction of drainage systems in exploited embankments dams</i>	283
A. BORTKIEWICZ, J. SZMAGAJ: Zbiornik Nielisz – charakterystyka konstrukcyjna obiektów zapory czołowej <i>Nielisz reservoir – technical solutions of dam constructions</i>	291
Z. LECHOWICZ, J. MIRECKI, W. WOLSKI: Zbiornik Nielisz – etapowa budowa zapory <i>Nielisz reservoir – stage-constructed dam</i>	303
M. POŁOŃSKI: Przykład analizy czasu trwania i kosztu wykonania obiektu przy zmiennej dostępności zasobów <i>An example time and cost analysis for investments with variable resources availability</i>	315
W. BUCZKOWSKI, S. CZAJKA, J. MĄDRAWSKI, H. MIKOŁAJCZAK: Praca statyczna rurociągów układanych w gruncie <i>Pipelines in subsoil work as beams on elastic foundation</i>	323
L. BRUNARSKI: Problem promieniotwórczości naturalnej w budownictwie wiejskim <i>Problem of natural radioactivity in rural buildings</i>	331
Z. KRZYWOSZ: Propozycja podziału produktów geosyntetycznych <i>The proposal of geosynthetics products division</i>	343
S. URBALA, D. URBALA: Finansowanie przedsięwzięć inwestycyjnych kredytem bankowym <i>Financing of investment undertakings by bank's credit</i>	353

TECHNOLOGIA I ORGANIZACJA ROBÓT BUDOWLANYCH

H. ŁADNIAK: Zbiornik Nielisz – ogólna charakterystyka inwestycji <i>Nielisz reservoir – general characteristics</i>	363
M. SIERANT, T. TCHÓRZ: Zbiornik Nielisz – problemy realizacji inwestycji <i>Nielisz reservoir – problems of construction performance</i>	369
K. MOSIEJ, J. SOKOŁOWSKI: Ekonomiczna i proekologiczna technologia przebudowy i modernizacji obwałowań przeciwpowodziowych <i>Ekonomical and pro-ecological technology of reconstruction and modernization of flood embankments</i>	375
P. KRÓL, J. MIRECKI, W. WOLSKI: Wzmacnianie podłoża fundamentów istniejących budynków metodą iniekcji wysokociśnieniowej <i>Subsoil improvement under existing buildings by jet grouting</i>	385

Od Redakcji

Zeszyt 12 Przeglądu Naukowego Wydziału Melioracji i Inżynierii Środowiska SGGW zawiera prace zgłoszone na Konferencję Naukową nt. "Problemy kształtowania środowiska obszarów wiejskich", zorganizowaną z okazji obchodów Jubileuszu 50-lecia Wydziału Melioracji i Inżynierii Środowiska Szkoły Głównej Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie. Konferencja odbyła się w dniach 20–22 czerwca 1996 r. w gmachu Wydziału przy ul. Nowoursynowskiej 166 w Warszawie. Zamieszczone w niniejszym zeszycie prace były referowane na Sesji III: "Konstrukcje inżynierskie na obszarach wiejskich".

Foreword

Land Reclamation and Environmental Engineering Scientific Review of Warsaw Agricultural University, Volume N°12 contents papers of the Scientific Conference concerning Problems of Environmental Development in Rural Areas which was organised on the occasion of the 50th Anniversary of the Faculty of Land Reclamation and Environmental Engineering, Warsaw Agricultural University. The Conference was held at the Faculty of Land Reclamation and Environmental Engineering building in Warsaw, Nowoursynowska Street 166, from 20 to 22 June 1996. The Volume contents the papers which were presented during Session III: "Engineering constructions in rural areas".

ZESPÓŁ REDAKCYJNY

Andrzej Ciepeliowski, Bonifacy Łykowski (przewodniczący), Henryk Pawłat
Redaktor naukowy zeszytu nr 12 – Szczepan Ludwik Dąbkowski

RECENZENCI

S. Bajkowski, T. Barański, Sz. L. Dąbkowski, A. Fürstenberg, K. Garbulewski, S. Ignar, R. Kamiński, W. Kosiński, P. Król, J. Kubrak, Z. Lechowicz, H. Manteuffel, M. Pisarski, M. Połoński, W. Rogiński, A. Szymański, W. Wieczorkiewicz, W. Wolski, J. Żelazo

ADRES REDAKCJI

Wydział Melioracji i Inżynierii Środowiska SGGW
ul. Nowoursynowska 166
02-787 Warszawa
tel. 43-90-41 (61, 81), wew. 1273 i 1769

Projekt okładki i strony tytułowej – Barbara Werbanowska

Redakcja techniczna i skład – Ewa Janda, Maciej Reinstein
Korekta – Jolanta Zajączkowska

ISBN 83-00-02976-1



Wydawnictwo SGGW

Nakład 500 egz. Ark. wyd. 27,0. Ark. druk. 24,5.

Oddano do druku w maju 1996 r. Wyd. 1473.

Wydrukowano w Zakładzie Małej Poligrafii Wydawnictwa SGGW. Zam. 75/96

Abdelmalek BOUAZZA, William F. van IMPE, Patrick MENGE*

Hydraulic conductivity of a geosynthetic clay liner

Abstract

For several decades, the only practical means of waste containment was the construction of a hydraulic barrier consisting of a layer of compacted clay. Recent studies and technology development suggested that, certainly in case of slopes or cover systems, geosynthetic clay liners (GCLs) can be a convenient substitute to clay liners. One of the attractive use of a geosynthetic clay liner (GCL) is in the double composite liner system. Indeed, it can be effectively used on a side directly above the geomembrane and thus reduce the risk of damaging this latter by compaction. The GCLs are thin blankets of bentonite clay attached to one or more geosynthetic materials (e.g. geotextile or geomembrane). Bentonite is a unique clay mineral with very high swelling potential and water absorption capacity.

In the present paper, a summary of a series of hydraulic conductivity tests carried out, at Ghent University-Soil Mechanics Laboratory, in a rigid wall permeameter on a geosynthetic clay liner (GCL) of a geotextile type under different conditions are presented. All the tests are conducted with deaired water as permeant. The first serie of testing was on undamaged dry GCL, the second series on a GCL 15% strained to simulate any effects of differential settlement. It is shown that hydraulic conductivity of the GCL is not influenced by the hydraulic gradient and is not significantly altered when the GCL is strained to relevant levels.

Key words: CCL, GCL, Hydraulic Conductivity, Permeameter

Introduction

For several decades, the only practical means of waste containment, even on slopes, was the construction of a hydraulic barrier consisting of a layer of compacted clay. Indeed, a recent study (Fahim & Koerner 1993] carried out in the United States on liners for municipal solid waste disposal facilities has shown that: i) simple compacted clay liners are used in 19 states; ii) compacted clay liners being part of a composite liner are used in 20 states; iii) compacted clay liners are used as single cover in 36 states; iv) compacted clay liners are used as a composite cover beneath a geomembrane in 6 states.

The concept of using compacted clay liners (CCLs) emphasized more the attenuation of the pollution migration than its containment. However, the emergence of the geomembrane technology in the 1980's made the concept of containment more realistic and attainable. After a de-

*Ghent University, Soil Mechanics Laboratory, Technologiepark 9, Ghent 9052, Belgium.

cade of technical progress, geomembranes are now accepted by most designers as a required component of landfill liners. Nowadays, most of the modern landfills are constructed with a composite liner system, in which a geomembrane is placed over a clay layer. Leakage rates through well constructed composite liners are for lower than through geomembranes or compacted clay liners (CCLs) individually. Recent studies and technology development suggested that geosynthetic clay liners (GCLs) can be a convenient substitute to clay liners or a supplement to a (CCL) based composite liner. Indeed, the GCLs can have different applications within a modern landfill liner system. The most common application is as a complete or partial replacement of a CCL. In this application, the GCL is located immediately below a geomembrane and acts to minimise leakage by isolating flow through any holes that may be present in the geomembrane it self (fig. 1 and 2). Another application involves the placement of the GCL in the cover system (fig. 3). The primary purpose of the GCL in this application is to minimise the infiltrations. Moreover, used as shown in the figures below the GCLs can represent the next step towards the aim of total waste containment.

GCLs description

As discussed earlier geosynthetic clay liners (GCLs) are relatively new type manufactured clay liner which can be used as a hydraulic barrier in liners and cover systems at waste disposal facilities. The GCLs are thin "blankets" of bentonite

clay attached to one of more geosynthetics materials (e.g. geotextile or geomembrane). Bentonite is a unique clay mineral with very high swelling potential and water absorption capacity. Of the two major types of bentonite, sodium bentonite predominates in North American GCLs, while calcium bentonite is usually used in European manufactured GCLs [Koerner & Daniel 1994]. Geosynthetics clay liners are manufactured by laying down a dry bentonite approximately 5 mm thick, on a geosynthetic material and attaching the bentonite to the geosynthetic material. Two general configurations are currently employed in commercial processes:

- Type 1: bentonite sandwiched between two geotextiles either needle punched or non woven (fig. 4a).
- Type 2: bentonite glued to a geomembrane (fig. 4b).

The primary purpose of the geosynthetic component is to hold the bentonite together in a uniform layer and permit transportation and installation of the material without losing bentonite or altering the thickness of the bentonite. However, the geosynthetic components may serve other important purposes, as well, such as adding tensile or shear strength to the material. The bentonite component of a manufactured GCL is essentially dry, and there are open voids between bentonite granules in the manufactured material. When the bentonite is hydrated with water, the bentonite swells and the voids between bentonite granules close. The swelling action of bentonite is crucial to attainment of low permeability. The GCL contains approximately 4.9 kg/m^2 of ben-

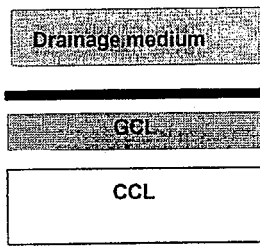


Fig. 1. Potential use of GCL in single composite liner

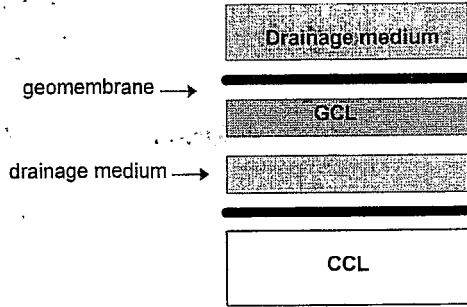


Fig. 2. Potential use of GCL in double composite liner

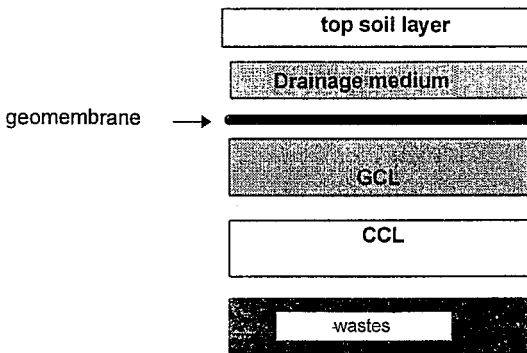


Fig. 3. Potential use of GCL in landfill cover

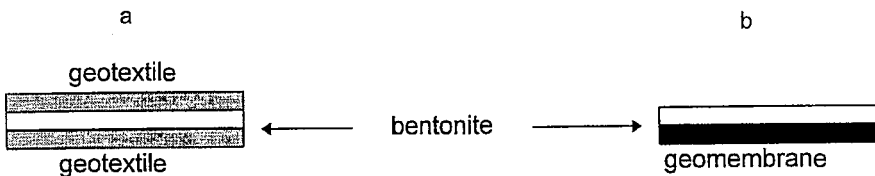


Fig. 4. Cross section of current available GCLs

tonite that has a hydraulic conductivity of approximately $1 \cdot 10^{-11}$ m/s. Continuous gravity percolation under unit hydraulic gradient through a material with a hydraulic conductivity of $1 \cdot 10^{-11}$ m/s would result in an infiltration of 0.3 mm per year, or approximately 30 mm every 100 years,

when only considering the simple advection phenomenon. For landfill covers, an intact GCL may in such case be considered essentially impermeable to water. The GCLs were first manufactured in the early 1980's and were initially used for foundation water proofing and for sealing wa-

ter retention structures. The GCLs were first used for landfill liners in 1986. Since then, GCLs have been used for a variety of lining applications and also in several final cover systems for hazardous wastes, radioactive wastes, and non hazardous solid wastes [Koerner & Daniel 1994]. One of the attractive use of a GCL is in the composite liner system (fig. 2), where the use of a compacted clay liner on a side slope directly above the geomembrane can be very difficult and where the compaction process and continuous straining can deteriorate the geomembrane.

Hydraulic conductivity of the GCLs

Testing equipment

Hydraulic conductivity tests on the GCL of type 1 have been carried out in a rigid wall permeameter as shown in figure 5. The dry and prehydrated samples were

permeated from bottom to top. All the tests have been carried out under a pressure of 15 kpa. Deaired water was used as permeant. The hydraulic conductivities were determined on achievement of stationary flow.

Results and discussion

The results of flexible wall hydraulic conductivity tests reported by Estornell and Daniel (1992) and Shan (1990) are shown in table. It can be seen that hydraulic conductivities to water of all the GCLs varied approximately between $3 \cdot 10^{-12}$ to $6 \cdot 10^{-11}$ m/s, depending on the compressive stress. The test carried out in a rigid wall permeameter at Ghent University (Soil Mechanics Laboratory) on a GCL ($k = 3 \cdot 10^{-11}$ cm/s) shows an excellent agreement with the results obtained at Texas University (USA). It should be pointed out that the test conditions in both universities were different. On testing the GCL in a rigid wall permeameter care was taken to avoid any side wall leakage. One

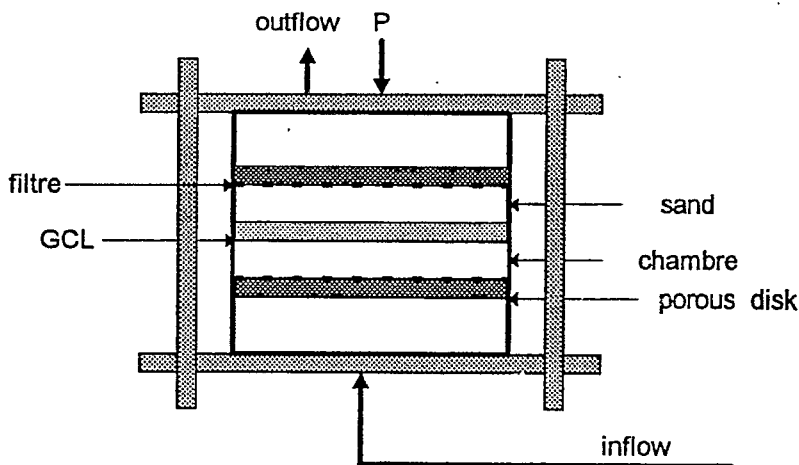


Fig. 5. Rigid wall permeameter set up

Table. Results of laboratory hydraulic conductivity tests

Effective stress σ' (kpa)	Hydraulic conductivity (m/s)	Type of test	Sources
15	$3 \cdot 10^{-11}$	flexible wall permeametre	Estornell & Daniel (1992)
34	$3 \cdot 10^{-11}$		
35	$1 \cdot 10^{-11}$		
69	$1 \cdot 10^{-11}$		
73	$1 \cdot 10^{-11}$		
91	$1 \cdot 10^{-11}$		
15	$3 \cdot 10^{-11}$	rigid wall permeametre	present study
24	$2 \cdot 10^{-11}$	flexible wall permeametre	Estornell & Daniel (1992)
200	$4 \cdot 10^{-12}$		
207	$8 \cdot 10^{-12}$		
207	$7 \cdot 10^{-12}$		
15	$2 \cdot 10^{-11}$		Shan (1990)
34	$1 \cdot 10^{-11}$		
69	$6 \cdot 10^{-12}$		
138	$3 \cdot 10^{-12}$		

should also bear in mind that when comparing hydraulic conductivities of the GCLs, compressive stress should be taken into account.

The results compiled in table are presented in figure 6 in terms of the ratio k_{15}/k_{β} , where k_{15} is the hydraulic conductivity of the GCL at an effective stress of 15 kpa (the lowest compiled in table) and k_{β} is the hydraulic conductivity of the GCL at a given effective stress. It is observed that the decrease in the hydraulic conductivity is more pronounced at low effective stresses ($15 \text{ kpa} \leq \sigma' \leq 70 \text{ kpa}$) whereas the decrease at higher effective stresses is much lower. This suggests that beyond an effective stress referred to as the threshold effective stress (σ'_{trh}) the decrease in the hydraulic conductivity of a GCL is not very significant.

Hydraulic conductivity tests were carried out first on the dry GCL itself to establish a reference baseline (fig. 7) a value of (k) around $3 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}$ was obtained after 11 days of permeation and it stabilised to this value. It should be pointed out also that the values obtained between 0 and 3 days corresponds to the time that the bentonite needed to hydrate. As matter of fact, they are not hydraulic conductivity values but they could represent the amount of water the bentonite was sucking to hydrate. After this process, the GCL thickness varied from 5.4 mm to 10.3 mm.

Figure 8 shows the variation of the hydraulic conductivity with hydraulic gradient. One can see clearly that the k values of the GCL alone are not significantly dependent on the hydraulic gra-

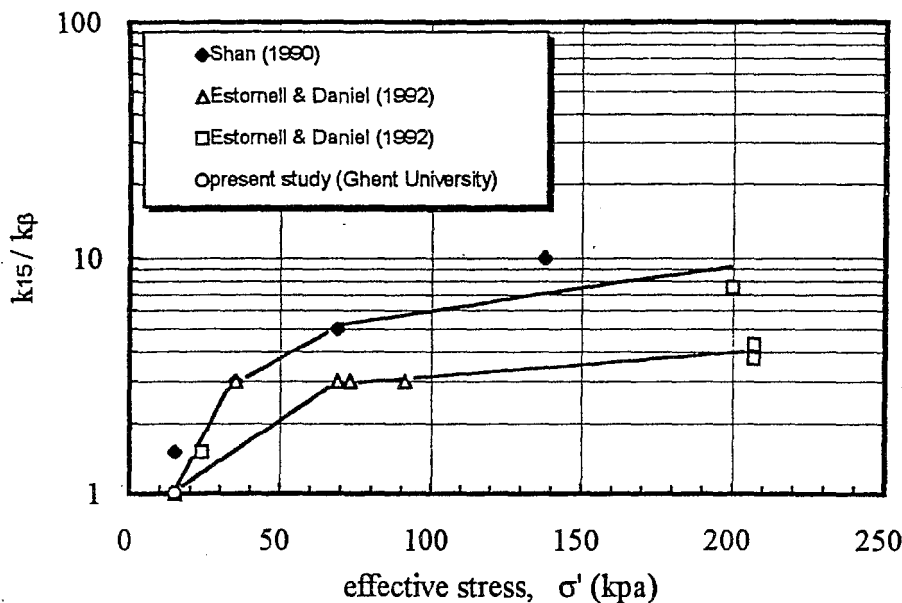


Fig. 6. Relationship between hydraulic conductivity and effective stress

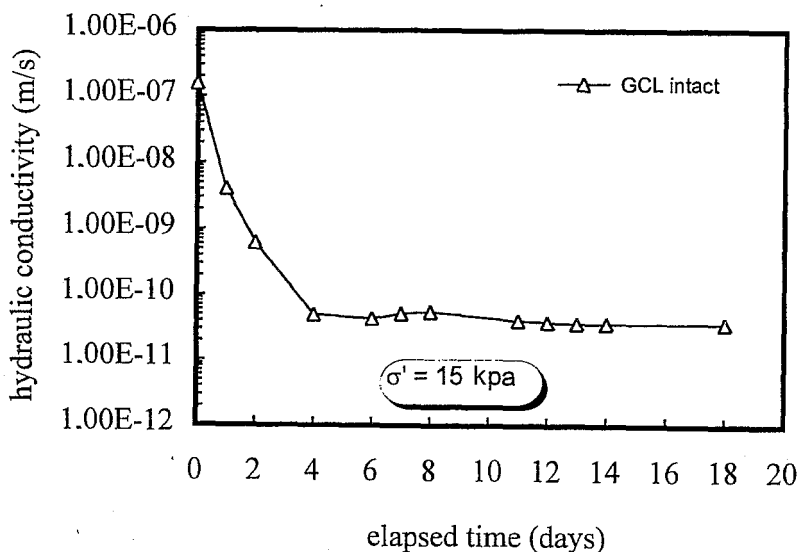


Fig. 7. Variation of hydraulic conductivity with time

dient. The increase of flow speed resulting from the increase of the pressure head may, however, lead to particles of bentonite migrating through the geosynthetic

supporting layer. However, the present results did not show any evidence of bentonite migration. The heterogeneous waste composition and ageing process (wa-

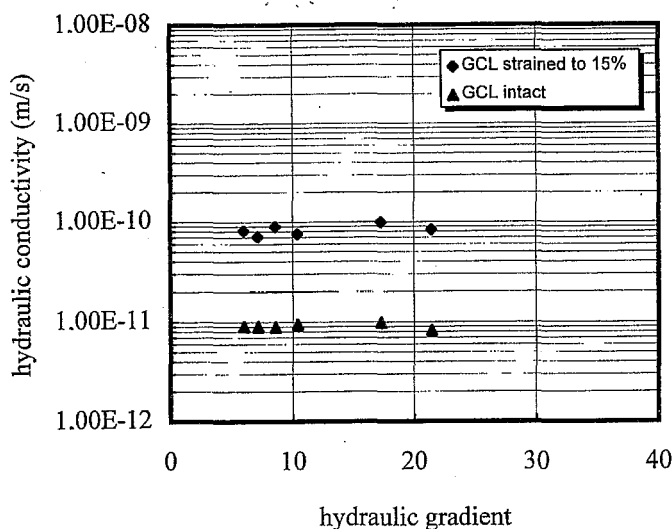


Fig. 8. Variation of hydraulic content with hydraulic gradient for a GCL 15% strained

ste biodegradation) can lead to substantial differential settlement in a landfill. In this case, the GCL is subjected to distortion which produces tension and can lead to cracking. In the present study, The GCLs were hydrated and permeated after straining to 15%, a difference of almost one order of magnitude in the hydraulic conductivity was found when compared to an undamaged GCL. The present results are in contradiction with the findings of LaGatta (1992) and Boardman (1993). However, this can be explained by the fact that in their tests the GCL was strained to 6% only. However, in the above case, the final value is still in agreement with most of the minimal values required by the regulations.

The permeability of the GCLs when acted upon by chemical solutions is of a paramount importance. Shan & Daniel (1991) describe tests in while one GCL was permeated with a variety of chemi-

cals. They found that the liner maintained low hydraulic conductivity to a broad range of diluted chemicals when the bentonite was fully hydrated with fresh water prior to introduction of the chemical. The results showed also pure organic chemicals (methanol) caused decreases in hydraulic conductivity. They pointed out that this result is contradictory to the findings of most other investigations [Foreman & Daniel 1987, Uppot & Stephenson 1989] suggesting that pure methanol increased the hydraulic conductivity of clayey soils. However, Fernandez & Quigley (1988) found that the hydraulic conductivity of their compacted clay samples decreased when permeated with pure methanol in flexible wall permeameters. Uppot & Stephenson (1989) found that the hydraulic conductivity of kaolinite and Mg-montmorillonite decreased during the first pore volume of flow when permeated with pure methanol. On the

other hand, Shan & Daniel (1991) pointed out that since less than 1 pore volume of methanol passed through the test specimen, it is possible that hydraulic conductivity of the GCL would have increased had there been more flow. Heyer (1994) showed also that the GCLs advection behaviour is dependent of the water content or degree of swelling of the bentonite.

Conclusions

In this study, results from hydraulic conductivity tests with water showed the following:

- At a given stress level, no difference is found between results from rigid wall permeameter and flexible wall permeameter, if care is taken to avoid any side leakage.
- Straining the GCL to 15% does affect its hydraulic conductivity.
- The hydraulic conductivity of the GCL is not dependent on the hydraulic gradient.
- This type of material implements some desirable liner characteristics and warrant further testing and evaluations.

Acknowledgments

The financial and material support provided to the first author by the Soil Mechanics Laboratory, Ghent University is gratefully acknowledged.

References

- BOARDMAN B.T. 1993: *The potential use of geosynthetic clay liners as final covers in arid regions*. M.S. Thesis, University of Texas, Austin, Texas (USA).
- ESTORNELL P., DANIEL D.E. 1992: *Hydraulic conductivity of three geosynthetic clay liners*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 118 (10), 1592–1606.
- FAHIM A., KOERNER R.M. 1993: *A survey of state municipal solid waste (MSW) liner and cover systems*. GRI Report 11, Drexel University (USA).
- FERNANDEZ F., QUIGLEY R.M. 1988: *Viscosity and dielectric constant controls on the hydraulic conductivity of clayey soils permeated with water soluble organics*. Canadian Geotechnical Journal, 25, 582–589.
- FOREMAN E.F., DANIEL D.E. 1986: *Permeation of compacted clay with organic chemicals*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 112 (7), 669–681.
- HEYER D. 1994: *Basic examination on the efficiency of GCLs*. Proc. Int. Symp. on Geosynthetic Clay Liners, Nürnberg (Germany), 101–111.
- KOERNER R.M., DANIEL D.E. 1994: *A suggested methodology for assessing the technical equivalency of GCLs to CCLs*. Proc. Int. Symp. on Geosynthetic Clay Liners, Nürnberg (Germany), 73–98.
- LAGATTA M.D. 1992: *Hydraulic conductivity tests on geosynthetic clay liners subjected to differential settlement*. M.S. Thesis, University of Texas, Austin, Texas (USA).
- SHAN H.Y. 1990: *Laboratory tests on a bentonitic blanket*. M.S. Thesis, University of Texas, Austin, Texas (USA).
- SHAN H.Y., DANIEL D.E. 1991: *Results of laboratory tests on a geotextile-bentonite liner material*. Proc. Geosynthetics 91, Atlanta (USA). Vol. 2, 517–535.
- UPPOT J.O., STEPHENSON R.W. 1989: *Permeability of clays under organic permeants*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 115 (1), 115–131.

Zastosowanie zdjęć lotniczych w badaniach stanu brzegów i obwałowań rzek nizinnych

Abstract

The application of aerial photographs in the examination of the states of banks and embankments of lowland rivers. The article presents the results of experiments concerning the estimation of the state of natural banks and embankments of lowland rivers with the use of photointerpretation method. It contains the conclusion obtained thanks to the examination of chosen parts of The Narew and The Bug rivers. They concern the technical parameters of aerial photographs (optimum scale, the term of taking photographs, the kind of photographic material), as well as the connection of photointerpretation method with direct terrain examinations. There has been obtained notable reliability of the estimation.

Wstęp

Obserwacja i rejestracja zmian zachodzących w korytach rzek i ich obwałowaniach dostarcza niezbędnych informacji dla utrzymania tych obiektów, eliminowania zagrożeń dla terenów przyległych oraz informacji dla koncepcji studialno-projektowych. Zmiany te charakteryzuja się dużą dynamiką przestrzenno-czasową, stąd też informacje o stanie rzek i

obwałowań powinny być pozyskiwane metodami zapewniającymi kompleksowość, wiarygodność i powtarzalność rozpoznania. Istotnym czynnikiem jest również szybkość zbierania informacji. Wymaganiom tym w dużej mierze mogą sprostać metody fotogrametryczne i fotointerpretacyjne. Zastosowanie zdjęć lotniczych jako nośnika informacji zapewnienia rejestrację w sposób kompleksowy dużych obszarów praktycznie w jednakowym czasie. Wyniki fotointerpretacji, umiejętnie powiązane z ograniczonymi do niezbędnego minimum badaniami terenowymi oraz zweryfikowane, zapewniają uzyskanie informacji o dużej wiarygodności. Przykłady zastosowań tych metod wskazują na ich konkurencyjność w stosunku do metod tradycyjnych bazujących na informacjach zawartych na mapach topograficznych (często zdezaktualizowanych) i na pracochłonnych badaniach terenowych.

W artykule prezentujemy wyniki badań stanu brzegów odcinka rzeki Narwi oraz zapór bocznych zbiornika "Dębe".

*Katedra Geodezji i Fotogrametrii SGGW, ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa.

Zdjęcia lotnicze

Rejestracja na zdjęciach lotniczych zjawisk występujących w dolinach rzecznych jest możliwa pod warunkiem wykonania zdjęć o ściśle określonych parametrach. Najważniejszymi parametrami są: skala zdjęć, rodzaj materiału fotograficznego oraz termin wykonania zdjęć.

Dla potrzeb oceny stanu brzegów rzek i obwałowań przeciwpowodziowych optymalną skalą zdjęć lotniczych jest skala 1:5000. Skala taka zapewnia poprawną interpretację istotnych dla oceny szczegółów. Powiększenie skali podnosi koszt wykonania zdjęć. Zwiększa się także zakres prac fotointerpretacyjnych, przy niewielkim wzroście dokładności tych prac. Z kolei pomniejszenie proponowanej skali wyraźnie obniża jakość szczegółowego opracowania fotointerpretacyjnego.

Najczęściej wykonywanymi w Polsce zdjęciami lotniczymi są zdjęcia na materiale panchromatycznym. Zdjęcia te, uczulone w widzialnym przedziale widma, mają ograniczoną przydatność fotointerpretacyjną. Są one jednak cennym materiałem archiwalnym.

Fotografia w podczerwieni pozwala m.in. na lepsze zobrazowanie zjawisk wodnych. Zdjęcia czarno-białe uczulone na podczerwień umożliwiają dokładną lokalizację obszarów o dużej wilgotności, wód, zbiorowisk roślinnych i miejsc objętych erozją.

Innym rodzajem filmu uczulonego na podczerwień jest film spektrostrefowy, rejestrujący obraz w barwach zafałszowanych. Umowne barwy tego filmu ułatwiają fotointerpretację zdjęć poprzez wyeksponowanie badanych zjawisk. Powyższy materiał może być szeroko wyko-

rzystywany m.in. w badaniach związanych z oceną stanu technicznego obwałowań.

W fotografii wielospektralnej zdjęcia lotnicze wykonywane są kamerami wieloobiektywowymi, rejestrującymi obraz tego samego obiektu jednocześnie w kilku przedziałach widma. Obrazy te są następnie analizowane w przeglądarce addytywnej, gdzie po przejściu przez odpowiednie filtry, rzutowane są na wspólny ekran. Powstaje obraz w barwach umownych, ustalanych przez fotointerpretatora. Fotografia wielospektralna jest techniką użyteczną przy ocenie stanu zapór bocznych. Z uwagi na koszty może być stosowana jedynie na wybranych odcinkach zapór.

Określenie terminu wykonania zdjęć lotniczych ma decydujące znaczenie dla ich przydatności fotointerpretacyjnej. Na przykład do badań uwilgotnienia terenu często wykonuje się zdjęcia wczesną wiosną. Na zdjęciach widoczne są wtedy obszary silnie uwilgotnione. Zdjęcia lotnicze wykonuje się również w trakcie powodzi m.in. dla celów inwentaryzacji zasięgu wód powierzchniowych i powstałych szkód.

Badane brzegi i obwałowania rzek powinny być fotografowane przy średnich lub nawet niskich stanach wód. Niektóre zbiorowiska roślinne, wymagające bardzo wilgotnego środowiska, wskazują w momencie rozpoczęcia wegetacji w sposób pośredni (poprzez swoją obecność i intensywną wegetację) miejsca filtracji wody przez korpus i podłoże obwałowania. Optymalny termin fotografowania obwałowań wypada w Polsce na przełomie kwietnia i maja w zależności od warunków pogodowych panujących w danym roku.

Badanie stanu brzegów naturalnych fragmentu Narwi

Ocenę stanu brzegów koryta Narwi na 4-kilometrowym odcinku od ujścia Jaskranki w górę rzeki przeprowadzono na podstawie analizy archiwalnych zdjęć lotniczych z czerwca 1979 r. Zdjęcia zostały wykonane na materiale panchromatycznym w skali 1:5000. Nalot nastąpił jeden rok po zakończeniu regulacji Narwi na tym odcinku. Roboty regulacyjne obejmowały korektę istniejącego układu trasy rzeki (wykonanie krótkiego przekopu, złagodzenie krzywizny niektórych łuków), poszerzenie koryta w miejscach przewężeń oraz umocnienie erodowanych i zagrożonych erozją brzegów. Na odcinkach szczególnie zniszczonych zastosowano opaski faszynowe.

Interpretacja zdjęć lotniczych obejmowała:

- ewidencję stanu koryta i brzegów,
- inwentaryzację roślinności niskiej występującej w korycie, na brzegach i skarpach,
- inwentaryzację zakrzewień i zadrzewień brzegów.

Wprowadzono następujące kategorie uszkodzeń brzegów:

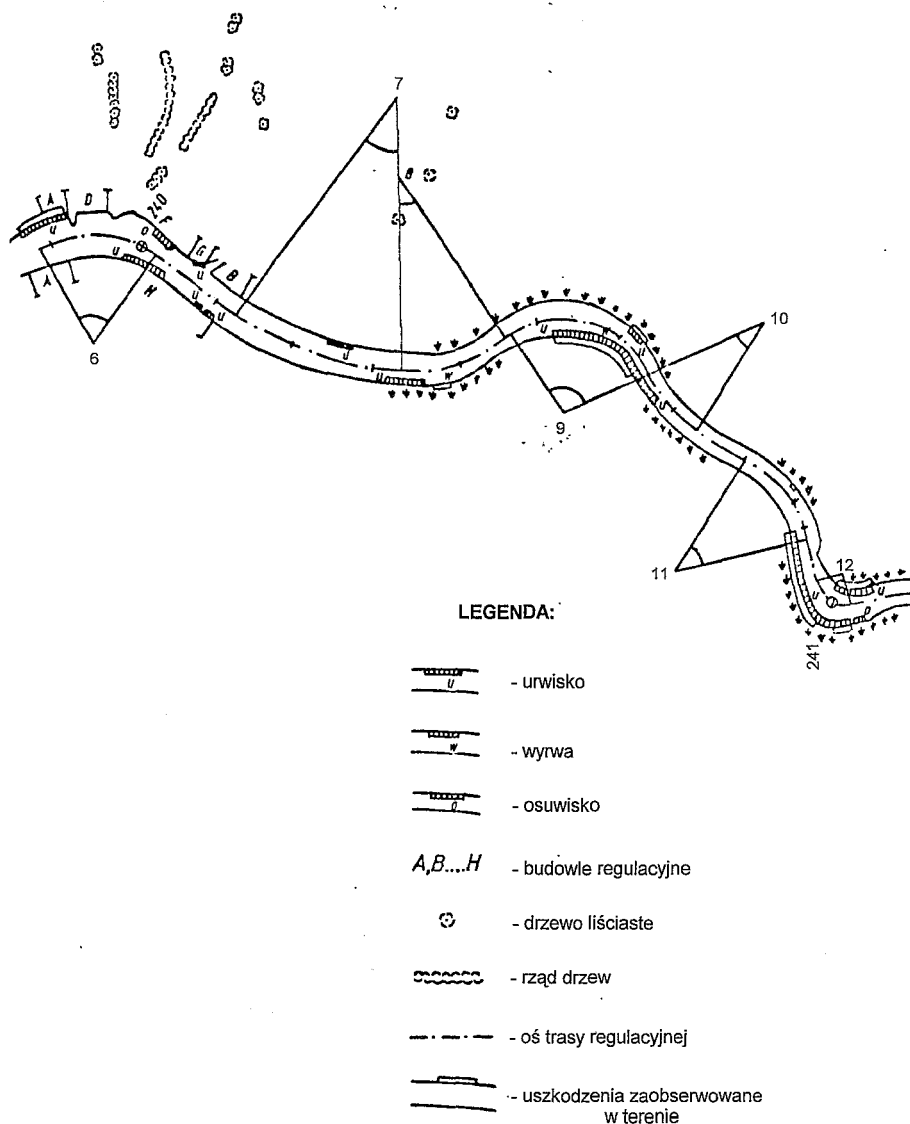
- urwiska charakteryzujące się pionową lub prawie pionową skarpą,
- osuwiska z wyraźnym uskokiem i szczeliną na powierzchni terenu w pobliżu górnej krawędzi skarpy,
- wyrwy w brzegu powstałe przez wynoszenie materiału skarp na skutek erozji bocznej.

Szczegółowe wyniki badań przedstawiono w pracy Hałkowskiego (1986).

Natomiast w formie graficznej pokazano je na mapie sytuacyjnej w skali 1:5000 (rys. 1), wykonanej metodą fotogrametryczną na autografie Topocart B. Na powstałą mapę uszkodzeń brzegów wniesiono oś rzeki i ustalono hektometraż trasy. Wyniki fotointerpretacji porównano z przeprowadzonymi we wrześniu 1978 r. badaniami terenowymi. Badania te polegały na obserwacji i inwentaryzacji wyraźnych uszkodzeń brzegów rzeki. Podczas studiów terenowych zarejestrowane zostały jedynie uszkodzenia brzegów większe niż 5 m. W analizie porównawczej metod: tradycyjnej (na podstawie bezpośredniej obserwacji) i fotointerpretacyjnej, porównano jedynie kategorie wydzielonych uszkodzeń. Uzyskano pełną zgodność wydzieleni dużych (długości powyżej 30 m). Uszkodzenia lokalne oraz uszkodzenia małe zostały zarejestrowane tylko metodą fotointerpretacyjną. Wydaje się, że główną przyczyną tego była generalizacja badań terenowych, podczas których zostały pominięte najmniejsze uszkodzenia. Na wyniki analizy porównawczej pewien wpływ mógł mieć również czas, jaki upłynął od momentu wykonania badań terenowych do dnia wykonania zdjęć lotniczych. Głównym kryterium interpretacyjnym były zakłócenia w geometrii brzegu. Fototon był kryterium wtórnym.

Badanie stanu technicznego zapór bocznych zbiornika "Dębe"

Metodę fotointerpretacyjną wykorzystano w pierwszym etapie systemowej oceny stanu technicznego zapór bocznych zbiornika "Dębe" [Szymański, Wol-



Rys. 1. Mapa fotointerpretacyjna uszkodzeń brzegów Narwi – fragment
(oryginalna skala opracowania 1:5000)

ski 1985], łączącej obserwacje z badaniami bezpośrednimi. Zdjęcia lotnicze zostały wykonane w maju 1993 r. w skali 1:5000 na filmie spektrostrefowym KODAK 2443, w okresie rozpoczęcia wegetacji roślinności. Interpretacją objęto za-

pory i obwałowania łącznej długości 54 km [Geoteko 1992].

Na zdjęciach analizowano następujące elementy środowiska geograficznego, potrzebne do oceny stanu zapór:

– zbiorniki wodne,

- ciekі wodne,
- rowy melioracyjne,
- linie brzegowe,
- budowle regulacyjne,
- przejścia zapory przez starorzecza,
- zmiany geometrii korpusu zapory,
- uszkodzenia korpusu i skarp zapory,
- przejścia i przejazdy przez zaporę,
- wjazdy na koronę zapory,
- tereny silnie uwilgotnione,
- miejsca wskazujące na prawdopodobną filtrację przez zaporę,
- tereny objęte erozją,
- zakrzewienia i zadrzewienia,
- tereny zabudowane, lasy, użytki zielone, grunty orne.

Obserwowano korpus każdej zapory i tereny przyległe. Zastosowany w badaniach film spektrostrefowy przedstawia teren w barwach zafałszowanych. Ułatwiło to znacznie wydzielenie wód (barwa czarna), drzew liściastych (barwa różowoczerwona), drzew iglastych (barwa ciemnozielona), przejść i przejazdów przez zapory (barwa jasnoszara), łąk (barwa czerwonoszara) i terenów o wzmożonej wegetacji roślin hydrofilnych (barwa czerwonepurpurowa). Film spektrostrefowy pozwala wnioskować o wilgotności terenu, rodzaju i stanie roślinności. Barwa wskazuje pośrednio miejsca potencjalnie zagrożone filtracją przez korpus lub podłoże zapory oraz miejsca zagrożone erozją. Duże znaczenie ma również położenie identyfikowanego elementu i jego powiązanie z elementami sąsiadującymi. Fragmenty rowów opaskowych i podstaw zapór znajdujące się w pobliżu zadrzewień są słabo widoczne lub niewidoczne na zdjęciach i wymagają obserwacji terenowych.

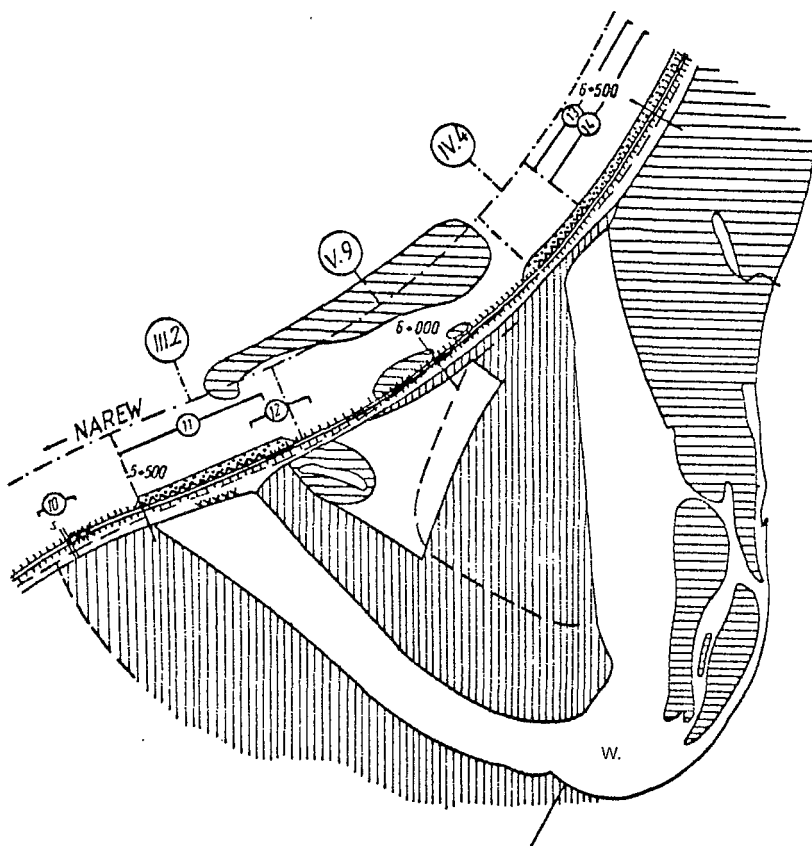
Obserwacja stereoskopowa zdjęć umożliwiła również analizę kształtu zapory, wskazanie miejsc zakłóceń geometrii korpusu oraz wgląd w morfologię terenu przyległego do zapory [Orłowski 1986].

Zinterpretowane elementy zaznaczono za pomocą przyjętych graficznych znaków na powiększeniach map topograficznych, w skali 1:5000 (rys. 2). W tabelach zawarto szczegółowy opis zlokalizowanych elementów wraz z ich hektometrażem. Zastosowano podział na teren od strony odwodnej, korpus zapory i teren od strony odpowietrznej. Uzyskane informacje zweryfikowano i uzupełniono badaniami rejestracyjno-bioindykacyjnymi [Pawłat, Nazaruk 1987]. Metoda fotointerpretacyjna pozwoliła na opracowanie wstępnej oceny stanu technicznego zapór. Wytypowano miejsca wymagające szczegółowych badań geotechnicznych, mających na celu określenie przyczyn i stopnia zagrożenia awarią [Koda, Mirecki, Szymański, Wolski, Pawłat 1995].

Wnioski

1. Materiały fotogrametryczne (zdjęcia lotnicze, powiększenia zdjęć, fotoszkiece, fotomapy, ortofotomapy) są cennym źródłem informacji o elementach środowiska geograficznego dolin rzek nizinnych. W licznych przypadkach mogą to być jedyne źródła informacji, szczególnie archiwalnych.

2. Badania stanu brzegów Narwi metodą fotointerpretacyjną wskazują, że metoda ta pozwala na uzyskanie wielu informacji dotyczących stanu koryta i zabudowy brzegów. Porównanie wyników foto-



LEGENDA:

- | | | | |
|---|---|---|---|
|  | - teren silnie uwilgotniony, zabagnienia |  | - uszkodzony odcinek zapory |
|  | - teren zadrzewiony, las |  | - przejście przez zapórę |
|  | - brzeg rzeki przysypany urobkiem z refulacji |  | - odcinek ze śladami uszkodzeń opisany w tabeli pod I-tym numerem |
|  | - przejście zapory przez starorzecze |  | - stopień zagrożenia stanu technicznego zapory |

Rys. 2. Mapa fotointerpretacyjna zapory Gąsiorowo – fragment (oryginalna skala opracowania 1:5000)

interpretacji z obserwacjami w naturze wskazuje na wysoką dokładność oceny stanu brzegów koryta na podstawie analizy zdjęć lotniczych. Metoda ta jest przydatna do prowadzenia studiów oceny stanu koryt rzecznych. W miejscach niedostępnych jest to jedyna metoda umożliwiająca przeprowadzenie takich badań.

3. Metoda fotointerpretacyjna zastosowana do badania stanu technicznego zapór bocznych (optymalne parametry zdjęć: film spektrostrefowy, skala 1:5000 nalot w maju) umożliwiła lokalizację uszkodzeń korony i skarp zapór oraz odcinków prawdopodobnej filtracji przez ich korony lub podłoża. Badania wskazują, że dla podniesienia stopnia dokładności fotointerpretacji w terminie nalotu powinny być wykonane badania rejestracyjno-bioindykacyjne.

Literatura

- GEOTEKO 1992: *Program badań inwentaryzacyjnych stanu technicznego zapór bocznych* zbiornika "Dębe". Wesoła k. Warszawy.
- HAŁKOWSKI J. 1986: *Ocena przydatności zdjęć lotniczych do badań wybranych zmian fizjograficznych meliorowanych dolin rzek nizinnych*. Praca doktorska SGGW.
- KODA E., MIRECKI J., SZYMAŃSKI A., WOLSKI W., PAWŁAT H. 1995: *Ocena systemowa zagrożeń zapory bocznej "Białobrzegi"*. X Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania.
- ORŁOWSKI P. 1986: *Analiza możliwości wykorzystania modelu stereoskopowego w projektowaniu sieci melioracyjnej*. Praca doktorska, SGGW.
- PAWŁAT H., NAZARUK M. 1987: *Metoda rejestracyjno-bioindykacyjna oceny stanu technicznego wałów przeciwpowodziowych w czasie przeglądu*. Melioracje Rolne – Biuletyn Informacyjny nr 3.
- SZYMAŃSKI A., WOLSKI W. 1985: *Wytczne systemowej oceny stanu technicznego wałów przeciwpowodziowych*. SGGW, PR-7 02.03.01.

Ocena parametrów mechanicznych gruntów silnie prekonsolidowanych

Abstract

Evaluation of mechanical parameters of heavily overconsolidated soils. The paper presents some results of field and laboratory tests of soils which prevails on the route of Warsaw underground. Special attention is drawn to heavily overconsolidated clays which requires relevant – internationally recognized standards for field tests and refined laboratory technics. Selected CPT and DMT results together with interpretation procedures are discussed in details and some suggestions are made with respect to the general methodology which should be applied when dealing with heavily overconsolidated clays.

Key words: in situ tests, cone penetration test, dilatometer test, heavily overconsolidated clays, mechanical parameters

Wprowadzenie

W praktyce geotechnicznej coraz częściej rozpoznanie podłoża przeprowadzane jest na podstawie badań *in situ* uzupełnianych wierceniami oraz badaniami laboratoryjnymi parametrów fizykomechanicznych. Główną zaletą badań *in situ* jest fakt, że są przeprowadzane w rzeczywistych warunkach otoczenia, które nie zawsze mogą być w pełni odtworzone w laboratorium. Dodatkową zaletą tych ba-

dań jest ich mniejszy koszt, a także to, że zajmują one dużo mniej czasu niż badania laboratoryjne.

W artykule przedstawiono wyniki badań *in situ* wykonane z zastosowaniem sondy statycznej z pomiarem ciśnienia wody w porach CPTu i dylatometru Marchettiego DMT oraz wyniki badań laboratoryjnych służące weryfikacji związków empirycznych stosowanych w interpretacji wyników badań terenowych. Badania przeprowadzono w Katedrze Geotechniki SGGW w ramach projektu celowego KBN Nr 7.1289.91.C realizowanego we współpracy z Biurem Projektów "Metroprojekt" na zamówienie Generalnej Dyrekcji Budowy Metra. Na wybranych poligonach doświadczalnych zlokalizowanych na trasie Metra w Warszawie wykonano serię badań terenowych i laboratoryjnych na próbkach o nienaruszonej strukturze NNS pobranych próbnikami Shelby i Nesgi.

Porównanie uzyskanych w terenie wyników sondowań z wynikami badań laboratoryjnych pozwoliło na przeprowadzenie weryfikacji istniejących związków empirycznych stosowanych do wy-

*Katedra Geotechniki SGGW, ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa.

znaczenia parametrów mechanicznych wykorzystywanych do analizy stanów granicznych w podłożu budowli.

Charakterystyka gruntów w otoczeniu obiektów metra

Budowa geologiczna terenu Warszawy i historia obciążeń gruntu powoduje, że warunki gruntowe podłoża na trasie metra są zróżnicowane. Powierzchniową warstwę w mieście stanowią nasypy często z gruzem, o grubości dochodzącej do kilku metrów. Głębiej najczęściej występują grunty pochodzenia lodowcowego, zwykle o zaburzonym układzie warstw i przeważnie silnie prekonsolidowane. Tworzą je głównie gliny w stanie twardoplastycznym do zwartego oraz piaski i żwiry, przeważnie zagęszczone.

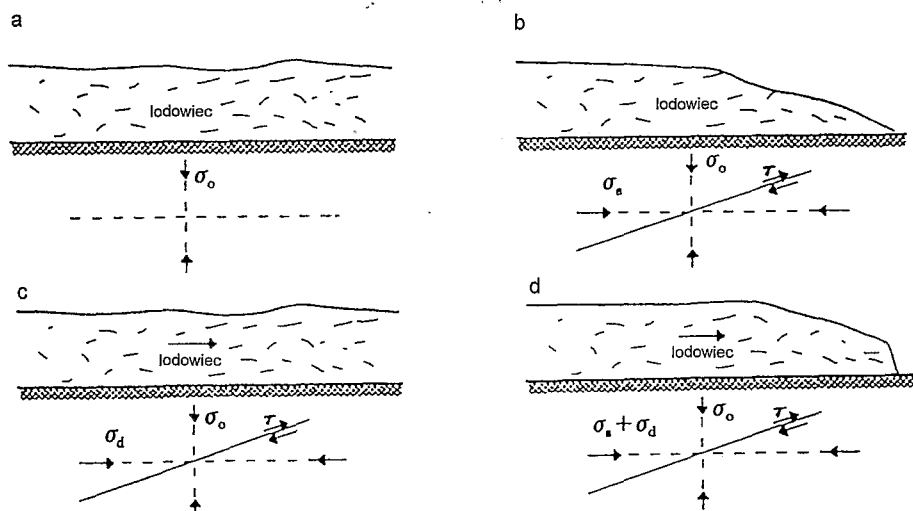
Grunty niespoiste w głębszych warstwach są doskonałym podłożem budowlanym, wykazują wysoką wytrzymałość i małą ściśliwość. Z punktu widzenia projektowania obudów grunty te nie nastroczają problemów.

Prekonsolidowane gliny lodowcowe są również gruntami odznaczającymi się dużą wytrzymałością i małą odkształcalnością. Nie wykazują one najczęściej właściwości pęczniejących i nie są zaliczane do gruntów wrażliwych (radikalnie tracących wytrzymałość wskutek "przerobienia" – utraty naturalnej struktury). Jednak wskutek niejednorodności składu, obecności przewarstwień piaszczystych lub pylastych grunty te łatwo tracą swoje właściwości w przypadku wzrostu wilgotności, spowodowanego odsłonięciem, odspojeniem czy procesem wiercenia. Zasięg zmian w głąb jest niewielki.

Prekonsolidowane łyły występujące pod warstwami lodowcowymi są gruntami wrażliwymi i zwykle pęczniejącymi. Jednorodne łyły (np. plioceńskie) są słabo przepuszczalne i nie ulegają łatwo zawilgoceniu, zwłaszcza w złożu. łyły te mogą być spękanе, co powoduje zmniejszenie wytrzymałości gruntu w masywie w stosunku do określonej na nienaruszonych próbkach, a także ułatwia przepływ wody gruntowej. Najbardziej wrażliwe są łyły warwowe, posiadające gęste uwarstwienie pylaste, w które łatwo wnika woda, powodując zmniejszenie wytrzymałości.

Obserwowane zjawiska glacitektoniczne gruntów w rejonie Warszawy powstały w wyniku statycznego lub dynamicznego oddziaływania lodowca na jego podłożę w czasie rozwoju i zaniku zlodowacenia. W podłożu lodowca uformował się układ naprężenia, który stał się podstawowym czynnikiem deformacji glacitektonicznych (rys. 1). Zachodziły one wtedy, gdy różnica składowych naprężenia przewyższała wytrzymałość materiału podłoża lodowca.

Wskutek obciążenia powstało w podłożu naprężenie pionowe (glacistatyczne) σ_o , którego wielkość szacowana jest na ok. 8–9 MPa na każde 1000 m miąższości lodowca. Z uwagi na fakt, że miąższość lodowca była zmienna w przestrzeni i w czasie, to naprężenie boczne, będące sumą składowej poziomej naprężenia glacistatycznego σ_s i glacidynamicznego σ_d , powodowało deformacje glacitektoniczne i powstawanie efektu silnej prekonsolidacji gruntu wyrażającego się znacząco wyższą wartością składowej poziomej naprężenia od składowej pionowej po cofnięciu zlodowaceń.



Rys. 1. Układ naprężeń w podłożu lodowca: a, b – glacystatyczne (lodowiec stagnuje); c, d – glacydynamiczne (lodowiec porusza się); naprężenia: σ_o – pionowe wynikające z obciążenia, σ_s – boczne pochodzenia statycznego, wynikające z obciążenia, σ_d – boczne pochodzenia dynamicznego, wynikające z ruchu lodu, τ – ścinające

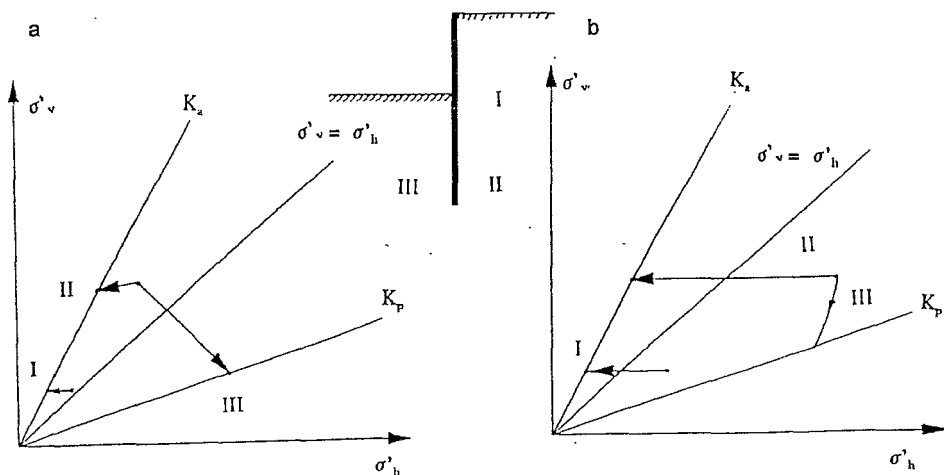
Pochodzenie geologiczne gruntów występujących na trasie metra (grunty lodowcowe, iły plioceńskie) zmusza do stosowania metod badawczych uwzględniających historię naprężenia. Zjawisko prekonsolidacji gruntu wpływa bowiem na zmianę charakterystyk odkształceniowych i wytrzymałościowych. Zatem znajomość historii naprężenia gruntu jest niezbędna w programowaniu badań i analizie uzyskanych wyników oraz w obliczeniach projektowych stanu odkształcenia gruntu w sąsiedztwie wykopów i budowli [Simson 1992].

Warunki pracy gruntu w otoczeniu stacji metra

Stacje metra wykonywane są w wykopie, najczęściej z zastosowaniem obudowy berlińskiej lub ścian szczelinowych.

Wykonanie ścian oporowych, a następnie wykopów powoduje zmianę stanu naprężenia w otaczającym konstrukcję gruncie (rys. 2).

Ścieżka naprężenia w poszczególnych punktach podłoża zależy w sposób znaczący od rodzaju gruntu, a szczególnie od jego historii naprężenia (CIRIA Report 104). W gruntach normalnie konsolidowanych (rys. 2a) początkowy stan naprężenia zbliżony jest do stanu czynnego, a niewielki przyrost odkształceń w kierunku wykopu powoduje osiągnięcie tego stanu. Natomiast w gruntach silnie prekonsolidowanych (rys. 2b) początkowy stan naprężenia jest zbliżony bardziej do stanu biernego, a osiągnięcie stanu czynnego następuje przy większych przemieszczeniach ściany. Fakt ten powoduje uzyskiwanie z obliczeń różnych wartości siły w rozporze R i momentu zginającego



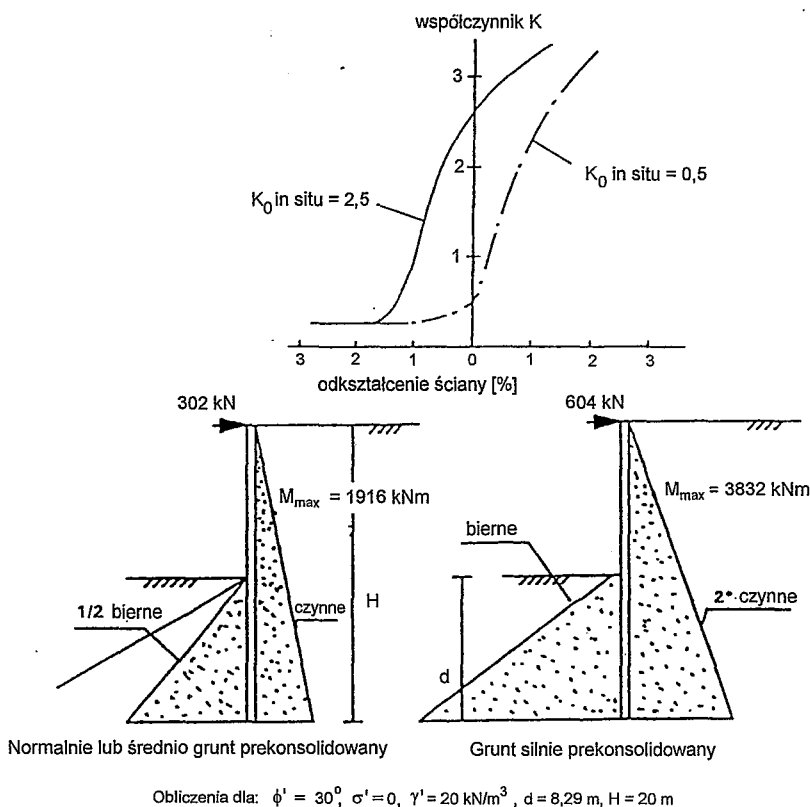
Rys. 2. Ścieżki naprężeń w sąsiedztwie ściany oporowej [Padfield i Mair 1984]: a – grunt normalnie konsolidowany, b – grunt silnie prekonsolidowany

M_u przy tych samych wartościach przemieszczeń ściany dla gruntów normalnie konsolidowanych i gruntów silnie prekonsolidowanych (rys. 3).

Zatem rozpoznanie historii naprężeń gruntu, a więc określenia naprężenia prekonsolidacji σ'_p , współczynnika prekonsolidacji $OCR = \sigma'_p / \sigma'_{vo}$ (gdzie: σ'_{vo} jest składową pionową naprężenia efektywnego *in situ*) oraz współczynnika parcia spoczynkowego K_o jest elementem niezbędnym zarówno w programowaniu badań wytrzymałościowych i odkształceniowych (rekonsolidacja próbek wzdłuż ścieżki naprężenia określonej współczynnikiem parcia spoczynkowego K_o), jak i w obliczeniach stanu odkształcenia gruntu w otoczeniu konstrukcji (początkowy stan naprężenia określany współczynnikiem K_o) oraz analizie zmian parcia gruntu na konstrukcję oporową [Gunn i Clayton 1992].

Zakres i rodzaje badań wykonanych na trasie metra

W praktyce geotechnicznej coraz częściej rozpoznanie podłoża przeprowadzane jest na podstawie badań *in situ* uzupełnianych wierceniami oraz badaniami laboratoryjnymi parametrów fizykomechanicznych. Z badań takich otrzymuje się szczegółowe i reprezentatywne profile gruntowe zawierające opis profilu gruntowego, a także charakterystyczne dla poszczególnych warstw właściwości fizyczne i mechaniczne. Wynikiem badań powinno być także określenie początkowego stanu naprężenia występującego w gruncie oraz historii naprężenia tego gruntu. Ponadto z badań tych uzyskuje się wstępne charakterystyki naprężeniowo-odkształceniowe, ich zmienność oraz charakterystyki wytrzymałościowe poszczególnych warstw gruntowych.



Rys. 3. Wpływ historii naprężeń na obliczeniową wartość siły w rozporze i momentu zginającego [Gunn i Clayton 1992]

Uzyskanie tych informacji jest możliwe poprzez właściwy dobór oraz wykonanie kompleksowego programu badań, których zakres powinien odpowiadać przewidywanym warunkom gruntowym oraz projektowanej budowli.

Zaletą badań laboratoryjnych jest możliwość zadawania i kontroli warunków brzegowych w odniesieniu do naprężeń, odkształceń i filtracji, w szczególności możliwości realizowania zamierzonej ścieżki naprężenia podczas badania. Podstawową wadą, niekiedy dyskwalifikującą wyniki badań laboratoryjnych, jest

trudność pobierania próbek o nienaruszonej strukturze. Dodatkowo istnieje problem małej skali badanych próbek gruntu, ich reprezentatywności w badanym profilu gruntowym oraz całym analizowanym obszarze. Szczególnie jest to ważne w gruntach przewarstwionych (np. ility warwowe). Ważny jest też problem właściwej rekonsolidacji (doprowadzenie do stanu występowania w złożu) próbek oraz modelowania właściwego stanu naprężenia odpowiadającego warunkom w terenie.

Natomiast zaletą badań *in situ* jest fakt, że przeprowadzane są w rzeczywistości

tych warunkach otoczenia. Ponadto rozwój nowoczesnych technik i urządzeń pomiarowych coraz bardziej poszerza możliwość ich stosowania. Ograniczeniem stosowalności tych badań jest trudność określenia warunków brzegowych naprężenia i odkształcenia. Nieznane warunki drenażu podczas badania nie dają pełnej wiarygodności uzyskiwanych wyników. Jedynie badania przy użyciu statycznych sond wciskanych z pomiarem ciśnienia porowego (CPTu) oraz w pewnym stopniu badania dylatometryczne (DMT) umożliwiają uwzględnienie warunków drenażu.

Biorąc pod uwagę ograniczenia obu rodzajów badań *in situ* i laboratoryjnych, należy stwierdzić, że celowe jest ich łączne stosowanie i traktowanie ich wyników jako wzajemnie uzupełniających się.

Stąd też badania geotechniczne na trasie metra obejmowały:

- wiercenia połączone z pobieraniem próbek o nienaruszonej strukturze NNS do badań laboratoryjnych (edometrycznych i trójosiowych),
- sondowania statyczne CPT, wykonywane jako badania pilotujące, oraz zasadnicze sondowania statyczne CPTu, wykonywane z pomiarem ciśnienia porowego celem wstępnego określenia zakresu zmienności parametrów geotechnicznych w badanym profilu,
- sondowania dylatometryczne DMT przeprowadzone w bliskim sąsiedztwie sondowań CPTu dla uwiarygodnienia uzyskiwanych parametrów oraz rozpoznania stanu i historii naprężenia badanych gruntów.

Wybór sondowań statycznych i dylatometrycznych, jako badań podstawowych spośród wielu metod badania *in*

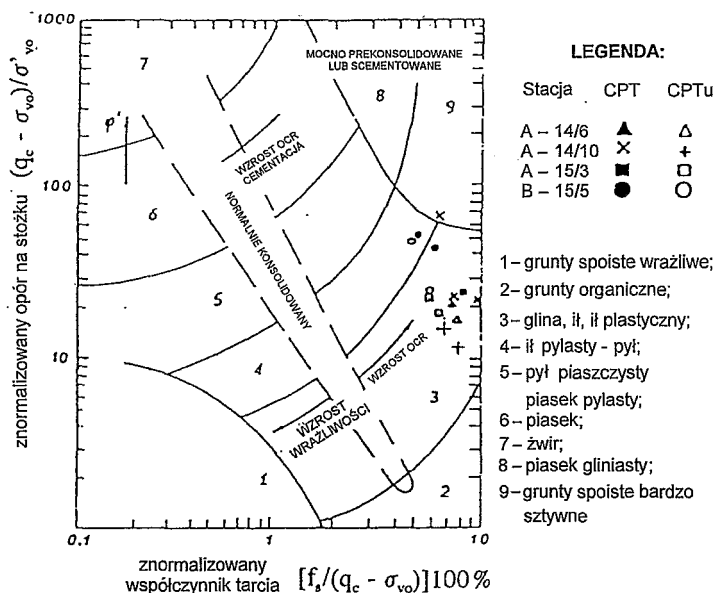
situ, wynika z rozwoju tej metodyki badań, obserwowanego w wiodących ośrodkach badawczych. Badania te bowiem pozwalają na rozszerzenie interpretacji wyników sondowań na ocenę nie tylko rodzaju gruntu i jego cech wskaźnikowych, lecz również na wyznaczenie stanu i historii naprężenia oraz parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych badanych gruntów.

W celu weryfikacji proponowanej metodyki badań przeprowadzono w Katedrze Geotechniki prace badawcze na trasie Metra w Warszawie w rejonie stacji A-11 (okolice Politechniki Warszawskiej) oraz stacji A-14 i A-15 (rejon ulic Świętokrzyska–Królewska–Senator-ska).

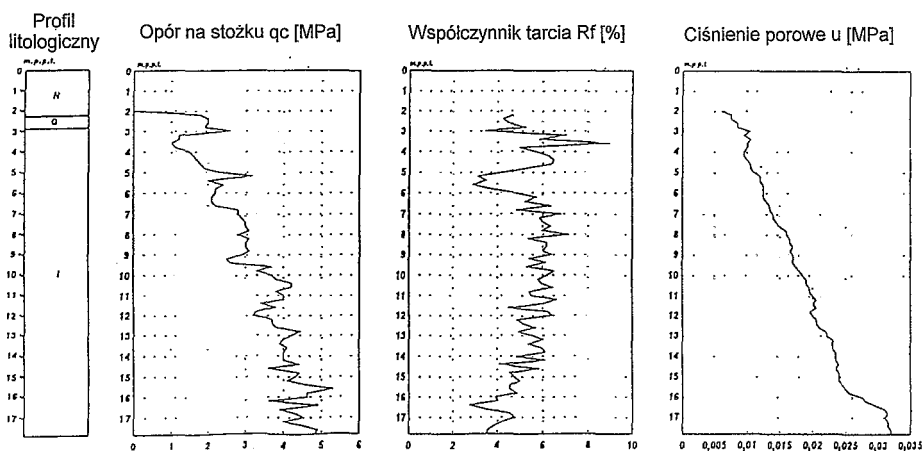
Wyniki terenowych badań gruntu na trasie metra

Badania terenowe gruntów na trasie metra obejmowały sondowania statyczne sondą Hyson-200kN z zastosowaniem sondy mechanicznej CPT i sondy elektrycznej CPTu oraz sondowania płaskim dylatometrem Marchettiego DMT.

Wstępna ocena wyników wykorzystująca nomogram Robertsona (1990) wskazuje, że badane grunty są silnie prekonsolidowane (rys. 4). Analiza wyników badań z wykorzystaniem metodyki Kulhawy i Mayne (1990) oraz metodyki Marchettiego (1980) pozwoliła na wyznaczenie rozkładu naprężenia prekonsolidacji σ'_p i współczynnika parcia spoczynkowego K_0 . Przykładowe wyniki uzyskane w rejonie stacji A-15 przedstawiono na rysunkach 5 i 6. Analiza uzyskanych wyników potwierdza, że zalegające w tym rejonie grunty są silnie prekonsolidowa-



Rys. 4. Wykorzystanie nomogramu Robertsona do identyfikacji ilów plicieńskich

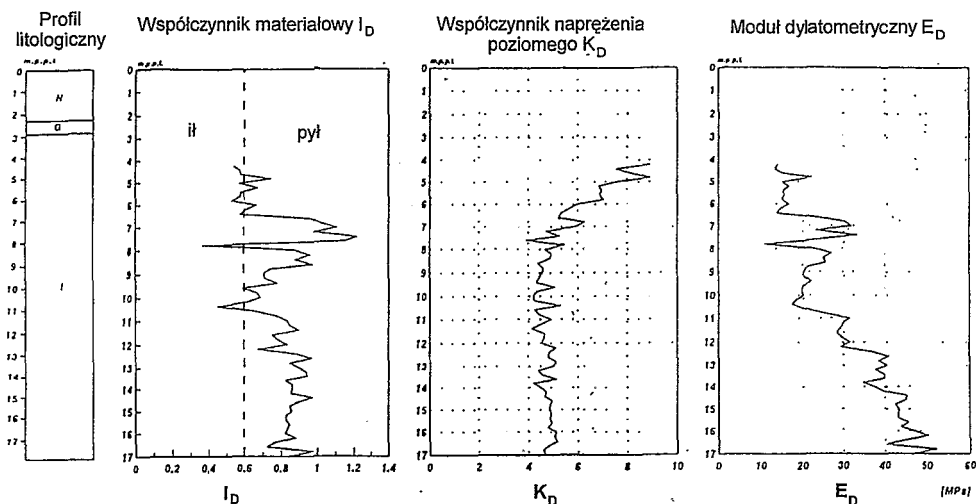


Rys. 5. Wyniki sondowania statycznego CPTu (stacja A-15)

ne, o współczynniku prekonsolidacji mieszczącym się w zakresie $OCR = 6-8$ na głębokości 4 m z tendencją malejących wartości wraz z głębokością do wartości w przedziale $OCR = 4-6$ na głębokości 12 m. Odpowiednie wartości współczynnika

parcia spoczynkowego uzyskano w zakresie $K_o = 1,2-1,5$ na głębokości 4 m oraz $K_o = 1,0-1,3$ na głębokości 12 m (rys. 8).

Znaczące różnice w otrzymanych wartościach OCR i K_o wynikać mogą z



Rys. 6. Wyniki sondowania dylatometrycznego DMT (stacja A-15)

różnej metodyki interpretacji tych parametrów, podawanej w literaturze dla poszczególnych rodzajów badań, i z faktu, że metody empiryczne opracowywane są zawsze dla konkretnego rodzaju gruntu, a stosowanie ich do innych gruntów może powodować pewne rozbieżności w uzyskiwanych wynikach.

Podsumowując można stwierdzić, że ility plicieńskie są silnie prekonsolidowane o $OCR > 4$ i $K_0 > 1$.

Wyniki badań laboratoryjnych

Badania laboratoryjne obejmowały ocenę historii naprężenia gruntu na podstawie badań edometrycznych oraz ocenę wytrzymałości na ścinanie przy wykorzystaniu badań trójosiowych.

Historię naprężenia gruntu opisywaną współczynnikiem prekonsolidacji $OCR = \sigma'_p / \sigma'_{vo}$ wyznacza się za pomocą laboratoryjnych badań ściśliwości pozwalających na określenie naprężenia prekon-

solidacji σ'_p . O wiarygodności uzyskanych wyników decyduje jakość próbek stosowanych w badaniach. Naruszenie struktury gruntu podczas pobierania próbek NNS powoduje znaczące obniżenie uzyskanej z badań wartości σ'_p , a w skrajnych przypadkach utratę możliwości wyznaczenia tego parametru [Ladd i in. 1977].

Badania edometryczne iłów plicieńskich przeprowadzono metodą CRS (z zastosowaniem stałej prędkości odkształcania) w zakresie naprężenia od 0 do 3 MPa. Grunt do badań był pobrany przy użyciu próbników włoskiej firmy NENZI w cylindrach (o wymiarach: średnica $\phi = 89$ mm, długość $l = 606$ mm, stosunek średnicy do grubości ścianki $\phi/t = 45$). Przed wykonaniem badań wytrzymałościowych i odkształceniowych wykonano laboratoryjne badania jakości próbek, wykorzystując dwie metody – pomiaru odcinku po rekonsolidacji i pomiaru naprężeń rezydualnych po obciążeniu [An-

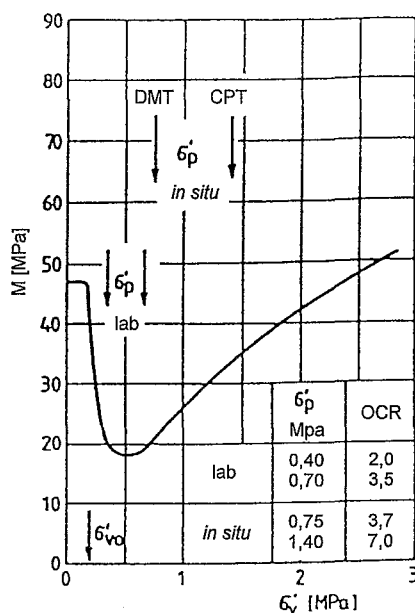
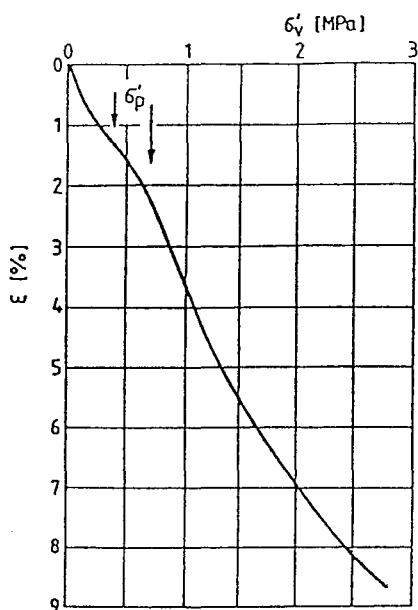
derson i Kolstad 1979, Ladd i Lambe 1963]. Próbki nasączane były metodą ciśnienia wyrównawczego, a następnie rekonsolidowane anizotropowo przy wartości współczynnika $K_o = 1,3$. Obserwacja uzyskanych charakterystyk wykazała, że próbki gruntów stosowane w badaniach były należytej jakości. Jednakże otrzymane z badań krzywe ścisłości nie pozwalały na jednoznaczną lokalizację punktu przegięcia, pozwalającego na wyznaczenie naprężenia prekonsolidacji σ'_p . Otrzymane dla łąw z głębokości 10 m charakterystyki odkształcenia ϵ i modułu ścisłości M od naprężenia σ'_v wykazują, że naprężenie prekonsolidacji σ'_p może zawierać się w przedziale od 0,4 do 0,7 MPa, co daje

$OCR = 2,0-3,5$. Natomiast z badań terenowych dla tego gruntu otrzymano σ'_p pomiędzy 0,75 a 1,4 MPa, a więc $OCR = 3,7-7,0$ w zależności od zastosowanej metody badań.

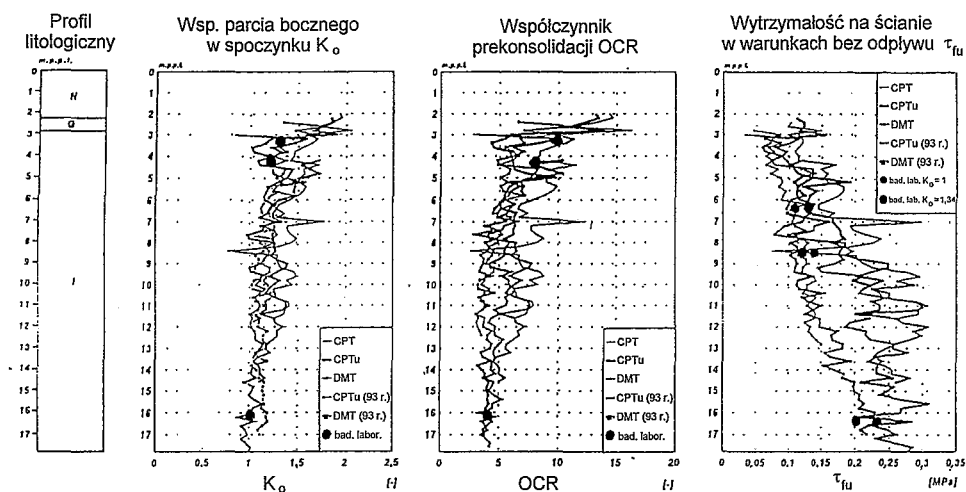
Badania trójosiowe wykonane na próbkach łąw plicieńskich wykazały, że parametry wytrzymałościowe odniesione do naprężenia efektywnego wynoszą $c' = 20,0$ kPa i $\phi' = 18^\circ$. Natomiast wytrzymałość łąw na ścinanie w warunkach bez odpływu wzrasta wraz z głębokością od $\tau_{fu} = 120$ kPa na głębokości 6 m do $\tau_{fu} = 250$ kPa na głębokości 16 m.

Podsumowanie i wnioski

Analiza terenowych i laboratoryjnych badań gruntów występujących w rejonie



Rys. 7. Wyniki edometrycznych badań CRS łąw plicieńskich (A-15, głębokość 10,00–10,64 m)



Rys. 8. Porównanie wyników badań terenowych i laboratoryjnych (stacja A-15)

stacji metra A-11, A-14 i A-15 wykazuje, że grunty spoiste są silnie prekonsolidowane. Ilościowa ocena parametrów σ'_p , OCR i K_o w badaniach laboratoryjnych jest bardzo trudna z uwagi na konieczność stosowania dużych obciążeń, które powodują powstawanie odkształceń własnych aparatury pomiarowej. Ponadto pobieranie próbek NNS do badań laboratoryjnych wymaga stosowania właściwych do tego celu próbników, np. SHELBY, NES-GI, OSTERBERGA oraz długotrwałych badań jakości próbek i ich rekonsolidacji.

Czynniki te powodują, że badania ścisłości są długotrwałe, a uzyskiwane wyniki niejednoznaczne. Z charakterystyk odkształceniowych uzyskuje się bowiem przedział, w którym możliwe jest poszukiwanie punktu przegięcia odpowiadającego naprężeniu prekonsolidacji σ'_p , a nie jednoznacznie określony punkt. Powoduje to potrzebę stosowania oceny naprężenia wykorzystującej wyniki labo-

ratoryjnych i terenowych badań gruntów, uzupełnionej analizą geologicznego pochodzenia badanych utworów.

W badaniach trójosiowych dla zapewnienia poprawności uzyskanych wyników istotne jest doprowadzenie próbek gruntu do warunków *in situ* przez ich rekonsolidację według ścieżki obciążenia zbliżonej do linii K_o .

Porównanie wyników badań laboratoryjnych i terenowych CPT i DMT wykazuje, że bardziej zbliżone do wyników uzyskanych w laboratorium są wyniki badań dyktometrycznych oraz sondowań statycznych wykonanych sondą elektryczną (rys. 8). Zatem metodyka Marchetiego może być wykorzystana do oceny historii naprężenia gruntów spoistych silnie prekonsolidowanych oraz pomiaru wytrzymałości na ścinanie τ_{fu} .

Stosowanie sondowań CPTu do oceny historii naprężenia gruntów silnie prekonsolidowanych rejonu Warszawy wy-

maga zaadaptowania propozycji Mayne i Holtza (1988) poprzez zastosowanie zależności $\sigma'_p = \kappa (q_T - \sigma_{vo})$, gdzie parametr zmienia się w zakresie $0,30 < \kappa < 0,45$ z tendencją malejących wartości wraz z głębokością [Borowczyk i Szymański 1995]. Ponadto porównanie wyników badań terenowych i laboratoryjnych wskazuje, że do oceny wytrzymałości gruntu na ścinanie τ_{fu} na podstawie badań CPTu można stosować znaną zależność $\tau_{fu} = (q_T - \sigma_{vo})/N_{KT}$ z uwzględnieniem, w przypadku gruntów spoistych silnie prekonsolidowanych, wartości współczynnika N_{KT} w przedziale od 18 do 20 (gdzie: q_T oznacza skorygowaną wartość oporu na stożku q_c).

Z przeprowadzonych badań wynika, że grunty spoiste szczególnie w rejonie stacji A-14 i A-15 są silnie prekonsolidowane. Zatem w programowaniu badań trójosiowych i wykonaniu obliczeń projektowych należy uwzględnić fakt, że w gruntach tych OCR może zawierać się w przedziale od 2 do 20, natomiast K_o od 0,8 do 2,0 w zależności od głębokości zalegania i rodzaju gruntu.

Literatura

- ANDERSON A., KOLSTAD P. 1979: *The NGI 54 mm sampler for undisturbed sampling of clays and representative of coarser materials*. Inter. Symp. of Soil Sampling, Singapore, 13–21.
- BOROWCZYK M., SZYMAŃSKI A. 1995: *The use of in situ tests for determination of stress history*. Proc of the 11-th Europ Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Copenhagen.
- GUNN M. J., CLAYTON C. R. I. 1992: *Installation effects and their importance in the design of earth-retaining structures*. Geot. 42. No 1, 137–141.
- KULHAVY F.H., MAYNE P.W. 1990: *Manual on estimating soil properties for foundation design*. EPRI. Palo Alto. Report. EL-6800.
- LADD C.C., FOOTTR., ISHIHARA K., SCHLOSSER F., POULOS M.C. 1977: *Stress-deformation and strenght characteristics*. SOA Report. Proc. of 9th, ICSMFE, Tokyo. Vol. 2, 421–494.
- LADD C.C., LAMBE T.W. 1963: *The strength of undisturbed clay determined from undrained tests*. ASTM, STP 361.
- MARCHETTI S. 1980: *In Situ Tests by Flat Dilatometer*. J. Geot. Eng. Div., ASCE, 106, GT3: 299–321.
- MAYNE P.W., HOLTZ R.D. 1988: *Profiling stress history from piezocone soundings*. Soils and Foundations. Vol. 28(1), 16–28.
- PADFIELD C. J., MAIR R. J. 1984: *Design of retaining walls embedded in clay*. CIRIA Report 104.
- ROBERTSON P.K. 1990: *Soil classification using the cone penetration test*. Can. Geot. J. Vol. 27.
- SIMPSON B. 1992: *Retaining structures: displacement and design*. Geot. 42. No 4, 541–576.

Zbiornik Nielisz – badania wzmocnienia słabonośnego podłoża

Abstract

Nielisz reservoir – testing of soft subsoil strengthening. Paper presents results of dilatometer tests performed during staged construction of main dam embankment of Nielisz reservoir. A comparison between undrained shear strength evaluated from dilatometer tests based on formulae currently used in cohesive soils and corrected shear strength from field vane tests indicates significant differences in obtained values. From an analysis of test results the values of empirical factors used in these formulae for organic mud were determined.

Key words: organic mud, dilatometer test, field vane test, staged construction

Wprowadzenie

Do zaprojektowania etapowej budowy nasypu posadowionego na słabonośnym podłożu konieczne jest wykonanie badań pozwalających na właściwe rozpoznanie początkowych warunków geotechnicznych oraz badań umożliwiających prognozę przebiegu konsolidacyjnego wzmocnienia podłoża. W tym przypadku rozpoznanie początkowych warunków geotechnicznych, oprócz określenia rodzaju i stanu poszczególnych warstw gruntu oraz warunków wodnych, obejmuje również wyznaczenie stanu i historii naprężenia oraz początkowej wy-

trzymałości na ścinanie. W zależności od stopnia skomplikowania i ważności zadania geotechnicznego opiera się ono w różnym stopniu na analizie wyników badań terenowych oraz badań laboratoryjnych wykonanych na pobranych z podłoża próbkach gruntu. Z kolei parametry lub charakterystyki niezbędne do prognozy konsolidacji najczęściej uzyskuje się za pomocą badań laboratoryjnych. Ponadto charakterystyczne dla podłoży słabonośnych duże zróżnicowanie warunków gruntowych często zmusza do przeprowadzenia w okresie budowy i eksploatacji badań kontrolnych umożliwiających ocenę rzeczywistego efektu wzmocnienia.

Z punktu widzenia praktyki inżynierskiej, w celu ograniczenia konieczności wykorzystywania różnego rodzaju sprzętu, poszukuje się sposobów badania umożliwiających interpretację otrzymanych wyników w szerokim zakresie. Jednym z nich jest badanie terenowe spełniające to wymaganie, w którym stosuje się (coraz częściej w praktyce krajowej) dylatometr Marchettiego [Marchetti 1980]. Główną zaletą badania dylatometrycznego jest szybki i mało skomplikowany pomiar, na podstawie którego określa się rozkład w

* Katedra Geotechniki SGGW, ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa.

profilu pionowym wielu parametrów gruntowych. Interpretacja parametrów gruntowych opiera się jednak na wykorzystaniu zależności empirycznych wiążących wyniki pomiarów z wartością parametrów gruntowych. Występujące w tych zależnościach współczynniki zostały określone dla wybranych rodzajów gruntu na podstawie skalowania w komorze kalibracyjnej lub porównania z wynikami innych badań terenowych i/lub laboratoryjnych. W przypadku braku wartości współczynników dla badanych gruntów możliwe jest ich zweryfikowanie poprzez przeprowadzenie uzupełniających badań laboratoryjnych i/lub terenowych. W artykule, na przykładzie zapory czołowej zbiornika Nielisz, przedstawiono analizę wyników badań dylatometrycznych wykonanych podczas etapowej budowy nasypu z przeciążeniem. Badania dylatometryczne słabonośnego podłoża przeprowadzono w ramach rozpoznania początkowych warunków geotechnicznych oraz ich zmiany podczas konsolidacyjnego wzmocnienia.

Prezentowane w artykule wyniki uzyskane zostały w ramach projektu badawczego KBN Nr 7 7202 91 02 zrealizowanego w Katedrze Geotechniki SGGW w Warszawie oraz ekspertyz wykonanych przez Geoteko – Projekty i Konsultacje Geotechniczne Sp. z o.o.

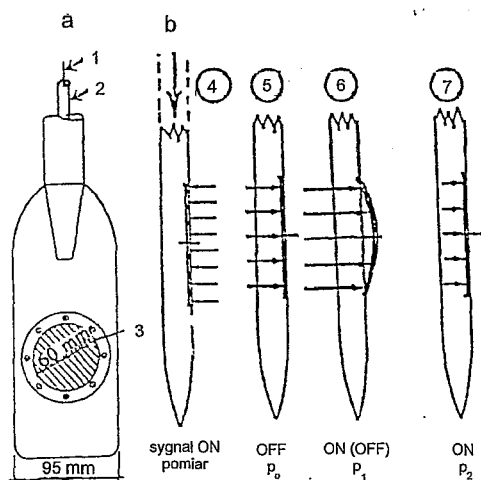
Opis dylatometru i metody badań

Dylatometr Marchettiego składa się z płaskiej, stalowej łopatki, która jest wyposażona w elastyczną, kołową membranę odkształcaną za pomocą ciśnienia gazu oraz jednostki kontrolno-pomiarowej (rys. 1). Łopatką jest połączona z jedno-

stką za pomocą przewodu pneumatycznego, którym przekazywane jest ciśnienie gazu na membranę. Wewnątrz tego przewodu znajduje się sygnałowy przewód elektryczny, umożliwiający precyzyjną identyfikację momentu dokonania pomiaru.

Badanie dylatometrem polega na pograżaniu łopatki dylatometru w podłoże gruntowe ze stałą prędkością. W celu dokonania pomiarów penetrację sondy zatrzymuje się co 0,2 m. Najczęściej wykonuje się dwa pomiary p_0 i p_1 . Pomiar p_0 odpowiada skorygowanej wartości ciśnienia gazu otrzymanej w początkowej fazie ruchu membrany prowadzącej do kontaktu z otaczającym gruntem. Drugi pomiar p_1 wskazuje skorygowaną wartość ciśnienia gazu uzyskaną przy dodatkowym wychyleniu środka membrany w kierunku gruntu prawie o 1 mm [Marchetti 1980]. Ostatnio coraz częściej po wykonaniu pomiarów p_0 i p_1 przeprowadzany jest trzeci pomiar p_2 odpowiadający skorygowanej wartości ciśnienia gazu po powrocie membrany do jej pozycji osiągniętej w pomiarze p_0 [Lutenegger 1988]. Ciśnienia p_0 , p_1 i p_2 razem z obliczoną wartością pionowej składowej efektywnego naprężenia σ'_{v0} i wartością ciśnienia wody w porach u_0 oszacowanego w warunkach *in situ* służą do wyznaczenia dylatometrycznych wskaźników gruntu podanych na rysunku 1.

Do określenia rodzaju gruntu na podstawie wyników badań dylatometrycznych wykorzystywany jest opracowany przez Marchettiego (1980) nomogram klasyfikacyjny. Analiza dotychczasowych badań [Lacasse i Lunne 1988, Lechowicz 1996] wskazuje, że w celu wykorzystania nomogramu Marchettiego do interpretacji wyników badań dylatome-



Rys. 1. Dylatometr Marchettiego: a - budowa łopatk dylatometr: 1 - przewód elektryczny, 2 - przewód pneumatyczny, 3 - elastyczna membrana; b - fazy badania: 4 - pogrążanie, 5 - pomiar p_0 , 6 - pomiar p_1 , 7 - pomiar p_2 ; c - dylatometryczne wskaźniki gruntu

trycznych bardzo słabych gruntów organicznych konieczne jest wydłużenie skali w obu kierunkach do wartości modułu dylatometrycznego E_D równej 0,1 MPa oraz do wskaźnika materiałowego I_D wynoszącego 0,01 (rys. 2). Na nomogramie tym grunty sklasyfikowane są jako grunty organiczne, w przypadku gdy wskaźnik materiałowy $I_D < 0,6$ i moduł dylatometryczny $E_D < 1,2$ MPa.

Zależność empiryczna umożliwiającą określenie wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez odpływu τ_{fu} na podstawie badań dylatometrycznych podana przez Marchettiego (1980) dla spoistych gruntów mineralnych o wskaźniku materiałowym I_D mniejszym od 0,6 (gliny, iły) ma następującą postać:

$$\tau_{fu} = \sigma'_v \cdot 0,22 (0,5 \cdot K_D)^{1,25} \quad (5)$$

gdzie: σ'_v - pionowa składowa efektywnego naprężenia.

- wskaźnik materiałowy I_D :

$$I_D = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0} [-] \quad (1)$$

- wskaźnik poziomej składowej naprężenia K_D :

$$K_D = \frac{p_0 - u_0}{\sigma_{v0}} [-] \quad (2)$$

- moduł dylatometryczny E_D :

$$E_D = 34,7 (p_1 - p_0) [\text{MPa}] \quad (3)$$

- wskaźnik ciśnienia wody w porach U_D :

$$U_D = \frac{p_2 - u_0}{p_0 - u_0} [-] \quad (4)$$

Analiza przeprowadzona przez Roque i in. (1988) wskazuje, że wytrzymałość na ścinanie bez odpływu τ_{fu} można z badań dylatometrycznych wyznaczyć na podstawie następującej zależności:

$$\tau_{fu} = \frac{p_1 - \sigma_h}{N_c} \quad (6)$$

gdzie:

N_c - współczynnik empiryczny (dla gruntów spoistych 5-9),

σ_h - pozioma składowa całkowitego naprężenia obliczana ze wzoru:

$$\sigma_h = K_o \cdot \sigma'_v + u_o \quad (7)$$

gdzie:

K_o - współczynnik parcia gruntu w spoczynku,

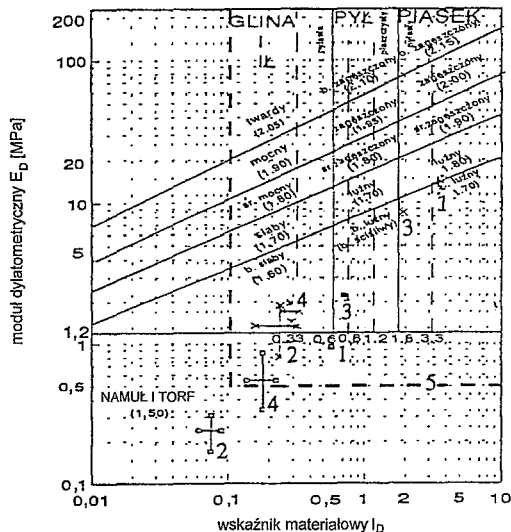
u_o - początkowe ciśnienie wody w porach.



odchylenie standardowe
- przed obciążeniem
odchylenie standardowe



- 5,5 miesiąca od rozpoczęcia
1 etapu



Rys. 2. Zmodyfikowany nomogram klasyfikacyjny Marchettiego; grunty z podłoża zapory czołowej zbiornika Nielisz: 1 – pył piaszczysty, 2 – namuł organiczny, 3 – pył, 4 – namuł organiczny, 5 – dolne ograniczenie nomogramu Marchettiego

Charakterystyka obiektu badań

Budowa zapory czołowej zbiornika wodnego Nielisz polega na nadbudowie części korpusu zapory nad istniejący nasyp grobli [Ładniak 1996, Sierant i Tchórz 1996]. Trudne warunki geotechniczne wywołane obecnością w podłożu gruntów słabonośnych spowodowały konieczność przeprowadzenia wzmocnienia jej podłoża. W projekcie technicznym przyjęto etapową budowę zapory wykorzystującą konsolidacyjne wzmocnienie podłoża. W trakcie realizacji projektu zdecydowano skrócić czas wykonania zapory z 6 do 3 lat. Spowodowało to zmianę wstępnie przyjętej koncepcji z 3-etapowej budowy zapory na przyjętą do realizacji 2-etapową budowę z przeciążeniem

[Bortkiewicz i Szmągaj 1996, Lechowicz i in. 1996].

Podłoże zapory czołowej tworzy kompleks utworów czwartorzędowych o zróżnicowanej miąższości i litologii, zalegający na wyerodowanej powierzchni margli i opoki kredowej. Utwory holocenu występujące na tarasach w dnie doliny są utworami limnicznymi wykształconymi w postaci pyłów, pyłów piaszczystych i piasków pylastych oraz namułów i namułów organicznych. Ogólna miąższość utworów holocenów wynosi od 3 do 5 m. W rejonie tarasów pod tymi utworami lokalnie zalegają plejstoceny utwory zastoiskowe (pyły, pyły piaszczyste i gliny pylaste) o miąższości do 3 m. W pozostałej części pod utworami holocenowymi występują plejstoceny utwory rzeczne w postaci piasków drobnych i pylastych

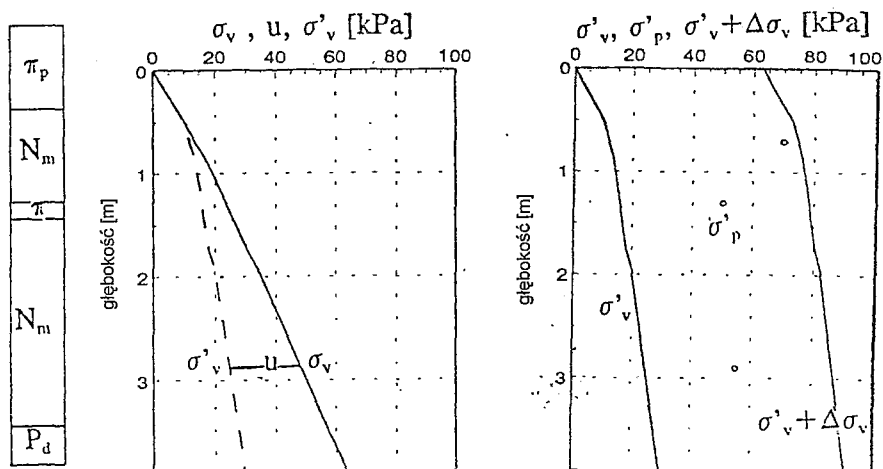
o miąższości do 2 m. Poniżej zalegają plejstocenijskie utwory wodnolodowcowe wykształcone w postaci piasków średnich ze żwirem, pospółek i żwirów.

Warstwy słabonośne podłoża tworzą holocenijskie namuły i namuły organiczne, lokalnie torfy oraz pyły i pyły piaszczyste występujące w stanie miękkoplastycznym. Przykładowe własności fizyczne uzyskane dla słabonośnego podłoża w przekroju hm 4+50 przedstawiono w tabeli. Wskazują one, że w analizowanym przekroju górną warstwę stanowi pył piaszczysty zalegający na namule organicznym, podzielony na dwie warstwy cienką warstwą pyłu. Najślabszą warstwą jest namuł organiczny o zawartości części organicznych $I_{om} = 18\text{--}22\%$, który charakteryzuje się wilgotnością naturalną $w_n = 105\text{--}130\%$, przy gęstości objętościowej gruntu $\rho = 1,25\text{--}1,35 \text{ t/m}^3$.

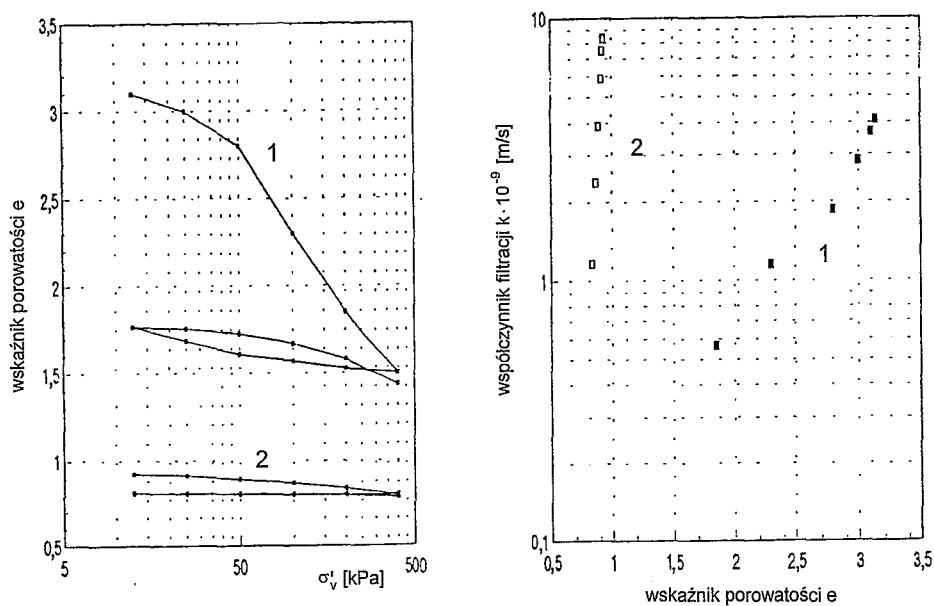
Początkowy stan naprężenia i ciśnienie wody w porach określony w profilu pod projektowanym nasypem przeciążeniowym pokazano na rysunku 3. Porównanie naprężenia prekonsolidacji σ'_p określonego z badań edometrycznych z pionową składową naprężenia efektywnego σ'_v wskazuje, że występujące grunty są prekonsolidowane, a współczynnik prekonsolidacji $OCR = 2\text{--}3$. Przyrost pionowej składowej naprężenia, wywołany nasypem przeciążeniowym, w znacznej części podłoża powoduje przekroczenie początkowej wartości naprężenia prekonsolidacji. Charakterystyki konsolidacyjne gruntów słabonośnych, podane w postaci nieliniowych zależności wskaźnika porowatości e od pionowej składowej naprężenia efektywnego σ'_v oraz współczynnika filtracji k_v od wskaźnika porowatości e , pokazano na rysunku 4.

Tabela. Właściwości fizyczne słabonośnych warstw podłoża zapory czołowej zbiornika Nielisz

Rodzaj gruntu	Wilgotność naturalna	Granice konsystencji		Gęstość gruntu		Zawartość części organicznych	Zawartość frakcji [%]		
	w_n [%]	w_p [%]	w_L [%]	ρ [t/m ³]	ρ_s [t/m ³]	I_{om} [%]	piaskowej	pyłowej	iloowej
Pył piaszczysty π_p	30–35	18–20	30–32	1,80– –1,85	2,62– –2,65	2–3	35–40	57–63	2–3
Namuł organiczny N_m	110–130	45–55	130–150	1,25– –1,30	2,25– –2,30	20–22	15–20	77–83	2–3
Pył π	35–38	20–22	40–42	1,80– –1,85	2,62– –2,65	2–3	25–27	70–73	2–3
Namuł organiczny N_m	105–120	40–45	110–130	1,30– –1,35	2,25– –2,30	18–20	20–25	72–78	2–3



Rys. 3. Stan naprężenia i ciśnienia wody w porach: σ_v – pionowa składowa naprężenia całkowitego, u – ciśnienie wody w porach, σ'_v – pionowa składowa naprężenia efektywnego, $\Delta\sigma_v$ – przyrost naprężenia wywołany obciążeniem nasypu, σ'_p – naprężenie prekonsolidacji



Rys. 4. Charakterystyki konsolidacyjne gruntów słabonośnych: 1 – namuł organiczny, 2 – pył

Wykorzystanie badań dylatometrycznych w ocenie wzmocnienia słabonośnego podłoża

Biorąc pod uwagę potrzebę usprawnienia wykonywania kontrolnych badań terenowych podczas etapowej budowy zapory, zamiast do tej pory wykorzystywanej połowej sondy krzyżakowej wymagającej wykonanie podwiertów przez nasyp, jako podstawowy sposób badań zastosowano dylatometr Marchettiego. Za takim wyborem przemawiały również możliwości szerszego zakresu interpretacji wyników badań dylatometrycznych.

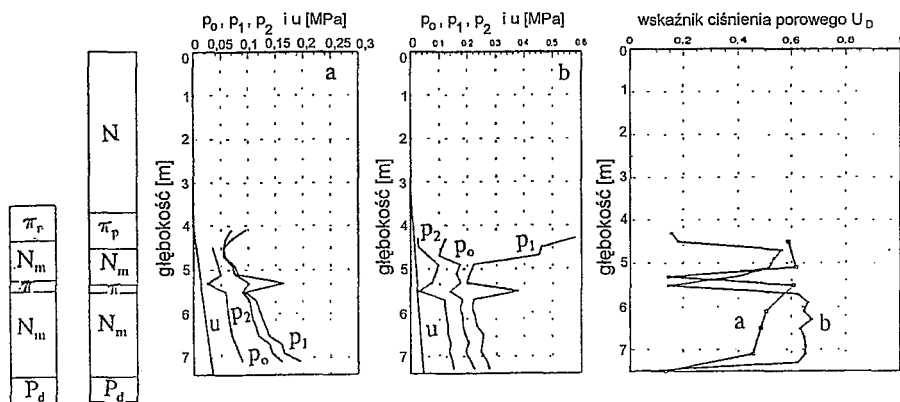
Badania dylatometryczne na obiekcie Nielisz zostały wykonane w dwóch seriach. Pierwszą serię przeprowadzono w 1994 roku w ramach badań geotechnicznych, których celem była weryfikacja parametrów geotechnicznych zamieszczonych w dokumentacji geologiczno-inżynierskiej [Geoproblem 1992] oraz określenie możliwości realizacji budowy zapory w okresie 3 lat. Badania dylatometryczne zostały wykonane w kilku przekrojach. W każdym przekroju zlokalizowano dwa profile badawcze poza istniejącym nasypem (w strefie nieobciążonej) oraz jeden pod jego koroną. Głównym celem interpretacji wyników badań dylatometrycznych było określenie "stanu zerowego" przed rozpoczęciem konsolidacyjnego wzmocnienia słabonośnego podłoża wywołanego 2-etapową budową z przeciążeniem. Uzyskane wyniki wykorzystano przy weryfikacji miąższości poszczególnych warstw gruntu, do określenia ich rodzaju i stanu oraz początkowej wytrzymałości na ścinanie. Oprócz badań

dylatometrycznych wykonano również badania sondą statyczną CPT oraz badania połową sondą krzyżakową [Geoteko 1992, 1994].

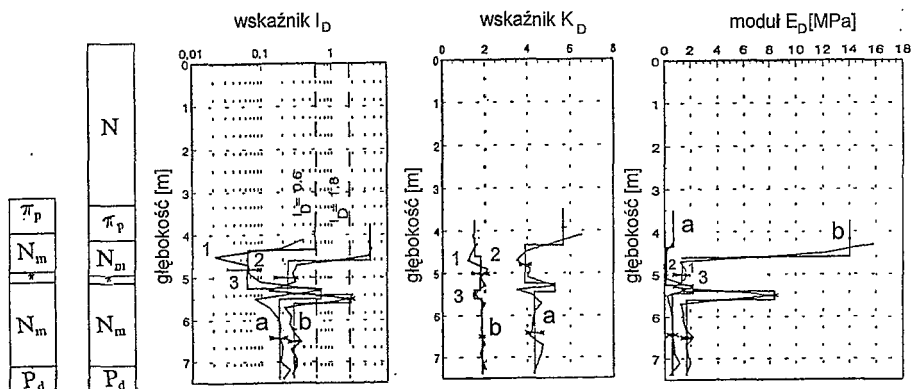
Drugą serię badań dylatometrycznych służącą ocenie rzeczywistego efektu wzmocnienia wykonano pod koniec 1 etapu w kwietniu 1995 r. [Geoteko 1995]. W artykule przedstawiono wybrane z obu serii wyniki badań dylatometrycznych uzyskane w profilu badawczym w hm 4+50 u podstawy skarpy od strony WG w sąsiedztwie lokalizacji reperów [Lechowicz i in. 1996] (rys. 4).

Wyniki badań dylatometrycznych uzyskane przed obciążeniem i 5,5 miesiąca od rozpoczęcia w tym rejonie budowy przedstawiono w postaci profili skorygowanych wartości ciśnienia p_0 , p_1 i p_2 oraz wskaźnika ciśnienia wody w porach U_D (rys. 5). Profile pomierzonych wartości oraz wartości średnich wraz z odchyleniem standardowym dylatometrycznych wskaźników gruntu: wskaźnika materiałowego I_D , wskaźnika poziomej składowej naprężenia K_D i modułu dylatometrycznego E_D przedstawiono na rysunku 6. Wartości średnie wraz z odchyleniem standardowym wskaźników I_D i E_D dla wydzielonych w podłożu warstw przedstawione na nomogramie Marchettiego pokazano na rysunku 2.

Porównując wartości dylatometrycznych wskaźników gruntu uzyskane przed obciążeniem z wartościami otrzymanymi pod koniec I etapu – widoczne są istotne zmiany wywołane procesem konsolidacji. W wyniku konsolidacji słabonośnego podłoża moduł dylatometryczny E_D uległ 2-, 3-krotnemu zwiększeniu. W przypadku wskaźnika materiałowego I_D i



Rys. 5. Wyniki badań dylatometrycznych słabonośnego podłoża: a – przed obciążeniem, b – 5,5 miesiąca od rozpoczęcia I etapu



Rys. 6. Profile wskaźników I_D , K_D i E_D uzyskanych z badań dylatometrycznych słabonośnego podłoża: a – przed obciążeniem, b – 5,5 miesiąca od rozpoczęcia I etapu; 1 – wartości pomierzone, 2 – wartości średnie, 3 – wartości średnie $\pm$ odchylenie standardowe

wskaźnika poziomej składowej naprężenia K_D obserwuje się ich zmniejszenie. Na podstawie danych zamieszczonych na nomogramie Marchettiego można stwierdzić, że punkty charakteryzujące wydzielone warstwy w nieobciążonym podłożu w porównaniu z podłożem obciążonym nasypem I etapu są przesunięte bliżej granicy gruntów organicznych z gruntami

spójnymi charakteryzującymi się większą wytrzymałością na ścinanie. Warstwy gruntów słabych wykazujące początkowo bardzo małą wartość modułu dylatometrycznego E_D w wyniku konsolidacji uległy wzmocnieniu.

Wstępne oszacowanie wytrzymałości na ścinanie na podstawie zależności podanej przez Marchettiego wykazało bar-

dzo małe jej wartości. Zgodnie z dotychczasowymi doświadczeniami uzyskanymi na obiektach doświadczalnych Katedry Geotechniki SGGW w interpretacji wyników badań dylatometrycznych służących wyznaczeniu wytrzymałości na ścinanie gruntów słabych zastosowano zmodyfikowaną wersję zależności Marchettiego w postaci:

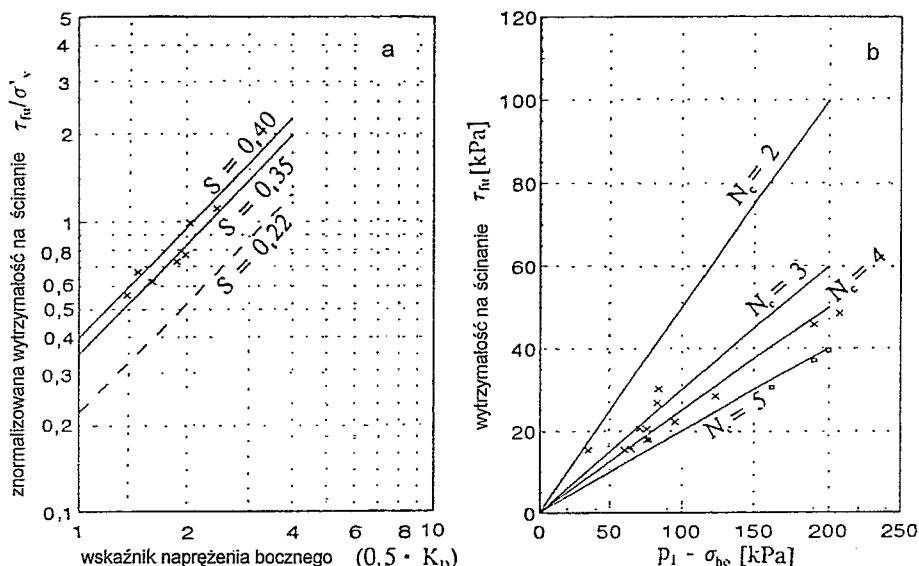
$$\tau_{fu} = \sigma'_v \cdot S (0,5 \cdot K_D)^{1,25} \quad (8)$$

gdzie: $S = (\tau_{fu}/\sigma'_v)_{nc}$ – znormalizowana wytrzymałość na ścinanie dla gruntu normalnie skonsolidowanego.

W celu wyznaczenia wartości współczynników do zmodyfikowanej zależności Marchettiego (8) oraz do zależności

Roque i in. (6) dokonano porównania wyników badań dylatometrycznych ze skorygowaną wytrzymałością na ścinanie uzyskaną z badań połową sondą krzyżkową (rys. 7). W skorygowaniu pomierzonych wartości dla namułu organicznego zastosowano współczynnik poprawkowy $\mu = 0,6$ – określony zgodnie z metodyką podaną przez Larssona i in. (1994). Wyniki analizy wskazują, że dla badanego namułu organicznego współczynnik S do zależności (8) wynosi 0,35–0,40, natomiast współczynnik N_c do zależności (6) wynosi dla gruntów prekonsolidowanych 3–4, a dla normalnie konsolidowanych – 5.

Do porównania zależności stosowanych w interpretacji wyników badań dylatometrycznych wykorzystano: zależ-



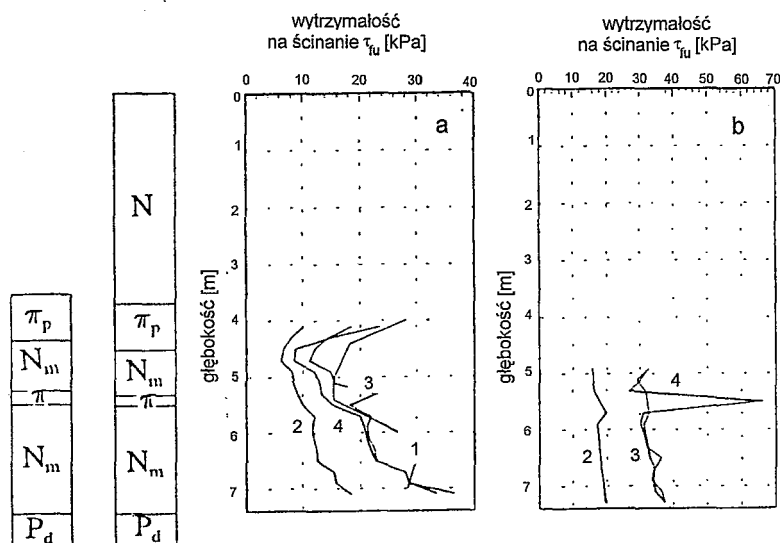
Rys. 7. Porównanie wytrzymałości na ścinanie bez odpyływu τ_{fu} określonej z zależności wykorzystywanych w interpretacji badań dylatometrycznych ze skorygowaną wytrzymałością na ścinanie uzyskaną z badań połową sondą krzyżkową: a – zależność Marchettiego (5) i jej zmodyfikowana postać (8) przy współczynniku S wynoszącym 0,35 i 0,40; b – zależność Roque i in. (6) przy współczynniku N_c wynoszącym 2, 3, 4 i 5

ność Marchettiego (5), zmodyfikowaną postać tej zależności (8) – przy przyjęciu dla wydzielonych warstw namułu organicznego wartości współczynnika $S = 0,40$ oraz zależność podaną przez Roque i in. (6) – przy przyjęciu wartości współczynnika N_c dla gruntów prekonsolidowanych równej 3, a dla normalnie konsolidowanych – 5. Wartości wytrzymałości na ścinanie uzyskane z badań dylatometrycznych (w profilu badawczym w hm 4+50) przed obciążeniem i 5,5 miesiąca od rozpoczęcia w tym rejonie budowy przedstawiono na rysunku 8.

Porównanie wytrzymałości na ścinanie bez odpływu τ_{fu} , określonej z zależności Marchettiego ze skorygowaną wytrzymałością na ścinanie uzyskaną z badań połową sondą krzyżkową, potwier-

dza zastrzeżenia co do możliwości stosowania tej zależności dla namułów organicznych. Wartości otrzymane z zależności Marchettiego są znacznie mniejsze od uzyskanych z badań połową sondą krzyżkową. Lepszą zgodność wyników otrzymano w przypadku zmodyfikowanej zależności Marchettiego i zależności Roque i in., przyjmując wyżej podane wartości współczynników.

Należy podkreślić, że zależności (5) i (8) poprawnie opisują zmianę wytrzymałości na ścinanie bez odpływu dla gruntów prekonsolidowanych, aż do osiągnięcia wartości współczynnika prekonsolidacji $OCR = 1$. W celu wykorzystania tych zależności również w zakresie normalnej konsolidacji konieczne jest wprowadzenie dodatkowego warunku ograni-



Rys. 8. Profile wytrzymałości na ścinanie bez odpływu τ_{fu} słabonośnego podłoża: a – przed obciążeniem, b – 5,5 miesiąca od rozpoczęcia I etapu; 1 – skorygowane wartości otrzymane z badań połową sondą krzyżkową; wartości uzyskane z badań dylatometrycznych: 2 – zależność Marchettiego, 3 – zmodyfikowana zależność Marchettiego przy $S = 0,40$, 4 – zależność Roque i in. przy $N_c = 3$ dla gruntów prekonsolidowanych i $N_c = 5$ dla gruntów normalnie konsolidowanych

czającego, który zapewni, iż wartość współczynnika prekonsolidacji OCR nie będzie mniejsza od jedności. Jednakże w tej sytuacji określona na ich podstawie wytrzymałość na ścinanie nie zależy od wyników badań dylatometrycznych, ale od przyjętej do obliczeń pionowej składowej efektywnego naprężenia σ'_v . Zatem zmianę wytrzymałości na ścinanie bez odpływu w całym zakresie zmiany naprężenia efektywnego, a szczególnie w zakresie normalnej konsolidacji, lepiej opisuje zależność podana przez Roque i in., w której jest ona nadal funkcją skorygowanej wartości ciśnienia p_1 . Należy zwrócić uwagę, że wykorzystanie tej zależności umożliwia poprawne określenie wytrzymałości na ścinanie pod warunkiem wyznaczenia właściwej wartości współczynnika N_c , jego wartość zależy od rodzaju gruntu i stanu naprężenia.

Prezentowane w pracy wyniki badań nieobciążonego podłoża wskazują, że średnie wartości wytrzymałości na ścinanie dla najsłabszych warstw podłoża mieszczą się w przedziale 10–15 kPa w przypadku górnej warstwy namułu organicznego, natomiast w dolnej warstwie 15–25 kPa. Otrzymane wyniki wykazują, że dzięki konsolidacyjnemu wzmocnieniu wytrzymałość na ścinanie tych warstw przekroczyła 30 kPa.

Podsumowanie

Badania dylatometryczne przeprowadzone w warunkach etapowej budowy zapory czołowej zbiornika Nielisz wykazały dużą przydatność dylatometru Marchettiego w badaniu i ocenie przebiegu konsolidacyjnego wzmocnienia słabońskiego podłoża. Porównanie wyników

badan terenowych pozwoliło na przystosowanie zależności opracowanych dla gruntów spoistych do określenia wytrzymałości na ścinanie bez odpływu τ_{fu} namułu organicznego. Wyniki analizy wskazują, że w przypadku prekonsolidowanych namułów organicznych można wykorzystać zmodyfikowaną zależność Marchettiego (8) ze współczynnikiem S równym 0,35–0,40 lub zależność Roque i in. (6) ze współczynnikiem N_c równym 3–4. Wytrzymałość na ścinanie bez odpływu normalnie konsolidowanych namułów organicznych lepiej opisuje zależność podana przez Roque i in. (6) ze współczynnikiem N_c równym 5.

Literatura

- BORTKIEWICZ A., SZMAGAJ J. 1996: *Zbiornik Nielisz - charakterystyka konstrukcyjna obiektów zapory czołowej*. Konferencja Naukowa "Problemy kształtowania środowiska obszarów wiejskich". Warszawa.
- GEOPROBLEM 1992: *Dokumentacja geologiczno-inżynierska do PT budowy zapory ziemnej stopnia Nielisz w Nieliszu*. Etap II. Zamość.
- GEOTEKO 1992: *Opracowanie technologii etapowego wykonania zapory Nielisz z wykorzystaniem konsolidacyjnego wzmocnienia podłoża*. Wesoła k. Warszawy.
- GEOTEKO 1994: *Badania geotechniczne w celu określenia warunków umożliwiających przyspieszenie realizacji zapory czołowej zbiornika wodnego Nielisz*. Wesoła k. Warszawy.
- GEOTEKO 1995: *Okresowe badania geotechniczne przed rozpoczęciem realizacji II etapu budowy zapory czołowej zbiornika wodnego Nielisz*. Wesoła k. Warszawy.
- LACASSE S., LUNNE T. 1988: *Calibration of dilatometer corrections*. Proc. Int. Sym. on Penetration Testing ISOPT-1, Orlando, 1: 539–548.
- LARSSON R., BERGDAHL U., ERIKSSON L. 1984: *Evaluation of shear strength in cohesive soils with special reference to Swedish practice and experience*. Swedish Geotechnical Institute, Linköping, Information 3, 1–32.

- LECHOWICZ Z. 1996: *Undrained shear strength of organic soils from dilatometer test*. Ann. Warsaw Agricult. Univ., Land Reclam. (in print).
- LECHOWICZ Z., MIRECKI J., WOLSKI W. 1996: *Zbiornik Nielisz – etapowa budowa zapory*. Konferencja Naukowa "Problemy kształtowania środowiska obszarów wiejskich". Warszawa.
- LUTENEGGER A. J. 1988: *Current status of the Marchetti dilatometer test*. Proc. Int. Sym. on Penetration Testing ISOPT-1. Orlando, 1: 137–155.
- ŁADNIAK H. 1996: *Zbiornik Nielisz – charakterystyka ogólna inwestycji*. Konferencja Naukowa "Problemy kształtowania środowiska obszarów wiejskich". Warszawa.
- MARCHETTI S., 1980: *In Situ Tests by Flat Dilatometer*. J. Geotech. Eng. Div., ASCE, 106, GT3: 299–321.
- ROQUE R., JANBU N., SENNESET K. 1988: *Basic interpretation procedures of flat dilatometer tests*. Proc. Int. Sym. on Penetration Testing ISOPT-1. Orlando, 1: 577–587.
- SIERANT M., TCHÓRZ T. 1996: *Zbiornik Nielisz – problemy realizacji inwestycji*. Konferencja Naukowa "Problemy kształtowania środowiska obszarów wiejskich". Warszawa.

Nowa metodyka badań przewodności hydraulicznej nienasyconych gruntów ekspansywnych

Abstract

A new methodology for determining the hydraulic conductivity of unsaturated expansive soils. Predicting the direction and rate of contaminant transport in the vadose zone requires determination of soil hydraulic properties. While a large number of laboratory and field methods has been developed over the years, as shown by Klute (1986), most of them are applicable mainly for the measurement of hydraulic properties in saturated soils. Moreover, these methods omit such factors effecting hydraulic conductivity as soil volume changes (swelling/shrinkage) and external load simulating the location of soil tested. Swelling unsaturated soils are commonly being used in the design of barriers for the containment of waste disposal sites. Zones of swelling soils can also be found in surficial deposits where the significant ground subsidence is due to the soil consolidation and desiccation [Chandler et al. 1992]. Characterization of hydraulic conductivity for unsaturated swelling soils is also of fundamental importance to the prediction of the pulsatory retention for areas under agricultural cultivation [Żakowicz and Garbulewski 1996]. Therefore, the unsaturated hydraulic conductivity of swelling soils is the most important property governing water movement. This paper presents a new methodology for quantification of hydraulic conductivity in swelling

unsaturated soils. The proposed methodology is based on evaluation of soil-water potential and water outflow from a soil sample.

Key words: hydraulic conductivity, expansive soil, test methods

Wstęp

Przepływ wody w ośrodku gruntowym odbywa się często w warunkach niepełnego nasycenia wodą porów gruntowych. Poza powszechnie znanymi przypadkami filtracji na terenach nawadnianych i infiltracji na naturalnych zboczach, również w przypadku prognozowania migracji zanieczyszczeń ze składowisk odpadów komunalnych i przemysłowych przyjmuje się, że przepływ wody odbywa się w warunkach niepełnego nasycenia podłoża. Stosowane w inżynierskich obliczeniach przepływu wody i/lub zanieczyszczeń modele analityczne i numeryczne zwykle opierają się na równaniu Richardsa:

$$\nabla K(h) \nabla (gz - h) = C(h) \partial h / \partial t \quad (1)$$

*Katedra Melioracji Rolnych i Leśnych SGGW, ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa.

**Katedra Geotechniki SGGW, ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa.

gdzie:

K – przewodność hydrauliczna,

h – potencjał ciśnienia (ujemny w przypadku ssania gruntu),

$C(h)$ – różniczka pojemności wodnej ($d\theta/dh$),

θ – wilgotność objętościowa gruntu,

z – współrzędna pionowa,

t – czas,

∇ – operator ($\partial/\partial x, \partial/\partial y, \partial/\partial z$).

W przypadku przepływu wody w nienasyconych gruntach, które pod wpływem wody zmieniają swoją objętość (pęcznieją i/lub kurczą się), stosuje się równanie, które powstało z prawa Darcy'ego i równań ciągłości przepływu [Richards i inni 1995]:

$$\begin{aligned} & (\partial h / \partial t)_{x,y,z} = \\ & = dh/d\theta_w [\nabla \{ K(h) \nabla \Phi \}]_t - \\ & - [\nabla (\theta_w / \theta_s F_s)]_t \end{aligned} \quad (2)$$

gdzie:

h – ssanie gruntu,

t – czas,

θ_w – wilgotność objętościowa gruntu,

θ_s – wilgotność pełnego nasycenia porów,

$K(h)$ – przewodność hydrauliczna gruntu zgodna z prawem Darcy'ego,

Φ – potencjał gruntowo-wodny (ciśnienie),

F_s – strumień przestrzenny fazy stałej.

Prawy człon powyższego równania przedstawia ruch wody wchłanianej przez fazę stałą gruntu. Wartość strumienia F_s może być obliczona prawidłowo tylko wtedy, gdy przepływ wody będzie sprzężony z analizą obciążenie–odkształcenie gruntu przy zachowaniu odpowiednich warunków brzegowych.

Przepływ wody w ekspansywnym ośrodku porowatym zależy nie tylko od przewodności hydraulicznej, gradientów i odkształceń, ale również od naprężeń efektywnych, które powstają podczas pęcznienia i kurczenia się gruntu. Zjawisko pęcznienia gruntów w czasie ich nasycania wodą ograniczone jest przez czynniki zewnętrzne, między innymi nadkład podłoża lub obciążenie budowlą. Czynniki te pozwalają na zwiększanie się objętości gruntu tylko do czasu, gdy stan naprężeń efektywnych w gruncie znajdzie się w równowadze z naprężeniami zewnętrznymi. Zjawisko kurczenia się gruntów jest wywołane siłami kapilarnymi i z tego względu zmiany odkształceń powinny być wyrażane przez funkcję potencjału macierzystego gruntu [Baumgartl i in. 1995].

Dotychczas stosowane metody badań przewodności hydraulicznej gruntów nienasyconych, których przegląd przedstawiono poniżej, nie pozwalają w pełni uwzględnić stanu naprężenia i odkształcenia badanych próbek gruntów. W artykule podano propozycję własnej metodyki badań, która umożliwi odwzorować stan naprężeń próbki w złożu gruntowym i określić zmiany jej odkształcenia podczas badań. Wstępna seria badań przeprowadzonych dla gruntu pobranego z rdzenia budowanej zapory w Czorsztynie potwierdziła dużą przydatność zaproponowanej metodyki dla badań przewodności hydraulicznej gruntów nienasyconych.

Przegląd stosowanych metod badań

Metody stosowane dotychczas do pomiaru współczynnika przewodności hydraulicznej gruntów nienasyconych (K)

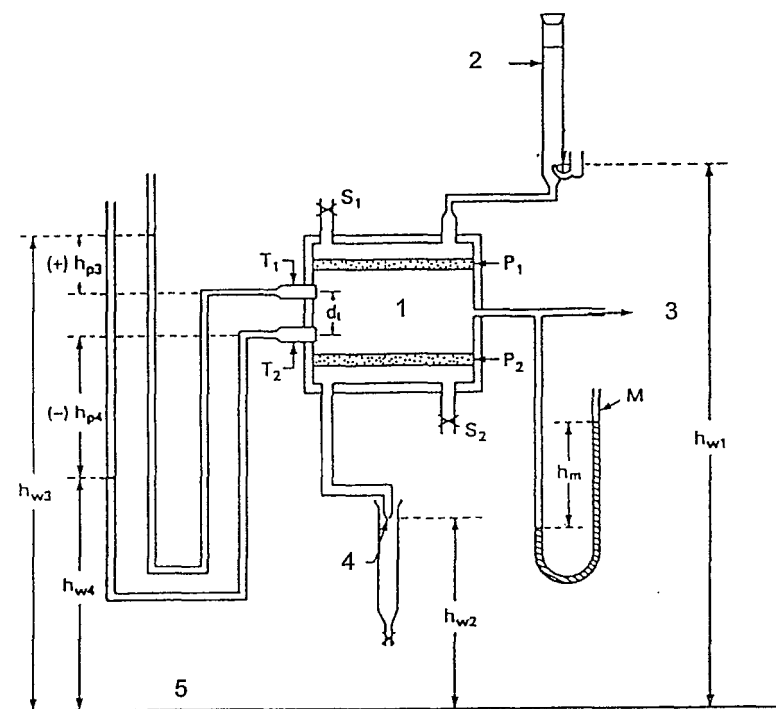
można podzielić na dwie następujące grupy:

- metody stanu ustalonego, w których przepływ jest niezależny od czasu,
- metody stanu nieustalonego, w których przepływ jest zależny od czasu [Fredlund i Rahardjo 1993].

Wszystkie obecnie stosowane metody [Klute 1972] zakładają ważność prawa Darcy'ego, zgodnie z którym współczynnik K wyraża stosunek prędkości przepływu i gradientu hydraulicznego.

Metody stanu ustalonego polegają na wymuszeniu w przekroju nienasyconej próbki gruntu stałej wartości gradientu hydraulicznego, ssania macierzystego i wilgotności gruntu. W celu określenia

współczynników K zależnie od ssania macierzystego przeprowadza się zwykle kilka serii badań dla próbek o różnych wartościach ssania macierzystego lub wilgotności. Wilgotność badanego gruntu może być określona bezpośrednio za pomocą niszczących lub nieniszczących technik pomiarowych oraz metodami pośrednimi, np. przy wykorzystaniu krzywych retencji. Schemat badania metodą stanu ustalonego przedstawiono na rysunku 1 [Klute 1965]. Próbkę gruntu znajduje się w cylindrze aparatu pomiędzy ceramicznymi krążkami o dużych oporach wejścia powietrza. Dwa tensjometry (T_1 i T_2 na rys. 1) pozwalają przeprowadzać pomiary potencjału wodno-



Rys. 1. Schemat aparatu do badań przewodności hydraulicznej metodą stanu ustalonego wg Klutego (1965); 1 – próbka gruntu, 2 – butla Mariotte’a, 3 – dopływ gazu o stałym ciśnieniu, 4 – odpływ wody, 5 – poziom porównawczy

-gruntowego. Po uzyskaniu ustalonego stanu przepływu, który występuje wtedy, gdy równe są wartości prędkości dopływu wody do górnej powierzchni próbki gruntu i prędkości odpływu z dolnej powierzchni próbki, przeprowadzane są zasadnicze pomiary objętości wody Q przepływającej przez przekrój próbki A w czasie t . Gradient hydrauliczny oblicza się na podstawie pomierzonych za pomocą znajdujących się w odległości d_t tensjometrów T_1 i T_2 stałych wartości potencjałów wodno-gruntowych (h_{w3} i h_{w4}). W czasie badania utrzymywana jest w próbce gruntu stała wartość ciśnienia powietrza. Wartość współczynnika przewodności hydraulicznej K dla średniej wartości ssania macierzystego oblicza się z równania :

$$K = (Q/A \ t) (d_t/h_{w3} - h_{w4}) \quad (3)$$

Badania metodami stanu ustalonego są trudne i czasochłonne, co wynika głównie z małych wartości współczynnika K , występujących zwłaszcza przy dużych wartościach ssania macierzystego. W związku z tym istnieje możliwość niekontrolowanej ucieczki wody z aparatu i dyfuzji powietrza przez wodę, co jest zwykle przyczyną błędów w pomiarach objętości wody. Poważną trudnością w badaniach metodą stanu ustalonego jest także zapewnienie szczelności kontaktu pomiędzy gruntem i cylindrem aparatu.

Z wielu stosowanych obecnie **metod stanu nieustalonego** do najczęściej wykorzystywanych w praktyce zaliczamy następujące [Stephens 1993]:

- metoda zmiennego (chwilowego) profilu,
- metoda Bruce’a-Klutego,

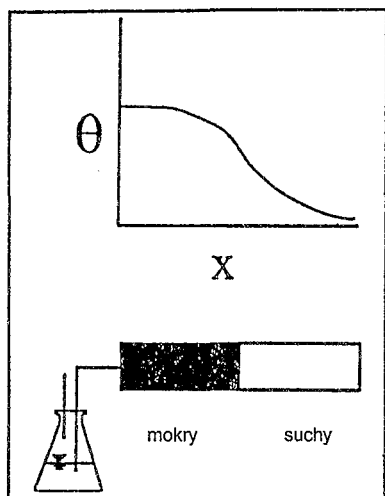
- metoda ciśnieniowej płyty,
- metoda odpływu w jednym cyklu.

Metoda zmiennego profilu [Watson 1966] stosowana jest zarówno w terenie, jak i w laboratorium. W terenie badania wykonywane są w zbiorniku wypełnionym wodą o wymiarach od 3 do 10 metrów. Po zabezpieczeniu powierzchni zbiornika przed parowaniem przerywa się dopływ wody i przeprowadza za pomocą tensjometrów oraz terenowej sondy neutronowej pomiary potencjału ciśnienia (h) i wilgotności gruntu (θ) podczas odpływu wody z profilu podłoża. Dla gruntów piaszczystych czas potrzebny do stabilizacji wilgotności wynosi zwykle kilka dni, natomiast w przypadku gruntów drobnoziarnistych – kilka tygodni lub nawet miesięcy. Wartość współczynnika przewodności hydraulicznej na głębokości L od powierzchni terenu oblicza się z równania:

$$K(\theta) = \left[\int_0^L (\partial\theta/\partial t) dz \right] / [dh/dz] \quad (4)$$

Przewodność hydrauliczna obliczona z powyższego równania odnosi się do wartości średniej wilgotności lub potencjału całkowitego na poszczególnych głębokościach profilu podłoża. Metoda zmiennego profilu, pomimo że jest powszechnie stosowaną, ma wady, z których do najważniejszych można zaliczyć: długi czas badań, możliwość zastosowania tylko do płytkich profili i dla gruntów przepuszczalnych, możliwość ucieczki wody wzdłuż styków gruntu i wprowadzanych w niego urządzeń pomiarowych.

Metoda Bruce’a-Klutego (1956) polega na wprowadzeniu wody do poziome-



Rys. 2. Schemat badania przewodności hydraulicznej metodą Bruce'a-Klutego

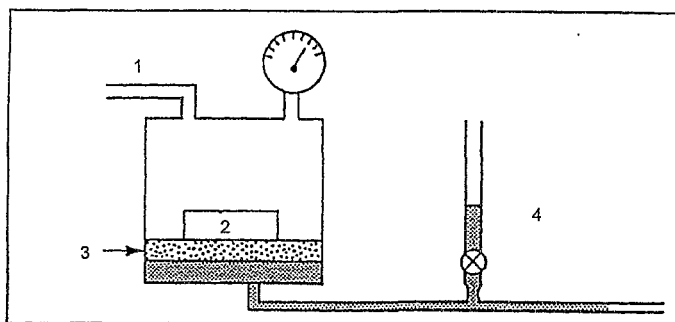
go cylindra wypełnionego zagęszczonym gruntem przez zastosowanie niewielkiego, stałego w czasie badań ssania (rys. 2) i pomiarach wilgotności gruntu. Wynikiem badań jest zestaw danych $\theta(x, t)$. Model matematyczny stosowany do określenia przewodności hydraulicznej opiera się na równaniu przepływu dyfuzyjnego w postaci:

$$\nabla D(\theta) \nabla \Phi = \partial \theta / \partial t \quad (5)$$

gdzie: $D(\theta) = K(h) / C(h)$ – dyfuzyjność.

W celu określenia przewodności hydraulicznej należy przeprowadzić niezależne badania dla uzyskania krzywych retencji gruntu, z których wyznaczana jest różniczkowa wilgotność. Metoda Bruce'a-Klutego jest przydatną metodą określania przewodności hydraulicznej w warunkach poziomego nasycania gruntu. Zasadniczą wadą tej metody jest konieczność uzyskania w niezależnych badaniach krzywych retencji gruntu.

Metoda ciśnieniowej płyty polega na wymuszeniu odpływu wody z próbki gruntu i pomiarach jej objętości w czasie. Aparatura do badań składa się z ciśnieniowej uszczelnionej komory, na dnie której znajduje się ceramiczna płyta o dużej oporności wejścia powietrza (rys. 3). Badanie rozpoczyna się zwykle dla gruntu w stanie bliskim pełnego nasycenia wodą. Ciśnienie gazu zadawane niewielkimi przyrostami powoduje wymuszenie odpływu wody z gruntu, której objętość mierzona jest zwykle w poziomo ułożonej szklanej rurce połączonej z biuretą. W prawidłowo zaprojektowanym aparacie istnieje możliwość przeprowadzenia po-



Rys. 3. Schemat badania przewodności hydraulicznej metodą ciśnieniowej płyty;
1 – regulowane ciśnienie gazu, 2 – grunt, 3 – ceramika, 4 – biureta

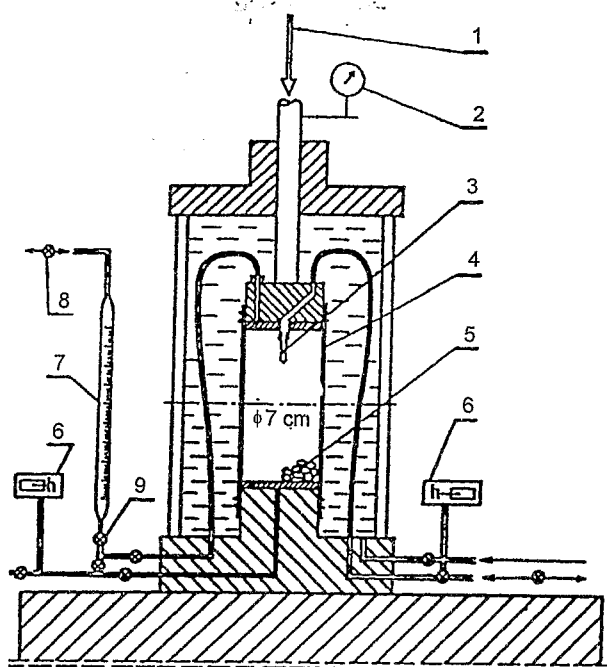
miarów w czasie nasycania gruntu wodą, co pozwala uzyskać dane o histerezie procesu. Pomimo że metoda ciśnieniowej płyty jest łatwa do zastosowania nawet dla próbek gruntu o niewielkiej wilgotności, nie obserwuje się w praktyce jej dużej popularności, co wynika przede wszystkim z wielu założeń teoretycznych i niezbyt jasnych zasad interpretacji wyników pomiarów.

Metoda odpływu w jednym cyklu jest obecnie jedną z popularniejszych metod badań przewodności hydraulicznej gruntu w stanie nienasyconym. Metoda ta została zaproponowana przez Passioura w 1976 r. Polega ona na wymuszeniu odpływu wody z próbki gruntu przez jednoetapowy wzrost ciśnienia gazu, po czym kontrolowana jest objętość odpływającej wody w czasie. W metodzie interpretacji wyników pomiarów zakłada się, że dyfuzyjność gruntu jest funkcją wykładniczą wilgotności, w odróżnieniu od metody ciśnieniowej płyty, w której przyjmuje się stałą wartość dyfuzji. Kool i inni (1985) przedstawili numeryczną procedurę interpretacji wyników badań z wykorzystaniem równań Richardsa i nieliniowej techniki wyrównania danych metodą najmniejszych kwadratów. Proponowana procedura nie pozwala jednak uzyskać w każdym przypadku jednoznacznego rozwiązania.

Proponowana metodyka badań

Pomiary zmian właściwości hydraulicznych gruntów ekspansywnych zależnie od ich stopnia nasycenia wodą proponuje się wykonywać w specjalnie zmodyfiko-

wanych przyrządach, w których kontrolujemy stan naprężeń i odkształceń próbki [Garbulewski i in. 1993, 1994]. Przyjmując, że naprężenia poziome są równe w obu kierunkach, stan naprężeń w próbce gruntu może być kontrolowany i mierzony w zmodyfikowanym aparacie trójosiowego ściskania. Modyfikacja aparatu (rys. 4) polegała na zainstalowaniu w górnej i dolnej części próbek gruntu końcówek ceramicznych, pozwalających określić zmiany potencjału wodno-gruntowego w zakresie dodatnich, jak i ujemnych ciśnień [Żakowicz i Garbulewski 1995]. W dolnej części próbki potencjał określono stosując krążek ceramiczny, w górnej części – ceramikę szpilkową. Ceramika szpilkowa może być zainstalowana w dowolnym punkcie osi próbki gruntu. Końcówki ceramiczne zostały podłączone do dwóch mierników elektronicznych nieodkształcalnymi układami hydraulicznymi. Elektroniczne mierniki zostały specjalnie skonstruowane do pomiarów potencjału wodno-gruntowego. Zasadniczą częścią miernika jest piezoporowy przetwornik ciśnień typu 126 PC15D1 produkcji Honeywell Division. Miernik zasilany jest typową baterią 9V, która zapewnia prawidłową pracę miernika przez długi czas w temperaturach od -30° do $+50^{\circ}\text{C}$. Charakterystyki pracy mierników (rys. 5) zostały określone za pomocą pompy próżniowej i manometru rtęciowego. Górna powierzchnia próbki przykryta standardowym kamieniem porowatym została podłączona do układu pneumatyczno-hydraulicznego. Układ ten pozwala wymuszać stan nasycenia próbki gruntu. Przewodność hydrauliczna gruntów może być obliczona na podstawie krzywej

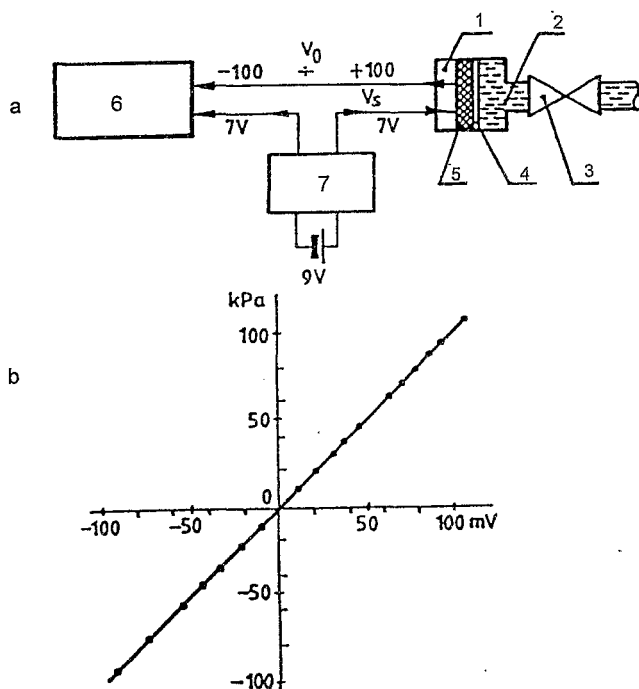


Rys. 4. Schemat zmodyfikowanej komory aparatu trójosiowego ściskania do badań przewodności nienasyconych gruntów; 1 – obciążenie, 2 – czujnik odkształceń, 3 – ceramika szpilkowa, 4 – membrana, 5 – ceramika krążkowa, 6 – elektroniczny miernik potencjału, 7 – biureta, 8 – dopływ (odpływ) wody (gazu), 9 – zawory

odpływu, która jest opracowywana na podstawie pomiarów objętości odpływającej wody i potencjałów ssania gruntu w czasie jego nasycania lub wysuszania. W przypadku zmian objętości gruntu wywołanych naprężeniami zewnętrznymi (zagęszczenie) lub wewnętrznymi (naprężenia rozciągające) można w zmodyfikowanej komorze aparatu trójosiowego ściskania określić zmiany stanu odkształceń.

Procedura badań składa się z następujących etapów: przygotowanie próbki, nasycanie próbki wodą, badania współczynnika filtracji, stabilizacja początkowego ssania, wielostopniowe wymusze-

nie odpływu wody z próbki, kontrolne badanie współczynnika filtracji. Próbką do badań może być pobrana z podłoża w próbniki zapewniające jej nienaruszony stan lub przygotowana w laboratorium w aparacie Proctora dla różnego stanu początkowego stopnia nasycenia wodą. Po zainstalowaniu próbki w aparatach zostaje ona obciążona w celu odtworzenia stanu naprężeń, jakie występują *in situ*. Po uzyskaniu stabilizacji odkształceń gruntu, potencjałów i wilgotności rozpoczyna się następny etap polegający na nasycaniu próbki redestylowaną wodą. Etap ten przechodzi w badanie współczynnika filtracji. Dla uzyskania poprawnych warun-



Rys. 5. Schemat elektronicznego miernika potencjału (a) i wyniki kalibracji (b); 1 – przetwornik, 2 – system hydrauliczny, 3 – zawór, 4 – osłona silikonowa, 5 – element piezoporowy, 6 – woltomierz, 7 – zasilacz

ków początkowych przed zasadniczymi pomiarami przeprowadza się stabilizację dolnego warunku brzegowego. Stabilizacja ta polega na wytworzeniu niewielkiej (zwykle od -10 do -30 hPa) wartości ssania. Zasadnicze pomiary rozpoczynane są po stabilizacji wartości ssania i wilgotności objętościowej gruntu. Pomiary te polegają na określaniu objętości odpływającej z próbki wody przez dolną płytkę ceramiczną w czasie zadawanych stopniowo na górną powierzchnię próbki ciśnień gazu. Wartość ciśnienia gazu jest precyzyjnie utrzymywana do czasu stabilizacji objętości odpływającej wody i potencjału wody gruntowej. W celu skon-

trolowania poprawności badań, końcowym etapem jest powtórne nasycenie próbki gruntu i określenie współczynnika filtracji.

Interpretacja przykładowych wyników badań

Proponowaną metodykę zastosowano do określenia przewodności hydraulicznej próbki gliny pylastej pobranej z rdzenia zapory w Czorsztynie w czasie jej budowy (symbol próbki: 3/31 525,0–524,45). Skład granulometryczny gruntu był następujący: frakcja piaskowa – 25%, frakcja pyłowa – 55% i frakcja łoś-

Tabela. Właściwości badanej próbki gruntu

Właściwości grunt	Symbol	Jednostka	Wartość
Wilgotność naturalna	w_n	%	15,68
Granica płynności	w_L	%	35,20
Granica plastyczności	w_P	%	18,25
Wskaźnik plastyczności	I_P	%	16,95
Gęstość właściwa	ρ_s	g/cm^3	2,66
Gęstość objętościowa	ρ	g/cm^3	2,17
Gęstość objętościowa szkieletu gruntowego	ρ_d	g/cm^3	1,87

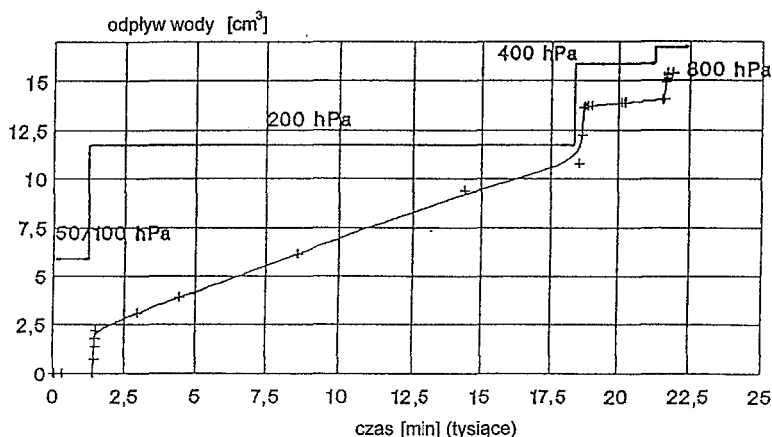
wa – 20%. Właściwości badanej próbki gruntu podano w tabeli.

Próbka gliny pylastej o wymiarach: średnica 7 cm i wysokość 5 cm została zainstalowana w zmodyfikowanej komorze aparatu trójosiowego ściskania i poddana rekonsolidacji naprężeniem izotropowym 135 kPa. We wszystkich etapach badań utrzymywano w komorze stałą wartość naprężenia równą naprężeniu rekonsolidacji próbki. Po okresie stabilizacji stanu naprężeń i ciśnień, w którym doprowadzono do całkowitego wypełnienia porów gruntowych wodą (okres 10 dni), przeprowadzono typowe badania przewodności hydraulicznej, które polegały na pomiarach objętości wody wypływającej z próbki i zmiennych potencjałów wodno-gruntowych w podstawie i w środku próbki. Zasadnicze badania rozpoczęto zadając podciśnienie wynoszące około 35 hPa przez okres 8 dni. Badania zasadnicze polegały na wymuszeniu przepływu wody w próbce przez stopniowe zwiększanie ciśnienia gazu na górnej powierzchni próbki. W badaniach zastosowano następujące ciśnienia gazu: 50, 100, 200, 400 i 800 hPa. W czasie doświadczenia mierzono objętość odpływa-

jącej wody w poziomo ułożonej cienkiej plastikowej rurce, ciśnienie gazu, potencjał wodno-gruntowy w środku próbki oraz wysokość badanej próbki. Badania zasadnicze trwały od 26.04.1995 do 11.05.1995 (16 dni).

Sumową krzywą odpływu wody przy kolejnych stopniach ciśnienia gazu przedstawiono na rysunku 6. Zasadnicze badania wykazały, że w dwóch pierwszych etapach przy ciśnieniach gazu wynoszących 50 i 100 hPa nie zaobserwowano odpływu wody. Pomiarzy te pokazują, że wartość początkowego gradientu hydraulicznego badanej próbki gliny pylastej wynosi $i_0 > 20$. Obliczenia wartości współczynników przewodności hydraulicznych przeprowadzono dla pozostałych ciśnień gazu, tzn. 200, 400 i 800 hPa. Z badań przy ciśnieniu 200 hPa uzyskano początkową wartość przewodności hydraulicznej wynoszącą $2,4 \cdot 10^{-9}$ m/s. Wartość tę przyjęto jako współczynnik przewodności hydraulicznej w pełni nasyconego wodą gruntu, przy gradiencie hydraulicznym wynoszącym 40.

Interpretację wyników badań dla uzyskania przewodności hydraulicznej próbki gruntu nie w pełni nasyconego przepro-



Rys. 6. Przebieg sumowych krzywych odpływu dla ciśnień gazu: 50, 100, 200, 400 i 800 hPa

wadzono wykorzystując program numeryczny MLSTPM [Eching i Hopmans 1993] bazujący na rozwiązaniu zaproponowanym przez van Genuchtena i innych (1991). W rozwiązaniu tym dane eksperymentalne traktowane są jako wartości wynikowe równania Richardsa. Parametry funkcyjne występujące w tym równaniu i opisujące hydraulikę gruntu, takie jak $\theta(h)$ i $K(\theta)$, są określane przez rozwiązanie zadania odwrotnego. W zadaniu tym dane eksperymentalne wyrównywane są metodą najmniejszych kwadratów. Końcowym wynikiem obliczeń są funkcje $K(h)$ lub $K(\theta)$ w pełnym zakresie zmian wilgotności. Zadaniem tego procesu jest znalezienie równania, które maksymalizuje sumę kwadratów związaną z modelem, podczas gdy następuje minimalizacja sum kwadratu odchyień. Program MLSTPM minimalizuje iteracyjnie funkcję przez zastosowanie metody Marquardta [Marquardt 1963]. Podczas każdego kroku iteracyjnego parametry

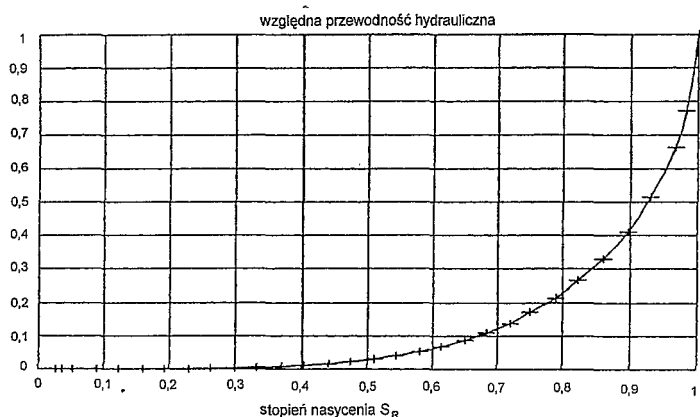
są odpowiednio poprawiane i wyniki modelu porównywane z uzyskanymi dla obecnych i poprzednich iteracyjnych poziomów. W przypadku wykorzystywania tylko danych retencyjnych i przewodności hydraulicznej podstawowa funkcja przedstawiana jest w postaci:

$$O(\mathbf{b}) = \sum \{w_i [\theta_i - \theta_i(\mathbf{b})]\}^2 + \sum \{w_i W_1 W_2 [Y_i - Y_i(\mathbf{b})]\}^2 \quad (6)$$

gdzie:

$\mathbf{b}$ – wektor nieznanymi parametrów,
 w_i – współczynniki wagowe,
 θ_i i θ_i – obserwowane i wyrównane wilgotności gruntu,
 W_1 i W_2 – współczynniki wagowe,
 Y_i i Y_i – obserwowane i przybliżone przewodności hydrauliczne,
 N i M – całkowita liczba obserwowanych wartości.

Wyniki przykładowej serii badań próbek gliny pylastej w postaci zależności



Rys. 7. Względna przewodność hydrauliczna glin pylastych z rdzenia zapory w Czorsztynie w funkcji stopnia nasycenia

przewodności hydraulicznej od wilgotności gruntu przedstawiono na rysunku 7. Z badań wynika, że wartości współczynników przewodności hydraulicznej zmniejszają się od $K = 2,4 \cdot 10^{-9}$ m/s przy całkowitym nasyceniu ($S_R = 1$) do $K = 7 \cdot 10^{-11}$ m/s przy $S_R = 0,50$ i odpowiednio do $K = 8 \cdot 10^{-12}$ m/s przy $S_R = 0,30$. Poniżej wartość $S_R = 0,30$ obserwuje się bardzo wyraźne zmniejszanie się współczynnika przewodności hydraulicznej do $K = 1,5 \cdot 10^{-17}$ m/s.

Wnioski

Opierając się na wynikach przeprowadzonych dotychczas badań, możliwe jest podanie następujących wniosków:

- Stosowana dotychczas metodyka określania parametrów hydraulicznych ośrodków nienasyconych nie pozwala odwzorować stanu naprężeń efektywnych występujących w warunkach *in situ*. W związku z tym w

praktyce mogą wystąpić błędne oszacowania przewodności hydraulicznej gruntów i w konsekwencji prędkości i objętości przepływającej wody lub/i zanieczyszczeń przez nie w pełni nasycony ośrodek porowaty.

- Proponowana w artykule metodyka badań pozwala uwzględniać stan naprężeń efektywnych, wynikający z położenia próbki gruntu w podłożu budowli. Metodyka ta może znaleźć zastosowanie także w badaniach agrofizycznych strefy korzeniowej roślin.
- Z badań gliny pylastej pobranej z rdzenia zapory w Czorsztynie wynika, że współczynnik przewodności hydraulicznej zmienia się od $K = 2,4 \cdot 10^{-9}$ m/s przy pełnym nasyceniu gruntu ($S_R = 1$) do $K = 7 \cdot 10^{-11}$ m/s przy $S_R = 0,5$. W przypadku dużego wysuszenia gruntu możemy spodziewać się zmniejszenia wartości współczynnika przewodności hydrau-

licznej do $K < 1,5 \cdot 10^{-17}$ m/s. Wyniki badań wskazują, że w obliczeniach projektowych i kontroli bezpieczeństwa zapór ziemnych z rdzeniem gruntowym konieczne jest uwzględnienie zmian przewodności hydraulicznej zależnie od stanu nasycenia rdzenia wodą.

- Pomiary zmian właściwości hydraulicznych, zwłaszcza w gruntach ekspansywnych, mogą być wykonywane tylko za pomocą przyrządów pozwalających kontrolować zarówno stan naprężeń, jak i odkształceń. Zastosowanie takich przyrządów umożliwi analizowanie zagadnień przepływu wody w ośrodkach nienasyconych z uwzględnieniem zależności naprężenie-odkształcenie, czyli za pomocą rozwiązań sprzężonych.

Literatura

- BAUMGARTL Th., WINKELMANN P., GRAESLE W., HORN R., RICHARDS B.G. 1995: *Measurement of the interaction of soil mechanical properties and hydraulic process with a modified triaxial test*. Proceedings of the First International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT-95). Paris, France. Vol. 2, 433–438.
- BRUCE R.R., KLUTE A. 1956: *The measurement of soil-water diffusivity*. Soil Science Society of America Proceedings. Vol. 201, 458–562.
- CHANDLER R.J., CRILLY M.S., MONTGOMERY-SMITH G. 1992: *A low-cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings*. Proc. Instn. Civ. Engrs, Civ. Engng, (Paper 9767) 92 May, 82–89.
- ECHING S.O., HOPMANS J.W. 1993: *Inverse solution of unsaturated soil hydraulic functions from transient outflow and soil water pressure data*. Land, Air and Water Resources Paper 100021, University of California.
- FREDLUND D.G., RAHARDJO H. 1993: *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. John Wiley & Sons Inc.
- GARBULEWSKI K., WOLSKI W., ŻAKOWICZ S., AL-HELO K. 1993: *Expansive behaviour of unsaturated fine-grained soils in compacted canal embankments*. Proc. of the Conference "Engineered fills", Newcastle upon Tyne, Thomas Telford, 130–139.
- GARBULEWSKI K., ŻAKOWICZ S., AL-HELO K. 1994: *Expansion potential of compacted fine-grained soils using suction measurements*. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ. Vol. 17. No 4, 505–510.
- GARBULEWSKI K., ŻAKOWICZ S. 1995: *Suction as an indicator of soil expansive potential*. Proc. of the First Int. Conference on Unsaturated Soils. Paris, France. Vol. 2: 593–599.
- KLUTE A. 1965: *Laboratory Measurement of Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soil*. in Methods of Soil Analysis. Mono. 9, Part 1, Amer. Soc. of Agronomy, Madison, WI: 253–261.
- KLUTE A. 1972: *The Determination of the Hydraulic Conductivity and Diffusivity of Unsaturated Soils*. Soil Sci. Vol. 113: 264–276.
- KLUTE A. 1986: *Methods of soil analysis*. 2nd Edition, Amer. Soc. of Agronomy, Madison USA.
- KOOL J.B., PARKER J.C., VAN GENUCHTEN M. Th. 1985: *Determining Soil Hydraulic Properties From One-Step Outflow Experiments by Parameter Estimation*. I. Theory and Numerical Studies. Soil Science Society of America Journal. Vol. 49. No 6: 1348–1354.
- MARQUARDT D.W., 1963: An algorithm for least-squares estimation of nonlinear parameters. J. Soc. Ind. Appl. Math. 11: 431–441.
- PASSIOURA J.E. 1976: *Determining Soil Water Diffusivities From One-Step Outflow Experiments*. Australian Journal of Soil Research. Vol. 15: 1–8.
- RICHARDS B.G., HORN R., BAUMGARTL T., GRAESLE W. 1995: *The role of stress on the behaviour of unsaturated soils*. Proc. of the First Int. Conference on Unsaturated Soils. Paris, France. Vol. 2: 785–790.
- STEPHENS D.B. 1993: *Hydraulic Conductivity Assessment of Unsaturated Soils*. ASTM STP 1142 (ed. Daniel D.E. and S.J. Trautwein): 169–183.

- WATSON K.K. 1966: *An Instantaneous Profile Method for Determining the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Porous Materials*. Water Resources research. Vol. 2: 709–715.
- VAN GENUCHTEN M.Th., LEIJ F.J., YATES S.R. 1991: *The RETC code for quantifying the hydraulic functions of unsaturated soils*. EPA/600/2–91/065, U.S. Salinity Laboratory, Riverside, California.
- ŻAKOWICZ S., GARBULEWSKI K. 1995: *Modification of triaxial apparatus for prediction of dam core behaviour*. Proc. of the First Int. Conference on Unsaturated Soils. Paris, France. Vol. 2: 585–590.
- ŻAKOWICZ S., GARBULEWSKI K. 1996: *A new technique for hydraulic conductivity testing of expansive unsaturated soils*. Zeszyty Problemowe Postępów Nauk Rolniczych. Instytut Agrofizyki PAN, Lublin (w druku).

Dariusz KOWALCZYK*, Alojzy SZYMAŃSKI*,
Marian BOROWCZYK**

Możliwości wyznaczania wytrzymałości gruntów silnie prekonsolidowanych na podstawie badań terenowych

Abstract

Determination of shear strength in heavily overconsolidated soil on the bases of *in situ* tests. The paper presents the results of field and laboratory tests performed on the heavily overconsolidated clays which prevails on the route of Warsaw underground. In order to characterise the variation of undrained shear strength τ_{fu} with depth the dilatometer tests DMT and the piezocone penetration tests CPTu have been made. The obtained results provide that the Marchetti dilatometer and piezocone equipment are very useful in evaluation of the strength parameters. In the paper after a short description of the test area, comprehensive test results in different soils were shown. In spite of the fact, that the formulae for calculations shear strength parameters were not founded on the Polish data, obtained results were in a good agreement with laboratory tests results after the existing formulae adaptation.

Wprowadzenie

Dokumentacje geotechniczne dla potrzeb praktyki projektowej przygotowuje się najczęściej na podstawie wykonanych do tego celu wierceń badawczych i badań

laboratoryjnych. Dla wydzielonych warstw gruntu (podstawa stratygrafia) określa się niezbędne do projektowania i wykonawstwa obiektów parametry fizyczne i wytrzymałościowe. Przy ocenie tych parametrów, jako cechę wiodącą dla gruntów niespoistych przyjmuje się stopień zagęszczenia I_D , a dla gruntów spoistych stopień plastyczności I_L , korzystając z zaleceń normy PN-B-03020.

Obecnie obserwuje się na świecie znaczący postęp w rozwoju techniki badań terenowych i laboratoryjnych. Ten kierunek rozwoju przyjęto w badaniach gruntu dla potrzeb Metra w Warszawie poprzez zakup przez Generalną Dyрекcję Budowy Metra sondy statycznej holenderskiej firmy v.d. Berg – HYSON – 200kN oraz przez Katedrę Geotechniki SGGW dylatometru Marchettiego i próbników firmy NENZI do pobierania próbek gruntu o nienaruszonej strukturze. Unowocześniono również wyposażenie laboratoryjne Katedry Geotechniki SGGW, co umożliwia badanie próbek gruntu NNS nowo-

*Katedra Geotechniki SGGW, ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa.

**Emerytowany pracownik Generalnej Dyrekcji Budowy Metra w Warszawie, ul. Marszałkowska 77.

czesnymi metodami. Odnosi się to w szczególności do metodyki badań gruntów silnie prekonsolidowanych, które w rejonie Warszawy stanowią większość.

Brak własnych doświadczeń we wprowadzanej metodyce wpłynął na przyjęcie założenia, że wykonywane badania sondą statyczną i dylatometrem są interpretowane według kryteriów podanych w literaturze [Marchetti 1980, Baldi i in. 1985]. Z uwagi na fakt, że wymienione wyżej metody są pośrednimi metodami badań powinny być zatem weryfikowane dla potrzeb lokalnych w terenie oraz potwierdzane odpowiednimi badaniami laboratoryjnymi.

W Katedrze Geotechniki SGGW podjęto próbę weryfikacji stosowanej metodyki badań i wyznaczania parametrów geotechnicznych dla celów projektowania, budowy i utrzymania obiektów metra. Jako poligon badawczy wytypowano rejony stacji A-11 (rejon Politechniki Warszawskiej), A-14 i A-15 (rejon ulic Królewska i Senatorska). Na gruntach występujących w tych rejonach przeprowadzono badania z zastosowaniem sondy statycznej z pomiarem ciśnienia porowego CPTu i dylatometr Marchettiego DMT.

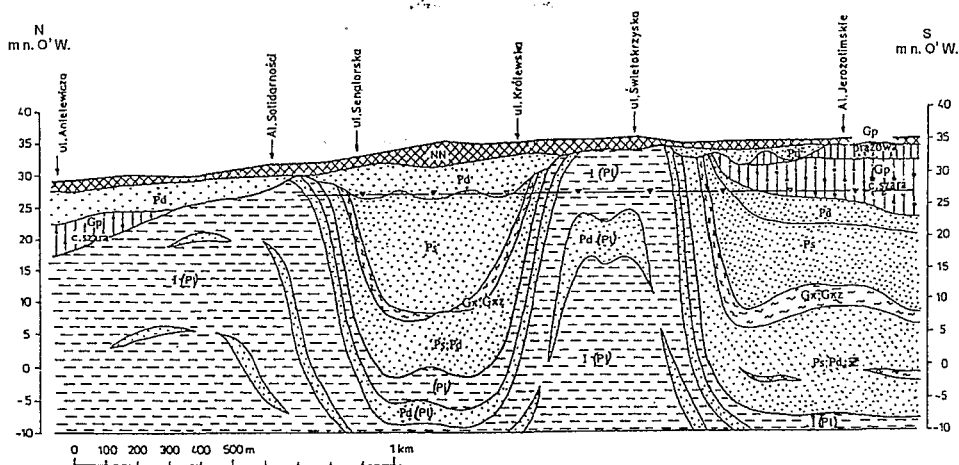
W artykule przedstawiono wybrane wyniki badań *in situ* oraz ich interpretację dla potrzeb wyznaczania wytrzymałości na ścinanie τ_{fu} stosowanej w analizie stanów granicznych podłoża konstrukcji. Porównanie uzyskanych w terenie wyników sondowań z wynikami laboratoryjnych badań trójosiowych pozwoliło zweryfikować istniejące związki empiryczne stosowane do wyznaczania wytrzymałości na ścinanie τ_{fu} w badaniach *in situ*.

Opis poligonu badawczego i zakres wykonywanych badań

Obserwowany w świecie znaczący postęp w rozwoju techniki badań terenowych i laboratoryjnych oraz rozwój metod numerycznych wykorzystujących w projektowaniu budowli współczesne modele gruntu wymaga stosowania odpowiedniej metodyki badań gruntów dla potrzeb projektowania posadowień budowli. Konieczność dostosowania się do ww. potrzeb przy budowie pierwszej linii Metra w Warszawie spowodowała podjęcie tematu badawczego "Badanie stanu naprężeń i cech fizykomechanicznych gruntów w otoczeniu obiektów metra" realizowanego przez Katedrę Geotechniki SGGW we współpracy z biurem projektów "Metroprojekt" w Warszawie. Temat ten miał na celu usprawnienie metodyki pozyskiwania parametrów do projektowania z równoczesnym wprowadzeniem do praktyki inżynierskiej nowoczesnych metod badań gruntów.

Metodyka badań gruntów dla potrzeb projektowania i budowy obiektów metra oparta została na kompletnej analizie wyników obserwacji *in situ* i uzyskanych w laboratorium z zastosowaniem nowoczesnej techniki pomiarowej (sonda statyczna CPTu, dylatometr Marchettiego DMT oraz próbniki SHELBY i NESGI) stosowanej w wiodących zagranicznych laboratoriach geotechnicznych.

Pierwsza linia Metra w Warszawie przebiega średnio na głębokości 9–11 m poniżej poziomu terenu. Podłoże grunto-we stanowi warstwa nasypu o miąższości 0,5–3,0 m, pod którym występuje kompleks glin zwałowych koloru brązowego zlodowacenia Warty, sięgający do głębokości 5–7 m p.p.t. (rys. 1). Poniżej za-



Rys. 1. Poglądowy przekrój geologiczny wzdłuż ulicy Marszałkowskiej

lega kompleks glin zwałowych silnie prekonsolidowanych, koloru szarego, zlodowacenia Odry, sięgający do głębokości 12–15 m p.p.t., podścielony utworami piaszczystymi.

Podłożem osadów glacialnych, fluwioglacialnych i zastoiskowych są grunty zastoiskowe silnie prekonsolidowane wieku plioceńskiego (tzw. ily pstre). Utwory te zostały silnie zaburzone w okresach glacialnych, co spowodowało, że strop iłów plioceńskich występuje tam do ponad 100 m p.p.t. w zależności od rejonu ich występowania.

Przykładem dużych zróżnicowań budowy geologicznej jest odcinek trasy metra pomiędzy stacjami A-13 (rejon Pałacu Kultury), A-14 (ul. Świętokrzyska) i A-15 (Plac Bankowy). Na odcinku tym stacja A-13 realizowana jest w silnie prekonsolidowanych glinach zwałowych, natomiast następne stacje A-14 i A-15 w iłach plioceńskich.

Dla potrzeb projektowania i wykonawstwa obiektów inżynierskich niezbędne jest poprawne rozpoznanie budo-

wy geologicznej podłoża i jej zróżnicowań przestrzennych oraz wyznaczenie wartości parametrów fizycznych i mechanicznych poszczególnych gruntów występujących w podłożu. Biorąc pod uwagę potrzebę dostosowania metodyki interpretacji wyników badań terenowych do warunków występujących w rejonie Warszawy, jako poligony badawcze wytypowano rejon stacji A-11 (stacja Politechnika), zlokalizowanej w gruntach pochodzenia lodowcowego, oraz rejon stacji A-14 i A-15 (ul. Królewska i Plac Bankowy), wykonywanych w iłach plioceńskich.

Ponadto stosowaną metodykę badań weryfikowano na dodatkowym poligonie badawczym zlokalizowanym w rejonie ul. Soczi, na którym występują jednorodne warunki gruntowe bez zaburzeń glaciotektonicznych

Rejon stacji A-11

W rejonie tym występuje duże zróżnicowanie budowy litologicznej podłoża. Występują w nim głównie grunty spoiste

pochodzenia lodowcowego, takie jak gliny piaszczyste i ły warwowe.

Gliny piaszczyste

Zawartość frakcji iłowej zmienia się w przedziale 15–25%, a wskaźnik plastyczności I_p zmienia się w zakresie od 10 do 30%. Obserwuje się zatem znaczące zróżnicowanie właściwości glin piaszczystych w zależności od głębokości ich zalegania. Gliny piaszczyste występujące do głębokości 6,0 m wykazują właściwości gruntów normalnie konsolidowanych, dla których efektywne parametry wytrzymałościowe wynoszą $c' = 5$ kPa, $\phi' = 29^\circ$, natomiast parametry odniesione do naprężeń całkowitych z uwzględnieniem niepełnego nasycenia wynoszą $c = 15$ kPa $\phi = 25^\circ$.

Gliny piaszczyste zalegające poniżej 6,0 m wykazują właściwości gruntów silnie prekonsolidowanych. Z obserwacji krzywych ścisłości tych gruntów wynika, że współczynnik prekonsolidacji $OCR = 8-9$, a naprężenie prekonsolidacji σ_p' wynosi 1,2–1,5 MPa.

Ły warwowe

Uzyskane wyniki wskazują, że ły warwowe są niejednorodne, a właściwości fizyczne zależą od objętościowej zawartości poszczególnych frakcji. Analiza krzywych ścisłości wykazuje, że są to grunty silnie prekonsolidowane o $OCR \approx 10$ i naprężeniu prekonsolidacji $\sigma_p' = 1,4$ Mpa.

Rejon stacji A-14 i A-15

W rejonie tym dominują ły plicieńskie oraz gliny pylaste.

Ły plicieńskie

Zawartość frakcji ıłowych zmienia się w przedziale 45–73%, a wskaźnik plastycz-

ności I_p zmienia się od 43 do 62%. ły występują przeważnie w stanie półzwartym i twardoplastycznym. W stanie naturalnym mają wilgotność zawierającą się w granicach od 16 do 22%, a ich stopień wilgotności jest bliski jedności ($S_r > 0,95$).

Analiza krzywych ścisłości wykazuje, że są to grunty silnie prekonsolidowane o współczynniku OCR malejącym wraz z głębokością w przedziale od $OCR = 10$ na głębokości 3 m do $OCR = 4$ na głębokości 16 m przy naprężeniu prekonsolidacji rosnącym wraz z głębokością – od $\sigma_p' = 0,7$ na głębokości 3 m do $\sigma_p' = 1,3$ MPa na głębokości 16 m.

Parametry wytrzymałościowe w warunkach naprężeń efektywnych tego gruntu wynoszą $c' = 20$ kPa i $\phi' = 18^\circ$, natomiast odniesione do naprężeń całkowitych w warunkach niepełnego nasycenia odpowiednio wynoszą $c = 20$ kPa i $\phi = 16^\circ$.

Gliny pylaste

Zawierają około 30% frakcji ıłowej, a wskaźnik plastyczności I_p zmienia się od 20 do 30%. Grunty te występują w stanie twardoplastycznym. Ich wilgotność naturalna wynosi około 20%, a stopień wilgotności jest bliski jedności ($0,95 < S_r < 1$).

Z obserwacji krzywych ścisłości wynika, że są to grunty prekonsolidowane o współczynniku $OCR \approx 8$. Parametry wytrzymałościowe w warunkach naprężeń efektywnych wynoszą $c' = 15$ kPa i $\phi' = 24^\circ$, natomiast odniesione do naprężeń całkowitych w warunkach niepełnego nasycenia wynoszą $c = 15$ kPa i $\phi = 22^\circ$.

Z uwagi na fakt, że w praktyce geotechnicznej coraz częściej rozpoznanie

podłoża przeprowadzane jest na podstawie badań *in situ* umożliwiających uzyskanie charakterystyk wytrzymałościowych gruntów w pracach badawczych na trasie metra wykorzystano sondowania statyczne CPTu i sondowania dylatometryczne DMT. Wybór tych sondowań spośród wielu metod badania *in situ* uzasadniony jest rozwojem tej metodyki badań obserwowanym w wiodących ośrodkach badawczych. Wyniki przeprowadzonych badań porównano z parametrami uzyskanymi w badaniach trójosiowych wykonanych na próbkach NNS pobranych z reprezentatywnych warstw podłoża poligonów badawczych.

Wyniki badań terenowych

Badania terenowe gruntów na trasie metra obejmowały sondowania statyczne sondą HYSON – 200kN oraz sondowania płaskim dylatometrem Marchettiego DMT.

Sondowania statyczne

Sondowania statyczne przeprowadzano stosując stałą prędkość wciskania stożka wynoszącą $2,0 \pm 0,5$ cm/s. Otrzymane bezpośrednio z badań wykresy parametrów sondowań wstępnie zweryfikowano. Weryfikacja ta polegała na analizie zmian parametrów sondowań w badanym profilu gruntowym i ocenie wielkości wpływu czynników mechanicznych, fizycznych oraz litologii. W wyniku tej analizy na profilu sondowań określono granice zmian rodzajów gruntów i strefy o podobnych, możliwych do uśrednienia wartościach parametrów sondowań.

Z otrzymanych wyników sondowań określono parametry: opór stożka q_c ,

opór tarcia gruntu na tulei f_s , ciśnienie wody w porach u , współczynnik tarcia $R_f = (f_s/q_c)100\%$.

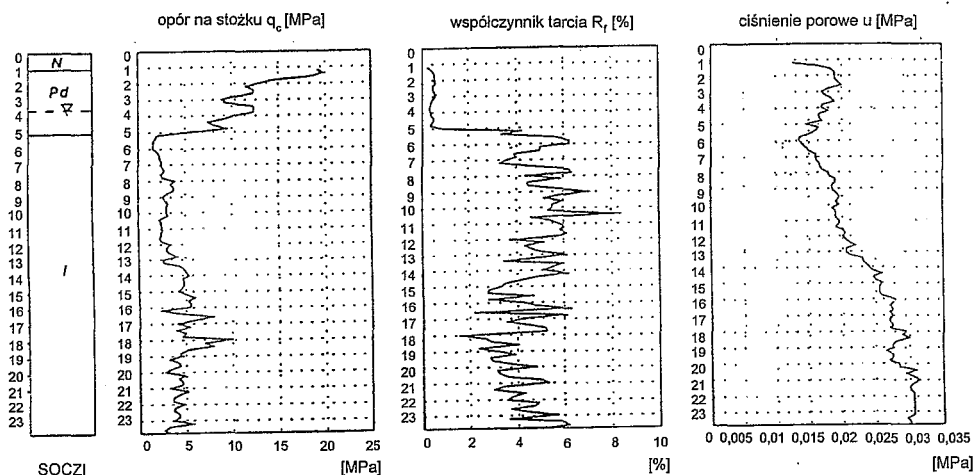
Interpretację wyników sondowań przeprowadzono dwuetapowo, wykonując ocenę jakościową uzyskanych pomiarów, a następnie interpretację ilościową. Zakres interpretacji jakościowej obejmował: ocenę jednorodności budowy podłoża, określenie miąższości i zasięgu występowania poszczególnych warstw gruntu, wstępną klasyfikację rodzaju gruntu. Do interpretacji jakościowej wystarczająca jest znajomość wykresów zmian jednostkowych oporów stożka q_c oraz współczynnika R_f . Do określenia rodzaju gruntu na podstawie badań sondą statyczną wykorzystywany był nomogram Schmertmanna (1970) i nomogram Robertsona (1990).

Zakres interpretacji ilościowej obejmował określenie cech wskaźnikowych gruntu i parametrów wytrzymałościowych. Do interpretacji ilościowej wykorzystywane są dwa lub trzy wykresy zmian parametrów sondowania w badanych profilach (q_c, f_s, u).

Metody interpretacji ilościowej są w większości oparte na regionalnych związkach korelacyjnych parametrów gruntowych i parametrów sondowań. Większość metod interpretacyjnych wykorzystuje różne współczynniki, które uzależnione są od rodzaju gruntu, stopnia prekonsolidacji, składu mineralnego itp. Przykładowe wyniki sondowań statycznych przedstawiono na rysunku 2.

Badania dylatometryczne

Badania dylatometryczne wykonano dylatometrem Marchettiego w celu uwiarygodnienia parametrów otrzymanych z



Rys. 2. Wyniki sondowania statycznego CPTu

sondowań statycznych. Z badań tych wyznacza się parametry opisujące początkowy stan naprężenia gruntu, charakterystyki wytrzymałościowe i odkształceniowe. Najczęściej wyniki pomiaru interpretowane są w celu określenia współczynnika parcia spoczynkowego K_0 , współczynnika prekonsolidacji OCR , wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez oddziaływania τ_{fu} w gruntach spoistych lub kąta tarcia wewnętrznego ϕ' w gruntach niespoistych.

W trakcie badania zagłębiano ostrze dylatometru w grunt na żadaną głębokość, a następnie zwiększano ciśnienie gazu, powodując ruch membrany w kierunku gruntu. Podczas badania rejestrowano wartości ciśnienia wzbudzającego ruch membrany w momencie wystąpienia kontaktu membrany z gruntem (ciśnienie A). Wartość ciśnienia zwiększano dalej, aż do uzyskania odchylenia środka membrany o 1 mm (ciśnienie B).

Wartości pomierzonych ciśnień podlegają korekcji za pomocą prostej pro-

cedury o wartości ΔA i ΔB , uwzględniającej wpływ oporu bezwładności membrany, przez co uzyskuje się parametry sondowania w postaci wartości:

$$p_0 = 1,05 (A - \Delta A) - 0,05 (B - \Delta B)$$

$$\text{i } p_1 = B - \Delta B.$$

Metodyka przeprowadzania badań i interpretacji wyników pomiarów opracowana została przez Marchettiego (1980). Zgodnie z tą metodyką obliczone wartości ciśnienia p_0 i p_1 oraz efektywnego naprężenia pionowego σ'_{vo} i wartość ciśnienia porowego u_0 wykorzystywane są do wyznaczenia wskaźników badań dylatometrycznych:

- współczynnika materiałowego

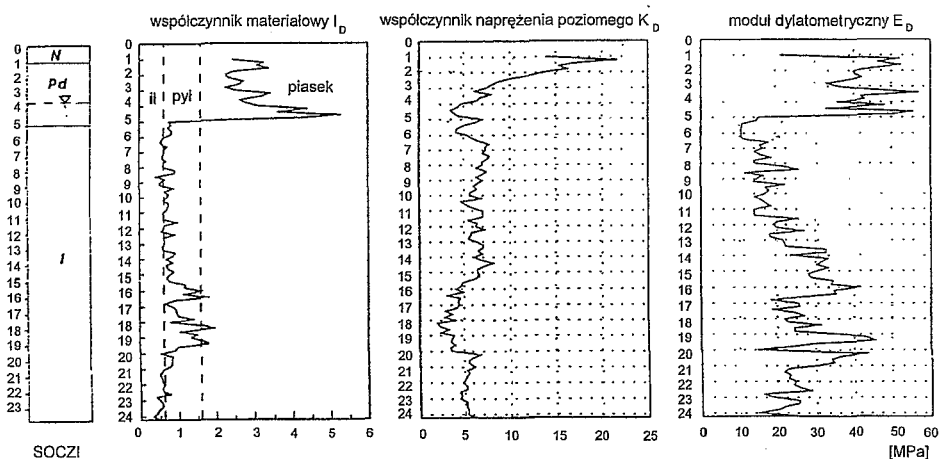
$$I_D = (p_1 - p_0) / (p_0 - u_0),$$

- współczynnika naprężenia poziomego

$$K_D = (p_0 - u_0) / \sigma'_{vo},$$

- modułu dylatometrycznego

$$E_D = 34,7(p_1 - p_0).$$



Rys. 3. Wskaźniki otrzymane na podstawie sondowania DMT

Uzyskane wskaźniki badań dylatometrycznych DMT pozwoliły na wstępne określenie rodzaju gruntu oraz wyznaczenie jego parametrów mechanicznych. Przykładowe wyniki badań DMT przedstawiono na rysunku 3.

Wyniki badań laboratoryjnych

Laboratoryjne badania wytrzymałościowe gruntów z podłoża stacji A-11, A-14 i A-15 obejmowały badania trójosiowe wykonane na próbkach NNS pobranych w terenie, a następnie nasączanych i rekonsolidowanych w laboratorium do stanu naprężenia *in situ*.

Celem przeprowadzenia weryfikacji metodyki interpretacji wyników sondowań dla potrzeb określenia wytrzymałości na ścinanie bez odplywu τ_{fu} badania trójosiowe przeprowadzono metodą CK_oU (badanie z konsolidacją anizotropową i ścinanie bez odplywu). Ze względu na fakt, że badane grunty są silnie prekonsolidowane na pobranych próbkach badania wykonano rekonsolidując

próbki z zastosowaniem wartości współczynnika $K_o = 1,0$ i $K_o = 1,5$. Przykładowe wyniki uzyskane z przeprowadzonych badań zamieszczono w tabeli.

Tabela. Przykładowe wartości τ_{fu} uzyskane w badaniach trójosiowych

Rejon badań	Rodzaj gruntu	Głębokość [m p.p.t.]	Wytrzymałość na ścinanie τ_{fu} [MPa]	
			$K_o = 1,0$	$K_o = 1,5$
A-11	G_{π}	5,95– –6,60	0,12	0,14
	G_p	7,30– –7,95	0,15	0,17
A-14	I	5,50– –6,14	0,18	0,20
	G_z	13,0– –13,64	0,22	0,30
A-15	I	6,0–6,64	0,11	0,13
		8,0–8,64	0,12	0,14
		16,0– –16,64	0,20	0,23

Wykorzystanie badań *in situ* do wyznaczania wytrzymałości gruntu

Obserwacja wyników terenowych i laboratoryjnych badań gruntów występujących w rejonie stacji A-11, A-14 i A-15 wykazuje, że grunty spoiste są silnie prekonsolidowane. Ilościowa ocena wytrzymałości gruntu na ścinanie τ_{fu} w badaniach laboratoryjnych jest trudna z uwagi na konieczność nasączenia i rekonsolidacji próbek z uwzględnieniem historii naprężenia badanego gruntu. Stąd też parametry wytrzymałościowe określa się często na podstawie wyników sondowań statycznych i dylatometrycznych.

Parametry wytrzymałościowe podłoża mogą być określane na podstawie wyników statycznego sondowania z zastosowaniem analizy teoretycznej lub z zależności empirycznych. Istniejące rozwiązania teoretyczne można podzielić na trzy grupy:

- oparte na teorii stanów granicznych [Meyerhoff 1976, Mitchell-Durgunoglu 1975],
- oparte na teorii kulistego rozprężenia się naprężeń w podłożu - "cavity expansion" [Vesic 1972],
- rozwiązanie zagadnienia ustalonej penetracji, które stanowi połączenie dwóch pierwszych metod [Baligh 1975].

Parametry wytrzymałościowe określa się w warunkach naprężeń całkowitych (bez drenowania) lub w warunkach naprężeń efektywnych (z odpływem wody). Wytrzymałość gruntu na ścinanie w warunkach bez drenowania dotyczy grun-

tów spoistych (brak możliwości odpływu wody i rozproszenia nadwyżki ciśnienia porowego), ze względu na znaczną prędkość wciskania stożka. Wytrzymałość na ścinanie może być wyrażona w naprężeniach całkowitych lub efektywnych (badanie piezostożkiem).

W literaturze prezentowanych jest wiele sposobów określania parametrów wytrzymałościowych, głównie spójności c_u , dla różnych rodzajów gruntów, wiążących wymienione wyżej teorie z oporem sondowania statycznego q_c . Z uwagi na małą ich dokładność i regionalny charakter na obecnym etapie mogą być stosowane jedynie w powiązaniu z badaniami laboratoryjnymi.

Wymienione wyżej teorie wyrażają związki pomiędzy wytrzymałością gruntu na ścinanie w warunkach bez drenowania a oporem stożka q_c następującym równaniem:

$$q_c = N_c \cdot S_u + \sigma_o \quad (1)$$

gdzie:

N_c – współczynnik nośności lub tzw.

współczynnik stożka N_{KT} ,

S_u – wytrzymałość gruntu na ścinanie w warunkach bez drenowania (określana także jako τ_{fu}),

σ_o – naprężenie *in situ* wyrażone w naprężeniach całkowitych.

Naprężenie σ_o jest interpretowane przez różnych autorów jako naprężenie pionowe σ_{vo} , poziome σ_{ho} lub oktaedryczne σ_{okt} .

W literaturze jest wiele równań empirycznych, które określają zależność pomiędzy oporem stożka q_c a wytrzymało-

ścią na ścinanie w warunkach bez drenażowania τ_{fu} , wyrażoną poprzez współczynnik N_{KT} jako funkcję naprężenia σ_o . Porównanie tych zależności względnie ich bezpośrednie wykorzystanie dla gruntów spoistych jest utrudnione, gdyż wartość współczynnika N_{KT} zależy od wielu czynników, np.: geometrii i rodzaju stożka (mechaniczny lub elektryczny), prędkości sondowania, stanu naprężenia. Dla warunków występujących w podłożu istotne znaczenie ma także dokonanie rozdziału współczynnika N_{KT} dla gruntów normalnie konsolidowanych i prekonsolidowanych.

Zatem wytrzymałość na ścinanie gruntów spoistych w warunkach bez wpływu może być określona z zależności:

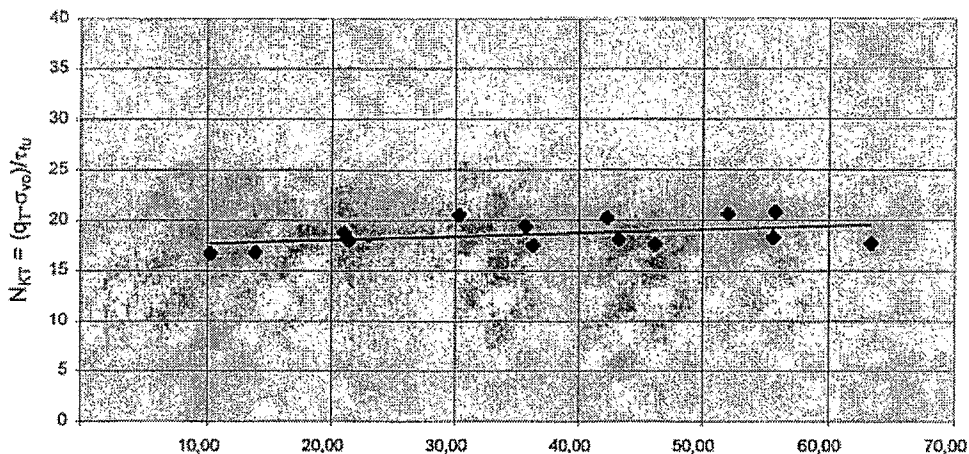
$$\tau_{fu} = (q_T - \sigma_{vo})/N_{KT} \quad (2)$$

gdzie: q_T – skorygowana wartość oporu na stożku w badaniach z pomiarem ciśnienia porowego.

W przypadku badań CPT bez pomiaru ciśnienia porowego całkowity opór na stożku q_T można przyjmować jako równy oporowi pomierzonemu q_c .

Badania przeprowadzone przez Lacasse'a i Lunne oraz Reda i Lunne (1988) wykazały wyraźną zależność wartości współczynnika N_{KT} od wskaźnika plastyczności I_p gruntów spoistych oraz współczynnika prekonsolidacji OCR .

Badania przeprowadzone przez Katedrę Geotechniki na trasie Metra w Warszawie wykazały, że dla gruntów spoistych rejonu Warszawy współczynnik N_{KT} zawiera się w granicach $N_{KT} = 17-20$ z tendencją wyższych wartości wraz ze wzrostem wskaźnika plastyczności I_p (rys. 4). Zależność ta uzyskana została z porównania oporów sondowania statycznego q_T otrzymanego w badaniach terenowych z wytrzymałością gruntu na ścinanie τ_{fu} wyznaczoną w laboratoryjnych badaniach trójosiowych wykonanych na



Rys. 4. Zależność współczynnika stożka N_{KT} od wskaźnika plastyczności I_p

próbkach NNS pobranych z reprezentatywnych warstw podłoża.

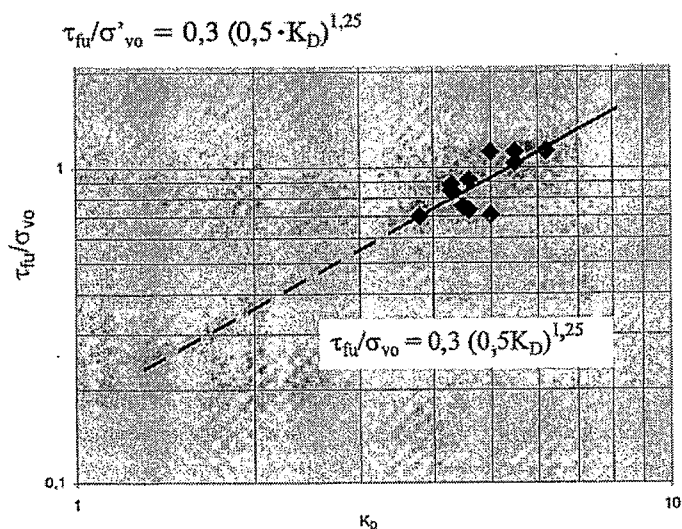
W badaniach dylatometrycznych wytrzymałość na ścinanie τ_{fu} określa się z zależności empirycznej zaproponowanej przez Marchettiego (1980). Przy opracowaniu tej zależności Marchetti wykorzystał powszechnie akceptowaną zależność opisującą zmienność znormalizowanej wartości wytrzymałości na ścinanie bez odpływu τ_{fu}/σ'_{vo} zależną od współczynnika prekonsolidacji OCR . Dla gruntów prekonsolidowanych zależność ta została podana przez Ladda i innych (1977). Marchetti opracował związek pomiędzy współczynnikiem OCR a wskaźnikiem składowej poziomej naprężenia K_D . Podana przez Marchettiego zależność, ma następującą postać:

$$\tau_{fu}/\sigma'_{vo} = 0,225 (0,5 \cdot K_D)^{1,25} \quad (3)$$

Porównanie wyników badań terenowych i laboratoryjnych przeprowadzonych na gruntach spoistych podłoża stacji A-11, A-14 i A-15 wskazuje, że dla gruntów rejonu Warszawy zaproponowana przez Marchettiego zależność może być wykorzystana do wyznaczania wartości τ_{fu} (rys. 5) przy niewielkiej modyfikacji proponowanej zależności do postaci:

$$\tau_{fu}/\sigma'_{vo} = 0,3 (0,5 \cdot K_D)^{1,25} \quad (4)$$

Analiza parametrów wytrzymałościowych uzyskanych z badań laboratoryjnych i terenowych wartości wykazała, że sondowania statyczne i dylatometryczne mogą być stosowane do wyznaczania charakterystyk wytrzymałościowych gruntów silnie prekonsolidowanych z zastosowaniem metodyki interpretacji wyników sondowań, opartej na regionalnych związkach empirycznych dostoso-



Rys. 5. Zależność znormalizowanej wytrzymałości τ_{fu}/σ'_{vo} uzyskanej w badaniu trójsosiowym CK_oU od współczynnika naprężenia poziomego K_D z badań dylatometrycznych

wanych do lokalnych warunków gruntowych.

Podsumowanie

Analiza wyników badań terenowych i laboratoryjnych gruntów występujących na trasie Metra w Warszawie wykazuje, że grunty spoiste są w większości silnie prekonsolidowane. Wgruntach takich wyznaczenie wytrzymałości na ścinanie wymaga uwzględnienia stanu i historii naprężenia w badaniach trójosiowych podczas rekonsolidacji próbek gruntu.

Stosowanie sondowań statycznych i dylatometrycznych do identyfikacji charakterystyk wytrzymałościowych gruntów wymaga dostosowania regionalnych związków empirycznych do lokalnych warunków gruntowych poprzez łączne stosowanie badań terenowych i laboratoryjnych jako wzajemnie się uzupełniających.

Przeprowadzone badania wykazały, że dla gruntów spoistych występujących w rejonie Warszawy interpretację wyników sondowań statycznych CPTu można przeprowadzić z zastosowaniem wartości współczynnika N_{KT} w zakresie od 17 do 20 z tendencją większych wartości wraz ze wzrostem wskaźnika plastyczności I_p . Natomiast w badaniach dylatometrycznych ocenę wytrzymałości gruntu można przeprowadzić, stosując zmodyfikowaną zależność empiryczną Marchettiego w postaci: $\tau_{fu}/\sigma'_{vo} = 0,3 (0,5 \cdot K_D)^{1,25}$.

Literatura

- BALDI G., BELLOTTI R., GHIONNA V.N., JAMIOŁKOWSKI M., PASQUALINI E. 1986: *Interpretation of CPTs and CPTus; 2nd part: drained penetration of sands*. Fourth Inter. Geot. Seminar, Singapore.
- BALIGH M.M. 1975: *Theory of deep site static cone penetration resistance*. Research Report No 875-76 MIT, Cambridge.
- BOROWCZYK M., SZYMAŃSKI A. 1995: *The use of in situ tests for determination of stress history*. Proc. of the 11-th Europ Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Copenhagen, 117-123.
- LADD C.C., FOOTTR., ISHIHARA K., SCHLOSSER F., POULOS M.C. 1977: *Stress-deformation and strength characteristics*. SOA Report. Proc. of 9th, ICSMFE, Tokyo. Vol 2, 421-494.
- LACASSE S., LUNNE T. 1988: *Calibration of dilatometer corrections*. Proc. Int. Sym. on Penetration Testing ISOPT-1, Orlando, 1: 539-548.
- MARCHETTI S. 1980: *In Situ Tests by Flat Dilatometer*. J. Geot. Eng. Div., ASCE, 106, GT3: 299-321.
- MEYERHOFF G.G. 1976: *Bearing capacity and settlement of pile foundations*. Proc. ASCE. J. Geot. 102.
- MITCHELL J.K., DURGUNOGLU 1975: *Static penetration resistance of soil*. University of California, Berkeley.
- RAD N.S., LUNNE T. 1988: *Direct correlations between piezocone tests results and undrained shear strength of clay*. Proc. First Inter. Symp. on Penetration Testing, Orlando, Florida.
- ROBERTSON P.K. 1990: *Soil classification using the cone penetration test*. Can. Geot. J. Vol. 27.
- SCHMERTMAN J.K. 1970: *Static cone to compute static settlement over sand*. Proc. Jour. of the Soil Mech. and Found. Div. ASC.
- VESIC A.S. 1972: *Expansion of cavities in infinite soil mass*. Jour. of Soil Mech. and Found. Div. Vol. 98. No 3.

Badania dynamiki wód filtracyjnych w zaporze czołowej zbiornika Siemianówka

Abstract

Research of filtration waters dynamics in main dam of reservoir Siemianówka. Research of filtration waters dynamics in main dam of reservoir Siemianówka are carried out since start of piling it up since 1990. Measurements of water levels in 32 piezometers located in 8 cross - section of dam and upper and lower water levels take place within the scape of research. Results of measurements make ground for detail analysis of water levels changes in dam body and for estimation of influence of piling up on filtration condition too. The analysis consisted in investigation of the course of water levels changes and values of yearly medium, maximum and minimum levels in 1990–1994. In the summary confirmed that filtration waters regime in dam body is correct and water fluctuations in measurement section are connected with changes of lower water levels to a considerable degree.

Key words: water reservoir, dam, dynamic of filtration waters

Wstęp

Budowę zbiornika Siemianówka na rzece Narwi wraz z obiektami towarzyszącymi zakończono w 1991 r. Kontrolowane piętrzenie wody na zaporze czołowej rozpoczęto w pierwszych miesiącach

1990 r., prowadząc równocześnie systematyczne obserwacje poziomów wody w piezometrycznych przekrojach pomiarowych w korpusie i przyczółkach zapory.

W ciągu całego okresu realizacji zbiornika służby inwestorskie i wykonawcze współpracowały ściśle z nadzorem naukowym sprawowanym przez pracowników Katedry Technologii i Organizacji Prac Wodnych i Melioracyjnych SGGW. Nadzór ten obejmuje również okres rozruchu i pierwszych lat eksploatacji podstawowych obiektów zbiornika. W ramach tych prac prowadzone są m.in. badania dynamiki wód filtracyjnych. Niniejszy referat relacjonuje wyniki tych badań prowadzonych w zaporze czołowej w latach 1990–1994.

Ogólna charakterystyka i zadania zbiornika

Zbiornik został wybudowany w dolinie rzeki Narwi w km 367,38 biegu rzeki, gdzie w rejonie wsi Łuka i Rybaków zlokalizowano zaporę czołową. Przy maksymalnym piętrzeniu 145,00 m n.p.m. zbiornik ma długość 11 km, a szerokość

*SGGW, ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa.

od 0,8 do 4,5 km. Powierzchnia zalewu wynosi 32,55 km², pojemność całkowita 79,5 mln m³, a pojemność użyteczna 62 mln m³. Średnia głębokość zbiornika ok. 2,5 m.

Podstawowym zadaniem inwestycji było zmagazynowanie wody w celu zapewnienia 45 mln m³ wody rocznie do nawodnień łąk w dolinie rzek Narwi i Supraśli, w tym kompleksu Bagna Wizna oraz 17 mln m³ dla zaspokojenia perspektywicznych potrzeb gospodarki komunalnej i przemysłu aglomeracji białostockiej. Ponadto zbiornik pozwalał na zwiększenie przepływów niżówkowych w ww. rzekach w celu poprawy ich stanu sanitarnego, aktywizację gospodarczą terenów wokół zbiornika, stworzenie warunków dla rozwoju ośrodków wypoczynkowych i sportów wodnych oraz umożliwienie prowadzenia gospodarki rybackiej. Natomiast nie przewidywano możliwości wykorzystania zbiornika do celów ochrony przeciwpowodziowej.

Pierwotne założenia gospodarcze zbiornika zdezaktualizowały się, głównie ze względu na zmianę warunków i założeń społeczno-gospodarczych w kraju i regionie. Obecnie jego funkcja sprowadza się do zasilania wodą terenów Narwiańskiego Parku Krajobrazowego w okresie niskich stanów wody w rz. Narwi, zwiększenia w niej przepływów niżówkowych, prowadzenia gospodarki rybackiej w zbiorniku. Stworzył on również warunki do aktywizacji gospodarczej terenów wokół zbiornika; rozwoju rekreacji w regionie; zmniejszenia zagrożenia powodziowego w dolinie Narwi; wykorzystania piętrzenia wody do celów energetycznych.

Konstrukcja i parametry zapory czołowej

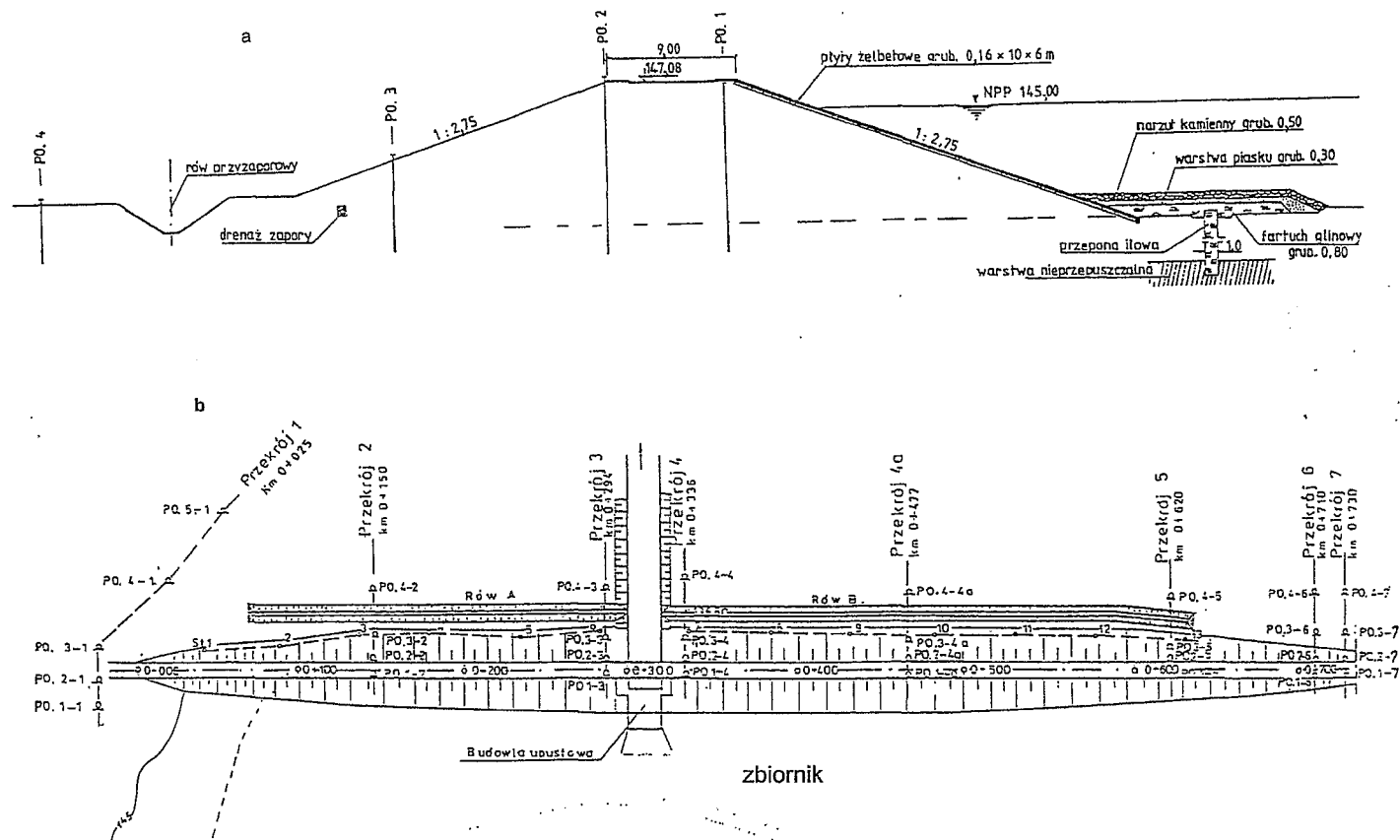
Zapora czołowa jest zaporą ziemną długości 810 m, szerokości korony 9,0 m i nachyleniu skarp 1:2,75. Na koronie zapory wybudowano drogę asfaltową szerokości 6,0 m. Maksymalna wysokość zapory wynosi 9,0 m (piętrzenie 7,0 m). W odległości ok. 300 m od lewego przyczółka w korpusie zapory zlokalizowano trzyprzęsłowy (3×6 m) jaz żelbetowy z zamknięciami klapowymi, z progiem (wysokości 6 m) i trzema spustami dennymi (każdy średnicy 1,0 m).

Uszczelnienie korpusu zapory stanowi: pionowa przesłona ilowa grubości 1,0 m i głębokości od 6,0 do 20,0 m (1,0 m poniżej stropu glin zwałowych) zainstalowana przed zaporą po stronie piętrzenia, poziomy fartuch glinowy długości 15,0 m, płyty żelbetowe z betonu wodoszczelnego na skarpie odwodnej.

Skarpa od strony lądu umocniona jest siatką z masy plastycznej, zahumusowana i obsiana mieszkanką traw. Stopa skarpy odpowietrznej zabezpieczona jest drenażem z perforowanych rur kamionkowych w obsypce żwirowej. Odpływy z drenażu przejmują rów przyzaporowy umocniony ażurowymi płytami żelbetowymi na włókninie filtracyjnej.

Zakres pomiarów i interpretacji wyników

W korpusie zapory i na jej obrzeżach zainstalowano łącznie 32 piezometry rozmieszczone w ośmiu przekrojach pomiarowych (rys. 1). Piezometry oznaczone numerami 1 i 2 zlokalizowane są na krawędziach korony zapory od strony wody



Rys. 1. Zapora czołowa Siemianówka: a – przekrój poprzeczny zapory, b – szkic rozmieszczenia przekrojów piezometrycznych

górnej i dolnej, piezometry nr 3 – w skarpie odpowietrznej zapory, piezometry nr 4 zaś po zewnętrznej stronie rowu przyzaporowego.

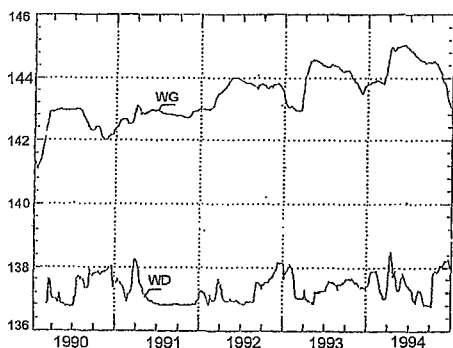
Systematyczne pomiary ciśnień piezometrycznych prowadzone są od marca 1990 r. Wcześniej (od stycznia 1989 r.) notowano jedynie poziomy wody w zbiorniku powyżej budowli upustowej (woda górna) oraz w rzece poniżej piętrzenia (woda dolna). Notowania poziomów wody w piezometrach prowadzone były początkowo codziennie, następnie w zależności od intensywności wahań w odstępach 1–3-dniowych, a od 1993 r. regularnie co 3 dni. Dane z pomiarów wykonywanych przez służby eksploatacyjne są sukcesywnie analizowane i opracowywane w sprawozdaniach okresowych w ramach nadzoru naukowego. Specjalne programy komputerowe umożliwiają gromadzenie i przetwarzanie danych oraz szczegółową ich analizę. W ramach badania dynamiki wód filtracyjnych w korpusie zapory czołowej dokonano analitycznego i graficznego zestawienia stanów wody w górnym i dolnym stanowisku zbiornika oraz stanów wody w 32 piezometrach zanotowanych w okresie minionego pięciolecia. Dodatkowo dokonano zestawienia i analizy stanów charakterystycznych: minimalnych, maksymalnych i średnich rocznych. Podjęto próbę ustalenia kształtu i położenia krzywych depresji w wybranych przekrojach zapory i porównania ich z krzywymi prognozowanymi na etapie projektu zapory. Ponadto wykonano sprawdzające obliczenia statystyczne zależności poziomów wody w piezometrach od stanów wody górnej i dolnej.

Poziomy wody w zbiorniku (WG)

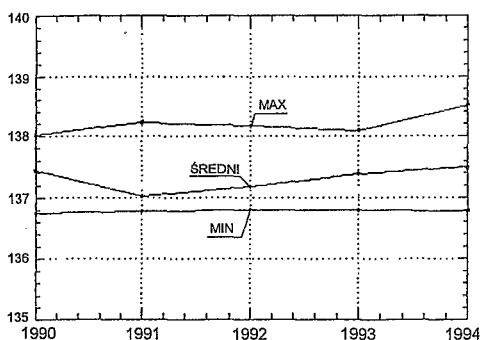
Kontrolowane napełnienie zbiornika rozpoczęto w 1990 r., podnosząc wodę z poziomu 141,08 m n.p.m. (początek stycznia) do poziomu 142,90 m (połowa marca). Ten maksymalny poziom utrzymywano przez 4,5 miesiąca, aby następnie obniżyć go pod koniec października do rzędnej 142,00 m. W 1991 r. poziomy wody w zbiorniku układały się w granicach rzędnych 142,40–143,08 m. W 1992 r. maksymalne piętrzenie wzrosło prawie o 1,0 m do rzędnej 143,99 m. Dwa następne lata to kolejne wzrosty, każdy prawie o 0,50 m. Projektowany docelowy poziom piętrzenia zbiornika wynoszący 145,00 m osiągnięto w pierwszej dekadzie marca 1994 r. Poziom ten utrzymywano przez niespełna trzy miesiące. Od czerwca rozpoczęto powolne obniżanie piętrzenia. W połowie października woda układała się jeszcze na rzędnej 144,50 m, a do końca grudnia opadła do poziomu 142,96 m n.p.m. Przebieg poziomów piętrzenia ilustruje wykres WG na rysunku 2. Minimalne, maksymalne i średnie stany roczne w zbiorniku przedstawiono na rysunku 3.

Poziomy wody w dolnym stanowisku zapory (WD)

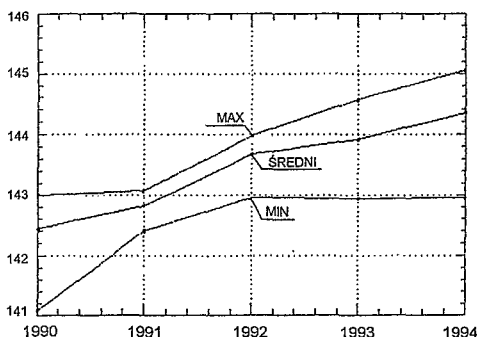
Stany wody dolnej wynikają z wielkości natężenia przepływu wody przepuszczanej przez budowlę upustową. Są więc związane zarówno z warunkami hydrologicznymi w górnej części zlewni rz. Narwi, jak i z gospodarką wodną na zbiorniku (napełnianie zbiornika w czasie



Rys. 2. Poziomy wody w zbiorniku (WG) i w dolnym stanowisku zapory (WD)



Rys. 4. Wykresy charakterystycznych rocznych poziomów WD



Rys. 3. Wykresy charakterystycznych rocznych poziomów WG

wesbrań wiosennych, zrzuty wody do na-
wodnień w okresach niżówkowych, obni-
żanie poziomów piętrzenia w okresach
jesiennych). Wpływa ona w pewnym sto-
pniu na reżim hydrologiczny rzeki poni-
żej zapory, zmniejszając amplitudę wa-
hań ekstremalnych wartości stanów i
przepływów.

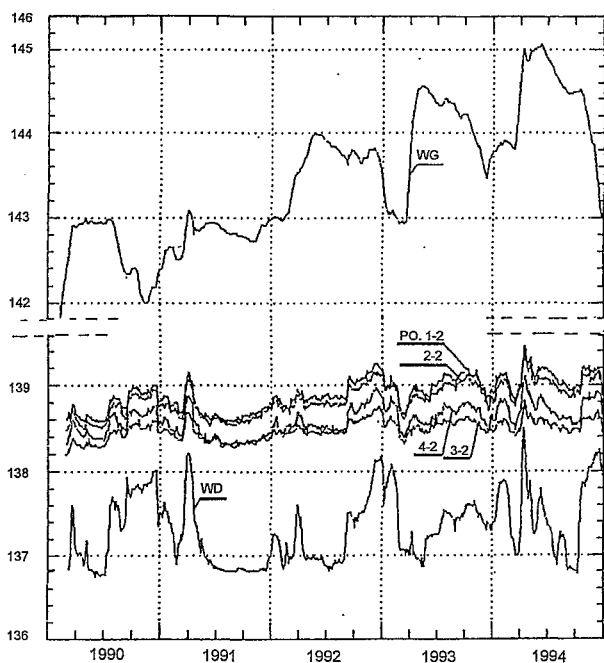
Cechą charakterystyczną poziomów
wody dolnej jest ich niewielka zmienność
w poszczególnych latach omawianego
pięciolecia. Ilustracją tego jest zarówno

wykres przebiegu stanów WD (rys. 2), jak
i wykresy rocznych stanów charaktery-
stycznych przedstawione na rysunku 4.

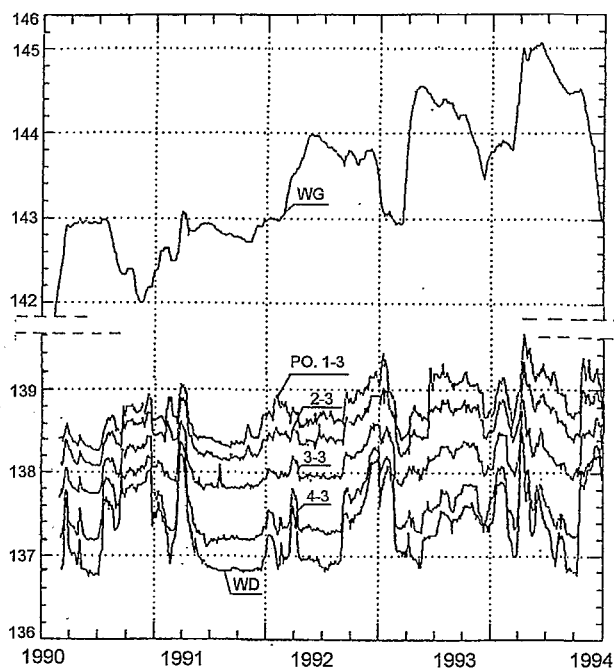
Poziomy wód filtracyjnych w zaprze

Na rysunkach 5 i 6 przedstawiono
przykładowe wykresy ciśnień piezome-
trycznych, obrazujące zmiany poziomów
wody w przekrojach pomiarowych nr 2 i
3 w zestawieniu ze stanami wody górnej
i wody dolnej. Analiza kształtów i prze-
biegu wykresów poziomów wody w po-
szczególnych przekrojach piezometrycz-
nych w korpusie zapory (przekroje nr 2,
3, 4, 4A i 5) wykazała, że istotny wpływ
na dynamikę wód filtracyjnych mają po-
ziomy w dolnym stanowisku budowli
upustowej.

Stopień zależności zmian wysokości
ciśnień piezometrycznych od poziomów
wody w rzece jest różny w poszczegól-
nych punktach pomiarowych zależnie od
ich lokalizacji. Najbardziej wyraźne od-
działywanie obserwuje się w piezome-



Rys. 5. Poziomy wody w zaporzeczojowej – przekrój nr 2



Rys. 6. Poziomy wody w zaporzeczojowej – przekrój nr 3

trach zainstalowanych najbliżej rzeki (nr 4-3 i 4-4). Wykresy przebiegu stanów wody w tych punktach są niemal równoległe do wykresu WD – z niewielkim (jedno-, dwudniowym) przesunięciem w czasie, o czym świadczą daty wystąpienia wartości ekstremalnych, i niewielkim ich spłaszczeniem, na co wskazują mniejsze niż w rzece amplitudy wahań wody w tych piezometrach (tab.).

W przekrojach bardziej oddalonych od brzegów rzeki (nr 2, 4A i 5) oraz w piezometrach położonych w dalszej odległości od rowu przyzaporowego wrażliwość poziomów wody na wahania sta-

nów wody dolnej jest nieco mniejsza, ale charakter zmian (wzrost i opadanie ciśnień piezometrycznych) jest analogiczny do zmian poziomów wody w rzece. Obserwuje się tu również przesunięcia w czasie, zróżnicowane w poszczególnych punktach przekrojów pomiarowych. Charakterystycznym tego przykładem są wyniki badań stanów ekstremalnych w 1994 r. Maksymalne stany w przekrojach piezometrycznych wystąpiły w kilka dni po szczytowym stanie WD, zaobserwowanym 11.04.94 r. W piezometrach od strony odpowietrznej (nr 3 i 4) poziomy maksymalne zanotowano 14.04, zaś w

Tabela. Amplitudy wahań poziomów wody w korpusie zapory czołowej oraz WG i WD

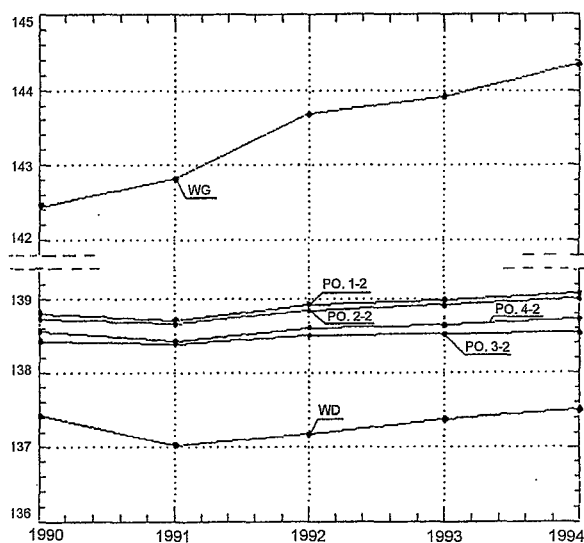
Nr przekroju	Nr piezometru	Roczne amplitudy (m)				
		1990	1991	1992	1993	1994
2	1	0,44	0,58	0,59	0,54	0,70
2	2	0,47	0,55	0,47	0,52	0,57
2	3	0,35	0,41	0,38	0,34	0,42
2	4	0,45	0,57	0,53	0,48	0,61
3	1	0,68	0,80	0,69	1,03	1,08
3	2	0,66	0,76	0,67	0,84	0,94
3	3	0,74	0,85	0,73	0,72	0,97
3	4	1,02	1,27	1,08	0,98	1,26
4	1	0,74	1,19	1,19	1,90	1,53
4	2	0,76	0,82	0,75	1,48	1,18
4	3	0,72	0,89	0,68	0,83	1,09
4	4	1,00	1,25	1,21	0,85	1,24
4A	1	0,75	1,02	0,65	1,14	1,48
4A	2	0,70	0,99	0,65	0,95	1,30
4A	3	0,68	0,99	0,75	0,83	1,17
4A	4	0,75	0,98	0,72	0,82	1,13
5	1	0,33	0,88	0,66	0,77	1,22
5	2	0,39	0,85	0,52	0,74	0,90
5	3	0,29	0,45	0,39	0,34	0,61
5	4	0,64	0,78	0,72	0,56	0,77
WG		1,92	0,68	1,03	1,62	2,10
WD		1,35	1,48	1,36	1,22	1,72

punktach zlokalizowanych w koronie zapory (nr 1 i 2) 17.04.94 r. Taka kolejność wzrostu poziomów wody w przekrojach pomiarowych wskazuje na zasilanie korpusu zapory i podpiętrzanie krzywej depresji wodami z dolnego stanowiska.

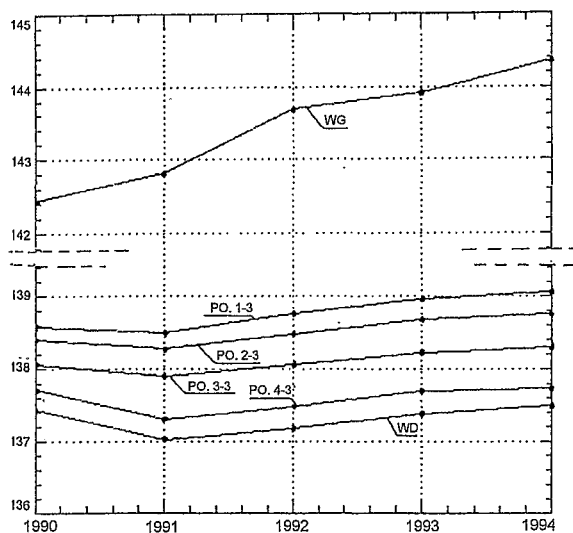
Kolejną charakterystyką filtracji w korpusie zapory jest wzajemne położenie poziomów wody w punktach pomiarowych poszczególnych przekrojów, wyznaczające kształt krzywej filtracyjnej. We wszystkich (poza zlokalizowanymi w przyczółkach zapory) przekrojach najwyższe ciśnienia występują w piezometrach nr 1, najniższe w piezometrach nr 3. Największe różnice poziomów wody między piezometrami nr 1–3 występują w przekroju nr 4, a najmniejsze w przekroju nr 2. Generalnie bardziej stromo układają się krzywe filtracji w przekrojach nr 4 i 3, bardziej płasko w przekrojach pozostałych.

Roczne amplitudy wahań poziomów piezometrycznych (tab.) są zróżnicowane w zależności od lokalizacji przekroju w zaporze oraz położenia punktu pomiarowego w przekroju. Im bliżej budowli upustowej i im bliżej strony odwodnej zapory, tym wyższe różnice między ekstremalnymi poziomami wody w piezometrach. Ponadto amplitudy wzrastają w kolejnych latach obserwacji, co jest zgodne ze wzrostem poziomów piętrzenia oraz wzrostem wartości wahań stanów ekstremalnych w zbiorniku.

Analiza wartości i wykresów rocznych stanów charakterystycznych (maksymalnych, średnich i minimalnych) pozwoliła na syntetyczną ocenę kierunku zmian poziomów wody w przekrojach pomiarowych w obserwowanym okresie. Przykładowe wykresy zmian stanów średnich przedstawiono na rysunkach 7 i 8 (w przekrojach nr 2 i 3) oraz na



Rys. 7. Wykresy stanów średnich rocznych w przekroju nr 2 w zaporze czołowej



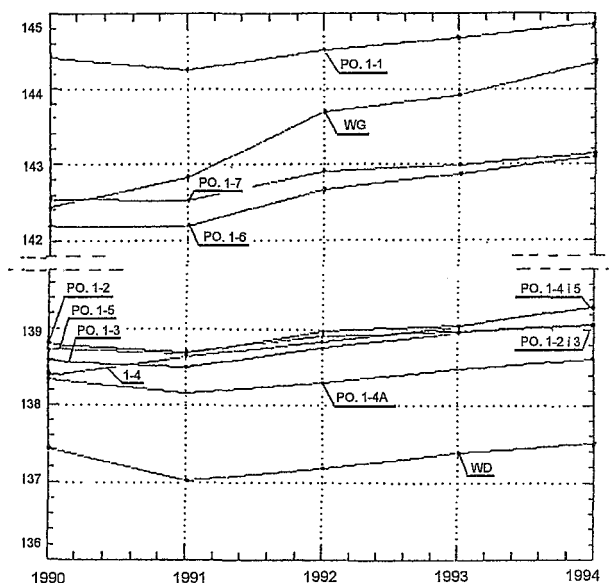
Rys. 8. Wykresy stanów średnich rocznych w przekroju nr 3 w zaporze czołowej

rysunku 9 (w piezometrach nr 1 w przekrojach nr 2–5).

Cechą wspólną na wykresach średnich poziomów wody w niemal wszystkich piezometrach (wyjątek stanowią piezometry nr 1 i 2 w przekroju nr 4) jest wystąpienie w 1991 r. – analogicznie jak na wykresie średnich stanów wody dolnej – najniższych wartości w analizowanym wieloleciu. W latach następnych do 1994 r. miał miejsce systematyczny ich wzrost. Taki sam kierunek zmian wykazują poziomy maksymalne i minimalne. Większe wzrosty w kolejnych latach wykazują poziomy wody w przekrojach zlokalizowanych w centralnej (najwyższej) części zapory, mniejsze zaś w przekrojach bardziej oddalonych od rzeki. Ponadto w środkowych przekrojach średnie poziomy wód w poszczególnych piezometrach są bardziej zróżnicowane niż w przekro-

jach pozostałych, dając bardziej strome krzywe filtracji, co zostało stwierdzone powyżej przy omawianiu wyników analizy wykresów przebiegu obserwowanych poziomów wody.

Uzupełnieniem badań zależności poziomów wody w korpusie zapory od poziomów wody w górnym i dolnym jej stanowisku były wykonane wstępne (fragmentaryczne) obliczenia statystyczne. Rozszerzenie ich przewiduje się w następnych opracowaniach sprawozdawczych. Wykonane obliczenia dotyczyły obserwacji z 1994 r. w przekroju nr 4. Określone współczynniki korelacji potwierdzają istotną zależność ciśnień piezometrycznych od poziomów wody dolnej w punktach nr 4 i 3 (współczynniki 0,967 i 0,865), zanikanie tej zależności w piezometrach nr 2 i 1 oraz brak bezpośredniej korelacji z poziomami wody gór-



Rys. 9. Wykresy stanów średnich rocznych w piezometrach nr 1

nej. Należy zaznaczyć, że nie uwzględniono w obliczeniach przesunięcia obserwacji piezometrycznych w czasie oraz że przebieg wahań poziomów wody w przekroju nr 4 odbiega nieco charakterem od dynamiki wód w innych przekrojach korpusu zapory.

W kilku przekrojach pomiarowych (nr 3, 4, 4A) dokonano porównania położenia krzywych filtracji wyznaczonych przez maksymalne poziomy ciśnienia piezometrycznych z okresu pięciolecia, które miały miejsce w kwietniu 1994 r., z krzywymi obliczonymi na etapie projektowania. W dwóch przypadkach – w przekroju nr 3 i 4A – krzywe filtracji w zaporze układają się poniżej krzywej prognozowanej w projekcie. W przekroju nr 4, w którym obserwowano najwyższe poziomy wody w piezometrach 1 i 2, rze-

czywista krzywa depresji układa się nieco ponad krzywą teoretyczną. Biorąc pod uwagę pewne różnice między przyjętymi do obliczeń a rzeczywistymi poziomami drenażu, położenie i kształt krzywych teoretycznych i pomierzonych wskazuje na zbieżność przewidywanych i faktycznych warunków filtracji.

Wyniki obliczeń gradientów hydraulicznych przeprowadzonych dla czterech przekrojów piezometrycznych (nr 3, 4, 4A i 5) wykazały, że mieszczą się one w przedziale wartości od 0,043 do 0,088. Są one nieco niższe od gradientów określonych w projekcie (od 0,88 do 0,11) oraz znacznie niższe od dopuszczalnych – określanych w literaturze dla budowli I klasy i korpusu z piasków drobnych – 045.

Podsumowanie

Lata 1990–1994 to okres stopniowego napełniania zbiornika do projektowanej rzędnej maksymalnego piętrzenia 145,00, który to poziom osiągnięto w 1994 r. Poziomy wody dolnej były na ogół wyrównane z wyraźną jednak tendencją wzrostową. Od 1991 do 1994 r. wzrost średniego stanu rocznego WD wyniósł 0,50 m.

Dotychczasowe wyniki badań poziomów wód filtracyjnych w zaporze zbiornika Siemianówka wykazały, że zasadniczy, niemal bezpośredni, wpływ na ich dynamikę mają poziomy wody w dolnym stanowisku. Oddziaływanie to jest większe w przekrojach położonych bliżej rzeki (nr 3, 4 i 4A) oraz w piezometrach zlokalizowanych po stronie odpowietrznej zapory (nr 3 i 4).

Równocześnie na podstawie badań na przestrzeni wieloletnich obserwacji można stwierdzić zauważalny wpływ piętrzenia, czyli stanów wody górnej na poziomy w zaporze. Świadczą o tym wartości poziomów średnich rocznych, które wzrastają w niektórych punktach pomiarowych szybciej niż poziomy wody dolnej oraz amplitudy wahań wzrastające w

kolejnych latach analogicznie do rosnących wartości amplitudy wody górnej.

Analiza położenia krzywych filtracji w korpusie zapory pozwoliła stwierdzić, że krzywe skonstruowane na podstawie najwyższych zaobserwowanych dotychczas stanów w piezometrach zapory czołowej są zbliżone do określonych w dokumentacji projektowej. Obliczone przy rzeczywistych krzywych filtracji gradienty hydrauliczne nie przekraczają wartości 0,10, są więc parokrotnie niższe od wartości uznanej dla tej klasy budowli za dopuszczalną.

Generalnie należy stwierdzić, że warunki filtracji przez zaporę przebiegają dotychczas prawidłowo, co świadczy o skutecznym działaniu urządzeń uszczelniających i odwadniających.

Literatura

SOKOŁOWSKAD., SOKOŁOWSKI J., POŁOŃSKI M. *Doradztwo, nadzór naukowy i badania terenowe w okresie piętrzenia wody w zbiorniku Siemianówka. Cz. II. Badania dynamiki wód filtracyjnych w zaporze czołowej. Sprawozdania za lata 1990, 1991, 1992, 1993, 1994 i 1995.* Katedra Technologii i Organizacji Prac Wodnych i Melioracyjnych SGGW, Warszawa.

Rozwiązanie nieliniowego jednowymiarowego zagadnienia konsolidacji gruntów

Abstract

A solution of a non-linear one-dimensional soil consolidation. The paper presents the numerical solution of one-dimensional consolidation of soil with variation in soil properties during consolidation course. Presented approach gives a numerical scheme of boundary problem solution when compressible soil is loaded by changeable and constant stress path.

Key words: consolidation, differential equation, numerical solution

Dwa podstawowe zagadnienia konsolidacji

W pracy [3] rozpatrzono jednowymiarowe zagadnienie konsolidacji ośrodka trójfazowego (gruntu) z uwzględnieniem zmian jego charakterystyk w procesie konsolidacji.

W niniejszej pracy rozpatrzemy dwa typy zagadnień.

I. Pierwsze zagadnienie dotyczy konsolidacji gruntu w konsolidometrze pod wpływem obciążenia zewnętrznego z drenażem na górnej i dolnej powierzchni. Obciążenie zwiększane jest liniowo, poczynając od zerowego do pewnej wartości, a następnie jest stałe.

Równanie konsolidacji dla takiego zagadnienia ma postać:

$$\begin{aligned} \frac{\partial H}{\partial t} = & \frac{1}{\omega \gamma} \frac{\partial q}{\partial t} + \frac{1 + \varepsilon}{a \gamma \omega} \frac{\partial}{\partial x} \left(k \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \\ & + \frac{1 + \varepsilon}{\omega} \left[\frac{\partial H}{\partial x} (1 + \xi) + \frac{\gamma_m - \gamma}{\gamma} - \xi \right] \times \\ & \times \int_0^x \frac{a}{(1 + \varepsilon)^2} \left(\frac{\partial q}{\partial t} - \gamma \frac{\partial H}{\partial t} \right) dx \end{aligned} \quad (1)$$

gdzie:

x – współrzędna pionowa,

t – czas,

$H = H(x, t)$ – nadwyżka ciśnienia wody w porach gruntu,

$q = q(x, t)$ – obciążenie powierzchni gruntu,

ε – wskaźnik porowatości gruntu,

$a = a(x, t, H)$ – współczynnik ścisłości,

$k = k(x, t, H)$ – współczynnik filtracji,

γ – ciężar objętościowy wody,

γ_m – ciężar objętościowy gruntu,

$$\omega = 1 + \frac{\varepsilon(N + \alpha)}{(N + 1) ap} \quad (2)$$

*Katedra Zastosowań Matematyki SGGW, ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa.

$$\xi = \frac{N\varepsilon}{(N+1)ap} \quad (3)$$

$$N = \frac{p_0}{p} (N_0 + \alpha) - \alpha \quad (4)$$

gdzie:

p – ciśnienie hydrostatyczne,

p_0 – ciśnienie atmosferyczne,

α – współczynnik w prawie Henry'ego charakteryzujący rozpuszczalność powietrza.

W warunkach doświadczenia można przyjąć, że warstwa gruntu w konsolidometrze jest "cienka" ($q \geq \gamma_m h$) i wówczas:

$$p = p_0 + \gamma H \quad (5)$$

$$\sigma = q - \gamma H \quad (6)$$

Funkcje $k = k(\varepsilon)$ i $\varepsilon = \varepsilon(\sigma)$ aproksymujemy funkcjami:

$$k = A \exp \beta \varepsilon \quad (7)$$

$$\varepsilon = \varepsilon_0 c \ln(1 + b\sigma) \quad (8)$$

gdzie: A, β, c, b – stałe.

Wówczas:

$$a = - \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma} = \frac{cb}{1 + b\sigma} \quad (9)$$

Warunki brzegowe (przy uwzględnieniu drenażu na górnej i dolnej powierzchni) mają postać:

$$H = 0 \quad \text{dla} \quad x = 0 \quad \text{i} \quad x = h \quad (10)$$

zaś warunek początkowy:

$$H = 0 \quad \text{dla} \quad t = 0 \quad (11)$$

Oszacowanie trzeciego składnika po prawej stronie równania (1) dowodzi, że nie wnosi on istotnego elementu do rozwiązania, a zatem może być pominięty.

II. Drugie zagadnienie dotyczy konsolidacji warstwy gruntu w warunkach ujemnych wartości ciśnienia wody w porach i znajdującej się na nieprzepuszczalnym podłożu. Przyrost miąższości warstwy gruntu przebiega według zależności liniowej, a następnie zatrzymuje się. Równanie przepływu w tym przypadku ma postać:

$$\begin{aligned} \frac{\partial H}{\partial t} = & \frac{\gamma_m}{\gamma \omega} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1 + \varepsilon}{a \gamma \omega} \frac{\partial}{\partial x} \left(k \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \\ & + \frac{1 + \varepsilon}{\omega} \left[\frac{\partial H}{\partial x} (1 + \xi) + \frac{\gamma_m - \gamma}{\gamma} - \xi \right] \times \\ & \times \int_0^x \frac{a}{(1 + \varepsilon)^2} \left(\gamma_m \frac{\partial h}{\partial t} - \gamma \frac{\partial H}{\partial t} \right) dx \end{aligned} \quad (12)$$

gdzie:

$$p = p_0 + \gamma H - \gamma x \quad (13)$$

$$\sigma = \gamma_m h - \gamma H - (\gamma_m - \gamma)x$$

Warunki brzegowe mają postać:

$$H = h(t) \quad \text{dla} \quad x = h(t) \quad (14)$$

$$\frac{\partial H}{\partial x} = 0 \quad \text{dla} \quad x = 0$$

Przyrost ciśnienia porowego w gruncie prowadzi do pełnego nasycenia wodą poprzez zanik powietrza znajdującego się w porach gruntu, wówczas $N = 0$.

Ze wzoru (2) wynika, że przy $N \rightarrow 0$

$$\omega \rightarrow 1 + \frac{\varepsilon \alpha}{ap}$$

zatem $\omega \neq 1$, gdy tymczasem przy pełnym nasyceniu wodą gruntu powinno być $\omega = 1$. Tak więc w równaniu konsolidacji trójfazowego gruntu występuje nieciągłość współczynników.

Należałoby sprawdzić, w jakim stopniu zgodne jest zadanie konsolidacji cienkiej warstwy trójfazowego gruntu z analogicznym zagadnieniem dla modelowanego gruntu całkowicie nasyconego.

Wprowadzamy bezwymiarowe współczynniki:

$$\alpha_H = \frac{H}{H_M}; \quad \alpha_x = \alpha_h = \frac{h}{h_M};$$

$$\alpha_\sigma = \frac{\sigma}{\sigma_M}; \quad \alpha_q = \frac{q}{q_M}; \quad \alpha_t = \frac{t}{t_M};$$

$$(15)$$

$$\alpha_\gamma = \frac{\gamma}{\gamma_M}; \quad \alpha_\omega = \frac{\omega}{\omega_M}; \quad \alpha_k = \frac{k}{k_M};$$

$$\alpha_\varepsilon = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_M}; \quad \alpha_a = \frac{a}{a_M}$$

gdzie indeks M oznacza funkcje opisujące model.

W pracy [1] wykazano, że:

$$\alpha_k = \alpha_a = \alpha_\varepsilon = \alpha_\sigma = 1 \quad (16)$$

Po wprowadzeniu współczynników bezwymiarowych do równania równowagi i równania konsolidacji otrzymujemy równania:

$$\sigma_M = \alpha_q q_M - \alpha_\gamma \alpha_n \gamma_M H_M \quad (17)$$

$$\frac{\partial H_M}{\partial t_M} = \frac{\alpha_q}{\alpha_\gamma \alpha_H \alpha_\omega} \frac{\partial q_M}{\partial t_M} +$$

$$+ \frac{a_t (1 + \varepsilon_M)}{\alpha_x^2 \alpha_\gamma \alpha_\omega \gamma_M a_M \omega_M} \frac{\partial}{\partial x_M} \left(k_M \frac{\partial H_M}{\partial x_M} \right) \quad (18)$$

Z równań tych wynika, że $\alpha_\omega = 1$ i dla $\gamma = \gamma_M$ mamy:

$$H = H_M, \quad q = q_M,$$

$$\frac{t}{x^2} = \left(\frac{t}{x^2} \right)_M \quad (19)$$

Ostatnie równania pozwalają wykonywać na komputerze obliczenia konsolidacji tylko dla cienkiej jednej warstwy gruntu.

Rozwiązanie zagadnienia pierwszego

Równanie (1) można przedstawić w następującej postaci kanonicznej:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} + \left[d(x, t, H) \frac{\partial H}{\partial x} \right] +$$

$$+ \varphi \left(x, t, H \frac{\partial H}{\partial x} \right) \quad (20)$$

gdzie:

$$d(x, t, H) = \frac{k(1 + \varepsilon)}{\gamma a \omega}$$

$$\Phi\left(x, t, H, \frac{\partial H}{\partial x}\right) = \frac{1}{\omega \gamma} \frac{\partial q}{\partial t} -$$

$$- \left\{ \frac{k(c - \varepsilon - 1)}{c \omega} + \right.$$

$$+ \frac{k \varepsilon (1 + \varepsilon)(N + \alpha)}{a^2 \omega^2 p^2 (1 + N)} \times$$

$$\times \left[\frac{1 - \alpha}{1 + \alpha} - ap \left(\frac{1}{c} - \frac{1}{\varepsilon} \right) + 1 \right] \left(\frac{\partial H}{\partial x} \right)^2$$
(21)

Przyjmujemy następujące warunki:
warunek początkowy

$$H(x, t) = 0 \quad \text{dla } t = 0 \quad (22)$$

warunki brzegowe

$$H(x, t) = 0 \quad \text{dla } x = 0 \text{ i } x = h \quad (23)$$

W pracy [3] została omówiona metoda zamiany równania różniczkowego (20) z warunkami (22) i (23) odpowiednim równaniem różnicowym:

$$y_{\bar{t}} = (by_{\bar{x}})_x + \Psi[x, t, y, \lambda(y)] \quad (24)$$

z warunkami:

$$y = 0 \quad \text{dla } t = 0$$

$$y = 0 \quad \text{dla } x = 0 \text{ i } x = h \quad (25)$$

W pracy [3] podano również schemat rozwiązania zagadnienia (24) – (25).

Wykorzystując ten schemat w niniejszej pracy wykonano obliczenia numery-

czne, przyjmując następujące wielkości parametrów (dane eksperymentalne otrzymano z Instytutu Hydromelioracyjnego w Moskwie):

$$A = 2,2 \cdot 10^{-10} \text{ cm/s};$$

$$b = 65 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{g};$$

$$c = 62 \cdot 10^{-3}; \quad \beta = 12;$$

$$\gamma_m = 2,16 \text{ g/cm}^3; \quad \gamma = 1,0 \text{ g/cm}^3;$$

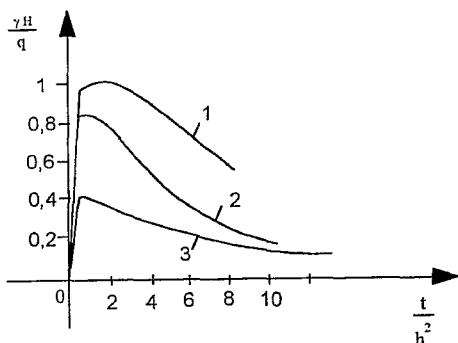
$$\varepsilon = 0,62; \quad P_0 = 1000 \text{ g/cm}^2.$$

Rysunki 1, 2 i 3 przedstawiają wyniki obliczeń konsolidacji gruntu przy jednakowych obciążeniach i różnym stopniu nasycenia gruntu wodą. Na osi rzędnych podano bezwymiarowe wielkości stosunku γH (gdzie H – ciśnienie przy $x = \frac{h}{2}$)

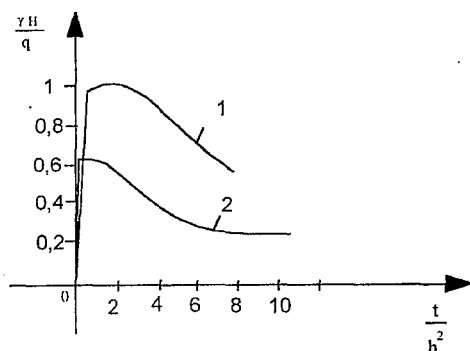
do maksymalnej wielkości przyłożonego obciążenia. Na osi odciętych podano stosunek czasu do kwadratu grubości warstwy [z zależności (19) wynika, że stosunek ten jest stały dla różnych wartości h].

Wszystkie obliczenia przeprowadzono dla obciążeń, które początkowo liniowo wzrastają, a następnie są stałe. Czas liniowego wzrostu obciążenia jest na tyle mały w stosunku do trwania obciążenia, że można przyjąć, iż pełne obciążenie następuje już w momencie początkowym.

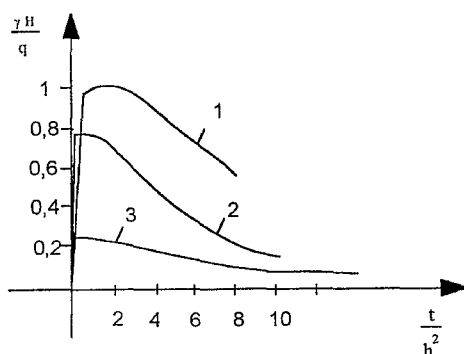
W trakcie obciążenia wilgotność gruntu praktycznie nie zależy od stopnia ściśliwości, tak więc zmniejszenie objętości gruntu odbywa się kosztem zmniejszenia przestrzeni zajętej przez powietrze. Zmniejszenie porowatości powoduje więc wzrost ciśnienia powietrza. Część powietrza ulega rozpuszczeniu w wodzie wypełniającej pory gruntu. Gdy jednak objętość powietrza jest stosunkowo duża,



Rys. 1. Zależność ciśnienia od czasu dla obciążenia 60 kg/cm^2 , $\gamma = 1,69 \text{ g/cm}^2$ (*)



Rys. 3. Zależność ciśnienia od czasu dla obciążenia 20 kg/cm^2 , $\gamma = 1,69 \text{ g/cm}^2$ (*)



Rys. 2. Zależność ciśnienia od czasu dla obciążenia 40 kg/cm^2 , $\gamma = 1,69 \text{ g/cm}^2$ (*)

to tylko niewielka część ulega temu procesowi i wówczas można przyjąć, że podwyższenie ciśnienia porowego następuje według prawa Boyle'a-Mariotta.

Przy dalszym wzroście ciśnienia, gdy powietrze zostaje sprężone do niewielkiej objętości, rola powietrza rozpuszczonego staje się większa. Dalsze ściskanie gruntu

powoduje podwyższenie ciśnienia wody w porach, które w końcu osiąga wartość graniczną (P_g) odpowiadającą sytuacji pełnego rozpuszczenia powietrza. Ciśnienie P_g można obliczyć z zależności (4), kładąc $N = 0$ i wówczas:

$$P_g = P_0 \left(1 + \frac{N_0}{\alpha} \right)$$

Grunt wówczas staje się całkowicie nasycony wodą i jego konsolidację opisuje równanie (1), w którym należy przyjąć $\omega = 1$. Prędkość spadku ciśnienia w porach wzrasta wraz ze wzrostem współczynnika przy drugim składniku po prawej stronie równania (1). Gdy $\omega = 1$, prędkość ta równa jest prędkości dla całkowicie nasyconego gruntu. Pojawienie się powietrza w porach gruntu powoduje wzrost ω i prędkość rozpraszania ciśnienia porowego maleje.

(*) 1) $G_0 = 1,00$; $\omega = 22,6$; $N_0 = 0$.
2) $G_0 = 0,80$; $\omega = 18,1$; $N_0 = 0,25$.
3) $G_0 = 0,68$; $\omega = 15,5$; $N_0 = 0$.

Wpływ względnej zawartości powietrza N_0 na charakter zmian ciśnienia w porach można przeanalizować na rysunku 1, 2 i 3.

Na rysunku 1 krzywa 1 odnosi się do gruntu nasyconego, krzywa 2 ilustruje zmiany ciśnienia w gruncie przy początkowej względnej zawartości powietrza $N_0 = 0,25$. Gdy obciążenie gruntu jest duże, to okazuje się, że w początkowym momencie powietrze jest całkowicie rozpuszczone i krzywe 1 i 2 przebiegają "prawie" równolegle. W miarę upływu czasu ciśnienie maleje i w porach znów pojawia się powietrze ($N > 0$, $\omega > 1$), krzywa 2 staje się bardziej płaska niż krzywa 1. Krzywa 3 na rysunku 1 odpowiada bardzo dużej początkowej zawartości powietrza ($N_0 = 0,46$).

Ze wzoru (20) wynika, że dla pełnego rozpuszczenia takiej ilości powietrza konieczne jest ciśnienie $P_g = 24$ atm. Jak widać na rysunku 1, ciśnienie takie istnieje

tylko w końcowym momencie wzrostu obciążenia. Potem krzywa 3 jest bardziej płaska niż krzywe 1 i 2. Analogiczny przebieg zjawiska przedstawiają krzywe na rysunku 2 i 3.

Rozwiązanie zadań dla "rociąganej" warstwy gruntu będą przedstawione w oddzielnej pracy.

Literatura

- [1] BISHOP A.W., KENNARD M.F., VAUGHAN P.R. 1964: *Developments in the measurement and interpretation of pore pressure in earth dams*. Eighth international congress on large dams, Edinburg, V, II, question N^o 29.
- [2] FLORIN W.A. 1961: *Osnovy mechaniki gruntów*. Gosstrojizdat, t. 2.
- [3] KAZIEKO H., KAZIEKO L. 1994: *O nieliniowym zagadnieniu konsolidacji ośrodka trójkątownego*. Przegl. Nauk. Wydz. MiIS, SGGW, z. 6.
- [4] KAZIEKO H., KAZIEKO L. 1995: *O rozwiązaniu nieliniowych zagadnień konsolidacji gruntów*. Przegl. Nauk. Wydz. MiIS, SGGW, z. 7.

Współczynnik szorstkości koryt z roślinnością trawiastą

Abstract

The roughness coefficient of grasslinned open channels. The paper presents the valuation of n -VR method, gave by Ree and Palmer [Ree, Crow 1977; Temple at all. 1987], for calculation of roughness coefficient n in grasslinned open channels. The analysis of this method grounds on the results of laboratory investigations have been made. It has been find that in grasslinned channels the values of n depend not only on VR but also on energy line slope J – this factor is not regard in n -VR method. The laboratory investigations results did not confirm the ranges of Temple's equations validity.

Key words: grasslinned open channels, roughness coefficient, hydraulic calculation method

Wstęp

Ruch wody po powierzchni trawiastej jest zjawiskiem złożonym. W jego badaniach oprócz zagadnień hydraulicznych trzeba uwzględniać również inne, związane z biologicznymi właściwościami traw, wytrzymałością gruntu i roślinności na ruch wody. W pracy wykorzystano wyniki doświadczeń przeprowadzonych w ramach realizacji projektu badawczego nr 5708 92 03 finansowanego przez Komitet Badań Naukowych. Warunki pro-

wadzenia tych doświadczeń oraz bardziej szczegółowe charakterystyki runi traw użytych w badaniach zostały omówione w pracy Dąbkowskiego i Pachuty (1995).

Związek n -VR

Średnią prędkość przepływu w korycie porośniętym roślinnością trawiastą można obliczyć ze wzoru Manninga:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} J^{1/2} \quad (1)$$

gdzie:

V – średnia prędkość przepływu [m/s],
 n – współczynnik szorstkości [$\text{m}^{-1/3} \text{s}$],
 R – promień hydrauliczny [m],
 J – spadek hydrauliczny [–].

Współczynnik szorstkości n charakteryzuje całkowite opory ruchu, które dla powierzchni zadarnionej [Temple i in. 1987] wyrażają średnią geometryczną współczynników cząstkowych:

$$n = \sqrt{n_s^2 + n_f^2 + n_r^2} \quad (2)$$

gdzie:

*Katedra Budownictwa Wodnego SGGW, ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa.

n – wsp. szorstkości koryta z roślinnością (zastępczy),

n_s – wsp. szorstkości ziarn gruntu,

n_f – wsp. szorstkości ujmujący nierówność powierzchni gruntu,

n_r – wsp. szorstkości wynikający z oddziaływania roślinności.

Wartości współczynnika szorstkości ziarn n_s dla gruntów niespoistych są zależne od uziarnienia tych gruntów. Według Lane'a [Temple i in. 1987] są równe:

$$n_s = 0,0156 \text{ m}^{-1/3} \text{ s} \\ \text{dla } d_{75} < 1,3 \text{ mm}$$

$$n_s = 0,0156 \cdot d_{75}^{1/6} \\ \text{dla } d_{75} < 1,3 \text{ mm}$$

gdzie:

d_{75} – średnica charakterystyczna ziarna gruntu, stanowiąca wraz z frakcjami drobniejszymi 75% masy próbki gruntu [mm].

Natomiast dla gruntów spoistych o wskaźniku plastyczności $I_p > 10$ wartość współczynnika n_s jest według Lane'a stała i wynosi $n_s = 0,0156 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$.

Według badań Ree i Palmera (1949) w korytach umocnionych trawami o zróżnicowanej wysokości (tab. 1) wartości współczynnika szorstkości n można uzależnić od iloczynu średniej prędkości i promienia hydraulicznego przekroju VR (rys. 1).

Wspomniane badania Ree i Palmera oraz późniejsze [Ree, Crow 1977; Temple i in. 1987] były prowadzone w następujących warunkach:

- okrywa roślinna była zanurzona w wodzie,
- spadek dna w korytach badawczych był mniejszy niż 1:10, tzn. $J < 100\%$,

Tabela 1. Parametry traw badanych przez Ree i Palmera [CIRIA 1985; Temple i in. 1987]

Oznaczenie krzywej na rys. 1	Średnia wysokość traw h_r [mm]	Współczynnik oporu trawy C_r [–]
A	> 750	10,0
B	280–610	7,64
C	150–250	5,60
D	50–150	4,44
E	< 50	2,88

- powierzchnia gruntu była bardzo wyrównana, tzn. można przyjąć $n_f = 0$,
- współczynnik szorstkości ziarn gruntu $n_s = 0,0156 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$.

Biorąc pod uwagę powyższe ustalenia, wzór (2) można zapisać następująco:

$$n = \sqrt{0,0156^2 + 0^2 + n_r^2}$$

Krzywe pokazane na rysunku 1 Temple i in. (1987) opisali jednym równaniem:

$$n = \exp \{ C_r (0,0133 [\ln(VR)]^2 - 0,0322 \cdot \ln(VR) + 0,145) - 4,16 \} \quad (3)$$

ważnym w przedziale:

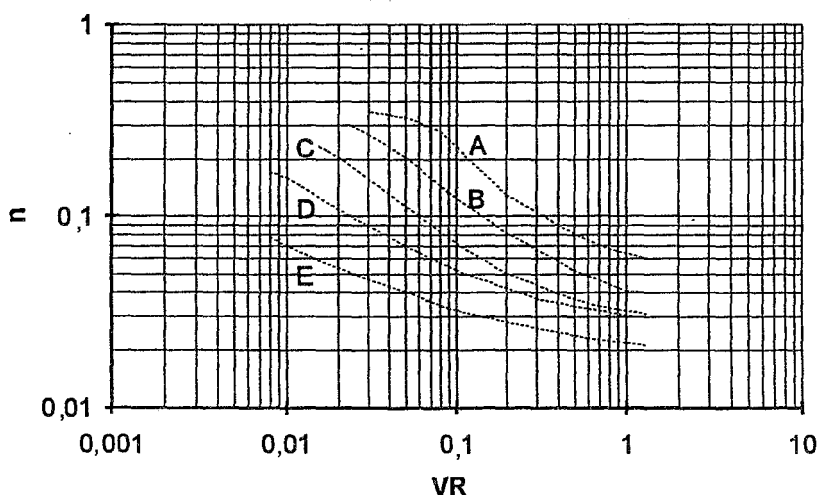
$$0,00023 \cdot C_r^{2,5} \leq VR \leq 3,3 \quad (4)$$

gdzie: C_r – współczynnik oporu roślinności wyrażony wzorem:

$$C_r = 2,5 \left(h_r \sqrt{M} \right)^{1/3} \quad (5)$$

gdzie:

h_r – wysokość trawy [m],



Rys. 1. Zależność $n = f(VR)$ dla traw o zróżnicowanej wysokości i gęstości według badań Ree i Palmera (1949)

M – gęstość roślinności, czyli liczba źdźbeł (łodyg) roślin rosnących na 1 m^2 powierzchni [$1/\text{m}^2$].

W tabeli 1 podano wartości C_r dla traw badanych przez Ree i Palmera, natomiast gęstości traw M według badań amerykańskich i polskich podano w tabelach 2 i 3.

Jeżeli wartość iloczynu VR nie spełnia warunku (4), to wg Temple'a współczynnik szorstkości n należy obliczać z następujących zależności:

$$n = \exp \{ C_r (0,0133 [\ln(0,00023 C_r^{2,5})]^2 - 0,0322 \cdot \ln(0,00023 C_r^{2,5}) + 0,145) - 4,16 \} \quad (6)$$

gdy spełniony jest warunek

$$VR < 00023 \cdot C_r^{2,5};$$

$$n = \exp (0,126 \cdot C_r - 4,16) \quad (7)$$

gdy $VR > 3,3$.

Tabela 2. Gęstość darniny M i stopień zadarnienia S_d według danych amerykańskich [Temple i in. 1987]

Rodzaj roślinności	Gęstość darniny M^* [$1/\text{m}^2$]	Stopień zadarnienia S_d [-]
Wiechlina łąkowa	3770	0,87
Mieszanka traw	2150	0,75
Lucerna	5380	0,50

*Dane dotyczą powierzchni w dobrym stanie; w innych warunkach podane wartości należy pomnożyć przez: 0,33 – warunki ubogie; 0,67 – średnie; 1,33 – bardzo dobre; 1,67 – doskonałe.

Ze wzorów (6) i (7) wynika, że dla małych i dużych wartości VR współczynnik szorstkości n zależy tylko od parametrów runi traw, natomiast nie zależy od hydraulicznych parametrów przepływu, takich jak V , R , J .

Tabela 3. Gęstość traw M [l/m^2] i stopień zadarnienia S_d [-] powierzchni pastwiska według danych polskich [Nazaruk i in. 1990]

Skład mieszkanki	Udział [%]	Przy nawożeniu NPK [kg/ha]					
		169,2		263,2		458,3	
		M	S_d	M	S_d	M	S_d
Kupkówka pospolita	100	3050	0,90	3150	0,88	3600	0,79
Kupkówka pospolita	30	4800	0,88	4000	0,78	3800	0,73
Kostrzewa łąkowa	10						
Życica trwała	30						
Koniczyna biała	30	4700	0,85	4550	0,81	4500	0,70
Kupkówka pospolita	20						
Kostrzewa łąkowa	20						
Życica trwała	20						
Wiechlina łąkowa	20						
Koniczyna biała	20	5600	0,86	6650	0,75	6950	0,71
Tymotka łąkowa	60						
Życica trwała	40	5150	0,86	6200	0,78	6300	0,71
Tymotka łąkowa	30						
Kostrzewa łąkowa	10						
Życica trwała	30						
Koniczyna biała	30	6450	0,89	7250	0,84	6650	0,74
Tymotka łąkowa	20						
Kostrzewa łąkowa	20						
Życica trwała	20						
Wiechlina łąkowa	20						
Koniczyna biała	20						

W obliczeniach hydraulicznych koryt korzysta się z wykresów na rysunku 1 lub z równań (3), (6) i (7). Przebieg tych obliczeń jest następujący: przyjmuje się orientacyjną wartość współczynnika szorstkości n_i , na podstawie której oblicza ze wzoru (1) średnią prędkość V_i . Następnie dla znanych parametrów charakterystycznych traw (średniej wysokości h_i i gęstości M) oraz iloczynu VR odczytuje się z rysunku 1. [lub oblicza ze wzorów (3), (6) lub (7)] wartość współczynnika szorstkości n_{i+1} . Jeżeli przyjęta wartość współczynnika szorstkości i ob-

liczona są różne (tzn. $n_i \neq n_{i+1}$), to dla wartości n_{i+1} oblicza się nową wartość prędkości V_{i+1} . Procedurę powtarza się aż do uzyskania wystarczającej zgodności pomiędzy założonym i odczytanym z wykresu (lub obliczonym ze wzorów) współczynnikiem szorstkości.

Weryfikacja związków n - VR na podstawie badań własnych

W przedstawionej metodzie wymiarowania koryt zarośniętych trawami przy-

muje się, że dla danej runi traw istnieje jeden związek n – VR , jeśli spadek koryta nie przekracza 100‰, a trawy są pochylone przez strumień wody. Założenie to sformułowano w wielu publikacjach oraz wytycznych projektowania koryt umocnionych trawami [Hewlett i in. 1987]. W tym ostatnim opracowaniu zaleca się redukować wartość n określoną ze związku n – VR dla danej runi, jeśli spadek J przekracza 100‰. Przyjmuje się redukcję prostoliniową od $n = 0,030 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$ przy $J = 100\%$ do $n = 0,020 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$ przy nachyleniu koryta 1:3. Dla większych nachyleń koryta zakłada się stałą wartość współczynnika szorstkości $n = 0,020 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$ niezależnie od cech runi traw.

Z badań przeprowadzonych w Laboratorium Katedry Budownictwa Wodnego SGGW [Dąbkowski 1995] wynika, że dla tej samej runi traw i tego samego natężenia przepływu, przy nieznacznie różniących się wartościach VR , uzyskuje się zróżnicowane wartości n , zmieniające się wraz ze zmianą spadku koryta. Przykłady na rysunkach 2 i 3 przedstawiają układy punktów z doświadczeń serii B, C i H na tle krzywych Ree i Palmera. Grupy punktów odpowiadające zbliżonym wartościom $VR \cong \text{const}$ charakteryzuje wyraźny rozrzut w pionie. Bliższa analiza przyczyn takiego rozrzutu wykazała, że:

- w doświadczeniach serii B wykonanych przy natężeniach przepływu $Q = 0,6; 1,7; 5,0; 10,0; 20,0 \text{ l/s}$ i przy spadkach koryta od 0 do 104,08‰ wartości n dla danego Q zmniejszały się wraz ze wzrostem spadku hydraulicznego;
- w doświadczeniach serii C wykonanych przy $Q = 24,0; 49,0; 95,0 \text{ l/s}$ i

przy spadkach wzrastających wartości n dla danego Q zmniejszały się wtedy, gdy spadek wzrastał;

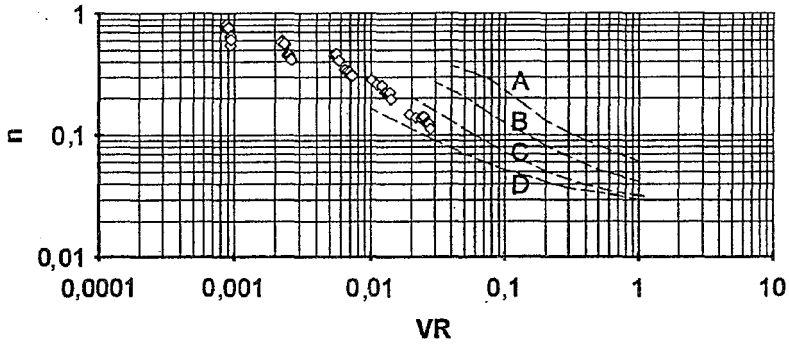
- w doświadczeniach serii H wykonanych przy $Q = 10,0$ i $20,0 \text{ l/s}$ wartości n wzrastały wtedy, gdy wzrastał spadek koryta.

Przyczyna odwrotnej tendencji zmian n , w przypadku serii H w porównaniu do serii B i C, nie jest jeszcze ustalona i wymaga odrębnych analiz. Większość doświadczeń przeprowadzono przy spadkach $J < 100\%$, a tylko 5 – w serii B, 2 – w serii C i 1 – w serii H przy spadkach nieznacznie przekraczających 100‰.

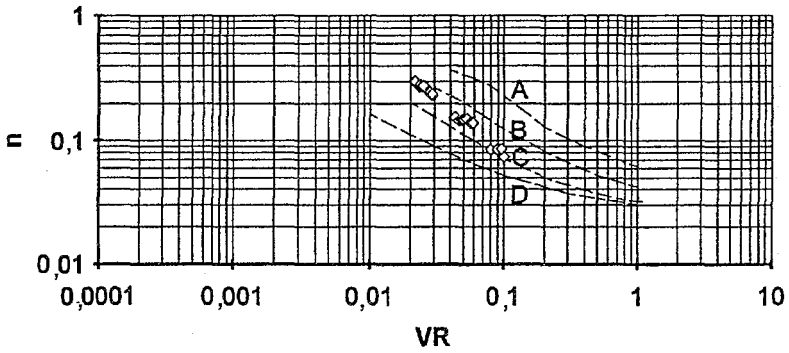
Na rysunku 3 przedstawiono wyniki doświadczeń serii G i F wykonanych w okresie od 17.10 do 1.12.1994 roku. Ruń traw w obu doświadczeniach miała prawie identyczne właściwości: wysokość traw średnio – 29–30 cm, największe – 37–39 cm, zadarnienie – około 70–75%, a liczba łodyg – 6000–6500 na 1 km^2 . W składzie gatunkowym największy udział miały: życica trwała – 40–44%, wiechlina łąkowa – około 15%, tymotka i kostrzewa czerwona – po około 10%. Doświadczenia w tych seriach prowadzono przy stałym spadku i zmieniających się natężeniach przepływu. Punkty z doświadczeń, przedstawione w układzie współrzędnych n – VR , układają się wzdłuż krzywych, przy czym krzywej położonej wyżej odpowiada większy spadek koryta (seria F), a krzywej leżącej niżej – mniejszy spadek (seria G).

Układ punktów uzyskanych ze wszystkich serii doświadczeń przedstawiony na tle krzywych Ree i Palmera (rys. 4) wykazuje, że:

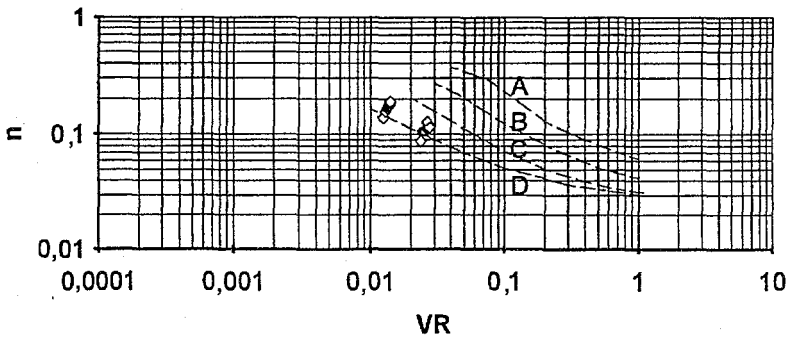
Seria B



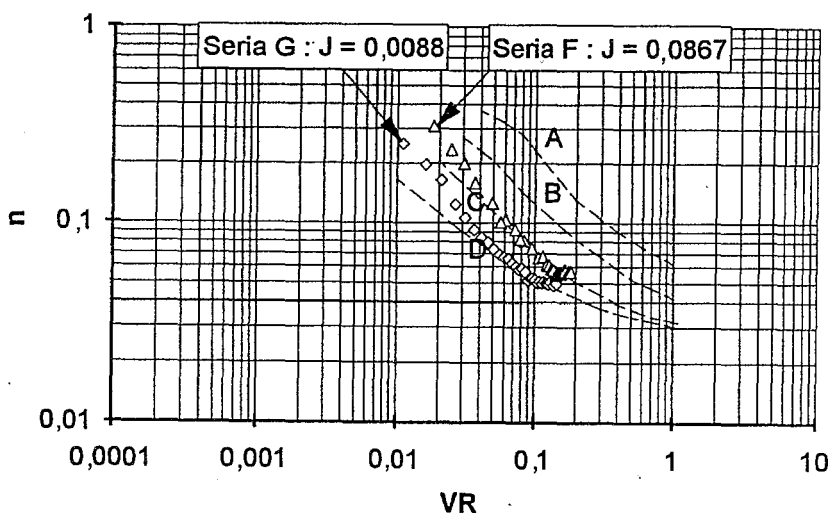
Seria C



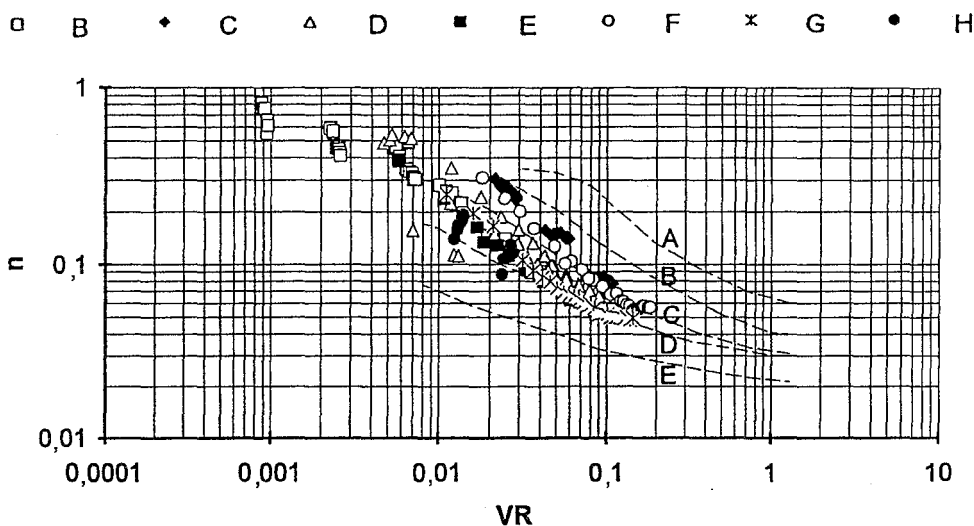
Seria H



Rys. 2. Związek n - VR według badań własnych



Rys. 3. Związki n - VR dla serii G i F według doświadczeń własnych



Rys. 4. Wyniki wszystkich serii doświadczeń własnych na tle krzywych Ree i Palmera

- większość punktów z doświadczeń własnych mieści się między krzywymi B i D;
- w strefie małych wartości iloczynu VR układy punktów nie wykazują załamania zaznaczonego w przebiegu krzywych D-D (rys. 1);
- w strefie $VR > 0,12 \text{ m}^2/\text{s}$ dla serii F i $VR > 0,1 \text{ m}^2/\text{s}$ dla serii G wartości współczynnika n w doświadczeniach

dążyły do stałej wartości, jednakże większej od zalecanych w opracowaniu Hewletta i in. (1987).

Weryfikacja przedziałów ważności równań Temple'a

W tabeli 4 przedstawiono charakterystykę biometryczną runi traw oraz zakresy iloczynów VR uzyskanych w doświadczeniach własnych serii B, F i G. Dolne ograniczenie stosowalności wzoru (3) wynikające z warunku (4) przedstawia się następująco:

$$(VR)_{\min} = 0,00023 \cdot C_r^{2,5} \quad (8)$$

Obliczone z niego wartości iloczynu $(VR)_{\min}$ dla serii badań B, F i G podano w tabeli 4. Porównując je z wartościami VR uzyskanymi w poszczególnych seriach doświadczeń, można stwierdzić, że:

- dla serii B we wszystkich doświadczeniach iloczyn VR jest mniejszy od $(VR)_{\min}$, a więc wartość n należy wyznaczać ze wzoru (6);
- dla serii F tylko w dwóch doświadczeniach $VR < (VR)_{\min}$, dla pozostałych doświadczeń wartość n należy obliczać wzorem (3);

- dla serii G tylko w czterech doświadczeniach było $VR < (VR)_{\min}$ – dla tych doświadczeń wartość n wyznaczano ze wzoru (6), dla pozostałych doświadczeń $VR > (VR)_{\min}$, a zatem n obliczano ze wzoru (3).

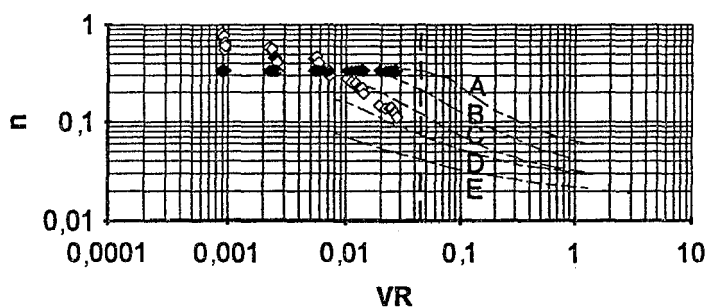
Z porównania wartości współczynników szorstkości n_{obl} (rys. 5) obliczonych wzorami (3) lub (6) z wartościami n_{pom} wyznaczonymi z przekształconego wzoru (1) na podstawie wyników pomiarów w seriach B, F i G wynika, że największe różnice pomiędzy n_{obl} i n_{pom} występują w serii B. W obliczeniach n_{pom} uwzględniono wpływ szorstkości ścian koryta na wartość tego współczynnika. Dla $VR < (VR)_{\min}$ wartości n_{pom} wzrastają wtedy, gdy zmniejsza się wartość iloczynu VR . Dla pomiarów w seriach F i G przy $VR > (VR)_{\min}$ wraz ze wzrostem VR wartości n_{obl} zmniejszają się, a różnice pomiędzy n_{obl} i n_{pom} są znaczne. Wartości n_{obl} dla serii F są większe od wartości z pomiarów n_{pom} – średnio prawie o 60%, natomiast dla serii G n_{obl} są większe od n_{pom} – średnio prawie o 130%.

W przypadku serii F i G na rysunku 5 widoczna jest wyraźna różnica w układzie punktów n_{obl} i n_{pom} dla wartości VR większych od około $0,1 \text{ m}^2/\text{s}$. W tym

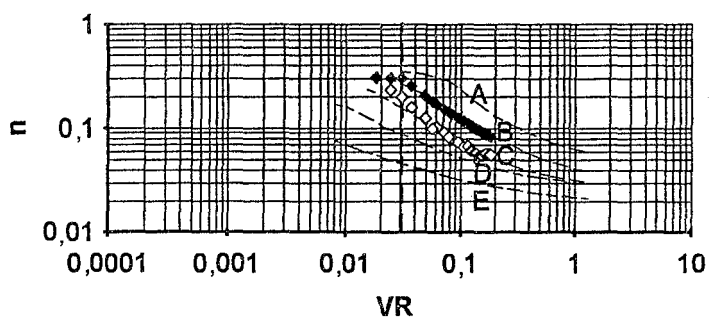
Tabela 4. Charakterystyka runi traw, parametrów hydraulicznych i dolnego ograniczenia stosowalności wzoru Temple'a (3) dla doświadczeń własnych serii B, F i G

Seria doświadczeń	Średnia wysokość traw h_r [m]	Gęstość darniny M [l/m ²]	$(VR)_{\min} = 0,00023 \cdot C_r^{2,5}$ [m ² /s]	Zakres pomiarów VR [m ² /s]
B	0,33	12680	0,0449	0,0009–0,0277
F	0,29	6500	0,0306	0,0182–0,1836
G	0,30	6000	0,0305	0,0110–0,1442

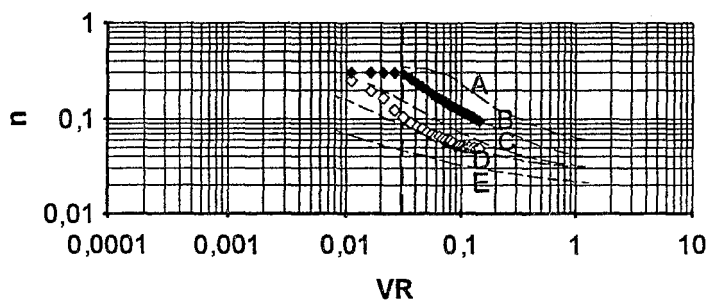
Seria B



Seria F



Seria G



Rys. 5. Porównanie wartości współczynników szorstkości obliczonych (n_{obl}) ze wzorów Temple'a (3) lub (6) i uzyskanych z pomiarów własnych (n_{pom}) dla serii B, F i G

zakresie wartości VR w serii G uzyskano wartości n_{pom} zmienne od 0,049 do $0,052 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$. Jeżeli przyjąć, że dla $VR > 0,1 \text{ m}^2/\text{s}$ wartość współczynnika szorstkości jest stała, to dla tego zakresu ważne jest równanie (7). Podstawiając do niego odpowiadającą serii G wartość C_r ze wzoru (5) równą 7,06, otrzymuje się $n_{obl} = 0,038 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$, a więc wartość prawie o 30% mniejszą od n_{pom} uzyskanych serii G.

W przypadku serii F (rys. 5) dla $VR > 0,12 \text{ m}^2/\text{s}$ otrzymane w pomiarach wartości współczynników n_{pom} wzrastają od $0,055 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ przy $VR \approx 0,12 \text{ m}^2/\text{s}$ do $0,060 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ przy maksymalnych wartościach VR . Wzrost ten mógł być spowodowany tym, że przy dużych wartościach VR , a więc i przy dużych prędkościach przepływu, wzrastał wpływ ukształtowania powierzchni gleby na opory przepływu.

Wnioski

Przeprowadzone badania przepływu w runi traw łąkowych wykazały, że na przebieg zależności n od VR duży wpływ ma spadek dna koryta. Wartość współczynnika szorstkości n rośnie lub maleje wraz ze wzrostem spadku hydraulicznego przy zbliżonych właściwościach runi traw. Zalecenia Kouwena i in. (1992) oraz Hewletta i in. (1987) odnośnie związków n – VR wymagają uściślenia. Szczególnie duże błędy można popełniać w strefie małych wartości VR . Dla tego obszaru wyniki badań własnych w serii B nie potwierdziły występowania wartości granicznej $(VR)_{min}$, podawanej przez

Temple'a [równanie (8)], przy której współczynnik szorstkości n przyjmuje stałą wartość niezależną od parametrów przepływu. Dla strefy małych wartości VR (jak w przypadku serii B) dotychczas niewiele jest wykonanych badań. Krzywe podane przez Ree i Palmera nie obejmują tej strefy, a ich załamania nie wydają się być uzasadnione.

Wartości współczynników szorstkości n od $0,020$ do $0,030 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$, zalecane w obliczeniach dla koryt o dużych spadkach, wydają się być zaniżone. Stwierdzono też, że stabilizacja wartości n występowała przy iloczynie VR dużo mniejszym od wartości granicznej $VR = 3,3 \text{ m}^2/\text{s}$ podanej przez Temple'a. Współczynnik n osiągał w pomiarach serii G praktycznie stałą wartość, tzn. $n \approx 0,050 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ przy wartościach VR zmieniających się od $0,1$ do $0,14 \text{ m}^2/\text{s}$, a w serii F $n \approx 0,057 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ przy wartościach VR w przedziale od $0,12$ do $0,18 \text{ m}^2/\text{s}$.

Literatura

- DĄBKOWSKI SZ.L. (z zespołem) 1995: *Badania szorstkości hydraulicznej i odporności powierzchni trawiastych na ruch wody*. Raport końcowy z realizacji projektu KBN nr 5708 92 03. SGGW, Warszawa.
- DĄBKOWSKI SZ.L., PACHUTA K. 1995: *Badania przepływu wody w runi traw*. Mat. Seminarium "Hydrauliczne i ekologiczne problemy inżynierii rzecznej". SGGW, Warszawa.
- HEWLETT H.W.M., BOORMAN L.A. BRAMLEY M.E. 1987: *Design of Reinforced Grass Waterways*. CIRIA, Report 116, London.
- KOUWEN N. 1992: *Modern Approach to Design of Grassed Channels*. J. of Irrigation and Drainage Engineering. Vol. 118. No 5.
- NAZARUK M., KIERUZALM., PIEKUT K., MICHALAK A. 1990: *Dobór gatunków i odmian traw do mieszanek pastwiskowych o różniczo-*

- wanym okresie uzyskiwania dojrzałości pastwiskowej, częstotliwości użytkowania i intensywności nawożenia. Maszynopis, Katedra Przyrodniczych Podstaw Melioracji SGGW, Warszawa.
- RBE W.O., PALMER V.J. 1949: *Flow of water in channels protected by vegetative linings*. US Dept. of Agriculture, Technical Bulletin 967.
- REE W.O., CROW F.R. 1977: *Friction factors for vegetated waterways of small slope*. USDA ARS-S-151.
- TEMPLE D.M., ROBINSON K.M., AHRING R.M., DAVIS A.G. 1987: *Stability Design of Grass-lined Open Channel*. USDA, Agricultural Handbook. No 667.

Szczepan L. DĄBKOWSKI*, Kazimierz GARBULEWSKI**,
Kinga PACHUTA***

Mechaniczne właściwości darni wyczyńca łąkowego i mozgi trzcinowatej

Abstract

Mechanical properties of grass turf with *Alopecurus pratensis* and *Phalaris arundinacea*. The objective of this paper is to describe the test methods applied for determination of shear, tensile and pull-out strength of grass turfs. Preparation of turf samples and properties of soil used in the laboratory tests are presented. Finally, the equipment used and obtained test results are discussed.

Key words: grass turf, Alopecurus pratensis, Phalaris arundinacea, shearing, tensile, pull-out

Wstęp

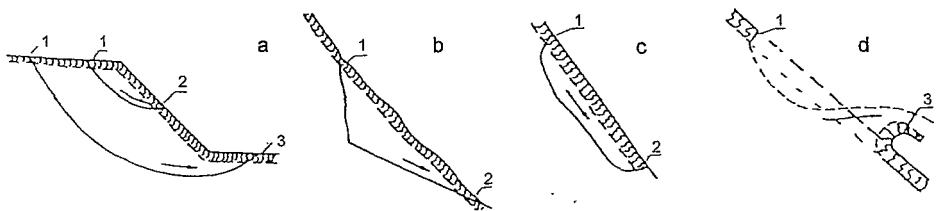
W rozwiązaniu wielu problemów inżynierii środowiska i budownictwa wodnego potrzebna jest znajomość mechanicznych właściwości darni roślin i ich odporności na działanie czynników zewnętrznych. Spośród tych czynników można wyróżnić działanie strumienia wody spływającej – np. po zadarnionym stoku, zjawiska płytkich zsuwów, naciski kół maszyn i inne. W wyniku zsuwu lub poślizgu może wystąpić rozrywanie darni, ścinanie, odrywanie płatów od podłoża

(rys. 1). Przy dużej prędkości spływającej wody rośliny mogą być wrywane z korzeniami.

W pracy przedstawiono sposoby i wyniki badań mechanicznych cech modelowych darni dwóch gatunków traw: wyczyńca łąkowego (*Alopecurus pratensis*) i mozgi trzcinowatej (*Phalaris arundinacea*). Określono wytrzymałość darni na ścinanie, rozciąganie oraz wrywanie traw z węzłami krzewienia. Przebieg i wyniki wstępnych badań, wykonanych na piętnastoletniej wielogatunkowej darni oraz na kilku próbkach półrocznej darni wymienionych gatunków traw, przedstawiono w artykule Dąbkowskiego i in. (1994). Niniejsza praca prezentuje wyniki uzyskane dla starszych darni obu gatunków traw. Badania prowadzono tak, by można było obserwować jednocześnie zmiany mechanicznych właściwości gruntów oraz procesy zachodzące w rykosferze. Rozróżnienie tych zjawisk jest potrzebne do opracowania metody rozdziałania wytrzymałości dla darni na czę-

*Katedra Budownictwa Wodnego SGGW, **Katedra Geotechniki SGGW,

***Katedra Przyrodniczych Podstaw Inżynierii Środowiska SGGW,
ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa.



Rys. 1. Typy osuwisk: a – głęboki poślizg z obrotem, b – głębokie przesunięcie, c – płytki zsuw powierzchniowy, d – odrywanie; 1 – rozrywanie, 2 – ścinanie, 3 – odrywanie darni od podłoża

ści odpowiadające samemu gruntowi i dodatkowe, spowodowane występowaniem korzeni.

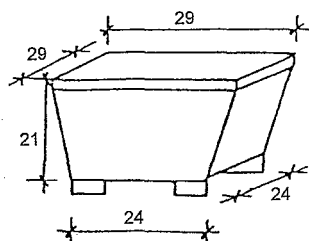
Pracę wykonano w ramach projektu badawczego nr 57089203, finansowanego przez Komitet Badań Naukowych w latach 1992–1995.

Przygotowanie darni traw do badań

W celu uzyskania jednolitej, modelowej darni trawiastej w wazonach założono hodowlę dwóch gatunków traw, różniących się właściwościami ekologicznymi. Wyczyniec łąkowy jest trawą używaną do obsiewu pasa skarp położonego powyżej wysokich stanów wody. Mozga trzcinowata preferuje siedliska podtopione i może być stosowana w pasie skarp powyżej wód średnich.

Wazon z PCV (rys. 2) napełniono gruntem, uprzednio rozdrobnionym i przesianym. Była to glina zawierająca 55% frakcji piaskowej, 34% frakcji pylastej, 11% frakcji ilastej oraz 8,1% części organicznych. Materiał gruntowy charakteryzował się następującymi właściwościami:

- granica płynności w_L – 41%,
- granica plastyczności w_p – 28,2%,



Rys. 2. Wazon do hodowli darni jednogatunkowej (wymiary w cm)

- wskaźnik plastyczności I_p – 12,8%,
- wilgotność optymalna w_{opt} – 23%,
- gęstość właściwa szkieletu gruntowego ρ_s – 2,54 g·cm⁻³,
- maksymalna gęstość objętościowa szkieletu gruntowego ρ_{dmax} – 1,42 g·cm⁻³.

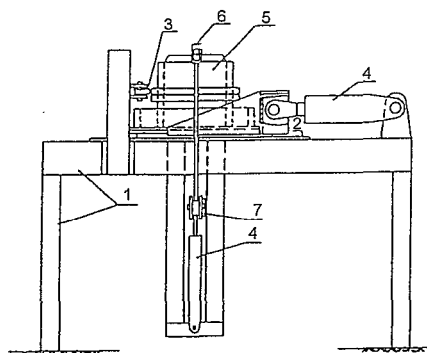
Do każdego wazonu nasypywano 25 kg gruntu o wilgotności 22–23% i ubijano go warstwami do uzyskania wskaźnika zagęszczenia $I_s = 0,95$, jednakowego dla każdej warstwy.

W maju 1993 r. 21 wazonów obsiano wyczyncem łąkowym, 21 – mozgą trzcinowatą, a 3 nie obsiane wazonu stanowiły próby kontrolne. W trakcie wschodów, a następnie faz krzewienia i strzelania w źdźbło, wazonu odchwaszczano, nawożono i podlewano.

Wyniki badań odporności darni trawiastych na ścinanie

Badania wytrzymałości darni przeprowadzono w dwóch aparatach bezpośredniego ścinania: wielkowymiarowym i standardowym. Aparat wielkowymiarowy (rys. 3) jest prototypowym urządzeniem wykonanym w laboratorium Katedry Geotechniki SGGW o następujących danych technicznych:

- siła pionowa 5–20 kN,
- siła pozioma do 20 kN,
- prędkość ścinania 0,1–100 mm/min,
- wymiary skrzynki 250×250×200 mm.



Rys. 3. Schemat wielkowymiarowego aparatu bezpośredniego ścinania: 1 – rama podstawy stanowiska, 2 – płyta podstawy stanowiska, 3 – czujnik tensometryczny do pomiaru siły poziomej, 4 – siłownik, 5 – skrzynka aparatu bezpośredniego ścinania, 6 – dźwignia górna, 7 – czujnik tensometryczny do pomiaru siły pionowej

Zasadnicze badania przeprowadzono dla próbek, których górna, obciążona stępem powierzchnia była zarazem powierzchnią darni. Przy stałym obciążeniu pionowym i stałej prędkości odkształceń poziomych uzyskiwano wartości siły poziomej T przesuwałcej dolną (w aparacie

wielkowymiarowym) lub górną (w aparacie standardowym) część skrzynki.

Uzyskano zależności pomiędzy przemieszczeniami warstw gruntu i wartościami naprężeń stycznych, które przedstawiano w postaci wykresów. Naprężenia styczne określano jako stosunek siły poziomej T do całkowitego pola powierzchni ścienia. Z wykresów odczytano maksymalne wartości naprężeń stycznych. Przyporządkowując im stosowane przy ścinaniu naprężenia normalne, obliczane jako iloraz pionowego obciążenia i całkowitej powierzchni ścienia, sporządzono graficzne związki obu tych naprężeń. Wyznaczono z nich parametry wytrzymałościowe gruntu, zakładając prostoliniowe kryterium Coulomba-Mohra. Kąt nachylenia prostej do osi odciętych (oś naprężeń normalnych) przyjmowano za kąt tarcia wewnętrznego gruntu ϕ , natomiast odcinek od punktu zerowego do punktu przecięcia prostej z osią rzędnych wyznaczał spójność gruntu.

Wytrzymałość na ścinanie gruntu nie obsianego trawami, również zagęszczonego w wazonach, określono w standardowym aparacie bezpośredniego ścinania na próbkach o wymiarach $120 \times 120 \times 80$ mm, przy prędkości ścinania $v = 10 \text{ mm} \cdot \text{min}^{-1}$. Badania przy pionowych obciążeniach σ_n : 25, 50 i 75 kPa przeprowadzono dla sześciu próbek – trzy miały wilgotność naturalną, a trzy badano po zalaniu ich wodą w aparacie. Dla próbek o wilgotności naturalnej uzyskano następujące maksymalne wartości naprężeń stycznych (wytrzymałości na ścinanie):

- | | |
|-------------------------|---------------------|
| dla $\sigma_n = 25$ kPa | $-\tau_f = 24$ kPa, |
| dla $\sigma_n = 50$ kPa | $-\tau_f = 44$ kPa, |
| dla $\sigma_n = 75$ kPa | $-\tau_f = 55$ kPa, |

oraz następujące parametry wytrzymałościowe:

kąt tarcia wewnętrzny $\phi = 32^\circ$,
spójność $c = 10$ kPa.

W przypadku próbek nasączonych wodą parametry te wynosiły odpowiednio 29° i 6 kPa.

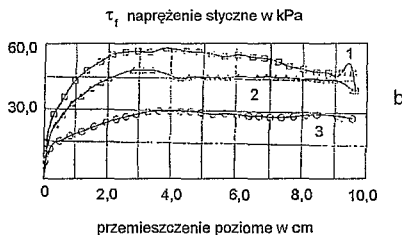
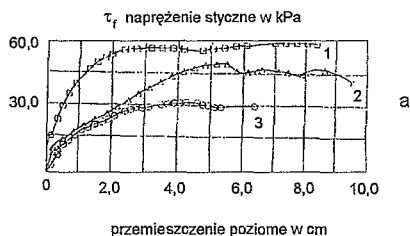
Badania darni przeprowadzono na próbkach, których górna powierzchnia była obciążona stemplem. Płaszczyzny ścinania na głębokościach 4 i 10 cm przebiegały równoległe do powierzchni gleby.

Pierwszą serię badań przeprowadzono na sześciomiesięcznej darni w aparacie wielkowymiarowym, ścinając próbki z prędkością $10 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-1}$ (rys. 4, 5). Charakterystyki badanych prób darni zestawiono w tabeli 1.

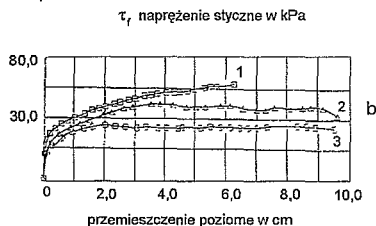
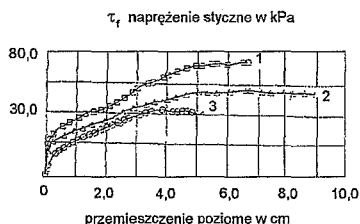
Badania wykazały, że wartości kąta tarcia wewnętrznego i spójności wynosiły:

- dla darni wyczyńca
 - na głębokości 4 cm
 $\phi = 52,3^\circ$ $c = 10,7$ kPa,
 - na głębokości 10 cm
 $\phi = 47,3^\circ$ $c = 9,8$ kPa;
- dla darni mozgi
 - na głębokości 4 cm
 $\phi = 47,0^\circ$ $c = 7,4$ kPa,
 - na głębokości 10 cm
 $\phi = 48,5^\circ$ $c = 4,2$ kPa.

Kolejną serię badań przeprowadzono na 13-miesięcznej darni (czerwiec/lipiec 1994 r.) – tabela 2, oraz na darni 18-miesięcznej (listopad/grudzień 1994 r.). W pierwszym terminie użyto aparatu wielkowymiarowego, wykonując ścinania w



Rys. 4. Wyniki badań 6-miesięcznej darni mozgi trzcinowatej ścinanych na głębokości 4 cm (a) i 10 cm (b) przy naprężeniu pionowym: 1 – 50 kPa, 2 – 30 kPa, 3 – 25 kPa



Rys. 5. Wyniki badań 6-miesięcznej darni wyczyńca łukowego ścinanych na głębokości 4 cm (a) i 10 cm (b) przy naprężeniu pionowym: 1 – 50 kPa, 2 – 30 kPa, 3 – 25 kPa

Tabela 1. Charakterystyka badanych darni

Nr próby	Data próby ścinania	Średnia wysokość traw [cm]	Pokrycie gleby roślinnością [%]	Zadarnienie [%]	Dodatkowe gatunki i ich udział [%]	Stadium fenologiczne	Liczba źdźbeł na powierzchni wazonu (i na 1 m ²)
Darń wyczyńca łąkowego <i>Alopecurus pratensis</i>							
1	27.10.93	5,5	85–90	60–75	<i>Poa annua</i> 5%, <i>Stellaria media</i> i <i>Cerastium vulgatum</i> (razem mniej niż 1%)	krzewienie	968 (16805)
2	27.10.93	6	85	70	<i>Cerastium arvense</i> 5%, <i>Poa annua</i> 5%, <i>Taraxacum officinale</i> i <i>Senecio vulgaris</i> (mniej niż 1%)	krzewienie (kilka, kilkanaście liści)	968 (16805)
3	10.11.93	7	75	60	<i>Plantago lanceolata</i> , <i>Poa pratensis</i> , <i>Lolium perenne</i> (mniej niż 5%)	jw.	1018 (17674)
Darń mozgi trzcinowatej <i>Phalaris arundinacea</i>							
1	4.09.93	12*	100	75	<i>Poa annua</i> 5% oraz pojedynczo <i>Trifolium repens</i> i <i>Plantago lanceolata</i> (razem ok.1%)	krzewienie (4 liście)	991 (17205)
2	18.10.93	5,5	90	65	<i>Poa annua</i> 5 %, <i>Taraxacum officinale</i> i <i>Plantago maior</i> (mniej niż 1%), mchy 5%	krzewienie	964 (16715)
3	21.10.93	6	85	60	<i>Poa annua</i> i <i>Plantago maior</i> 5%	krzewienie	1160 (20126)

*Dwa tygodnie po skoszeniu.

Tabela 2. Wytrzymałość na ścinanie 13-miesięcznej darni traw

Obciążenie normalne [kPa]	Wytrzymałość na ścinanie τ _f [kPa]			
	wyczyńca łąkowego na głębokości		mozgi trzcinowatej na głębokości	
	4 cm	10 cm	4 cm	10 cm
25	82	67	50	42
35	76	56	43	32
50	92	64	60	50

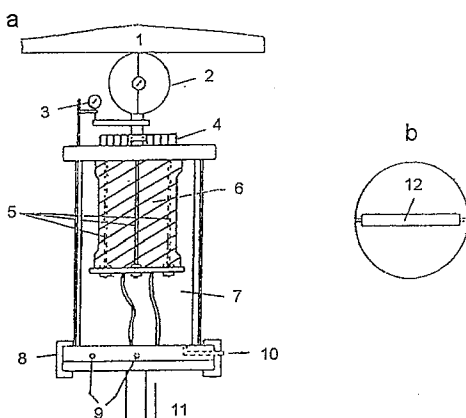
dwóch płaszczyznach: 4 i 10 cm od powierzchni gleby przy prędkości odkształceń $20 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-1}$ i obciążeniach normalnych: 25, 35 i 50 kPa. W drugim terminie zastosowano takie same warunki dla 5 próbek darni wyczyńca i 5 próbek darni mozgi. Badania wykonano stosując prędkość odkształceń próbki wynoszącą $20 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-1}$ i obciążenie 35 kPa.

Z badań próbek darni 18-miesięcznej uzyskano:

- dla darni wyczyńca
 - na głębokości 4 cm
 $\tau_f = 63\text{--}80 \text{ kPa}$,
 - na głębokości 10 cm
 $\tau_f = 47\text{--}53 \text{ kPa}$;
- dla darni mozgi
 - na głębokości 4 cm
 $\tau_f = 48\text{--}58 \text{ kPa}$,
 - na głębokości 10 cm
 $\tau_f = 33\text{--}40 \text{ kPa}$.

Wyniki badań wytrzymałości darni na wyrywanie traw

Stanowisko do badań wytrzymałości korzeni na wyciąganie składało się z następujących elementów: prasy mechanicznej, komory aparatu trójosiowego ściskania i prętowego chwytaka. Napęd prasy pozwalał wyciągać z gruntu trawy wraz z korzeniami, za węzły krzewienia, z prędkością $6 \text{ mm} \cdot \text{min}^{-1}$. Darni umieszczono wewnątrz zmodyfikowanej komory aparatu trójosiowego ściskania (rys. 6). Próbka w kształcie cylindra o średnicy 10 cm i wysokości 25 cm znajdowała się w gumowej osłonie. Umożliwiało to zadawanie, za pomocą układu hydraulicznego, wymaganych obciążeń zewnętrznych. W pokrywie aparatu wykonano owalny otwór, wyprofilowany w przekro-



Rys. 6. Schemat aparatu do badań wytrzymałości darni na wyciąganie korzeni traw: 1 – rama blokująca, 2 – pierścień dynamometryczny, 3 – czujnik pomiaru przemieszczeń, 4 – chwytak, 5 – pręty łączące podstawę próbki z kopułką, 6 – próbka, 7 – szklany cylinder, 8 – klamra mocująca, 9 – czujniki pomiaru ciśnienia wody w porach, 10 – wejście do układu zasilającego ciśnienie boczne, 11 – kierunek ruchu, 12 – wyprofilowany otwór

ju pionowym w taki sposób, aby w trakcie wyciągania korzeni grunt nie opierał się o jego krawędzie. Do wyciągania traw z gruntu służył specjalny chwytak zbudowany z 14 połączonych obejmą prętów, których zagięte końce miały kształt pazurków. Ustawienie prętów regulowano suwakową obejmą powodującą rozsuwanie lub zbliżanie się prętów po uchwyceniu traw za węzły krzewienia. Chwytak mocowany był w szczękach prasy mechanicznej.

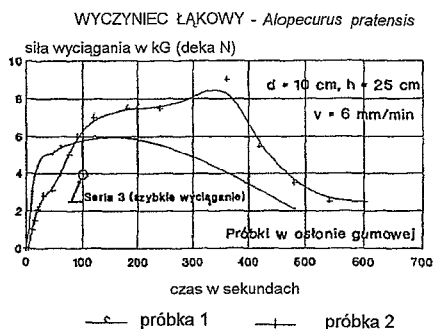
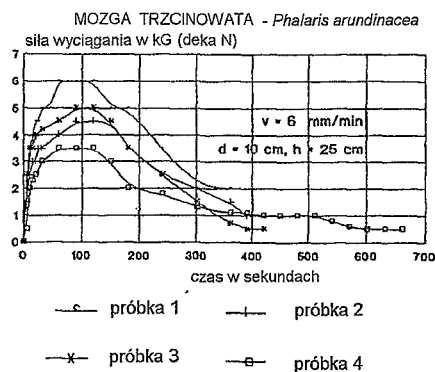
Pierwsze próby na półrocznej darni wyczyńca przeprowadzono w okresie od 9.12.1993 do 25.01.1994, a na półrocznej darni mozgi od 7 do 10.10.1994 (rys. 7). Następne próby wykonano w czerwcu i

lipcu 1994 r. oraz w listopadzie i grudniu 1994 r. Wyniki badań metodą wyciągania korzeni przedstawiono w formie zależności siły wyciągania od czasu. W badaniach 6-miesięcznej darni wyczyńca (grudzień 1993 / styczeń 1994) próbki znajdowały się w komorze w osłonie gumowej, a próbki darni mozgi bez takiej osłony (w komorze nie było wody). Przy prędkości wyciągania korzeni $6 \text{ mm} \cdot \text{min}^{-1}$ wartość siły potrzebnej do wyrwania korzeni wyczyńca wyniosła od 60 do 80 N, a w przypadku szybkiego (niekontrolowanego) wyciągania – 40 N. Wartości sił dla próbek darni mozgi były podobne (rys. 7). Darni wyczyńca badana w styczniu 1994 r. miała pokrycie 100%

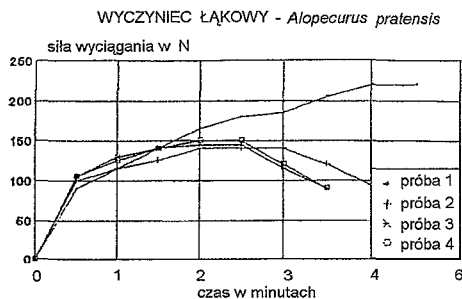
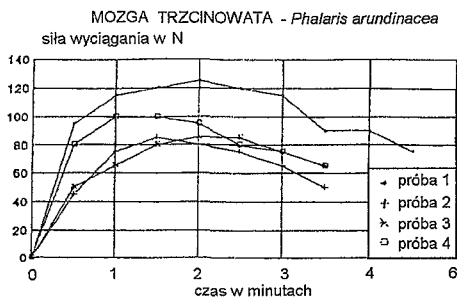
oraz równomierne i jednorodne zadarnienie – około 70%. Chwytakiem ujęto 10 węzłów krzewienia, z których wyrastało 30 źdźbeł. Długości 56 korzeni wypreparowanych z oderwanej części próbki mieściły się w przedziale od 12 do 51 mm (średnio 35 mm). Średnice korzeni pierwszorzędowych wynosiły około 0,39 mm, a drugo- i trzeciorzędowych – około 0,28 mm.

Na podstawie badań 13-miesięcznej darni (rys. 8) uzyskano następujące zakresy wartości sił, przy których następowało wyciągnięcie korzeni traw z gruntu:

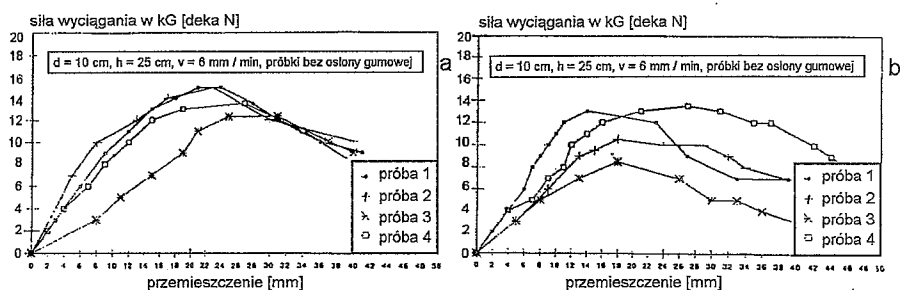
- dla wyczyńca od 140 do 145 N (jedna próbka – 220 N),
- dla mozgi od 85 do 125 N.



Rys. 7. Wyniki badań siły wyciągania korzeni traw z 6-miesięcznej darni



Rys. 8. Wyniki badań siły wyciągania korzeni traw z 13-miesięcznej darni



Rys. 9. Wyniki badań siły wyciągania korzeni wyczyńca łąkowego (darni 18-miesięczna):
a – wazon 1, b – wazon 3

Dla 18-miesięcznej darni uzyskano następujące wyniki:

- dla wyczyńca
 - wazon 1 – od 121 do 150 N,
 - wazon 3 – od 82 do 138 N (rys. 9);
- dla mozgi
 - wazon 2 – od 50 do 80 N,
 - wazon 4 – od 50 do 78 N.

Zastosowane metody dają duży rozrzut wyników spowodowany przede wszystkim zbyt małą liczbą powtórzeń prób oraz naturalną niejednorodnością darni.

Wyniki badania wytrzymałości darni na rozciąganie

Badania przeprowadzono w zmodyfikowanym wielkowymiarowym aparacie bezpośredniego ścinania. Modyfikacja aparatu polegała na dobudowaniu do istniejącej podstawy aparatu z płytą (na której normalnie umieszcza się dwudzielną skrzynkę), metalowego stołu z płytą (500x600 mm) na rolkach. Płyta dobudowanego stołu stanowi przedłużenie płyty istniejącej podstawy aparatu i jest połączona łańcuchowym cięgnem z płaskownikiem sprzężonym z hydraulicznym si-

łownikiem aparatu bezpośredniego ścinania. Ciężna łańcuchowa powodowała rozsuwanie się płyt. Pomiedzy dobudowany stół i podstawę aparatu wprowadzono ceratę przymocowaną do sprężyn. W trakcie rozciągania darni zasłaniała ona szczelinę pomiędzy stołem a podstawą, stanowiąc zabezpieczenie próbki i eliminując tarcie pomiędzy dolną częścią próbki a płytami aparatu. Obie płyty przesuwaly się bez oporów na rolkowych prowadnicach. Próbkę darni chwytało specjalnymi mechaniczno-pneumatycznymi uchwytami. Pomiar siły rozciągającej próbkę darni przeprowadzano pierścieniowym dynamometrem połączonym uchwytem z próbką darni za pomocą trójkątnej ramy z płaskownikami, co zapewniło równoległość przesuwania się obu uchwytów.

Pomiar odkształcenia próbki wykonywano przy użyciu miernika skalowego. Kontrolę stałej prędkości rozciągania uchwytów przeprowadzono za pomocą czujnika zegarowego. Badanie polegało na rozciąganiu obu krawędzi próbki darni przy zachowaniu równoległości krawędzi uchwytów.

Prędkość rozciągania mogła być dowolnie ustalana za pomocą regulatora.

Podczas rozciągania darni, w ustalonych odstępach czasu mierzono: siłę rozciągania, przemieszczenie uchwytów, przemieszczenie płyt na dobudowanym stole i podstawie aparatu. W aparacie mogą być badane próbki darniny o wymiarach od 10x10 cm do 50x50 cm, przy ich grubości wynoszącej co najmniej 5 cm.

Wytrzymałość dwuletniej darni na rozciąganie z prędkością $200\text{mm}\cdot\text{h}^{-1}$ określano w maju i czerwcu 1995 r. Użyto po trzy próbki darniny wyczyńca i mozgi o wymiarach 28x28x5 cm. Uzyskano następujące wartości wytrzymałości na rozciąganie W_r :

- darni wyczyńca
 - próbka nr 52 – $W_r = 1,05\text{ kN/m}$,
 - próbka nr 54 – $W_r = 0,82\text{ kN/m}$;
- darni mozgi
 - próbka nr 53 – $W_r = 0,82\text{ kN/m}$,
 - próbka nr 55 – $W_r = 0,39\text{ kN/m}$.

Próbki z darni wyczyńca miały wilgotność 20%, natomiast próbki mozgi – 18%.

Duże zróżnicowanie wytrzymałości na rozciąganie wynika ze zbyt małej liczby powtórzeń i częściowo z niejednorodności materiału.

Analiza wyników badań

Przeprowadzone badania pozwoliły na stwierdzenie, że już półroczna darni trawiasta w istotny sposób podnosi wytrzymałość gruntu, czyniąc go bardziej odpornym na ścinanie i rozciąganie.

Wykonanie badań większej liczby zróżnicowanych pod względem cech prób w każdej z kategorii: ścinania i rozciągania darni oraz wyrywania traw (dwa gatunki traw × zróżnicowanie wiekowe:

darni półroczna, trzynastomiesięczna, półtoraroczna × zróżnicowanie wilgotności × różne wielkości próbek darni) odbyło się kosztem powtarzalności. Nie używano obfitego materiału statystycznego, co wymagałoby przeprowadzenia co najmniej 5 powtórzeń w jednej serii.

Wytrzymałość na ścinanie

Ze względu na różne wilgotności darni należy oddzielnie interpretować dwa zbiory wyników prób ścinania. Wilgotność próbek badanych przy obciążeniu normalnym 25 kPa wynosiła dla obu rodzajów darni 19% i była dużo mniejsza od wilgotności pozostałych próbek wynoszącej od 32,5 do 35% dla darni wyczyńca i od 31,5 do 34% dla darni mozgi.

Przy obciążeniu 25 kPa dla próbki z wyczyńcem otrzymano $\tau_f = 82\text{ kPa}$ na głębokości 4 cm i 67 kPa na głębokości 10 cm.

Dla darni mozgi wytrzymałości na głębokości 4 i 10 cm wynosiły odpowiednio 50 kPa i 42 kPa. System korzeniowy wyczyńca lepiej wzmacniał grunt niż system korzeniowy mozgi.

Wzmocnienie gruntu na głębokości 4 cm jest o 15 kPa w przypadku wyczyńca i o 8 kPa w przypadku mozgi większe niż na głębokości 10 cm.

Po 13 miesiącach wegetacji wytrzymałość darni wyczyńca na głębokości 4 cm wzrosła do 300% wartości początkowej (przy obciążeniu 25 kPa). W przypadku próbek darni mozgi zwiększenie wytrzymałości na ścinanie było wyraźnie mniejsze i wynosiło około 200%. Początkowa wytrzymałość gruntu (24 kPa) zwiększyła się po 13 miesiącach do wartości 50 kPa. Z pewnością miało na to

wpływ wyraźne zmniejszenie wilgotności próbek.

Interpretację wyników badań przy obciążeniach 35 i 50 kPa przeprowadzono uwzględniając wartości kąta tarcia wewnętrznego ϕ i spójność c . Przyjęto, że zależność naprężeń stycznych od normalnych jest prostoliniowa. Parametry wytrzymałościowe 13-miesięcznych darni zebrano w tabeli 3.

Tabela 3. Parametry wytrzymałościowe trzynastomiesięcznej darni na ścinanie

Parametr	Darni			
	wyczyńca łąkowego		mozgi trzcinowatej	
	4 cm	10 cm	4 cm	10 cm
ϕ°	47	28	48,5	50
c [kPa]	39	38	4	0

W przypadku darni wyczyńca, biorąc pod uwagę początkową wartość kąta tarcia 32° i jego wyraźny wzrost po półrocznym okresie wegetacji do 47° , należy uzyskaną z badań po 13 miesiącach wegetacji wartość $\phi = 28^\circ$ uznać za przypadkową. Wartość spójności wzrosła z 11 kPa (darni półroczna) do 39 kPa (darni 13-miesięczna).

Dla darni mozgi uzyskano niewielki, w porównaniu z darnią półroczną, wzrost parametrów wytrzymałościowych: kąta tarcia z $47\text{--}48,5^\circ$ do $48,5\text{--}50^\circ$. Wartości spójności darni mozgi nie uległy wyraźnej zmianie.

Wyniki badań uzyskane dla darni 6-miesięcznej w okresie listopad/grudzień 1994 wskazują, że rozrzut wartości wytrzymałości darni na ścinanie dla obu

gatunków traw był niewielki; mieścił się w granicach od 0 do 10%.

Odporność na wyrywanie korzeni

Badania wykazały, że 13-miesięczna darni jest dwukrotnie silniej związana z gruntem niż darni półroczna. Do wyrwania korzeni wyczyńca w grudniu 1993 r. potrzebna była siła 60–80 N, a po 13 miesiącach wegetacji należało w tym celu użyć siły 140–145 N (w przypadku jednej próbki – 220 N). Dla darni mozgi wartości tej siły wynosiły odpowiednio 35–80 N i 85–125 N.

Wyniki badań z listopada i grudnia 1994 r. wskazują, że rozrzut uzyskiwanych wartości sił był nieco większy od rozrzutu dla naprężeń ścinających.

Dla uzyskiwania wiarygodnych wartości powyższe badania powinny być prowadzone w co najmniej 5 powtórzeniach.

Wytrzymałość na rozciąganie

Wytrzymałość na rozciąganie darni wyczyńca była większa ($W_r = 0,82\text{--}1,5$ kN/m) niż darni mozgi ($W_r = 0,39\text{--}0,82$ kN/m). Rozmieszczenie korzeni w darni wyczyńca było bardziej równomierne niż w darni mozgi.

Odształcenia, przy których stwierdzano zniszczenie próbek, wynosiły odpowiednio (w procentach pierwotnej długości próbek): dla wyczyńca 11–12%, dla mozgi 12–16%.

Charakterystyki rozciągania darni pozwalają jednoznacznie określić odształcenia, przy których następuje rozerwanie próbek (siła rozciągania gwałtownie zmniejsza się). W badaniach nie stwierdzono rozrywania darni przy zamocowaniach krawędzi próbek.

Podobnie jak w poprzednich przypadkach, dla uzyskania miarodajnych wartości wytrzymałości na rozciąganie należy prowadzić badania dla co najmniej 5 próbek.

Podsumowanie i wnioski

Badania umożliwiły opracowanie:

- optymalnej budowy urządzeń służących do badań mechanicznych właściwości darni trawiastej,
- sposobu stosowania urządzeń przeznaczonych do wyznaczania: sił nacisku, prędkości i czasu rozciągania darni – najlepiej symulujących warunki naturalne, w których jest ona narażona na działanie hydrodynamiczne,
- metody hodowli darni, sposobu jej pobierania, przeprowadzania pomiarów biometrycznych traw, niezbędnych do interpretacji wyników.

Przeprowadzone prace miały na celu opracowanie metodyki badań stopnia wzmocnienia gruntu przez systemy korzeniowe traw. Należy je traktować jako pierwszy doświadczalny etap. Z powodów uprzednio przedstawionych poniższe wnioski mają charakter wstępny:

- zaproponowana metodyka badań mechanicznych właściwości darni symuluje główne sposoby jej destrukcji na skutek erozji wodnej,
- do zasadniczych czynników wpływających na uzyskiwane wyniki trzeba zaliczyć wymiary próbek, prędkość ich ścinania i wilgotność gruntu,

- przy stosowaniu próbek $12 \times 12 \times 8$ cm uzyskiwano ogólnie mniejsze wytrzymałości na ścinanie niż w przypadku badań na próbkach o wymiarach dwukrotnie większych,
- na skutek zwiększenia prędkości ścinania od 0,1 do 10 mm/min (100-krotnie) uzyskano wyniki wskazujące na większą wytrzymałość darni na ścinanie o prawie 50%,
- charakterystyki wytrzymałościowe mają na ogół ciągłą tendencję przyrostową i w zasadzie nie obserwuje się resztkowej wytrzymałości na ścinanie.
- wytrzymałość na wyrywanie obu traw z korzeniami po półrocznej vegetacji była zbliżona; system korzeniowy wyczyńca rozwinął się głównie w warstwie powierzchniowej podłoża głównie do 4 cm, system korzeniowy mozgi nie wykazywał wpływu na zróżnicowanie wytrzymałości darni na ścinanie na głębokości 4 i 10 cm,
- dla darni wyczyńca uzyskano wyższe niż dla darni mozgi parametry wytrzymałościowe.

Literatura

- DĄBKOWSKI Sz.L., GARBULEWSKI K., PACHUTA K. 1995: *Badania mechanicznych właściwości darni*. Roczn. Akad. Rol. w Poznaniu, CCLXVIII, Melior. Inż. Środ. 15, 2, 219–227.
- DĄBKOWSKI Sz.L. 1995: *Badania szorstkości hydraulicznej i odporności powierzchni trawiastych na ruch wody*. Raport KBN 5 708 92 03, maszynopis, SGGW, Warszawa.

Rozkład przepływów w gładkich korytach o przekrojach dwudzielnych

Abstract

The discharge distribution in the smooth channels with the compound cross-section. The hydraulic characteristics of flow in smooth compound channel of a deep main channel and two flood-plains, were investigated in laboratory. The main channel to flood-plain depth ratio was varied, while maintaining constant bed slope. The effect of the interaction phenomenon on the discharge capacity was estimated by comparing the measured discharge under interacting conditions with computed using different methods.

The accuracies of different methods of discharge calculation were shown to be dependent upon the assumptions they make regarding the magnitude of the apparent shear stress on the particular interface choosen. Generally it was found that a discharge calculation in smooth compound channel using diagonal interfaces without apparent shear stress is possible.

Key words: smooth compound channel, discharge calculation, measured discharge

Wprowadzenie

Zdolność przepustową rzek i innych koryt ocenia się dla celów praktycznych wg formuł:

Chezy'ego, Manninga

$$V = c R^{1/2} J^{1/2} \quad (1)$$

$$c = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (2)$$

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} J^{1/2} \quad (3)$$

Darcy'ego-Weisbacha

$$V = \left[\frac{1}{\lambda} 8 g R J \right]^{1/2} \quad (4)$$

oraz Colebrooke'a-White'a

$$\sqrt{\frac{1}{\lambda}} = -2,031 \lg \left[\frac{2,51}{RE \sqrt{\lambda}} + \frac{k_s/d}{3,71} \right] \quad (5)$$

$$Q = F V \quad (6)$$

c , n , k_s i λ wyznaczone z pomiarów lub z innych danych doświadczalnych.

Równanie przejścia:

$$c = \left[\frac{1}{\lambda} 8 g \right]^{1/2} \quad (7)$$

*Katedra Budownictwa Wodnego SGGW, ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa.

Uzyskane z badań laboratoryjnych wartości prędkości i natężenia przepływu w korytach o takich samych parametrach R, J, F oraz c, n lub λ są różne dla różnych kształtów przekrojów. Różnice ich formy można wówczas uwzględnić, wprowadzając współczynnik kształtu f – wzory (2) i (3) przybierają wówczas postać:

$$c = f \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (2')$$

$$V = f \frac{1}{n} R^{2/3} J^{1/2} \quad (3')$$

W obliczeniach dla celów praktycznych współczynniki f wprowadzane są rzadko, co tłumaczy się tym, że liczba badań tej wielkości jest bardzo mała. Formuły (1) do (7) stosowane są obecnie powszechnie w obliczeniach tzw. koryt zwartych – pod którymi rozumie się najczęściej takie, w których nie występują skokowe zmiany głębokości w przekrojach poprzecznych.

Do obliczeń przekrojów dwudzielnych, występujących nadzwyczaj często w regulacji rzek, współczynników kształtu na ogół nie wprowadza się. Koryta te i warunki przepływu w nich są i były przedmiotem licznych i intensywnych badań. Nie można jednak oczekiwać rychłych i przydatnych inżynierom wyników tych badań, stąd konieczne jest wprowadzenie do praktyki metody orientacyjnego szacowania natężeń przepływów lub położenia zwierciadła wody w przekrojach wielodzielnych. Sposób taki, jak wiadomo, istnieje i polega na:

- podziale przekroju dwudzielnego lub innego złożonego na części, z których

każda ma kształt zwarty; w przekrojach dwudzielnych jest to z reguły ich część głęboka odpowiadająca w naturze właściwemu korytu rzeki i nazywana dalej korytem głównym (K_C) oraz jedna lub dwie części płytkie odpowiadające w naturze zatapianym tarasom i nazywanym dalej terenami lub obszarami zalewowymi (K_F); dalej parametrom odnoszącym się do przepływu w korycie głównym nadano indeks C , zaś do przepływu w terenie zalewowym – indeks F ,

- traktowaniu każdej z wydzielonych części jako zwanego osobnego przekroju, nie współdziałającego hydraulicznie z pozostałymi, i obliczaniu go według podanych uprzednio wzorów; całkowite natężenie przepływu jest wówczas sumą natężeń obliczonych dla poszczególnych sekcji.

Obliczenia kontrolne [Kubrak, Żbikowski 1995; Wormleaton, Allen, Hadjipanos 1982] wykazały, że wyznaczone w ten sposób zdolności przepustowe są jednak wówczas średnio o 15–20% i maksymalnie o 30% większe niż rzeczywiste. Oznacza to, że zwymiarowane według takich założeń koryta przeprowadzi obliczeniowe natężenie przepływu przy większej głębokości wody niż obliczone. Uniknięcie omawianych błędów jest obecnie możliwe tylko wtedy, gdy współczynniki szorstkości c, n lub współczynniki oporów λ wyznacza się na podstawie wyników pomiarów w naturze obejmujących prędkości lub natężenia przepływu, spadki zwierciadła wody i geometrię przekroju koryta. Ocena współczynników c, n lub λ powinna być przy tym przeprowadzona osobno dla tak samo

wydzielonych części całego koryta, jakie będą przyjmowane w późniejszych obliczeniach projektowych. Jest to nie zawsze możliwe, gdyż kształt przekroju projektowego może być inny niż pomierzony, a poza tym prawie nigdy nie udaje się wykonać pomiarów przy rzadko zdarzających się wielkich wodach obliczeniowych. Tak więc, nawet wykorzystanie wyników pomiarów w obliczeniach projektowych nie wyklucza powstania trudnych lub niemożliwych do określenia błędów oceny przepustowości. Jest to jednak obecnie metoda bezspornie najwłaściwsza. Na ogół przyjmuje się, że droga do usunięcia w przyszłości przedstawionych błędów prowadzić powinna przez teorię lub eksperyment do poznania warunków przepływu i na ich podstawie do opracowania poprawnej i wiarygodnej metody oceny zdolności przepustowej interesujących nas tu koryt. Droga przez teorię jest jeszcze nie wybrana, tak że jako jedyna możliwa pozostaje przez eksperymentowanie. Ze względów organizacyjnych i kosztowych liczne i szerokie badania terenowe mogą być prowadzone tylko bardzo rzadko, co powoduje, że poszukiwanie formuł lub metod obliczeniowych następuje obecnie głównie w laboratoriach hydraulicznych.

Dotychczasowy stan badań

Badania hydrauliczne koryt dwudzielnych prowadzono już od początku naszego wieku, początkowo jeszcze rzadko, potem często, szczególnie w ostatnich 3 dekadach. Realizowano je między innymi w Stanach Zjednoczonych, Anglii, Niemczech, Francji. W badaniach tych wy-

znaczano najczęściej prędkości i natężenia przepływu lub naprężenia ścinające w fikcyjnych pionowych płaszczyznach rozdziału złożonego przekroju poprzecznego. Wyniki dość licznych z tych badań omawiał, analizował i porównywał z danymi uzyskanymi z własnych doświadczeń Kubrak i Żbikowski (1995). Analizy wykonywanych dawniej, wyłącznie poza naszymi granicami, badań wykazały, że są to materiały niewątpliwie dużej wartości poznawczej, lecz mało przydatne dla praktyki. W pracach tych nie zajmowano się najczęściej zagadnieniami rozkładu przepływów na koryto główne i tereny zalewowe. Podział ten był już określony przez uzyskiwane z badań zdolności przepustowej każdej z sekcji.

Pod rozkładem przepływu w korytach dwudzielnych rozumie się dalej stosunek Q_F/Q_C natężeń przepływu przypadających na tereny zalewowe (Q_F) i koryto główne (Q_C). Niewiele można znaleźć informacji (z wyjaśnionych poprzednio przyczyn) o określaniu tego stosunku w zależności od różnych parametrów (współczynników oporu lub szorstkości, od spadku zwierciadła wody oraz od geometrii przekroju). Niekiedy informacje te podaje się przy omawianiu badań warunków przepływu (prędkość, zdolności przepustowe, naprężenia ścinające, współczynniki oporu). Podziałowi zdolności przepustowej jako odrębnemu tematowi poświęcone były m.in. prace:

- P. McKee, E.M. Elsaywy i E.J. McKee (1985), w której stosunek natężeń przepływów:

$$Q_* = \frac{Q_F}{Q_C} = \left(\frac{Q_{F1}}{Q_{C1}} \right) \left(\frac{\psi_F}{\psi_C} \right)^{1/2} \quad (8)$$

zależny jest od stosunku Q_{F1}/Q_{C1} przepływów po terenie zalewowym i w korycie głównym w założeniu, że przepływające w obu częściach przekroju strumienie wody nie oddziałują na siebie oraz od stosunku pomierzonych naprężeń ścinających ψ_F/ψ_C w płaszczyźnie rozdziału złożonego przekroju koryta:

$$\psi_F = \frac{\tau_{F1}}{\tau_F} \quad (9)$$

$$\psi_C = \frac{\tau_{C1}}{\tau_C} \quad (10)$$

gdzie:

τ_C – naprężenia ścinające w płaszczyźnie rozdziału koryta głównego i terenu zalewowego przy nieuwzględnieniu przepływu w terenie zalewowym,

τ_F – naprężenia ścinające w płaszczyźnie rozdziału koryta głównego i terenu zalewowego przy nieuwzględnieniu przepływu w korycie głównym,

τ_{C1} – naprężenia ścinające w płaszczyźnie rozdziału koryta głównego i terenu zalewowego przy uwzględnieniu przepływu w terenie zalewowym,

τ_{F1} – naprężenia ścinające w płaszczyźnie rozdziału koryta głównego i terenu zalewowego przy uwzględnieniu przepływu w korycie głównym.

Wzór (8) wyprowadzono przy założeniu stałości spadku energii we wszystkich częściach złożonego przekroju poprzecznego. W laboratorium Katedry Budownictwa Wodnego naprężeń tych nie mierzono, nie było więc możliwości wyko-

rzystania równania (8) do analiz porównawczych.

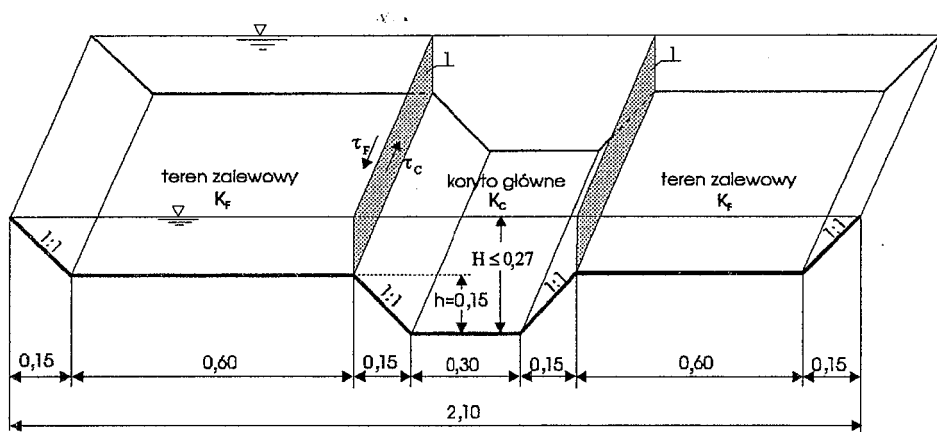
- C. Myersa (1987), których nie można było również wykorzystać, gdyż odnoszą się one tylko do badanych koryt o przekrojach prostokątnych.
- D.W. Knighta i K. Shiono (1990), którą wykorzystano po odpowiednich przekształceniach podanych dalej (patrz rozdział "Analizy").

We wspomnianej już pracy Kubraka i Żbikowskiego (1995) obliczano wg kilku wybranych formuł wartości Q_C i Q_F dla koryta głównego i terenów zalewowych z uwzględnieniem związku hydraulicznego między nimi. Były to formuły: Ackersa (1993), Bairda i Ervina (1984), Nicollea i Uana (1979), Wormleatona, Allena i Hadjipanosa (1982) oraz Wormleatona i Merretta (1990). Wyniki tych obliczeń porównano z wynikami własnych badań laboratoryjnych.

Badania własne

Badania prowadzone były w laboratorium Katedry Budownictwa Wodnego SGGW w okresie od 2.11.1991 do 31.12.1994. Tematem była ocena przydatności istniejących metod analitycznych do określenia przepustowości koryt o przekrojach dwudzielnych niezadrzewionych i zadrzewionych. W jednej z częściowych analiz wyników własnych badań laboratoryjnych oraz uzyskanej (wg istniejących metod) oceny parametrów koryt bez drzew zajmowano się stosunkiem natężeń przepływu na terenach zalewowych i w korycie głównym.

Badania prowadzono w specjalnie wybudowanym dwudzielnym korycie



Rys. 1. Kształt i wymiary przekroju poprzecznego badanego koryta; 1 – przyjęte płaszczyzny rozdziału przekroju koryta

betonowym długości 16,0 m, szerokości 2,4 m i o stałym spadku dna 0,0005 (rys. 1). Pobocznice kanału wykonano z wygładzonego i pomalowanego betonu ($n \approx 0,01 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$). Wodę do modelu doprowadzano z obiegu zamkniętego. Przekrój pomiarowy zlokalizowano na środku długości koryta. Na odpływie z koryta zainstalowano ścianę ażurową oraz iglice do regulowania położenia zwierciadła wody. Wszystkie doświadczenia prowadzono przy przepływach nadkrytycznych i ruchu jednostajnym, tzn. przy zwierciadle wody równoległym do dna koryta. Pomiar głębokości wykonywano wodowskazem szpilkowym, a prędkości przepływu mikromłynkiem w 138 punktach przekroju (maksymalna liczba punktów); zakresem pomiarów objęto głębokości H od 0,16 do 0,27 m.

Na podstawie pomierzonych prędkości wykreślono izotachy, z których obliczano średnie prędkości i natężenia przepływów w 3 częściach przekroju (kanał główny K_C i tereny zalewowe K_F).

Analizy

Celem opisanych badań było wyjaśnienie, jak wyniki przyjmowanego w praktyce inżynierskiej podziału przepływu w korycie dwudzielnym na teren zalewowy i koryto główne odbiegają od rzeczywistości. Za rzeczywistość przyjmuje się przy tym podział złożonego przekroju koryta pionowymi płaszczyznami i dane o przepływach uzyskane z własnych badań laboratoryjnych opisanych w rozdziale "Badania własne".

Wartości przyjmowane za rzeczywiste porównywano z wynikami obliczeń:

- przepływu dla podziału przekroju koryta stosowanego w obliczeniach inżynierskich na 3 części pionowymi płaszczyznami rozdziału poprowadzonymi przez górne krawędzie skarp koryta głównego (rys. 1); porównaniami objęto również wyniki rzadziej, lecz również w praktyce stosowanego takiego samego podziału jak poprzednio, z tym jednak, że obwód zwilżo-

ny kanału głównego zwiększa się o wyprowadzone z górnej krawędzi skarpy koryta głównego pionowe odcinki linii rozdziału (ślady płaszczyzn rozdziału),

- według 5 formuł analizowanych w pracy Kubraka i Żbikowskiego (1995),
- według Knighta i Shiono (1990):

$$\frac{\lambda_F}{\lambda_C} = -0,1065 + 0,8893 \left[(H-h) \frac{1}{H} \right]^{-3/4} \quad (11)$$

po podstawieniu jej do obliczonych ilorazów Q_F/Q_C :

$$\frac{Q_F}{Q_C} = \frac{F_F \sqrt{R_F}}{F_C \sqrt{R_C}} \times \sqrt{-0,1065 + 0,8893 \left[(H-h) \frac{1}{H} \right]^{-3/4}} \quad (12)$$

Wszystkie wartości $Q_* = Q_F/Q_C$ obliczono na podstawie formuł (4), (5), (6) oraz wartości rzeczywiste $Q_{*M} = Q_{FM}/Q_{CM}$ (indeks M oznacza tu, że wartości Q_F i Q_C wyznaczono na podstawie wyników pomiarów w laboratorium) zestawiono dla wartości stosunków $(H-h)/H$ w tabeli 1 oraz na rysunku 2. Widoczne jest, że rzeczywiste i obliczeniowe wartości stosunków charakteryzujące podział przepływów w korycie dwudzielnym różnią się od siebie. Różnice te bardziej wyraźnie charakteryzuje rysunek 3, na którym podano wg tabeli 2 odchylenia stosunków $Q_* = Q_F/Q_C$ obliczonych według różnych formuł od war-

tości "rzeczywistych" tych wielkości $Q_{*M} = Q_{FM}/Q_{CM}$. Odchylenia te obliczano z formuły:

$$\Delta Q_* = \frac{Q_* - Q_{*M}}{Q_{*M}} 100\% \quad (13)$$

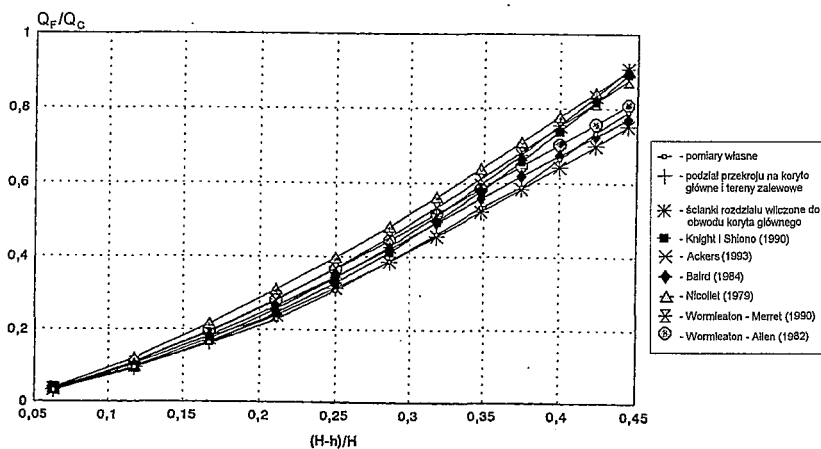
Obliczone na podstawie wyników pomiarów wartości $Q_{*M} = Q_{FM}/Q_{CM}$ podano w kolumnie 2, a w kolumnach 3 i 4 tabeli 1 te same wielkości, lecz obliczone ze wzoru Darcy'ego-Weisbacha w założeniu niezależności przepływów w poszczególnych sekcjach koryta bez włączenia lub z włączeniem do obwodu zwilżonego pionowych odcinków na płaszczyznach rozdziału. W pozostałych kolumnach podano wartości Q_* wg danych z pracy Kubraka i Żbikowskiego (1996) oraz wg Knighta i Shiono (1990).

Zestawione w tabeli 2 i na rysunku 3 wartości ΔQ_* są zróżnicowane. Tłumaczyć to można w ten sposób, że w odchyleniu ΔQ_* zawarte są również błędy pomiarów.

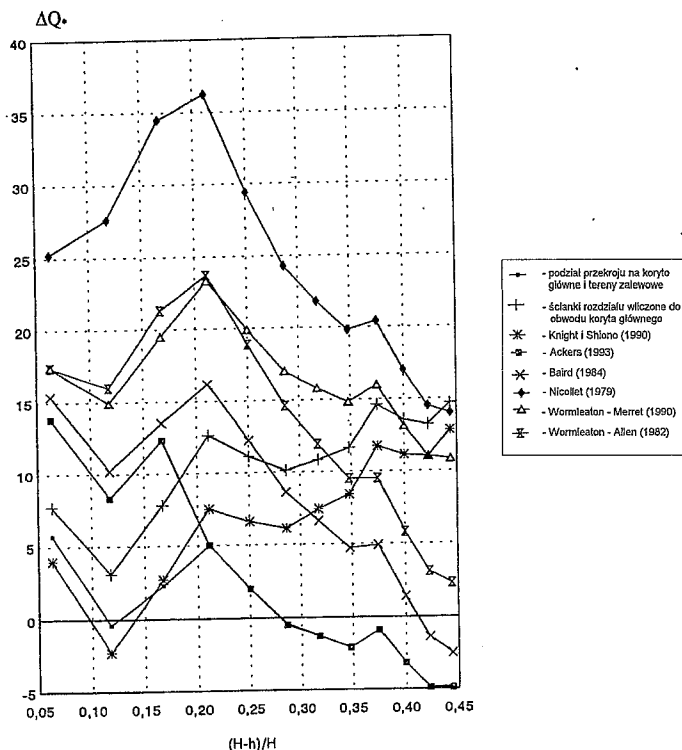
W toku dalszej analizy przeprowadzono ocenę przydatności rozpatrywanych metod szacowania oceny wartości stosunków $Q_* = Q_F/Q_C$. Jako kryterium przydatności przyjęto nieprzekroczenie odchyień dziesięcioprocentowych co najmniej w 80% wyników obliczeń. Kryterium to spełniają: w pierwszym rzędzie podział przepływu w założeniu, że całe koryto składa się z nie oddziaływających na siebie sekcji głębokiej i terenów zalewowych, w drugiej kolejności przyjęcie do wyznaczania natężeń przepływu w poszczególnych sekcjach metody Ackersa i

Tabela 1. Wartości Q_F/Q_C wyznaczone na podstawie pomiarów i obliczeń wg wzorów różnych autorów

$\frac{H-h}{H}$	Pomiary własne	Obliczenia							
		bez włączenia do obwodu zwilżonego odcinków rozdziału	z włączeniem do obwodu zwilżonego odcinków rozdziału	wg Knighta	wg Ackersa	wg Baird'a	wg Nicoletta	wg Wormleatona-Merreta	wg Wormleatona-Allena
		Q_{*M}	Q_*	Q_*	Q_*	Q_*	Q_*	Q_*	Q_*
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0,063	0,030	0,032	0,032	0,031	0,034	0,034	0,038	0,035	0,035
0,118	0,093	0,093	0,096	0,091	0,101	0,103	0,119	0,107	0,108
0,167	0,161	0,164	0,173	0,165	0,181	0,182	0,216	0,192	0,195
0,211	0,228	0,239	0,256	0,245	0,239	0,265	0,311	0,281	0,282
0,250	0,308	0,314	0,342	0,328	0,314	0,345	0,398	0,369	0,366
0,286	0,388	0,387	0,428	0,412	0,386	0,422	0,482	0,454	0,445
0,318	0,462	0,456	0,512	0,496	0,456	0,493	0,563	0,535	0,517
0,348	0,533	0,522	0,595	0,578	0,522	0,559	0,639	0,612	0,584
0,375	0,590	0,585	0,676	0,659	0,585	0,619	0,710	0,684	0,646
0,400	0,665	0,644	0,755	0,739	0,644	0,674	0,778	0,752	0,704
0,423	0,735	0,699	0,832	0,816	0,699	0,725	0,842	0,816	0,758
0,444	0,791	0,752	0,907	0,892	0,752	0,771	0,902	0,876	0,809



Rys. 2. Wartości Q_F/Q_C wyznaczone na podstawie pomiarów i obliczeń wg wzorów różnych autorów



Rys. 3. Procentowe odchylenia obliczonych stosunków $Q_* = Q_F/Q_C$ od wyznaczonych z pomiarów własnych $Q_{*M} = Q_{FM}/Q_{CM}$

wreszcie na koniec przyjęcie podziału wg Knighta i Shiono (przy dopuszczeniu znikomego nieosiągnięcia progu 80%).

Podsumowanie

Przeprowadzone badania wykazały, że obliczanie podziału przepływu w korytach dwudzielnych na część głęboką i płytsze może być dokonane wg wzoru Darcy'ego-Weisbacha-Prandtla w założeniu, że sekcje koryta podzielonego płaszczynami pionowymi nie oddziałują na siebie. Wskazano również, jakie od-

chylenia od wyników pomiarów daje obliczenie $Q_* = Q_F/Q_C$ innymi metodami. Wszystkie wnioski ważne są dla koryt gładkich o kształtach i wymiarach zbliżonych do kanału badanego w laboratorium.

Oznaczenia

- c – współczynnik prędkości,
- d – średnica hydrauliczna; $d = 4R$ w korytach otwartych,
- g – przyspieszenie ziemskie,
- H – całkowita głębokość wody w korycie głównym,
- h – głębokość koryta głównego,

Tabela 2. Wartości ΔQ_* wyznaczone na podstawie pomiarów i obliczeń wg wzorów różnych autorów

$\frac{H-h}{H}$	Obliczenia							
	bez włączania do obwodu zwilżonego odcinków rozdziału	z włączeniem do obwodu zwilżonego odcinków rozdziału	wg Knighta	wg Ackersa	wg Bairde'a	wg Nicoletta	wg Wormleatona- Merreta	wg Wormleatona- Allena
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,063	5,7	7,7	4,0	13,8	15,4	25,2	17,4	17,4
0,118	-0,4	3,1	-2,3	8,3	10,2	27,6	14,9	16,0
0,167	2,3	7,8	2,7	12,3	13,5	34,5	19,5	21,3
0,211	5,0	12,6	7,5	5,0	16,2	36,2	23,3	23,7
0,250	2,0	11,1	6,6	2,0	12,2	29,4	19,9	18,9
0,286	-0,4	10,1	6,1	-0,5	8,6	24,3	17,0	14,6
0,318	-1,3	10,8	7,4	-1,3	6,6	21,8	15,8	11,9
0,348	-2,1	11,6	8,4	-2,1	4,7	19,8	14,8	9,5
0,375	-0,9	14,6	11,7	-0,9	4,9	20,4	16,0	9,5
0,400	-3,2	13,5	11,1	-3,2	1,4	17,0	13,1	5,8
0,423	-4,9	13,2	11,0	-4,9	-1,4	14,5	11,0	3,1
0,444	4,8	14,7	12,8	-4,9	-2,5	14,0	10,8	2,3

k_s – chropowatość bezwzględna,
 n – współczynnik szorstkości,
 Q – natężenie przepływu,
 $Q^* = Q_F/Q_C$ –
 – stosunek przepływu po terenie za-
 lewowym do przepływu w korycie
 głównym
 ΔQ_* – odchylenie Q_* od wartości obliczo-
 nej z wyników pomiarów włas-
 nych,
 R – promień hydrauliczny,
 Re – liczba Reynoldsa,
 V – średnia prędkość przepływu,
 λ – współczynnik oporu,
 τ – naprężenie styczne,
 C, F – indeksy oznaczające koryto główne
 i tereny zalewowe.

Przykładowo Q_C, R_C, V_F i λ_F oznaczają kolejno natężenie przepływu i promień hydrauliczny w korycie głównym oraz prędkość przepływu i współczynnik oporu na terenach zalewowych.

Literatura

- ACKERS P. 1993: *Flow formulae for straight "two-stage" channels*. Journal of Hydraulic Research. Vol. 31. No 4, s. 263–275.
 BAIRD J.I., ERVINE D.A. 1984: *Resistance to flow in channels with overbank floodplain flow*. Proceedings of the 1 st. International Conference on Hydraulic Design in Water Resources Engineering, Southampton U.K., 4/137–4/150.
 KNIGHT D.W., SHIONO K. 1990: *Turbulence measurements in a shear layer region of a*

- compound channel*. Journal of Hydraulic Research. Vol. 28. No 2, s.175–196.
- McKEE P.M., ELSAWY E.M., McKEOGH E.J. 1985: *A study of the hydraulic characteristics of open channels with flood plains*. 21 st. Congress IAHR, Melbourne.
- KUBRAK J., ŻBIKOWSKI A. 1995: *Investigations into the hydraulic characteristics of channels with flood plains*. Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics. No 3–4.
- MYERS W.R.C 1987: *Velocity and discharge in compound channels*. Journal of the Hydraulic Engineering. Vol. 113. No 6, s. 753–765.
- NICOLLET G., UAN M. 1979: *Écoulements permanents à surface libre en lits composés*. La Houille Blanche. No 1–1979, s. 21–30.
- WORMLEATON R., ALLEN J., HADJIPANOS P. 1982: *Discharge assessment in compound channel flow*. Journal of Hydraulic Division. Vol. 108. No HY9, s. 975–993.
- WORMLEATON P.R., MERRETT D., J. 1990: *An improved method of calculation for steady uniform flow in prismatic main channel/flood plain sections*. Journal of Hydraulic Research. Vol. 28. No 2, s. 157–174.

Ocena rejestracyjno-bioindykacyjna stanu technicznego zapór bocznych zbiornika "Dębe"

Abstract

Registration-bioindicative assessment of damage risk of lateral dams on "Dębe" reservoir. An assessment of damage risk of lateral dams on Dębe reservoir is presented. The problems on lateral dams are mainly caused by difficult foundation conditions (old river bed and soft soils), 30 years of exploitation with limited maintenance and still increasing seepage through the subsoil and body of dams. The registration-bioindicative assessment method of technical conditions was used to select dam sections where degree of failure risk is very high. In these sections *in situ* geotechnical tests were performed additionally to indicate reason of dam bad conditions.

Key words: lateral dam, risk assessment, dam failure

Wstęp

Dla bezpiecznego działania zapór bocznych zbiorników wodnych prowadzone są okresowe i awaryjne oceny ich stanu technicznego. Najlepiej służy temu ocena systemowa wykorzystująca analizę fotointerpretacyjną, obserwacje rejestracyjno-bioindykacyjne oraz badania geofizyczne i geotechniczne [Szymański i Wolski 1985].

W pierwszym etapie oceny systemowej poddaje się badaniom zaporę wraz z terenami od strony odwodnej i odpowietrznej, wykorzystując metody fotointerpretacyjną i rejestracyjno-bioindykacyjną. Na ich podstawie określa się zagrożone odcinki zapór. W drugim etapie wykonuje się badania geofizyczne i geotechniczne dla dokładnego określenia miejsca, rodzaju i przyczyn zagrożeń. Końcowa ocena stanu technicznego zapór polega na kompleksowej analizie wyników badań wszystkimi metodami i opracowaniu dokumentacji określającej miejsca, rodzaj i stopień zagrożeń oraz zalecenia dotyczące prac zabezpieczających.

W pracy przedstawiono wyniki obserwacji rejestracyjno-bioindykacyjnych stanu zapór bocznych zbiornika "Dębe" wykonanych przez firmę "Geoteko" [Pawłat i Koda 1993–94].

Charakterystyka zbiornika wodnego "Dębe"

Zbiornik wodny "Dębe" usytuowany jest w dolinie rzeki Narew, na odcinku, na

*Katedra Przyrodniczych Podstaw Melioracji SGGW, ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa.

**Katedra Geotechniki SGGW, ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa.

którym dopływają rzeki Bug, Rządza, Prut, oraz Kanał Żerański (rys.). Został on oddany do eksploatacji w 1963 roku.

Zbiornik "Dębe" wykorzystywany jest głównie do:

- poboru wody dla rolnictwa i potrzeb komunalnych,
- zapewnienia przepływów biologicznych poniżej zapory czołowej,
- wytwarzania energii elektrycznej,
- żeglugi i rekreacji.

Zbiornik ma pojemność całkowitą 94,3 mln m³, a użytkową 15,6 mln m³. Powierzchnia zalewu wynosi około 3300ha, a długość zbiornika ok. 41 km. Ziemna zaporę czołową zlokalizowaną jest w km 21+600 rzeki Narew. Długość zapory czołowej wynosi 230 m przy wysokości 13 m i szerokości korony 11 m. W korpusie zapory znajduje się 5-przęsłowy jaz konstrukcji dokowej, o maksymalnej przepustowości 3261 m³/s oraz hydroelektrownia o przepustowości 430 m³/s, wytwarzająca 90 mln kWh energii na rok. Prawy brzeg zbiornika jest oparty o naturalną wysoczyznę. Dla zabezpieczenia lewostronnej, szerokiej doliny Narwi i jej dopływów wykonano zapory boczne: Wieliszew, Białobrzegi, Rządza, Arciechów, Popowo, Kania, Gąsiorowo i Prut, o łącznej długości około 54 km (rys.). Mają one zróżnicowaną wysokość (1,0–7,0 m), szerokość korony 3 m i nachylenie skarp od 1:3 do 1:1,5. Dla odprowadzania wód przesiekowych przez zapory i wód ze spływów z zawala wybudowano 14 pompowni oraz około 95 km rowów przyzaporowych i odwadniających.

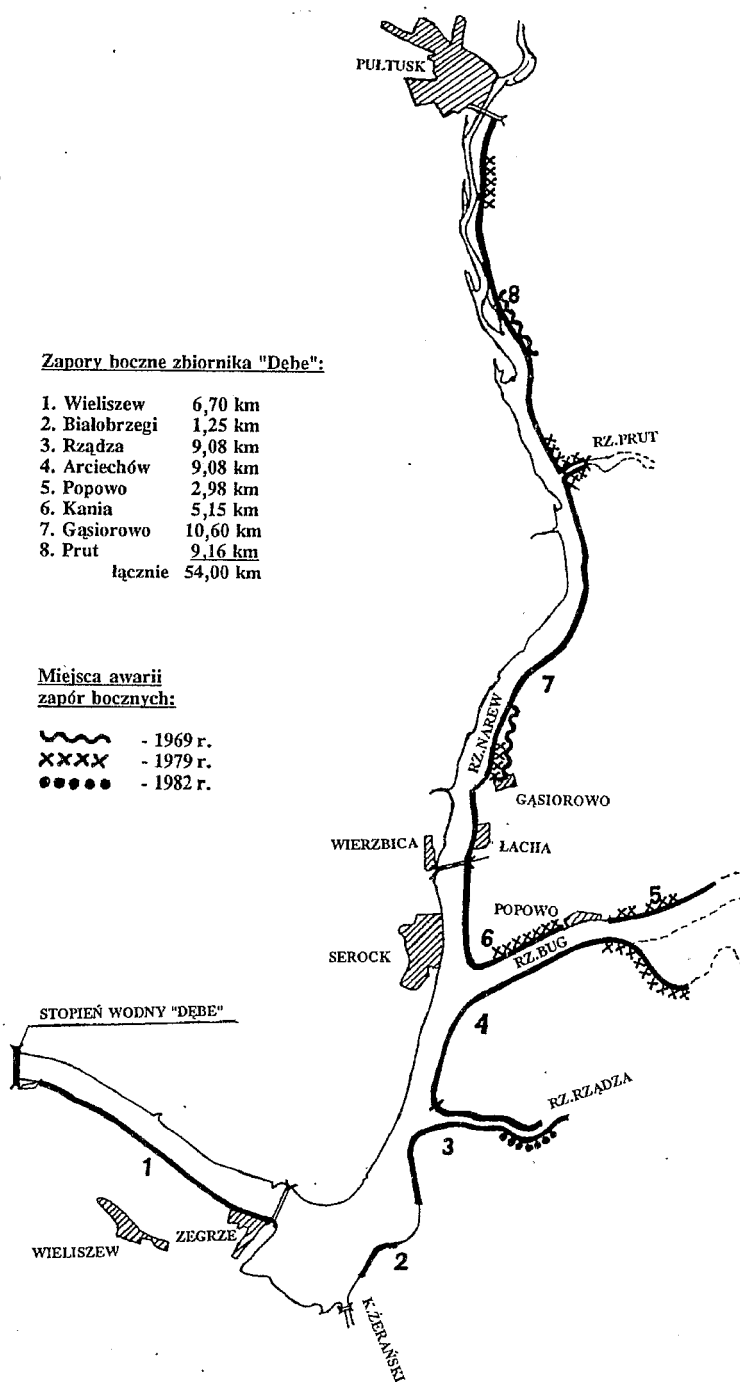
W trakcie użytkowania zbiornika "Dębe" wystąpiło wiele awarii zapór bocznych, których główną przyczyną było

rozluźnienie gruntu w korpusie i podłożu zapór, będące wynikiem niekorzystnych zjawisk filtracji. Fakt ten spowodował konieczność przeprowadzenia kompleksowych badań stanu technicznego wszystkich zapór bocznych celem oceny zagrożenia wystąpieniem katastrofy. Lokalizację miejsc dotychczasowych głównych awarii i katastrof zapór bocznych przedstawiono na rysunku.

Metoda badań

Metoda rejestracyjno-bioindykacyjna oceny stanu technicznego zapór polega na bezpośredniej wzrokowej obserwacji obiektu wraz z towarzyszącymi budowlami oraz terenami od strony odwodnej i odpowietrznej. Podstawę oceny stanowi rejestracja określonych wskaźników występowania niewłaściwego stanu technicznego zapór oraz ich analiza. Ocenie poddano wskaźniki dotyczące: korpusu i budowli w zaporach, ich konserwacji i eksploatacji oraz zagospodarowania i użytkowania terenów przyległych. Lista wskaźników niewłaściwego stanu technicznego, przyczyn i prognozowanych zagrożeń została opracowana przez Pawłata i Nazaruka (1987) dla wałów przeciwpowodziowych i zaadaptowana dla zapór bocznych stale piętrzących wodę.

Korzystając ze zbioru wskaźników niewłaściwego stanu zapór, w trakcie przeglądu poszukiwano ich na zaporze i terenach funkcjonalnie z nimi związanych. W przypadku zarejestrowania analizowano je i prognozowano ich przyczyny. W ocenie stanu technicznego zapory wykorzystano wyniki interpretacji zdjęć lotniczych [Buczek i in. 1993–94] oraz materiały archiwalne. Uwzględniano także informacje z wywiadów służb eksplo-



Rys. Zbiornik wodny "Dębe" – lokalizacja zapór bocznych i miejsc awarii

atacyjnych (Inspektorat Dębe, M. Kozłowski). Analiza zebranych materiałów pozwoliła na wstępną ocenę stanu technicznego zapór i wytypowanie odcinków potencjalnie zagrożonych awarią do dalszych badań szczegółowych, wykorzystujących metody geofizyczne i geotechniczne.

Obserwacje rejestracyjno-bioindykacyjne dla zapór Wieliszew (6,7 km), Białobrzegi (1,25 km), Popowo (2,98 km) i Gąsiorowo (10,6 km) przeprowadzono w październiku 1992 r. oraz w maju i wrześniu 1993 r., natomiast dla zapór Rządza (9,08 km), Arciechów (9,08 km), Kania (5,15 km) i Prut (9,16 km) w czerwcu i wrześniu 1994 r.

Wyniki badań

Wyniki badań rejestracyjno-bioindykacyjnych stanu technicznego poszczególnych zapór bocznych zbiornika Dębe zestawiono w formie tabelarycznej i graficznej [Pawłat i Koda 1993–94]. Dla poszczególnych odcinków zapór podano: stopień zagrożenia awarią, wskaźniki, prawdopodobne przyczyny i prognozowany rozwój zagrożeń oraz zalecenia dalszych badań.

Wyniki obserwacji rejestracyjno-bioindykacyjnych dla zapory Białobrzegi podano w tabeli 1.

Ogólny stan techniczny poszczególnych odcinków zapór scharakteryzowano stopniami zagrożenia awarią. Wyróżniono następujące stopnie zagrożenia:

- I – katastrofalny lub zbliżony do katastrofalnego,
- II – bardzo duży,

- III – duży,
- IV – średni,
- V – mały,
- VI – brak zagrożeń.

Zbiorcze zestawienie długości poszczególnych odcinków zapór według stopnia ich zagrożenia podano w tabeli 2.

Z oceny rejestracyjno-bioindykacyjnej zapór bocznych o łącznej długości 54 000 m wynika następujący stan techniczny zapór:

1. Bardzo dobry (brak zagrożeń) na długości 23 440 m (43,4% całkowitej długości).
2. Dobry (mały stopień zagrożenia) na długości 16 070 m (29,7%).
3. Dość dobry (średni stopień zagrożenia) na długości 9100 m (16,9%).
4. Dostateczny (duży stopień zagrożenia) na długości 4100 m (7,6%).
5. Zagrożający (bardzo duży stopień zagrożenia) na długości 1180 m (2,2%).
6. Zbliżony do katastrofalnego na długości 110 m (0,2%).

Zapory boczne zbiornika "Dębe" pod względem stanu technicznego, od najlepszego do najgorszego, sklasyfikowano według następującej kolejności:

- 1 – zaporą Prut, 2 – zaporą Kania, 3 – zaporą Wieliszew, 4 – zaporą Arciechów, 5 – zaporą Gąsiorowo, 6 – zaporą Popowo, 7 – zaporą i obwałowania Rządza, 8 – zaporą Białobrzegi.

Zagrożenia zbliżone do katastrofalnych stwierdzono na odcinku 110 m zapory Białobrzegi (tab. 1). Wynika ono z następujących wskaźników:

- liczne przebicia hydrauliczne z mętną wodą w rowie przyzaporowym wynoszące grunt z podłoża zapory; z upływem czasu obserwuje się wzrost liczby i intensywności przebić;
- intensywne wysięki wody na skarpach rowu i na bezpośrednio przyległym pasie ławki;
- deniwelacje i osiadania ławki zapory, rozluźnienie i zawilgocenie gruntu na ławce;
- lokalne osiadania płyt betonowych ubezpieczających skarpe odwodną zapory;
- przejście zapory przez obniżenie terenu wypełnione gruntami mineralno-organicznymi.

Przy rozwijającej się sufozji może wystąpić wypłukanie gruntu z podłoża budowli i lokalne osuwiska na skarpach w konsekwencji prowadzące do przzerwiania zapory.

Zagrożenia bardzo duże stwierdzono na zaporach: Białobrzegi (tab. 1), Rządza, Arciechów, Popowo i Gąsiorowo (łącznie na 7 odcinkach). Wynikają one z następujących wskaźników:

- liczne przebicia hydrauliczne w rowie o intensywnym wypływie wody czystej;
- bardzo intensywne wysięki na skarpach rowu przyzaporowego;
- deniwelacja i obniżenie ławki, zawilgocenie gruntu na ławce;
- przejście zapory przez starorzecze i tereny bagienne,
- połączenia zapory z odcinkami obudowanymi po przzerwianiu powodziowym w 1979 r.;
- nory drobnych ssaków w korpusie zapory;
- wypłukanie szczelin dylatacyjnych i podsypki pod płytami od strony odwodnej.

Na tych odcinkach zapór istnieje możliwość dalszych przebić hydraulicznych i wynoszenie gruntu prowadzące do osunięcia skarpy odpowietrznej i lokalnego przzerwiania zapory.

Zagrożenie duże występuje na 16 odcinkach zapór. Wskaźnikami tego zagrożenia są:

- pojedyncze przebicia hydrauliczne w dnie rowu przyzaporowego (zapory: Wieliszew, Gąsiorowo, Rządza, Arciechów);
- intensywne wysięki na skarpach rowu przyzaporowego;
- obniżenia, deniwelacje i zawilgocenie ławki (zapory: Wieliszew, Białobrzegi, Gąsiorowo, Prut, Rządza, Arciechów);
- przejście zapory przez grunty słabo- i średnio- i silnie przepuszczalne (zapory: Wieliszew, Popowo, Białobrzegi, Gąsiorowo, Arciechów, Prut);
- wypłukanie szczelin dylatacyjnych i podsypki gruntu pod płytami betonowymi na skarpie odwodnej (zapory Rządza i Popowo);
- duży gradient między poziomem wody w zbiorniku "Dębe" i zbiorniku wyrównawczym pompowni (zapora Popowo);
- niesprawny drenaż (zapory: Arciechów i Wieliszew);

Tabela 1. Wskaźniki, przyczyny, rodzaj i stopień zagrożeń zapory bocznej "Białobrzegi" oraz proponowane dalsze badania w świetle obserwacji rejestracyjno-bioindykacyjnych

Lp.	Km	Wskaźniki zagrożenia	Prawdopodobne przyczyny zagrożenia
1	2	3	4
I. Zagrożenie zbliżone do katastrofalnego			
I.1.	0+470÷ +0+580	bardzo intensywne wypływy wody z dna i dolnej części skarpy rowu przyzaporowego oraz wynoszenie drobnych frakcji gruntu; intensywne wysięki wody oraz rozluźnienie gruntu na ławce i skarpach rowu odwodniającego; deniwelacje i obniżenie ławki; przejście zapory przez obniżenie zastoiskowe o podłożu organicznym; wypłukanie szczelin dylatacyjnych i podsypki spod płyt betonowych skarpy odwodnej zapory, lokalne osiadania płyt; słabe zadarnienie skarpy odpowietrznej	niedostateczne zagęszczenie gruntu w korpusie zapory; możliwość wystąpienia słabego podłoża zapory, przejście przez zabagnione obniżenia zastoiskowe, znajdujące się pod naporem wód z przyległej wysoczyzny; filtracja wypłukująca rozluźniony grunt z korpusu i podłoża zapory; podtapianie ławki okresowo wysokimi stanami wody w rowie odwadniającym; zastosowanie nieodpowiednich materiałów na dylatację płyt; brak pielęgnacji umocnień trawiastych
II. Zagrożenia bardzo duże			
II.1.	0+190÷ +0+380	intensywny wypływ z dna rowu w postaci źródeł (woda czysta); intensywne wysięki na skarpach rowu;	niedostateczne zagęszczenie gruntu w korpusie zapory z lokalnymi przewarstwieniami gruntu sufozyjnego
II.2.	0+580÷ +0+840	deniwelacje i obniżenia ławki; wypłukiwanie szczelin dylatacyjnych i podsypki spod płyt odwodnej skarpy	słabonośne podłoża zapory – posadowienie w obniżeniu zastoiskowym, lokalnie na przejściu przez starorzecza;
II.3.	0+960÷ +0+990	zapory, lokalne osiadania płyt; zawilgocenie i rozluźnienie gruntu na ławce i skarpach rowu; wystąpienie w 1993 r. nowych przebiegów hydraulicznych w htm 0+220, 0+280, 0+310, 0+340, 0+610, 0+630, 0+670, 0+770, 0+820, 0+830; bujna roślinność higrofilna na skarpach rowu i terenach bezpośrednio przyległych wskazująca na intensywną, płytko występującą filtrację w podłożu; przejście zapory przez obniżenia zastoiskowe o podłożu mineralno-organicznym i starorzecze (w km 0+195); słabe zadarnienie skarpy odpowietrznej	rozluźnienie gruntu w korpusie zapory i w jej podłożu sprzyja skoncentrowaniu filtracji i przebiegiom hydraulicznym niesprawny drenaż zapory – brak lub zamulone wyloty w km: 0+190, 0+290, 0+790; zastosowanie nieodpowiednich materiałów na dylatację płyt i brak bieżącej konserwacji; brak bieżącej konserwacji umocnień trawiastych na skarpach i koronie zapory

Prognoszowany rodzaj zagrożenia	Proponowane badania	Uwagi
5	6	7
I. Zagrożenie zbliżone do katastrofalnego		
dalszy rozwój istniejących przebiegów hydraulicznych może wywołać intensywniejsze wynoszenie gruntu; proces ten może prowadzić do rozluźnienia gruntu ławki i w podłożu, w rejonie rowu odwadniającego; istnieje możliwość lokalnego zapadnięcia lub osuwiska na skarpie odpowietrznej i w konsekwencji przerwanie zapory	badania geotechniczne (wiercenia, sondowania) na całym odcinku; okresowe obserwacje rejestracyjno-bioindykacyjne; pomiary wody w piezometrach	potrzeba renowacji piezometrów w przekroju 0+550 oraz drenażu zapory
II. Zagrożenia bardzo duże		
dalszy rozwój istniejących przebiegów hydraulicznych może powodować zwiększenie intensywności sufozji w podłożu, w następnym etapie lokalne zapadnięcia lub osuwiska na skarpie odpowietrznej, a w konsekwencji przerwanie zapory; dalsza degradacja umocnień trawiatych korony i skarp zapory	badania geotechniczne (wiercenia, sondowania); obserwacje rejestracyjno-bioindykacyjne w ramach okresowych przeglądów; pomiary wody w piezometrach	potrzeba renowacji piezometrów w km 0+200 oraz drenażu zapory

Lp.	Km	Wskaźniki zagrożenia	Prawdopodobne przyczyny zagrożenia
1	2	3	4
III. Zagrożenia duże			
III.1.	0+100÷ ÷0+190	przejście zapory przez obniżenia zastoiskowe o podłożu organicznym;	słabonośne podłoże zapory;
III.2.	0+380÷ ÷0+470	zabagnienie terenów przyległych do rowu odwadniającego	niedostateczne zagęszczenie gruntu w korpusie zapory;
III.3.	0+840÷ ÷0+960	deniwelacje i obniżenie ławki; w km 0+100÷0+900 wypłukanie szczelin dylatacyjnych i podsypki spod płyt betonowych odwodnej skarpy zapory;	osiadanie ławki i niesprawny drenaż (wyloty w km 0+340, 0+540, 0+890, 0+990, 1+040) stwarzają warunki do utrzymywania się zbyt wysoko krzywej depresji w stosunku do poziomu ławki;
III.4.	0+990÷ ÷1+150	bujna roślinność higrofilna na skarpach rowu i w pasie bezpośrednio przyległym; słabe zadarnienie skarpy odpowietrznej	zamulenie i bujna roślinność w rowie podnosi położenie krzywej depresji; zastosowanie nieodpowiednich materiałów na dylatację płyt i brak bieżącej konserwacji; szczeliny w płytach i wymycia pod nimi gruntu stwarzają podatność na filtrację przez zaporeę
IV. Zagrożenia średnie			
IV.1.	0+000÷ ÷0+100	bardzo duża różnica poziomów wody w zbiorniku "Dębe" i w zbiorniku wyrównawczym przy pompowni; przejście zapory przez obniżenie zastoiskowe o podłożu organicznym; wypłukiwanie szczelin dylatacyjnych i podsypki spod płyt betonowych; dzikie przejście dla pieszych przez zaporeę w km 0+030 i 0+085 (słabe zadarnienie, niewielkie obniżenie terenu na ławce od strony odpowietrznej)	słabonośne podłoże zapory; duży gradient ciśnień hydraulicznych między stroną odwodną a odpowietrzną o zmiennej dynamice wahań spowodowanej pompowaniem wody; zastosowanie nieodpowiednich materiałów na dylatację płyt, brak bieżącej konserwacji
V. Zagrożenia małe			
Zagrożenia małe nie występują			
VI. Brak zagrożeń			
VI.1.	1+150÷ ÷1+250	dzikie przejścia pieszych przez zaporeę w km 1+160 i 1+270 (drobne uszkodzenia erozyjne korony); dylatacje między płytami betonowymi na skarpie odwodnej miejscami uszkodzone lub porośnięte roślinnością; słabe zadarnienie na skarpie odpowietrznej zapory	brak umocnionych przejść dla pieszych przez zaporeę; zastosowanie nieodpowiednich materiałów na dylatację płyt betonowych, brak bieżącej konserwacji

Prognozowany rodzaj zagrożenia	Proponowane badania	Uwagi
5	6	7
III. Zagrożenia duże		
możliwość wystąpienia przebieć hydraulicznych i sufozji gruntu, powstania lokalnych zapadnięć lub osuwisk na skarpie; degradacja umocnień trawiastych korony i skarp zapory	geotechniczne wiercenia penetracyjne korpusu i podłoża zapory; wiercenia w celu określenia położenia krzywej depresji w zaporze; obserwacje rejestracyjno-bio-indykacyjne	pilna potrzeba renowacji rowu odwadniającego
IV. Zagrożenia średnie		
możliwość koncentracji strumienia filtracji i przebieć hydraulicznych, oraz sufozji gruntu przez podłoże zapory; degradacja umocnień trawiastych na skarpach zapory	obserwacje rejestracyjno-bioindykacyjne w ramach okresowych przeglądów	potrzeba renowacji systemu odwadniającego
V. Zagrożenia małe		
Zagrożenia małe nie występują		
VI. Brak zagrożeń		
możliwość deniwelacji korony wału i skarpy odpowietrznej;	—	bieżąca konserwacja; linia brzegu oddalona od zapory prawie o 20 m

Lp.	Km	Wskaźniki zagrożenia	Prawdopodobne przyczyny zagrożenia	Prognozowany rodzaj zagrożenia	Proponowane badania	Uwagi
1	2	3	4	5	6	7
Uwagi dotyczące całej zapory:			strona odwodna zapory narażona jest na działanie silnego falowania wywoływanego wiatrami o dużych prędkościach, uwarunkowanych rzeźbą terenów przyległych do zbiornika; uszkodzone dylatacje płyt betonowych stwarzają warunki do głębokiego podmycia istniejących ubezpieczeń podczas falowania wody, co stwierdzono podczas pierwszego przeglądu zapory w październiku 1992 roku; po wykonaniu tego przeglądu wykonano ponowne zarefelowanie skarpy odwodnej z umocnieniem materacem faszynowo-kamiennym; w przypadku utrzymania się refulatu zagrożenie podmycia płyt betonowych na skarpie odwodnej nie wystąpi			

- lokalne osiadania korony zapory (zapory: Gąsiorowo, Prut, Rządza i Arciechów).
- W warunkach tych istnieje lokalnie możliwość powstawania dalszych przebiegów hydraulicznych, a w rezultacie powstania miejscowych osuwisk na skarpie odpowietrznej.
- deniwelacja korony i uszkodzenia skarpy zapory;
- erozje skarpy odwodnej na odcinkach nie zabezpieczonych płytami i refulatem.

Zagrożenia średnie zanotowano na wszystkich zaporach – łącznie na 38 odcinkach (tab. 1). Najczęściej charakterystycznymi wskaźnikami średnich zagrożeń są:

- przejścia zapory przez podmokłe lub zabagnione starorzecza i obniżenia dolinowe;
- intensywne wysięki na skarpach rowu przyzaporowego;
- niesprawne działanie rowu przyzaporowego i drenażu zapory;
- obniżenie ławki, lokalnie z dużymi deniwelacjami i zawilgoceniem;

Do **zagrożeń małych** wytypowano odcinki zapór na podstawie wskaźników stosowanych przy określeniu zagrożeń średnich. Na odcinkach tych natężenie wymienionych wcześniej wskaźników było jednak niewielkie i nie zanotowano wzrostu ich nasilenia w czasie. Ich stan techniczny zapewnia bezpieczną eksploatację, ale mogą pojawić się lokalnie potencjalne zagrożenia w kolejnych latach eksploatacji.

Propozycje szczegółowych badań zapór

Z przedstawionych wyników obserwacji rejestracyjno-bioindykacyjnych

Tabela 2. Zbiornicze zestawienie stanu zagrożenia awarią odcinków zapor bocznych zbiornika "Dębe"

Zapora	Jednostki	Stopień zagrożenia						Razem
		I	II	III	IV	V	VI	
Wieliszew	mb	–	–	540	1900	2450	1810	6700
	%	–	–	8,1	28,4	36,5	27,0	100
Białobrzegi	mb	110	480	460	100	–	100	1250
	%	8,8	38,4	36,8	8,0	–	8,0	100
Rządza	mb	–	300	690	1210	2220	4660	9080
	%	–	3,3	7,6	13,3	24,5	51,3	100
Arciechów	mb	–	160	840	1050	2710	4320	9080
	%	–	1,8	9,2	11,6	29,8	47,6	100
Popowo	mb	–	140	180	450	280	1930	2980
	%	–	4,7	6,1	15,1	9,2	64,9	100
Kania	mb	–	–	–	740	1530	2880	5150
	%	–	–	–	14,4	29,7	55,9	100
Gąsiorowo	mb	–	100	1130	2110	4860	2400	10600
	%	–	1,0	10,7	19,9	45,9	22,5	100
Pрут	mb	–	–	260	1540	2020	5340	9160
	%	–	–	2,8	16,8	22,1	58,3	100
Ogółem	mb	110	1180	4100	9100	16070	23440	54000
	%	0,2	2,2	7,6	16,9	29,7	43,4	100

stanu zapor wynika potrzeba dalszych badań szczegółowych celem określenia przyczyn i stanu zagrożenia awarią. Zakres i stopień pilności badań wynika ze stanu poszczególnych odcinków zapor.

Proponuje się badania geotechniczne obejmujące kontrolę zagęszczenia gruntu w zaporach i ich podłożu, w przekrojach poprzecznych, jak też o charakterze penetracyjnym w celu okonturowania zasięgu stref rozluźnionych. Wyróżniono 5 klas pilności wykonania badań geotechnicznych, odpowiadających stopniom zagro-

żenia zapor, a mianowicie: I – bardzo duży, II – duży, III – dość duży, IV – średni, V – mały. Propozycje badań geotechnicznych podano dla każdej z zapor. W tabeli 3 przedstawiono je przykładowo dla zapory Białobrzegi.

Badania geotechniczne obejmowały sondowania w 5 przekrojach zapory na odcinkach:

0+020÷0+100, 0+190÷0+380,
0+470÷0+580, 0+580÷0+840
oraz 0+960÷0+990.

Uzupełniające badania na zaporze Białobrzegi obejmowały sondowania penetracyjne z ławki zapory dla wyznaczenia zasięgu stref rozluźnienia podłoża na zagrożonym odcinku oraz sondowania i wiercenia do głębokości 10 m w przekrojach, celem określenia rodzaju i stanu zagęszczenia gruntów w podłożu. Ponadto dla oceny niekorzystnych zjawisk filtracji w podłożu i oceny stanu kanału przy pompowni nr 2 badania geotechniczne uzupełniono sondowaniami dna kanału na odcinku 100 m od pompowni, wykonanymi z łódki.

Wyniki badań geotechnicznych na poszczególnych zaporach stanowią podstawę opracowania projektów ich remontu i modernizacji. Poza wymienionymi badaniami geotechnicznymi zapór bocznych zaleca się renowację istniejących piezometrów lub założenie nowych we wskazanych przekrojach oraz prowadzenie w nich okresowych pomiarów stanów wody. Pozostałe badania geotechniczne, oceniane jako mniej pilne, mogą być wykonane w późniejszej kolejności lub ograniczone do lokalnych sondowań penetra-

cyjnych dla określenia zasięgu stref rozluźnienia i zakresu prac naprawczych. Zalecano także prowadzenie dalszych systematycznych porównawczych obserwacji rejestracyjno-bioindykacyjnych na całej długości wszystkich zapór w ramach okresowych przeglądów eksploatacyjnych.

Wnioski

- Wyniki oceny rejestracyjno-bioindykacyjnej stanu technicznego zapór bocznych zbiornika "Dębe" wskazują na występowanie na wielu odcinkach uszkodzeń, które w istotnym stopniu mogą wpływać na ich funkcjonowanie. Istniejące uszkodzenia zapór są wynikiem procesów niekontrolowanej filtracji postępujących w korpusie budowli ziemnych i jego podłożu oraz dewastacji obiektu przez użytkowników zbiornika.
- Stan techniczny poszczególnych odcinków oceniono stopniami zagrożenia. Ocena rejestracyjno-bioindyka-

Tabela 3. Propozycje badań geotechnicznych dla zapory "Białobrzegi"

Stopień pilności badań		Odcinek zapory [km]	Rodzaj badań
I	bardzo duży	od 0+470 do 0+580	sondowania statyczne, wiercenia i badania uziarnienia gruntu
II	duży	od 0+020 do 0+100 od 0+190 do 0+380 od 0+580 do 0+840 od 0+960 do 0+990	sondowania statyczne, wiercenia i badania uziarnienia gruntu
III	dość duży	od 0+100 do 0+190 od 0+380 do 0+470 od 0+840 do 0+960 od 0+990 do 1+150	sondowania penetracyjne dla oceny zagęszczenia korpusu zapory i podłoża

cyjna wykazała bardzo duży stopień zagrożenia na 8 odcinkach zapór o łącznej długości 1290 m (2,4%), w tym na 110 m z tendencją do zagrożenia katastrofalnego. Niezadowalający stan zapór bocznych, klasyfikowany jako zagrożenia duże i średnie, stwierdzono na odcinkach o łącznej długości 13 200 m (24,5%), natomiast ślady uszkodzeń małych, nie zagrażających bezpośrednio bezpieczeństwu budowli, zaobserwowano na odcinkach o łącznej długości 16 070 m (29,7%). Bardzo dobry stan zapór zanotowano na odcinkach o łącznej długości 23 440 m (43,3%).

- Dla wyjaśnienia przyczyn złego stanu zapór oraz określenia zasięgu uszkodzeń przeprowadzane są szczegółowe badania geotechniczne. Badania geofizyczne, ze względu na wysokie koszty, zalecono zastąpić sondowaniami penetracyjnymi z ławki zapory. Umożliwią one określenie zasięgu stref rozluźnienia podłoża. Badania te w pierwszej kolejności powinny być wykonane na odcinkach zapór o zagrożeniu bardzo dużym i zbliżonym do

katastrofalnego, a następnie na odcinkach o mniejszych stopniach zagrożenia. Wyniki badań geotechnicznych będą podstawą do opracowania rozwiązań technicznych w projektach modernizacji i remontu zapór. Dokumentacja z obserwacji rejestracyjno-bioindykacyjnych umożliwia także określenie zakresu bieżących prac konserwacyjnych na zaporach.

Literatura

- BUCZEK W., HAŁKOWSKI J., ORŁOWSKI P. 1993-94: *Ocena stanu technicznego zapór bocznych zbiornika "Dębe". Wyniki interpretacji zdjęć lotniczych*. Maszynopis. GEOTEKO. Warszawa-Wesoła.
- PAWŁAT H., NAZARUK M. 1987: *Metoda rejestracyjno-bioindykacyjna oceny stanu technicznego wałów przeciwpowodziowych w czasie przeglądu*. Biuletyn Informacyjny Melioracje Rolne. Nr 3. BIPROMEL, Warszawa.
- PAWŁAT H., KODA E. 1993-94: *Ocena stanu technicznego zapór bocznych zbiornika "Dębe". Wyniki obserwacji rejestracyjno-bioindykacyjnych*. Maszynopis. GEOTEKO. Warszawa-Wesoła.
- SZYMAŃSKI A., WOLSKI W. 1985: *Wytyczne systemowe oceny stanu technicznego wałów przeciwpowodziowych*. Maszynopis. Katedra Geotechniki, SGGW. Warszawa.

Analiza hydrauliczna układu strumienic połączonych równolegle

Abstract

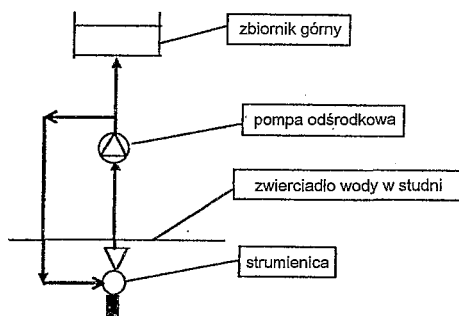
Hydraulic analyse of jets pump installation connected paralely. This paper describes a method for calculating the flows and head losses in the network of pipes and pump that make up the multi-jet installations that are used to dewater foundation excavations in fine soils. The constitutive equations modelling the system are derived. It is shown that the solution of these equations can be readily be obtained and this is demonstrated for an example of an installation with ten jet pumps driven by one centrifugal pump.

Key words : jet pump, jet pump installations, ejectors

Wstęp

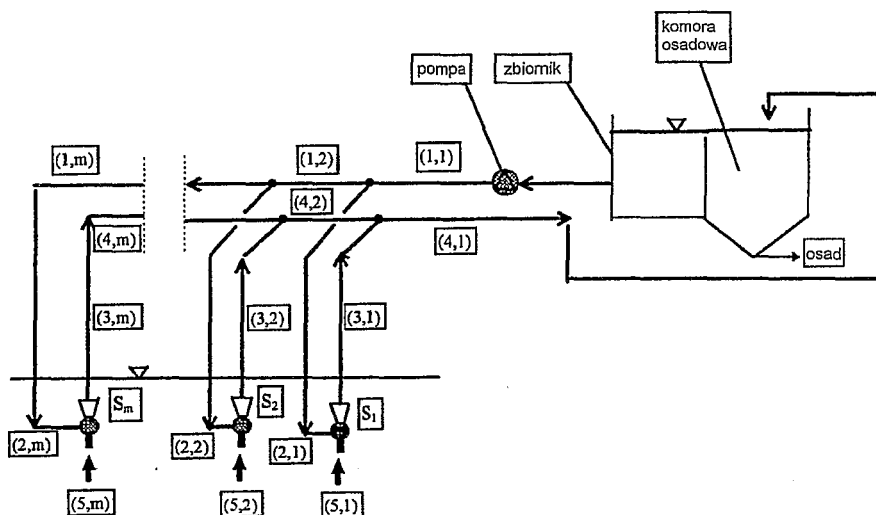
Układy pompowo-strumienicowe zbudowane z jednej pompy i jednej strumienicy są znane [Radha Krishna i Kumaraswamy 1975(A), Radha Krishna i Kumaraswamy 1975(B), Silvester i Mueller 1968, Siwiec 1990, Vogel 1979] i znalazły zastosowanie w różnych procesach technicznych, szczególnie tam, gdzie istnieje konieczność mieszania dwóch różnych mediów, oraz tam, gdzie mieszanie dwóch strumieni tego samego płynu nie wpływa destrukcyjnie na efekt

pracy lub jest wręcz pożądane. Jednym z przykładów ostatniego z wyliczanych zastosowań jest proces wydobywania wody ze studni wierconych. Taka instalacja zbudowana jest ze strumienicy umieszczonej wewnątrz studni poniżej poziomu wody i pompy odśrodkowej usytuowanej w obudowie studni lub w budynku w pobliżu otworu studni. Oba urządzenia muszą być połączone tak, żeby instalacja pozwalała na wydobywanie wody z głębokości większej niż wysokość ssania pompy. Przykładowy schemat takiego układu został przedstawiony na rysunku 1.



Rys. 1. Schemat układu pompowo-strumienicowego

*Zakład Wodociągów i Kanalizacji Wiejskich SGGW, ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa.



Rys. 2. Schemat układu wielostrumienicowego; $S_1, \dots, S_m$ – strumienice, (1,1), ..., (1,m) – przewody główne tłoczące, (2,1), ..., (2,m) – przewody zasilające każdą strumienicę, (3,1), ..., (3,m) – przewody prowadzące strumień zasilający i zassany przez strumienicę, (4,1), ..., (4,m) – przewody zbierające strumień tłoczny i zassany z poszczególnych strumienic, (5,1), ..., (5,m) – strumienie zassane przez każdą ze strumienic

Zasady obliczania parametrów hydraulicznych, projektowanie takich instalacji oraz algorytm programu komputerowego wraz z eksperymentalną weryfikacją zostały zawarte w rozprawie doktorskiej [Siwiec 1990].

Taki układ można zmodyfikować, łącząc jedną pompę odśrodkową z większą liczbą strumienic i wykorzystać do odwadniania wykopów szerokoprzestrzennych lub liniowych. Obecnie przy odwadnianiu wykopów stosuje się układ pomp montowanych w różnych miejscach, tak aby wywołane leje depresyjne wokół każdej z pomp obniżyły zwierciadło wody w wykopie poniżej jego dna. Rozwiązanie to jest dość kosztowne zarówno pod względem inwestycyjnym, jak i eksploatacyjnym, dlatego alternatywą może być układ wielostrumienicowy.

Teoria

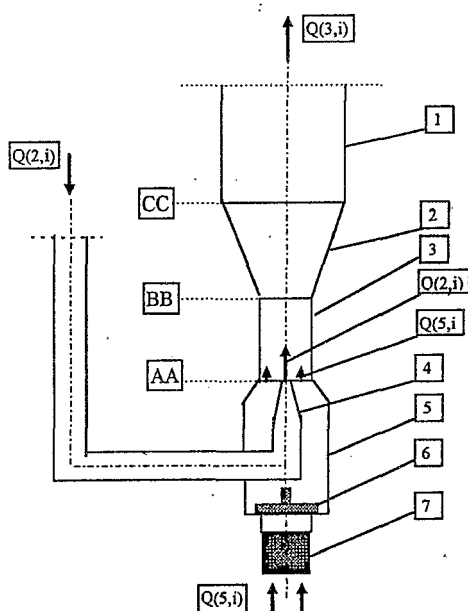
Układ wielostrumienicowy składa się ze zbiornika, pompy odśrodkowej i zestawu strumienic $S_1, S_2 \dots S_m$ połączonych przewodami o odpowiedniej numeracji. Schemat przykładowego układu został przedstawiony na rysunku 2.

Woda ze zbiornika pobierana jest przez pompę odśrodkową i tłoczona przewodem głównym o numeracji (1,i) do odcinków zasilających strumienicę o numeracji (2,i). Strumień zasilający wytwarza w strumienicy podciśnienie, zasysając wodę z zewnątrz układu, np. z gruntu, której strumień oznaczono (5,i). Mieszanie obu strumieni, zasilającego i zassanego, płynie rurociągami o numeracji (3,i) do przewodu powrotnego o numeracji poszczególnych odcinków (4,i). Prze-

wodem powrotnym woda dopływa do zbiornika i cykl się powtarza. Jeżeli woda zasysana z gruntu będzie zawierała znaczną ilość zawieszin mineralnych, to koniecznością staje się budowa zbiornika dwukomorowego, którego pierwsza komora stanowi osadnik, natomiast druga – magazyn wody dla układu. Nadwyżka wody ze zbiornika musi być odprowadzana do kanalizacji lub w inne miejsce poza terenem odwadnianym.

Idea zasysania wody przez strumienicę i jej zasada działania zostały przedstawione na rysunku 3.

Woda o natężeniu $Q(2,i)$ wpływa do strumienicy przez dyszę zasilającą 4 o



Rys. 3. Schemat budowy strumienicy: 1 – przewód tłoczny, 2 – dyfuzor, 3 – komora mieszania, 4 – dysza zasilająca, 5 – komora ssąca, 6 – zawór zwrotny, 7 – kosz ssawny; AA, BB, CC – odpowiednie przekroje

małym przekroju otworu wylotowego. W wyniku takiego przewężenia wzrasta jej prędkość, a w konsekwencji spada ciśnienie. Jeśli dobierze się tak prędkość wypływu, że ciśnienie wokół strumienia zasilającego $Q(2,i)$ spadnie poniżej atmosferycznego, to wówczas z komory 5 zostanie zasysany inny strumień wody nazywany strumieniem zasysanym. Strumień zasysany $Q(5,i)$ dostaje się do wnętrza strumienicy przez kosz ssawny 7 i zawór zwrotny 6.

Obydwa strumienie o różnych natężeniach przepływu i różnych prędkościach wpływają do komory mieszania 3, gdzie następuje ich wymieszanie i uśrednienie prędkości. W celu zmniejszenia strat hydraulicznych w dalszych częściach instalacji zmniejsza się prędkość strumienia sumarycznego przez zainstalowanie przed przewodem tłocznym 1 dyfuzora 2. Strumień $Q(3,i)$ stanowi sumę strumienia zasilającego $Q(2,i)$ i zasysanego $Q(5,i)$.

Z literatury znane są różne, mniej lub bardziej dokładne, metody obliczania układów pompowo-strumienicowych [Goliński i Troskolewski 1979, Ługovskoj 1969, Radha Krishna i Kumaraswamy 1975(A), Radha Krishna i Kumaraswamy 1975(B), Silvester 1968], jednak najbardziej ogólne podejście zostało zaprezentowane w pracy Siwca (1990) oraz w wytycznych do projektowania [Siwiec 1989]. Metoda ta [Siwiec 1990] polega na wykorzystaniu równań energii oraz zasady zachowania pędu.

Można ją wykorzystać do analizy układu wielostrumienicowego, którego schemat został przedstawiony na rysunku 2.

Całkowitą energię strumienia zasilającego w przekroju AA każdej strumienicy można wyrazić przez układ równań (1):

$$\begin{aligned} z_k - h(1,1) + Hu - h(2,1) - hn(1) &= \\ &= H_{eAA}(1) \\ z_k - h(1,1) + Hu - h(1,2) - h(2,2) - \\ - hn(2) &= H_{eAA}(2) \end{aligned} \quad (1)$$

$$\begin{aligned} z_k - h(1,1) + Hu - h(1,2) - \dots - h(1,m) - \\ - h(2,m) - hn(m) &= H_{eAA}(m) \end{aligned}$$

gdzie :

z_k – rzędna statycznego poziomu zwierciadła wody w zbiorniku,

$h(i,j)$ – straty hydrauliczne w rurociągach obliczane z równania (2),

Hu – użyteczna wysokość podnoszenia pompy,

$hn(j)$ – straty hydrauliczne w dyszy zasilającej każdej strumienicy,

$H_{eAA}(j)$ – napór hydrauliczny strumienia zasilającego w przekroju AA każdej strumienicy.

Straty hydrauliczne w każdym rurociągu można obliczyć ze wzoru (2). Jest to wzór Darcy'ego-Weisbacha przyjęty w normie (PN-72/M-34034) jako standardowy.

$$\begin{aligned} h(i,j) &= \left[\Sigma \zeta(i,j) + \frac{\lambda(i,j) \cdot l(i,j)}{d(i,j)} \right] \times \\ &\times \frac{8 \cdot Q^2(i,j)}{\pi^2 \cdot g \cdot d^4(i,j)} \end{aligned} \quad (2)$$

gdzie:

$\Sigma \zeta(i,j)$ – suma współczynników oporów miejscowych,

$\lambda(i,j)$ – współczynnik oporów liniowych, obliczany ze wzoru Colebrooke'a i White'a [PN-72/M-34034],

$l(i,j)$ – długość odpowiednich rurociągów,

$d(i,j)$ – średnica odpowiednich rurociągów,

$Q(i,j)$ – natężenie przepływu w odpowiednich rurociągach.

Z kolei całkowita energia strumienia zasysanego przez każdą strumienicę może być wyrażana w przekroju AA, podobnie jak poprzednio, przez układ równań (3) zamieszczony poniżej:

$$\begin{aligned} z_0 - hs(1) &= H_{sAA}(1) \\ z_0 - hs(2) &= H_{sAA}(2) \\ &\dots \dots \dots \\ z_0 - hs(m) &= H_{sAA}(m) \end{aligned} \quad (3)$$

gdzie:

z_0 – rzędna statycznego zwierciadła wody w zbiorniku dolnym, np. w wykopie,

$hs(i)$ – straty hydrauliczne w komorze ssawnej strumienicy,

H_{sAA} – napór hydrauliczny strumienia zasysanego w przekroju AA każdej strumienicy.

Napór hydrauliczny w przekroju BB dla strumienia wylotowego z każdej strumienicy można opisać następująco :

$$\begin{aligned} z_k + h(4,1) + h(3,1) + hd(1) &= \\ &= H_{BB}(1) \\ z_k + h(4,1) + h(4,2) + h(3,2) + \\ + hd(2) &= H_{BB}(2) \\ &\dots \dots \dots \\ z_k + h(4,1) + \dots + h(4,m) + h(3,m) + \\ + hd(m) &= H_{BB}(m) \end{aligned} \quad (4)$$

gdzie:

$hd(i)$ – straty hydrauliczne w dyfuzorze,
 H_{BB} – napór hydrauliczny strumienia w przekroju BB każdej strumienicy.

Zasilający i zasysany strumień między przekrojami AA i BB w każdej strumienicy ulegają wymieszaniu, tak że w przekroju BB otrzymuje się strumień o uśrednionej prędkości. Takie zjawisko opisuje zasada zachowania pędu wyrażona równaniem (5):

$$\begin{aligned} & \frac{Q^2(2,i) \cdot \rho}{F_{eAA}(i)} + p_{AA}(i) \cdot F_{eAA}(i) + \\ & + \frac{Q^2(5,i) \cdot \rho}{F_{sAA}(i)} + p_{AA}(i) \cdot F_{sAA}(i) = \\ & = \frac{Q^2(3,i) \cdot \rho}{F_{BB}(i)} + p_{BB}(i) \cdot F_{BB}(i) + \\ & + \zeta_k \frac{Q^2(3,i) \cdot \rho}{2 \cdot F_{BB}(i)} \end{aligned} \quad (5)$$

gdzie:

$Q(2,i)$ – natężenie przepływu strumienia zasilającego,

$Q(5,i)$ – natężenie przepływu strumienia zasysanego,

$Q(3,i)$ – natężenie przepływu mieszaniny strumienia zasilającego i zasysanego,

$F_{eAA}(i)$ – pole przekroju dyszy zasilającej,

$p_{AA}(i)$ – ciśnienie w przekroju AA,

$F_{sAA}(i)$ – pole przekroju dyszy chwytającej,

$p_{BB}(i)$ – ciśnienie w przekroju BB,

$F_{BB}(i)$ – pole przekroju komory mieszania,

ρ – gęstość wody,

ζ_k – współczynnik oporów miejscowych w komorze mieszania.

Zakładając, że grubość ścianki wylotu dyszy zasilającej jest bardzo mała, czyli:

$$F_{eAA}(i) + F_{sAA}(i) = F_{BB}(i) \quad (6)$$

i przekształcając równanie (5), otrzymuje się wyrażenie opisujące spadek ciśnienia na długości komory mieszania:

$$\begin{aligned} & \frac{p_{BB}(i)}{\rho \cdot g} - \frac{p_{AA}(i)}{\rho \cdot g} = \\ & = \frac{Q^2(2,i)}{g \cdot F_{eAA}(i) \cdot F_{BB}(i)} + \\ & + \frac{Q^2(5,i)}{g \cdot F_{sAA}(i) \cdot F_{BB}(i)} - \\ & - \frac{Q^2(3,i)}{2 \cdot g \cdot F_{BB}^2(i)} \cdot (2 + \zeta_k) \end{aligned} \quad (7)$$

Napór hydrauliczny w przekrojach AA i BB, z definicji, można wyrazić:

$$\begin{aligned} H_{eAA}(i) &= z_{AA}(i) + \frac{p_{AA}(i)}{\rho \cdot g} + \\ & + \frac{Q^2(2,i)}{2 \cdot g \cdot F_{eAA}^2(i)} \end{aligned} \quad (8)$$

$$\begin{aligned} H_{sAA}(i) &= z_{AA}(i) + \frac{p_{AA}(i)}{\rho \cdot g} + \\ & + \frac{Q^2(5,i)}{2 \cdot g \cdot F_{sAA}^2(i)} \end{aligned} \quad (9)$$

$$\begin{aligned} H_{BB}(i) &= z_{BB}(i) + \frac{p_{BB}(i)}{\rho \cdot g} + \\ & + \frac{Q^2(3,i)}{2 \cdot g \cdot F_{BB}^2(i)} \end{aligned} \quad (10)$$

gdzie: $z_{AA}(i)$ i $z_{BB}(i)$ – rzędne przekrojów, odpowiednio AA i BB.

Jeśli odejmiemy się odpowiednie równania układu (3) i (4) od układu równań (1), to otrzyma się:

$$\begin{aligned} z_k - z_0 - h(1,1) + Hu - h(2,1) - \\ - hn(1) + hs(1) = H_{eAA}(1) - \\ - H_{sAA}(1) \\ z_k - z_0 - h(1,1) + Hu - h(1,2) - \\ - h(2,2) - hn(2) + hs(2) = \\ = H_{eAA}(2) - H_{sAA}(2) \end{aligned} \quad (11)$$

$$\begin{aligned} z_k - z_0 - h(1,1) + Hu - h(1,2) - \\ - \dots - h(1,m) - h(2,m) - hn(m) + \\ + hs(m) = H_{eAA}(m) - H_{sAA}(m) \end{aligned}$$

oraz

$$\begin{aligned} Hu - h(1,1) - h(2,1) - hn(1) - \\ - h(4,1) - h(3,1) - hd(1) = \\ = H_{eAA}(1) - H_{BB}(1) \\ Hu - h(1,1) - h(1,2) - h(2,2) - \\ - hn(2) - h(4,1) - h(4,2) - h(3,2) - \\ - hd(2) = H_{eAA}(2) - H_{BB}(2) \end{aligned} \quad (12)$$

$$\begin{aligned} Hu - h(1,1) - h(1,2) - \dots - h(1,m) - \\ - h(2,m) - hn(m) - h(4,1) - \dots - \\ - h(4,m) - h(3,m) - hd(m) = \\ = H_{eAA}(m) - H_{BB}(m) \end{aligned}$$

Jeśli wstawi się równania (8), (9) i (10) do równań (11) i (12), to otrzymuje się

$$\begin{aligned} z_k - z_0 - h(1,1) + Hu - h(2,1) - \\ - hn(1) + hs(1) - \frac{Q^2(2,1)}{2 \cdot g \cdot F_{eAA}^2(1)} + \\ + \frac{Q^2(5,1)}{2 \cdot g \cdot F_{sAA}^2(1)} = 0 \\ z_k - z_0 - h(1,1) + Hu - h(1,2) - \\ - h(2,2) - hn(2) + hs(2) - \\ - \frac{Q^2(2,2)}{2 \cdot g \cdot F_{eAA}^2(2)} + \\ + \frac{Q^2(5,2)}{2 \cdot g \cdot F_{sAA}^2(2)} = 0 \end{aligned} \quad (13)$$

$$\begin{aligned} z_k - z_0 - h(1,1) + Hu - h(1,2) - \dots - \\ - h(1,m) - h(2,m) - hn(m) + hs(m) - \\ - \frac{Q^2(2,m)}{2 \cdot g \cdot F_{eAA}^2(m)} + \\ + \frac{Q^2(5,m)}{2 \cdot g \cdot F_{sAA}^2(m)} = 0 \end{aligned}$$

oraz

$$\begin{aligned} Hu - h(1,1) - h(2,1) - hn(1) - \\ - h(4,1) - h(3,1) - hd(1) + z_{BB}(1) - \\ - z_{AA}(1) + \frac{p_{BB}(1)}{\rho \cdot g} - \frac{p_{AA}(1)}{\rho \cdot g} + \\ + \frac{Q^2(3,1)}{2 \cdot g \cdot F_{BB}^2(1)} - \\ - \frac{Q^2(2,1)}{2 \cdot g \cdot F_{eAA}^2(1)} = 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Hu - h(1,1) - h(1,2) - h(2,2) - \\
- hn(2) - h(4,1) - h(4,2) - h(3,2) - \\
- hd(2) + z_{BB}(2) - z_{AA}(2) + \\
+ \frac{p_{BB}(2)}{\rho \cdot g} - \frac{p_{AA}(2)}{\rho \cdot g} + \\
+ \frac{Q^2(3,2)}{2 \cdot g \cdot F_{BB}^2(2)} - \\
- \frac{Q^2(2,2)}{2 \cdot g \cdot F_{eAA}^2(2)} = 0
\end{aligned} \quad (14)$$

$$\begin{aligned}
Hu - h(1,1) - \dots - h(1,m) - h(2,m) - \\
- hn(m) - h(4,1) - \dots - h(4,m) - \\
- h(3,m) - hd(m) + z_{BB}(m) - \\
- z_{AA}(m) + \frac{p_{BB}(m)}{\rho \cdot g} - \frac{p_{AA}(m)}{\rho \cdot g} + \\
+ \frac{Q^2(3,m)}{2 \cdot g \cdot F_{BB}^2(m)} - \\
- \frac{Q^2(2,m)}{2 \cdot g \cdot F_{eAA}^2(m)} = 0
\end{aligned}$$

Łącząc równania (13) i (14) według odpowiedniej numeracji, otrzymuje się – wraz z charakterystyką pompy – kompletny układ równań. W tym układzie występuje różnica wysokości ciśnień między przekrojami AA i BB, która jest bardzo trudna do określenia. Dlatego dla wyeliminowania jej wykorzystane zostało równanie (7), i w tej formie otrzymany został ostateczny układ równań (15).

$$Hu = f(Q) \quad (15)$$

$$\begin{aligned}
z_k - z_0 - h(1,1) + Hu - h(2,1) - \\
- [1 + \zeta_n(1)] \frac{Q^2(2,1)}{2 \cdot g \cdot F_{eAA}^2(1)} + \\
+ [1 + \zeta_s(1)] \frac{Q^2(5,1)}{2 \cdot g \cdot F_{sAA}^2(1)} + \\
+ \zeta_z(1) \frac{8 \cdot Q^2(5,1)}{\pi^2 \cdot g \cdot d_z^4(1)} = 0
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Hu - h(1,1) - h(2,1) - h(4,1) - h(3,1) - \\
- [1 + \zeta_n(1)] \frac{Q^2(2,1)}{2 \cdot g \cdot F_{eAA}^2(1)} + \\
+ z_{BB}(1) - z_{AA}(1) - \\
- \left[1 + \zeta_k(1) + \zeta_d(1) \left(\frac{F_{BB}}{F_{CC}} \right)^2 \right] \times \\
\times \frac{Q^2(3,1)}{2 \cdot g \cdot F_{BB}^2(1)} + \\
+ \frac{Q^2(2,1)}{g \cdot F_{eAA}(1) \cdot F_{BB}(1)} + \\
+ \frac{Q^2(5,1)}{g \cdot F_{sAA}(1) \cdot F_{BB}(1)} = 0
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
z_k - z_0 - h(1,1) + Hu - h(1,2) - h(2,2) - \\
- [1 + \zeta_n(2)] \frac{Q^2(2,2)}{2 \cdot g \cdot F_{eAA}^2(2)} + \\
+ [1 + \zeta_s(2)] \frac{Q^2(5,2)}{2 \cdot g \cdot F_{sAA}^2(2)} + \\
+ \zeta_z(2) \frac{8 \cdot Q^2(5,2)}{\pi^2 \cdot g \cdot d_z^4(2)} = 0
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&Hu - h(1,1) - h(1,2) - h(2,2) - \\
&-h(4,1) - h(4,2) - h(3,2) - \\
&- [1 + \zeta_n(2)] \frac{Q^2(2,2)}{2 \cdot g \cdot F_{eAA}^2(2)} - \\
&- \left[1 + \zeta_k(2) + \zeta_d(2) \left(\frac{F_{BB}}{F_{CC}} \right)^2 \right] \times \\
&\times \frac{Q^2(3,2)}{2 \cdot g \cdot F_{BB}^2(2)} + z_{BB}(2) - z_{AA}(2) + \\
&+ \frac{Q^2(2,2)}{g \cdot F_{eAA}(2) \cdot F_{BB}(2)} + \\
&+ \frac{Q^2(5,2)}{g \cdot F_{sAA}(2) \cdot F_{BB}(2)} = 0 \\
&\text{-----} \\
&z_k - z_0 - h(1,1) + Hu - h(1,2) - \dots - \\
&- h(1,m) - h(2,m) - \\
&- [1 + \zeta_n(m)] \frac{Q^2(2,m)}{2 \cdot g \cdot F_{eAA}^2(m)} + \\
&+ [1 + \zeta_s(m)] \frac{Q^2(5,m)}{2 \cdot g \cdot F_{sAA}^2(m)} + \\
&+ \zeta_z(2) \frac{8 \cdot Q^2(5,m)}{\pi^2 \cdot g \cdot d_z^4(m)} = 0 \\
&Hu - h(1,1) - h(1,2) - \dots - h(1,m) - \\
&- h(2,m) - h(4,1) - h(4,2) - \dots - \\
&- h(4,m) - h(3,m) - \\
&- [1 + \zeta_n(m)] \frac{Q^2(2,m)}{2 \cdot g \cdot F_{eAA}^2(m)} -
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&- \left[1 + \zeta_k(m) + \zeta_d(m) \left(\frac{F_{BB}}{F_{CC}} \right)^2 \right] \times \\
&\times \frac{Q^2(3,m)}{2 \cdot g \cdot F_{BB}^2(m)} + z_{BB}(m) - z_{AA}(m) + \\
&+ \frac{Q^2(2,m)}{g \cdot F_{eAA}(m) \cdot F_{BB}(m)} + \\
&+ \frac{Q^2(5,m)}{g \cdot F_{sAA}(m) \cdot F_{BB}(m)} = 0
\end{aligned}$$

gdzie:

$\zeta_n(i)$ – współczynnik oporów lokalnych w dyszy zasilającej,
 $\zeta_s(i)$ – współczynnik oporów lokalnych w dyszy chwytającej i komorze ssącej,
 $\zeta_d(i)$ – współczynnik oporów lokalnych w dyfuzorze,
 $\zeta_z(i)$ – współczynnik oporów lokalnych w koszu ssawnym i zaworze zwrotnym,
 $d_z(i)$ – średnica zaworu zwrotnego.

Układ równań (15) pozwala obliczyć parametry instalacji zamieszczonej na rysunku 2 o dowolnej liczbie strumienic. W przypadku gdy instalacja zawiera tylko jedną strumienicę, należy rozwiązać układ trzech równań, przy dwóch strumienicach – pięć itd. Równanie pierwsze wyraża charakterystykę pompy podawanej przez producenta w formie liczb przedstawiających wysokości podnoszenia pompy przy różnych jej wydajnościach. Dla potrzeb obliczeniowych ta charakterystyka musi być aproksymowana funkcją ciągłą, np. parabolą, a przy dokładniejszych obliczeniach – funkcją sklejaną złożoną z łuków parabol.

Program komputerowy

Do rozwiązania powyższego układu równań został napisany program komputerowy pozwalający na obliczenie natężeń przepływów w dowolnych punktach układu przy zadanych parametrach wszystkich rurociągów, strumienic, rzędnych zwierciadeł wody oraz znanej charakterystyce pompy.

Po wczytaniu danych, program przyjmuje jako punkt startowy natężenia przepływu $Q(2,i)$ równe połowie zakresu zalecanego przez producenta pompy, podzielonego przez i . Wartości $Q(5,i)$ przyjmuje jako równe wartościom $Q(2,i)$. Natężenia $Q(1,i)$, $Q(3,i)$ oraz $Q(4,i)$ wynikają z prostego sumowania. Dla tak wyznaczonych przepływów obliczane są straty hydrauliczne i sprawdzany jest układ równań (15). Jeśli błąd obliczeń jest mniejszy od zadanego, to następuje wydruk wyników. Jeśli nie jest mniejszy, to wówczas wartości natężeń przepływów są poprawiane i obliczenia powtarzane. W niniejszym programie do obliczeń poprawek przepływów zastosowano metodę Newtona. Procedura jest powtarzana dotąd, aż błąd niezgodności będzie mniejszy od zadanego. Teoretycznie liczba strumienic jest nieograniczona, lecz w praktyce ograniczają ją możliwości obliczeniowe komputera, a przede wszystkim warunki realności technicznej. Charakterystyka pompy została w programie aproksymowana funkcją sklejaną, czyli (w tym przypadku) łukami parabol przechodzącymi przez trzy najbliższe zadane punkty.

Omawiany model matematyczny został porównany z wynikami otrzymanymi

z badań eksperymentalnych [Powrie i Preene, Siwiec i White 1995]. Zgodność okazała się bardzo dobra.

Przykład obliczeniowy

Przykładowe obliczenia zostały wykonane dla układu składającego się z dziesięciu identycznych strumienic o średnicy dyszy zasilającej równej 0,007 m i komory mieszania równej 0,014 m. Średnica zaworu zwrotnego wynosiła 0,04 m.

Parametry rur zostały przedstawione w tabeli 1.

Wyniki obliczeń komputerowych przedstawiających natężenia przepływu we wszystkich rurociągach instalacji zostały zestawione w tabeli 2.

Podsumowanie i wnioski

Przedstawiona w niniejszym artykule metoda obliczania dowolnego układu pompowo-strumienicowego zawierającego pompę odśrodkową oraz zestaw strumienic połączonych równolegle może być wykorzystana zarówno do projektowania takich układów, jak i doboru parametrów eksploatacyjnych. Omawiana instalacja będzie dobrze odwadniać wykopy, jeśli każda strumienica, odpowiednio rozmieszczona, będzie zasysać wodę o takim natężeniu, że uzyska się gwarancję obniżenia zwierciadła wody poniżej dna.

Owadnianie wykopów wiąże się nierozzerwalnie z dylematem, czy zastosować więcej pomp rozmieszczonych gęściej i czerpać wodę z mniejszymi wydajnościami, wywołując małe leje depresji, czy mniej pomp z kosztami ssawnymi

Tabela 1

i	(1,i)		(2,i)		(3,i)		(4,i)	
	ζ	d	ζ	d	ζ	d	ζ	d
—	—	m	—	m	—	m	—	m
1	1	0,1	45	0,032	25	0,04	1	0,125
2	1	0,1	35	0,032	25	0,04	1	0,125
3	1	0,1	25	0,032	20	0,04	1	0,1
4	1	0,1	20	0,032	20	0,04	1	0,1
5	1	0,08	15	0,032	15	0,04	1	0,1
6	1	0,08	12	0,032	10	0,04	1	0,1
7	1	0,08	9	0,032	5	0,04	1	0,08
8	1	0,065	6	0,032	10	0,05	1	0,08
9	1	0,065	1	0,04	15	0,05	1	0,065
10	1	0,05	1	0,04	4	0,05	1	0,05

Tabela 2

i	$Q(1,i)$	$Q(2,i)$	$Q(3,i)$	$Q(4,i)$	$Q(5,i)$
—	$10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$	$10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$	$10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$	$10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$	$10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$
1	13,79	1,37	2,46	23,99	1,09
2	12,42	1,37	2,43	21,45	1,06
3	11,05	1,38	2,41	19,02	1,03
4	9,67	1,38	2,33	16,61	0,95
5	8,29	1,38	2,33	14,28	0,95
6	6,29	1,38	2,35	11,95	0,98
7	5,54	1,37	2,32	9,6	0,95
8	4,17	1,38	2,47	7,28	1,09
9	2,79	1,4	2,41	4,81	1,01
10	1,39	1,39	2,4	2,4	1,01

umieszczonymi głębiej, wywołując głębokie depresje. Każdorazowo o wyborze powinny decydować warunki techniczne i ekonomiczne. Przy odwadnianiu za pomocą pomp jednak częściej stosuje się drugi wariant jako zazwyczaj tańszy.

Przy zastosowaniu układu wielostrumienicowego tańsze będzie zastosowanie większej liczby strumienic rozmieszczonych w stosunkowo małych odległościach. Żeby taki układ pracował prawidłowo, należy tak dobrać średnice rur, aby

każda strumienica zasysała prawie identyczną ilość wody. Jest to związane z prawidłowym doбором oporów w poszczególnych rurociągach, tak aby zwiększyć opory w przewodach (2,i) i (3,i) połączonych ze strumienicami położonymi blisko pompy, a zmniejszyć w przewodach położonych dalej. Ponieważ rurociągi produkowane są o typowych średnicach i nie można zastosować pośrednich, więc jedynym sposobem na wyrównanie warunków jest silne zdławienie przepływu

w rurociągach bliskich pompy. Powyższy model i program komputerowy umożliwia obliczenie potrzebnych oporów każdego zaworu lub zasuw.

Zastosowanie takiego układu jest łatwe, bo może polegać na rozmieszczeniu strumienic, połączeniu ich węzami elastycznymi i włączeniu do pracy. Taki układ został zastosowany na budowie pod Londynem i pracował bez zarzutu.

Literatura

- GOLIŃSKI J.A., TROSKOŁAŃSKI A.T. 1979: *Strumienice*. WNT, Warszawa.
- ŁUGOVSKOJ M.V. i in. 1969: *Sredstva mechanizacji i osnovy rasczeta sistem selskochozajstvennogo vodosnabżenia*. Izd. Maszynostroenie, Moskwa.
- PN-76/M-34034. *Rurociągi. Zasady obliczeń strat ciśnienia*.
- POWRIE W., PREENE M.: *Performance of ejectors in construction dewatering systems*. Private communication. Queen Mary and Westfield College, University of London.
- RADHA KRISHNA H.C., KUMARASWAMY S. 1975(A): *Some investigation on the combination performance of a jet-centrifugal pump*. Proc. 2nd Symp. on Jet Pumps and Ejectors and Gas Lift Techniques, BHRA, Fluid Engineering Cambridge U.K.
- RADHA KRISHNA H.C., KUMARASWAMY S. 1975(B): *Matching the performance of jet and centrifugal pumps*. Proc. 2nd Symp. on Jet Pumps and Ejectors and Gas Lift Techniques, BHRA, Fluid Engineering Cambridge U.K.
- SILVESTER R., MUELLER N.H.G. 1968: *Design data for the liquid-liquid jet pump*. Journal Hydraulics Research, 6, No 2, 129–162.
- SIWIEC T.M. 1990: *Badania układów pompowo-strumienicowych do wydobywania wody ze studni*. (rozpr. doktorska)
- SIWIEC T.M. 1989: *Metody projektowania zoptymalizowanych układów pompowo-strumienicowych do wydobywania wody ze studni*. Wytyczne do projektowania.
- SIWIEC T.M., WHITE J.K. 1995: *A design procedure for a multi-jet pump installation*. Water, Maritime and Energy Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Vol. 112. Issue 4, pp. 304–315.
- VOGEL R. 1979: *Anwendungsmöglichkeiten und einsatzgebiete von strahlpumpen*. Chem-Ing-Tech., 51. No 9, 867–877.

Ocena efektywności rozkładu zanieczyszczeń w ściekach z użyciem wybranych biopreparatów

Abstract

Valuation of contaminants disintegration efficiency while using biocatalysts to treat waste water. Biological sewage treatment is based on multidirectional enzymatic reactions of organic substances. When choosing the biocatalyst one should remember every stage of the biomineralization process, as well as synergism. Synergism, as a correlation of a microorganisms process, is based on using medial products of one bacteria tribe metabolism by another bacteria populations. Biocatalyst – a mixture of microorganisms species should provide all the stages of biochemical processes intensification during sewage treatment. Each biocatalyst consists of different bacteria types, therefore, so one's choice of this preparation should depend on sewage composition.

Wstęp

Intensyfikacja procesów biologicznych podczas eksploatacji oczyszczalni biologicznych możliwa jest po spełnieniu kilku warunków:

- minimalizacja niekorzystnego wpływu środowiska na rozwój biomasy mikroorganizmów,
- dążenie do ustabilizowania składu biomasy drobnoustrojów o wysokiej

aktywności enzymatycznej, specyficznej dla danego rodzaju ścieków,

- dostarczenie odpowiedniej ilości tlenu, niezbędnego do utlenienia substancji organicznych zawartych w ściekach,
- kontrolowanie równowagi pomiędzy aktywnością enzymatyczną mikroorganizmów a ilością dostarczanych substancji organicznych wyrażonych w BZT₅.

Biologiczne oczyszczanie ścieków polega na wielokierunkowych enzymatycznych przemianach substancji organicznych. Charakterystyczne są tu tzw. ciągi reakcji enzymatycznych, jak np. glikoliza, degradacja tłuszczów lub biosynteza białek. Zasada działania biopreparatu polega na wykorzystaniu substancji organicznej jako źródła węgla, energii i elektronów, dzięki którym zawarte w nim bakterie mogą wzrastać, rozmnażać się, a substancje organiczne ze ścieków i odpadów ulegają biodegradacji w nieszkodliwe produkty końcowe. Wybór biopreparatu do oczyszczania danego rodzaju ścieków powinien uwzględniać zjawisko wielo-

*Zakład Wodociągów i Kanalizacji Wiejskich SGGW, ul. Nowoursynowska 166, 00-787 Warszawa.

etapowych procesów mineralizacji związków organicznych przez drobnoustroje ściekowe, a w tym i synergizm – jako rodzaj współzależności między mikroorganizmami. Synergizm polega na wykorzystywaniu produktów metabolizmu jednego szczepu bakterii przez inne populacje bakteryjne. Mieszanina żywych szczepów mikroorganizmów o wysokiej aktywności enzymatycznej, która stanowi biopreparat, zapewniać powinna ich udział w wieloetapowych reakcjach biochemicznych zachodzących podczas oczyszczania ścieków. W danym biopreparacie skład mikroflory jest dobierany do związków organicznych występujących w ściekach, stąd też wynika różnorodność tych produktów na rynku krajowym.

Charakterystyka biopreparatów

W przeważającej liczbie przypadków skład biopreparatu jest następujący:

- mieszanina bakterii,
- pożywka mineralna,
- nośnik,
- ewentualnie enzymy.

Podział biopreparatów jest następujący:

1. **Bakteryjne** – złożone głównie z rodzajów: *Pseudomonas*, *Mikrococcus*, *Alcaligenes*, *Achromobacter*, *Corynebacterium*, *Mycobacterium*, *Bacillus* (*Bacillus subtilis*, *Bacillus licheniformis*, *Bacillus polymyxa*, *Bacillus megaterium*), *Lactobacillus acidophilus*.
2. **Enzymatyczne** – zawierające enzymy wydzielane przez bakterie na zewnątrz komórek lub wytwarzane w komór-

kach. Enzymy zewnątrzkomórkowe uzyskuje się z hodowli bakterii na podłożach selektywnych, na drodze zagęszczania wydzielanych z komórek enzymów. Enzymy wewnątrzkomórkowe otrzymuje się po chemicznej lub mechanicznej dezintegracji mikroorganizmów. Wyizolowane i oczyszczone enzymy wprowadza się do biopreparatów. Stosuje się enzymy z grupy ligaz, lipaz, amylaz, proteaz, celulaz, chemicelulaz, pektynaz.

3. Bakteryjno-enzymatyczne.

W skład biopreparatów mogą wchodzić – oprócz wyżej wymienionych bakterii – także grzyby, np. *Aspergillus oryzae*, *Aspergillus niger*, *Candida* sp. Zaletą preparatów bakteryjnych w stosunku do preparatów enzymatycznych jest ich namnażanie się w oczyszczanych ściekach. Natomiast preparaty enzymatyczne nie ulegają regeneracji i należy okresowo dodawać świeżą porcję preparatu do ścieków. Ogólnie przyjmuje się sposób stosowania według zaleceń producenta. Najczęściej zalecane są duże dawki biopreparatów w celu stworzenia dominacji w środowisku pożądanych bakterii. Później stosuje się małe ilości, które podaje się w regularnych odstępach czasu. Dawki i rodzaj biopreparatu, jaki powinien być stosowany, zależą od wielkości i rodzaju oczyszczalni, charakteru ścieków i zamierzonego stopnia oczyszczania. Generalnie należy zachować następujące warunki fizykochemiczne w czasie stosowania preparatu:

- temperatura 10–35°C,
- pH 6–8,5,
- napowietrzanie,
- mieszanie.

W praktyce biopreparaty służą do:

- oczyszczania i udrażniania systemów septycznych i kanalizacyjnych;
- rozkładu zanieczyszczeń organicznych w systemach oczyszczania ścieków miejskich i niektórych przemysłowych, a także w przemyśle rolno-spożywczym, papierniach, restauracjach, fermach hodowlanych;
- wspomagania rozkładu zanieczyszczeń w szambach i tego typu zbiornikach nieczystości;
- konserwacji instalacji odpływowych w budownictwie mieszkaniowym, w przedszkolach, szkołach itd.;
- utylizacji produktów naftowych.

Biopreparaty również są używane w biogazowni, gdzie dzięki dobraniu odpowiednich szczepów bakterii wzmagają reakcję produkcji metanu.

Metodyka badań

Poddano ocenie następujące biopreparaty:

1. ENVIRO-ZYME 216 – preparat w postaci sproszkowanej. Zawiera wyselekcjonowane szczepy bakteryjne oraz pożywkę do ich ożywienia i namnażania. Przeznaczony jest do rozkładu ścieków komunalnych i z przemysłu rolno-spożywczego.
2. MIKROBE LIFT – płynny preparat barwy różowej. Zawiera szczepy bakteryjne do oczyszczania ścieków miejskich, utylizacji zbiorników bezodpływowych.
3. SEPTONIC – preparat w postaci granulowanej. Biopreparat ten to zestaw enzymów pochodzenia zwierzęcego stymulujący rozkład białek, tłuszczów, skrobi. Przyspiesza proces rozkładu zanieczyszczeń w oczyszczalniach komunalnych.
4. BIO GTS – bakteryjny preparat w płynie barwy białej. Przystosowany jest do przyspieszenia biodegradacji substancji organicznej zawartej w ściekach bytowo-gospodarczych.
5. K-37 – płynny biopreparat barwy mlecznobiałej. Zawiera bakterie beztlenowe, wyselekcjonowane w celu zastosowania w zbiornikach bezodpływowych, osadnikach gnilnych.
6. BIOKLAR – preparat w postaci sproszkowanej. Składa się z mieszaniny bakterii oraz enzymów. Przystosowany jest do biodegradacji substancji organicznych występujących w ściekach bytowo-gospodarczych, szambach, lagunach oraz do rozruchu i wspomagania procesu osadu czynnego.
7. BIO-1 – biopreparat do utylizacji odpadów tłuszczowych w postaci sproszkowanej. Zawiera wyselekcjonowane szczepy bakterii oraz pożywkę.
8. OREX i MOBIL – preparaty w postaci sproszkowanej. Składają się z mieszaniny bakterii immobilizowanych na otrębach. Służą do biodegradacji olejów.
9. DBC-PLUS typ R-5 – preparat barwy białej w postaci sproszkowanej. Jest to mieszanina bakterii przystosowana do biodegradacji związków ropopochodnych.

Stężenia preparatów zastosowane w pracach laboratoryjnych były zgodne z zaleceniami przedstawionymi przez producenta. Przyjęto, że przedmiotem badań będą ścieki syntetyczne wg Weinbergera, pozwalające uzyskać jednolity poziom odniesienia przy ocenie badanych biopreparatów. Badania nad efektywnością biopreparatów wykonano w siedmiu seriach. Na wstępie prowadzono badania, które miały charakter badań pilotowych w celu oszacowania, jakich należy użyć stężeń i objętości ścieków syntetycznych oraz jak długo powinien trwać okres badawczy. Następnie dokonano oceny skuteczności badanych biopreparatów na biodegradację ścieków. Badania prowadzono w warunkach tlenowych i beztlenowych, statycznych i dynamicznych, utrzymując we wszystkich przypadkach te same parametry badawcze. Przeprowadzono również badania wpływu biopreparatów na intensywność pracy osadu czynnego oraz utylizację zanieczyszczeń specyficznych, tj. odpadów tłuszczowych i ropopochodnych. Przebieg badań kontrolowano wykonując oznaczenia fizykochemiczne i biologiczne. Oznaczono m.in.:

- ChZT (z prób sączonych),
- BZT₅ (z prób sączonych),
- pH,
- barwa ścieków,
- zapach ścieków,
- tlen rozpuszczony,
- suchą masę osadu,
- liczbę kwasową tłuszczów,
- ogólną liczbę bakterii,
- aktywność dehydrogenazową bakterii za pomocą testu TTC.

Przeprowadzono 7 serii badań różniących się liczbą preparatów, warunkami

tlenowymi i świetlnymi oraz czasem prowadzenia procesu.

Pierwsza seria badań

Badano efektywność pięciu biopreparatów: ENVIRO-ZYME 216, MICROBE LIFT, SEPTONIK, BIO GTS, K-37. Ścieki umieszczono w sześciu bioreaktorach typu akwariowego o objętości 10 dm³. Doświadczenie prowadzono w warunkach tlenowych. Intensywność napowietrzania regulowano tak, aby zapewnić zawartość tlenu rozpuszczonego nie mniejszą niż 2,5 mg/dm³. Do pięciu kolejnych bioreaktorów dodawano odpowiednie ilości biopreparatów (wg zaleceń producenta). Szósta komora, do której nie dodawano preparatu, stanowiła próbę kontrolną. Eksperyment prowadzony był przez okres siedmiu dni. Stanowisko badawcze było izolowane od bezpośredniego wpływu promieni słonecznych, a temperatura pomieszczenia wynosiła od 20°C do 25°C. Z poszczególnych komór pobierano w określonych odstępach czasu próbki do badań, zawsze z tej samej głębokości, w celu zapewnienia jednakowych warunków poboru. Próbkę ścieków pobierano na początku badań (w dniu zerowym) oraz po 4 i 7 dniach.

Druga seria badań

Badano efektywność pięciu biopreparatów zastosowanych w serii I oraz dodatkowo BIOKLAR. Przeprowadzono ją również w warunkach nieprzepływowych, tlenowych. Użyto, jak poprzednio, tych samych bioreaktorów z regulacją intensywności napowietrzania. Stężenie ścieków wg Weinbergera było dwukrotnie wyższe niż w pierwszej serii badań.

Próbki ścieków pobierano na początku badań oraz po 1, 2, 5, 7 dni.

Trzecia seria badań

Obejmowała badania efektywności nad sześcioma biopreparatami, jak w drugiej serii badań. Przeprowadzona była w warunkach statycznych, beztlenowych. Ścieki umieszczono w tych samych komorach, zapewniając mieszanie. Eksperyment prowadzony był przez okres 21 dni. Próbki ścieków pobierano na początku badań oraz po 1, 2, 4, 7, 16, 21 dniach.

Czwarta seria badań

Obejmowała badania nad dwoma uznanymi za najefektywniejsze w poprzednich badaniach biopreparatami: ENVIRO-ZYME 216 i BIOKLAR. Prowadzona była w warunkach okresowych, tlenowych. Ścieki umieszczono w trzech komorach o objętości 10 dm^3 z napowietrzaniem, utrzymując zawartość tlenu rozpuszczonego nie mniejszą niż $2,5 \text{ mg/dm}^3$. Codziennie podawano $1/10$ dawki preparatu i świeżą porcję ścieków – 1 dm^3 , aby utrzymać 10-dniowy czas zatrzymania.

Piąta seria badań

Obejmowała badania nad biopreparatami: ENVIRO-ZYME 216 i BIOKLAR. Miała na celu zbadanie wpływu biopreparatów na pracę osadu czynnego. Prowadzona była w warunkach okresowych, tlenowych. Zastosowano do badań bioreaktory o objętości 10 dm^3 z napowietrzaniem. Przez pierwsze dwa dni prowadzenia eksperymentu nie dodawano do komór wyżej wymienionych biopreparatów w celu wpracowania się osadu w nowe warunki. Osad czynny pobrany został z

oczyszczalni "Czajka" w Warszawie. W badaniach użyto dwóch najsukuczniejszych we wcześniejszych badaniach preparatów. Preparaty dodawano w dwóch wersjach:

- 1) dodawanie preparatu co 24 h;
- 2) dodawanie preparatu co 12 h.

Codziennie dodawano świeżą porcję ścieków. Badanie prowadzono przez okres 10 dni.

Szósta seria badań

Miała na celu zbadanie wpływu biopreparatu BIO-1 na utylizację tłuszczów. Odpady tłuszczowe przed wprowadzeniem do bioreaktora poddano granulacji przeprowadzając rozpuszczony odpad przez płaszczyznę wodną o temperaturze $10-12^\circ\text{C}$. W wyniku tego procesu otrzymano granulaty odpadu o średnicy 3–5 mm. Badanie prowadzono w warunkach statycznych, tlenowych. Zastosowano bioreaktor o objętości 5 dm^3 . Wypełniono go granulatami i uzupełniono do 5 dm^3 wodą. Następnie wprowadzono pożywkę mineralną zawierającą azot, fosfor, potas i wybrane mikroelementy. Co drugi dzień wprowadzano biopreparat BIO-1 w ilości 60 mg i uzupełniano skład pożywki. Równolegle prowadzono doświadczenie w drugim bioreaktorze z tą samą naważką odpadów tłuszczu z dodatkiem pożywki, ale bez biopreparatu. Badania prowadzono 30 dni.

Siódma seria badań

Miała na celu porównanie efektywności działania trzech biopreparatów: OREX, MOBIL i DBC-PLUS typ R-5 na rozkład olejów – syntetycznego OREX i mineralnego MOBIL. Biopreparaty zaszczerpiono na podłoże mineralne z dodat-

kiem olejów, które stanowiły jedyne źródło węgla. Biopreparaty dawковано według zaleceń producenta. Doświadczenie prowadzono 7 dni, badając stopień biodegradacji olejów metodą ekstrakcji eterem naftowym.

Wyniki badań

Badania w warunkach statycznych

W badaniach fizykochemicznych oceniono wpływ sześciu biopreparatów na proces biodegradacji zanieczyszczeń zawartych w ściekach syntetycznych, o charakterze ścieków bytowo-gospodarczych. Redukcja zanieczyszczeń wyrażona została zmianami wskaźników ChZT i BZT₅ (tab. 1, 2 i 5). Stwierdzono, że w warunkach tlenowych wyraźna redukcja zanieczyszczeń nastąpiła po 2 dniach (procent redukcji w próbach z preparatami wynosił 65%, w próbie kontrolnej 39%), a w warunkach beztlenowych dopiero po 7 dniach (procent redukcji wynosił po 2 dniach w próbach z preparatami

Tabela 1. Redukcja wartości ChZT i BZT₅ [%] w ściekach zawierających biopreparaty w odniesieniu do ścieków surowych w dniu zerowym (pierwsza seria badań)

Biopreparat	ChZT		BZT ₅	
	po 4 dniach	po 7 dniach	po 4 dniach	po 7 dniach
Próba kontrolna	67,5	82,8	67,5	81,3
ENVIRO-ZYME	73,6	91,4	73,6	90,0
MIKROBE				
LIFT	72,5	83,5	72,4	81,6
SEPTONIC	72,5	82,9	72,7	80,0
BIO GTS	66,4	83,9	66,5	82,9
K-37	69,6	84,1	69,9	84,7

Tabela 2. Redukcja wartości ChZT [%] w ściekach zawierających biopreparaty w odniesieniu do ścieków surowych w dniu zerowym (druga seria badań)

Biopreparat	Czas (dni)			
	1.	2.	5.	7.
Próba kontrolna	0,0	39,2	72,8	73,0
ENVIRO-ZYME	15,0	69,8	76,0	78,0
MIKROBE				
LIFT	16,0	69,8	73,0	76,0
SEPTONIC	29,0	70,0	72,8	73,0
BIO GTS	0,0	39,2	79,1	97,0
K-37	23,5	49,0	72,5	73,0
BIOKLAR	20,0	63,4	73,6	76,6

średnio 10%, w próbie kontrolnej nie nastąpiła żadna redukcja). Po 7 dniach redukcja zanieczyszczeń stabilizowała się na poziomie około 80–85% zarówno dla ścieków surowych, jak i ścieków z dodatkiem biopreparatów. Wydłużenie cyklu badawczego dla warunków tlenowych nie miało znaczenia, gdyż redukcja zanieczyszczeń nie ulegała już większym zmianom. Zauważono wyraźne różnice pomiędzy stopniem redukcji zanieczyszczeń z dodatkiem różnych biopreparatów. Za najbardziej efektywne uznano biopreparaty ENVIRO-ZYME 216 i BIOKLAR. W tych przypadkach stopień redukcji zanieczyszczeń już w pierwszych dniach prowadzenia procesu był wyższy o 15–20% w stosunku do próby kontrolnej. Wartości pH w ściekach surowych ulegały zmianom od 6,5 do 7,5. Przebieg zmian pH w ściekach z dodatkiem biopreparatów był podobny do zmian w próbie kontrolnej. Wprowadzenie biopreparatów do ścieków powodowało już w ciągu pierwszej doby zmianę rodzaju zapachu z

Tabela 3. Ogólna liczba bakterii w 1 cm³ ścieków zawierających biopreparaty i w ściekach surowych

Biopreparat	Czas (dzień)			
	0.	2.	5.	7.
Próba kontrolna	20·10 ³	300·10 ⁶	250·10 ⁶	200·10 ⁶
ENVIRO-ZYME	1500·10 ³	500·10 ⁶	450·10 ⁶	350·10 ⁶
MIKROBE LIFT	450·10 ³	350·10 ⁶	400·10 ⁶	200·10 ⁶
SEPTONIC	960·10 ³	450·10 ⁶	200·10 ⁶	160·10 ⁶
BIO GTS	100·10 ³	290·10 ⁶	300·10 ⁶	200·10 ⁶
K-37	1950·10 ³	180·10 ⁶	250·10 ⁶	150·10 ⁶
BIOKLAR	2210·10 ³	550·10 ⁶	560·10 ⁶	360·10 ⁶

gnilnego na kanalizacyjny. Zmianom ulegała również mętność ścieków. Z dodatkiem biopreparatów były one klarowniejsze w porównaniu z próbą kontrolną.

W badaniach biologicznych kontrolowano zmiany liczby bakterii i ich aktywność oddechową (tab. 3 i 4). W początkowym okresie badań aktywność fizjologiczna bakterii była niska, co potwierdzała względnie mała liczba bakterii w bioreaktorze. Najwyższą aktywność bakterii stwierdzono 2. dnia, korelowała ona z ogólną liczbą bakterii dla danych biopreparatów. W miarę trwania doświadczenia stwierdzono spadek ogólnej liczby bakte-

Tabela 4. Zestawienie wyników badań aktywności oddechowej bakterii w ściekach zawierających biopreparaty i w ściekach surowych

Biopreparat	Dzień badań		
	0.	2.	7.
Próba kontrolna	n.w	0,001	n.w
ENVIRO-ZYME	0,016	0,025	0,021
MIKROBE LIFT	n.w	n.w	n.w
SEPTONIC	0,011	0,017	n.w
BIO GTS	n.w	0,001	n.w
K-37	n.w	n.w	n.w
BIOKLAR	0,210	0,118	0,103

Tabela 5. Redukcja wartości ChZT [%] w ściekach zawierających biopreparaty w odniesieniu do ścieków surowych w dniu zerowym (trzecia seria badań)

Biopreparat	Czas (dzień)					
	1.	2.	4.	7.	16.	21.
Próba kontrolna	0,0	0,0	6,0	56,9	85,7	67,1
ENVIRO-ZYME	4,0	22,5	25,9	63,8	70,0	71,0
MIKROBE LIFT	5,0	5,0	32,4	64,3	64,6	70,2
SEPTONIC	0,0	8,0	22,6	57,1	56,7	67,5
BIO GTS	0,0	9,0	25,4	46,2	61,4	67,2
K-37	0,0	11,0	27,3	62,2	69,0	72,6
BIOKLAR	7,0	13,8	30,5	62,0	77,0	82,4

rii i ich aktywności enzymatycznej, co było spowodowane redukcją ładunku zanieczyszczeń, czyli wyczerpywaniem się substratów pokarmowych zawartych w ściekach.

Badania w warunkach dynamicznych

W badaniach fizykochemicznych oceniono wpływ dwóch biopreparatów uznanych za najefektywniejsze w doświadczeniach prowadzonych w warunkach statycznych, na proces biodegradacji zanieczyszczeń zawartych w ściekach syntetycznych o charakterze ścieków bytowo-gospodarczych. Z danych przedstawionych w tabeli 6 wynika, że już w pierwszym i drugim dniu doświadczenia redukcja zanieczyszczeń była wyraźna i większa prawie o 15% od redukcji w próbie kontrolnej 10%. Po 4 dniach uzyskano w ściekach z biopreparatami około 55% redukcji. Ten sam stopień redukcji uzyskano dla próby kontrolnej dopiero po 10 dniach prowadzenia doświadczenia. Po 10 dniach w ściekach zawierających biopreparaty redukcja zanieczyszczeń stabilizowała się na poziomie 65–70%, a w próbie kontrolnej była o 15–20% niższa. Przebieg zmian pH w ściekach z dodatkiem biopreparatów i w ściekach surowych był podobny, pH ścieków wahało

się od 7,0 do 8,0. Wprowadzenie biopreparatów do ścieków powodowało zmianę barwy ścieków – były bardziej klarowne w porównaniu z próbą kontrolną. Zmianie uległ także zapach w stosunku do próby kontrolnej.

Badania wpływu biopreparatów na pracę osadu czynnego

W badaniach fizykochemicznych i biologicznych oceniono wpływ dwóch biopreparatów ENVIRO-ZYME 216 i BIOKLAR na pracę osadu czynnego. Na podstawie wyników umieszczonych w tabeli 7 zauważono wyraźny wpływ biopreparatów na proces redukcji zanieczyszczeń wyrażonych jako ChZT i BZT₅. W próbie kontrolnej redukcja zanieczyszczeń po 10 dniach wynosiła 83%, a w próbach z biopreparatami – powyżej 87%, nawet do 93% w przypadku ENVIRO-ZYME 216. W redukcji zanieczyszczeń istotną rolę odgrywała flora bakteryjna będąca w stanie rozproszenia, pochodząca z biopreparatu. Zmiany liczby bakterii przedstawiono w tabeli 8. Analiza mikroskopowa osadów przedstawiona w tablicy 9 wykazała, że w czasie nastawienia doświadczenia wprowadzony osad zawierał kłaczki silnie poprzerastane bakteriami nitkowatymi. Po zakończe-

Tabela 6. Redukcja wartości ChZT [%] w ściekach zawierających biopreparaty w odniesieniu do ścieków surowych w dniu zerowym (czwarta seria badań)

Biopreparat	Czas (dzień)					
	1.	2.	3.	5.	7.	10.
Próba kontrolna	4,0	10,7	21,4	32,5	42,4	52,6
ENVIRO-ZYME	15,6	27,6	58,4	62,1	67,8	71,0
BIOKLAR	12,9	24,3	50,8	57,5	62,0	66,5

Tabela 7. Redukcja wartości ChZT [%] w ściekach zawierających biopreparaty w odniesieniu do ścieków surowych w dniu zerowym (piąta seria badań)

Biopreparat	Czas (dni)					
	1.	2.	3.	5.	7.	10.
Próba kontrolna	14,0	36,1	73,7	77,8	79,5	83,2
ENVIRO-ZYME*	22,1	38,1	79,5	85,6	86,6	87,7
ENVIRO-ZYME**	34,4	45,1	86,1	90,2	91,8	92,6
BIOKLAR*	34,8	43,8	85,2	89,3	89,3	91,8
BIOKLAR**	24,8	38,5	75,8	85,0	85,0	87,5

*Dodawanie preparatu co 24 godz.

**Dodawanie preparatu co 12 godz.

Tabela 8. Liczba bakterii w 1 cm³ cieczy nadosadowej

Biopreparat	Dzień badania		
	0.	3.	7.
Próba kontrolna	14 · 10 ⁵	29 · 10 ⁵	30 · 10 ⁵
ENVIRO-ZYME*	25 · 10 ⁶	75 · 10 ⁶	50 · 10 ⁶
ENVIRO-ZYME**	20 · 10 ⁶	63 · 10 ⁶	46 · 10 ⁶
BIOKLAR*	28 · 10 ⁶	132 · 10 ⁶	73 · 10 ⁶
BIOKLAR**	17 · 10 ⁶	43 · 10 ⁶	39 · 10 ⁶

*Dodawanie preparatu co 24 godz.

**Dodawanie preparatu co 12 godz.

niu doświadczenia nie stwierdzono redukcji bakterii nitkowatych. Dodawane biopreparaty nie wpływają na przyrost biomasy osadu czynnego. Załamanie pierwszego dnia było prawdopodobnie spowodowane faktem wprowadzenia osadu w nowe warunki. Sucha masa osadu podczas trwania doświadczenia wahała się w

granicach od 2,5 do 2,6 g/dm³ w próbach z biopreparatami, a w próbie kontrolnej od 2,3–2,6 g/dm³. Nie stwierdzono także wpływu dawkowania biopreparatów na przyrost masy osadu.

Badania wpływu biopreparatów na utylizację tłuszczów

W tabeli 11 przedstawiono zmiany liczby kwasowej tłuszczów w próbie z biopreparatem i w próbie kontrolnej. Począwszy od 15. dnia doświadczenia nastąpił spadek liczby kwasowej tłuszczów w próbie z biopreparatem, co świadczyło o hydrolizie tłuszczów i skróceniu łańcucha. W próbie bez biopreparatu hydroliza nastąpiła z pewnym opóźnieniem w stosunku do próby z biopreparatem, a biodegradacja zaszła tylko w niewielkim stopniu. Dla próby z biopreparatem procent redukcji ChZT w próbie kontrolnej po 30 dniach wynosił 35%, tę samą redukcję w próbie z biopreparatem uzyskano już po 10 dniach, czyli w czasie trzykrotnie krótszym. Po 30 dniach redukcja ChZT w próbie zawierającej biopreparat wynosiła

Tabela 9. Analiza mikroskopowa osadów

Organizmy w 1 cm ³	Dzień 0.	Dzień 7.				
		próba kontrolna	1A.	1B.	6A.	6B.
Bakterie nitkowate	liczne ^x	liczne ^x	liczne ^x	liczne ^x	liczne ^x	liczne ^x
<i>Protozoa</i>						
– <i>Mastigota</i>	120	230	180	220	160	190
– <i>Ciliata</i>						
<i>Opertikularia</i>	10	30	35	20	27	30
<i>Vorticella</i>	30	15	25	10	17	29
<i>Aspidisca</i>	60	63	50	72	80	26
<i>Glaucoma</i>	80	110	100	120	100	115
<i>Oksytricha</i>	30	10	–	5	15	5
<i>Litonotus</i>	30	80	60	25	40	20
<i>Rotatoria</i>	2	2	–	5	1	–
Ciecz						
nadosadowa	klarowna	opalizująca	opalizująca	opalizująca	opalizująca	opalizująca
Opadalność kłaczków	dobra	dobra	dobra	dobra	dobra	dobra

^xKłaczki drobne poprzeraśane bakteriami nitkowatymi *Sphaerotilus natans*.

Tabela 10. Wartości ChZT [mg/dm³] w próbie z biopreparatem i w próbie kontrolnej (szósta seria badań)

	Czas (dzień)						
	0.	5.	10.	15.	20.	25.	30.
Próba kontrolna	53 200	52 200	49 600	42 308	38 500	36 700	35 600
Biopreparat BIO-1	54 600	48 300	37 200	29 600	17 100	12 600	8 400

Tabela 11. Liczba kwasowa tłuszczów

	Czas (dzień)						
	0.	5.	10.	15.	20.	25.	30.
Próba kontrolna	1,80	2,36	2,92	3,60	10,40	18,64	21,15
Biopreparat BIO-1	1,93	4,76	9,11	29,6	11,30	4,62	3,74

Tabela 12. Stopień biodegradacji [%] olejów OREX i MOBIL po 7 dniach badania (siódma seria badań)

Biopreparat	Olej	Stopień biodegradacji [%]
OREX	OREX	39
MOBIL	MOBIL	18
DBC PLUS typ R-5	OREX	38
DBC PLUS typ R-5	MOBIL	20

85%, wyniki te przedstawiono w tabeli 10. Z danych tych wynika, że pod wpływem biopreparatu biodegradacja tłuszczów zachodzi efektywniej.

Badania wpływu biopreparatów na biodegradację ropopochodnych

W tabeli 12 przedstawiono stopień biodegradacji olejów OREX i MOBIL pod wpływem działania trzech biopreparatów. Stopień biodegradacji oleju OREX wynosił 38–39% i był wyższy od stopnia biodegradacji oleju MOBIL prawie o 10%. Można to tłumaczyć tym, że olej OREX jest olejem syntetycznym, MOBIL mineralnym. Oleje syntetyczne są bardziej zaś podatne na biodegradację ze względu na występujące w ich budowie łatwo rozkładalne wiązania estrowe. Doświadczenie prowadzone było tylko 7 dni, czas ten można uznać za zapoczątkowanie procesu, a wyniki są już zadowalające. Badane biopreparaty zdecydowanie wpływają na szybkość biodegradacji badanych olejów.

Podsumowanie i wnioski

Celem badań było dokonanie oceny skuteczności działania wybranych biopreparatów na biodegradację zanieczyszczeń zawartych w ściekach. Analiza otrzymanych wyników doprowadziła do następujących wniosków: redukcja zanieczyszczeń wyrażona wskaźnikami ChZT i BZT₅ w ściekach zawierających biopreparaty była wyższa prawie o 15–20% w stosunku do próby kontrolnej, w zależności od użytych do badań biopreparatów. W warunkach statycznych, tlenowych wyraźna redukcja nastąpiła już po 2 dniach, co świadczy o skróceniu procesu adaptacji, w beztlenowych – po 7 dniach, co świadczy o korzystniejszym zachodzeniu procesu w warunkach tlenowych. W układzie dynamicznym biopreparaty przyspieszają proces redukcji bardziej efektywnie. Już po 2 dniach prowadzenia doświadczenia redukcja zanieczyszczeń w ściekach z biopreparatami była wyższa prawie o 25% w stosunku do próby kontrolnej. W układzie z osadem czynnym biopreparaty wpływają na redukcję zanieczyszczeń (jest ona wyższa od próby kontrolnej prawie o 10–15%), nie mają jednak wpływu na przyrost biomasy osadu ani jego strukturę. Najbardziej efektywnie biopreparaty wpływają na biodegradację zanieczyszczeń specyficznych. Przyspieszają one utylizację i upłynnianie tłuszczów. Utylizacja zachodzi pod wpływem działania biopreparatów w czasie trzykrotnie krótszym niż naturalna biodegradacja. Stopień redukcji zanieczyszczeń wyrażony wskaźnikiem ChZT jest w stosunku do próby kontrolnej wyższy o

ponad 50%. Biopreparaty są także efektywne przy biodegradacji olejów (badania te miały na celu porównanie użytych w doświadczeniu biopreparatów, nie odnosząc wyników do próby kontrolnej). Już po 7 dniach stopień biodegradacji jest wysoki (20% – dla olejów mineralnych i 40% – dla olejów syntetycznych), podczas gdy 7-dniowy czas trwania doświadczenia – to tylko zapoczątkowanie procesu. Należy przypuszczać, że dłuższy czas prowadzenia doświadczenia doprowadziłby nawet do 80–90% redukcji.

Reasumując, należy stwierdzić, że stosowanie biopreparatów może być skuteczne w przypadku oczyszczania ścieków przemysłowych, zawierających substancje specyficzne, odporne na rozkład przez nieadaptowaną mikroflorę. Służyć mogą także do utylizacji ścieków zawierających trudno degradowane związki pochodzenia naturalnego (jak np. tłuszcze) w stawach stabilizacyjnych lub różnego rodzaju zbiornikach, w których są okresowo gromadzone. Wykorzystanie biopreparatów do oczyszczania ścieków bytowych czy miejskich w warunkach statycznych jest pomocne tylko w pierwszym etapie procesu, a w warunkach dynamicznych (osadem czynnym – w systemie ciągłym) – do zwiększenia biomasy aktywnych mikroorganizmów.

Literatura

- BIEŃ J., WÓJCIK-SZWEDZIŃSKA M. 1994: *Zastosowanie bioklaru do zwalczania bakterii Sphaerotilus natans w osadzie czynnym*. Gaz, woda i technika sanitarna. 4.
- BURACZEWSKI G. 1994: *Biotechnologia osadu czynnego*. PWN, Warszawa.
- CHMIEŁ A. 1991: *Biotechnologia. Podstawy mikrobiologiczne i biochemiczne*. PWN, Warszawa.
- EWA COMPANY 1992: *Materiały z organizowanego przez Ewa CO. Seminarium na targach POL-EKO 92*.
- GARUS D., ROZUM J. 1993: *Biopreparaty, ich własności przy oczyszczaniu ścieków i utylizacji odpadów*. Seminarium "Eksplotacja oczyszczalni ścieków". Sielce.
- HERMANOWICZ W. 1976: *Fizyczno-chemiczne badanie wody i ścieków*. Arkady, Warszawa.
- KAŃSKA Z., ŁEBKOWSKA M. 1992: *Zastosowanie mikroorganizmów do rozkładu produktów ropopochodnych zanieczyszczających grunty – etap I*, Maszynopis.
- KACZKOWSKI J. 1987: *Podstawy biochemii*. Wydawnictwo Naukowo-Techniczne, Warszawa.
- KOE L.C., ANG F.G. 1992: *Bioaugmentation of anaerobic digestion with a biocatalytic addition: the bacterial nature of the biocatalytic addition*. Wat. Res. Vol. 26. No 3.
- KOE L.C., ANG F.G. 1989: *Biocatalytic addition: does it aid anaerobic digestion*. Wat. Res. Vol. 23. No 11.
- MALICKA M. 1994: *Biotechnologiczne metody oczyszczania gleb skażonych związkami ropopochodnymi i innymi toksycznymi związkami organicznymi*. Gaz, woda i technika sanitarna. 2.
- OLEŃCZUK-NEYMAN K., PREJZNER J., CZERWIONKA K. 1993: *Efektywność wybranych biopreparatów w oczyszczaniu ścieków bytowo-gospodarczych*. Konferencja naukowo-techniczna. "Współczesne problemy gospodarki wodno-ściekowej". Koszalin-Kołobrzeg.
- PAWLACZYK-SZPIŁOWA M. 1973: *Biologia sanitarna*. Część I Politechnika Wrocławska. Wrocław.
- PN-87 C-04616/10. *Hodowla standardowego osadu czynnego w warunkach laboratoryjnych*.
- PN-82/C-04616/08. *Woda i ścieki. Badania specjalne osadów*. Oznaczenie aktywności dehydrogenaz w osadzie czynnym metodą spektrofotometryczną z TTC.
- WOJNOWSKA-BARYŁA I., BEDNARSKI W. 1984: *Zastosowanie biokatalizatorów do intensyfikacji procesów biologicznych w oczyszczaniu ścieków*. Gaz, woda i technika sanitarna. 7.

Jerzy WYSOCKI*

Analogowe i komputerowe metody wielkoskalowych opracowań warstwicznych

Abstract

The analogous and computer methods of working out of large-scale contour maps. The relief is one of the main elements of maps needed for land reclamation and environment engineering. Photogrammetric and computer methods allow to work out such maps quickly. The methods allowing to improve the accuracy of the photogrammetric contour lines are presented. The computer methods applied at the Warsaw Agriculture University for elaboration contour maps and analyses of accuracy of the large-scale contour maps elaborated by these methods are shown. Investigations and analyses of the contour lines working out by the analogous and computer methods are reported in the paper.

Key words: large-scale contours map

Wstęp

Dane o rzeźbie terenu są jednym z głównych elementów informacji o terenie, niezbędnych dla potrzeb kształtowania środowiska obszarów wiejskich. Przy realizacji prac w zakresie budowy zbiorników retencyjnych, wodociągów wiejskich, sieci melioracyjnych, budowy dróg rolniczych, budownictwa wiejskiego itp.

konieczne jest dostarczenie projektantowi informacji o ukształtowaniu terenu. Podstawową formą dostarczania informacji o terenie jest w dalszym ciągu wielkoskalowa mapa sytuacyjno-wysokościowa, główną zaś metodą przedstawiania rzeźby terenu jest metoda warstwiczna, łącząca łatwość percepcji ukształtowania terenu z prostotą oceny jego cech ilościowych, takich jak np. określanie wysokości spadków itp.

Do niedawna mapy warstwiczne były opracowywane głównie metodami analogowymi – metodą tachimetryczną opartą na manualnym sposobie interpolacji warstw, jak również bardziej zautomatyzowaną metodą fotogrametryczną.

Coraz częściej jednak wykorzystywane są interaktywne metody projektowania, polegające na ciągłej współpracy człowieka z komputerem w procesie opracowywania projektu. Wymaga to, oprócz łatwej do percepcji informacji w formie graficznej (analogowej), również informacji w formie numerycznej, w postaci numerycznego modelu terenu

*Katedra Geodezji i Fotogrametrii SGGW, ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa.

(NMT) wprowadzanego do pamięci komputera. Współrzędne punktów modelu można otrzymać z geodezyjnych pomiarów klasycznych lub fotogrametrycznych. Zarejestrowany zbiór punktów aproksymujących powierzchnię terenu może być wykorzystany do opracowania wielkoskalowej mapy warstwicznej niezbędnej dla potrzeb projektu technicznego, jak również w całym procesie projektowania szczegółowego, np. poprzez komputerowe opracowanie niwelet, projektowanie i obliczanie robót ziemnych itp.

Coraz szersze wykorzystanie metod komputerowych i fotogrametrycznych dla potrzeb wielkoskalowych opracowań warstwicznych jest zdeterminowane możliwościami do uzyskiwania dokładnościami za pomocą tych metod, co w zagadnieniach projektowania technicznego ma zasadnicze znaczenie. Ważna jest zarówno bezwzględna dokładność warstwicy wyrażająca dokładność przedstawienia pionowego ukształtowania terenu, jak i względna dokładność przebiegu linii warstwicznych, wyrażająca poprawność kształtu warstwicy, który wynika z prawidłowości odtworzenia form terenowych.

Badania w zakresie wielkoskalowych opracowań warstwicznych dla potrzeb inżynierskich na obszarach wiejskich są prowadzone w Katedrze Geodezji i Fotogrametrii SGGW. W ramach tych badań prowadzono prace nad doskonaleniem metod analogowych, jak również opracowano metody komputerowe oparte na numerycznym modelu terenu.

W niniejszym opracowaniu przedstawiono wybrane, uogólnione wyniki przeprowadzonych prac badawczych.

O metodach oceny bezwzględnej i względnej dokładności linii warstwicznych

Opracowana przez Koppego ponad sto lat temu metoda oceny bezwzględnej dokładności linii warstwicznych na podstawie równania regresji napotyka ograniczenia w terenach płaskich [Wysocki 1995a]. Rozwinięto kilka innych metod badania dokładności warstwicy bazujących na statystyce matematycznej i teorii informacji, np. Frederikien (1981), Wojslawskij (1983), Rudyj (1985). Należy jednak zauważyć, że metody te interesujące z teoretycznego punktu widzenia nie znalazły dotychczas szerszego praktycznego zastosowania. Z tych względów stosowanym estymatorem oceny dokładności warstwicy jest średni błąd wysokości warstwicy obliczany na podstawie różnic pomiędzy wysokościami wybranych punktów (np. na przekrojach), określonymi z mapy warstwicznej, a wysokościami tych samych punktów, określonymi w terenie za pomocą niwelacji.

Powyższe metody pozwalają na punktowe sprawdzenie bezwzględnej dokładności warstwicy, natomiast nie pozwalają na ocenę poprawności kształtu warstwicy, który wynika z prawidłowości odtworzenia form terenowych. Podstawowa metoda określania dokładności względnej warstwicy została opracowana przez Lindiga (1956). Wierność form terenowych jest tutaj sprawdzana przez:

- błąd kierunku, który jest kątem pomiędzy odpowiadającymi sobie cięciwami warstwicy badanej (opracowanej na mapie) oraz warstwicy wzorcowej utworzonej przez punkty wyznaczone w terenie za pomocą niwelacji,

- błąd krzywizny, który jest różnicą pomiędzy krzywizną w punkcie P_i leżącym na warstwiczy badanej oraz krzywizną w odpowiadającym mu punkcie P_i leżącym na warstwiczy wzorcowej.

Pewnym mankamentem metody Lindiga może być jej duża pracochłonność. Często można się obyć bez błędu krzywizny, a posłużyć jedynie błędem kierunku, ponieważ każdy błąd krzywizny spowoduje błąd kierunku, podczas gdy błąd kierunku niekoniecznie musi spowodować błąd krzywizny. W związku z tym do określania względnej dokładności warstw w badaniach wykorzystano błąd warstwiczy będący funkcją błędu kierunku [Wysocki 1985, 1987a]. Z poszczególnych błędów wysokości warstwic badanej w sąsiednich punktach kontrolnych P_i i P_{i+1} tworzą na bieżąco różnice:

$$dE = E_i - E_{i+1} \quad (1)$$

na podstawie których była określana wartość błędu warstwiczy w postaci:

$$m_{\Delta w} = \pm \sqrt{\frac{\sum dE^2}{n}} \quad (2)$$

gdzie: n – liczba punktów kontrolnych.

Stosunek wartości różnic dE do wartości błędów E może np. wskazywać, że badana warstwica w sąsiednich kolejnych punktach kontrolnych jest obciążona podobnymi błędami wysokości i na skutek wpływu tych błędów została przesunięta w przybliżeniu równolegle (wzdłuż kierunku spadku terenu) w stosunku do swojego właściwego położenia. W tym przypadku zostanie zachowany prawidłowy

kształt warstwiczy, czyli prawidłowe odтворzenie formy terenu. W innych przypadkach wystąpią błędy kierunku warstwiczy, wynikające z deformacji jej kształtu.

Przeprowadzone badania eksperymentalne [Wysocki 1985, 1987a, 1993] wykazały, że w terenie o bardziej złożonej rzeźbie jest celowe, żeby do oceny dokładności map warstwicowych, oprócz dokładności bezwzględnej, stosować względną ocenę dokładności linii warstwicowych, wyrażającą poprawność kształtu warstwiczy, który wynika z prawidłowości odtworzenia form terenowych.

Analogowe i komputerowe metody wielkoskalowych opracowań warstwicowych

Wśród metod analogowych wiele niezaprzeczalnych zalet posiada metoda fotogrametryczna pozwalająca na bezpośrednie opracowanie linii warstwicowych bez potrzeby interpolacji.

Metody fotogrametryczne i fotointerpretacyjne, jako szybkie i w dużym stopniu zautomatyzowane, są przedmiotem badań w zakresie ich wykorzystania dla potrzeb środowiska obszarów wiejskich, np.: Białousz (1991), Bohonos (1974), Buczek i in. (1981), Konferencja (1993), Kosiński (1985), Orłowski, Wysocki (1981), Świątkiewicz (1975), Wysocki (1995a). Jednakże sięganie przez fotogrametrię po coraz wyższe dokładności w zakresie treści wysokościowej map dla tych potrzeb, stwarza konieczność rozwiązywania różnych problemów. Prowadzone w tym kierunku badania [np.: Stark 1976, Wysocki 1977, Nguyen Khac

Nghinh 1986, Wysocki 1987] wykazują, że jednym z najistotniejszych problemów w opracowaniach fotogrametrycznych może być wpływ części systematycznej błędów na dokładność fotogrametrycznych opracowań wysokościowych, przewyższającej część przypadkową błędów opracowań warstwicznych czy też punktowych – numerycznych.

Metody kompensowania wpływu błędów systematycznych i podwyższenia dokładności fotogrametrycznych opracowań wysokościowych zaproponowano w pracach Wysockiego (1987a, 1993, 1994b). Jak wynika z prowadzonych badań, takie źródła błędów, jak krzywizna Ziemi, refrakcja, dystorsja czy skurcz filmu, powodują radialne przesunięcia punktów obrazu fotograficznego. Rezultatem wpływu tych błędów jest deformacja (dystorsja) obrazu [Wysocki 1994d]. Przeprowadzone analizy teoretyczne oraz badania eksperymentalne [np. Wysocki 1987a] wykazują, że dystorsja obrazu zdjęć stereogramu powoduje wysokościovą deformację modelu stereoskopowego, dającą "powierzchnię" błędów wysokości w postaci paraboloidy eliptycznej o wierzchołku w okolicy środka modelu. Stwierdzono istotną zmienność parametrów równania powierzchni błędów dla różnych modeli. W związku z tym w proponowanej metodzie parametry równania powierzchni błędów są wyznaczane numerycznie dla każdego modelu na podstawie fotopunktów (z-punktów). Wyznaczone parametry równania powierzchni błędów dla danego modelu są wykorzystywane w miarę potrzeby w celu obliczenia poprawek do wysokości punktów pomierzonych na autografie. Warstwice otrzymuje się na podstawie wyznaczonych numerycznie punktów

modelu, w wyniku interpolacji ręcznej lub z wykorzystaniem metod komputerowych [Wysocki 1987a, 1995c].

Przedstawione rozwiązanie numeryczne nie pozwala na wykorzystanie głównej zalety autografu, jaką jest możliwość wykonywania opracowań w sposób ciągły. Jak wskazują badania, w terenach o urozmaiconej rzeźbie warstwicę opracowane metodą bezpośrednią na autografie pozwalają na lepsze odtworzenie form terenowych niż metody interpolacyjne [Wysocki 1995a]. Należy dodać, że podczas opracowania autogrametrycznego potrzebne dane mogą być automatycznie rejestrowane za pomocą przystawek do autografów i zapisywane na elektromagnetycznych nośnikach, co pozwala na ich szybkie włączenie do procesu przetwarzania informacji z wykorzystaniem komputerów.

Z uwagi na powyższe zalety opracowania autogrametrycznego zaproponowano metodę "strefową" wykonania mapy warstwicznej bezpośrednio na autografie, z jednoczesnym kompensowaniem wpływu błędów systematycznych [Wysocki 1987a, 1994b]. W tym przypadku, na podstawie wyznaczonego numerycznie równania powierzchni błędów dla opracowywanego autogrametrycznie modelu terenu, są wydzielane odpowiednie "strefy" obejmujące założone przedziały wartości błędów wysokości. W ramach "stref" warstwice są rysowane oddzielnie, po wprowadzeniu wyliczonej poprawki dla każdej strefy. Proponowane rozwiązanie może być stosowane do wszystkich autografów analogowych. Należy zauważyć, że proponowana metoda, oparta na numerycznym opisie wysokościowej deformacji modelu, może być również stosowana przy opracowaniach z

wykorzystaniem autografu analitycznego. Istnieje wówczas możliwość bezpośredniego rysowania warstw z jednoczesnym wprowadzeniem potrzebnych korekcji w sposób ciągły, zgodnie z wyznaczonym równaniem powierzchni błędów.

Przeprowadzono badania eksperymentalne powyższej metody. Dla numerycznego wariantu rozwiązania uzyskano dokładność warstw równą $\pm 0,11$ m, przy jednoczesnym znacznym zmniejszeniu wpływu błędów systematycznych. Do opracowań wykorzystano zdjęcia lotnicze w skali 1:6600, wykonane kamerą 11,5/18x18 cm. Przeprowadzone badania wykazały, że opracowanie "strefowe" pozwala również na znaczne zwiększenie dokładności warstw fotogrametrycznych. Dla mapy warstwicznej w skali 1:2000, opracowanej ze zdjęć lotniczych w skali 1:10000, uzyskano średni błąd wysokości warstwy równy $\pm 0,23$ m.

Przeprowadzone badania wskazały na celowość kompensowania wpływu błędów systematycznych, szczególnie w terenach płaskich. W terenie morenowym uzyskano [Wysocki 1995a] większą dokładność warstw opracowanych metodą tradycyjną bezpośrednio na autografie w stosunku do warstw opracowanych za pomocą metod interpolacyjnych.

W Katedrze Geodezji i Fotogrametrii SGGW przeprowadzono badania wielkoskalowych map warstwicznych opracowanych różnymi metodami komputerowymi.

Metoda A – metoda komputerowa opracowana w SGGW [Wysocki 1987a], wykorzystująca do opracowania map warstwicznych dwie procedury:

- A1 – zadaną topologią, gdzie oprócz wartości x , y , z punktów NMT jest podawany również schemat połączenia tych punktów, tak aby powstała w ten sposób nieregularna siatka trójkątów aproksymujących powierzchnię terenu pokrytą opracowywany obszar. W tym rozwiązaniu wybór trójkątów i odcinków interpolacji jest dokonywany i kodowany przez opracowującego.
- A2 – topologia jest generowana automatycznie na podstawie punktów NMT. W tej procedurze, gdzie podział na trójkąty jest generowany przez komputer programowo, trójkąty tworzą regularną siatkę pokrywającą cały opracowywany obszar.

Metoda B – metoda komputerowa opracowana w SGGW [Zbucki 1982] dla komputera WANG 2200. Wykorzystuje do opracowania warstw rozwiązanie z zadaną topologią.

Za pomocą tych metod przeprowadzono badania map warstwicznych opracowanych dla wariantów bez wygładzania warstw oraz z wygładzaniem linii warstwicznych.

Do wygładzania linii warstwicznych wykorzystano oprogramowanie w funkcje gięte (sklejane) typu spline. Funkcje te opisuje się jako zbudowane z wielomianów, najczęściej trzeciego stopnia, w ten sposób, że sama funkcja i jej dwie pierwsze pochodne są ciągłe.

Do opracowania map warstwicznych metodą A wykorzystano NMT uzyskany z tachimetrii elektronicznej lub z opracowań fotogrametrycznych. Mapy zostały opracowane w skali 1:2000, to jest typowej – przewidywanej do projektowania

technicznego dla różnych potrzeb środowiska wiejskiego.

Do opracowania map warstwicznych metodą B wykorzystano NMT uzyskany z geodezyjnych pomiarów klasycznych oraz fotogrametrycznych [Zbucki 1982]. Mapy opracowano w skali 1:2000.

Zasygnalizowane wyżej oraz inne [np. Wysocki 1987b, 1994a, 1994c, 1995c] badania w zakresie komputerowych metod wielkoskalowych opracowań warstwicznych wykazały, że metodami tymi można uzyskać dokładność warstw nie mniejszą niż ta, którą zapewnia klasyczna metoda tachimetryczna. Wykorzystywanie do wygładzania linii warstwicznych funkcji giętych może jednak napotykać ograniczenia w terenie morenowym. Bo wiem funkcje te zachowują warunek ciągłości w punktach danych, a pomiędzy nimi są często nienaturalnie "wybrzuszone". W konsekwencji wybrzuszenia mogą powodować w pewnych miejscach przesunięcia warstw w stosunku do ich właściwego położenia, a w związku z tym w terenie o większych spadkach (morenowym) mogą wystąpić dość duże błędy. Można sądzić, że poprawa jakości opracowania jest możliwa poprzez rozwiązanie tego problemu funkcją potęgową innego typu. Wymaga to jednak bardziej szczegółowych badań.

Przeprowadzone badania wskazały na celowość stosowania modeli w postaci nieregularnej siatki trójkątów. Umożliwia to uniknięcie pracochłonnej transformacji na model w postaci odpowiednio gęstej, regularnej siatki.

Oprócz powyższych metod jest również metoda [Saczuk 1994] pozwalająca na półautomatyczną interpolację warstw. Warstwy realizowane są za pomocą krzywej sklepanej (giętej), złożonej

z odcinków krzywych wielomianowych trzeciego stopnia.

Podsumowanie

Prowadzone w Katedrze Geodezji i Fotogrametrii SGGW badania w zakresie wielkoskalowych opracowań warstwicznych dla potrzeb inżynierskich na obszarach wiejskich mają istotne znaczenie gospodarcze i naukowe. W ramach tych badań opracowano metody podwyższenia dokładności fotogrametrycznych pomiarów wysokościowych, co może się przyczynić do rozszerzenia zakresu ich zastosowania dla potrzeb inżynierii i kształtowania środowiska wiejskiego. Należy zauważyć, że wykorzystanie metod fotogrametrycznych – oprócz zautomatyzowania procesu opracowania mapy i możliwości szybkiego włączenia zarejestrowanych danych do procesu przetwarzania informacji z zastosowaniem komputerów – umożliwia szybkie dostarczenie projektantowi szczegółowych i aktualnych informacji o terenie w postaci odpowiedniego obrazu fotograficznego.

Ważnym działem prowadzonych badań jest zastosowanie techniki komputerowej opartej na numerycznym modelu terenu. W ramach tych badań opracowano i eksperymentalnie zbadano kilka metod komputerowych pozwalających na automatyczne sporządzanie map warstwicznych niezbędnych dla potrzeb projektu technicznego, jak również wykorzystanie utworzonego NMT w procesie projektowania szczegółowego. Wykorzystanie metod numerycznego modelu terenu pozwala na usprawnienie procesu opracowania mapy zarówno w formie numerycznej, jak i graficznej oraz (podobnie jak przy metodach fotogrametrycz-

nych) na szybkie włączenie danych do systemów informacji przestrzennej (SIT-GIS). Przeprowadzone badania wykazały, że metodami komputerowymi można uzyskać dokładność warstwic nie mniejszą niż ta, którą zapewnia klasyczna metoda tachimetryczna oraz wskazały na celowość stosowania modeli w postaci nieregularnej siatki trójkątów. Umożliwia to uniknięcie pracochłonnej transformacji na model w postaci odpowiednio gęstej, regularnej siatki.

W terenach o bardziej złożonej rzeźbie (np. morenowych) wydaje się celowe stosowanie do wielkoskalowych opracowań warstwicowych metod fotogrametrycznych, pozwalających na bezpośrednie opracowanie warstwic bez potrzeby interpolacji. W takich terenach NMT potrzebny do celów projektowych mógłby stanowić zbiór punktów zarejestrowanych podczas opracowania linii warstwicowych na autografie.

W terenach o bardziej złożonej rzeźbie jest celowe, żeby do oceny dokładności map warstwicowych, oprócz dokładności bezwzględnej, stosować względną ocenę dokładności linii warstwicowych, wyrażającą poprawność kształtu warstwicy, który wynika z prawidliwości odtworzenia form terenowych.

Literatura

- BIAŁOUSZ S. 1991: *Nowe metody pomiarów geodezyjnych i fotogrametrycznych*. Resortowy program badań podstawowych MEN. Przegl. Geodez., nr 12.
- BOHONOS B. 1991: *Perspektywy zastosowania ortofotografii do opracowania i aktualizacji map wielkoskalowych*. Przegl. Geodez., nr 3.
- BUCZEK, W., HAŁKOWSKI J., ORŁOWSKI P., WYSOCKI J. 1981: *Wykorzystanie zdjęć lotniczych dla potrzeb studiów przedmelioracyjnych*. X Konf. Fotoint., Gdańsk.
- FREDERIKIEN P. 1981: *Terrain analysis and accuracy prediction by means of the Fourier transformation*. Photogrammetria, nr 4.
- GAŹDZICKI J. 1990: *Systemy informacji przestrzennej*. PPWK, Warszawa.
- KONFERENCJA 1993: *Opracowanie cyfrowych map dla potrzeb rolnictwa z wykorzystaniem metod fotogrametrii i teledetekcji*. Kraków.
- KOSIŃSKI W., ZBUCKI A. 1985: *Zastosowanie metod fotogrametrii oraz numerycznego modelu terenu do automatyzacji sporządzania map sytuacyjno-wysokościowych terenu płaskiego oraz prac projektowych dla celów wodno-melioracyjnych*. V Sem. Optym. Pom. Geodez., Pol., Warszawa.
- LINDIG G. 1956: *Neue Methoden der Schichtlinienprüfung*. Z. Vermess., nr 7.
- NAGUYEN K. N. 1986: *Ocena przydatności wybranych osnów pomiarowych dla fotogrametrycznego opracowania wysokościowego map wielkoskalowych*. Praca doktorska, SGGW, Warszawa.
- ORŁOWSKI P., WYSOCKI J. 1981: *Estimation of possibility of using TOPOFLEX in supplementation of maps for land reclamation needs*. Ann. Wars. Agricult. Univ., SGGW, Land Reclam., 19.
- RUDYJ R. M. 1985: *O klasyfikacji reliefu*. Geod. Kartogr. Aerofotosj., nr 41.
- SACZUK J. 1994: *Praktyczne stosowanie adoptowanych autografów analogowych w zakresie opracowania numerycznego modelu terenu*. Mat. Konf. NMT i jego wyk., Rogów.
- STARK E. 1976: *Der Einfluss des Bildwinkels auf die Lage und Höhengenaugkeit Photogrammetrischer Auswertungen*. Bildmess. und Luftbildwesen, nr 1.
- ŚWIĄTKIEWICZ A. 1975: *Perspektywy kompleksowego zastosowania metod fotogrametrycznych w budownictwie wodno-melioracyjnym*. Zesz. Nauk. AR we Wrocławiu, Melioracje 113, Wrocław.
- WOJŚLAWSKI J. K. 1983: *Informacyjna model reliefu izobrazennego górzaliami*. Geod. Kartogr. Aerofotosj., nr 37.
- WYSOCKI J. 1977: *Ocena dokładności fotogrametrycznych opracowań wysokościowych i analiza możliwości ich wykorzystania dla potrzeb wodno-melioracyjnych*. Zesz. Nauk. SGGW-AR, Mel. Rol., nr 16.
- WYSOCKI J. 1985: *On the internal accuracy of the photogrammetric contour lines*. Ann.

- Wars. Agricult. Univ. SGGW-AR, Land Reclam., 21.
- WYSOCKI J. 1987a: *Problemy dokładności nowoczesnych technik opracowania wielkoskalowych map warstwicznych pod kątem potrzeb wodno-melioracyjnych*. Wyd. SGGW, Warszawa.
- WYSOCKI J. 1987b: *On the accuracy of the photogrammetric digital determination of elevations*. Ann. Wars. Agricult. Univ. SGGW-AR, Land Reclam., 23.
- WYSOCKI J. 1993: *Możliwości podnoszenia dokładności fotogrametrycznych opracowań warstwicznych*. Mat. Konf. PAN, Kraków.
- WYSOCKI J. 1994a: *Badanie dokładności komputerowych i analogowych metod wielkoskalowych opracowań warstwicznych*. Mat. Konf. Geodezja w budownictwie i inżynierii środowiska, Gdańsk.
- WYSOCKI J. 1994b: *On the zone method of working out of large-scale contour maps*. Ann. Wars. Agricult. Univ. SGGW-AR, Land Reclam., 27.
- WYSOCKI J. 1994c: *Wielkoskalowe opracowania warstwiczne z wykorzystaniem metod numerycznego modelu terenu*. Mat. Konf. NMT i jego wykorzystanie, Rogów.
- WYSOCKI J. 1994d: *Geodezja z fotogrametrią*. Wyd. III, SGGW, Warszawa.
- WYSOCKI J. 1995a: *Porównanie dokładności wybranych metod komputerowych i analogowych wielkoskalowych opracowań warstwicznych*. Przegl. Geodez., nr 5.
- WYSOCKI J. 1995b: *Możliwości zastosowania zdjęć lotniczych do rejestracji zmian w strefie podmiejskiej dla potrzeb SIP (GIS)*. Przegl. Nauk. Wydz. Mel. i Inż. Środ., z. 7, Warszawa.
- WYSOCKI J. 1995c: *Wielkoskalowe opracowania warstwiczne z wykorzystaniem metod komputerowych*. Mat. Konf. Kat. Geodez., Poznań.
- ZBUCKI A. 1982: *Analiza możliwości zastosowania numerycznego modelu terenu otrzymanego na drodze fotogrametrycznej oraz klasycznej w projektowaniu sieci wodno-melioracyjnych*. Pr. doktorska, SGGW, Warszawa.

Elżbieta BONDAR-NOWAKOWSKA, Donat DEJAS,
Andrzej REINHARD*

Określenie hierarchii czynników wpływających na czas napełnienia łyżki maszyny Pelikan przy odmulaniu cieków z zastosowaniem teorii zbiorów przybliżonych

Abstract

Evaluation of hierarchy of factors affecting the excavator bucket filling time of Pelikan machine at the elutriating of water courses with use of the rough set method. In the operating cycle of Pelikan elutriating machine, the filling time of the excavator bucket is the longest and most differentiated. The times of the operations, i.e. raising of the boom, its rotation, emptying of the bucket and its return to the site are shorter and to a high extent repeatable. With use of the rough set method we evaluated the hierarchy of factors affecting the bucket filling time and found out the kind of water course – bed was the most important factor and water course – bed parameters was the least important one.

Key words: elutriation of water courses, filling of excavator bucket, duration of filling

Wprowadzenie

Spośród operacji roboczych składających się na cykl pracy koparek jednona czyniowych napełnienie łyżki wyróżnia się najdłuższym i najbardziej zróżnicowanym czasem trwania [Dejas, Bondar-

-Nowakowska 1995]. Czasy pozostałych operacji, tj. uniesienie wysięgnika, jego obrót, opróżnienie łyżki i powrót do miejsca urabiania, są krótsze i w dużej mierze powtarzalne. Potwierdziły to obserwacje prowadzone w latach 1993 i 1994 podczas wykonywania robót konserwacyjnych koparko-odmularką Pelikan na nizinnych ciekach Leniwka i Dobra (dopływy Widawy). Czas trwania cyklu roboczego wpływa na wydajność maszyny. Rozpoznanie więc czynników oddziałujących na ten czas, a szczególnie tych, które składają się na napełnienie naczynia roboczego – operacji najdłuższej trwającej, ma dla wykonującego roboty konserwacyjne duże znaczenie. Ograniczony względami ekologicznymi okres realizacji tych robót [Bondar-Nowakowska, Dejas 1995] sprawia, że muszą one być pod względem organizacyjno-technologicznym dobrze przygotowane, przy czym ocena realnej wydajności eksploatacyjnej maszyny odgrywa tutaj główną rolę.

*Instytut Melioracji i Kształtowania Środowiska, Akademia Rolnicza we Wrocławiu, Pl. Grunwaldzki 24, 50-365 Wrocław.

Praca została wykonana w ramach projektu badawczego Nr 0264/S4/94/07 finansowanego przez Komitet Badań Naukowych.

Cel pracy

Współczesne zadanie konserwacji cieków polega na zapewnieniu odpływu wody z jednoczesnym uwzględnieniem panujących w nich warunków biocenotycznych. Do spełnienia tego zadania nieodzowny jest harmonogram robót [Bondar-Nowakowska, Dejas 1995], którego opracowanie wymaga, poza określeniem warunków wodno-gospodarczych, technicznych i ekologicznych, także posiadania danych eksploatacyjnych maszyny, spośród których wydajność jest parametrem głównym dla ustalenia wielkości produkcji.

Celem pracy jest ustalenie czynników powodujących duże zróżnicowanie czasu napełnienia łyżki i określenie hierarchii ich wpływu na to zróżnicowanie. Umożliwi to ocenę czasu trwania cykli roboczych maszyny, a w konsekwencji jej wydajności.

Metoda badań

Praca opiera się na badaniach wykonanych w latach 1993 i 1994 na 2 nizinnych ciekach, Leniwka i Dobra (dopływy Widawy). Ich szerokości dna wynoszą 3–6 m, głębokości 1,5–1,8 m, a nachylenia skarp 1:1–1:1,5. Obserwacje prowadzono metodą chronometrażu z zastosowaniem techniki filmowo-telewizyjnej. Dane obejmują 400 cykli roboczych maszyny. Czas napełnienia naczynia roboczego odczytywano z dokładnością do 1 sekundy.

Ponadto bezpośrednimi obserwacjami objęto te czynniki, które są bezpośrednio związane z operacją urabiania materiału dennego. Są to:

- zamulenie i gęstość pokrycia roślinnością wodną w przekroju, przy czym rozróżniono tutaj wypełnienie łyżki mułem, mułem i roślinnością oraz samą roślinnością;
- napełnienie łyżki, które poddano ocenie w skali 3-stopniowej: napełnienie < 100%, napełnienie = 100%, napełnienie > 100%;
- liczba cykli wykonywanych na poszczególnych stanowiskach roboczych maszyny.

Wszystkie pomierzone wielkości wykazywały dużą zmienność. Ustalenie ich stopnia oddziaływania na czas napełnienia łyżki, bezpośrednio na podstawie analizy filmu, nie jest możliwe.

Dla przeprowadzenia hierarchii intensywności wpływu poszczególnych czynników powodujących duże wahania czasu napełniania łyżki maszyny Pelikan opracowano program na sprzęt komputerowy typu IBM PC w języku Turbo Pascal, wykorzystując teorię zbiorów przybliżonych [Pawlak 1986, Reinhard i in. 1988]. Zastosowanie tej teorii przydatne jest szczególnie tam, gdzie określenie jakichkolwiek zależności matematycznych jest trudne. Zjawiska tego typu przeważnie opisuje się wykorzystując zależności statystyczne, które wymagają niejednokrotnie wykonania dużej liczby pomiarów w terenie. Jedną z zalet teorii zbiorów przybliżonych jest możliwość uzyskania wiarygodnych wyników nawet dla niewielkich baz danych. Teoria ta jest szczególnie uzasadniona do badania zmian zachodzących w środowisku przyrodni-

czym przy robotach konserwacyjnych na ciekach, ponieważ dotychczas związków matematycznych obejmujących te zależności nie opisano. Złożoność prowadzonych badań jest również duża, co ogranicza ilościowe ich wykonanie.

W teorii zbiorów przybliżonych przez system informacyjny rozumiemy:

$$S = (U, Q, V, \rho)$$

gdzie:

U – skończony zbiór obiektów,

Q – skończony zbiór atrybutów:

$$V = \bigcup_{q \in Q} V_q$$

gdzie V_q jest dziedziną atrybutu q , $\rho: U \times Q \rightarrow V$ zaś jest taką funkcją, że $\rho(x, q) \in V_q$ dla każdego $q \in Q$ oraz $x \in U$, i nazywamy ją funkcją informacyjną.

Tak zdefiniowany system informacyjny może być rozumiany jako skończona tablica, której kolumny są etykietowane atrybutami, a wiersze obiektami. Ponadto wartością elementu o współrzędnych (r, q) , gdzie r – etykieta wiersza, q – etykieta kolumny, jest wartość $\rho(x, q)$. Każdy wiersz w tablicy reprezentuje informacje o obiekcie w systemie S .

Opracowany program umożliwia wyznaczenie: przybliżenia dolnego $\underline{P}X_i$, przybliżenia górnego $\overline{P}X_i$, dokładności aproksymacji $\alpha_p(X_i)$ dla każdego X_i , dokładności aproksymacji $\beta_p(F)$ oraz jakości aproksymacji $\gamma_p(F)$ dla $F = \{X_1, X_2, \dots, X_n\}$. Program ten umożliwia również sprawdzenie, czy zbiór atrybutów jest wzajemnie zależny, tzn. czy rozpatrywane atrybuty nie dają tej samej informacji. Powyższe zależności są następująco zdefiniowane:

– przybliżenie dolne

$$\underline{P}X_i = \{x \in U \mid x \in \underline{x}_j, \quad \underline{x}_j \subseteq X_i \\ \text{dla } j = 1, 2, \dots, k\}$$

– przybliżenie górne

$$\overline{P}X_i = \{x \in U \mid x \in \underline{x}_j, \quad \underline{x}_j \cap X_i \neq \emptyset \\ \text{dla } j = 1, 2, \dots, k\}$$

– dokładność aproksymacji dla X_i

$$\alpha_p(X_i) = \frac{\text{card}(\underline{P}X_i)}{\text{card}(X_i)}$$

– dokładność aproksymacji dla F

$$\beta_p(F) = \frac{\sum_{i=1}^n \text{card}(\underline{P}X_i)}{\sum_{i=1}^n \text{card}(X_i)}$$

– jakość aproksymacji dla F

$$\gamma_p(F) = \frac{\sum_{i=1}^n \text{card}(\underline{P}X_i)}{\text{card}(U)}$$

W celu stwierdzenia wpływu danego atrybutu na czas napełnienia łyżki brano pod uwagę wszystkie atrybuty warunkowe od 1 do 5, a następnie usuwano kolejno po jednym atrybucie. Przeprowadzono analizę zależności γ_p , β_p , α_p , które mogą przyjmować następujące wartości: 0 – gdy brak jest jakichkolwiek związków zachodzących pomiędzy badanymi atrybutami, 1 – gdy związki takie istnieją. Następnie obserwowano wartości, jakie

przyjmują zależności γ_p , β_p , α_p , gdy usunie się dany atrybut. Gdy parametry te przyjmą najmniejsze wartości, to oznacza, że ten właśnie atrybut wpływa najbardziej na czas napełniania łyżki. Kolejne wzrastanie wartości parametrów oznacza kolejność wpływu następnych atrybutów na czas napełniania łyżki.

Na podstawie wykonanych obserwacji opracowano tablicę decyzyjną. Jej układ ilustruje tabela 1. W kolumnie pierwszej wartość 1 dotyczy pomiarów wykonanych na rzece Leniwka, a wartość 2 odnosi się do pomiarów wykonanych na rzece Dobra. Dane w kolumnie drugiej oznaczają rodzaj odpajanego materiału, stanowiący zawartość łyżki. Wprowadzono tu podział na 3 klasy: 1 – oznacza to, że w łyżce znajdował się muł, 2 – muł i roślinność, 3 – tylko roślinność, głównie mozga trzcinowata i manna mielec. W czasie robót maszyna wykonywała na poszczególnych stanowiskach roboczych od dwóch do ośmiu cykli. W każdym z pierwszych cykli napełnienie łyżki wynosiło na ogół 100%, natomiast w ostatnich cyklach było ono mniejsze niż 100%. Różnice te pozwoliły podzielić kolejność cykli roboczych na trzy klasy. Do pierwszej zaliczono wszystkie pierwsze cykle, do drugiej – wszystkie pośrednie, a do trzeciej – wszystkie ostatnie. Klasy te przedstawia trzecia kolumna. W kolumnie czwartej zestawione są wyniki obserwacji napełnienia łyżki. Zostały one podzielone na trzy klasy. Do klasy pierwszej zaliczono wyniki obserwacji, które wskazywały, że geometryczna objętość naczynia roboczego była nie wykorzystana, do drugiej – gdy była ona całkowicie wykorzystana, a do trzeciej – gdy ilość mate-

riału znacznie przekraczała objętość łyżki. Takie sytuacje występowały najczęściej wtedy, gdy w cieku znajdowała się duża ilość roślinności dennej. Liczba cykli na stanowiskach roboczych wynikała głównie z nierównomiernego zamulenia i pokrycia roślinnością denną. W miejscach gdzie było ono większe, czas przebywania maszyny na stanowisku roboczym był dłuższy. W celu uzyskania odpowiedzi, czy czynnik ten miał również wpływ na czas napełnienia łyżki, cykle na poszczególnych stanowiskach podzielono na trzy klasy. Do klasy pierwszej zaliczono stanowiska robocze, z których maszyna wykonywała 1–2 cykle, do klasy drugiej (najczęściej występującej) – stanowiska z 3–4 cyklami, a do trzeciej – stanowiska z ponad 4 cyklami. Klasy te są przedstawione w kolumnie piątej.

Tak więc w tabeli 1 w kolumnach 1–5 znajduje się 5 atrybutów warunkowych, którymi są dwie rzeki o zróżnicowanych przekrojach poprzecznych, rodzaj urobku w naczyniu roboczym, kolejność cykli na stanowiskach roboczych, napełnienie łyżki i liczba cykli na stanowisku roboczym. W kolumnie szóstej przedstawiony jest atrybut decyzyjny, czyli czas napełnienia łyżki, który podzielony został na trzy klasy: od 5 do 10 s, od 6 do 10 s i od 11 do 15 s.

Wyniki

Wyniki badań wyrażone jakością aproksymacji γ_p oraz dokładnością aproksymacji β_p i α_p zawiera tabela 2. Analizując podane w niej wartości, można zauważyć, że żaden spośród 5 atrybutów warunkowych nie wpływa wyraźnie na

Tabela 1

Tablica decyzyjna						
Lp.	Atrybuty warunkowe					Atrybut decyzyjny
	ciek Leniwka -1, ciek Dobra - 2	Rodzaj odspajanego materiału dennego (3 klasy)	Kolejność cyklu roboczego z jednego stanowiska pracy (3 klasy)	Stopień napętnienia łyżki (3 klasy)	Liczba cykli roboczych maszyny z jednego stanowiska (3 klasy)	Czas napętniania łyżki (3 klasy)
	atrybut 1	atrybut 2	atrybut 3	atrybut 4	atrybut 5	atrybut 6
1	1	2	1	3	2	2
2	1	2	2	2	2	2
3	1	1	3	3	2	2
4	1	2	1	2	3	1
5	1	3	2	1	3	2
6	1	2	2	2	3	1
7	1	1	2	3	3	1
8	1	1	3	2	3	1
9	1	2	1	2	2	1
10	1	2	2	2	2	1
•	•	•	•	•	•	•
•	•	•	•	•	•	•
•	•	•	•	•	•	•
400	2	2	3	2	3	1

Tabela 2

Eliminowane atrybuty	$\gamma_p (F)$	$\beta_p (F)$	$\alpha_p (X_1)$	$\alpha_p (X_2)$	$\alpha_p (X_3)$
—	0,2785	0,1528	0,03	0,26	0,02
1	0,1848	0,0928	0,01	0,18	0,00
2	0,1190	0,0561	0,00	0,11	0,01
3	0,1367	0,0663	0,02	0,13	0,00
4	0,1392	0,0663	0,00	0,14	0,00
5	0,1266	0,0623	0,01	0,12	0,00

czas napełniania łyżki, ponieważ wartości, jakie przyjmują jakość aproksymacji γ_p i dokładność aproksymacji β_p i α_p , nie są wysokie. Usunięcie jednak atrybutu drugiego powoduje silne obniżenie wartości γ_p i β_p , co wskazuje, że rodzaj odpajanego materiału dennego ma największy wpływ na badaną operację. W dalszej kolejności są: liczba cykli roboczych maszyny z jednego stanowiska uzależniona od miąższości zamulenia i stopnia pokrycia dna roślinnością (atrybut 5), kolejność cyklu roboczego z jednego stanowiska pracy maszyny (atrybut 3), napełnienie łyżki (atrybut 4) oraz wymiary koryta cieków (atrybut 1).

Wnioski

1. Teoria zbiorów przybliżonych, nie stosowana dotychczas w rozwiązywaniu zagadnień melioracyjnych, pozwoliła ocenić kolejność wpływu czynników na czas napełniania łyżki maszyny Pelikan przy odmulaniu cieków.

2. Wyniki oparte na dwuletnich badaniach wskazują, że spośród 5 cech, które mogą wpływać na czas napełniania łyżki odmulającej, rodzaj urabianego materiału dennego oddziałuje najsilniej na ten czas, a wymiary koryta cieków najslabiej.

Literatura

- BONDAR-NOWAKOWSKAE., DEJAS D. 1995: *Wpływ uwarunkowań ekologicznych na czas pracy maszyn konserwacyjnych*. Zeszyty Naukowe. Nr 266. Akademia Rolnicza, Wrocław, 253–261.
- DEJAS D., BONDAR-NOWAKOWSKAE. 1995: *Badania nad wydajnością koparko-odmularki Pelikan i ich wyzyskanie do planowania robót konserwacyjnych na ciekach*. Zeszyty Naukowe. Akademia Rolnicza. Wrocław, Melioracja XII, w druku.
- PAWLAK Z. 1986: *Rough sets and decision tables*. Lecture Notes in Math., Springer – Verlag, 208, 186–196.
- REINHARD A., STAWSKI B., WEBER T. 1989: *Application of rough sets to study the water outflow from the river basin*. Bulletin of the Polish Academy of Sciences, Technical Sciences. Vol. 37. No 1–2, 97–103.

Niejednorodne płyty sprężyste w ujęciu wariacyjnym

Abstract

On the variational description of the non-homogeneous elastic plates. Using the variational approach an approximate model of thin elastic nonhomogeneous plates has been proposed. The notion of approximate models is defined in terms of mathematical objects, and the method is outlined on comparing the solutions of the boundary-value problems formulated for the plate models with unknown solution concerning the accurate three-dimensional model.

Key words: theory of plates, variational approach in the plate theory

Wstęp

Przedmiotem rozważań są sprężyste płyty niejednorodne. Wychodząc z trójwymiarowego opisu płyty, tzn. opisu, w którym przemieszczenia i naprężenia są funkcjami trzech zmiennych przestrzennych, w pracy przeprowadza się konstrukcję ogólnego modelu dwuwymiarowego spełniającego postulowaną zasadę najmniejszego błędu. Praca oparta jest na wynikach przedstawionych w publikacjach [Nagórko 1983a, b; 1989] i stanowi ich jednolite i rozszerzone ujęcie.

Próby opisanie trójwymiarowego stanu odkształcenia i naprężenia płyty fun-

kcjami określonymi na powierzchni środkowej (płaszczyźnie) sięgają XVIII wieku (pierwsze niedokładne równanie płyt sformułowane zostało przez J. Bernoulliego w 1789 roku). Zadowalająca postać teorii dwuwymiarowej została przedstawiona w pracach Cauchy'ego (1828) i Poissona (1929). Przyjęto w nich założenie, że możliwe jest aproksymowanie składowych tensora naprężeń wielomianami. Taylora względem zmiennej określającej odległość dowolnego punktu płyty od jej płaszczyzny środkowej w położeniu nieodkształconym. Zachowując w tych wielomianach większą lub mniejszą liczbę wyrazów, uzyskiwano – jak się wydawało – bardziej lub mniej dokładne przejście od zagadnienia trójwymiarowego do zagadnienia dwuwymiarowego.

Inny sposób sprowadzenia trójwymiarowego modelu płyty do modelu dwuwymiarowego zaproponował Kirchhoff (1850, 1876), przyjmując dwa założenia upraszczające. Pierwsze z nich mówi, że włókna prostoliniowe płyty, normalne do jej płaszczyzny środkowej, pozostają po odkształceniu proste i normalne do odkształconej powierzchni środkowej, nie zmieniając przy tym swej długości. Dru-

*Katedra Mechaniki i Konstrukcji Budowlanych SGGW, ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa.

gie dotyczy pomijalności naprężeń normalnych działających na powierzchnie równoległe do powierzchni środkowej płyty jako niewielkie w porównaniu z pozostałymi naprężeniami.

Kolejne konstrukcje teorii dwuwymiarowych pochodzą od Arona (1874) i Love'a (1888, 1992) i dotyczą nie tylko płyt, lecz ogólnie powłok. Teoria tam przedstawiona przyjmuje założenia Kirchhoffa oraz dwa dodatkowe, w których wymaga się, by grubość powłoki była niewielka w porównaniu z najmniejszym promieniem krzywizny powierzchni środkowej powłoki oraz by odkształcenia i przemieszczenia były małe, tzn. takie, by można było pominąć w równaniach konstytutywnych wielkości małe wyższego rzędu niż pierwszy. Teoria ta nazywa się teorią Kirchhoffa–Love'a lub **teorią pierwszego rzędu**.

Dalsze prace z zakresu formułowania teorii płyt i powłok powstawały w wyniku rozpatrywania różnych wariantów założeń upraszczających, takich jak liniowość rozkładu naprężeń normalnych wzdłuż grubości płyty, dany z góry rozkład naprężeń stycznych, możliwość rozkładania poszukiwanych funkcji w szeregi trygonometryczne lub w szeregi wielomianów Legendre'a.

W połowie XX wieku zaczęto formułować teorie, w których zrezygnowano z założeń prowadzących do teorii liniowej.

Przytaczając ten krótki historyczny rejestr metod formułowania teorii dwuwymiarowych, polegających na przejściu od teorii trójwymiarowej do teorii dwuwymiarowej w wyniku przyjmowania różnych założeń upraszczających, trzeba zauważyć, że możliwe jest także podejście polegające na traktowaniu płyty czy po-

włoki jako kontinuum dwuwymiarowego, zdolnego do przenoszenia nie tylko sił, ale i momentów. Nie ma wtedy potrzeby odwoływania się do relacji trójwymiarowych, bo relacje dwuwymiarowe nie są w tej metodzie wyprowadzane, lecz postulowane.

Traktowanie płyty jako ciała trójwymiarowego i badanie jej w ramach teorii dwuwymiarowych nasuwają pytanie: jaką wybrać dla rozważanych ciał metodę konstrukcji teorii dwuwymiarowej? Odpowiedź na to pytanie nie jest łatwa. Wybór metody powinien bowiem być uzależniony od tego, czy skonstruowany model dwuwymiarowy **dobrze aproksymuje** model trójwymiarowy.

Ocena metody formułowania teorii dwuwymiarowej lub inaczej, ocena dokładności rozwiązań otrzymanych w ramach teorii dwuwymiarowej – a więc rozwiązań przybliżonych w stosunku do rozwiązań trójwymiarowych – jest problemem trudnym. Najwcześniej stosowaną metodą oceny była **metoda testująca**, polegająca na porównywaniu wybranych rozwiązań dwuwymiarowych ze znanymi rozwiązaniami trójwymiarowymi. Później wprowadzono metody szacowania *a priori* błędu w normie energetycznej, a więc bez znajomości rozwiązań przybliżonych i dokładnych (trójwymiarowych) oraz oszacowania *a posteriori*, ze znajomością tylko rozwiązania przybliżonego, wyrażonego zwykle przez pola statycznie i kinematycznie dopuszczalne z wykorzystaniem twierdzenia o hipersferze. Innymi metodami są oszacowania asymptotyczne, badania błędu rezydualnego itd.

Punktem wyjścia w tej pracy jest założenie, że metoda formułowania teorii uproszczonej powinna opierać się na

wyraźnie sprecyzowanych założeniach prowadzących do relacji dwuwymiarowych oraz że powinna ona zawierać odpowiedź, w jakim sensie droga od tych założeń do relacji dwuwymiarowych jest optymalna. Chodzi więc tu o to, by w postulowanej klasie przemieszczeń i naprężeń błąd był analitycznie (w miarę ogólnie) zdefiniowany i najmniejszy. By to osiągnąć, skonstruujemy najpierw strukturę relacyjną dla trójwymiarowych ciał sprężystych właściwą do opisu płyt. Następnie dla tej struktury zbudujemy dwie struktury prostsze (dwuwymiarowe), tak by w jednej można było wprowadzić więzy dla przemieszczeń, a w drugiej – więzy dla naprężeń. Przyjęcie więzów jest równoznaczne z określeniem operatorów łączących strukturę prostszą ze strukturą wyjściową. Układ relacji dwuwymiarowych opisujących płytę otrzymuje się z postulowanej zasady najmniejszego błędu. Wykazuje się, że nie jest możliwe wprowadzenie z założeń Kirchhoffa wariacyjnych relacji dwuwymiarowych dla płyt, bowiem nie otrzymuje się w nich modułów sztywności. Przyjęcie ogólniejszej postaci więzów doprowadza do sformułowania, w którym moduły sztywności przyjmują znaną postać.

Struktura relacyjna dla płyt

Strukturę relacyjną dla płyt traktowanych jako ciała trójwymiarowe skonstruujemy z następujących elementów [Nagórko 1983]:

- Konfiguracji odniesienia Ω , obszaru odpowiednio regulowanego w R^3 .
- Przestrzeni funkcyjnej V zawierającej przemieszczenia ciała, a więc funkcje odpowiednio regularne $v: \Omega \rightarrow R^3$ i

spełniające warunki brzegowe na części brzegu $\partial_2\Omega$; $\forall l \partial_2\Omega = u$ (na $\partial_1\Omega$ zadane są warunki w naprężeniach) oraz $\partial_1\Omega, \partial_2\Omega$ spełniają warunki: $\partial_1\Omega \cup \partial_2\Omega = \partial\Omega, \partial_1\Omega \cap \partial_2\Omega = \emptyset$.

- Przestrzeni E funkcji tensorowych zawierających miary odkształceń ciała $\varepsilon_{kl}: \Omega \rightarrow R, k, l = 1, 2, 3$, takich że:

$$\varepsilon_{kl} = \frac{1}{2} (u_{k,l} + u_{l,k}) \quad (1)$$

lub

$$e_{kl} = \frac{1}{2} (u_{k,l} + u_{l,k} + u_{m,k} u_{m,l}) \quad (2)$$

Zauważmy, że odkształcenie (2) odniesione jest także do konfiguracji Ω .

- Przestrzeni S funkcji tensorowych zawierających miary naprężeń ciała $\sigma_{kl}: \Omega \rightarrow R, k, l = 1, 2, 3$, takich że:

$$\sigma_{kl} = B_{klmn} \varepsilon_{mn} \quad (3)$$

ponadto $B_{klmn}: \Omega \rightarrow R$ i $B_{klmn} = B_{lknn} = B_{klnm} = B_{mnkl}$.

- Przestrzeni funkcyjnej B , sił masowych $b \in B, B: \Omega \rightarrow R^3$.
- Przestrzeni funkcyjnej P , obciążeń powierzchniowych $p \in P, p: \partial_1\Omega \rightarrow R^3$.
- Relacji łączącej obiekty $u \in V, (\varepsilon_{kl}) \in E, (\sigma_{kl}) \in S, b \in B$ i $p \in P$ w postaci wariacyjnej:

$$(\forall v \in V) \times \left\{ \int_{\Omega} [\sigma_{mn}(u) v_{m,n} - b_m v_m] dv = \int_{\partial_1\Omega} p_m v_m da \right\} \quad (4)$$

gdzie $\sigma_{mn}(u)$ określone jest związkami (3) i (1) lub (3) i (2).

Problem w tak określonej strukturze formuluje się następująco:

Znaleźć takie $u \in V$, że dla danych b, p zachodzi (1) – (4).

W powyższej strukturze relację (4) sformułować można alternatywnie:

Znaleźć takie $u \in V$, $\sigma \in S$, że dla danych b, p zachodzi (1) – (3) oraz:

$$\begin{aligned}
 & (\forall \tau \in S) \times \\
 & \times \left\{ \int_{\Omega} \left[A_{klmn} \sigma_{mn}(u) - u_{k,l} - \right. \right. \\
 & \left. \left. - \frac{a_0}{2} u_{m,k} u_{m,l} \right] \tau_{kl} dv = 0 \right\} \\
 & (\forall v \in V) \times \\
 & \times \left\{ \int_{\Omega} \sigma_{kl} (v_{k,l} + a_0 u_{m,k} v_{m,l}) dv = \right. \\
 & \left. = \int_{\Omega} b_k v_k + \int_{\partial_1 \Omega} p_k v_k da \right\}
 \end{aligned} \tag{5}$$

gdzie $a_0 = 0$ lub $a_0 = 1$ [(zależy to od tego, który ze związków (1) czy (2) rozpatrujemy] oraz $A_{klmn} \sigma_{mn}$ jest obrazem przekształcenia $A: S \rightarrow S$ określonego funkcjami $A_{klmn}: \Omega \rightarrow R$.

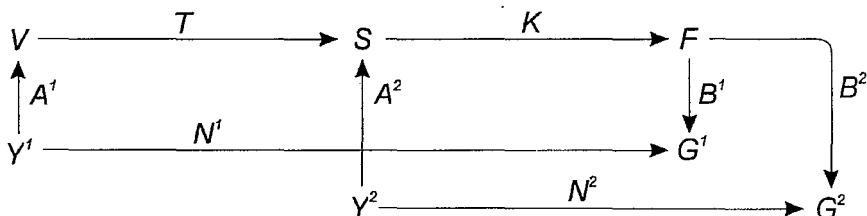
Skonstruowana wyżej struktura relacyjna jest więc postaci $M = \langle R, \Omega, V, E$,

$S, B, P, M \rangle$, gdzie oprócz zdefiniowanych obiektów mamy przestrzeń liczb rzeczywistych R , która jest przestrzenią bazową oraz odwzorowanie M , które jest odwzorowaniem łączącym $u \in V$ z parą $(b, p) \in B \times P$. Odwzorowanie to określają relacje (1) – (3), czyli $u \rightarrow (\sigma_{kl})$ (oznaczymy je przez T) oraz relacje (4) $(\sigma_{kl}) \rightarrow (b, p)$, które oznaczymy przez K , tak więc $M = K \circ T$.

Zasada najmniejszego błędu

W tej części artykułu wybierzemy do rozważań niektóre tylko elementy struktury skonstruowanej w poprzedniej części. I tak, niech $M = \langle V, S, F, T, K \rangle$, gdzie $F = B \times P$.

Oprócz struktury M rozważać będziemy dwie struktury $N^\alpha = \langle Y^\alpha, G^\alpha, N^\alpha \rangle$, $\alpha = 1, 2$, które nazwiemy strukturami prostszymi. W tych strukturach Y^α i G^α są przestrzeniami funkcji określonych na pewnym obszarze dwuwymiarowym Π o wartościach w R^n , N^α zaś są operatorami $N^\alpha: Y^\alpha \rightarrow G^\alpha$. Założmy, że struktury N^α są połączone ze strukturą M , tak że przestrzenie Y^α są przestrzeniami współrzędnych uogólnionych dla V^α , a G^α są przestrzeniami współrzędnych uogólnionych dla F . Są więc określone operatory $A^\alpha: Y^\alpha \rightarrow V^\alpha$ i $B^\alpha: F \rightarrow G^\alpha$ (rys.).



Rys. Powiązanie struktur

Operatory A^α wyznaczają więzy w przestrzeni V^α . Pojęcie więzów w mechanice ma różne znaczenia. W tej pracy przez więzy w przestrzeni Z będziemy rozumieć zawsze pewne ograniczenia (w postaci niekoniecznie analitycznej) wyznaczające niepuste podzbiory właściwe w tej przestrzeni. Operatory A^α wyznaczają więc więzy w V^α , o ile $\text{rng } A^\alpha \neq 0$, $\text{rng } A^\alpha \subset V^\alpha$ i $A^\alpha \neq V^\alpha$. Podobnie operatory B^α mogą wyznaczać więzy w G^α .

W strukturach N^α formułujemy problem:

Dane są $g_0^\alpha \in G^\alpha$, **znaleźć takie**

$y^\alpha \in Y^\alpha$, **że** $g_0^\alpha = N^\alpha(y^\alpha)$, $\alpha = 1, 2$ (6)

W celu ustalenia związku między rozwiązaniem problemu (6) i rozwiązaniem problemu (5) wprowadzamy dla struktury M pojęcie **funkcjonału błędu**. Dla uproszczenia zapisu oznaczamy przez W przestrzeń V lub S .

Niech będzie dany funkcjonal $\varepsilon: W \rightarrow \langle 0, \infty \rangle$ postaci $\varepsilon(w_1, w_2) = \|w_1 - w_2\|$, gdzie $\|\cdot\|$ jest normą w przestrzeni W . Liczbę ε nazwiemy **błędem** utożsamiania elementów w_1 i w_2 .

Niech teraz y_0^α będzie rozwiązaniem problemu (6) odpowiadającym siłom uogólnionym g_0^α . Jeżeli $g_0^\alpha = B^\alpha(f_0)$ i v_0^α są rozwiązaniem (5) (w przemieszczeniach i naprężeniach) odpowiadającymi f_0 , to wtedy rozwiązanie y_0^α i więzy A^α określają w przestrzeni V^α elementy $v^\alpha = A^\alpha(y_0^\alpha)$. Zbiór tych elementów oznaczmy przez $\tilde{V}^\alpha$. Oznaczmy ponadto przez V_0^α zbiór rozwiązań problemu (5) i załóżmy, że struktury N^α razem z ope-

ratorami A^α, B^α , $\alpha = 1, 2$ spełniają następujące warunki:

$$\begin{aligned} & (\forall v_0^\alpha \in V_0^\alpha) (\exists y_0^\alpha \in Y^\alpha) \times \\ & \times \{N^\alpha(y_0^\alpha) = g_0^\alpha(v_0^\alpha), \\ & \varepsilon^\alpha[A^\alpha(y_0^\alpha), v_0^\alpha] = \\ & = \min_{v^\alpha \in \tilde{V}^\alpha} \varepsilon^\alpha(v^\alpha, v_0^\alpha), \alpha = 1, 2\} \end{aligned}$$

gdzie: $[g_0^\alpha(v_0^\alpha)] =$

$$= \{ B^1[M(v_0^1)], B^2[K(v_0^2)] \}$$

Warunki powyższe wprowadzone dla dwuwymiarowych struktur w formie postulatu nazywać będziemy **zasadą najmniejszego błędu**. Mówi ona, że struktura M , dane funkcjonały błędu ε^α , struktury N^α oraz operatory A^α i B^α powinny być takie, by rozwiązania y_0^α problemu (6) odpowiadające siłom uogólnionym $g_0^\alpha = B^\alpha(f_0)$ minimalizowały błąd identyfikacji elementów $v^\alpha = A^\alpha(y_0^\alpha) \in \tilde{V}^\alpha$ i rozwiązania y_0^α problemu (5).

W pracy [Nagórko 1983b] wykazano, że zasada prac wirtualnych (4) lub (5) jest szczególnym przypadkiem zasady minimalizacji błędu takim, dla którego norma definiująca błąd jest określona przez iloczyn skalarny:

$$v_1 \cdot v_2 = \int_{\Omega} \nabla v_1^T B \nabla v_2 dv$$

gdzie $B = (B_{klmn})$, a ∇ jest gradientem funkcji. Wynika stąd, że skonstruowany na jej podstawie model płyty spełnia warunek minimalizacji błędu; jest więc optymalny. Zauważmy jednak, że w tak upro-

szczonym modelu na ogół nie potrafimy wskazać, jak wielki jest błąd utożsamiania nieznanego rozwiązania trójwymiarowego z rozwiązaniem dwuwymiarowym.

Specyfikacja modelu dwuwymiarowego płyt

Przejdźmy teraz do wyspecyfikowania tych cech, które wyróżniają płytę spośród innych ciał trójwymiarowych.

Warunek opisu ciała relacjami, których dziedziną jest pewien obszar dwuwymiarowy $\Pi \subset R^2$ (odpowiednio regularny) i taki, że $\Pi \subset \Omega$, $\partial\Pi \subset \partial\Omega$. Na ogół przyjmuje się, że konfiguracja płyty w stanie nieodkształconym jest iloczynem kartezjańskim $\Pi \times (-h, h)$, $h > 0$, wtedy układ współrzędnych tak się wprowadza, że $(x_\alpha) \in \Pi$, $\alpha = 1, 2$, a $x_3 \in (-h, h)$. Ponadto wyróżnia się części brzegu $\partial_+\Omega$, $\partial_-\Omega$ (powierzchnię górną i dolną), tak że $\partial\Pi \cap \partial_\pm\Omega = \emptyset$ oraz powierzchnię boczną $\partial_h\Omega = \partial\Omega \setminus (\partial_+\Omega \cup \partial_-\Omega)$.

Warunek zawężający klasę zagadnień brzegowych polegający na tym, że zakłada się $\partial_+\Omega \cup \partial_-\Omega \subset \partial_1\Omega$, tj. powierzchnia górna i dolna płyty jest pod wpływem danych obciążeń zewnętrznych $\partial_2\Omega \subset \partial_h\Omega$, tj. brzeg, gdzie dane są warunki przemieszczeniowe, należy do powierzchni bocznej. Ponadto przyjmuje się, że dla $x \in \partial_2\Omega$ dane są przemieszczenia postaci:

$$\begin{aligned} \tilde{u}_\alpha(x_1, x_2, x_3) &= \tilde{w}_\alpha(x_1, x_2) + \\ &+ x_3 \cdot \tilde{f}_\alpha(x_1, x_2) \\ \tilde{u}_3(x_1, x_2, x_3) &= \tilde{w}(x_1, x_2) + \\ &+ x_3^2 \cdot \tilde{f}(x_1, x_2) \end{aligned} \quad (7)$$

Podobnie na powierzchni bocznej, tj. dla $x \in \partial_2\Omega \cap \partial_h\Omega$, przyjmuje się, że dane obciążenie p ma postać:

$$\begin{aligned} p_\alpha(x_1, x_2, x_3) &= g_\alpha(x_1, x_2) + \\ &+ x_3 \cdot q_\alpha(x_1, x_2) \\ p_3(x_1, x_2, x_3) &= g(x_1, x_2) + \\ &+ x_3^2 \cdot q(x_1, x_2) \end{aligned} \quad (8)$$

Dla powierzchni górnej i dolnej przyjmuje się:

$$\begin{aligned} p|_{\Pi \times \{h\}} &= (0, 0, P_+) \\ p|_{\Pi \times \{-h\}} &= (0, 0, P_-) \end{aligned} \quad (9)$$

Założenia o zmianie własności materiałowych ciała, tzn. zakłada się, że funkcje dwu zmiennych opisujące własności sprężyste płyty powinny być inne niż stałe sprężystości B_{klmn} określone w Ω . Te nowe funkcje $\tilde{B}_{klmn}$ nazywa się modułami sztywności. W dalszym ciągu podamy związki między B_{klmn} a $\tilde{B}_{klmn}$.

Ograniczenia w klasie przemieszczeń – więzy dla przemieszczeń, np. w postaci:

$$\begin{aligned} u_k(x_1, x_2, x_3) &= w_k^0(x_1, x_2) + \\ &+ x_3 \cdot w_k^1(x_1, x_2) + x_3^2 \cdot w_k^2(x_1, x_2) \end{aligned} \quad (10)$$

Ostatnią grupą założeń są **ograniczenia w klasie naprężeń**, tj. więzy dla naprężeń mówiące o tym, że nie wszystkie naprężenia z S są dopuszczalne.

Zestawione wyżej założenia są zależne między sobą, np. przyjęcie więzów dla przemieszczeń determinuje już postać

wieżów dla naprężeń. Założenia te można tak dobrać, że będą sprzeczne, np. więzy dla przemieszczeń i naprężeń mogą być takie, że zbiór naprężeń zgodnych z więzami i naprężeń dopuszczalnych przez więzy przemieszczeniowe będzie pusty.

Przyjmijmy więzy (10) w postaci:

$$\begin{aligned} w^0(x_1, x_2) &= [0, 0, w(x_1, x_2)] \\ \text{lub} \\ w^0(x_1, x_2) &= \\ &= [w_1(x_1, x_2), w_2(x_1, x_2), w(x_1, x_2)] \\ w^1(x_1, x_2) &= \\ &= (-w_{,1}(x_1, x_2), -w_{,2}(x_1, x_2), 0) \quad (11) \\ w^2(x_1, x_2) &= (0, 0, 0) \end{aligned}$$

oraz warunki brzegowe (7) w postaci $\tilde{u}_k(x_1, x_2, x_3) = 0$ dla $(x_k) \in \partial_h \Omega \equiv \partial_1 \Omega$, warunki (8) w postaci:

$$\begin{aligned} p_k(x_1, x_2, 0) &= 0 \vee p_\alpha(x_1, x_2, 0) = \\ &= g_\alpha(x_1, x_2) \wedge p_3(x_1, x_2, 0) = 0 \end{aligned}$$

dla $(x_\alpha) \in \partial \Pi$, a warunki (9) w nie zmiennej postaci, wtedy układ powyższych założeń po prostych przekształceniach relacji (4) prowadzi do następujących związków:

$$\begin{aligned} (\forall r \in \bar{V}) \left[\int_{\Omega} (\bar{B}_{\alpha\beta\gamma\delta} w_{,\alpha\beta} r, \right. \\ \left. \gamma_\delta - b) r da = \int_{\Pi_+ \cup \Pi_-} (p_+ + p_-) ds \right] \quad (12) \end{aligned}$$

gdzie:

V jest przestrzenią funkcji $r: \Pi \rightarrow R$ wyznaczającej zgodnie z więzami (11)

wszystkie elementy $v \in V$ w postaci $v_\alpha = -r_{,\alpha}$, $v_3 = r$ oraz $\bar{B}_{\alpha\beta\gamma\delta} \equiv \frac{2}{3} h^3 B_{\alpha\beta\gamma\delta}$,

$$b = \int_{-h}^h b_3 dx_3.$$

Związek (12) różni się od znanego klasycznego sformułowania tym, że funkcje charakteryzujące własności materiałowe $\bar{B}_{\alpha\beta\gamma\delta}$ nie są modułami sztywności. Warunek o modułach sztywności musi być tutaj wprowadzony niezależnie.

Łatwo sprawdzić, że zmieniając więzy przemieszczeniowe (11), tak że występujące w nich funkcje w_k^0, w_k^1 pozostają bez zmian, zaś $w^2(x_1, x_2) = [0, 0, f(x_1, x_2)]$, oraz wprowadzając warunki dla naprężeń $\sigma_{33} = 0$, z relacji (4) otrzymujemy (12), gdzie za $\bar{B}_{\alpha\beta\gamma\delta}$ trzeba podstawić:

$$\bar{B}_{\alpha\beta\gamma\delta} = B_{\alpha\beta\gamma\delta} - \bar{B}_{\alpha\beta 33} \bar{B}_{33 33} \quad (13)$$

Związek (13) definiuje już moduły sztywności płyty. Relacje (12), (13) otrzymano, wykorzystując metodę więzów i przyjmując zasadę najmniejszego błędu.

Uwagi końcowe

W pracy zajmowano się modelowaniem płyt w obrębie struktur teorii sprężystości. Przedstawiona metoda jest optymalna względem analitycznie określonego błędu. Jako przykład wyprowadzono, narzucając odpowiednie więzy na przemieszczenia i naprężenia, relacje wariacyjne klasycznej teorii płyt. Relacje w przypadku ogólnym są dobrą podstawą do konstrukcji modeli dwuwymiarowych dla ciał o skomplikowanej strukturze we-

wewnętrznej, np. kompozytów, oraz przy analizie wpływu na płyty takich pól, jak wilgotność czy temperatura.

Bibliografia

- ARON H. 1874: *Das Gleichgewicht und die Bewegung einer unendlich dünnen beliebig gekrümmt elastischen Schale*. J. Reine Ang. Math., 78.
- CAUCHY A. 1828: *Sur l'équilibre et le mouvement d'une plaque solide*. Exercice de mathématique, 3.
- KIRCHHOFF G. 1850: *Über das Gleichgewicht und die Bewegung einer elastischen Scheibe*. J. Reine Angew. Math., 40, 51–58.
- KIRCHHOFF G. 1876: *Vorlesungen über mathematische Physik*. Bd. 1, Mechanik.
- LOVE A. 1888: *On the small free vibrations and deformations of thin elastic shell*. Phil. Trans. Roy. Soc. 179 (A).
- LOVE A. 1927: *Mathematical theory of elasticity*. Cambridge.
- NAGÓRKO W. 1983a: *On the method of formulation of two-dimensional theories for elastic shells*. Mech. Teoret. i Stos. 21, 239–248.
- NAGÓRKO W. 1983b: *On approximate structures in mechanics*. Arch. of Mech., 35, 443–456.
- NAGÓRKO W. 1989: *Modele powierzchniowe i mikrolokalne płyt sprężystych*. Wyd. Uniwersytetu Warszawskiego, 1–96.
- POISSON S. 1929: *Mémoire sur l'équilibre et le mouvement des corps solides*. Mém. de l'Acad. Sci., 8.

Wiesław WIECZORKIEWICZ*

Rekonstrukcja osadnictwa na wsi – kierunki przestrzennych przekształceń

Abstract

Reconstruction of setting in country side – directions of space changes. This article shows condition of setting in Poland, its disadvantages (dispersion, division, ways of communication). We presented indexes characteristic for Polish agriculture, comparing with other European countries. This article shows propositions of farm changes in different directions (personal, specialistic and production farms). Also we discussed terms, which must be done by the side of space building in the country.

Key words: country planning, reconstruction of setting in country side

Od kilku lat toczy się dyskusja nad koniecznością rekonstrukcji polskiego rolnictwa, a w związku z tym też i potrzeba strukturalnych przemian w osadnictwie. Wynika to nie tylko z warunków koniecznych do spełnienia przy staraniach naszego kraju o wejście do Unii Europejskiej, ale też i z czysto ekonomicznych przesłanek. Rekonstrukcja rolnictwa będzie miała niewątpliwie wpływ na osadnictwo, jego rozmieszczenie, prze-

budowę budynków gospodarczych czy inwentarskich, a przy likwidacji siedlisk – przystosowania ich do nowych funkcji użytkowych.

Istniejące osadnictwo na wsi ma wiele cech negatywnych, które w ostatnich 40 latach wobec wymiany budynków tradycyjnie drewnianych na murowane było utrwalane. Do charakterystycznych negatywnych cech osadnictwa zaliczyć należy:

- Rozproszenie osadnicze charakteryzujące się wieloma miejscowościami rozrzuconymi na obszarze Polski. Aktualnie statystycznie jest około 40 tysięcy jednostek administracyjnych, z tym że faktycznie jest około 70 tysięcy, lecz poprzez administracyjne regulacje skorygowano ich liczbę bez zmian fizycznych stanu zabudowy.
- Rozdrobnienie agrarne, które cechuje się niedużą powierzchnią średniego gospodarstwa w kraju (lub w wybranym regionie) oraz rozproszeniem arealu na wiele kawałków gruntu w ramach jednego gospodarstwa. Aktu-

* Katedra Budownictwa Wiejskiego SGGW, ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa.

alnie (stan w 1994 r.) jest około 1 mln 970 tysięcy gospodarstw (w ciągu ostatnich czterech lat ubyło 171 tysięcy gospodarstw), w tym że średnia wielkość gospodarstwa wynosi obecnie około 7,8 ha (przy 7,1 ha w 1990 r.). Podobnie procesy likwidacji małych nierentownych gospodarstw przebiegały w krajach Europy Środkowej (choć znacznie dynamiczniej niż w Polsce). Tylko w ciągu kilku lat osiemdziesiątych liczba gospodarstw w Danii zmalała ze 116 tys. do 80 tys., tj. o 27%, czy np. w podobnym okresie we Francji o 20%. Obszar średniego gospodarstwa w tych krajach powiększył się prawie o 5 ha (w Polsce w podobnym okresie o 0,7 ha).

- Trwała obudowa szlaków komunikacji kołowej, co z jednej strony powoduje bezpośrednie zagrożenie dla miejscowych mieszkańców; powiększają się stresowe warunki życia codziennego ludności mieszkającej przy drogach (szum, hałas, pył oraz chemiczne odpady).
- Polskie rolnictwo jest zbyt obciążone siłą roboczą, która wynosi około 27 osób na 100 ha, kiedy w krajach Unii Europejskiej wskaźnik ten kształtuje się od 4 do 7 osób na 100 ha.
- Prawie 80% gospodarstw są to gospodarstwa o wieloprofilowej produkcji rolno-hodowlanej. Pełnoprodukcyjne gospodarstwa specjalistyczne stanowią w Polsce niewielki odsetek.
- Beztroskie stosowanie nawozów sztucznych i środków ochrony roślin, odejście od naturalnego nawożenia narusza naturalne środowisko (zatrucie cieków wodnych, szaty roślinnej; wody gruntowej często jeszcze stanowią-

cej podstawowe zaopatrzenie gospodarstw rolnych w wodę konsumpcyjną) i nadmierne zakwaszenie gleby.

- Powszechnym zjawiskiem jest brak małego opartego na sile kilku rolników lub członków ich rodzin przetwórstwa rolnego, czy tylko zakładów do konfekcjonowania produktów rolnych.
- W wielu przypadkach też niewłaściwe jest przechowywanie produktów rolnych. Długi i niewłaściwy transport produktów rolnych do dużych monopolistycznych zakładów przetwórstwa jest przyczyną strat ilościowych i wartościowych.

Taki stan rzeczy stawia nasze rolnictwo przy rozpatrywaniu podstawowych wskaźników na dość odległym miejscu w stosunku do innych krajów europejskich czy na przykład USA:

Kraj	Liczba hektarów na zawodowo czynnego	Ilość użytków rolnych w ha na 1 osobę	Liczba obywateli żywności przez 1 rolnika
Polska	3,52	0,50	7
Węgry	6,09	0,51	10
Dania	13,50	0,50	17
Francja	17,00	0,50	30
Wielka Brytania	28,00	0,13	—
Holandia	—	—	23
USA	—	—	63

Fakty te i rejestrowane zjawiska inspirować kierunki przekształceń, jakie powinny zaistnieć tak w strukturze agrarnej, jak i w osadnictwie. Jedno jest pewne, a wynika to z tradycji polskiego rolnictwa, że

w podstawowej masie będą to gospodarstwa rodzinne. Gospodarstwa te muszą jednak powiększać swój obszar produkcyjny w dość krótkim czasie, by produkcja rolna (hodowlana) była dla producentów opłacalna. Rolą ekonomistów i konsultantów-rolników jest określenie ekonomicznie uzasadnionej wielkości gospodarstwa w dostosowaniu do postulowanych czy tradycyjnych kierunków produkcji rolnej, w dostosowaniu do rodzaju gleby czy strefy klimatycznej. Natomiast rolą planistów przestrzennych jest zaproponowanie różnych form gospodarstw lub zespołów gospodarstw. Będą to więc:

- indywidualne gospodarstwa rodzinne z własnym uzbrojeniem w środki produkcji, magazyny, budynki gospodarcze itp., z możliwą kooperacją z drobnym przetwórstwem;
- indywidualne gospodarstwa rodzinne leżące na obszarach rekreacyjnych będą głównie nastawione na obsługę turystów; funkcjonalnie będzie to zwiększony program mieszkaniowy budynku o pokoje i sanitariaty dla turystów, a gospodarstwo rolne będzie podporządkowane obsłudze żywnościowej turystów;
- indywidualne gospodarstwa specjalistyczne (warzywnictwo, sadownictwo, drobiarstwo, produkcja mięsna, produkcja mleczna) z własnym zespołem urządzeń i maszyn rolniczych; gospodarstwa te będą kooperowały z obiektami przetwórstwa rolniczego;
- zespół gospodarstw specjalistycznych o wspólnej bazie obsługi technicznej rolnictwa, wspólnym zakładzie przetwórczym, lecz o niezależnej indywidualnej produkcji na własnej działce;

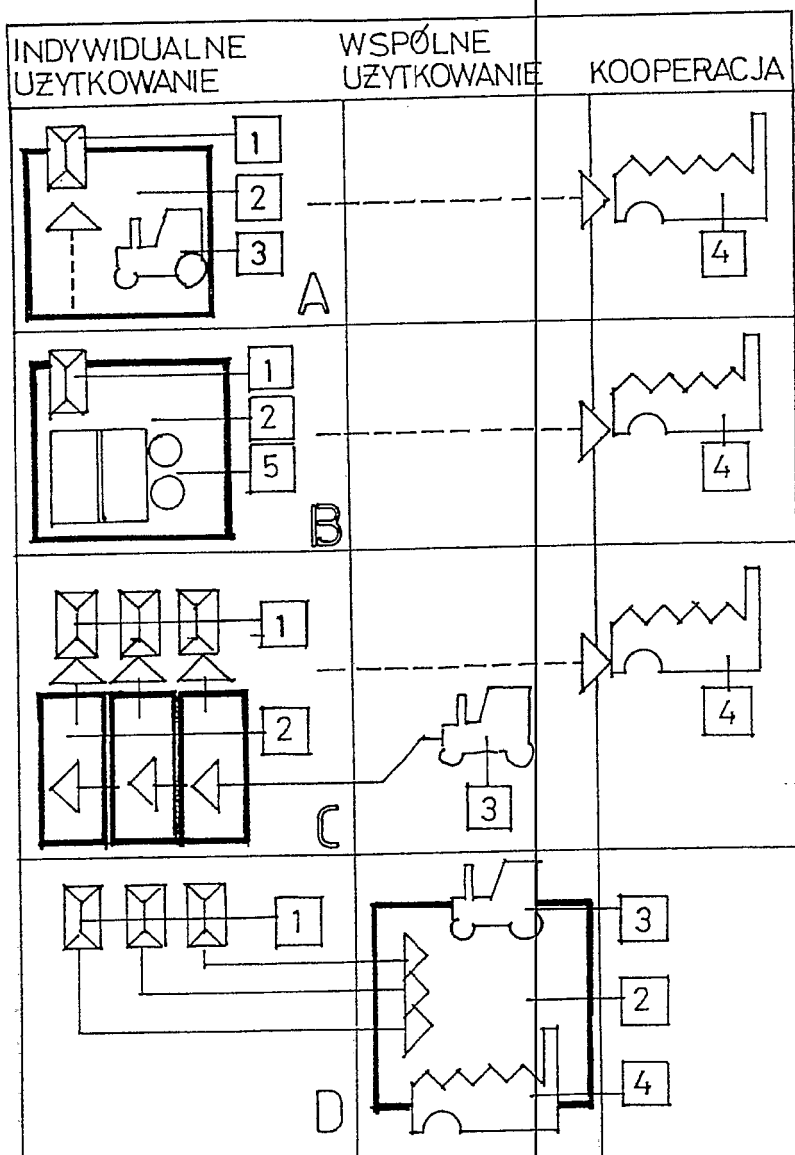
- gospodarstwo oparte na spółce produkcyjnej (spółdzielni) kilku rodzin (lub współudziałowców), gdzie jest wspólny obszar produkcyjny, wspólny system technicznej obsługi rolnictwa, wspólne przechowalnictwo czy przetwórstwo; działki siedliskowe i budynki mieszkalne są indywidualne (rys. 1).

Oprócz tych typowych gospodarstw produkcyjnych nie wyklucza się funkcjonowania małych gospodarstw kilkuhektarowych, często dwuzawodowych, ekologicznych lub tzw. hobbystycznych, użytkowanych przez mieszkańców miast (jako drugi dom, dom weekendowy), zgrupowanie głównie wokół dużych miast.

W procesie przemian agrarnych i osadnictwa na wsi konieczne będzie wykorzystanie naturalnych i niekonwencjonalnych źródeł energii służących do ogrzewania, oświetlenia czy jako siła napędowa do uruchamiania różnych urządzeń, maszyn w zagrodzie (energia wiatrowa, słoneczna, wodna, biogaz itp.). Konieczne również będzie odtworzenie zniszczonych w minionym 40-leciu elementów krajobrazu niosących swoim istnieniem pozytywne wartości użytkowe dla środowiska, takich jak:

- zieleń śródpolna czy np. leśne pasy ochronne przeciwdziałające stepowieniu gleb,
- mała retencja wodna poprawiająca miejscowe stosunki wodne.

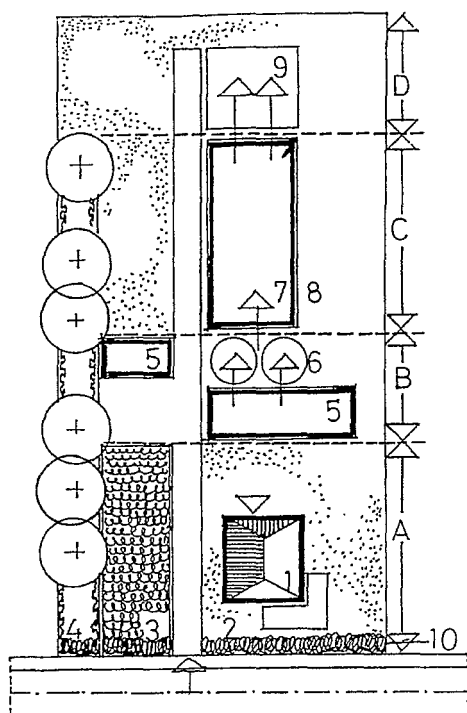
W trakcie ewolucyjnych przemian na wsi nie można stracić ze strefy zainteresowań spraw dotyczących ochrony środowiska zamieszkania. Do nich należy zaliczyć:



Rys. 1. Schematy proponowanych gospodarstw rolnych: A – gospodarstwo rodzinne (rolnicze, podmiejskie, obsługujące turystów); B – gospodarstwo rodzinne specjalistyczne; C – zespół gospodarstw różnych użytkowników (każdy o własnym obszarze produkcyjnym), lecz o wspólnej obsłudze technicznej rolnictwa; D – spółka, spółdzielnia o wspólnym terenie upraw rolnych (czy np. wspólnych obiektach hodowlanych), o wspólnej bazie technicznej obsługi rolnictwa z obiektami przetwórstwa rolniczego; 1 – budynki mieszkalne, 2 – tereny rolne, 3 – bazy technicznej obsługi rolnictwa lub własny zestaw maszyn rolniczych, 4 – przemysł (zakład) przetwórczy rolno-spożywczy, 5 – specjalistyczne budynki produkcyjne

- zakładanie zielonych pasów izolacyjnych na działce siedliskowej od strony dróg komunikacji kołowej, chroniących od pyłów, hałasu; jest to szczególnie ważne wobec stale zwiększającego się ruchu kołowego na wsi;
- zakładanie pasów zielonych od tzw. strony nawietrznej, chroniących budynki przed nadmiernymi stratami ciepła;
- konieczność wykonania izolacji sanitarnej miejsca zamieszkania od budynków produkcyjnych, hodowlanych lub innych urządzeń na działce (szamba, gnojowicy i tym podobnych zbiorników nieczystości), znajdujących się na działce siedliskowej; dotyczy to też wykonania w samym budynku mieszkalnym tzw. śluzy brudu (rys. 2);
- budowanie na wjazdach do wsi (lub małego miasteczka), oprócz tablic ograniczających szybkość poruszania się po miejscowości, urządzeń mających na celu tzw. uspokojenie ruchu, jak np. placyk o ruchu okrężnym wymuszającym zmniejszenie szybkości, pasy ruchu w układzie mijankowym (esowanie osi jezdni) czy kolorystyczne opisanie jezdni (rys. 3);
- zakładanie równoczesne kanalizacji i wodociągów łącznie z urządzeniami do oczyszczania ścieków;
- przebudowę sieci energetycznej na wsi, gwarantującej bezpieczne wykorzystanie maszyn rolniczych i urządzeń domowych, których ilość stale na wsi wzrasta (aktualny stan sieci energetycznej na wsi jest zdekapitalizowany i wymaga wymiany).

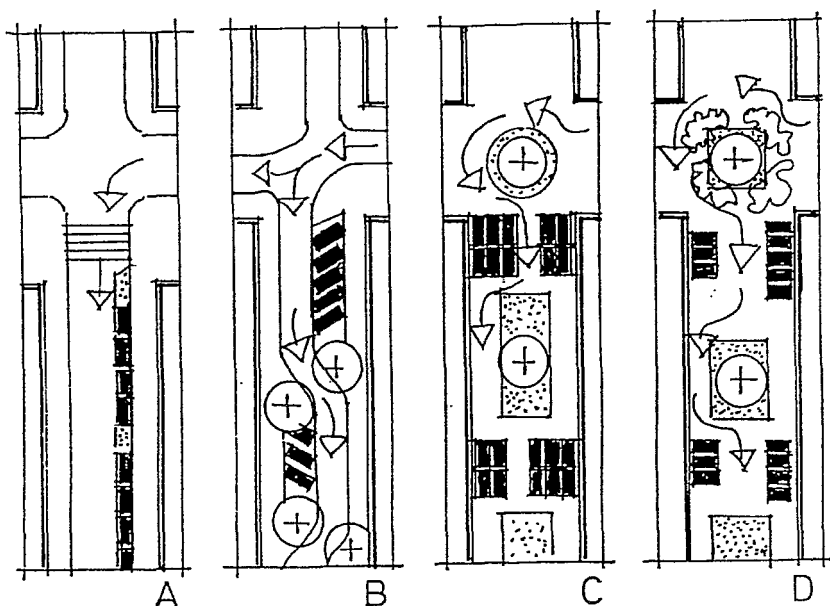
Należy zdać sobie sprawę, że procesy przekształceń będą przebiegały ewolu-



Rys. 2. Schematycznie pokazane strefy na działce producenta rolnego: A – strefa mieszkaniowa (1 – budynek mieszkalny, 2 – ogród i przedogródek, 3 – warzywnik, 4 – izolacja od strony nawietrznej, 10 – izolacja od drogi); B – izolacja pomiędzy strefą hodowlaną a mieszkalną (można lokalizować garaże, magazyny pasz – 5, 6); C – strefa hodowlano-inwentarska (z budynkami inwentarskimi – 7, wybiegami – 8); D – strefa odpadów i gnojowicy – 9

cyjnie, a jednocześnie efekty będą zależały (oprócz wielu innych czynników) od poniżej zaprezentowanych jednych z podstawowych (według autora niniejszego referatu) warunków:

- od stabilnej polityki rolnej z całym zestawem przepisów chroniących preferowane dziedziny produkcji rolnej w powiązaniu z polityką celną, a w



Rys. 3. Niektóre sposoby tzw. uspokojenia ruchu przy wjeździe do wsi, miejscowości:
A – za pomocą fali; B, C, D – za pomocą esowania osi drogi i placyków

- dostosowaniu do przyszłych europejskich zależności;
- logicznej i inspiracyjnej polityki kredytowej i organizacyjno-inwestycyjnej, promującej drobną wytwórczość i drobny przemysł rolny na wsi przejmujący nadwyżki siły roboczej z rolnictwa;
- szerszego wprowadzania regionalnych środowiskowych giełd towarowych eliminujących pośredników przejmujących tzw. pośredni zysk;
- od tworzenia miejscowych przepisów samorządowych (np. zawartych w zatwierdzonych planach zagospodarowania przestrzennego gmin) pozwalających na swobodny obrót siedliskami;
- od zorganizowanego regionalnie szkolenia współczesnego producenta rolnego.

Metoda wyboru lokalizacji obiektów obsługi rolnictwa

Abstract

Location methods of agriculture attendance objects. Situating in agriculture area of attendance objects like corn magazines, agriculture fruits manufactures, maintenance objects etc. depends on some factors, which from the most important are energetical expenditures of transport. Because of lot of products other factors are secondary. There is a method of choosing attendance object localizations for the needs of area planning with using some numerical technics. There are some transport algorithms a part from realistic schemes of roads network. We have defined correlations dependences of roads network with Euclidean distances of points in area and maxima of numerical manufacturing of factors defining the largeness agricultural production. It allows us for numerical simulation of area buildings scheme and for choose optimal planning solutions with regard transport expenses. This method was corrected by analysis of realistic area schemes of objects in some communes.

Key words: country planning, optimization of objects location

Wstęp

Gospodarka w sektorze rolnictwa, z uwagi na swoją specyfikę wynikającą z rozdrobnienia warsztatów wytwórczych i ich dyspersję przestrzenną, zmusza do poszukiwania rozwiązań planistycznych

odmiennych niż w innych sektorach gospodarki narodowej.

Wzajemne rozmieszczenie przestrzenne elementów ciągu produkcyjnego: produkcja – skup – przechowywanie – przetwórstwo, decyduje o stopniu efektywnego wykorzystania płodów rolnych oraz o efektywności ekonomicznej produkcji żywności.

Podstawowe ogniwa wytwarzania – gospodarstwa rolne – są niezmiennie przestrzennie i stabilnie produkcyjnie w rozumieniu kierunków produkcji. Jako niezmienną przestrzenną przyjęto usytuowanie produkcji w rejonie gminy, a nie sam kształt i areał gospodarstwa, które mogą ulegać zasadniczym zmianom na skutek restrukturyzacji rolnictwa. Stabilność produkcji wynika z potencjalnych możliwości produkcyjnych gleby, tradycji rolniczych oraz zainwestowania technicznego gospodarstw specyficznego dla kultywowanego kierunku produkcji.

Traktując element wytwarzania jako względnie stały w czasie produkcji i przetworu żywności, należy uwagę działań planistycznych skierować na kolejne ogniwa, a w szczególności na skup i przechowywanie.

*Katedra Budownictwa Wiejskiego SGGW, ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa.

Obiekty związane z kolejnymi etapami przetwarzania i obrotu płodami rolnymi, zwane umownie obiektami obsługi rolnictwa, mają istotny wpływ na skuteczność gospodarowania w sektorze gospodarki żywnościowej, jak i na efektywne wykorzystanie płodów rolnych. Jako skuteczność gospodarowania rozumie się wywoływanie produkcji towarowej zainwestowanymi obiektami obrotu i przetwórstwa płodów rolnych.

W dotychczasowych działaniach planistycznych lokalizacja obiektów obsługi rolnictwa uzależniana była od istniejącej infrastruktury technicznej (komunikacja, energia) oraz od zasobów siły roboczej. Najczęściej obiekty te kojarzone były z miasteczkami gminnymi bądź dużymi jednostkami osadniczymi. Istotność stosowanych dotychczas kryteriów lokalizacji zmniejszyła się z upływem czasu.

Rozwój sieci drogowej oraz linii przesyłowych energii osłabił wagę kryterium rozwoju infrastruktury. Urynkowienie gospodarki spowodowało uwolnienie siły roboczej zarówno w miastach, jak i na wsi. Problemy może nastręczać wykształcenie i fachowość wolnej siły roboczej, do pracy jednak w ośrodkach obsługi rolnictwa masowa kadra nie musi mieć wysokich kwalifikacji (poza dozorem technicznym), zatem kryterium siły roboczej w rozważaniach planistycznych dotyczących lokowania ośrodków w przestrzeni rolniczej jest nieistotne.

Zmniejszenie znaczenia dotychczasowych kryteriów lokalizacji obiektów obsługi rolnictwa upoważnia do poszukiwania innych, których istotność aktualna jest duża i rokuje wzrost bądź utrzymanie się na dotychczasowym poziomie. Czynnikiem znacznie wpływającym na nakłady i efektywność gospodarowania w sekto-

rze gospodarki żywnościowej jest transport. Przemieszczanie mas zarówno płodów rolnych, jak i środków ochrony roślin i nawozów jest nieuniknione wobec dyspersji przestrzennej ośrodków wytwarzania z jednej strony oraz centralizacji rejonowej czy gminnej ośrodków obsługi rolnictwa i przetwórstwa płodów rolnych z drugiej. Celowe zatem wydaje się podjęcie rozważań optymalizacyjnych przy wyborze lokalizacji tych ośrodków z założeniem funkcji celu – minimalizacji nakładów transportowych. Udział kosztów transportu w kosztach produkcji rolniczej dochodzący do 70% [Tomaszewski 1975], jak również ograniczony dostęp do nośników energii i paliw płynnych uzasadnia przyjęcie nakładów transportowych, jak kryterium lokalizacji obiektów rolnictwa.

Metoda

Proponuje się metodę oceny poprawności wyboru lokalizacji ośrodków rolnictwa opartą na bilansowaniu nakładów energetycznych przemieszczania mas płodów rolnych i środków produkcji według formuły:

$$E = \sum_{i=1}^{i=n} m_i l_{ij} k_i \Rightarrow \text{minimum} \quad (1)$$

gdzie:

E – całkowita energia transportu,

m_i – masa jednostkowa transportowana z ośrodka wytwarzania do obiektu obsługi lub odwrotnie,

l_{ij} – odległość transportowania masy jednostkowej z i -tego punktu wytwarzania do j -tego punktu usytuowania obiektu obsługi,

k_i – współczynnik przeliczeniowy.

Rozwiązanie takiego zadania optymalizacyjnego wymaga rozstrzygnięcia szeregu problemów, między innymi:

- określenia mas jednostkowych i przypisanie ich rozproszonym ośrodkom produkcji,
- sposobu ewidencjonowania ośrodków produkcji i skali ich uogólnienia,
- ustalenia sposobu wyznaczania odległości transportowych.

Jako podstawową jednostkę masy transportowej produktu przyjęto megagram (Mg). Wielkość produkcji w ośrodkach wytwarzania można przyjmować na poziomie realnych plonów, co wymaga jednak znacznego nakładu pracy i szczegółowych informacji ze spisów rolnych. Jako uproszczenie można przyjąć średnią wysokość plonu dla rejonu z uwzględnieniem przeliczników wynikających z klasy bonitacyjnej gleby.

Zakłada się podział rozpatrywanego obszaru na siatkę kwadratów i traktowania każdego z kwadratów jako indywidualny ośrodek produkcji z pominięciem podziału na gospodarstwa czy sposoby władania ziemią. Podział terenu na siatkę kwadratów pozwala na uproszczenie przygotowania danych wyjściowych, gdyż umożliwia pominięcie w rozważaniach pojedynczych gospodarstw i granic pól uprawnych. Identyfikowanie pojedynczego kwadratu jako ośrodka produkcyjnego znakomicie ułatwia wykorzystanie do rozważań metod numerycznych. Przyjęto podział na siatkę kwadratów o boku 1 km. Taki podział daje wystarczająco dokładne wyniki szacowania produkcji płodów rolnych oraz umożliwia rozwiązanie zagadnienia z wykorzy-

staniem komputerów o małej pojemności, typu PC [Pisarski 1992].

Przyporządkowanie siatce podziałowej numeracji ortogonalnej pozwala na precyzyjne ewidencjonowanie ośrodków wytwarzania i ich parametrów produkcyjnych zarówno wielkościowo, jak i asortymentowo, oraz tablicowanie danych do obliczeń numerycznych.

Przyjęcie wieloasortymentowego wariantu obliczeń nie zmienia istoty formuły podstawowej (1), jedynie powoduje zwiększenie liczby elementów algorytmu:

$$E = \sum_{i=1}^{i=n} m_i l_{ij} k_i + m_{i1} l_{ij} k_i + \dots + m_{in} l_{ij} k_i \Rightarrow \min \quad (2)$$

Rozwiązanie wieloparametrowe umożliwia kompleksową ocenę lokalizacji ośrodków obsługi, szczególnie gdy sytuowane są one np. w miasteczku gminnym, co w dotychczasowej praktyce jest zjawiskiem powszechnym. Zwielokrotnienia parametrowe funkcji celu jest możliwe zarówno pod względem asortymentu transportowych mas, jak i pod względem sytuowania różnych obiektów obsługi rolnictwa, np. poszukiwanie położenia magazynu nawozów przy znanych lokalizacjach innych obiektów z założeniem tzw. pustych przebiegów.

Teoretyczne mutacje i wariantowanie rozwinięcia funkcji celu nie są ograniczone, jednakże dopiero ich weryfikacja praktyczna wyznaczy zakres i celowość stosowania [Dembowska 1978].

Podstawowym problemem proponowanej metody jest sposób wyznaczania długości dróg transportowych. Zagadnienie to próbowali rozwiązać Hucko i Reg-

ner (1983) dla warunków czechosłowackich oraz Stawiany (1986). Hucko i Regner analizowali zagadnienia transportu w ramach gospodarstwa wielkoobszarowego i wprowadzili sposób ustalania odległości transportowych, polegający na wykorzystaniu obrzeży figur płaskich odwzorowujących podział na poletka uprawowe. Dla rozważań optymalizacyjnych rejonów gospodarczych, jak i warunków władania ziemią w Polsce sposób ten jest nieprzydatny.

Stawiany – analizując lokalizację ośrodków obsługi mechanizacji rolnictwa – zaproponował przyjmowanie odległości euklidesowych, powiększanych współczynnikiem wydłużenia, przyjmowanym jako średnie wydłużenie drogi z danej wsi do wsi sąsiednich. Sposób taki jest mało przydatny do proponowanej metody, gdyż wymaga każdorazowo wyznaczenia z mapy wydłużenia dróg, nadto odnosi się do niewielkich powierzchniowo obszarów.

W pracy wykonano analizę układu komunikacyjnego Polski środkowej, badając losowo 1200 odcinków dróg rzeczywistych i euklidesowych na mapie 1:25 000 jako podstawowej przy rozważaniach planistycznych. Analiza statystyczna otrzymanych wyników pozwoliła na określenie zależności korelacyjnej drogi rzeczywistej i drogi euklidesowej. Obliczenia wykonano przy założeniach różnych funkcji korelacyjnych. Charakterystyki ścisłości uzyskanych zależności preferują korelację liniową i paraboliczną:

– korelacja liniowa

$$L_R = 0,889 + 1,023 L \quad (3)$$

ścisłość korelacji mierzona liniowym współczynnikiem korelacji

$$r = 0,9906$$

– korelacja paraboliczna

$$L_R = 0,664 + 1,092 L - 0,004 L^2 \quad (4)$$

ścisłość korelacji mierzona parabolicznym współczynnikiem regresji

$$R = 0,9907$$

Ścisłości korelacji bardzo wysokie wskazują zarówno w przypadku korelacji liniowej, jak i parabolicznej na zależność korelacyjną zbliżoną do zależności funkcyjnych i stanowią o dokładności przyjętych dróg o długościach euklidesowych w zakresie zbadanym od 0 do 30 km. Zakres długości dróg będzie w toku dalszych prac poszerzony, dotychczasowe ustalenia pozwalają jednak na analogizowanie rozwiązań przestrzennych na obszarach gmin i rejonów większych, których przekątna nie przekracza 60 km. Zbadane zależności drogi rzeczywistej od drogi euklidesowej można, na podstawie przebiegu sieci drogowej, rozszerzyć na większość obszarów Polski, z wyjątkiem pogórza południowego i rejonu Gór Świętokrzyskich. Nieco odmienny przebieg tras komunikacyjnych w tych rejonach wynika z istniejących przeszkód terenowych oraz konieczności meandrujących tras w planie dla zachowania dopuszczalnych spadków podłużnych [Hopfer, Żebrowski, 1973; Hopfer, Kobyłecki 1980]. Ustalenie zależności $L_R = f(L)$ dla tych rejonów będzie przedmiotem dalszych badań.

Zastosowanie zbadanych zależności od korekty formuły optymalizacyjnej można wprowadzić w formie współczynnika korygującego $k = L_R/L$. Wobec numerycznego rozwiązywania problemu podejście takie jest pracochłonne i nie pozwala na wykorzystanie możliwości automatyzacji obliczeń. Wprowadza się zatem do formuły optymalizacyjnej rozwiniętą postać zależności korygującej i przyjmuje ona postać:

$$E = \sum_{i=1}^{i=n} m_i (0,064 + 1,092 L_{ij} - 0,004 L_{ij}^2) \Rightarrow \min \quad (5)$$

w ujęciu jednoparametrowym. W formułę przyjęto korektę drogi w zależności parabolicznej. Przy podobnych charakterystykach zależność krzywoliniowa rokuje większe prawdopodobieństwo odwzorowania przebiegu zjawiska niż zależność liniowa.

Weryfikacja metody

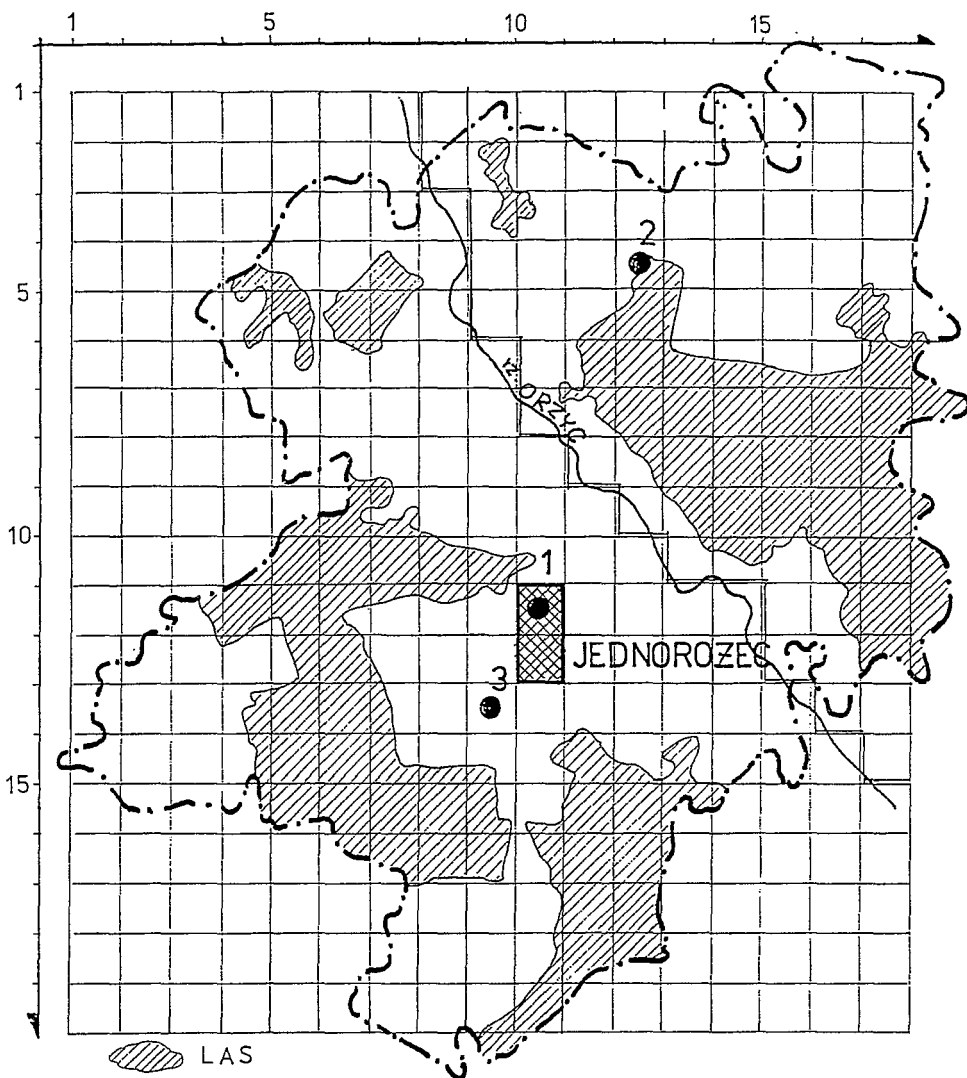
Weryfikację proponowanej metody przeprowadzono przy ustaleniu lokalizacji obiektów obsługi rolnictwa w dwóch gminach: Jednorożec i Strzelce.

Gmina Jednorożec charakteryzuje się dużą lesistością przy rozmieszczeniu rozłógów leśnych w regularnych kompleksach na całym obszarze gminy. Grunty orne o przewadze żytnich słabych predysponują gminę do produkcji żyta i ziemniaków w płodozmianach przemianowych. Cechą charakterystyczną jest przepełnienie obszaru gminy rzeką Orzyc w kierunku północno-zachodnim – południowo-wschodnim, co stwarza dodatko-

we utrudnienia komunikacyjne (rys. 1). Na przykładzie gminy Jednorożec podjęto próbę ustalenia optymalnej lokalizacji magazynu zbiorowego obsługującego cały obszar gminy w pierwszym wariancie analizy oraz dwóch oddzielnych magazynów obsługujących część gminy dzielone rzeką – drugi wariant optymalizacji.

Dane wyjściowe do analizy optymalizacyjnej przyjęto zgodnie z przyjętymi wyżej założeniami. Siatka kwadratów o boku 1 km. W każdym z kwadratów wyznaczono procentowy udział powierzchni poszczególnych klas bonitacyjnych gleb oraz współczynniki przeliczeniowe na hektar klasy umownej. Następnie, przyjmując średni plon z hektara gleby klasy umownej, wyznaczono wielkość produkcji zbóż w poszczególnych kwadratach identyfikowanych jako ośrodki produkcji. Odległości euklidesowe od poszczególnych kwadratów do punktu poszukiwanego przyjmowano ze środków geometrycznych kwadratów. Kwadrat położenia optymalnego magazynu zbożowego ustalono na podstawie kolejnych iteracji obliczeniowych zakładając jego położenie w kolejnych kwadratach. Minimalny nakład energetyczny transportu określa kwadrat optymalny z punktu widzenia transportu, lokalizacji magazynu zbożowego. Wyniki obliczeń uzyskano w jednostkach energetycznych MJ (megadżul) i wyraża zapotrzebowanie energii na wykonanie pracy przemieszczenia produkcji towarowej zboża z ośrodków produkcji do magazynu zbożowego.

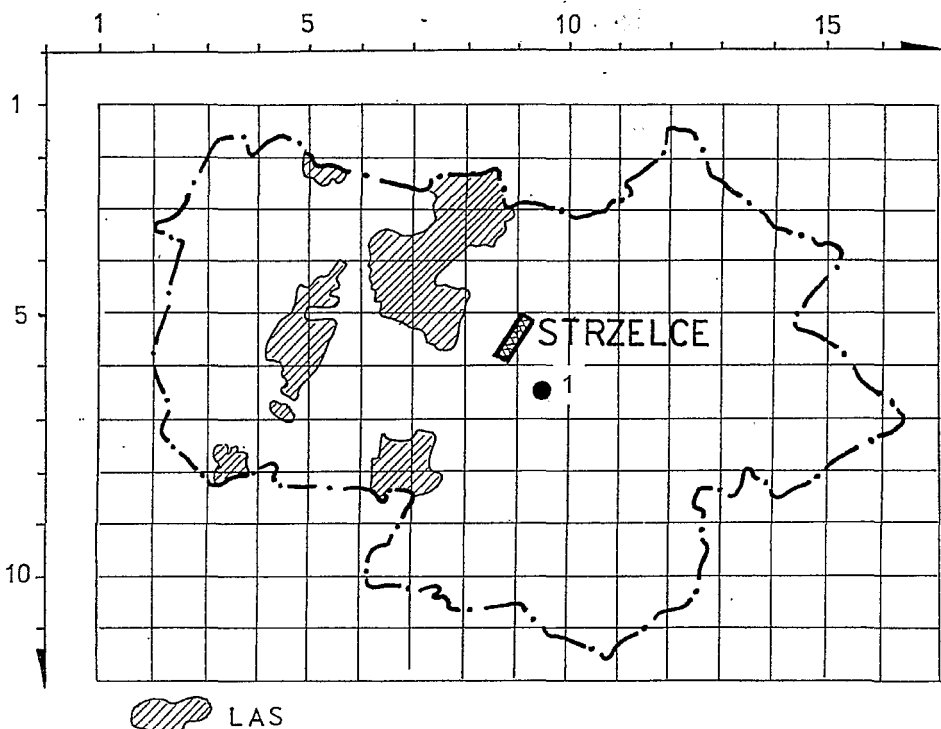
W wariancie pierwszym obliczeń optymalizacyjnych (obszar gminy traktowany jako całość) optymalny punkt lokalizacji magazynu zbożowego pokrywa się z miejscowością gminną.



Rys. 1. Lokalizacja magazynu zbożowego w gminie Jednorożec; 1 – optymalna lokalizacja magazynu obsługującego całą gminę, 2 i 3 – lokalizacje magazynów przy podziale gminy na dwie części (naturalne rozgraniczenie rzeką)

W wariancie drugim (oddzielnie traktowane brzegi rzeki Orzyc) jeden z punktów wypada około 2 km od miejscowości gminnej, drugi zaś na drugim brzegu rzeki (punkt nr 2).

Przedstawione obliczenia umożliwiają podjęcie decyzji lokalizacyjnej, mając do wyboru budowę jednego magazynu przy zwiększonym nakładzie energetycznym transportu prawie o 67,7% w stosun-



Rys. 2. Lokalizacja przechowalni owoców w gminie Strzelce; 1 – lokalizacja optymalna według kryterium nakładów transportowych

ku do dwóch oddzielnych magazynów. Rozstrzygnięcie tej kwestii wymaga analizy ekonomicznej budowy jednego lub dwóch obiektów magazynowych i porównanie ewentualnych zysków z budowy jednego z koniecznością ponoszenia ciągłych nakładów na transport płodów.

W gminie Strzelce (rys. 2) rozpatrywano produkcję sadowniczą i ewentualną lokalizację przechowalni owoców. Produkcję owoców w poszczególnych rejonach wyznaczono na tych samych zasadach co produkcję zbóż w poprzedniej gminie. Z uwagi na ukształtowanie przestrzenne gminy oraz gęstą sieć drogową bez przeszkód naturalnych przyjęto jedną

centralną przechowalnię gminną. W wyniku przeprowadzonych obliczeń uzyskano optymalne, z punktu widzenia nakładów transportowych, usytuowanie przechowalni owoców w pobliżu miejscowości gminnej (1 km).

Wnioski

1. Analiza lokalizacji obiektów obsługi rolnictwa przeprowadzona na dwóch przykładowych gminach wykazała przydatność proponowanej metody do podejmowania decyzji w planowaniu przestrzennym. Przyjęcie wymiernych kryteriów lokalizacji obiektów umożliwia po-

równywanie różnych rozwiązań oraz ich efektywności wyrażonej nakładami energetycznymi.

2. Przyjęcie uzasadnionych analitycznie współczynników korekty drogi umożliwia rozwiązanie decyzji przestrzennych z wykorzystaniem EMC przy prostym sformułowaniu algorytmu obliczeniowego i niekłopotliwym przygotowaniu założeń wyjściowych.

3. Proponowana metoda może mieć zastosowanie do zagadnień optymalizacyjnych w różnych przypadkach przemieszczania mas nie tylko przy zastosowaniu transportu mobilnego (np. zaopatrzenie w wodę).

Literatura

- DEMBOWSKA Z. 1978: *Planowanie przestrzenne w ujęciu systemowym*. Instytut Kształtowania Środowiska, Warszawa.
- HOPFER A., ŻEBROWSKI W. 1973: *Analityczno-graficzna metoda minimalizacji transportu*. Z.N. ART Nr 1, Olsztyn.
- HOPFER A., KOBYLECKI A. 1980: *Kształtowanie sieci dróg na terenach wiejskich*. PWRiL, Warszawa.
- HUCKO M., REGNER J. 1983: *Lokalizace zemědělske investicni vystavby*. VSZ, Praha.
- PISARSKI M. 1992: *Location criteria of agriculture attendance objects*. Ann. of Warsaw Agric. Univ. Land Recl. No 26.
- STAWIANY M. 1986: *Wyznaczanie optymalnej lokalizacji i zagospodarowania ośrodków obsługi rolnictwa*. RPBR 120. Bisprol nr 5, Warszawa.
- TOMASZEWSKI K. 1975: *Organizacja obsługi transportowej gospodarstw indywidualnych*. Roczn. Nauk. Roln. t. 72, z. 1, seria C.

Kryteria doboru rozwiązań systemów kanalizacyjnych na obszarach nieurbanizowanych

Abstract

Urbanized sewere systems criteria. The author shows the characteristic of sewere systems the availability in the searched and country areas have been shown in the paper. The main task in the paper has been concerned to lorry tank discharge systems. The criteria of country and saerched sewere systems has been also shown in the paper.

Słowa kluczowe: wiejskie jednostki osadnicze, kanalizacja, systemy, wywóz ścieków, kryteria

Charakterystyka systemów kanalizacyjnych stosowanych na obszarach nieurbanizowanych

Rozwój systemów odprowadzania i oczyszczania ścieków na obszarach nieurbanizowanych pozostaje zdecydowanie w tyle za rozwojem zaopatrzenia wsi w wodę. Ta dysproporcja wymaga pilnej budowy wielu systemów kanalizacyjnych – sieci i oczyszczalni ścieków, inwestycji kapitałochłonnych i najczęściej trudnych w realizacji, aby uchronić środowisko przed niekontrolowanym ich odprowadzaniem. Dobór właściwych roz-

wiązań systemów kanalizacyjnych w warunkach wiejskich jest więc problemem o dużym znaczeniu technicznym i warto poświęcić mu trochę uwagi.

Kanalizację wiejską klasyfikuje się na podstawie różnych kryteriów, jak np.:

- a) wg kryterium zasięgu terenowego kanalizacji:
 - kanalizację indywidualną (zagrodową),
 - kanalizację zbiorową.

Kanalizacja zagrodowa odprowadza ścieki poza budynek, w którym powstają, i oczyszcza je na terenie zagrody. Kanalizacja zbiorowa odprowadza ścieki z wielu budynków i transportuje je do oczyszczalni lub ewentualnie na wylewisko ścieków. Może ona być lokalna, obejmująca jedno osiedle wiejskie, jego część lub wyodrębniony zakład przetwórczy (kanalizacja zakładowa) albo grupowa – dla kilku wsi lub zakładów przetwórczych.

- b) wg kryterium sposobu transportu ścieków:
 - kanalizację bezodpływową,
 - kanalizację odpływową.

* Katedra Wodociągów i Kanalizacji, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45 A, 15-351 Białystok.

W kanalizacji bezodpływowej transportowanie ścieków z miejsca ich powstawania i gromadzenia (zbiorników bezodpływowych) do miejsc przeznaczenia odbywa się za pomocą taboru asenizacyjnego. W kanalizacji odpływowej usuwanie ścieków z miejsc powstawania i ich transport do miejsc przeznaczenia odbywa się kanałami.

c) wg kryterium stopnia kompletności spełniania przez kanalizację jej funkcji:

- kanalizację pełną,
- kanalizację częściową.

W kanalizacji pełnej następuje usuwanie i oczyszczanie wszystkich rodzajów powstających ścieków. W kanalizacji częściowej usuwa się tylko niektóre rodzaje ścieków lub ich się nie oczyszcza. W warunkach wiejskich znajduje głównie zastosowanie kanalizacja częściowa dla ścieków bytowo-gospodarczych, obejmująca sieci i urządzenia oczyszczające.

d) wg kryterium hydraulicznych warunków przepływu:

- kanalizację grawitacyjną,
- kanalizację ciśnieniową,
- kanalizację podciśnieniową.

Pierwsza, stosowana najczęściej, uważana jest za konwencjonalną, dwie pozostałe za niekonwencjonalne. W konwencjonalnych systemach kanalizacji podczas spławiania ścieków wykorzystuje się ich siłę ciężkości, a grawitacyjny przepływ ścieków zapewnia pochylone dno kanału. W sporadycznych przypadkach stosowane są na sieci kanalizacyjnej pompownie ścieków i przewody pracujące pod ciśnieniem.

Stosowanie konwencjonalnych systemów kanalizacji na wsi jest w określo-

nych warunkach terenowych i urbanistycznych możliwe i celowe. Zasady projektowania stosowanych systemów kanalizacji (ogólnospławnego, rozdzielczego i półrozdzielczego) w wiejskich jednostkach osadniczych są identyczne z zasadami w warunkach systemów komunalnych.

Systemy niekonwencjonalne kanalizacji odbiegają od modelu tradycyjnego, działającego na zasadzie grawitacyjnego wpływu ścieków bezciśnieniowymi i częściowo wypełnionymi przewodami rurowymi. Spośród różnych propozycji rozwiązań niekonwencjonalnych systemów kanalizacyjnych jako najbardziej przydatne można wymienić kanalizację ciśnieniową i kanalizację podciśnieniową. Zastosowanie kanalizacji ciśnieniowej stało się możliwe dzięki opracowaniu konstrukcji małych urządzeń do przetwarzania ścieków oraz pomp zatapialnych, pompujących ścieki z zawartością zawiesziny i większych zanieczyszczeń. Urządzenia te, instalowane w bezpośrednim sąsiedztwie miejsc powstawania ścieków, przetwarzają co pewien czas zebrane w zbiornikach ścieki do przewodu kanalizacyjnego, pracującego pod ciśnieniem i ułożonego na niewielkiej głębokości, na ogół równoległe do terenu.

Praca kanalizacji podciśnieniowej polega na wymuszeniu przepływu ścieków wytworzeniem w sieci przewodów odpowiedniego podciśnienia. Ścieki są "zasypane" do sieci, przepływają do zbiorników podciśnieniowych i dalej transportowane są do oczyszczalni ścieków grawitacyjnym lub ciśnieniowym układem sieci kanalizacyjnej.

Do niekonwencjonalnych systemów kanalizacji można również zaliczyć kanalizację bezodpływową, która – pomimo

wielu niekorzystnych cech – jest w dalszym ciągu dość powszechnie stosowana, szczególnie na terenach wiejskich oraz w podmiejskich osiedlach domów jednorodzinnych.

Analiza przydatności systemów kanalizacyjnych do odprowadzania ścieków na terenach wiejskich

O przydatności systemów kanalizacyjnych do odprowadzania ścieków na terenach wiejskich przesądzają ich zalety i wady. Najważniejszymi zaletami systemów konwencjonalnych są prostota układu i wysoka niezawodność działania, a główną wadą – wysokie nakłady inwestycyjne. Transport niewielkich ilości ścieków na duże odległości, wymagający znacznego zagłębienia sieci, powoduje wzrost kosztów. Poszukiwanie nowych, niekonwencjonalnych rozwiązań umożliwiających spłycenie sieci kanalizacyjnych i zastosowanie ich na terenie wsi, osiedli mieszkaniowych, ośrodków rekreacyjnych itp. zmierza do minimalizacji nakładów.

Niekonwencjonalne systemy kanalizacyjne (ciśnieniowy i podciśnieniowy) posiadają następujące zalety:

- umożliwiają układanie kanałów równoległe do powierzchni terenu, na głębokościach równych lub nawet nieco mniejszych (kanalizacja ciśnieniowa) od głębokości układania przewodów wodociągowych,
- spełniają lepiej warunki sanitarne przez znaczne ograniczenie eksfiltracji, powodującej skażenie wód gruntowych (dotyczy to tylko kanalizacji podciśnieniowej),

- umożliwiają istotne zmniejszenie wymiarów poszczególnych urządzeń do oczyszczania ścieków, niwelując w znacznym stopniu szczytowe wielkości dopływu ścieków do oczyszczalni związane z opadami (wyeliminowanie infiltracji i wód przypadkowych),
- pozwalają na znaczne skrócenie czasu realizacji inwestycji (niewielkie objętości robót ziemnych, możliwość stosowania lekkich i łatwych w montażu przewodów z tworzyw sztucznych),
- znacznie ograniczają lub eliminują prace prowadzone przez pracowników wewnątrz systemu, w wyniku czego zmniejszają się uciążliwości eksploatacyjne,
- obniżają koszty budowy prawie o 40–50% w stosunku do systemu konwencjonalnego (dotyczy tylko kanalizacji podciśnieniowej).

Kanalizacja ciśnieniowa i podciśnieniowa mają również wady, a mianowicie:

- zawodność działania systemu wynikająca z awaryjności elementów mechanicznych wchodzących w jego skład,
- konieczność ciągłego i niezawodnego dostarczania zmiennej w czasie ilości energii elektrycznej przeznaczonej do zasilania systemu,
- konieczność dokonywania regularnych przeglądów i konserwacji urządzeń przez wykwalifikowanych pracowników.

Wadą kanalizacji ciśnieniowej jest także możliwość pęknięcia kanału, grożąca skażeniem terenu, a kanalizacji podciśnieniowej – dość ograniczony zasięg.

Osobny, ale i trudny problem to kanalizacja bezodpływowa, która na terenach niezurbanizowanych powinna być roz-

wiązaniem przejściowym, stosowanym do chwili podłączenia nieruchomości do zbiorowych urządzeń kanalizacyjnych. Zdarza się jednak, że jest rozwiązaniem bądź docelowym, bądź użytkowanym przez kilkanaście lat.

Stosowanie tego systemu budzi szereg wątpliwości i zastrzeżeń specjalistów, a ważniejsze wśród nich dotyczą:

- różnej wielkości zbiorników do gromadzenia odpadów płynnych i różnej częstotliwości ich opróżniania, utrudniających ustalenie stałych tras taboru asenizacyjnego i kontrolę wywozu,
- groźby zanieczyszczenia środowiska – rozprzestrzenianie się płynnych przecieków w glebie, wodach powierzchniowych i podziemnych oraz duży ich zasięg,
- możliwości pojawienia się w zbiornikach zanieczyszczeń chemicznych ścieków, pochodzących z małych obiektów – warsztatów produkcyjnych i usługowych, zlokalizowanych obecnie nawet w budynkach jednorodzinnych na terenach nie uzbrojonych w system kanalizacyjny,
- niemożność korzystania z urządzeń sanitarnych w przypadku nieterminowego wywozu nieczystości (częste zjawisko) i przepełnienia zbiornika,
- niedogodności podczas opróżniania zbiorników – hałas i nieprzyjemne zapachy, ruch taboru asenizacyjnego, ciekące zbiorniki, zanieczyszczenie tras przewozu,
- w punktach zrzutu ścieków (zlewczycach) – nieprzyjemne zapachy,
- spławianie nieczystości płynnych do systemów kanalizacyjnych, nie zakończonych oczyszczalniami ścieków,

- uciążliwość dla otoczenia wylewisk gruntowych,
- długie trasy przewozu nieczystości (w województwie stołecznym nawet 25 do 30 km),
- brak aktualnej ewidencji zbiorników do gromadzenia ścieków i możliwości kontroli wywozu z powodu mnogości firm zajmujących się usługami asenizacyjnymi.

Szereg wymienionych zastrzeżeń potwierdza sytuacja występująca na terenie województwa stołecznego warszawskiego (WSW), na którym w 1990 roku liczbę zbiorników do gromadzenia ścieków szacowano na ok. 76 000. Nierealna okazała się też prognoza, że liczba budowanych zbiorników będzie coraz mniejsza, ponieważ w latach 1976–1988 na analizowanym terenie liczba połączeń do sieci kanalizacyjnej wzrosła $1,2^x$, a liczba budowanych zbiorników – $4,7^x$. Poważnym, aczkolwiek niedocenionym problemem są nieszczelne zbiorniki do gromadzenia ścieków, często budowane z kręgów betonowych. Potwierdziły to badania przeprowadzone w połowie lat osiemdziesiątych w WSW, kiedy to stwierdzono, że udział szczelnych zbiorników wynosi tylko kilka procent (1–10%). Przy zużyciu wody 120 l/M, d powinno się wywozić ok. 44 m³/M, rok (wg literatury 18–24 m³/M, rok). Tymczasem w 1989 roku, w WSW wywoziło się tylko 3,5 m³/M, rok, a reszta (ok. 40 m³/M, rok) trafiała do gruntu i w konsekwencji do wód gruntowych.

Jedną z istotnych przyczyn negatywnego wpływu omawianego systemu kanalizacji na środowisko są też nieprzemyślane decyzje urbanistyczne, polegające na "etapowaniu" budownictwa jednorod-

dzinnego na terenach nie skanalizowanych. Początkowo przydziela się duże działki budowlane i sankcjonuje budowę zbiorników do gromadzenia nieczystości płynnych, a następnie po realizowaniu sieci kanalizacyjnej następuje "wtórnny" podział działek na mniejsze, w ramach zwiększania "pojemność" terenu. Zużycie wody wzrasta, a system kanalizacyjny staje się niewydolny, ponieważ wybudowano tylko główne ciągi kanalizacyjne, a na "wygospodarowanych" działkach pojawiły się zbiorniki i nadal konieczny był wywóz ścieków.

Istotną wadą omawianego systemu są wysokie koszty eksploatacji kanalizacji bezodpływowej, na które wpływa głównie cena wywozu ścieków przez tabor asenizacyjny. Średni koszt wywozu 1 m^3 ścieków w 1990 roku wynosił 6500 zł oraz dodatkowo 2000 zł za każdy przejechany kilometr ponad 10 km. Po urynkowieniu wywóz ścieków stawał się coraz droższy, a cena wywiezienia 1 m^3 ścieków na osiedlu Warszawa-Groty wzrosła do 6 zł/m^3 (60 000 starych zł). W okresie ostatnich 9 lat wzrost kosztów wywozu zwiększył się 5000 razy. Do pewnego czasu występowało też dotowanie wywozu ścieków i w tej sytuacji przeprowadzane analizy techniczno-ekonomiczne zawsze wykazywały, że system kanalizacji bezodpływowej jest tańszy od pozostałych analizowanych systemów. Mankamentem kanalizacji bezodpływowej była też potrzeba zwiększonego udziału mieszkańców w finansowaniu budowy systemu kanalizacyjnego – początkowo w budowie zbiorników, a następnie w budowie kanałów, a niekiedy również w budowie oczyszczalni ścieków.

Kryteria doboru systemów kanalizacyjnych ścieków w warunkach wiejskich

Tereny wiejskie są obszarem trudnym dla należytego i kompleksowego skanalizowania. Decyduje o tym ich specyfika, a do odmienności cech kanalizacji wiejskiej w stosunku do komunalnych systemów kanalizacyjnych należy m.in. zaliczyć:

- niewielką w stosunku do miejskich jednostek osadniczych ilość ścieków,
- duże wahania godzinowego odpływu ścieków w porównaniu z warunkami miejskimi,
- znaczną rozległość układu kanalizacyjnego na terenach wiejskich ze względu na rozproszoną zabudowę,
- praktyczną niemożność objęcia całej miejscowości systemem kanalizacyjnym,
- odmienne materiały stosowane do budowy sieci w warunkach wiejskich, szersze wykorzystanie przewodów z tworzyw sztucznych.

Kanalizacja grawitacyjna może być w warunkach wiejskich stosowana wówczas, gdy:

- teren posiada spadek w kierunku odbiornika ścieków,
- zabudowa jest w miarę zwarta,
- wystarczą stosunkowo krótkie trasy kanałów,
- odprowadzenie ilości ścieków umożliwia utrzymanie w kanałach prędkości samooczyszczających przy ich maksymalnym odpływie.

Duże trudności techniczne przy projektowaniu grawitacyjnych systemów kanalizacyjnych sprawia przede wszystkim niewielka gęstość zabudowy tere-

nów wiejskich. Długie trasy kanałów, znaczne ich zagłębienie (często >4,0–5,0 m) oraz niewielkie napełnienie kanałów, a w konsekwencji zbyt małe prędkości przepływu, umożliwiające odkładanie się zanieczyszczeń – praktycznie powinny wykluczać stosowanie grawitacyjnych systemów kanalizacyjnych na wsi, pociągających również za sobą znaczne potrzebne nakłady inwestycyjne.

Problem ten można rozwiązać głównie przez budowę niekonwencjonalnych systemów kanalizacyjnych w postaci sieci kanałów ciśnieniowych lub podciśnieniowych, ale również np. poprzez budowę sieci kanalizacyjnej o ograniczonym zasięgu oraz zastosowanie miejscowego oczyszczania ścieków.

Niekonwencjonalne systemy kanalizacyjne (ciśnieniowy lub podciśnieniowy) powinny znaleźć zastosowanie w warunkach wiejskich wtedy, gdy:

- teren jest płaski,
- do odprowadzenia są bardzo niewielkie ilości ścieków,
- poziom wody gruntowej występuje już ok. 1,0 m p.p.t.,
- zład systemu kanalizacyjnego jest rozległy (może być wtedy zastosowana kanalizacja ciśnieniowa).

Konsekwencją zastosowania kanalizacji ciśnieniowej lub podciśnieniowej są niewielkie przekroje przewodów, sieci te układane są płytko, również koszt jej realizacji jest najczęściej niższy, niż miało by to miejsce w przypadku kanalizacji grawitacyjnej. Za mankamenty tych systemów można uznać zaangażowanie energii elektrycznej w przetłaczanie ścieków i jej koszt oraz konieczność posiadania fachowej obsługi urządzeń i uzbrojenia omawianych systemów.

Stosowanie natomiast kanalizacji bezodpływowej jest ekonomicznie uzasadnione, gdy:

- zabudowa terenu jest bardzo rozproszona,
- odległości pomiędzy poszczególnymi nieruchomościami wynoszą powyżej 120 m (jednostkowa długość sieci kanalizacyjnej powyżej 12 m/ha),
- odległość do miejsca wywożenia ścieków nie przekracza 10 km.

Ważne jest właściwe usytuowanie zbiorników do gromadzenia ścieków. Lokalizując je należy zgodnie z obowiązującymi przepisami przestrzegać następujących odległości:

- a) 15 m (mierząc od najbliższej krawędzi ściany zbiornika) – od studni,
- b) 75 m (mierząc od najbliższej krawędzi ściany zbiornika) – od drogi publicznej i od granicy nieruchomości,
- c) 15 m (mierząc od najbliższego otworu w zbiorniku) – od otworów pomieszczeń stałego pobytu ludzi.

Podsumowanie i wnioski

Wobec dużych, nadal nie zaspokojonych potrzeb w zakresie kanalizowania obszarów nieurbanizowanych, rozwój systemów odprowadzania ścieków dostosowanych do specyficznych potrzeb tych obszarów jest ważny i konieczny. Duże nadzieje na rozwiązanie tego problemu należy wiązać z niekonwencjonalnymi systemami kanalizacji, które znane w naszym kraju od kilkunastu lat są dopiero w trakcie badań i wstępnych wdrożeń. Udałe realizacje kanalizacji ciśnieniowej i podciśnieniowej w kilku miejscowościach w różnych rejonach kraju potwier-

dzają przydatność tych systemów w warunkach wiejskich.

Wybór optymalnego w danych warunkach systemu kanalizacyjnego wiejskiej jednostki osadniczej powinien być poprzedzony analizą techniczno-ekonomiczną możliwych do zastosowania rozwiązań. Przedstawione w niniejszym referacie spostrzeżenia i analizy pozwalają na przedstawienie następujących wniosków:

1. Kanalizowanie terenów wiejskich jest trudnym problemem technicznym, zwłaszcza w odniesieniu do wyboru właściwego systemu odprowadzania ścieków.
2. Możliwość stosowania konwencjonalnego systemu kanalizacji (grawitacyjnego) należy uznać za ograniczoną z uwagi na specyfikę obszarów nie zurbanizowanych.
3. Bardziej przydatne wydają się być w omówionych warunkach niekonwencjonalne systemy kanalizacji – ciśnieniowy i podciśnieniowy. Konieczny jest dalszy ich rozwój, a zwłaszcza produkcja urządzeń i uzbrojenia sieci (dla kanalizacji podciśnieniowej).
4. Stosowanie kanalizacji bezodpływowej należy uznać za "zło konieczne" i sięgać po nie w ostateczności traktując je jako rozwiązanie przejściowe, przy jednoczesnym zapewnieniu odpowiednich stacji zlewniczych oraz kontroli ilości i jakości wywożonych ścieków.
5. Konieczne jest przed wyborem systemu kanalizacji sporządzanie analiz rozważających zarówno uwarunkowania lokalne i techniczne, jak i ekonomiczne – koszt realizacji i eksploatacji systemów.
6. Niezbędne jest perspektywiczne opracowanie koncepcyjne kanalizacji dla danej jednostki osadniczej, uwzględniające etapowość realizacji i dostosowane do potrzeb i możliwości rozwiązania.
7. Celowe wydaje się również prowadzenie dalszych prac i analiz nad zaprezentowanym w niniejszym referacie problemem, zmierzającym do stworzenia metody optymalizacji systemów kanalizacyjnych na obszarach niezurbanizowanych.

Literatura

- BIEŃ J., CHOLEWIŃSKA M. 1995: *Kanalizacja ciśnieniowa i podciśnieniowa*. Wyd. P. Cz. (w druku).
- DZIENIS L., KRÓLIKOWSKA A. 1991: *Wodociągi i kanalizacje wiejskie*. Wyd. II, wyd. P.B., s. 279.
- KRÓLIKOWSKI A. 1994: *Gospodarka wodno-ściekowa na obszarach niezurbanizowanych*. Wyd. B.B. i W.E. Sp. z o.o. w Białymstoku, s. 314.
- LISEK B. 1995: Uwagi do książki pt. *Gospodarka wodno-ściekowa na obszarach niezurbanizowanych* (rękopis).
- OSMULSKA-MRÓZ B. 1995: *Lokalne systemy unieszkodliwiania ścieków*. Poradnik. Wyd. IOŚ. Warszawa, s. 219.

Analiza funkcjonalna kształtowania rozwiązań pomieszczeń w budynkach jednorodzinnych stosujących bierne systemy ogrzewania

Abstract

The functional analysis presenting the formation of room design executions in detached houses with passive heating systems installed. Traditional design of detached houses, in general, comes down to providing damp-proof walls and insulation control. Detached houses with passive systems should have only such executions of their form, construction and their interior as well as well as exterior living space which would enable maximum utilization of solar energy and minimize its drain. On the basis of the chosen projects of detached houses with energy-saving systems realized in the climate zone resembling the one in Poland (the moderate climate) it could be observed, that besides their traditional conformity with functional room design scheme, they also fulfil new important principles which are mentioned in the article.

Key words: nonconventional energy sources, passive heating systems

Wstęp

W tradycyjnym projektowaniu pomieszczeń domów jednorodzinnych ważną rolę odgrywają związki funkcjonalne, wielkość oraz przydatność pomieszczeń dla danej funkcji. W małym stopniu uzależnia się usytuowanie pomieszczeń od

stron świata, a czynniki "energetyczne" prawie w ogóle nie są brane pod uwagę.

Rozpatrywanie problemów energetycznych sprowadza się głównie do izolacyjności ścian i kontroli nasłonecznienia. Domy jednorodzinne stosujące bierne systemy wykorzystania energii słonecznej powinny mieć takie rozwiązania formy, struktury oraz przestrzeni wewnętrznej i zewnętrznej, które umożliwiłyby maksymalne zyski ciepła z promieniowania słonecznego.

Na podstawie analizy wybranych projektów energooszczędnych domów realizowanych w warunkach klimatycznych zbliżonych do polskich, tzn. w strefie klimatu umiarkowanego, zauważa się, że prócz tradycyjnej prawidłowości rozwiązania układu funkcjonalnego pomieszczeń spełniają one również nowe ważne zasady.

Zasady kształtowania rozwiązań pomieszczeń

1. Podział pomieszczeń w budynku na strefy temperaturowe:

* Katedra Budownictwa Wiejskiego SGGW, ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa.

- I strefa: 18°C i poniżej (przy założeniu dopuszczalnej minimalnej temperatury w budynku),
 - II strefa: od 18°C do 20°C ,
 - III strefa: od 20°C do 22°C ,
 - IV strefa: powyżej 22°C .
2. Lokalizowanie sąsiadujących pomieszczeń tej samej strefy temperaturowej obok siebie lub jedno nad drugim, pod warunkiem, że nie koliduje to z układem funkcjonalnym całego budynku;
 - w I strefie temperaturowej: pomieszczenia pomocnicze, przedsionek, komunikacja, pokój hobby, ciepłarnia zimą,
 - w II strefie temperaturowej: w.c., sypialnia, garderoba,
 - w III strefie temperaturowej: pokój pracy, pokój dzienny, jadalnia, kuchnia, pokój zabaw,
 - w IV strefie temperaturowej: łazienka, ciepłarnia latem.
 3. Sytuowanie pomieszczeń względem stron świata.
 Wiedząc o koniecznym oświetleniu i porze przebywania w danym pomieszczeniu, jak również o dodatkowych zyskach cieplnych z bezpośredniego promieniowania słonecznego można pogrupować pomieszczenia zależnie od stron świata:
 - od północy: w.c., komunikacja, pomieszczenia pomocnicze, przedsionek,
 - od północnego wschodu i północnego zachodu: sypialnie, pokój hobby, garderoba,
 - od południa: pokój dzienny, ciepłarnia,
 - od południowego wschodu: pokój pracy,
 - od południowego zachodu: jadalnia, pokój zabaw,
 - od wschodu i zachodu: kuchnia, sypialnie.
 4. Urządzenie strefy buforowej – osłaniającej od strony północnej i nawietrznej.
 Taka strefa może być utworzona z pomieszczeń, które nie wymagają ogrzewania, np.: garaż, komórka, schowek, pomieszczenie na opał, warsztat, spiżarnia, a także pomieszczenia należące do I strefy temperatur, takie jak: przedsionek, korytarze, klatki schodowe, pomieszczenia pomocnicze. Ponieważ kuchnia, pralnia, łazienka wytwarzają dużo ciepła eksploatacyjnego, można je również sytuować w strefie buforowej budynku.
 5. Dążenie do tego, aby pomieszczenia znajdujące się w strefie południowej, otwartej na pozyskiwanie promieniowania słonecznego, były jednoprzestrzenne. Ogrzane powietrze może bez przeszkód cyrkulować, ogrzewając pomieszczenia w strefie północnej. Nadmiar ogrzanego powietrza może zostać wypuszczony na zewnątrz. Natomiast kubatury wydzielone i zamknięte powinny znajdować się w strefie północnobuforowej.
 6. Umożliwienie zmniejszania powierzchni użytkowej pomieszczeń o wysokim komforcie cieplnym zimą, a zwiększania jej latem.
 Zalecane jest zaprojektowanie domu jednorodzinnego w taki sposób, aby w zimie zmniejszyć liczbę pomieszczeń o temperaturze $+20^{\circ}\text{C}$ i więcej.

Dąży się również do tego, aby od strony południowej utworzyć strefę buforową, np. ciepłarnię, która mogłaby otaczać pomieszczenia pozostające w centrum budynku.

7. Współzależność pomiędzy podziałem na strefy temperaturowe a strefami naturalnego oświetlenia pomieszczeń.

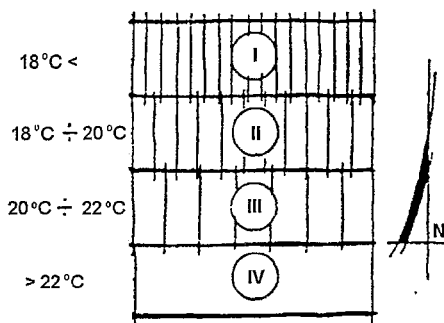
Od strony południowej budynku, najbardziej doświetlającej, zlokalizowane są pomieszczenia należące do III i IV strefy temperaturowej. Natomiast pomieszczenia o mniejszych otworach okiennych znajdują się w II strefie temperaturowej, o minimalnych otworach – w I.

8. Rozwiązanie wejścia i głównej osi komunikacyjnej domu prostopadle do linii strefowania temperatury i światła.

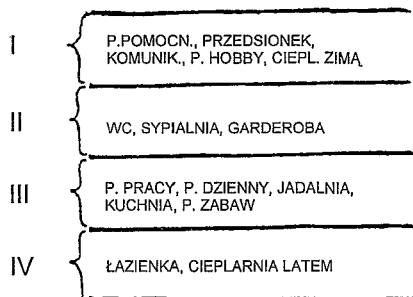
Zestawienie zasad kształtowania rozwiązań pomieszczeń w budynkach jednorodzinnych stosujących systemy bierne ogrzewania

Charakterystyka i schemat zasady:

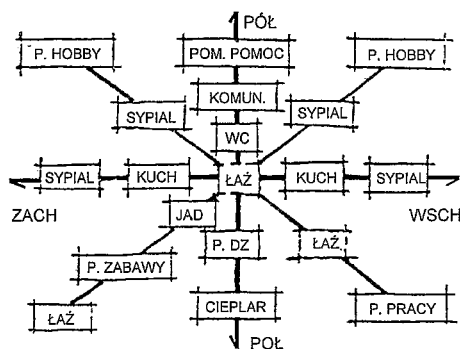
1. Podział pomieszczeń w budynku na strefy temperaturowe:



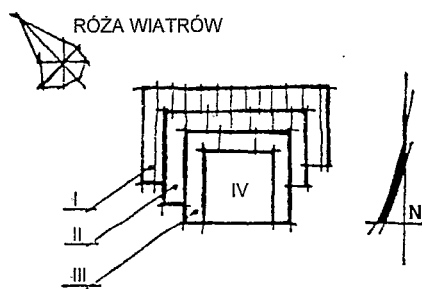
2. Lokalizowanie sąsiadujących pomieszczeń tej samej strefy temperaturowej jedno obok drugiego lub jedno nad drugim:



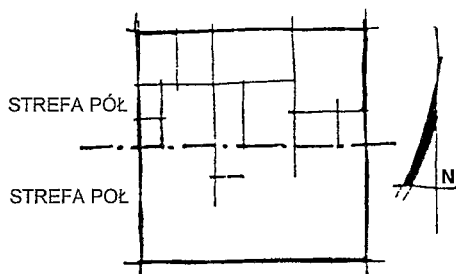
3. Sytuowanie pomieszczeń względem stron świata:



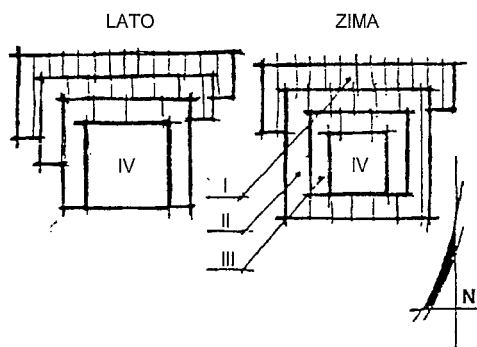
4. Zaprojektowanie strefy buforowej – osłaniającej od strony północnej i nawietrznej:



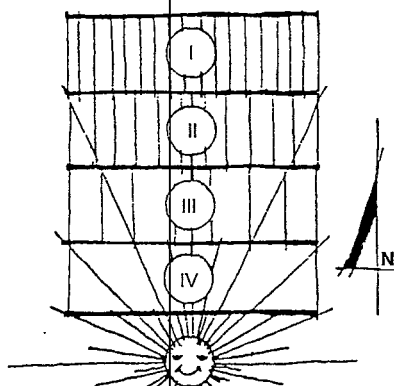
5. Dążenie do tego, aby pomieszczenia znajdujące się w strefie południowej, otwartej na pozyskiwanie promieniowania słonecznego, były jednoprzestrzenne, bez wyraźnych podziałów zamykały daną funkcję w wydzielonej kubaturze:



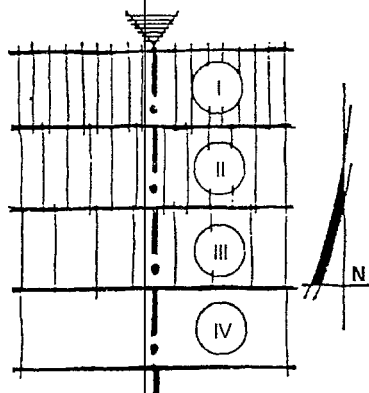
6. Umożliwienie zmniejszania powierzchni użytkowej pomieszczeń o wysokim komforcie cieplnym zimą, a zwiększania jej latem:



7. Współzależność pomiędzy podziałem na strefy temperaturowe a strefami naturalnego oświetlenia pomieszczeń:



8. Rozwiązywanie partii wejściowej i głównej osi komunikacyjnej domu na osi prostopadłej do linii strefowania temperatury i światła:



Literatura

- KISIELEWICZ T. 1982: *Bierne systemy ogrzewania słonecznego*. COW. Nr 1.
- KOTARSKA K. 1989: *Ogrzewanie energią słoneczną (systemy pasywne)*. SIGMA-NOT. Warszawa.
- LASKOWSKI L. 1983: *Bierne systemy wykorzystania energii słonecznej do ogrzewania pomieszczeń*. COW. Nr 3.
- LASKOWSKI L. 1984: *Projektowanie biernych systemów słonecznych w małych budynkach mieszkalnych*. COW. Nr 2 i 3.
- LIPIŃSKI W. 1983: *Domy ekologiczne – dalekie czy bliskie?* Architektura VII–VIII.
- WOŁOSZYN M. 1991: *Wykorzystanie energii słonecznej w budownictwie jednorodzinym*. Warszawa.

Projektowanie konstrukcji niskiego stopnia kamiennego

Abstract

Designing of low-head vertical stone drop.

The manner of designing of the vertical stone drop with 0,8 meter is presented in this paper. The shape of the overflow cross section, formed by Larssen's sheet pile curtain, is polygonal with triangle lower's part. The vertical drop is constructed by stones which have been lain without using concrete as a binding material. The size and weigh of stones have been fitted to the variable stream velocity in different parts of the drop construction. The filter layer with gravel and geotextil, has been used in the aim of underlying ground protection against erosion by seepage force. The project of vertical stone drop have given lower capital expenditures with comparison to the rainforced concentrate drop.

Key words: water structures, vertical stone drop, designing

Wstęp

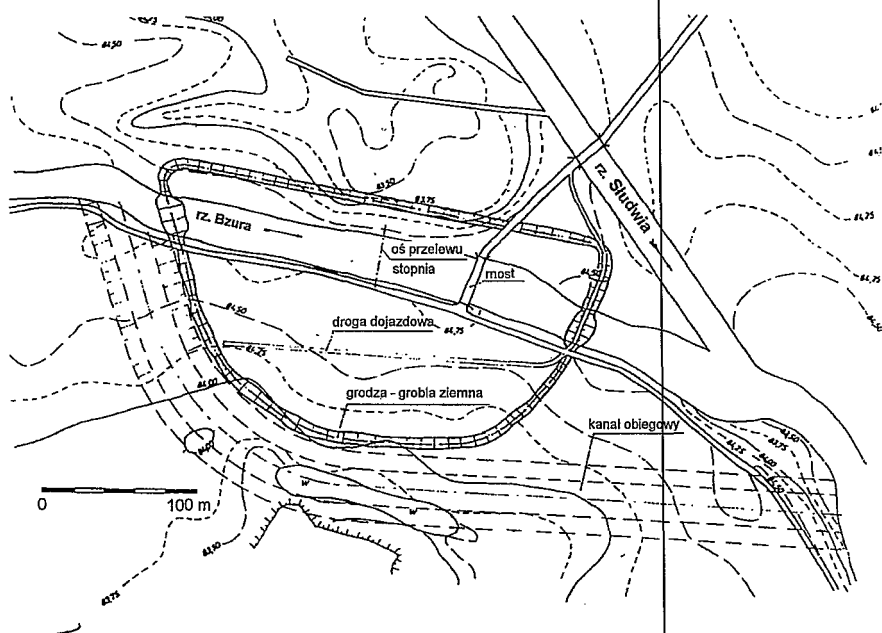
Projektowanie niskiego stopnia kamiennego omówiono na przykładzie stopnia na rzece Bzurze, zlokalizowanego powyżej ujścia jej dopływu – rzeki Słudwi. Konieczność odwodnienia użytków rolnych w dolinie Słudwi zmusiła do obniżenia poziomu wody w korycie Bzury. Dla zabezpieczenia przed erozją nie uregulowanego odcinka Bzury powyżej ujścia Słudwi przewidziano budowę oma-

wianego stopnia. Pierwotny projekt przewidywał wykonanie stopnia grzebieniowego o konstrukcji żelbetowej [CBSiPWM "BIPROMEL" 1979]. Poszukując możliwości obniżenia kosztów, inwestor zlecił Katedrze Budownictwa Wodnego SGGW opracowanie tańszego rozwiązania. Zaproponowano budowę stopnia kamiennego bez użycia betonu jako spoiwa [KBW SGGW 1991]. Konstrukcje takie są rzadko stosowane. Metoda jego wymiarowania oraz przyjęte rozwiązania konstrukcyjne są przedmiotem niniejszej pracy.

Lokalizacja stopnia i dane hydrologiczne profilu budowy

Pierwotnie projektowany stopień żelbetowy przewidywano zlokalizować w odległości 330 m w górę od drewnianego mostu na Bzurze leżącego około 190 m powyżej ujścia Słudwi (rys. 1). Pogłębienie dna rzeki prawie o 1 m i możliwe wystąpienie wstecznej erozji koryta po wybudowaniu stopnia poważnie zagroziłoby stateczności drewnianych podpór pałowych tego mostu. W nowym projekcie zmieniono lokalizację stopnia umieszczając go w odległości 90 m poniżej mostu i

* Katedra Budownictwa Wodnego SGGW, ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa.



Rys. 1. Lokalizacja stopnia według projektu BIPROMEL-u (1979)

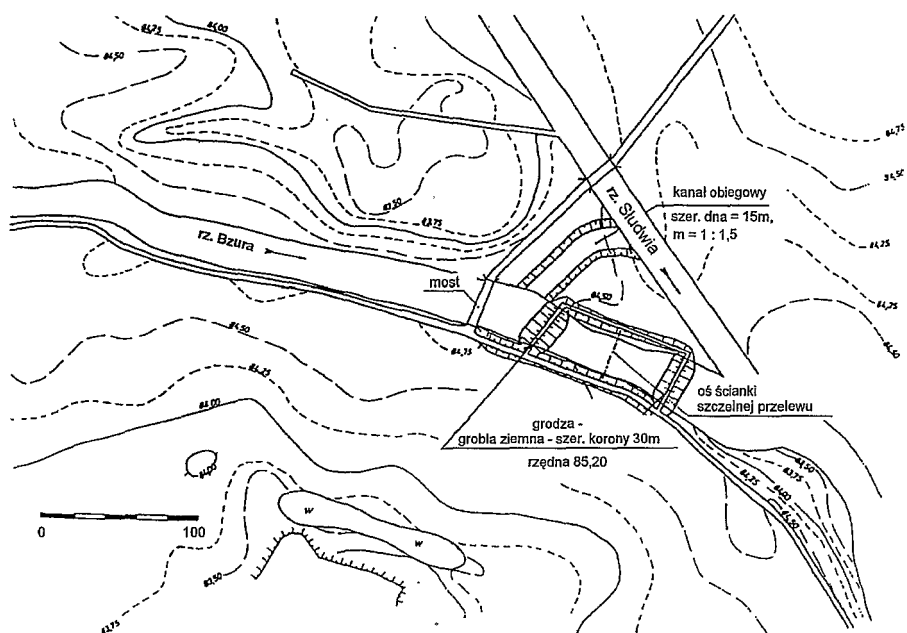
100 m powyżej ujścia Słudwi (rys. 2). Most znalazł się więc w górnym stanowisku stopnia, co jest mniej groźne dla jego podpór.

Rzeka Bzura w przekroju Łowicz (kontrolowanym przez IMGW) ma zlewnię $3448,5 \text{ km}^2$, a w przekroju projektowanego stopnia – $2448,3 \text{ km}^2$. Przepływy charakterystyczne z wielolecia 1951–1979 dla profilów Łowicz i powyżej ujścia Słudwi zawiera tabela.

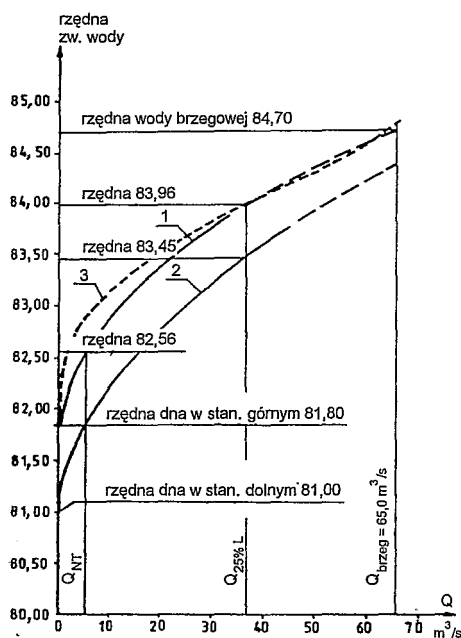
Za przepływ miarodajny do obliczeń stopnia (IV klasa ważności) przyjęto przepływ brzegowy o natężeniu $65,0 \text{ m}^3/\text{s}$ (w projekcie BIPROMEL-u przepływ ten określono na $88,0 \text{ m}^3/\text{s}$). Krzywe konsumpcyjne koryta Bzury przedstawiono na rysunku 3. Przyjęto, że krzywa 1 jest miarodajna dla określenia wymiarów przelewu stopnia, a krzywa 2 odnosi się do dolnego stanowiska stopnia.

Tabela. Przepływy charakterystyczne z lat 1951–1970 [IMGW 1980]

Oznaczanie przepływu	Przepływ $Q \text{ [m}^3/\text{s]}$	
	Łowicz $A = 3448,5 \text{ km}^2$	powyżej ujścia Słudwi $A = 2448,3 \text{ km}^2$
Najwyższy z maksymalnych	188	141
Średni z maksymalnych	82,2	61,6
Średni	11,2	7,95
Średni z minimalnych	2,18	155
Najniższy z minimalnych	1,27	0,90



Rys. 2. Lokalizacja stopnia według projektu KBW (1991)



Rys. 3. Krzywe przepustowości koryta i stopnia; 1 – dla koryta w stanowisku górnym, 2 – dla koryta w stanowisku dolnym, 3 – krzywa przepustowości stopnia

Dolina Bzury w rejonie stopnia jest szeroka, a wielkie wody wychodzą na zalewy już powyżej drewnianego mostu, płynąc obniżeniami terenów zalewowych, głównie prawobrzeżnych. Naturalne ukształtowanie doliny i brzegów sprawia, że w czasie opadania stanów napływ wody z zalewów do koryta rzeki nie odbywa się bezpośrednio poniżej stopnia i nie zagraża jego bezpieczeństwu.

Rzędna dna 81,80 m n.Kr. w górnym stanowisku projektowanego stopnia przyjęto z przekrojów poprzecznych pomierzonych w rejonie mostu w latach 1978 i 1986. Rzędna dna 81,00 m n.Kr. w dolnym stanowisku stopnia przyjęto według zmodyfikowanego projektu regulacji rzeki [KBW SGGW 1987].

Wyniki badań geologicznych [CBSiPWM "BIPROMEL" 1979; KBW SGGW 1991] wykazały, że:

- strop utworów aluwialnych do głębokości około 4 m budują piaski drobne próchniczne oraz torfy, przy czym w warstwie przypowierzchniowej o grubości do 3 m występuje pakiet gruntów słabonośnych (torfy oraz namuły organiczne) o konsystencji miękkoplastycznej, przykrytych w stropie piaskami drobnymi; pod nim do głębokości 10–12 m zalegają piaski średnie i drobne średnio zagęszczone, podścielone gruntami gruboziarnistymi – pospółką i piaskiem grubym. Głębiej zalegają pyły piaszczyste, a ich strop układa się na głębokości 5,3–5,9 m poniżej powierzchni terenu. Odpowiada to rzędnej 77,40–77,70 m n.Kr. w pobliżu koryta rzeki Bzury i 79,30 m n.Kr. w pobliżu koryta Słudwi. Warstwa pyłów piaszczystych ma konsystencję plastyczną i twardoplastyczną.
- w pobliżu koryta rzeki, gdzie wykonano wiercenia, występuje jeden poziom wodonośny o rzędnej lustra wody 83,10–83,13 m n.Kr., pomierzony w czasie wierceń w 1971 r. przy średnich stanach wody w rzece, i 81,60–81,70 m n.Kr., pomierzony w czasie drugich wierceń przy stanach niskich. Poziom wodonośny jest ściśle związany z lustrem wody w korycie rzeki;
- warstwa wodonośna to głównie piaski drobne i średnie oraz pospółka;
- woda z otworów wykonanych bezpośrednio przy rzece oraz z rzeki wykazywała silną agresywność kwasową i siarczanową w stosunku do betonu;

Porównując wyniki wierceń wykonanych dla pierwotnej i nowej lokalizacji stopnia, odległych od siebie prawie o 80

m, można stwierdzić, że na prawym brzegu koryta Bzury, w obu miejscach, uwarstwienia i rodzaje utworów są podobne. Bliżej ujścia Słudwi grubość warstwy namułów wzrasta z około 0,5 m w przekroju pierwotnej lokalizacji do około 1,0–1,5 m w przekroju nowej lokalizacji, a strop warstwy pyłów piaszczystych ulega wypłyceniu.

Kształt, wymiary i przepustowość stopnia

Za wysokość stopnia przyjęto różnicę rzędnych dna przekrojów poprzecznych koryta rzeki w górnym i dolnym stanowisku stopnia wynoszącą 0,8 m. Różnica rzędnej progu stopnia i dna wypadu wynosi: $82,00 - 80,70 = 1,30$ m. Przyjęto, że przekrój poprzeczny koryta Bzury poniżej stopnia zostaje doprowadzony do kształtu trapezowego o szerokości dna 18 m i nachyleniu skarp 1:2. Odpowiada to wymiarom przyjętym w projekcie regulacji rzeki. W górnym stanowisku stopnia przyjęto trapezowy przekrój koryta o istniejącej średniej szerokości dna 22 m i nachyleniu skarp 1:1,5.

Dostępność grubego kamienia w rejonie budowy stopnia i niski koszt jego zakupu zadecydowały, że stał się on podstawowym budulcem, którego cechy przesądziły o tym, że stopień powinien mieć szeroką koronę. Szerokość korony δ wynika z warunku $2,5 h < \delta \leq (12-15) h$, gdzie h jest grubością warstwy przelewowej. Wartość δ przyjęto jako równą dwupółkrotnej grubości warstwy przelewowej przy przepływie brzegowym.

Wstępne analizy i obliczenia sprawdzające wykazały, że do bardziej szczegółowego rozpracowania można było

wybrać trzy formy otworu przelewowego w zadowalającym stopniu przybliżające krzywą przepustowości stopnia do krzywej przepływu koryta w jego górnym stanowisku (rys. 3). Były to otwory:

- trapezowy dwudzielny,
- dwudzielny z najniższą częścią podzieloną "groblą" kamienną na dwa otwory trapezowe,
- o kształcie wielobocznym, z trójkątną częścią dolną.

Dalsze analizy przepustowości stopnia oraz głębokości i prędkości nad koroną progu wykazały celowość wyeliminowania dwóch pierwszych rozwiązań, gdyż:

- w przypadku a) grubość warstwy przelewowej przy przepływach średnich i niższych wynosiła zaledwie kilka centymetrów, co groziłoby (po ożywieniu środowiska wodnego Bzury) utrudnieniem wędrówek ryb i sprawiałoby wrażenie zaniku rzeki nad koroną przelewu stopnia,
- w przypadku b) w obu "wycięciach" trapezowych prędkości wody przy większych przepływach dochodziłyby do 6 m/s, co oznacza trudności w zachowaniu stabilności kamieni tworzących koronę przelewu.

Ostatecznie przyjęto przypadek c), czyli wieloboczny otwór przelewowy z trójkątną częścią dolną (rys. 4). Wierchołek tego trójkąta, stanowiący najniższy punkt

teoretycznej krawędzi przelewu, przyjęto na rzędnej 82,00 m n.Kr.

Natężenia przepływu przez przelew o trójkątnym wycięciu i szerokiej koronie obliczono według wzoru [Bos 1976]:

$$Q = C_d \cdot C_v \cdot \frac{16}{25} \cdot \left(\frac{2}{5} g\right)^{0,5} \cdot \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} \cdot h^{2,5} \quad (1)$$

gdy napełnienie przelewu $h \leq 1,25 H_b$, oraz ze wzoru:

$$Q = C_d \cdot C_v \cdot \frac{2}{3} \cdot \left(\frac{2}{5} g\right)^{0,5} \times B_T \cdot \left(h - \frac{1}{2} H_b\right)^{2,5} \quad (2)$$

gdy $h > 1,25 H_b$, a przelew ma otwór opisany na rysunku 4 punktami ABCDE,

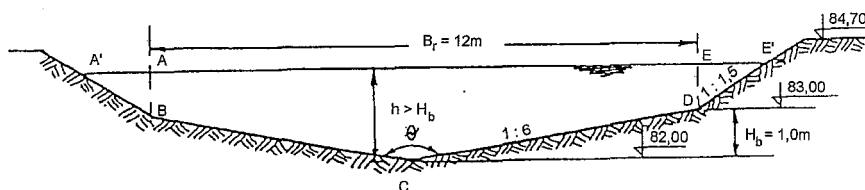
gdzie:

h – głębokość wody w otworze przelewu,
 H_b – głębokość trójkątnej części otworu przelewu,

θ – kąt wierzchołkowy otworu trójkątnego,

B_T – szerokość trójkątnej części przelewu (rys. 4),

C_d – współczynnik wydatku przelewu określany z wykresu podanego w pracy Bosa (1976), przyjmowany w za-



Rys. 4. Kształt otworu przelewowego stopnia

leżności od wartości stosunku h/L , gdzie L jest szerokością korony przelewu (w projekcie $L = 5$ m),

C_v – współczynnik poprawkowy uwzględniający wysokość prędkości na dopływie wody do przelewu. Ze względu na jego wartość niewiele przekraczającą 1,0 przyjęto $C_v = 1$.

Należy podkreślić, że istniejące metody obliczeń przelewów nie obejmują bezpośrednio przypadku otworu opisanego punktami A'BCDE' (rys. 4). Dlatego zdecydowano przyjąć, że przepustowość takiego przelewu przy $h > H_b$ będzie sumą przepustowości otworu ABCDE oraz otworu trójkątnego złożonego z części A'AB i EE'D.

Wyniki obliczeń przepustowości przelewu stopnia o wymiarach jak na rysunku 4 przedstawia krzywa 3 na rysunku 3. W trakcie obliczeń określano też średnie prędkości przepływu wody nad koroną przelewu stopnia oraz wysokość energii strumienia nad dnem wypadu. Przyjęto, że wypad stanowi obniżenie dna koryta, tworzące nieckę głębokości 0,3 m (rzędna 80,70 m n.Kr.).

Ze względu na trójkątny kształt otworu przelewowego, rozkład przepływów jednostkowych na wypadzie jest nierównomierny, osiągając największe wartości w osi otworu. Obliczenie warunków rozpraszania energii dla takiego przypadku napotyka duże trudności teoretyczne. Mało też jest badań tego rodzaju wypadu. W związku z powyższym, obliczenia przeprowadzono w sposób uproszczony, sprowadzając przypadek do znanych schematów hydraulicznych działania wypadu. Przyjęto następujące założenia:

- Przy danym napełnieniu przelewu trójkątnego $h \leq 1,25 H_b$ i odpowiadającej mu przepustowości Q , jednostkowe natężenie przepływu spadającego na wypad jest równe:

$$q = Q/B_s \quad (3)$$

gdzie:

$B_s = 0,8 \cdot m_p \cdot h$ jest zastępczą szerokością strumienia przelewowego,

m_p – nachylenie boków trójkątnego otworu przelewowego.

W projekcie dla $m_p = 6$ mamy $B_s = 4,8 \cdot h$.

- Przy $h > 1,25 H_b$ zastępczą szerokość B_s obliczano ze wzoru:

$$B_s = 0,8 m_p (1,25 H_b) + 0,8 m (h - H_b) \quad (4)$$

gdzie:

$m = 1,5$ jest nachyleniem ścian bocznych górnej części otworu przelewowego.

Dla przypadku projektowego ($H_b = 1,0$ m) mamy

$$B_s = 6 + 1,2 (h - 1,0) = 4,8 + 1,2 h.$$

- W obliczeniach zatopienia odskoku hydraulicznego zakładano odskok płaski o szerokości strumienia równej B_s ; jest to założenie dające pewien zapas bezpieczeństwa.

Po przyjęciu głębokości niecki 0,3 m – współczynnik zatopienia odskoku hydraulicznego obliczano ze wzoru:

$$n = \frac{t_d + 0,3}{h_2} \quad (5)$$

gdzie:

t_d – napełnienie koryta w dolnym stanowisku stopnia odpowiadające danej wartości Q ,

h_2 – druga głębokość sprzężona.

Obliczenia współczynnika zatopienia odskoku wykazały, że najmniej korzystne warunki występują przy przepływach Q w przedziale 2–7 m³/s. Przy założeniu płaskiego odskoku i bez uwzględnienia wysokości prędkości, współczynnik zatopienia osiąga wartość $n = 1,0$, a więc przyjętą głębokość niecki wypadowej $d = 0,3$ m uznano za wystarczającą.

Wartości prędkości średniej V_l w przekroju występowania pierwszej głębokości sprzężonej obliczano ze związku $V_l = q/h_l$.

Istniejące wzory do obliczeń długości niecki wypadowej dotyczą przelewów (lub wypływu spod zasuwy), dla których przepływ jednostkowy jest stały na szerokości wypadu. W omawianym przypadku przepływy jednostkowe maleją od osi przelewu ku jego brzegom, a więc warunki hydrauliczne są odmienne. Stosowane wzory mogą zatem dać jedynie wynik przybliżony.

Przy założeniu, że nad koroną przelewu panuje ruch spokojny, odległość spadania strumienia oblicza się ze wzoru:

$$l_s = 2 \cdot \sqrt{h_k(p + 0,5h_k)} \quad (6)$$

gdzie:

h_k – głębokość krytyczna w otworze przelewu; dla otworu trójkątnego $h_k = 0,8 H_0$, gdzie H_0 jest wysokością

energii strumienia nad koroną przelewu,

p – wysokość stopnia nad dnem wypadu równa 1,3 m.

Przy przepływie odpowiadającym poziomowi brzegów mamy: $H_0 = 3,0$ m, $h_k = 2,4$ m i ze wzoru (6) $l_s = 4,9$ m.

Według Čugajeva [Bošakov 1984] odległość spadania strumienia z przelewu o szerokim progu wyraża się równaniem:

$$l_s = V_p \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot y}{g}} \quad (7)$$

gdzie:

V_p – prędkość przepływu nad koroną przelewu,
 $y = p + 0,5 h$, gdzie $h = 0,5 H_0$, a p jak poprzednio.

Dla $H_0 = 3,0$ m i $V_p = 2,42$ m/s ze wzoru (7) mamy $l_s = 1,56$ m.

Długość walca wodnego l_o obliczono ze wzorów:

● Pawłowskiego

$$l_o = 2,5(1,9 h_2 - h_1) \quad (8)$$

● Safraneca

$$l_o = 4,5 h_2 \quad (9)$$

Dla warunków obliczeniowych, ze wzoru (8), mamy $l_o = 10,5$ m, natomiast ze wzoru (9) mamy $l_o = 11,25$ m. Długość niecki wypadowej równą $l_n = l_s + l_o$ dla mniej korzystnej wartości $l_o = 11,25$ m można oceniać na: $l_n = 1,56 + 11,25 \approx 12,8$ m lub $l_n = 4,9 + 11,25 = 16,15$ m. Ostatecznie przyjęto nieckę długości $l_n = 15$ m.

Kamień budowlany, warstwy ochronne i jakość robót

Z braku sprawdzonych metod obliczeń, wielkości sił działających na kamienie tworzące koronę przelewu trójkątnego można oceniać tylko pośrednio i w sposób przybliżony. Przy doborze średnicy kamieni wykorzystano kryterium prędkości dopuszczalnej (średnia prędkość przepływu $V \leq V_{\text{dop}}$ – prędkość dopuszczalna dla kamieni). Prędkość przepływu nad koroną przelewu trójkątnego jest jednak także trudna do ustalenia. Obliczenia hydrauliczne wykazały, że średnia jej wartość dochodzi do 2,5 m/s. Prędkość w najgłębszej części przelewu jest większa i można ją oceniać na 3,2 m/s. Jeśli założyć, że nad koroną przelewu panuje ruch krytyczny, to średnia prędkość miałaby wartość 2,9 m/s, a prędkość największa 3,8 m/s. Biorąc pod uwagę depresję nad koroną przelewu, szacunkowy charakter oceny prędkości przepływu i potrzebny zapas bezpieczeństwa, można przyjąć prędkość dopuszczalną równą 5,0 m/s. Przy takiej prędkości przepływu i głębokości do 3,0 m, luźno ułożone kamienie mogą być stabilne, gdy mają średnice zastępcze 400–500 mm lub masę 180–200 kg [Bołšakov 1984].

W niecce wypadowej prędkości przepływu w miejscu wystąpienia pierwszej głębokości sprężonej mogą przekraczać 8,0 m/s. Przy takich prędkościach stabilne mogą być kamienie o średnicach zastępczych 700–800 mm i masie około 480 kg.

Stabilność kamieni wzrasta, jeśli są one ułożone ciasno jeden obok drugiego, tak by się wzajemnie klinowały. Wymaga to dużej staranności wykonania prac, a przy tak dużych średnicach i ciężarach

kamieni – odpowiedniego sprzętu do ich przenoszenia. Kamienie należy ustawić największym wymiarem w pionie, ściśle obok siebie. Duże szczeliny u ich podstaw trzeba, w miarę dostawiania kolejnych dużych kamieni, wypełniać mniejszymi kamieniami – dopasowanymi do rozmiarów tych szczelin. Kamienie wypełniające szczeliny nie powinny mieć luzów, aby nie były wyrywane przez pulsacje ciśnień i prędkości. Z tego względu na koronie przelewu i na dnie wypadu, gdzie pulsacje te są największe, pod warstwami kamieni zastosowano warstwy przejściowe chroniące grunt przed erozją i sufozją.

Warstwa ochronna, jednakowa na całej powierzchni stopnia, składa się (wymieniając od dołu) z następujących elementów:

- warstwy włókniny ułożonej na wyrównanym i zagęszczonym dnie wykopu,
- zagęszczonej warstwy pospółki o grubości 30 cm,
- dwóch warstw włókniny przykrywającej pospółkę.

Boczne krawędzie warstwy pospółki są chronione włókniną ułożoną na dnie wykopu, której wywinięte krawędzie o szerokości 0,5 m połączone są z górną warstwą włókniny (drugą od wierzchu) przykrywającą pospółkę.

Ze względu na duże ciężary kamieni i duże siły działające na włókninę w miejscach styku z kamieniami, na możliwość upadku kamieni przy ich układaniu oraz na możliwość osiadania podłoża, na włókninę mogą działać naprężenia rozciągające powodujące nieprzewidziane przemieszczenia i odkształcenia włókniny. Aby temu zapobiec, płaty włókniny

łączono na zakład o szerokości minimalnej 10 cm i połączenia zszywano.

Trudne warunki gruntowe i duże obciążenia włókniny pod przelewem i na wypadzie wymagały zastosowania włókniny polietylenowej, igłowej i wykurczalnej o grubości 6,16 mm lub 6,87 mm i masie powierzchniowej 1,464 kg/m². Pod narzutami kamiennymi ubezpieczającymi skarpy koryta przewidziano geowłókninę GO 350/360 (PE).

Konstrukcja stopnia

Zastąpienie betonowej, monolitycznej konstrukcji stopnia na rzecz konstrukcji układanej z kamienia wymagała takiego zaprojektowania i wykonania górnego i dolnego stanowiska stopnia, aby zapewnione zostały:

- stateczność kamieni,
- ochrona podłoża przed erozją i sufozją,
- ochrona konstrukcji przed deformacją.

Ponadto, konstrukcja stopnia powinna uwzględniać sposób i warunki wykonania oraz odwodnienia wykopu fundamentowego.

O stateczności kamieni w płynącej wodzie decyduje ich masa, sposób ułożenia i kształt oraz brak deformacji podłoża pod wpływem obciążenia. Dlatego poświęcono szczególnie dużo uwagi dobrowi kamieni i jakości ich ułożenia oraz wymienionym wyżej zagadnieniom związanym z bezpieczeństwem budowli.

Jako element przedłużający drogę filtracji wody w podłożu i obok stopnia, a jednocześnie podpierający kamienie i grunt formujące górne stanowisko stopnia, zastosowano stalową ściankę

szczelną typu Larssena o długości brusów 6 m. Głębokość wbicia poszczególnych brusów była zróżnicowana w ten sposób, aby górne krawędzie brusów tworzyły zaprojektowaną formę przekroju otworu przelewowego. Zagłębiona w grunt długość ścianki szczelnej musi spełniać warunek Lane'a $L_{\min} = C \cdot H$. Dla współczynnika $C = 6$, przyjętego jak dla piasku średniego, oraz $H = 1,1$ m – tzn. największej różnicy poziomów wody górnej i dolnej, $L_{\min} = 6,6$ m. Tak więc zagłębienie ścianki szczelnej w nienaruszony grunt pod dnem wypadu stopnia nie może być mniejsze niż 3,3 m. W projekcie przyjęto zagłębienie ścianki na 3,5 m.

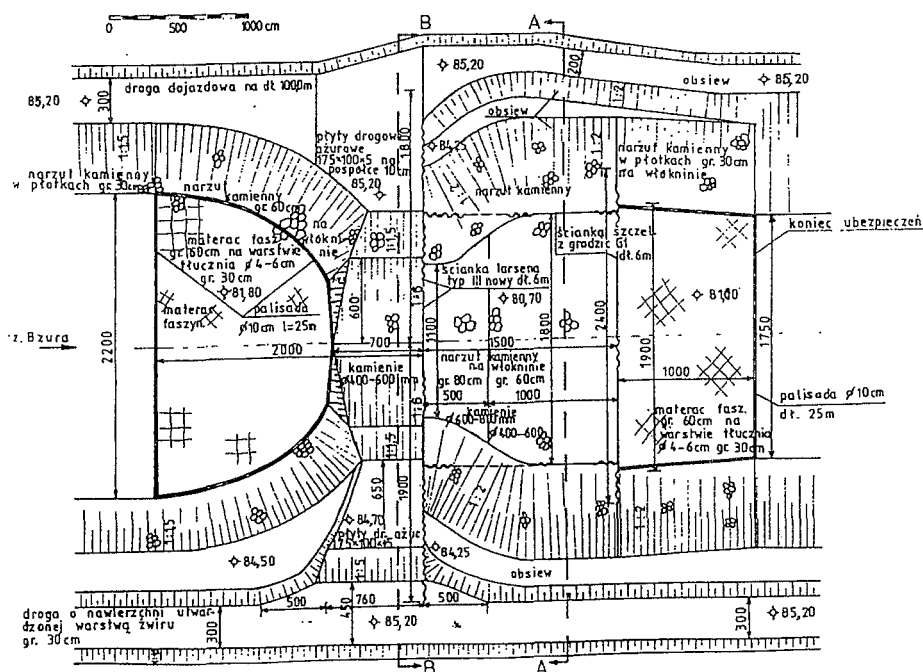
Szerokość ścianki szczelnej, zapewniającą ochronę przed bocznym opływem stopnia, przyjęto równą 37 m.

Dla usztywnienia korony ścianki szczelnej podpierającej przelew kamieniny oraz ze względów estetycznych wykonano oczep z elementu profilu Larssena.

Część przelewowa stopnia zbudowana jest z warstwy o grubości 80 cm wykonanej z kamienia układanego na sucho na warstwie filtracyjnej chroniącej podłoże przed erozją i sufozją.

Niecka wypadowa o trapezowym przekroju poprzecznym, ukształtowana bezpośrednio poniżej przelewu, otoczona jest wokół ścianką szczelną z grodzic CI o długości 6 m. Odcinki tej ścianki, równoległe do osi stopnia, podpierają narzuty skarp koryta na długości wypadu. Jednocześnie ścianka, otaczając najgłębszą część wykopu budowlanego, miała zmniejszyć napływ wód gruntowych do wykopu i ułatwić jego odwodnienie.

Dno i skarpy niecki wypadowej wykonane są z kamieni układanych na sucho na warstwie ochronnej o konstrukcji jak w stanowisku górnym pod częścią prze-



lewową stopnia. Grubość warstwy kamiennej na skarpach niecki wynosi 60 cm, natomiast na dnie grubość tej warstwy jest zmienna i wynosi 80 cm na odcinku długości 5,0 m tuż poniżej przelewu i 60 cm dalej do końca niecki.

Konstrukcję stopnia przedstawiono na rysunkach 5 i 6.

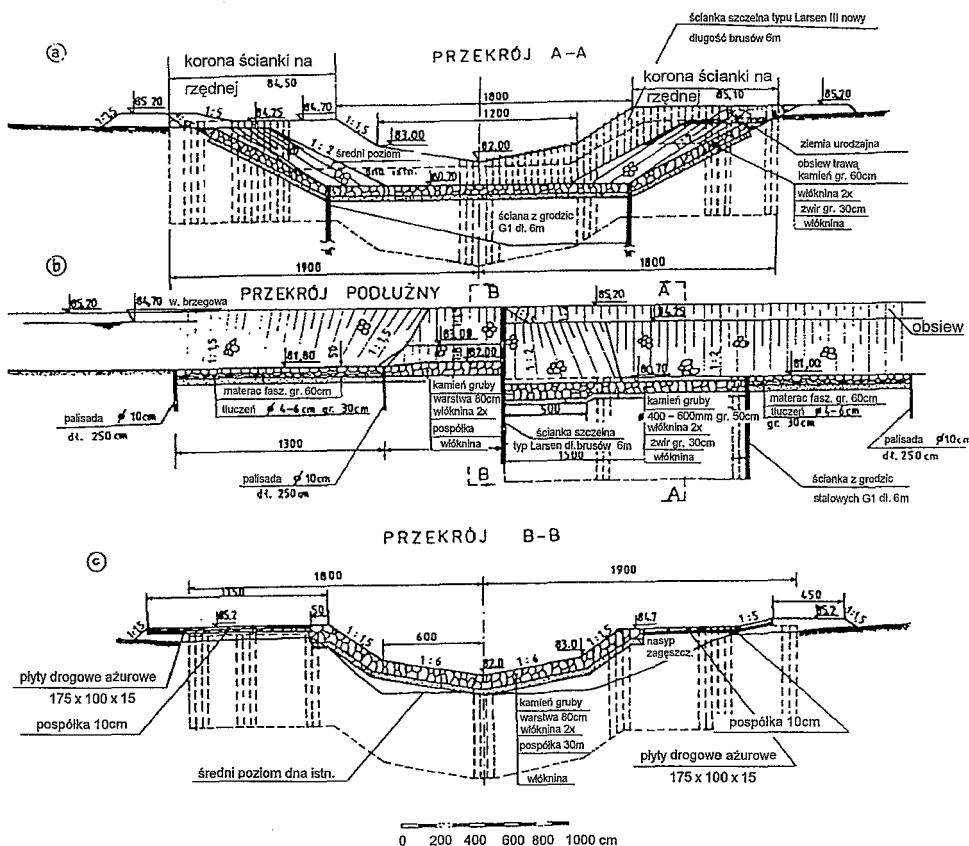
Uwagi końcowe

Zmiana lokalizacji i konstrukcji stopnia pozwoliła ograniczyć ilość robót i skrócić czas realizacji projektu do jednego sezonu budowlanego. To nietypowe rozwiązanie konstrukcyjne wymagało zastosowania innej organizacji robót oraz specjalnego sprzętu budowlanego. Wyeliminowanie robót betonowych i żelbe-

towych znacznie obniżyło koszt inwestycji, gdyż nowa konstrukcja nie wymagała szalunków, długotrwałego odwadniania dużej powierzchni dna dołu fundamentowego itd. Podczas budowy stopnia wystarczające okazało się odwodnienie powierzchniowe. Podobnie korzystne było skrócenie długości kanału obiegowego i wykorzystanie koryta Słudwi do przeprowadzenia wód Bzury w okresie budowy.

Literatura

- BOLŠAKOV V.A. 1984: *Spravočnik po gidravli-*
ke. Kijev.
BOS M.G. 1976: *Discharge measurement structu-*
res. Working group on small hydraulic structu-
res. ILRI, Wageningen.
CBSiPWM "BIPROMEL" 1977: *Opinia z techni-*
cznych badań podłoża gruntowego pod stopień



Rys. 6. Przekroje stopnia: a i c – przekroje poprzeczne, b – przekrój podłużny

i regulację rzeki Bzury. Modernizacja rz. Bzury dla potrzeb Słudwi. Warszawa.

CBSiPWM "BIPROMEL" 1979: *Projekt techniczny stopnia na rz. Bzurze w km 11+700. Modernizacja rz. Bzury dla potrzeb Słudwi.* Warszawa.

IMGW 1980: *Przepływy charakterystyczne rzek polskich w latach 1951–1970.* Wyd. Kom. i Łączności, Warszawa.

KBW SGGW 1987: *Badania koryta i środowiska rzeki Bzury oraz opracowanie koncepcji niesystematycznej regulacji odcinka Bednary – ujście Słudwi.* Maszynopis, Warszawa.

KBW SGGW 1991: *Projekt techniczny stopnia kamiennego na Bzurze powyżej Słudwi (km 11+700).* Opracowanie na zlecenie WZIR w Skierniewicach. Warszawa.

Hydraulically Effective Straight Drop Structure Calculation According to DIN 19661-2

Abstract

In order to stabilize the bottom of a channel, it is often necessary to reduce the slope, so that the critical tractive force is not exceeded. The excess absolute slope is then incorporated into river bottom protection structures, such as: drop structures, chutes, cascades and sills.

When a drop structure is used, it must be established that there is a double change in state of flow with a hydraulic standing or steady jump. The hydraulic effectiveness depends on the energy dissipation in the jump. For this reason, it must be ensured that a minimum drop H_w exists. The type of flow arising must be calculated hydraulically and the dimensions of the stretches to be protected must be determined.

In Germany, the Standards for these structures are listed in the Guide-lines DIN 19661-2 (1996): Hydraulic Structures – River Bottom Protection Structures, which covers both the hydraulic dimensions and the structural engineering design.

Key words: river bottom protection structures, straight drop, hydraulic effectiveness, types of flow

Introduction

For the hydraulic dimensions of a straight drop structure the following calculations are necessary.

1. The effective height of the straight drop H_w is determined.
2. The type of flow after the structure is determined.

Calculation of the depth $h_{iA} \geq h_{iD}$:

- a) h_{iA} from the headwater,
- b) h_{iD} from the tailwater.

3. The stretches to be protected and the end sill are determined.

Hydraulics at the straight drop

The hydraulics at a drop essentially depend on the type of flow upstream and downstream the structures. The aim should be to obtain a subcritical (streaming) flow ($F < 1$) in both areas; if there is a supercritical (shooting) flow ($F > 1$) in the headwater, there is no hydraulic effectiveness. If there is a streaming flow above the drop and a change of flow in the area of the structure, the critical depth h_{gr} ($F = 1$) is reached shortly before the crest of the drop. Behind the structure a second change in flow with a hydraulic jump and a surface roller must occur. The flow condition in the headwater is determined by

the cross section at a distance of $3 \cdot h_{gr}$ up to $4 \cdot h_{gr}$ before the crest. In the tailwater, the cross section should be assumed in the undisturbed area behind the drop. Figure 1 shows a drop structure with a double change in the state of flow (local phenomenon). It is necessary to have a free stretch of water with a uniform flow between two straight drops, so that the formation of the surface roller is not influenced.

For a flow condition with the critical depth h_{gr} in the headwater, the flow types a) to d). Figure 2 shows the different surface profiles of a jump, are relevant, depending on the height H of the straight drop or on the depth of the streaming tailwater h_u . The hydraulic effectiveness depends on the energy dissipation in the jump. This requires for there to be a shooting of $F > 1.7$ at the foot of the surface roller and thus flows of $F > 0.5$ behind the

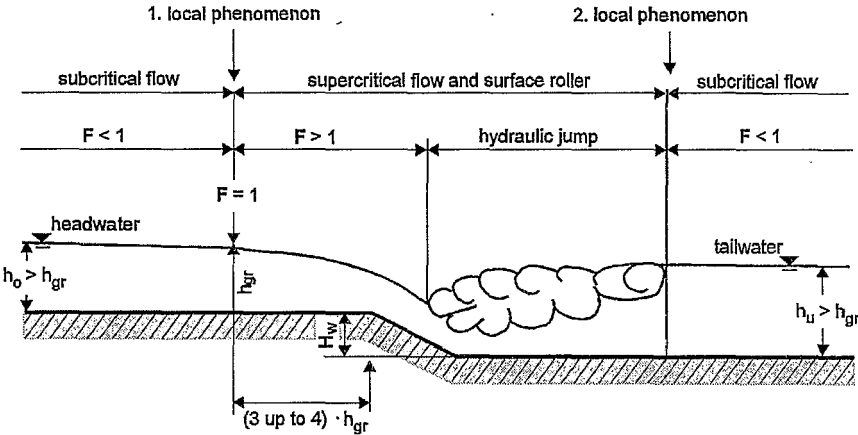


Fig. 1. Drop structure with a double local phenomenon

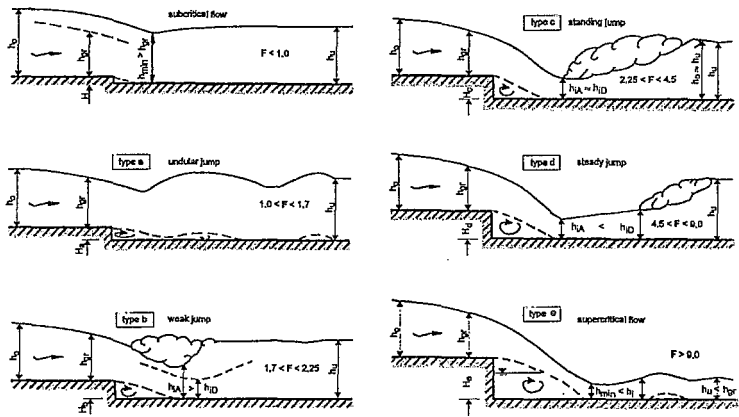


Fig. 2. Various types of flow at the straight drop

roller. A better formation of the surface roller arises according to Henderson (1966), when in the shooting area $F > 2.25$, which corresponds to $F < 0.32$ in the streaming area. The effect of the Froude number and the energy dissipation in the tailwater is shown in table.

Table. Determination of the type of flow at the straight drop

F_1	Surface roller	Type by DIN	Dissipation
1.0–1.7	none	a	none
1.7–2.25	weak	b	low
2.25–4.5	standing	c	good
4.5–9.0	steady	d	high
9.0	none	–	low

When $F > 0.5$ or when a leaving surface roller occurs, because the jump travels downstream the hydraulic effectiveness can be achieved by taking special measures such as, changing the discharge area, installing sills or stilling basins.

First of all, the type of flow, figure 3 shows the effect of tailwater depth on the

formation of a hydraulic jump, must be determined by comparing the shooting water depths h_i , which arise from the conditions in the tailwater and in the headwater too. Instead of a comparison by methods of computation, the result can be taken from a nomogram (fig. 4).

Hydraulically Effective Straight Drop Structures

In the critical area, the acceleration is determined by the height of the straight drop. If it is small in relation to the water depth, it is not able to convert the subcritical flow at the drop into a supercritical flow. The streaming flow continues, at the most, a undular flow (type a) occurs, whereby the nappe, which initially dives down, rises to the water surface and more often than not forms distinct, standing waves. The straight drop is then hydraulically ineffective.

Based on the forces arising, the hydrostatic pressure (1) and force of momentum (2) for a rectangular discharge area with the formulation for the momentum principle (fig. 5) results the minimum required height H_w of the drop:

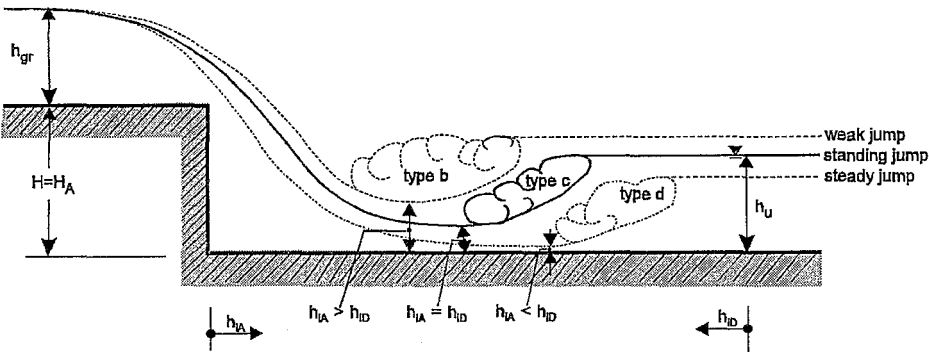
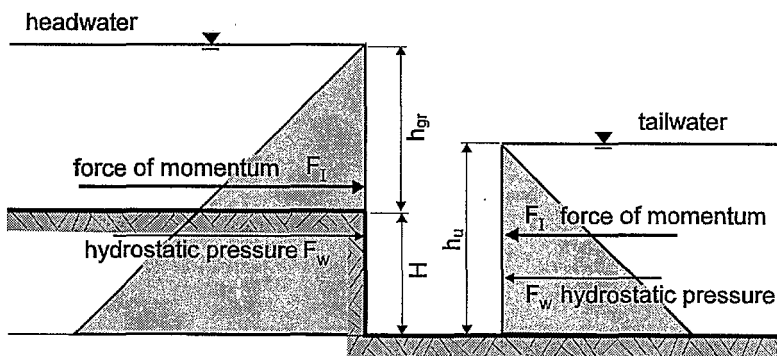
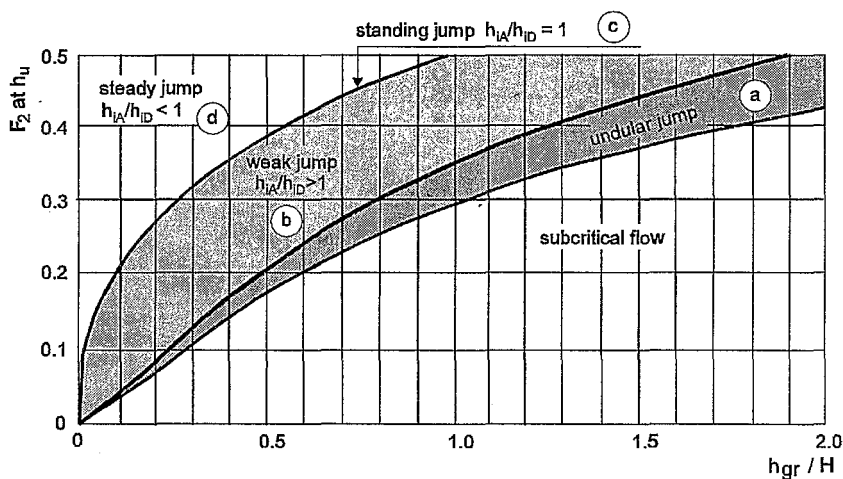


Fig. 3. Types of jump (b, c, d) at the straight drop



$$FW = 1/2 \cdot \rho \cdot g \cdot h^2 \cdot s \quad (1)$$

$$FI = \rho \cdot Q \cdot v = \rho \cdot A \cdot v^2 \quad (2)$$

In addition to Musterle (1930) the following method of computation by Eq. (3) results:

$$HW \geq \left(-1 + \sqrt{n_u^2 + \frac{2}{n_u} - 2} \right) \cdot h_{gr} \quad (3)$$

$$\text{Substituting } n_u = \frac{h_u}{h_{gr}} = F^{-2/3}$$

becomes:

$$HW \geq [(F^{-4/3} + 2 \cdot F^{2/3} - 2)^{1/2} - 1] \times h_{gr} = \varphi \cdot h_{gr} \quad (4)$$

The comparison of this equation by Bleines (1951) with model tests at the straight drop with both a perpendicular

and a steeply inclined wall has shown, that the theoretically derived Eq. (4) results in heights, which are too low for the drop. It can, however, be used for chutes with a bottom gradient of 1:4 to 1:12.

By improving Eq. (4) with the measuring results at the straight drop, for the integration of the measuring values a hyperload was selected, the following Eq. (5) for the hydraulically effective height H_w of the drop was obtained:

$$H_w \geq [-3.97 + \sqrt{(n + 5.47)^2 - 14.15}] \cdot h_{gr} \quad (5) \quad \text{with}$$

with

$$n = \varphi = -1 + \sqrt{n_u^2 + \frac{2}{n_u} - 2}$$

and

$$n_u = \frac{h_u}{h_{gr}} = F^{-2/3}$$

Instead of the hyperload borderline, in the German Standard a simplified representation was selected, whereby the hy-

perload was replaced by a straight line with a distance of 0.15 on the axis of the abscisse. The agreement between the both equations (fig. 6) is perfect. Therefore in DIN 19661-2: Guide-lines for Hydraulic Structures – River Bottom Protection Structures, the effective height H_w of the straight drop can be computed by Eq. (6):

$$H_w \geq [0.15 + 1.1 ((F^{-4/3} + 2F^{2/3} - 2)^{1/2} - 1)] \cdot h_{gr} = \psi \cdot h_{gr} \quad (6)$$

$$\psi = (0.15 + 1.1 \cdot \varphi).$$

To receive a steady surface roller, the Standard asks $F \leq 0.5$, better $F \leq 0.32$ for the tailwater flow. With $F = 0.50$ can be computed: $H_w \geq 0.52 \cdot h_{gr}$ and for $F = 0.32$: $H_w \geq 1.20 \cdot h_{gr}$. With the requirement $F \leq 0.5$ an effective height H_w of the straight drop of at least $1/2 \cdot h_{gr}$ and for $F = 0.32$ at $1.2 \cdot h_{gr}$ results.

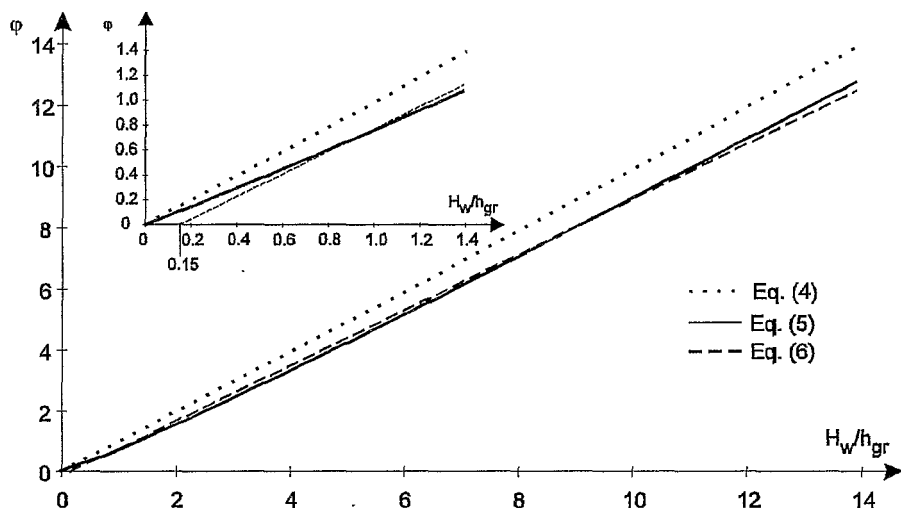


Fig. 6. Comparison of the equations by Musterle, Bleines and DIN

Proof of The Actually Existing Type of Flow

For the borderline case, flow type c (standing jump) two formulations have the same flow patterns on the apron. The first formulation is based on the critical depth in the headwater and on the shooting flow on the apron before the surface roller (fig. 7). The second formulation considers the condition immediately before and after the surface roller (fig. 8). Thus both formulations have the same water depth $h_{iA} = h_{iD}$ immediately before the surface roller in the borderline case of flow type c. A comparison of both water depths $h_{iA} \geq h_{iD}$ ($h_{iA} \leq h_{iD}$) thus makes it possible to draw a conclusion, as to which flow type can actually be found in each investigation carried out. Thus, the results of the calculations can be checked for correctness.

Determination of $h_i = h_{iA}$ from the Headwater Conditions

According to the continuity equation of the streaming water ($Q_1 = Q_2 = v_1 \cdot A_1 = v_2 \cdot A_2$) with

$$v_1 = \sqrt{2g \cdot \left[(H + z) + \frac{h_{gr}}{2} \right]},$$

$$v_{gr} = \sqrt{g \cdot h_{gr}}$$

and

$$h_i = h_{iA}$$

the following Eq. (7) results:

$$h_{iA} = h_{gr} \cdot \left[\frac{2 \cdot (H + z)}{h_{gr}} + 1 \right]^{-\frac{1}{2}} \quad (7)$$

If $\frac{1}{\sqrt{2}} = 0.7$ is set for simplification purposes, the result in the commonly used way may be written:

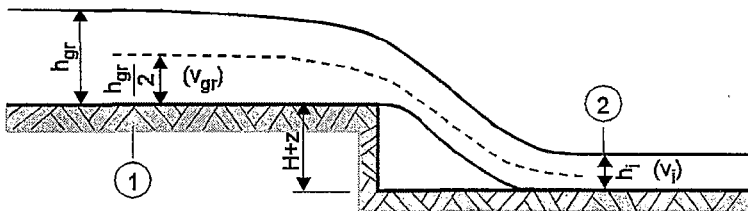


Fig. 7. Derivation of the tailwater depth h_{iA}

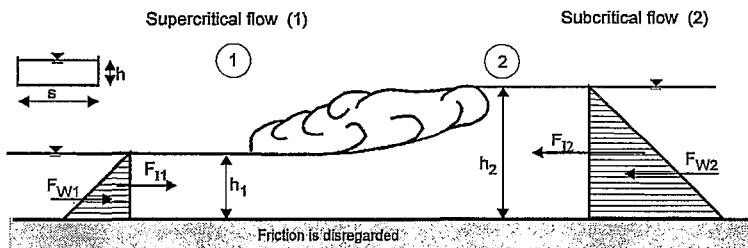


Fig. 8. Formulation for the momentum principle for the hydraulic jump equation

$$h_{iA} = h_{gr} \cdot \frac{0.7}{\sqrt{\frac{(H+z)}{h_{gr}} + 0.5}} \quad (8)$$

Determination of $h_i = h_{iD}$ from the Tailwater Conditions

The hydraulic jump equation derives from the formulation for the momentum principle $S = F_W + F_I$ (fig. 8) with the requirement of equilibrium $S_i = S_0$ and $F = v / \sqrt{g \cdot h}$:

$$h_1 = \frac{h_2}{2} \cdot [-1 + \sqrt{8 \cdot F_2^2 + 1}] \quad (9)$$

Height H_c of the Drop Structure for Type c

From Eq. (7) follows after transformation with $z = 0$ and $h_{iA} = h_{iD}$:

$$h = \frac{h_{gr}}{2} \cdot \left[\left(\frac{h_{gr}}{h_{iD}} \right)^2 - 1 \right]$$

or

$$H = \frac{h_{gr}}{2} \cdot \left(F_1^{4/3} - 1 \right) \quad (10)$$

Hydraulic Loss Coefficient ζ_A at the Drop Type c

The hydraulic loss at the straight drop is:

$$h_{vA} = \zeta_A \cdot \frac{v_i^2}{2g}$$

with

$$H_E = h_i + h_{vi} + \zeta_A \cdot h_{vi} =$$

$$= h_i + (1 + \zeta_A) \cdot h_{vi}$$

and

$$h_{vi} = \frac{v_i^2}{2g}$$

becomes:

$$\zeta_A = \frac{H_E - h_i}{h_{vi}} - 1 \quad (11)$$

With $H_E = H + H_{\min}$, H according Eq. (10) and $H_{\min} = 3/2 \cdot h_{gr}$ further $h_i = h_{gr} \cdot F_1^{-2/3}$ can be computed:

$$\zeta_A = \frac{H + H_{\min} - h_i}{F_1^2 \cdot g \cdot \frac{h_i}{2g}} - 1 =$$

$$= \frac{\frac{h_{gr}}{2} (F_1^{4/3} - 1) + \frac{3}{2} h_{gr} - \frac{2}{2} h_{gr} \cdot F_1^{-2/3}}{F_1^2 \cdot \frac{h_i}{2}} - 1$$

$$\zeta_A = \frac{(F_1^{4/3} - 1) + 3 - 2 F_1^{-2}}{F_1^2 \cdot F_1^{-2/3}} - 1 =$$

$$= 1 - \frac{1}{F_1^{4/3}} + \frac{3}{F_1^{4/3}} - 2 F_1^{-2} - 1$$

$$\zeta_A = 2 \cdot (F_1^{-4/3} F_1^{-2}) \quad (12)$$

The plot of the function for the hydraulic loss coefficient ζ_A at the drop type c with respect to the Froude number

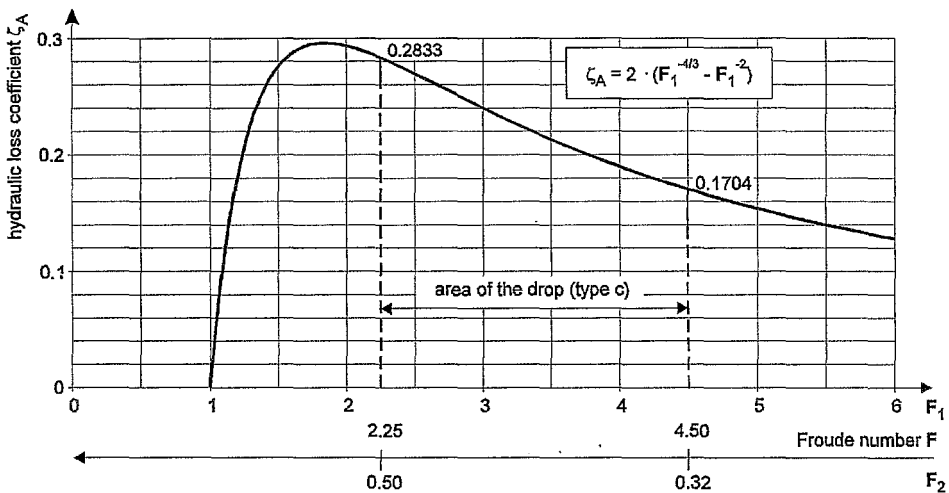


Fig. 9. Plot of the function for the hydraulic loss coefficient $\zeta_A = \phi(F)$ for type c

shows figure 9. The maximum hydraulic loss coefficient is 0.2963, which occurs at $F = 1.837$ (0.584). The coefficient ranges for $0.32 \leq F \leq 0.5$ between $0.17 \leq \zeta_A \leq 0.28$.

Example: Calculation of the Straight Drop as Discharge Type c

Below, the dimensions required are illustrated by giving an example. At the same time, the corresponding stretches needing protection will be determined. Only flow type c (standing jump) is suitable for calculation; in addition the minimum necessary hydraulically effective height H_w of the straight drop can be calculated. Then with these limits it is possible to ascertain flow type b (weak jump) and flow type d (steady jump), which occur when the height of the drop or the level of the streaming tailwater changes.

Example: Rectangular discharge area, bottom width $s = 4.0$ m, discharge $Q = 7.0 \text{ m}^3/\text{s}$, the corresponding Froude numbers: in the shooting area $F = 4.50$ and in the streaming area $F = 0.315$ (0.32).

Requirements: Hydraulically effective straight drop, height H of the drop when $h_{iA} = h_{iD}$, energy head, loss in height of the drop and of the roller, length of the stretches to be protected in the headwater and tailwater, as well as a comparison of the flow types occurring with different heights of the straight drop.

Basic Characteristics of the Straight Drop

Hydraulically Effective Straight Drop

$$\begin{aligned}
 H_w &\geq [0.15 + 1.1 ((0.315^{-4/3} + \\
 &+ 2 \cdot 0.315^{2/3} - 2)^{1/2} - 1)] \cdot 0.68 \geq \\
 &\geq 0.77 \text{ m} \quad [\text{of (6)}]
 \end{aligned}$$

Depths of Water in the Headwater Area

Both Froude numbers (shooting and streaming) are related to the corresponding water depths [$h = h_{gr} \cdot F^{-2/3}$].

$$h_{gr} = \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot s^2}} = \sqrt[3]{\frac{1.0 \cdot 7.0^2}{9.81 \cdot 4.0^2}} = 0.67 \text{ m}$$

$$h_i = 0.67 \cdot 4.5^{-2/3} = 0.25 \text{ m} = h_{iD}$$

$$h_o = 0.67 \cdot 0.315^{-2/3} = 1.47 \text{ m} = h_u$$

Height of Straight Drop

$$H = \frac{h_{gr}}{2} \cdot \left[\left(\frac{h_{gr}}{h_{iD}} \right)^2 - 1 \right] = \frac{0.68}{2} \cdot \left[\left(\frac{0.68}{0.25} \right)^2 - 1 \right] = 2.18 \text{ m}$$

Velocity Head below the Drop

$$h_{vgr} = \left(\frac{Q}{s \cdot h_{gr}} \right)^2 \cdot \frac{1}{2g} = 0.34 \text{ m}$$

$$h_{vi} = \frac{v_i^2}{2g} = \left(\frac{Q}{s \cdot h_i} \right)^2 \cdot \frac{1}{2g} = 2.52 \text{ m}$$

$$h_{vu} = \frac{v_u^2}{2g} = \left(\frac{Q}{s \cdot h_u} \right)^2 \cdot \frac{1}{2g} = 0.07 \text{ m}$$

Loss in the Drop

For $F_2 = 0.315$ or $F_1 = 4.5$ becomes:

$$\zeta_A = 2 \cdot (F_1^{-4/3} - F_2^{-2}) = 2 \cdot (4.5^{-4/3} - 4.5^{-2}) = 0.171$$

$$h_{vA} = \zeta_A \cdot \frac{v_i^2}{2g} = 0.171 \cdot 2.52 = 0.43 \text{ m}$$

Loss in the Roller

$$h_{vD} = \frac{(h_u - h_i)^3}{4 \cdot h_u \cdot h_i} = \frac{(1.47 - 0.25)^3}{4 \cdot 1.47 \cdot 0.25} = 0.24 \text{ m}$$

Checking the Energy Head

$$H_E = H + H_{\min} = 2.18 + 3/2 \cdot 0.68 = 3.20 \text{ m}$$

$$H_E = h_u + h_{vu} + h_{vA} + h_{vD} = 1.47 + 0.07 + 0.43 + 1.24 = 3.20 \text{ m}$$

Stretches to be protected

Headwater with Shooting Flow:

$$I_1 = 5 \cdot h_{gr} = 5 \cdot 0.68 = 3.40 \text{ m} \approx 3.50 \text{ m}$$

Length of the Drop:

$$I_2 = 4.3 \left(\frac{h_{gr}}{H} \right)^{1/3} \cdot (h_{gr} \cdot H)^{1/2} = 4.3 \cdot \left(\frac{0.68}{2.18} \right)^{1/3} \cdot (0.68 \cdot 2.18)^{1/2} = 3.55 \text{ m}$$

Length of the Jump:

$$I_4 = 5 \cdot (h_u - h_i) = 5 \cdot (1.47 - 0.25) = 6.10 \text{ m}$$

$$L_a = I_2 + I_4 = 3.55 + 6.10 = 9.65 \text{ m} \approx 10.0 \text{ m}$$

Tailwater with Disturbed Flow:

$$I_5 \approx I_4 = 6.00 \text{ m}$$

Total Length:

$$\begin{aligned} L &= I_1 + I_2 + I_4 + I_5 = \\ &= 3.40 + 3.55 + 6.10 + 6.10 = \\ &= 19.15 \text{ m} \approx 20.0 \text{ m} \end{aligned}$$

Types of Flow with Different Heights of the Straight Drop

Taking the calculation example for discharge flow type c, the following areas

with hydraulically effective heights of the drop result:

flow type a:

$H_a < 0.77 \text{ m (ineffective)}$

- subcritical or undular,

flow type b:

$$0.77 \text{ m} < H_b < 2.18 \text{ m}$$

– weak,

flow type c:

$$H_c = 2.18 \text{ m}$$

- standing,

flow type d:

$$H_d > H_c > 2.18 \text{ m}$$

- steady or supercritical.

Design of the Straight Drop Structure (fig. 10)

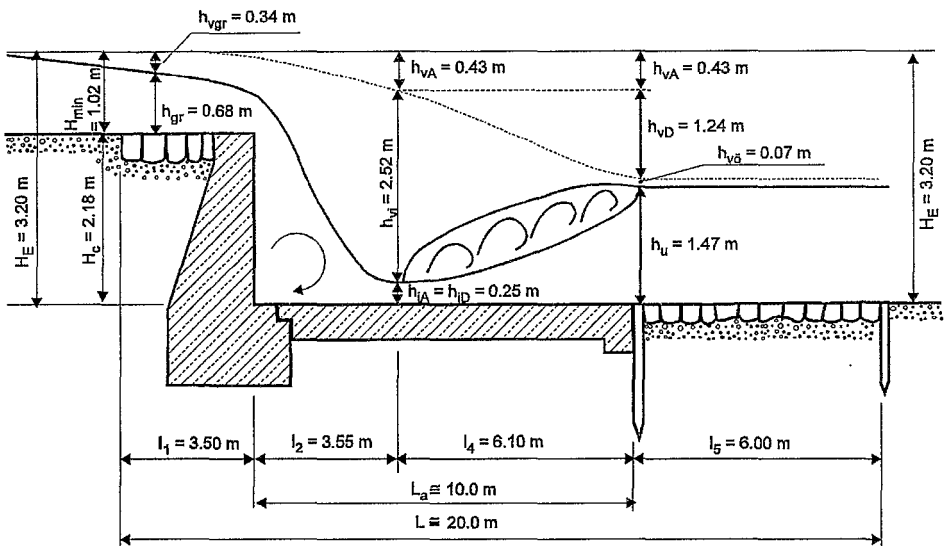


Fig. 10. Example of a calculation for type c [height doubled (i.e. 1:2)]

Literature

- BLEINES W. 1951: *Hydraulisch wirksame Absturzbauwerke*. Wasserwirtschaft, 1, 11–16.
- DIN 19661-2. 1996: *Richtlinien für Wasserbauwerke – Sohlenbauwerke*.
- MUSTERLE TH. 1930: *Abflußberechnungen bei Wehren mit breiter Krone mit Hilfe des Impulsatzes*. Wasserwirtschaft, 21.
- HENDERSON F.N. 1966: *Open Channel Flow*. The Macmillan Company, New York.
- SCHWICHTENBERG A. 1977: *Praktische Berechnung eines hydraulisch wirksamen Absturzes und der beeinflussten Gewässerstrecke*. Wasser und Boden, 8, 228–231.

The revitalisation of creeks

Abstract

In the past the main goals of rivers with small catchment design were primarily concerned with technical function such as flood control, agricultural use of adjacent fields, and outlet of drainage systems.

Ecological function of the design were often suppressed. The possibilities of how to restore the ecological function, which would be redefined in many cases, are suggested. Some ideas on alignment design, longitudinal profile, cross-section, lining of cross-section, structures and vegetation are noted. The ecological consequences of revitalisation of small rivers on territorial system of ecological stability are mentioned. Some examples revitalisation of structures are showed.

Key words: Revitalisation, small rivers, ecological function, construction of structures

Introduction

The revitalisation of small rivers and drainage channels aims at reconciling or the ecological function of these rivers with respect of their technical aspects.

The main **ecological goals** of revitalisation can met with these criteria:

- hydrobiological (transportation function of water, life conditions of organisms),
- hygienic (self-purification ability of water body),
- microclimatic (influence of water and vegetation),
- hydrogeological (drainage effect of river and river valley),
- aesthetic and landscape design (dividing of the landscape by rivers and their ecological consequences).

The main **technical criteria**:

- runoff from catchment and flood control,
- design and use of adjacent fields,
- the river stabilisation due to erosion and sedimentation,
- the possibility of drainage outlet,
- inlet structures,
- maintenance simplicity, etc.

The manner of the revitalisation of creeks

The remedies of how to reach above mentioned goals can be stated as follows: [Ehrlich et al. 1992].

Biotype – Basic conditions is clean water. At least 3rd class of purification (under CZ State Norm) is demanded. The

* Czech University of Agriculture Prague, Faculty of Forestry, Department of Water Resources, Kamýcká 129, 165 21 PRAGUE 6.

biological and biochemical processes must be supported by oxygenation of the water body through changing of the slopes of the river bed and by the small weirs. A maximum flow velocity of $2\text{--}2.5\text{ ms}^{-1}$ during the design discharge is recommended. During the low discharge (Q_{330d}) the minimum volume of water per square meter and maximum flow velocity, would be for [Zuna 1993]:

type of streams	min volume (litres m^{-2})	max. velocity (m^3s^{-1})
low land	130	0.35
hilly land	110	0.60
undermountain	120	0.80

Minimum depth of water in calms would be 0.3 m. Minimum depth of river bed sediment is 0.1–0.3 m.

Design Discharges – Can be reduced out side of villages, where flood means lower damage to compare to the ecological aspects. For hydrobiological conditions of life, the low discharges Q_{330d} , Q_{90d} , Q_{30d} are important.

Alignment – The alignment design will not be changed in most cases. Main reasons are cost of these changes and property relationships. Only in the lower part of cross-section interior meanders can changes be made by using natural materials. Next designs can be made in convex part of the banks. Some possibility is to mark out river corridor of suitable width, where the alignment will be developed itself.

Longitudinal Profile – must respect the demands of biological conditions. It is essential to alternate high and low slopes. The maximum depth of channel will usually be 1.2 to 1.5 meters. The drainage outlet can be put under weirs. The slope design must respect onsite material of the stream channel (compensation slope) or utilise natural materials to stabilise the higher slopes. After determining a stable bed slope, sills, weirs and chutes are built into channel to remove the difference between the original and designed slope.

Cross Section – The single trapezoidal cross section will be probably changed by double trapezoidal or dished cross section. The lower part, called the cunette, is designed to convey the annual flow with sufficient depth for a 30-day flow. The upper section's floor, called the berm, is designed for design discharges. The shape and dimension must respect low discharge from hydrobiological point of view. In creeks with higher slopes, the discharge is always associated with the determination of a stable channel-bed slope gradient.

Channel lining – includes the lining of the bottom and of the side slopes. The decision as to which type of lining to choose depends on the critical velocity corresponding to each particular type of lining and, if any, on former lining. This velocity must be higher than the average channel velocity at design discharge. The reduction of the critical velocity in the channel parts exposed to the greatest

should be taken into account when considering the type and parameters of lining for parts of the bottom on concave side bend.

The lining could be done if onsite materials are not resistant against the water current forces. Natural materials in non-vegetation lining (stones, wood) are recommended. Vegetation lining and combined lining are among the environment-friendly interventions. Small transformations of profile are allowed.

Structures – The main structures to use in revitalisation of creeks include sills, small weirs, chutes and recesses. Their constructions must respect fish migrations and all aquatic life. From these reasons maximum height should not be exceed 0.6 m. Stone and wood are the most preferably materials for building them. The structures must be hydraulically effective, resistant against scouring and environment-friendly.

Some example of the structure is on Figure 1. It is Small Weir suitable for low land and hilly land creeks with width of bottom till 1.5 m. The body of the weir and apron sill is built from round woods. From static reasons the wier body is made on the skew, 0.1 m throw out of parallel against the upstream. The lining of the upstream bed and banks are made from riprap (diameter from 0.15 to 0.20 m). An apron is lined by riprap (diameter from 0.20 to 0.30 m) and arranged like hole 0.20 m depth and 2 m length.

The purpose of this small weir is modification of the slope, backwater of water

level, the forming of hole 0.2 m depth with 2×1.9 m water surface under weir.

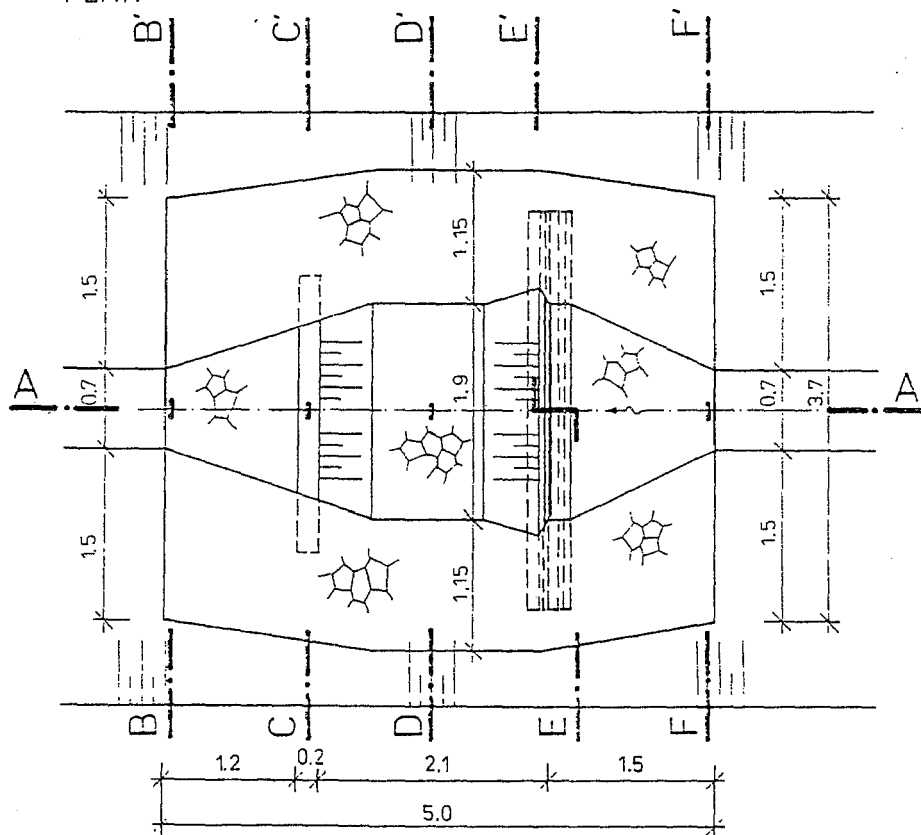
Revitalisation effect consists in forming permanent and deeper water on smaller watercourses in a reduced flow which creates a refuge for fishes, amphibians and invertebrates.

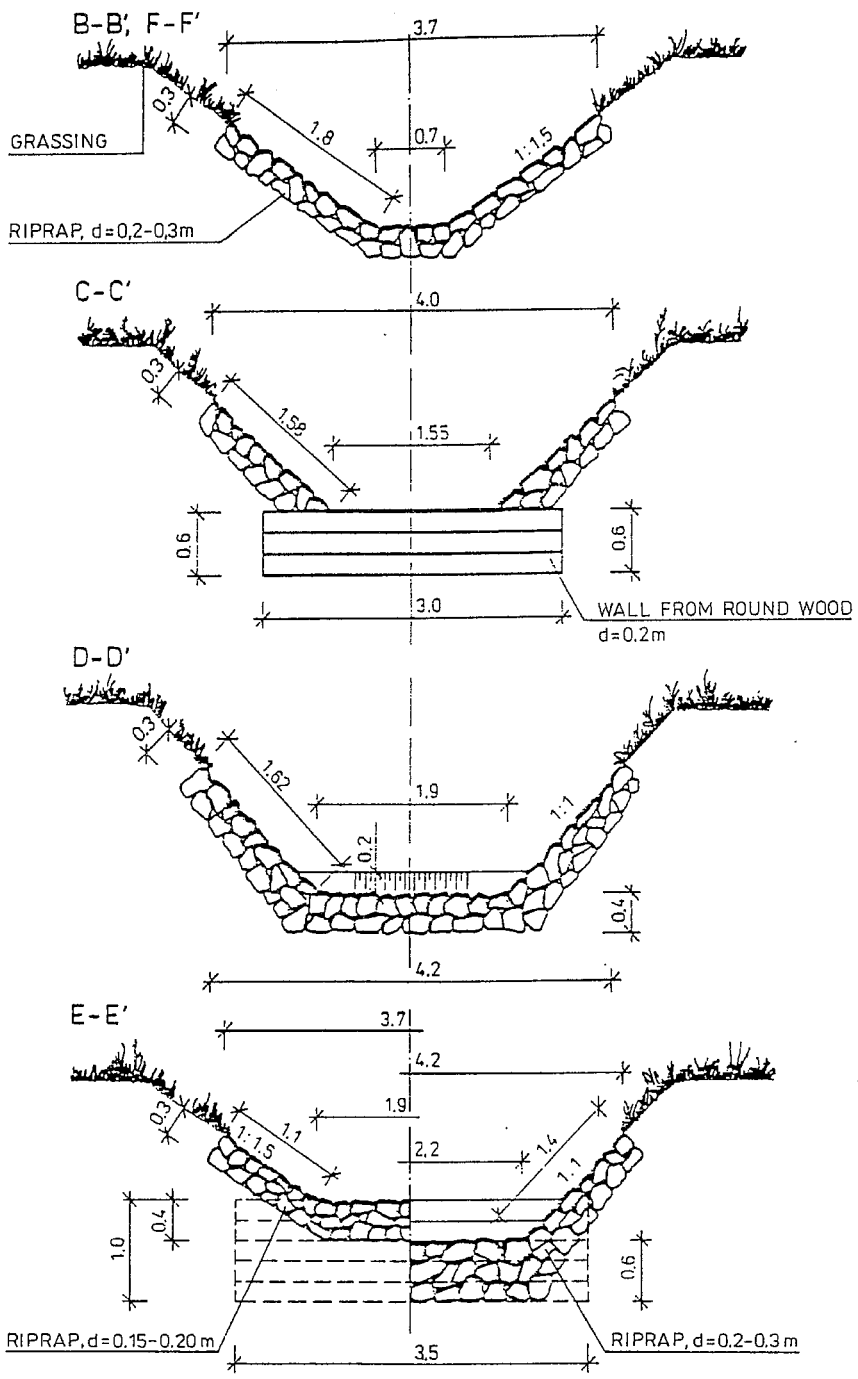
Vegetation – Is a native part of channels. Besides the spatial, stabilising, self-purification effect etc., vegetation creates wider corridors of waterways and can be a component of the territorial system of ecological stability. These corridors also protect water in the channed from off site damage from water erosion because runoff from the land carries sediments, fertilisers and pesticides into the body of water. Last but not least, the structure and species composition of vegetation influences aesthetics and creation of the landscape.

Hydraulic design – The revitalisation usually changes the original design parameters. New design of hydraulic characteristics must be namely calculated:

- capacity of the channel for design discharges including the structures,
- discharge circumstances (depth, velocity in characteristic profiles, silting up, overgrowing) for low discharges,
- the bottom and banks stability against the water flow,
- the influence of the structures and vegetation on discharge and stability of channel,
- expectable and allowable transformation of channel.

SECTION A - A'





For complicated hydraulic calculations the computers programs are possible to use (for example HYDROCHECK 1, 2, 3 from Hydrossoft Ltd. Prague).

Literature

- DVOŘÁK J., NOVÁK L. 1994: *Soil conservation and silviculture*. ELSEVIER, Amsterdam – London – New York – Tokyo; BRAZDA – Prague.
- EHRLICH P., ŠLECHTA V., NOVÁK L., ZUNA J. 1992: *Prozatimní metodické pokyny pro obnovu ekologické funkce upravených vodních toků s malým povodím*. Metodika 9/92. VÚMOP Praha.
- EHRLICH P., ZUNA J., NOVÁK L., ŠLECHTA V., KŘOVÁK F. 1994: *Revitalizační úpravy potoků – Objekty*. Metodika 14/94. VÚMOP Praha.
- KŘOVÁK F. 1992: *Obnova ekologické funkce melioračních opadů*. Konference Pečky, pp. 160–163.
- NEWBOLD CH., HONNOR J., BUCKLEY K. 1990: *Nature conservation and the management of drainage channels*. Association of Drainage Authorities. GB.
- ZUNA J. 1993: *Úpravy potoků*. Návrh ODN 752102, HDP Praha.

Anna GOŁĘBIEWSKA^{*}, Roman KAMIŃSKI^{**},
Kazimierz GARBULEWSKI^{*}

Komputerowe wspomaganie projektowania nasypów dróg rolniczych wzmocnionych geotekstyliami

Abstract

Computer aid designing of rural road embankments with geotextiles. Geotextiles have been successfully used for roads on very soft subgrade, usually fulfilling one or more of the basic functions of separation, filtration, drainage and reinforcement. With the availability of strong geotextiles having the advantage of permeability, the reinforcement function of this new construction material became more apparent. The design of a geotextile for the construction of roads is now well-established, however it is a hard and time-consuming job and the design engineers often hesitated to use these materials. Therefore, computerization of geotextile design becomes a necessity for the engineer. This paper describes the computer program SANG that have been evaluated for the design of road construction with geotextiles. The user-friendly program can be used like an expert system for step by step final design of road embankments.

Key words: embankment road, designing, computer program

Wstęp

Trasy dróg rolniczych przebiegają często przez tereny, gdzie w podłożu wy-

stępują grunty słabonośne, które nie są w stanie przenieść statycznych obciążeń od nasypu i cyklicznych obciążeń pojazdami mechanicznymi. Jednym ze sposobów poprawy warunków stateczności nasypów jest wzmocnienie podłoża za pomocą geotekstyliów. Sposób ten, jak wykazują liczne przypadki zastosowań, okazał się bardzo skuteczny, nawet w przypadkach występowania w podłożu gruntów organicznych [Jarret i in. 1977, Barsvary i in. 1982, Rowe i in. 1984]. Wzmocnienie nasypu przez geotekstylię polega na: ograniczeniu nierównomiernych deformacji podłoża pod obciążeniem (warstwa geotekstyliów rozkłada równomiernie naprężenia) i zwiększeniu nośności podłoża przy dużych odkształceniach (geotekstylię działają jak rozciągliwe membrany, przeciwstawiając się poziomym naprężeniom dążącym do "rozsunięcia" korpusu nasypu). Ponadto geotekstylię rozdzielają zazwyczaj gruboziarnisty materiał nasypu drogowego od drobnoziarnistego materiału w podłożu, co umożliwia wykorzystanie w pełni nośności pod-

^{*}Katedra Geotechniki SGGW, ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa.

^{**}Katedra Mechaniki i Konstrukcji Budowlanych SGGW, ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa.

łoża. Projektowanie nasypów drogowych z geotekstyliami zawiera szereg kroków obliczeniowych, które przy zachowaniu odpowiedniej kolejności muszą być wykonane dla uzyskania końcowego rozwiązania w postaci dobrze funkcjonującego i bezpiecznego obiektu. Pomimo że poszczególne kroki obliczeniowe nie zawierają trudnych matematycznie elementów, wymagają dla wyboru efektywnych i tanich rozwiązań analizy wielu wariantów i dokonywania decyzji przez wykwalifikowanych projektantów.

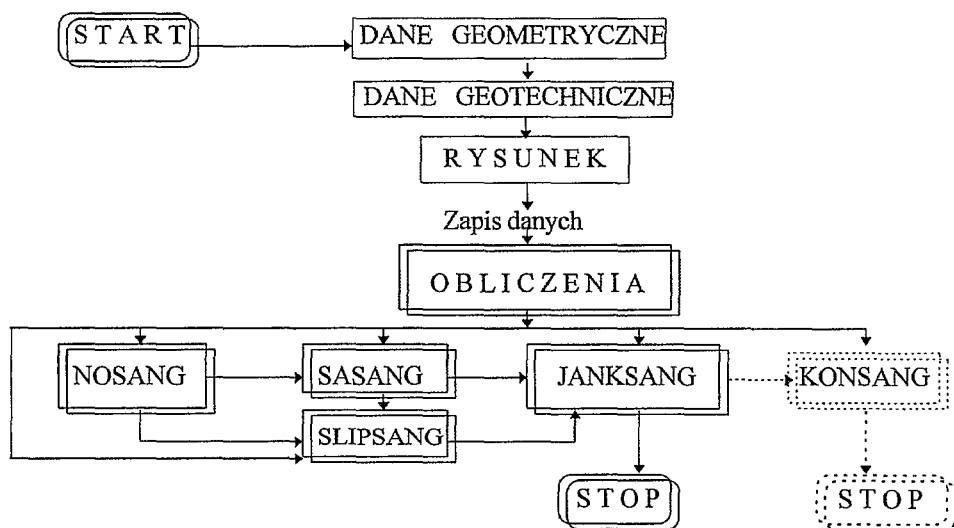
Zadania wykonywane przy projektowaniu nasypów drogowych wzmocnionych geotekstyliami wymagają dużego nakładu pracy i często są powtarzane po stwierdzeniu, że nie są spełnione założenia w stosunku do projektowanej drogi. Wobec tego wskazane jest jak najszersze zastosowanie w pracach projektowych metod komputerowych. W artykule zo-

stanie przedstawiony system komputerowy SANG, który proponuje się wykorzystać do projektowania nasypów dróg rolniczych na słabym podłożu, wzmocnionym geotekstyliami.

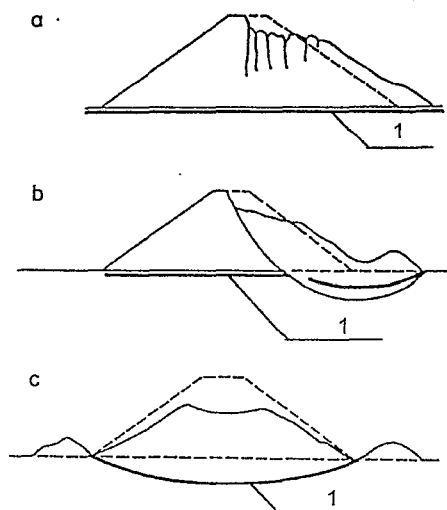
Struktura i zasady użytkowania systemu SANG

System Analizy Nasypu z Geotekstyliami SANG [Garbulewski i in. 1993] składa się z programu rezydentnego (SANG) i z następujących programów obliczeniowych (rys. 1): NOSANG, SLIPSANG, SASANG, JANKSANG.

W programie rezydentnym powstają pliki z danymi geometrycznymi i geotechnicznymi nasypu, podłoża i geotekstyliów, które przesyłane są do odpowiednich programów obliczeniowych. Programy te pozwalają sprawdzić warunki stateczności projektowanego nasypu



Rys. 1. Schemat konfiguracji Systemu Analizy Nasypu z Geotekstyliami SANG



Rys. 2. Schematy zniszczenia nasypu wzmocnionego geotekstylami: a – poślizg klina nasypu, b – poślizg kołowy nasypu wraz z podłożem, c – nagłe osiadanie podłoża (1 – geotekstyla)

dla następujących schematów jego zniszczenia (rys. 2):

- utrata nośności podłoża i pogrążanie się w nim nasypu,
- płaski poślizg nasypu po geotekstyliach,
- osuwisko wzdłuż płaskich lub cylindrycznych powierzchni poślizgu.

Programy obliczeniowe mogą pracować niezależnie poza systemem. Obliczenia za pomocą trzech początkowych programów (NOSANG, SASANG i SLIPPSANG) pozwalają ustalić wstępnie geometrię nasypu i wymagane parametry geotekstyliów (wytrzymałość na rozciąganie, opory tarcia styku geotekstyla-grunt, długość geotekstyliów i ich rozmieszczenie w nasypie). Ostateczne sprawdzenie warunków stateczności nasypu przeprowadza się za pomocą programu JANKSANG metodą Bishopa z uwzględnieniem działania geotekstyliów.

Program SANG, uruchamiany bezpośrednio z systemu operacyjnego, jest programem nadrzędnym, zawiadującym pracą programów obliczeniowych. Program ten umożliwia wywołanie każdego z programów obliczeniowych i wprowadzenie odpowiednich parametrów, niezbędnych dla poprawnego ich działania. Program koordynuje współpracę wszystkich podprogramów, przechowując dane i udostępniając każdemu z nich rezultaty pracy pozostałych, co umożliwia wszechstronne i gruntowne przestudiowanie parametrów nasypu i wybór optymalnego w danych warunkach rozwiązania konstrukcyjnego. Program rezydentny (nadrzędny) został napisany w języku C, natomiast programy obliczeniowe odpowiednio: NOSANG w języku PASCAL 6.0, SLIPPSANG - PASCAL 5.0, SASANG - C i JANKSANG - FORTRAN. Decyzję o konieczności standaryzacji językowej systemu pozostawiono przyszłym użytkownikom.

System może być uruchamiany z dyskietki lub z dysku twardego, z zachowaniem obecności wymaganych plików w aktualnym katalogu. Na ekranie monitora pojawia się czołówka i po wciśnięciu dowolnego klawisza następuje przejście do zasadniczego działania systemu. Początkowo pojawia się na ekranie *menu główne*, umożliwiające:

- zapis lub odczyt danych do (z) pliku na dysku,
- wprowadzenie z klawiatury danych geometrycznych lub geotechnicznych,
- uzyskanie rysunku dla aktualnych danych geometrycznych,
- realizację obliczeń projektowych jedną z wybranych metod (rys. 1).

Wybór metody powoduje pojawienie się na ekranie kolejnego *menu* dla jej realizacji. Na każdym poziomie *menu* opcja czynna w danej chwili jest podświetlona, przy czym możliwe jest przejście do *menu* podrzędnego dla danej opcji i powrót do *menu* poprzedniego. Po zatwierdzeniu danej opcji, służącej do wprowadzania danych w polu o zielonym kolorze, pojawia się migający kursor i możliwe jest wprowadzenie nowej wartości lub pozostawienie poprzedniej. W przypadku gdy wartość nie była zdefiniowana lub nie jest w aktualnym zestawie danych używana, pojawia się pytajnik (?). Jeżeli wprowadzana wartość nie spełnia założeń systemu lub zależności geometrycznych, w dole ekranu pojawia się komunikat o rodzaju błędu. Na każdym poziomie *menu* możliwe jest wywołanie opcji *pomoc*, która zawiera skrócony opis programu. Przy korzystaniu z dowolnego *menu* w dolnej części ekranu znajduje się informacja o funkcjach klawiszy operacyjnych lub ewentualnie o dodatkowych opcjach. Obejrzenie rysunku nasypu dla aktualnych danych geometrycznych możliwe jest na każdym poziomie *menu*.

Opis opcji i menu obliczeniowego

Opcja *Odczyt danych z pliku* służy do wprowadzenia do programu danych przechowywanych w pliku. Przy pierwszym korzystaniu z programu opcji tej nie należy używać, ponieważ plik z danymi musi być wcześniej utworzony przez program SANG, a dane zapisane w odpowiedniej kolejności. Korzystając po raz pierwszy z programu, wszystkie niezbędne dane należy wprowadzić bezpośrednio z klawiatury. Zapisanie danych do pliku

w celu późniejszego ich wykorzystania w systemie odbywa się w opcji *Zapis danych do pliku*. Opcja *Dane geometryczne* umożliwia zdefiniowanie wymiarów i zależności geometrycznych dla podłoża, nasypu, wody gruntowej i geotekstyliów. Podłoże jest określane przez miąższość, długość, liczbę i układ warstw (równoległe lub dowolne). Geotekstylia są określane przez rzędną ich położenia względem podstawy nasypu i grubość. Zwierciadło wody gruntowej musi znajdować się wewnątrz podłoża i może układać się w nim dowolnie. Dla nasypu wprowadza się następujące dane: wysokość, szerokość korony, nachylenie obu skarp. Opcja *Dane geotechniczne* pozwala wprowadzić parametry geotechniczne podłoża, geotekstyliów i nasypu. Dla podłoża podaje się: ciężar objętościowy, kąt tarcia wewnętrznego i spójność odniesione do naprężeń całkowitych lub efektywnych. Geotekstylia charakteryzowane są przez wytrzymałość na rozciąganie, sztywność, współczynniki tarcia na stykach geotekstylii – grunt nasypu i grunt podłoża, współczynniki przyczepności gruntów nasypu i podłoża do geotekstyliów. Nasyp, podobnie jak podłoże, charakteryzują parametry: ciężar objętościowy, kąt tarcia wewnętrznego i spójność odniesione do naprężeń całkowitych lub efektywnych. Dane efektywne wykorzystywane są w przypadku podania wartości ciśnień wody w porach. Opcja *Rysunek* pozwala w każdej chwili obejrzeć na ekranie monitora rysunek podłoża i nasypu z geotekstyliami dla aktualnych danych geometrycznych. W tle rysunku wyświetlana jest skala. Dla każdej osi podana jest liczba, przez którą należy pomnożyć opis osi dla otrzymania rzeczywistych wymiarów obiektu w metrach.

Menu obliczeniowe umożliwia uruchomienie każdej z metod obliczeniowych (rys. 1) z programu głównego, uzupełnienie danych wymaganych przez daną metodę, a nie wprowadzonych w programie głównym, dokonanie zapisu tych danych w standardzie każdej z metod i uruchomienie programów obliczeniowych z wybranymi zestawami danych wejściowych. Wybór metody powoduje pojawienie się odpowiedniej czołówki, a następnie *menu* umożliwiającego wykonanie obliczeń za pomocą tej metody. Zalecana jest następująca kolejność korzystania z programów: NOSANG, SASANG, SLIPSANG i JANKSANG. Program NOSANG pozwala sprawdzić stateczność nasypu wzmocnionego geotekstyliami przy założeniu klasycznego schematu utraty nośności podłoża. Za pomocą programu można ustalić automatycznie kształt i wymiary nasypu, dla którego wartość współczynnika stateczności będzie większa lub równa wartości wymaganej. W tym celu w *menu Projektowanie* należy określić odpowiednie przedziały poszukiwań automatycznego projektowania nasypu dla żądanej wartości $F_{\min}$. W tym *menu* dostępne są następujące polecenia:

- nachylenie skarp nasypu,
- wysokość nasypu,
- szerokość korony nasypu,
- styk nasypu z podłożem,
- przedział poszukiwań $F_{\min}$,
- wykonaj obliczenia,
- lista znalezionych rozwiązań.

Praca z programem polega na wybieraniu odpowiednich poleceń z systemu rozwijanych *menu* (pull-down menu) oraz wybieraniu lub wprowadzaniu danych z (do) okienek dialogowych. System okienko-

wy składa się z *menu* (górny pasek ekranu), okienek dialogowych (otwieranych i zamykanych w środkowej części ekranu) oraz linii statusu (dolny pasek ekranu).

Program SASANG umożliwia sprawdzenie stateczności skarp z geotekstyliami i wyznaczenie wymaganych dla zachowania stateczności skarpy wytrzymałości na rozciąganie geotekstyliów oraz oporów tarcia na styku geotekstyli-grunt. Poza tym program proponuje rozmieszczenie geotekstyliów w skarpie nasypu drogowego. Obliczenia stateczności skarp nasypów przeprowadzane są metodą "sektorową" [Sas i Garbulewski 1993] zaproponowaną przez Schneidera i Holtza (1986). Założenia metody przedstawiono na rysunku 3.

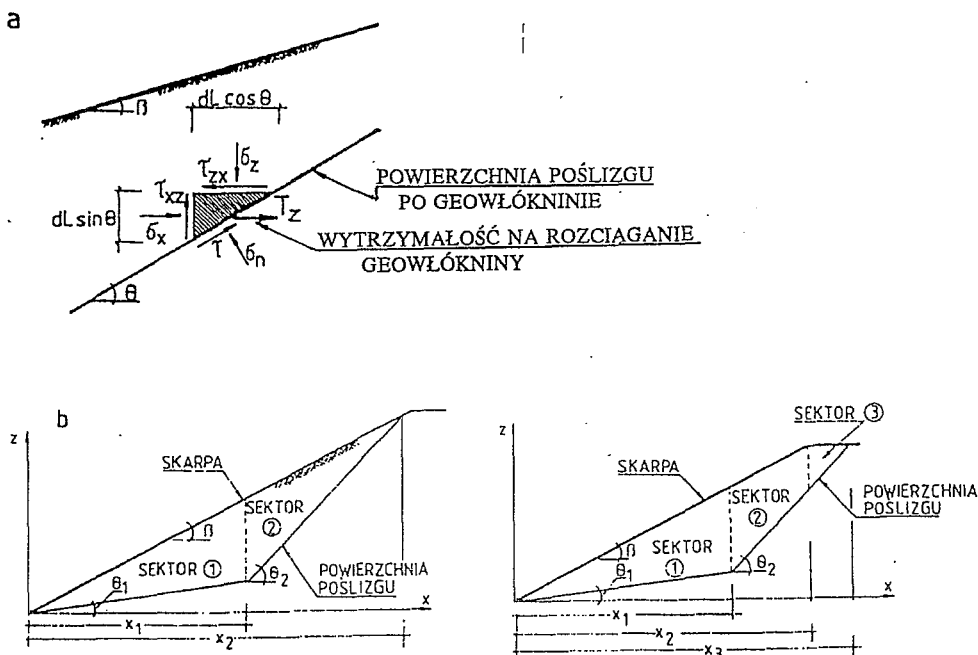
W celu wykonania obliczeń należy wprowadzić następujące dane (oprócz danych wprowadzonych wcześniej w programie nadzorczym):

- wartość współczynnika ciśnień wody w porach r_u ,
- liczbę warstw geotekstyliów N ,
- założoną wartość współczynnika F_S (standardowo jako miarodajną wartość $F_S = 1,5$).

Wybór opcji *Zmiana parametrów konturu zsuwu* powoduje pojawienie się na ekranie rysunku wybranej skarpy nasypu i pola umożliwiającego wprowadzenie zadanych wielkości obliczeniowych:

- długości rzutu konturu skarpy X ,
- kątów nachylenia θ_i ,
- liczby kroków obliczeniowych k .

Długość rzutu konturu skarpy X jest różnicą odciętych punktów początku podstawy analizowanej skarpy nasypu i przecięcia się linii poślizgu z powierzchnią nasypu. Kąt θ_i to kąt, jaki tworzy dolna linia poślizgu z poziomem. W programie nale-



Rys. 3. Stan naprężenia w skarpie nasypu z geotekstyliami (a) i podział skarpy na sektory obliczeniowe (b) [Sas i Garbulewski 1993]

ży zadeklarować zakres wartości tego kąta i liczbę kroków obliczeniowych, która określa liczbę wartości kąta θ_i , dla jakich odbywać się będą obliczenia (podany zakres kąta θ_i dzielony jest na równe części). Wartość X_i określa odległość odciętych punktów początku podstawy nasypu i załamania linii poślizgu wewnątrz skarpy.

Wybór opcji *Parametry optymalne* uruchamia procedurę optymalizacji, która ma na celu znalezienie dla podanych parametrów wartości długości geotekstyliów (L_g) i ich wytrzymałości (T_z), dla których współczynnik F_s min osiąga wartość 1,5. Program przeprowadza w pierwszej kolejności obliczenia dla skarpy bez geotekstyliów i jeżeli wartość współczynnika stateczności jest $F_s \geq 1,5$, to

uznaje się skarpe za stateczną, tzn. nie wymagającą wzmocnienia. W przeciwnym przypadku wprowadzana jest jedna warstwa geotekstyliów w połowie wysokości skarpy i określana jest minimalna wartość współczynnika stateczności. Jeżeli wartość ta jest mniejsza niż wymagana ($F_s \geq 1,5$), program wprowadza większą liczbę warstw geotekstyliów, rozmieszczając je w skarpie w jednakowej odległości. Wyniki obliczeń wyświetlane są na monitorze w postaci tabelarycznej i rysunkowej. Rysunek skarpy wzmocnionej geotekstyliami może być po wydrukowaniu bezpośrednio włączony do dokumentacji projektowej. Wyniki obliczeń, poza danymi geometrycznymi i parametrami geotechnicznymi, zawierają wymagane wartości wytrzymałości na

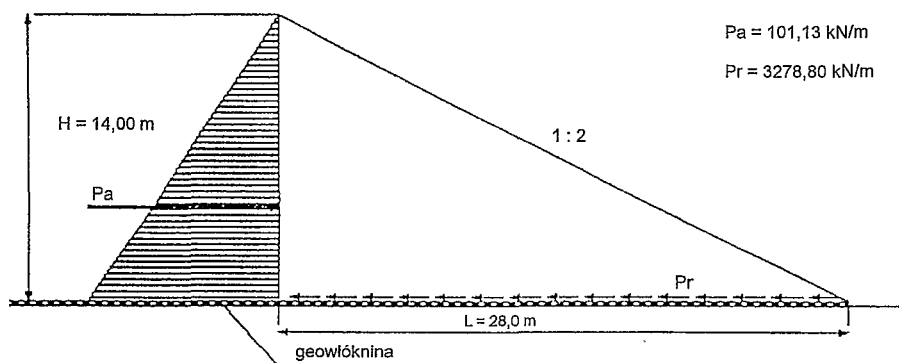
rozciąganie geotekstyliów, ich długości i odległości w skarpie projektowanego nasypu drogowego dla uzyskania współczynnika stateczności $F_s \geq 1,5$.

Program SLIPSANG umożliwia przeprowadzenie analizy stateczności wewnętrznej nasypu, rozumianej jako odporność projektowanego nasypu na możliwość powstania poziomego poślizgu jego części po geotekstyliach (rys. 4). Projektant uzyska również informację, jakie geotekstylia (tzn. o jakiej wytrzymałości i sztywności) należy zastosować. Obliczenia można przeprowadzić, zakładając jednoliniowy lub dwuliniowy model współpracy geotekstyliów z gruntem w nasypie i/lub podłożu. W modelu dwuliniowym przyjęto, że ścięcie gruntu na kontakcie geotekstylia/grunt zależne jest od naprężenia granicznego [Garbulewski 1991] i może przebiegać dokładnie na kontakcie lub wewnątrz gruntu nasypu. Ekran roboczy programu SLIPSANG składa się z trzech części: głównego menu (w pierwszym wierszu), obszaru okienek oraz wiersza statusu w dole ekranu, zawierającego informacje o możliwych w danym momencie realizacji programu

operacjach. W obszarze okienek stale znajdują się trzy okna: *Parametry nasypu* – zawiera dane dotyczące nasypu; *Metoda A* – zawiera dane i wyniki obliczeń metody A; *Metoda B* – zawiera dane i wyniki obliczeń metody B. Metoda A pozwala na określenie wymaganych parametrów geotekstyliów przy następujących założeniach:

- poślizg może powstać tylko na styku gruntu nasypu z geotekstyliami,
- siłą wywołującą poślizg jest siła czynnego parcia gruntu,
- siłą przeciwdziałającą poślizgowi jest siła tarcia gruntu nasypu o geotekstylia.

W metodzie tej możliwy jest wybór jednego z dwóch wariantów obliczeń: przy szukanym współczynniku stateczności i przy zadanym współczynniku stateczności. W pierwszym wariancie, na podstawie zadanych parametrów nasypu drogowego i geotekstyliów, obliczany jest współczynnik stateczności nasypu, w drugim wariancie – obliczane są parametry geotekstyliów pozwalające na osiągnięcie zadanego współczynnika statecz-



Rys. 4. Schemat analizy stateczności nasypu przy założeniu poziomego poślizgu skarpy nasypu po geotekstyliach

ności. Metoda B pozwala na określenie wymaganych parametrów geotekstyliów przy uwzględnieniu dwulinowego modelu współpracy geotekstyliów z gruntem. Obliczana jest wartość naprężenia krytycznego, powyżej którego styk geotekstyliów–grunt staje się bardziej wytrzymały niż grunt nasypu – stąd poślizg może wystąpić powyżej styku geotekstyliów z gruntem. Po wykonaniu obliczeń wybór opcji *Wyniki: Wykresy* umożliwia uzyskanie wykresów schematu analizy stateczności, a dla metody B – dodatkowo naprężeń krytycznych przy uwzględnieniu w obliczeniach modelu dwulinowego.

Program JANKSANG [Gołębiewska i in. 1993] jest końcowym ogniwem łańcucha programów systemu SANG; przy jego użyciu następuje ostateczna weryfikacja przyjętych parametrów nasypu i geotekstyliów. Program ten współpracuje z pozostałymi programami i w wyniku obliczeń tymi programami uzyskuje wstępne dane o geometrii projektowanego nasypu drogowego i wymaganej wytrzymałości geotekstyliów. W programie JANKSANG do sprawdzenia stateczności nasypu według schematu zniszczenia zakładającego osuwnisko wzdłuż powierzchni cylindrycznej przyjęto metodę Bishopa. Z tego względu, że metoda Bishopa jest metodą iteracyjną, pierwsze obliczenie dla założonej powierzchni poślizgu wykonuje się metodą szwedzką, a uzyskany wynik przyjmuje się jako pierwsze założenie współczynnika stateczności w metodzie Bishopa. W schematach obliczeniowych przyjęte mogą być następujące kierunki działania siły rozciągającej

geotekstyli (rys. 5): poziomy (wariant I), równoległy do stycznej krzywej poślizgu (wariant III) i nachylony do poziomu pod dowolnym kątem (wariant V). W wariantcie II, obliczeniowo tożsamym z wariantem I, zwiększenie siły utrzymującej o wartość $T_{cos\alpha}$ oznacza, że na współczynnik stateczności ma wpływ tylko jedna składowa siły rozciągającej geotekstyli, działająca równoległe do stycznej krzywej poślizgu. Przy założeniu, że wzmocnienie geotekstyliami uwzględniane jest również przez przyrost wytrzymałości na ścinanie gruntu, siła rozciągająca rozkładana jest na dwie składowe: prostopadłą i styczną do krzywej poślizgu. Pierwsza z nich zwiększa siłę normalną od ciężaru gruntu w pasku, druga wprowadzana jest do wzoru na współczynnik stateczności jako dodatkowa spójność gruntu, tzw. pseudospójność (wariant IV i VI). Schemat blokowy programu JANKSANG zawiera następujące kroki zapisane pod hasłami:

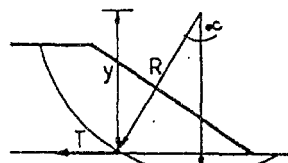
- Odczyt danych z pliku,
- Zapis danych do pliku,
- Dane geometryczne,
- Dane geotechniczne,
- Rysunek,
- Grafika,
- Obliczenia.

Dane do obliczeń programem (geometria nasypu i podłoża, parametry gruntów i geotekstyliów) przesyłane są z odpowiedniego pliku tworzonego przez program nadzorczy. Dane zawierają następujące informacje:

- współrzędne linii rozgraniczających warstwy obliczeniowe,

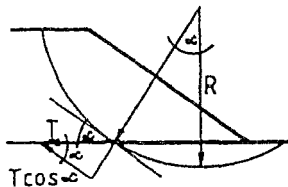
I wariant

$$F = \frac{\Sigma(Q \operatorname{tg} \phi' + c'b) \frac{1}{m \alpha} + T \frac{y}{R}}{\Sigma Q \sin \alpha}$$



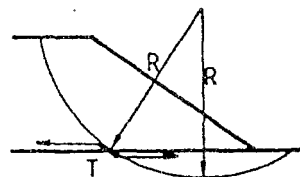
II wariant

$$F = \frac{\Sigma(Q \operatorname{tg} \phi' + c'b) \frac{1}{m \alpha} + T \cos \alpha}{\Sigma Q \sin \alpha}$$



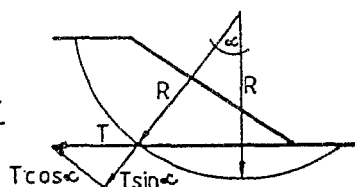
III wariant

$$F = \frac{\Sigma(Q \operatorname{tg} \phi' + c'b) \frac{1}{m \alpha} + T}{\Sigma Q \sin \alpha}$$



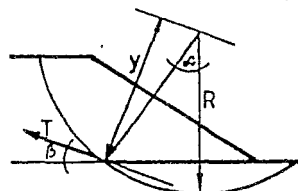
IV wariant

$$F = \frac{\Sigma \left[\left(Q + \frac{T \sin \alpha}{F} \right) \operatorname{tg} \phi' + c'b \right] \frac{1}{m \alpha} + T \cos \alpha}{\Sigma Q \sin \alpha}$$



V wariant $0 < \beta < \alpha$

$$F = \frac{\Sigma(Q \operatorname{tg} \phi' + c'b) \frac{1}{m \alpha} + T \cos(\alpha - \beta)}{\Sigma Q \sin \alpha}$$

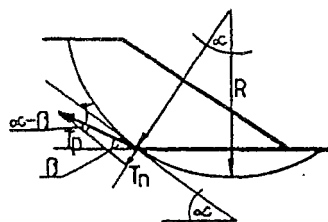


VI wariant

$$F = \frac{\Sigma \left\{ \left[Q + \frac{T \sin(\alpha - \beta)}{F} \right] \operatorname{tg} \phi' + c'b \right\} \frac{1}{m \alpha} + T \cos(\alpha - \beta)}{\Sigma Q \sin \alpha}$$

$$T_h = T \sin(\alpha - \beta)$$

$$T_p = T \cos(\alpha - \beta)$$



Rys. 5. Warianty uwzględnienia geotekstyliów w analizie stateczności nasypów metodą Bishopa

- parametry geotechniczne warstw gruntu,
- wytrzymałość na rozciąganie geotekstyliów,
- numer linii będącej zwierciadłem wody gruntowej,
- współrzędne obszaru poszukiwań minimalnej wartości współczynnika stateczności,
- liczba pasków,
- maksymalny promień,
- współrzędne punktu przecięcia minimalnego promienia z obrysem skarpy,
- tytuł,
- opis rysunku.

Dane mogą być również przygotowane programem JANKEDIT napisanym w PASCALU 6.0 z wykorzystaniem procedur TURBOVISION lub dowolnym edytorem. Po wprowadzeniu danych wybierając z menu hasło RYSUNEK można sprawdzić ich poprawność na monitorze. Wyniki obliczeń zestawione są w postaci tabelarycznej; krytyczna krzywa poślizgu i wybrane wyniki obliczeń przedstawiane są na rysunku, który może stanowić załącznik dokumentacji projektowej.

Przykład obliczeniowy

Przykładowe obliczenia wykonano dla nasypu drogowego z piasku na podłożu torfowym. Przyjęta geometria nasypu i rodzaj oraz położenie geotekstyliów zostały ustalone i zweryfikowane przy zastosowaniu programów: NOSANG, SASANG i SLIPSANG. Na rysunku 6 przedstawiono wyniki końcowych obliczeń przy zastosowaniu programu JANKSANG. W obliczeniach przyjęto następujące dane:

Dane geometryczne

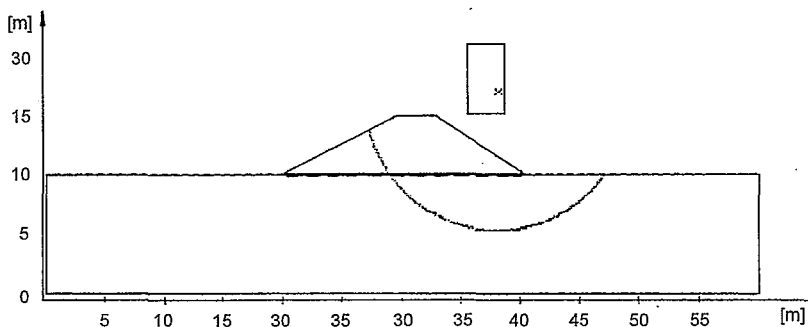
Podłoże:

miąższość – $D = 10$ m,
 długość – $L = 60$ m,
 liczba warstw – $n = 1$;

Nasyp:

wysokość – $H = 5$ m,
 szerokość korony – $B = 3$ m,
 nachylenie skarpy lewej – $n = 2,5$,
 nachylenie skarpy prawej – $m = 1,5$;

Zwierciadło wody gruntowej:
 na rzędnej $y = 0$;



Rys. 6. Przykładowe wyniki obliczeń

Geotekstylia:

grubość – $t = 0,02$ m,
rzędna ułożenia – $p = 10$ m.

Parametry geotechniczne

Podłoże:

$\gamma = 14$ kN/m³,
 $\phi_u = 0,1^\circ$,
 $c_u = 14$ kPa;

Nasyp:

$\gamma = 18$ kN/m³,
 $\phi_u = 30^\circ$,
 $c_u = 0$ kPa;

Geotekstylia:

wytrzymałość na rozciąganie
– $\alpha_f = 100$ kN/m,
kąt tarcia geotekstyliów o grunt
podłoża – $\phi_{srg} = 0,1^\circ$,
kąt nachylenia siły wypadkowej
rozciągającej geotekstylię
– $\beta = 15^\circ$.

Poszukiwanie krytycznej powierzchni poślizgu

Obszar poszukiwań:

$x_1 = 35,5$ m, $x_2 = 38,5$ m,
 $y_1 = 15,1$ m, $y_2 = 21,1$ m.

Liczba przedziałów:

pozioma – IX = 3,
pionowa – IY = 6.

Współrzędne punktu o minimalnym promieniu, leżącego na płaszczyźnie poślizgu:

$x = 40,5$ m, $y = 10$ m.

Minimalna długość promienia:

$R_{\min} = 5$ m;

Maksymalna długość promienia:

$R_{\max} = 13$ m;

Krok zmiany promienia:

$DR = 1$ m.

Dla przyjętych danych uzyskano z obliczeń wartość najmniejszego współczynnika stateczności $F = 1,41$, dla koła o promieniu $R = 11,06$ m i współrzędnych środka obrotu $x = 38,0$ m i $y = 16,6$ m.

Podsumowanie

Projektowanie nasypów dróg rolniczych wzmocnionych geotekstyliami jest trudnym zadaniem inżynierskim, wymagającym sprawdzenia wielu wariantów w celu wybrania wariantu optymalnego (bezpiecznego i najtańszego). Wobec tego celowe jest wspomaganie prac projektowych programami komputerowymi. Jednym z takich programów jest przedstawiony w artykule system SANG. System SANG daje możliwość szybkiego i zarazem przyjemnego projektowania nasypów drogowych. Konwersacyjna forma systemu i jego ekspertowy częściowo charakter dają duże gwarancje uzyskania pomyślnych końcowych efektów prac projektowych. Dzięki zastosowaniu systemu SANG można bez trudności zaprojektować wzmocnienie nasypu, używając geotekstyliów.

Literatura

BARSVARY A.K., MACLEAN M.D., CRAGG C.B.H. 1982: *Instrumented Case Histories of Fabric Reinforced Embankments over Peat Deposits*. Proc. of Second Int. Conf. on Geotextiles, Las Vegas, USA. Vol. 3: 647–652.

- GARBULEWSKI K. 1991: *Bilinear model of soil-geotextile interaction in stability analysis of reinforced embankment*. Archives of Hydroengineering, Polish Academy of Sciences, Gdańsk.
- GARBULEWSKI K., GOŁĘBIEWSKA A., GÓRSKID., KAMIŃSKIR., RADZIEJOWSKIR., SAS W., SKRZYŃSKA E., WOLSKI P., WAŚLICKA M. 1993: *Wzmacnianie za pomocą geowłóknin budowli wykonywanych w trudnych warunkach geotechnicznych. Metody obliczeniowe i badania parametrów*. Dokumentacja Projektu Badawczego KBN, Nr 7 1278 91 01, Katedra Geotechniki SGGW, Warszawa.
- GOŁĘBIEWSKA A., GARBULEWSKI K., KAMIŃSKI R. 1993: *Ocena stateczności nasypów wzmocnionych geowłókniną za pomocą programu JANKSANG*. Materiały X Krajowej Konferencji Mechaniki Gruntów i Fundamentowania, Warszawa. Tom II: 27–34.
- JARRETT P.M., LEE R.A., RIDELL D.V.B. 1977: *The use of fabrics in road pavements constructed on peat*. C.R. Coll. Int. Sols Textiles, Paris: 19–22.
- ROWE R.K., MACLEAN M.D., BARSVARY A.K. 1984: *The observed behaviour of a geotextile-reinforced embankment constructed on peat*. Can. Geotech. J. 21: 289–304.
- SAS W., GARBULEWSKI K. 1993: *Zastosowanie metody sektorowej do oceny stateczności skarp nasypów wzmocnionych geowłókniną*. Materiały X Konferencji Mechaniki Gruntów i Fundamentowania, Warszawa. Tom II: 85–90.
- SCHNEIDER H.D., HOLTZ R.D. 1986: *Design of Slopes Reinforced with Geotextiles and Geogrids*. Journal: "Geotextiles and Geomembranes". Vol. 3. No 1.

Komputerowy system diagnostyczny oceny stanu zapór ziemnych z centralnym rdzeniem

Abstract

Computer diagnostic system for safety evaluation of embankment dam with core. In the paper, the control system prepared for Czorsztyn and Klimkówka Dam has been presented. The system based on expert system's technology assists in interpretation of results obtained from different measurements and observations of the dam. Its structure and the main principles of operation have been demonstrated.

Key words: dam safety, expert system, computer aided control system

Wprowadzenie

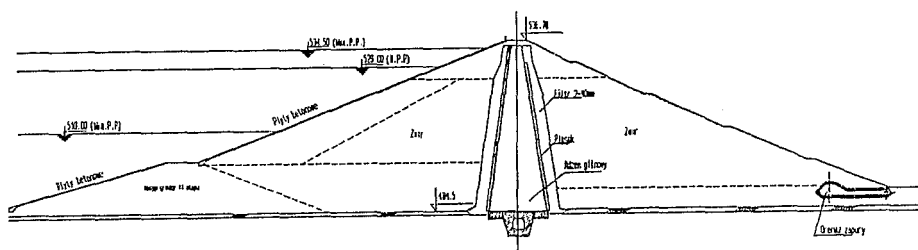
Ze względów ekonomiczno-technicznych w ostatnich latach w polskim budownictwie wodnym wznoszone są zapory ziemne uszczelnione rdzeniem gruntowym. Wzorcem dla nowo powstających budowli jest zaporą Tresna, która jest bezawaryjnie eksploatowana od ponad 25 lat. Ostatnio zakończona została budowa zapory w Klimkówce na rzece Ropie, a obecnie dobiega końca budowa zapory w Czorsztynie na Dunajcu. Ponadto w fazę realizacji wkroczyły zapory w Świnnej Porębie na Skawie oraz w Wiórach na

rzece Świślinie. Są to budowle jak na warunki krajowe o znacznym piętrzeniu wody (20 i więcej metrów). Wszystkie wymienione obiekty charakteryzują się podobnym przekrojem poprzecznym, tzn. centralnym pionowym uszczelnieniem – rdzeniem z gruntów spoistych (rys. 1).

Chociaż zapory z rdzeniem gruntowym są na świecie konstrukcją wielokrotnie sprawdzoną, tym niemniej należą do jednych z najtrudniejszych do realizacji. Wbudowywanie w przekrój poprzeczny gruntów różniących się znacznie pomiędzy sobą właściwościami fizycznymi i mechanicznymi sprawia, że bezpieczeństwo zapór z rdzeniem gruntowym, jak w żadnych innych budowlach zależy od wielu czynników, m.in. od rozwiązań konstrukcyjnych, jakości wbudowanych gruntów, warunków zagęszczenia, monitoringu. Opracowanie systemu oceny bezpiecznej eksploatacji zapory musi być zawsze poprzedzone gruntowną analizą potencjalnych zagrożeń, jakie mogą wystąpić w warunkach konkretnej zapory. Praca taka musi, oprócz analizy warunków geologicznych, projektu i technolo-

* Katedra Geotechniki SGGW, ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa.

** GEOTEKO Projekty i Konsultacje Geotechniczne, ul. Brata Alberta 14, 05-075 Wesoła k. Warszawy.



Rys. 1. Typowy przekrój zapory w Czorsztynie

gii budowy czy przeglądu awarii zapór o zbliżonej konstrukcji, zawierać również głęboką analizę warunków pracy zapory nasypowej z wąskim rdzeniem gruntowym.

Awarie i uszkodzenia zapór nasypowych wynikające z błędów konstrukcyjnych (projektowych, wykonawczych) są dowodem na to, że stan wiedzy, na którym opierają się projektanci, nie jest dostateczny. Katastrofy i awarie zapór zdarzają się wprowadzić coraz rzadziej, lecz nieprawidłowości w pracy tych budowli są nadal częstym tematem publikacji. Na ostatnim Kongresie Wielkich Zapór w Durbanie (1994 r.) poświęcono jedną z czterech sesji problemom zwiększenia stopnia bezpieczeństwa eksploatacji zapór. Międzynarodowa Komisja Wielkich Zapór wydała w 1994 r. specjalny biuletyn (nr 99) poświęcony analizie zniszczonych zapór [ICOLD 1994]. Wnioski wynikające z awarii mają istotne znaczenie dla ulepszenia stanu wiedzy warunkującego realizację bezpiecznych obiektów. Zniszczenie zapory jest na ogół wynikiem działania kilku przyczyn, często większość z nich nie zostaje ujawniona i wyjaśniona. Nie zawsze bowiem badania i obserwacje są w stanie jednoznacznie stwierdzić, co było przyczyną katastrofy lub awarii zapory. Dlatego też opracowa-

nie jednoznacznej statystyki przyczyn powodujących awarie zapór jest prawie niemożliwe. Z analizy pracy zapór nasypowych wynika, że awarie powstają najczęściej w fazie budowy oraz początkowego (ok. pięcioletniego) okresu eksploatacji. Z istniejących klasyfikacji traktowanych jako orientacyjne wynika również, że najczęstszymi przyczynami katastrof są przełanie się wody przez budowlę oraz przebicie (lub pęknięcie) hydrauliczne. Jeśli projektowe obliczenia hydrologiczne są w miarę poprawne, a gospodarka na zbiorniku jest prowadzona w sposób prawidłowy opierający się na prognozach meteorologicznych i hydrologicznych, to przełanie się wody przez zapórę nie powinno stanowić zagrożenia. Główną, a jednocześnie trudną do przewidzenia przyczyną awarii może być powstanie niekorzystnych odkształceń miejscowych zapory, które – chociaż mają z reguły zasięg lokalny – mogą doprowadzić do awarii lub katastrofy zapory.

Rozpoczęcie piętrzenia nowo zbudowanej zapory powoduje, że występują w niej dwa zjawiska – niedokończony proces konsolidacji oraz obciążenia eksploatacyjne. Nakładające się na siebie zjawiska w czasie powodują, że okres pierwszego napełnienia i początkowej eksploatacji (pierwsze kilka lat) nie został

dotychczas dostatecznie rozpoznany. Brak jest w literaturze i praktyce jednoznacznego opisu fizycznego i matematycznego zachodzących zjawisk, a zatem poprawnych metod obliczeniowych. Ocena stanu i bezpieczeństwa tego typu zapór jest zatem bardzo trudna, wymaga bowiem dobrej znajomości warunków pracy budowli przy zmieniających się obciążeniach oraz kojarzeniu ze sobą faktów pojawiających się podczas eksploatacji i informacjami z okresu budowy i wcześniejszej eksploatacji.

Metody oceny bezpieczeństwa

Do oceny funkcjonowania budowli stosuje się szczególnie w ostatnich latach teorie bezpieczeństwa i niezawodności. Łatwiej jest analizować powstałe w budowlu stany zagrożenia i wydawać opinie co do dalszej eksploatacji budowli, natomiast znacznie trudniej jest prognozować zachowanie się zapory w szczególności uszczelnionej rdzeniem gruntowym. W związku z zastosowanymi do budowy różnymi gruntami oraz różniącą się w każdym przypadku geometrią zapory są indywidualnymi rozwiązaniami. Dlatego też nie jest możliwe eksploatowanie danych z jednego obiektu na inny. W związku z tym możliwości, które dają nam teorie bezpieczeństwa i niezawodności, nie zawsze mogą być wykorzystane w ocenie zapór ziemnych. Najczęściej w praktyce stosowane są modele deterministyczne oceny bezpieczeństwa, gdzie analizowana jest jedynie konkretna zaporą. Metody oparte na statystyce, a tym bardziej na probabilistyce mają małe znaczenie przy ocenie bezpieczeństwa zapór z rdzeniami gruntowymi. Do oceny stanu bezpieczeństwa zapór powinna być stosowana jed-

nolita procedura z uwzględnieniem odrębności podejścia wynikającego ze specyfiki położenia oraz charakterystyki obiektu. Niezawodność zapory osiąga się bowiem nie tylko dzięki trafnemu jej zaprojektowaniu, lecz także dzięki kontroli jakości gruntów, nadzorowi w czasie budowy, monitoringowi oraz użytkowaniu obiektu zgodnie z ustalonymi w projekcie warunkami eksploatacji (z uwzględnieniem zmieniających się w czasie warunków pracy konkretnego obiektu).

O prawidłowym zaprojektowaniu zapory ziemnej z rdzeniem gruntowym i bezpiecznej jej eksploatacji decyduje w głównej mierze sprawdzenie kryteriów statycznych. Im lepiej bowiem rozumiemy statykę zapory i znamy słabe miejsca budowli, tym bezpieczniej możemy ją zaprojektować i eksploatować. Biorąc pod uwagę zapory nasypowe z rdzeniem gruntowym, można wyróżnić w ich "życiu" kilka okresów, w których występuje przede wszystkim zmiana obciążeń. Okresami tymi są czas budowy, pierwsze napełnienie zbiornika, normalna eksploatacja, nagłe opróżnienie zbiornika. Dla każdego z tych okresów należy:

- sprawdzić stateczność zapory (statyka ogólna budowli),
- ocenić stan naprężenia i odkształcenia (zlokalizowanie niebezpiecznych odkształceń miejscowych).

Sprawdzenie stateczności nie ma większego znaczenia w zaporach z wąskim rdzeniem (takich jak zapory Czorsztyn i Klimkówka), ale przy szerokich rdzeniach lub rdzeniach z wydłużonym poziomem uszczelnieniem problem stateczności jest bardzo istotny.

Dla zapór z rdzeniem gruntowym najbardziej istotnym kryterium oceny bez-

piecznej pracy budowli jest określenie stanu naprężenia i odkształcenia pod kątem oceny możliwości wystąpienia niekorzystnych dla budowli odkształceń miejscowych, tzn. zlokalizowanie potencjalnych niebezpiecznych dla zapory stref uplastycznienia i rozciągania gruntu. W strefach tych mogą powstać ewentualne pęknięcia spowodowane nadmiernym osiadaniem rdzenia od ciężaru własnego lub w wyniku działania obciążeń hydrostatycznych albo hydrodynamicznych. Powstanie szczelin może spowodować awarię zapory lub uniemożliwić dalszą jej eksploatację. Istotną zatem sprawą jest bardzo dobre rozpoznanie mechanizmu pracy budowli. W USA w Bureau of Reclamation [Statler, Luebke 1995] ocenę bezpieczeństwa zapory przeprowadza się po rozpoznaniu i zdefiniowaniu warunków funkcjonowania zapory. Oceniając zatem stan i bezpieczeństwo zapór Czorsztyn i Klimkówka w okresie eksploatacji, należy przeprowadzić analizę warunków pracy zapór w okresie budowy i pierwszego napełnienia zbiornika.

Z analizy warunków funkcjonowania zapory w etapie budowy i pierwszego napełniania wynika, że głównie w rdzeniu zapory mogą zachodzić pewne procesy, mogące w określonych sytuacjach przebiegać szybko. W związku z tym podczas eksploatacji zapory wymagany jest stały nadzór, mający na celu jak najwcześniejsze wykrycie wszelkich objawów nieprawidłowego działania. Nadzór ten powinien być prowadzony przez personel bezpośrednio zatrudniony przy eksploatacji obiektu. Dlatego też podjęto prace nad opracowaniem systemu komputerowego, którego zadaniem będzie wspomaganie prowadzenia codziennej kontroli zapory [Proj. bad. KBN 1993].

Budowa programu komputerowego ZAPORA

Wprowadzenie

Do oceny bezpieczeństwa eksploatacji zapory ziemnej z rdzeniem zaproponowano podejście deterministyczne, polegające na analizie informacji zbieranych podczas pracy obiektu i interpretacji faktów na podstawie dostępnej wiedzy o tym typie zapór. Oznacza to, że praca całego systemu jest sterowana zdarzeniami. Jako zdarzenie traktuje się w tym przypadku każde odstępstwo od przyjętego wzorca. Wzorce opracowano na podstawie dostępnych informacji o konkretnej zaporze, modelowania numerycznego oraz analizy dostępnej literatury. Ponieważ sam wzorec może w pewnych przypadkach ulegać zmianom, zakłada się udostępnienie narzędzi numerycznych (MES) przygotowanych specjalnie do konkretnego obiektu.

Cele, jakie postawiono przed systemem diagnostycznym, były następujące:

- zapewnienie prawie ciągłej kontroli zachowania się obiektu,
- wspomaganie interpretacji wskazań aparatury kontrolno-pomiarowej,
- przyspieszenie reakcji na sytuacje mogące stanowić zagrożenie obiektu,
- pomoc obsłudze technicznej zapory w podejmowaniu decyzji eksploatacyjnych, związanych z bezpieczeństwem obiektu,
- rejestracja niektórych czynności personelu dotyczących bezpieczeństwa zapory,
- uruchomienie systemu na komputerze klasy PC-i486.

Podstawowym źródłem informacji o stanie, w jakim znajduje się zaporę, jest sze-

roko rozumiany monitoring [ICOLD Bull. No 68]. Monitoring można podzielić na:

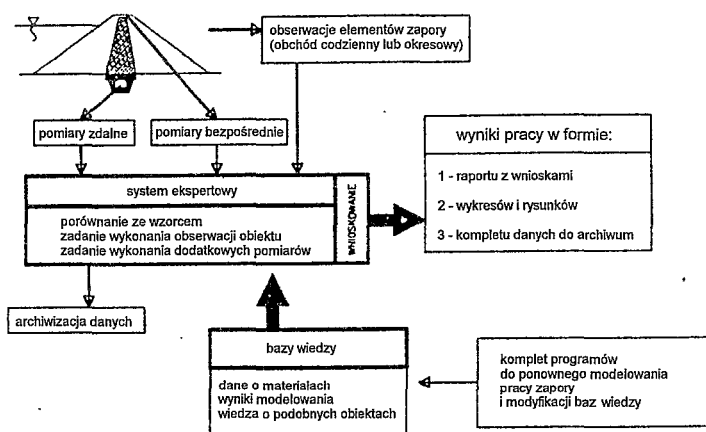
- obserwacje zewnętrzne;
- pomiary ręczne wybranych parametrów pracy;
- pomiary automatyczne wybranych parametrów pracy (wprowadzane ostatnio na większych zaporach);

Przez monitoring ziemnych budowli piętrzących powszechnie rozumie się wykonywanie automatycznych pomiarów wybranych wielkości fizycznych charakteryzujących pracę obiektów. Jednak ten element zbierania danych o zachowaniu się budowli, jakkolwiek bardzo ważny, nie jest jedynym niezbędnym. Trzeba pamiętać, że pomiary np. ciśnień porowych czy parcia gruntu wykonywane są punktowo i nierzadko trudno jest interpretować ich wskazania bez uwzględnienia całości zachowania się budowli. Dlatego tak ważne jest wykonywanie codziennych obchodów i jednoczesna analiza zebranych w ten sposób informacji z pomiarami automatycznymi, czemu między inny-

mi ma służyć opracowywany system oceny stanu zapory.

W pracach Gajla (1991) i Kleibera (1991) przedstawiono wiele rodzajów systemów ekspertowych oraz ich zastosowania w technice. Jednymi z nich są tzw. systemy interpretacyjne i diagnostyczne, których zadaniem jest analiza posiadanych danych w celu określenia ich znaczenia oraz poszukiwaniu błędu w analizowanym obiekcie. Do analizy stanu zapory wybrano system ekspertowy o architekturze tablicowej [Radomski 1993]. Schemat budowy systemu przedstawiono na rysunku 2.

System automatycznej oceny stanu zapory ziemnej jest komputerowym systemem diagnostycznym, wspierającym ocenę stanu obiektu podczas normalnej eksploatacji (po ustabilizowaniu się parametrów mechanicznych). Konstrukcja systemu, oparta na technologii tzw. systemów ekspertowych, rozróżnia deklaratywne i proceduralne reprezentacje wiedzy dziedzinowo zależnej (tj. wiedzy o stanie zapory i reguł diagnozowania) od członów wiedzy dziedzinowo niezależ-



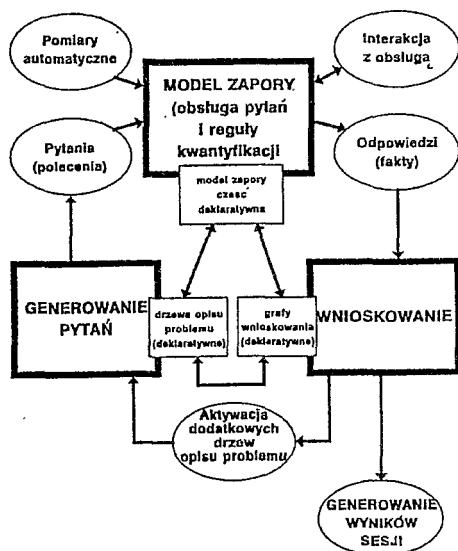
Rys. 2. Schemat budowy systemu oceny bezpieczeństwa zapory

nej, co – w zamierzeniu – ułatwia nie tylko procesy akwizycji wiedzy od ekspertów, lecz prowadzi również do możliwości adaptacji systemu do oceny stanu innych budowli lub zapór ziemnych, podobnie oprzyrządowanych w aparaturę kontrolno-pomiarową, dzięki zabiegowi wymiany bazy wiedzy dziedzinowo zależnej.

Przy ocenie stanu obiektu system opiera się na dwóch rodzajach danych oraz na zadanych deklaratywnie regułach wnioskowania. Pierwsza grupa danych zbierana jest automatycznie z zainstalowanej w obiekcie aparatury kontrolno-pomiarowej przetwarzana jest wstępnie w zabiegach kwantyfikacji, prowadząc do odpowiednio szczegółowych ocen jakościowych. Druga grupa danych zbierana jest przez obsługę w trakcie rutynowego obchodu obiektu lub na żądanie systemu, to z natury dane o charakterze jakościowym. Reguły wnioskowania prowadzą od zaobserwowanych faktów "elementarnych", przez ich alternatywy i koniunkcje, do ocen, które można traktować jako mniej lub bardziej lokalne diagnozy stanu. Lokalność ta może być rozpatrywana "topograficznie" – wówczas rozumowanie prowadzi od oceny składowych do oceny całości, albo też wzdłuż osi "wzrastającej pewności" – wówczas rozumowanie prowadzi od wykrycia nie-normalnych wartości mierzonych parametrów (lub obserwacji) do wykrycia potwierdzonego zagrożenia.

System stawia diagnozę na podstawie bazy wiedzy, reprezentowanej głównie przez zadane deklaratywnie reguły wnioskowania, opracowane na podstawie analizy przyczyn awarii i katastrof zapór i budowli ziemnych. Istotną rolę pełni część proceduralna wiedzy, ukryta w pro-

gramach obsługi jednostkowych wartości pomiarów i obserwacji, która odpowiedzialna jest za przełożenie wielkości specyficznych dla obiektu na terminy stosowane w regułach wnioskowania (kwantyfikacja). Schemat budowy programu ZAPORA przedstawiono na rysunku 3. Poszczególne elementy składowe systemu opisane zostały w kolejnych rozdziałach.



Rys. 3. Schemat budowy programu ZAPORA

Działanie systemu jest sterowane zdarzeniami. Zdarzeniem jest w rozumieniu systemu tablicowego każda zmiana stanu pamięci, reprezentowanej jako zbiór obiektów strukturalnych, w których przechowywane będą dane zbierane z pomiarów i obserwacji lub dane generowane w wyniku działania samego systemu. Zatem za sterowanie przebiegiem procesu wnioskowania odpowiedzialne są dane, pojawiające się (lub zmieniane) we współ-

nym, globalnym obszarze pamięci, tzw. tablicy. Zawartość tablicy decyduje o tym, które i w jakiej kolejności moduły wiedzy zostaną uruchomione. Można zatem powiedzieć, że tablica jest miejscem, za pośrednictwem którego proceduralne moduły systemu przekazują sobie informacje sterujące przebiegiem pracy systemu.

Zasadniczą zaletą architektury tablicowej jest możliwość oddzielenia od siebie proceduralnych składowych systemu. Każdy moduł wiedzy specjalizowany jest w wąskim zakresie działania i jego zadaniem jest konkretna reakcja na zdarzenie odpowiedzialne za jego aktywację. Ponieważ działanie danego modułu wiąże się z działaniem innych modułów systemu jedynie za pośrednictwem obiektów tablicy, można łatwo wymienić proceduralną treść danego modułu na inną.

Obiekty strukturalne

Informacje będą reprezentowane w systemie jako obiekty strukturalne. Obiekt strukturalny to posiadający nazwę zbiór par: atrybut–wartość. Jest to uogólnienie znanego z klasycznych języków programowania pojęcia rekordu (np. w PASCAL-u). Intencją tego mechanizmu jest możliwość skupienia w jednym miejscu (identyfikowanym przez nazwę obiektu) opisu obiektu w postaci cech: atrybut odpowiada nazwie cechy, a wartość wskazuje konkretyzację cechy. Oczywiście z tak rozumianym pojęciem cechy wiąże się zbiór możliwych konkretyzacji, czyli wartości. Na przykład cechy pojedynczego piezometru elektrycznego możemy w systemie reprezentować jako poniżej przedstawiony obiekt strukturalny, nazywany **Piezometr111**:

```
object Piezometr111
{opis: "piezometr 1-1-1"
poziom: Poziom11
numer: 1.
minRealny: "minimum zakresu
            realnych odczytów"
minNorma: "minimum zakresu
            odczytów w normie"
maxNorma: "maximum zakresu
            odczytów w normie"
maxRealny: "maximum zakresu
            realnych odczytów"
wartość: "wartość ostatniego odczytu"
wartość1: "wartość przedostatniego
            odczytu"
progTempa: "wartość graniczna
            prędkości zmian"
stan: "jedna z wartości:
        WolnyWzrost
        WolnySpadek
        SzybkiWzrost
        SzybkiSpadek
        Stabilny Nierealny"}

```

Z wyjątkiem pierwszej wartości (w atrybucie 'opis'), pozostałe napisy w cudzysłowach są słownym opisem znaczenia wartości pola – w rzeczywistej reprezentacji zastąpione są wartościami liczbowymi. Wartością pola w obiekcie strukturalnym może być także wskazanie innego obiektu strukturalnego. Mechanizm obiektów strukturalnych zdolny jest zatem do wyrażania związków o charakterze drzewa grafu (np. sieć wnioskowania). W powyższym przykładzie w obiekcie **Piezometr111** zapisano odniesienie do obiektu **Poziom11**, którego jednym z pól będzie:

```
piezometry: (Piezometr111 Piezometr112
            Piezometr113)

```

Lista w nawiasach jest w tym przypadku zapisem zbioru wartości.

Model zapory

Wszystkie informacje o stanie wskaźników automatycznej i obsługiwanej ręcznie aparatury kontrolno-pomiarowej oraz informacje uzyskane podczas okresowego obchodu system przechowuje w strukturze zwanej modelem zapory. Jest to struktura skonstruowana hierarchicznie, za pomocą obiektów strukturalnych, opisująca interesujące z punktu widzenia systemu elementy zapory. Podstawą tego drzewa jest obiekt **ModelZapory**, zaś odgałęzieniami – obiekty odpowiadające pojedynczym czujnikom (jak wymieniony wyżej przykładowo **Piezometr111**). Wyspecjalizowane moduły wiedzy będą w takim wypadku odpowiedzialne za wypełnienie modelu zapory konkretnymi wartościami. Pochodzą one z automatycznej aparatury kontrolno-pomiarowej oraz pomiarów i obserwacji dokonywanych przez obsługę. W tym pierwszym przypadku system automatycznego zbierania danych z czujników zapisuje informacje w pliku i stamtąd są one pobierane – bez wiedzy użytkownika – do systemu diagnostycznego. Reszta informacji natomiast jest uzyskiwana od personelu obsługi zapory podczas interakcyjnej sesji. Moduły te stanowią część tzw. proceduralnego modelu zapory, tj. warstwy programowej, która (jako jedyny składnik całego systemu) ma dostęp do hierarchii osadzonej w obiekcie *ModelZapory*. W modułach tych zawarta jest wiedza o tym, jakie przedziały wartości określonych czujników należy uznawać za normalne, a jakie za sygnalizujące potencjalne zagrożenia. W ten sposób różnorodne skale liczników związane z różnymi typami czujników zastąpione zostaną jednoli-

tym systemem danych symbolicznych, postaci np. *WNormie* czy też *SzybkiWzrost*. Reguły wnioskowania operują takimi, właśnie pojęciami, korzystne jest zatem odseparowanie poziomu konkretnych wartości liczbowych od poziomu wnioskowania symbolicznego.

Drzewa opisu problemu

Drzewa opisu problemu to struktury danych skonstruowane w celu deklaratywnego zadania kolejności działań podejmowanych przez system. Ogólny problem, jaki ma być rozwiązany przez system, a więc pytanie: "Jaki jest stan zapory?", rozkłada się na podproblemy, np. "Jaki jest stan rdzenia?". Sposób dekompozycji problemu na podproblemy może zostać zapisany deklaratywnie, w postaci powiązanych ze sobą obiektów strukturalnych. Możliwe jest wówczas użycie niezależnego dziedziny mechanizmu, który – przetwarzając taką strukturę danych – wyznacza cele działania pozostałych części systemu. Przez "dziedziny niezależny mechanizm" rozumiemy tutaj taki mechanizm, który działa identycznie dla dowolnego (i dotyczącego dowolnej wiedzy) drzewa opisu problemu. Łatwe jest również wyspecyfikowanie takiej akcji systemu, która polega na żądaniu od obsługi dokonania dodatkowych pomiarów i obserwacji, wówczas gdy z danych zebranych z rutynowego codziennego obchodu wynika, że możliwe jest jakieś zakłócenie normalnego funkcjonowania zapory i zachodzi konieczność natychmiastowego zebrania danych uzupełniających.

Ponieważ drzewa opisu problemu zadanawane są statycznie i deklaratywnie,

ewentualna ich zmiana w ogóle nie jest zauważana przez system. Dzięki temu – bez najmniejszej zmiany w systemie – możliwe jest łatwe modyfikowanie sposobu działania systemu.

Sieci wnioskowania

Reguły wnioskowania są reprezentowane w systemie w postaci tzw. sieci wnioskowania utworzonych z powiązanych ze sobą obiektów strukturalnych. Węzeł sieci reprezentuje fakt albo koniunkcję faktów. Połączenia między węzłami określają kierunek wnioskowania. Jeśli od węzła A prowadzi krawędź do węzła B, traktujemy to jako formę implikacji:

jeśli A to B

Do danego węzła może prowadzić wiele krawędzi od różnych węzłów. Traktujemy taki fragment grafu jako alternatywę. Zatem jeśli do węzła B prowadzi wiele krawędzi od węzłów $A_1, A_2 \dots A_n$, równoważne jest to zapisowi:

jeśli A_1 lub A_2 lub $\dots A_n$ to B

Odmienne jest znaczenie wielu krawędzi prowadzących do jednego z węzłów reprezentujących spójnik logiczny "i". Jeśli do węzła AND_k (gdzie wskaźnik "k" symbolizuje fakt istnienia wielu takich

węzłów w systemie) prowadzą krawędzie od węzłów $A_1, A_2 \dots A_n$, traktujemy to jako koniunkcję w postaci:

jeśli A_1 i A_2 i $\dots A_n$ to AND_k

Krawędź wychodząca z węzła AND_k prowadzi do faktu (w przykładzie – wniosku) będącego właściwym następnikiem implikacji.

Na przykład przedstawiony na rysunku 4 fragment sieci wnioskowania odpowiada następującym regułom:

jeżeli

piezometry_zamknięte_szybki_wzrost
to
możliwość_intensywnej_filtracji_z_pomiarów

jeżeli

zawilgocenia_galerii

lub

galeria_zawilgocona_w_przeszłości

to

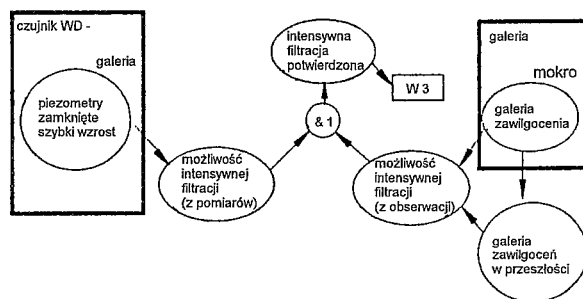
możliwość_intensywnej_filtracji_z_observacji

jeżeli

możliwość_intensywnej_filtracji_z_observacji

i(&1)

możliwość_intensywnej_filtracji_z_pomiarów



Rys. 4. Fragment grafu wnioskowania

to

intensywna filtracja pod zaporą potwierdzona

jeżeli

intensywna filtracja pod zaporą potwierdzona

to

WNIOSEK_W3

W systemie nie ma pełnego rachunku logicznego, co pozwoliło przenieść logiczne "nie" do wnętrza symbolu opisującego fakt. Oznacza to, że zamiast wyrażenia:

nie WystąpiłyDużeOpady

w systemie istnieje równoważny fakt:

NieWystąpiłyDużeOpady

Tak zdefiniowana sieć wnioskowania jest – analogicznie jak drzewa opisu problemu i deklaratywna część modelu zapory – deklaratywnie zadaną strukturą danych, reprezentująca schematy wnioskowania stanowiące treść możliwych procesów diagnostycznych.

W systemie za wynik wnioskowania uznano zbiór maksymalnych węzłów potwierdzonych. Jest to podzbiór wszystkich węzłów sieci wnioskowania, które uzyskały potwierdzenie, przy czym za kryterium selekcji uznaje się niewystępowanie – dla danego węzła – żadnych potwierdzonych następników. Mówiąc obrazowo, są to węzły potwierdzone, do których "najdalej" doszedł proces wnioskowania. Końcowy raport z działania systemu w danej sesji zawiera listę wyżej określonych węzłów. Pozostałe potwierdzone węzły mogą posłużyć jako uzasadnienie otrzymanego wyniku. Jeśli zatem, mając fragment sieci wnioskowania odpowiadający implikacji:

jeśli A to B

uzyskujemy potwierdzenie obu faktów A i B, to wynikiem będzie B, uzasadnieniem dla B zaś będzie A.

Najczęstszym wynikiem działania sesji będzie zapewne pusty zbiór węzłów, odpowiadający – o czym już wspomniano powyżej – stanowi normalnemu, tj. sytuacji, w której system nie stwierdził żadnych odstępstw od zbioru norm, jakie powinny spełniać wskazania aparatury kontrolno-pomiarowej i obserwacje prowadzone przez obsługę.

Najważniejszy aspekt działania systemu stanowi jego funkcja diagnostyczna. Niezależnie od tego system zdolny jest zapamiętywać wartości parametrów uzyskane w ramach danej sesji oraz przedstawiać je w postaci szczegółowego raportu. Może zatem pełnić rolę systemu ciągłego monitoringu obiektu rzeczywistego, jakim jest zapora.

W konstrukcji grafu wydzielone jest wnioskowanie "bieżące" oraz "historyczne". Jako elementy wchodzące w skład wnioskowania historycznego uznano:

- 1 – zmianę wzorca
(wartości początkowej)
[wartość początkowa, data, wartość zmiany],
- 2 – uszkodzenia i wyłączenia
czujników [nr czujnika, data, czas od-do],
- 3 – zawilgocenia skarpy
(hipotezy wzmożonej filtracji)
[lokalizacja, czas od-do],
- 4 – wycieki na skarpie [lokalizacja, czas od-do, wielkość],
- 5 – awarie lokalne zauważone podczas obchodu [lokalizacja, czas, zasięg],

- 6 – wystąpienia stanów awaryjnych [data, hipotezy, fakty],
- 7 – stany powodziowe – stany max poziomu piętrzenia [data od-do].

W nawiasach kwadratowych podano informacje, jakie system ma w danym przypadku zapamiętać (atrybuty faktu historycznego).

Połączenia logiczne pomiędzy poszczególnymi przekrojami pomiarowymi z reguły nie występują z uwagi na duże odległości pomiędzy nimi. Dla tak opracowanych grafów sporządzono pełną część deklaratywną opisującą geometrię zapory oraz wszystkie jej części składowe biorące udział we wnioskowaniu. Na tak przygotowanych danych wykonano testy działania systemu, symulując powstanie różnego typu awarii, posługując się podanymi niżej kryteriami:

- poprawna eksploatacja:
 - czujniki automatyczne w normie lub wolne w dopuszczalnych granicach,
 - pomiary ręczne w normie,
 - obserwacje w normie;
- stany wskazujące na możliwość awarii:
 - możliwość wzmożonej filtracji przez rdzeń,
 - możliwość wzmożonej filtracji pod zaporą,
 - możliwość zawieszenia rdzenia,
 - możliwość wynoszenia gruntu z rdzenia;
- stan awaryjny:
 - potwierdzona wzmożona filtracja przez rdzeń,
 - potwierdzona wzmożona filtracja pod zaporą,

- zawieszenie rdzenia,
- wynoszenie gruntu z rdzenia,
- pęknięcie rdzenia,
- powstanie osuwiska na skarpie;

- stan katastrofalny:
 - przekroczenie poziomu piętrzenia 535,00 (zaporą Czorsztyń),
 - wycieki na skarpie odpowietrznej,
 - przebicie rdzenia.

Podsumowanie

Opracowany system stanowi w miarę kompleksowe podejście do oceny bezpieczeństwa zapór nasypowych z rdzeniem i, o ile nam wiadomo, jest pierwszym systemem wykorzystującym elementy technologii systemów ekspertowych w procesie wnioskowania. Jednakże należy podkreślić, że złożoność problematyki związanej z pracą zapory powoduje wyraźne ograniczenia proponowanego systemu. Opracowane do tej pory podstawy teoretyczne, jak i praktyczna implementacja komputerowa powinny zatem być traktowane jako pierwsza próba rozwiązania problemu oceny bezpieczeństwa zapory. Należy przewidywać, że w trakcie wdrażania systemu konieczne będzie wprowadzenie korekt i uzupełnień. Warto dodać, że nadal prowadzone są prace, których zadaniem jest rozbudowa systemu o nowe elementy, na przykład włączenie modelowania numerycznego bezpośrednio do procesu wnioskowania przy wykorzystaniu tzw. komputerów równoległych. Problematykę komputerowego wspomaganie oceny bezpieczeństwa eksploatacji zapór nasypowych opracowano w ramach Projektu Badaw-

czego KBN nr 7 1279 91 01 oraz zleconych przez ODGW w Krakowie, dotyczących zagadnień bezpieczeństwa zapór Czorsztyn i Klimkówka.

Literatura

- GAJLA O. (red.) 1991: *Systemy ekspertowe możliwości zastosowań w technice*. Fundacja rozwoju technik komputerowych, Warszawa.
- KLEIBER M. (Editor) 1991: *Artificial intelligence in computational engineering*. Ellis Horwood, London.
- Projekt Badawczy KBN nr 7 1279 91 01. 1993: *System Oceny Bezpieczeństwa i Niezawodności Ziemnych Budowli Piętrzących*. Katedra Geotechniki SGGW, Warszawa.
- STATLER J., LUEBBKE T. 1995: *Performance parameters – evolving tool for dam safety*. US-COLD 1995. Dam failures statistical analysis. Bulletin 99 CIGB – ICOLD.
- ICOLD, Bulletin No 68. *Monitoring of dams and their foundations*. State of the art.
- RADOMSKI A. 1993: *Opracowanie komputerowej implementacji systemu ekspertowego oceny stanu zapory ziemnej*. BUK-BT, Warszawa.

Sieć automatycznych pomiarów na zaporze czołowej zbiornika Nysa

Abstract

Automatic piezometric survey network on Nysa Dam. In the paper a description of proposed monitoring system of existing Nysa Dam has been presented. The principles of dam monitoring as well as potential hazards have been described in general and for selected aspects of Nysa Dam. An computer system supporting the interpretation of monitoring results as well as exploitation decisions related to the dam safety has been proposed. In the second part of paper the instalation of proposed monitoring network and instruments used has been described.

Key words: dam monitoring, computer aided control system, dam safety

Wstęp

W ciągu ostatnich dziesięciu lat coraz większą wagę przywiązuje się do poprawy bezpieczeństwa eksploatacji budowli piętrzących. Wynika to przede wszystkim z faktu budowy nowych zbiorników w rejonach gęsto zaludnionych lub posiadających duże znaczenie gospodarcze, gdzie potencjalna katastrofa pociągnęłaby za sobą nieobliczalne straty. W przypadku zapór już istniejących problem ten

jest bardziej złożony. Przyczyną tego było niedocenicanie problemów bezpieczeństwa w czasie wznoszenia zapór i niedostępność odpowiedniej aparatury. W pracy autorzy przedstawiają zakres działań przy wprowadzaniu systemu automatycznego monitoringu dla zapory już istniejącej.

Monitoring zapór ziemnych

Obserwacje ziemnych budowli piętrzących

Podstawowym źródłem informacji o stanie, w jakim znajduje się zaporę lub inna budowla piętrząca oraz o zjawiskach zachodzących w samej konstrukcji, jest szeroko rozumiany monitoring [Proj. bad. KBN 1993, Geoteko 1993]. Składają się na niego obserwacje zewnętrzne stanu zapory oraz bezpośrednio i zdalnie pomiary wybranych parametrów stanu obiektu. Wymienione sposoby zbierania informacji i danych o zachowaniu i warunkach działania budowli piętrzących nie zawsze muszą występować razem.

*Katedra Geotechniki SGGW, ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa.

**GEOTEKO Projekty i Konsultacje Geotechniczne, ul. Brata Alberta 14, 05-075 Wesoła k. Warszawy.

Zależy to przede wszystkim od klasy ważności obiektu oraz jego konstrukcji.

Obserwacje ziemnych budowli piętrzących można podzielić na dwa rodzaje:

- **Przeglądy okresowe** połączone z kompleksową oceną stanu technicznego budowli przez zespół specjalistów. Przeprowadzane są co 0,5 roku do 2 lat w zależności od klasy ważności obiektu. Celem tego typu kontroli jest głównie całościowa ocena stanu konstrukcji, mająca na celu określenie potrzeb remontów lub zmian w sposobie bieżącej eksploatacji. Z tego powodu nie będą tutaj szerzej opisywane.
- **Obchody codzienne** prowadzone przez personel obsługujący daną zaporę, mające na celu natychmiastowe wychwycenie potencjalnych awarii w ich wczesnej fazie. Tego typu kontrole dotyczą obiektów stale piętrzących wodę, takich jak zapory czy obwałowania zbiorników. Z uwagi na odrębny charakter każdej budowli piętrzącej, zakres obchodu codziennego powinien być ustalany indywidualnie dla każdego obiektu. Raport z obchodu powinien stanowić dokument zamieszczany codziennie w dzienniku eksploatacji obiektu.

Bezpośrednie pomiary parametrów pracy zapór ziemnych

Do tych pomiarów można zaliczyć: pomiary przemieszczeń reperów umieszczonych na powierzchni budowli, przemieszczeń reperów umieszczonych w korpusie budowli ziemnej, pomiary położenia zwierciadła wody gruntowej (krzywej depresji), ciśnień wody w porach za pomocą piezometrów Cassagrandego,

przecieków, względnych przemieszczeń elementów betonowych (sztolnie, galerie, elementy jazów).

Poza typowymi pomiarami można w szczególnych przypadkach stosować inne metody (np. geotechniczne, geofizyczne lub izotopowe) w celu kontroli stanu materiału wbudowanego w korpus budowli.

Zdalne pomiary parametrów pracy

Pomiary wykonywane ze stosunkowo dużą częstotliwością mogą służyć do bieżącej oceny bezpieczeństwa ziemnych budowli piętrzących, jednak są one dosyć pracochłonne. Dlatego dąży się do zautomatyzowania większości pomiarów. Szczególnie w ostatnim dziesięcioleciu prace takie są prowadzone bardzo dynamicznie, co spowodowane jest rozwojem technik pomiarowych oraz sprzętu komputerowego pozwalającego na szybkie przetworzenie dużej liczby danych [Proj. bad. KBN 1993, Davidson 1991, Riccioni 1991, Hrabowski 1992, Geoteko 1993]. Automatyzacja pomiarów parametrów pracy budowli ziemnych polega zwykle na instalacji przetworników wielkości fizycznych w wybranych miejscach obiektu, podłączeniu czujników do systemu zbierania danych i opracowaniu programów komputerowych służących do ich przetwarzania. Dodatkowo dane zbierane na wielu obiektach mogą być przekazywane do ośrodków koordynujących kontrolę techniczną.

Automatyzacja pomiarów umożliwia prawie ciągle monitorowanie wybranych parametrów, należy jednak liczyć się wtedy z dużą liczbą danych. Zazwyczaj wykonuje się odczyty wskazań aparatury 1–2 razy dziennie, co przy liczbie czujników przekraczającej 100 daje pokaźną liczbę

danych. Niezbędne staje się zatem zastosowanie techniki komputerowej do przetwarzania zebranych informacji. Przetwarzanie to polega na statystycznym lub innym opracowaniu wyników pomiarów pod kątem ich zastosowania do oceny zjawisk zachodzących w obiekcie. Graficzna prezentacja wyników pomiarów ma na celu pokazanie zmian mierzonych wielkości w czasie, zmian w zależności od położenia czujników pomiarowych oraz porównań pomiędzy poszczególnymi czujnikami.

Określenie potencjalnych zagrożeń budowli

Każda z zapór ziemnych powinna spełniać wymagania określone w przepisach technicznych [Przepisy CUGW 1967]. Przystępując zatem do opracowania systemu kontroli bezpieczeństwa obiektu, należy przede wszystkim dobrze określić potencjalne zagrożenia, jakie powinny zostać wykryte w ich najwcześniejszej fazie powstawania [Jansen 1980]. Dla istniejących zapór niektóre z wymagań mogą okazać się mniej istotne (np. wymagania dotyczące stateczności czy osiadań). Wynika to z ustabilizowania się procesów deformacji korpusu i podłoża budowli. Podstawowe zagrożenie takich obiektów stanowią raczej zjawiska filtracyjne. Poszukując potencjalnych zagrożeń zapory, należy przede wszystkim przeanalizować dokładnie jej projekt, dziennik budowy z uwzględnieniem zdarzeń, takich jak: powodzie, długotrwałe deszcze, zjawiska filtracyjne w wykopach fundamentowych itp. Należy poddać analizie warunki geologiczne i hydrogeologiczne podłoża, a szczególnie starannie wyniki kontrolnych badań materiałów wbudowanych w korpus oraz w

elementy uszczelniające zapory. Źródłem informacji o potencjalnych zagrożeniach jest modelowanie numeryczne stanu naprężenia i odkształcenia oraz filtracji przez korpus i podłoże zapory. Pozwala ono uwzględnić zmiany mechanicznych parametrów gruntów w czasie, określonych na podstawie badań próbek NNS i badań *in situ*. Bardzo ważnym elementem określenia zagrożeń jest dokładna analiza zachowania się budowli w okresie pierwszego napełniania i opróżniania zbiornika oraz w okresie normalnej eksploatacji, uwzględniająca pomiary prowadzone na obiekcie, a także wszelkie zauważone uszkodzenia i awarie. Przydatny jest też przegląd katastrof i awarii zapór o zbliżonej konstrukcji. W wyniku takiej analizy powinien powstać raport precyzujący wszystkie potencjalne zagrożenia obiektu. Dopiero na jego podstawie należy określić zakres systemu monitoringu zapory. W przypadku konieczności instalacji systemu zdalnej rejestracji danych należy określić rodzaj i liczbę czujników pomiarowych, częstotliwość wykonywania pomiarów i sposób analizy wyników [Davidson 1991]. Należy też opracować instrukcje prowadzenia kontroli bezpieczeństwa obiektu. Instrukcje takie powinny jasno precyzować zakres czynności podczas codziennych obchodów zapory oraz częstotliwość wykonywania okresowych przeglądów.

Projekt systemu monitoringu zapory czołowej zbiornika Nysa

Opis obiektu oraz określenie potencjalnych zagrożeń

Zbiornik retencyjny na Nysie Kłodzkiej o pojemności 116 mln m³, zlokalizowany

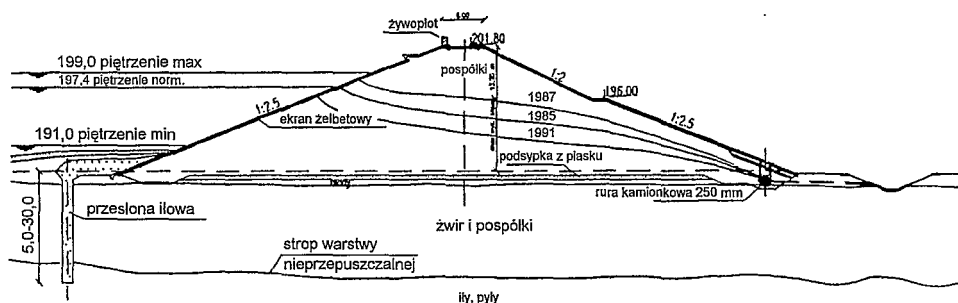
wany powyżej miasta Nysa, zbudowano w latach 1965–1972. Wymiary zapory czołowej ze żwirów i pospółek wynoszą: maksymalna wysokość 14 m, długość 5260 m, nachylenie skarp 1:2 i 1:2,5. Uszczelnienie zapory stanowi ekran żelbetowy połączony u podstawy z pionową przesłoną ilową o głębokości 5–30 m, sięgającą do trzeciorzędowych gruntów spoistych (rys. 1). Do kontroli stanu technicznego służy sieć reperów powierzchniowych oraz sieć ponad 100 piezometrów otwartych. Pomiary reperów wykonywane są w okresach półrocznych, a sieci piezometrycznej minimum raz w miesiącu. Po 15-letniej eksploatacji obiektu stwierdzono lokalne podniesienie się stanów wód w piezometrach, spowodowane uszkodzeniami dylatacji płyt ekranu. Po naprawie około 10% dylatacji powyżej poziomu 193,0 (zastosowano uszczelnienie bitumem) sytuacja uległa poprawie (rys. 1), ale od 1992 roku obserwuje się ponowne podwyższanie się krzywej depresji w korpusie zapory. Podczas eksploatacji obserwowano wysięki wody na skarpie odpowietrznej. Mogły one być spowodowane nie tylko nieszczelnością ekranu, ale również nagromadzeniem się wód opadowych na zawałowanych war-

stwach zaglinionych pospółek, na co może wskazywać brak wody w drenażu. Wykonane w 1995 roku badania filtracji wskazują na intensywną filtrację pod blokiem budowli upustowej.

Na podstawie analizy przeprowadzonej w sposób opisany w niniejszym referacie potencjalne zagrożenia obiektu można zatem określić następująco:

- uszkodzenie ekranu powodujące w konsekwencji wypływ wody na skarpe odpowietrzną i naruszenie jej stateczności;
- uszkodzenie przesłony ilowej prowadzące do niekontrolowanej filtracji pod zaporą, wynoszenia gruntu w rejonie rowu opaskowego i naruszenia stateczności zapory.
- naruszenie stateczności budowli upustowej spowodowane intensywną filtracją.

W celu potwierdzenia słuszności powyższych stwierdzeń wykonano numeryczną, przestrzenną symulację uszkodzenia ekranu i przesłony. W wyniku obliczeń otrzymano położenie krzywej depresji oraz wartości jednostkowych dopływów do rowu opaskowego, co pozwoliło na wyznaczenie maksymalnych bezpiecznych wskazań piezometrów.



Rys. 1. Typowy przekrój zapory Nysa z zaobserwowanymi krzywymi depresji

Charakterystyka proponowanego systemu monitoringu

Względy konstrukcyjne zapory nie pozwalają na pomiar przepływów w drenażu, co by było najlepszym rozwiązaniem. Zaproponowano więc następujący system monitoringu:

- zautomatyzowanie pomiarów piezometrycznych w siedmiu najbardziej krytycznych przekrojach pomiarowych;
- zainstalowanie na dylatacji w bloku budowli upustowej szczelinomierza ze zdalnym pomiarem;
- udrożnienie (lub zainstalowanie od nowa) piezometrów otwartych w bloku budowli upustowej i włączenie ich do sieci pomiarowej;
- zainstalowanie przetworników ciśnienia w piezometrach ciśnieniowych

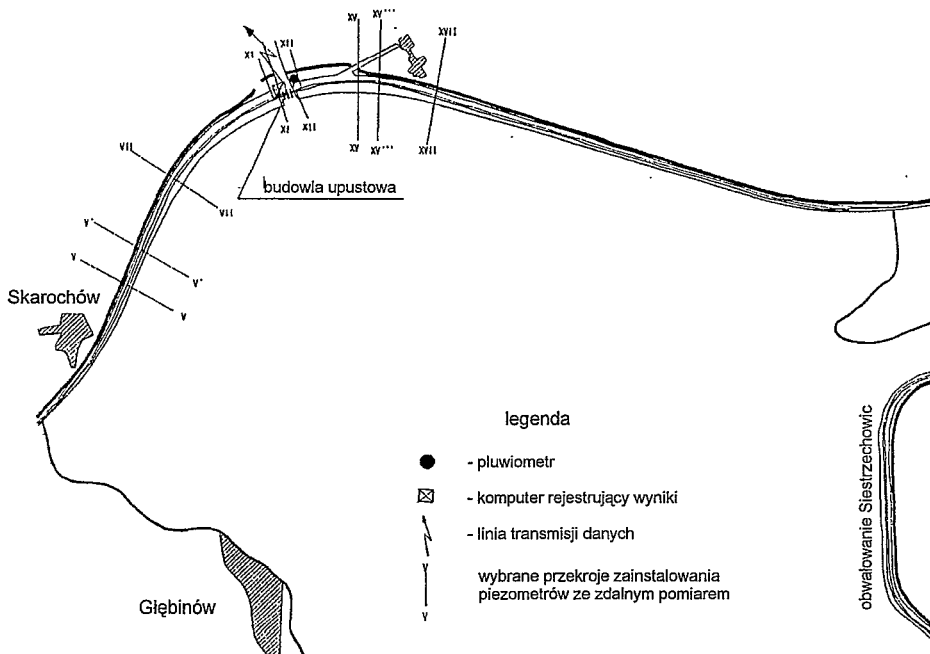
zainstalowanych pod budowlą upustową;

- instalację pluwiometru w celu wyeliminowania błędów interpretacji spowodowanych wpływem wód opadowych na wskazania piezometrów;
- instalację sejsmografu (zapora zlokalizowana jest w rejonie tzw. rowu Paczkowa).

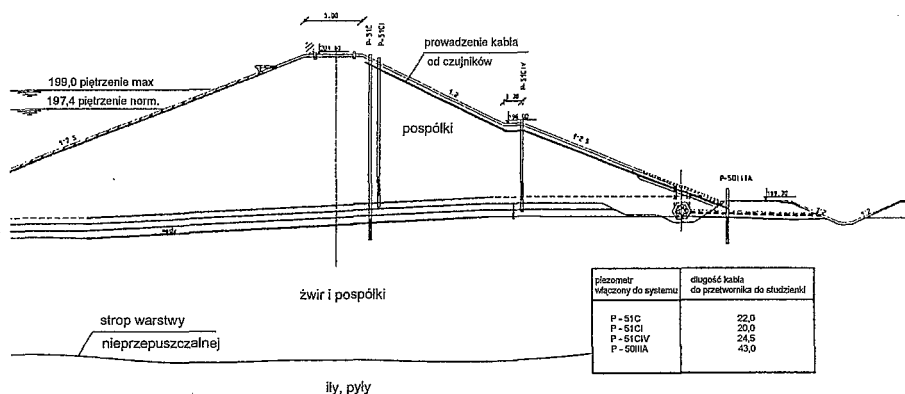
Schemat systemu pomiarowego przedstawiono na rysunku 2, a przykład lokalizacji piezometrów otwartych w przekroju XV na rysunku 3.

Plan etapowego wdrażania proponowanego systemu

Wyżej zaproponowany system pomiarowy, obejmujący swoim zasięgiem tylko wybraną część zapory, powinien być wdrażany etapami w taki sposób, aby po



Rys. 2. Proponowany system monitoringu zapory czołowej zbiornika Nysa



Rys. 3. Rozmieszczenie piezometrów otwartych w przekroju XV

wcześniejszym osiągnięciu wymaganego efektu można było zakończyć jego budowę lub w przeciwnym przypadku kontynuować bez konieczności wprowadzania daleko idących zmian. Zaproponowano zatem etapowe wdrażanie w taki sposób opracowując poszczególne etapy, że możliwa jest rezygnacja z następnych – po uzyskaniu zadowalających wyników. Zaproponowano następujący schemat wdrażania systemu:

1. Opracowanie specjalistycznego programu komputerowego wspomagającego interpretację wskazań istniejącej sieci piezometrów otwartych oraz wyników bieżących obserwacji. Eksploatacja takiego programu pozwoli na natychmiastową interpretację pomiarów oraz wskaże piezometry, które powinny zostać zautomatyzowane w drugim etapie.
2. Wykonanie podstawowego okablowania obiektu oraz instalacja modułowego systemu zbierania danych.
3. Zautomatyzowanie pomiarów w wybranych przekrojach pomiarowych (określonych głównie na podstawie

doświadczeń zebranych podczas eksploatacji systemu komputerowego).

4. Ocena funkcjonowania systemu – w przypadku konieczności dalszej rozbudowy – p. 3.
5. Wykonanie połączenia systemu pomiarowego z budynkiem inspektoratu ODGW i opracowanie kryteriów wywoływania alarmów.

W przypadku wcześniejszego otrzymania pozytywnych wyników rezygnuje się w takim przypadku z instalacji w początkowej fazie dużego (a zatem drogiego) systemu zbierania danych oraz ze zbędnej automatyzacji piezometrów, co związane jest z wykonywaniem kosztownych prac ziemnych i instalacyjnych.

Charakterystyka zastosowanych urządzeń pomiarowych

Do budowy systemu pomiarowego zastosowano przetworniki i urządzenia dostarczone przez włoską firmę SISGeo:

- przetworniki ciśnienia P252A,
- przetwornik ciśnienia P252R do pomiaru poziomu zwierciadła wody górnej,

- szczelinomierz elektryczny D311,
- skrzynki połączeniowe z 3-poziomym zabezpieczeniem prądowym 1 KV,
- przenośne urządzenie odczytowe C5004,
- rejestrator MICRO-10 (Campbell CR10) z multiplekserem 32-kanalowym.

Przetworniki ciśnienia P252

Do pomiaru poziomu wody w piezometrach otwartych zastosowano przetworniki ciśnienia P252 o całkowitej dokładności $< 0,3\%$ zakresu pomiarowego. Elementem pomiarowym jest w nich półprzewodnikowy mostek tensometryczny umieszczony na miniaturowej membranie ceramicznej techniką napylania próżniowego. Z mostkiem połączony jest układ wstępnego przetwarzania sygnału elektrycznego. Całość umieszczona jest w obudowie ze stali nierdzewnej. Przetwornik chroniony jest przed kolmatacją filtrem z tworzywa sztucznego (vjon). Kabel wychodzący z czujnika uszczelniony jest żywicami epoksydowymi oraz osłoną z grubej folii termokurczliwej. W instalowanym systemie stosowano czujniki o zakresie pomiarowym 100 lub 200 kPa. Do pomiaru poziomu wody górnej zastosowano przetwornik selekcyonowany o podwyższonej dokładności.

Szczelinomierz D311/50

Szczelinomierz D311 jest to liniowy potencjometr o zakresie 50 mm umieszczony w obudowie wodoszczelnej i przytwierdzony do ścian budowli za pomocą stalowych kołków rozporowych. Dokładność całkowita szczelinomierza $< 0,5\%$ zakresu pomiarowego.

Stacja pomiarowa

Stacja pomiarowa składa się z rejestratora MICRO-10 zawierającego mikroprocesor, zegar, multimetr, kalibrator, miernik częstotliwości i kontroler. Czujniki pomiarowe przyłączane są za pomocą 32-kanalowego multipleksera. System można rozbudowywać poprzez dodawanie kolejnych multiplekserów 32- lub 16-kanalowych. Końcowym elementem systemu zbierania danych jest komputer PC/i486 z zainstalowanymi programami komunikacyjnymi oraz programem służącym do wizualizacji wyników pomiarów. Program NYSA zbudowany jest w technice GUI (graphic user interface), co pozwala na bardzo łatwe posługiwanie się wszystkimi jego funkcjami za pomocą myszki.

Montaż elementów systemu pomiarowego

Montaż przetworników ciśnienia w piezometrach otwartych

Montaże przetworników ciśnienia w piezometrach otwartych były wykonywane przekrojami w miarę postępu robót. Montaż przetwornika przeprowadzany był każdorazowo według stałego schematu, co ułatwiło opracowanie dokumentacji powykonawczej i kalibrację systemu.

Na podstawie danych archiwalnych (rzędna kryzy piezometru) oraz wyników pomiarów wykonanych w terenie podczas instalacji dla każdego automatyzowanego piezometru obliczono:

- rzędną zwierciadła wody w piezometrze;
- wysokość słupa wody nad przetwornikiem;

- rzedną zainstalowania przetwornika.

Dla każdego piezometru została sporządzona karta instalacji przetwornika zawierająca informacje potrzebne do kontroli poprawności działania. Przetwornik poziomu wody górnej zainstalowano w podobny sposób.

Szczelinomierz przytwierdzono do elementów budowli za pomocą dostarczonych przez wytwórcę stalowych kołków rozporowych. Kabel podłączono do skrzynki z zabezpieczeniem prądowym. Działanie przetworników sprawdzono za pomocą rejestratora MICRO-10.

Instalacja systemu zbierania danych

System zbierania danych dla sieci pomiarowej zainstalowanej na zaporze czołowej zbiornika NYSA składa się z następujących elementów:

- siedmiu skrzynek połączeniowych, po jednej dla każdego przekroju pomiarowego;
- kabli magistralnych łączących każdą skrzynkę z multiplexerem;
- multiplexera 32-kanałowego;
- rejestratora MICRO-10 z dodatkowymi wejściami na przetwornik poziomu WG i szczelinomierz.

Rejestrator oraz komputer umieszczono w pomieszczeniu ODGW na budowli upustowej. Urządzenia te połączono ze sobą za pomocą interfejsu RS232 i oryginalnych kabli. Rejestrator zaprogramowano na wykonywanie 1 pomiaru dziennie (o godzinie 6⁰⁰). W przyszłości planowane jest wykonanie połączenia za pomocą modemów i linii telefonicznej pomiędzy stacją pomiarową na budowli upustowej a komputerem zainstalowanym w biurach ODGW w Nysie.

Podsumowanie

Na celowość podjęcia prac zmierzających do opracowania systemu ciągłego monitoringu zapory czołowej zbiornika Nysa, umożliwiającego prognozowanie i kontrolę wystąpienia awarii, wskazują następujące aspekty:

- położenie zbiornika powyżej miasta Nysa,
- zaobserwowane uszkodzenia zapory,
- położenie zbiornika w strefie ruchów neotektonicznych.

Opracowując opisany projekt, autorzy mieli na uwadze nie tylko warunki, jakim powinien odpowiadać nowoczesny system monitoringu zapory, ale również koszty. Dlatego zaproponowano etapowe wdrożenie systemu w taki sposób, aby poprzednio wykonane prace mogły ograniczyć lub nawet wyeliminować następne. Po wykonaniu pierwszego etapu automatyzacji monitoringu zapory trwają obserwacje i ciągła analiza wyników w celu określenia zakresu i terminów realizacji dalszych prac. Planowane połączenie stacji pomiarowej z komputerem w biurze ODGW w Nysie za pomocą modemu pozwoli również na dostęp do danych pomiarowych z innych miejsc (np. Wrocławia).

Należy jeszcze raz podkreślić, że przystępując do projektowania systemów monitoringu zapór ziemnych, należy bardzo wnikliwie przeanalizować warunki ich posadowienia, konstrukcję i wbudowane materiały oraz występujące obciążenia, w celu precyzyjnego określenia potencjalnych zagrożeń. Analiza taka daje podstawy do zaprojektowania najbardziej efektywnego dla danych warunków systemu monitoringu.

Literatura

- Proj. bad. KBN nr: 7 1279 91 01. 1993: *System oceny bezpieczeństwa i niezawodności ziemnych budowli piętrzących*. Katedra Geotechniki SGGW (maszynopis).
- Przepisy w sprawie warunków technicznych, którym powinny odpowiadać obiekty inżynierskie i urządzenia techniczne gospodarki wodnej w zakresie budownictwa hydrotechnicznego. CUGW 1967.
- JANSEN R.B. 1980: *Dams and Public Safety*. US Department of Interior.
- DAVIDSON D., DUNNICLIFF J., LAMBERT L., WAITZ A. 1991: *Automated Performance of US Dams*. Geotechnical Engineering Congress, Boulder Colorado.
- RICCIONI R., BONALDI P., BALDI G., SILVER L. 1991: *Public involvement in the safety monitoring of dams, embankments and slopes*. Geotechnical Engineering Congress, Boulder Colorado.
- HRABOWSKI W., GOLONKA E., STANKE A. 1992: *Automatyczne systemy technicznej kontroli zapór oraz sygnalizacja ich awarii*. V Konferencja Technicznej Kontroli Zapór, Międzybrodzie Żywieckie.
- GEOTEKO 1993: *Monitoring of dams and their foundations*. State of the art. Koncepcja automatycznej sieci kontrolno-pomiarowej na zaporze zbiornika retencyjnego w Nysie. ICOLD, Bulletin No 68 (maszynopis).

Obliczenia hydrogeologiczne urządzeń odwadniających przy odwadnianiu wykopów wielopiętrowych

Abstract

Hydrogeological desing of drainage for deep excavations. The article presents the method to calculate the intensity of inflow in deep excavations under conditions of free water-table. Then the inflow is proportionally divided into the three different levels of pumping wells. The calculations showed higher intensity of inflow with increasing depth of excavation. If the excavation contains three stages then the ratio of inflow for stage I, II and III respectively is 1:3,5:10.

Key words: drainage, intensity of inflow, deep excavations

Wstęp

Do odwadniania wykopów głębokich w gruntach jednorodnych lub wykopów o zróżnicowanej przepuszczalności, w warunkach swobodnego zwierciadła wody gruntowej, stosuje się odwodnienie kilkupoziomowe [Sokołowski i Żbikowski 1993]. Polega ono na zaprojektowaniu instalacji wielopiętrowej, np. dwu- lub trzypiętrowej, gdzie urządzenia odwadniające zapewniają stopniowe obniżenie zwierciadła wody gruntowej do wymaganej depresji. Skuteczność omawianego

sposobu odwodnienia według Szechy (1951) zależy od właściwego zbilansowania ilości wody dopływającej do wykopu i określenia, jaka jej część będzie zasilać poszczególne piętra wykopu. W konsekwencji, po obliczeniu przewidywanego natężenia przepływu wody w każdym poziomie depresyjnym, przyjmuje się odpowiedni rodzaj i sposób ujęcia wód gruntowych. Instalację odwadniającą na poszczególnych piętrach projektuje się na odpowiadające tym piętrům wydatki, przy założeniu ciągłości odwodnienia w miarę pogłębiania dna wykopu. Celem pracy jest analiza możliwości zastosowania opracowanej przez Szechy (1951) oraz Hertha i Andtsa (1973) metody obliczania ilości wody dopływającej do pionowych ujęć depresyjnych (studnie, igłostudnie, igłofiltry) przy odwodnieniu wykopu wielopoziomowego w warunkach swobodnego zwierciadła wody gruntowej. W prezentowanym artykule przedstawiono sposób obliczania podziału natężenia dopływu w takim wykopie na poszczególne piętra odwadniające oraz wpływ depresji na skuteczność od-

* Katedra Technologii i Organizacji Prac Wodnych i Melioracyjnych SGGW, ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa.

wodnienia. Zamieszczono również przykład obliczeniowy odwodnienia wykopu trzypoziomowego z uwzględnieniem zasad określania natężenia dopływu i lokalizacji części zafiltrowanej drenaży pionowych. Nie rozpatrywano zagadnienia dotyczącego metody określania kształtu krzywej depresji pomiędzy drenami pionowymi położonymi na poszczególnych piętrach wykopu.

Obliczanie natężenia dopływu do wykopów wielopiętrowych

Nateżenie dopływu do wykopu wielopoziomowego ze swobodnym zwierciadłem wody określa się wykorzystując metodę obliczenia dopływu do studni [Szechy 1951, Herth i Arndts 1973]. Metoda ta dotyczy odwodnienia gruntów mineralnych jednorodnych w warunkach swobodnego zwierciadła wody gruntowej. Przyjmując schemat obliczeniowy wykopu wielopoziomowego zamieszczonego na rysunku 1, na wstępnym etapie oblicza

się, zakładając poziomy wody w studniach h , natężenie dopływów do drenażi pionowych Q_{01} , Q_{02} , Q_{03} zlokalizowanych na poszczególnych piętrach wykopu. Zakłada się przy tym brak dopływu do sąsiednich poziomów odwodnienia i korzysta ze wzorów:

pietro I

$$Q_{01} = \frac{\Pi k (H_1^2 - h_1^2)}{\ln R - \ln r} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (1)$$

pietro II

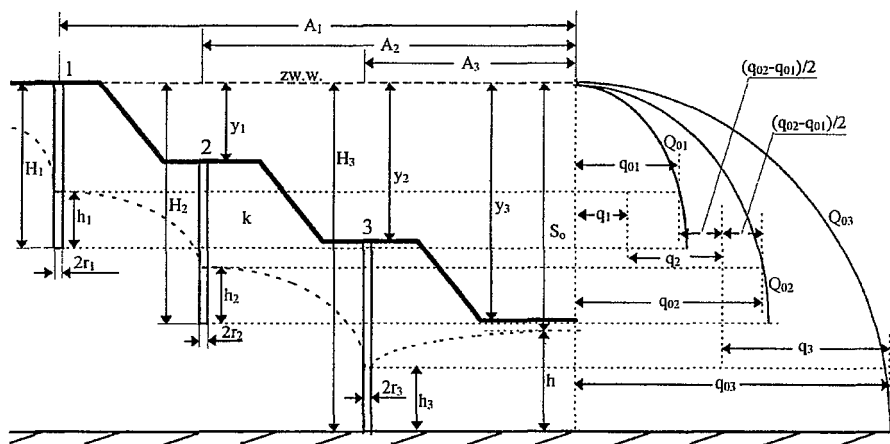
$$Q_{02} = \frac{\Pi k (H_2^2 - h_2^2)}{\ln R - \ln r} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (2)$$

pietro III

$$Q_{03} = \frac{\Pi k (H_3^2 - h_3^2)}{\ln R - \ln r} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (3)$$

gdzie:

H_1, H_2, H_3 – długości drenaży pionowych
[m],



Rys. 1. Schemat odwodnienia wykopu wielopoziomowego

h_1, h_2, h_3 – długości części zafiltrowanej drenów [m],
 k – współczynnik filtracji gruntu [m/s],
 R – zasięg depresji [m],
 r – promień drenu (m).

Na podstawie otrzymanych wyników sporządza się krzywe wydatków, z których można odczytać wartości natężeń dopływu do studni przy dowolnej głębokości obniżenia w niej zwierciadła wody gruntowej. Następnie określa się całkowite natężenie dopływu wody do wykopu Q_c , które jest niezbędne przy ostatecznym ustalaniu ilości wody dopływającej do poszczególnych pięter wykopu.

Całkowite natężenie dopływu do wykopu określa się z zależności:

$$Q_c = \frac{\Pi k (H_3^2 - h^2)}{\ln R - \ln A_3} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (4)$$

gdzie:

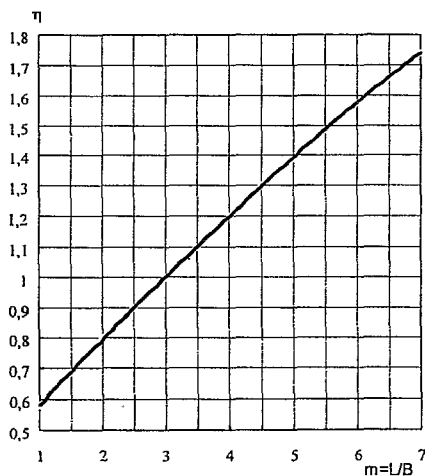
A_3 – promień wielkiej studni [m] obliczony według wzoru (5), a pozostałe oznaczenia zgodnie z rysunkiem 1.

Metodę określania promienia wielkiej studni A podają Herth i Andts (1973). Według niej należy obliczyć wartość m jako stosunek boku dłuższego wykopu L do boku krótszego B (parametry te są wielkościami mierzonymi w świetle linii osi studni), a następnie z nomogramu zamieszczonego na rysunku 2 w niniejszym artykule odczytuje się wartość η . Promień wielkiej studni wyraża związek:

$$A = \eta B \quad (5)$$

w którym:

η – współczynnik odczytywany z wykresu (rys. 2) w zależności od wielkości $m = L/B$,



Rys. 2. Wykres do określania parametru na podstawie wartości $m = L/B$

L i B – długość i szerokość wykopu w świetle osi studni [m].

Podział natężenia dopływu do wykopu wielopoziomowego na poszczególne piętra

Dren pionowy, zlokalizowany na dowolnym piętrze wykopu wielopoziomowego, jest zasilany z piętra wyżej i niżej położonego. Znajac natężenie dopływów Q_{01}, Q_{02}, Q_{03} w poszczególnych poziomach wykopu oraz całkowity dopływ do wykopu Q_c , Szechy (1951) zaproponował metodę ich procentowego rozdzielenia na poszczególne urządzenia ujęć pionowych. Prawidłowy rozdział natężeń dopływu do urządzeń odwadniających, zlokalizowanych na poszczególnych piętrach wykopu, zwiększa skuteczność odwodnienia, np. zapobiega projektowaniu zbyt dużej lub zbyt małej wydajności systemu odwadniającego w stosunku do wydajności złoża.

Graficzną metodę procentowego rozdziału natężeń dopływu do drenów pionowych, instalowanych na ławkach poszczególnych pięter wykopu, pokazano na rysunku 1. Po obliczeniu natężeń dopływów Q_{01} , Q_{02} , Q_{03} dla kolejnych poziomów odwadniających, na podstawie tych samych wzorów (1), (2), (3) oblicza się natężenia dopływów wody do drenu q_{01} , q_{02} , q_{03} przy przyjętych poziomach wody w drenach. Dopływy do drenów pionowych, zlokalizowanych kolejno na piętrach I, II, III, określa się z zależności [Szechy 1951, Herth i Arndst 1973]:

$$q_1 = \frac{q_{01}}{2} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (6)$$

$$q_2 = q_{02} - \frac{q_{01}}{2} - \frac{q_{02} - q_{01}}{2} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (7)$$

$$q_3 = q_{03} - \frac{q_{01}}{2} - \frac{q_{02}}{2} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (8)$$

gdzie:

q_{01} , q_{02} , q_{03} – natężenie dopływu do wykopu z poszczególnych pięter obliczone według wzorów (1), (2), (3), przy założeniu poziomu wody na zewnątrz drenów na poziomie górnych krawędzi filtrów $[\text{m}^3/\text{s}]$.

Na podstawie określonych wielkości natężeń dopływów q_1 , q_2 , q_3 (rys. 1) oraz znając wartość całkowitego natężenia dopływu do wykopu Q_c (wzór 4), oblicza się natężenie dopływu Q_1 , Q_2 , Q_3 do urządzeń drenażu pionowego, oddzielnie dla każdego piętra wykopu, według zależności:

- natężenie dopływu Q_1 do drenu pionowego piętra I

$$Q_1 = Q_c \frac{q_1}{q_1 + q_2 + q_3} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (9)$$

- natężenie dopływu Q_2 do drenu pionowego piętra II

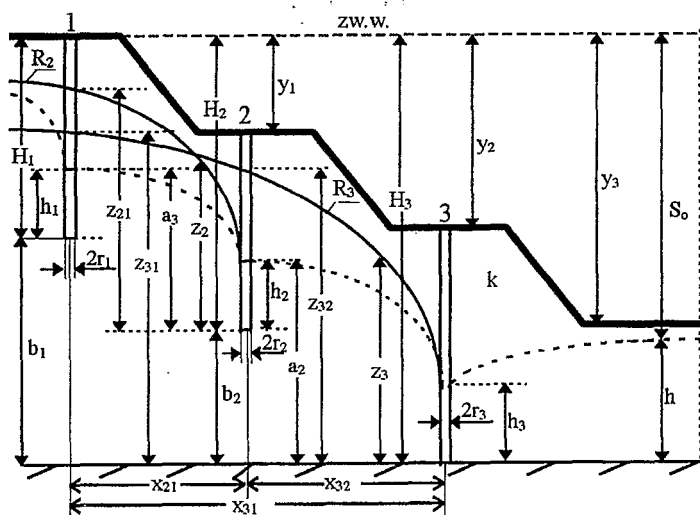
$$Q_2 = Q_c \frac{q_2}{q_1 + q_2 + q_3} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (10)$$

- natężenie dopływu Q_3 do drenu pionowego piętra III

$$Q_3 = Q_c \frac{q_3}{q_1 + q_2 + q_3} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (11)$$

Lokalizacja drenaży pionowych w wykopie

Projektując głębokość założenia drenaży pionowych przy odwodnieniu wykopów wielopiętrowych, należy sprawdzić, czy ich odcinki zafiltrowane zlokalizowane są w strefie poniżej leja depresji w profilach drenów poszczególnych pięter. Chodzi o to, aby filtr drenu pionowego, posadowiony na piętrze (piętrach) wyższym, był zaprojektowany poniżej depresji wywołanej od drenażu położonego na piętrze (piętrach) niższym. Pozwoli to, według autora, uniknięcia niebezpieczeństwa zlokalizowania filtrów drenaży pionowych, a tym samym urządzeń odwadniających w strefie powyżej obniżonego zwierciadła wody. Graficzną interpretację omawianego problemu pokazano na schemacie odwodnienia wykopu trzy-



Rys. 3. Zasada lokalizacji urządzeń odwadniających w wykopie wielopoziomowym

poziomowego przedstawionego na rysunku 3. W pierwszej kolejności proponuje się określenie zasięgu depresji R_3 i R_2 przy założeniu działania tylko III lub odpowiednio tylko II poziomu odwodniennego. Następnie za pomocą wzorów: rzędne depresji od drenażu 3

$$z_3 = \sqrt{h_3^2 + \frac{Q_3}{\pi k} + \ln \frac{x_3}{r}} \quad [\text{m}] \quad (12)$$

rzędne depresji od drenażu 2

$$z_2 = \sqrt{h_2^2 + \frac{Q_2}{\pi k} + \ln \frac{x_2}{r}} \quad [\text{m}] \quad (13)$$

oblicza się rzędne krzywych depresji z_{31} i z_{32} w miejscu przecięcia krzywej R_3 (rys. 3) z drenażem pionowym odpowiednio 1 i 2 oraz z_{21} w linii przecięcia krzywej R_2 (rys. 3) z drenażem 1; gdzie:

z_3 – rzędne krzywej depresji przy założeniu działania tylko drenażu 3,

z_2 – rzędne krzywej depresji przy założeniu działania tylko drenażu 2 [m],

Q_1, Q_2, Q_3 – natężenia dopływów do drenów pionowych poszczególnych pięter wykopu [m^3/s],

x_3 – odległość [m] rzędnych krzywych depresji od drenażu 3,

x_2 – odległości [m] rzędnych krzywej depresji od drenażu 2,

pozostałe oznaczenia według rysunku 3.

Określenie, czy rzędne krzywych depresji R_3 i R_2 w profilach poszczególnych pięter wykopu znajdują się powyżej zafiltrowanych odcinków drenaży pionowych (rys. 3), polega na sprawdzeniu warunków:

dla drenażu piętra III

$$z_{32} \geq a_2, \quad z_{31} \geq (h_1 + b_1) \quad (14)$$

dla drenażu piętra II

$$z_{21} + b_2 \geq a_3 + b_2 \quad (15)$$

gdzie:

a_2 – odległość górnej krawędzi filtra drenazu 2 od stropu warstwy nieprzepuszczalnej [m],

a_3 – odległość spodu filtra drenazu 2 od górnej krawędzi filtra drenazu 1 [m].

Przykład obliczeń

Obliczyć natężenie dopływu wody dla pionowego drenazu trzypoziomowego wykopu w gruncie ze swobodnym zwierciadłem wody, którego schemat przedstawiono na rysunku 1. Sprawdzić warunek, czy górne krawędzie filtra o długości h_2 piętra II i filtra o długości h_1 piętra I znajdują się odpowiednio poniżej krzywej depresji R_3 od studni 3 i R_2 od studni 2. Wymagane obniżenie zwierciadła wody gruntowej założono 0,5 m poniżej dna wykopu. Dane: $H_1 - 10$ m, $H_2 - 15$ m, $H_3 - 20$ m, $h - 4,5$ m, $h_1 - 3$ m, $h_2 - 3$ m, $h_3 - 3$ m, $k - 0,000104$ m/s, $S_o - 15,5$ m, $y_1 - 5$ m, $y_2 - 10$ m, $y_3 - 15$ m, $r_1 = r_2 = r_3 = r = 0,2$ m. Wymiary długości L i szerokości B wykopu w planie w świetle osi drenów pionowych wynoszą:

piętro I: $L_1 = 29$ m, $B_1 = 19$ m,

piętro II: $L_2 = 25$ m, $B_2 = 15$ m,

piętro III: $L_3 = 21$ m, $B_3 = 11$ m.

Pozostałe wielkości oznaczone na rysunku 3 wynoszą: $a_3 = 8$ m, $a_2 = 8$ m, $b_1 = 10$ m, $b_2 = 5$ m.

Rozwiązanie: Za pomocą wzorów (1), (2), (3) obliczono natężenia dopływów do drenów pionowych 1, 2, 3 zlokalizowanych na ławkach poszczególnych pięter wykopu (rys. 1). Zasięg depresji określono ze wzoru Sichardta [Sokołowski, Żbikowski 1993]. Przyjęta

średnica drenu wynosi 0,4 m. Następnie na podstawie wzoru (4) obliczono całkowity dopływ wody do wykopu Q_c , gdzie promień wielkiej studni A_3 określono według wzoru (5). Najpierw, po znalezieniu stosunku $m = L_3/B_3$, z nomogramu (rys. 2) odczytano wartość η . Promień wielkiej studni dla poziomu III wyniósł $A_3 = \eta \times B_3$. Znając wartości Q_{01} , Q_{02} , Q_{03} , przy głębokościach wody w studniach od zwierciadła wody gruntowej wynoszącej dla kolejnych studni odpowiednio $(H_1 - h_1)$, $(H_2 - h_2)$, $(H_3 - h_3)$, obliczono jednostkowe natężenia dopływów do wykopu q_{01} , q_{02} , q_{03} (rys. 1). Następnie na podstawie wzorów (6), (7), (8) określono dopływ do drenów pionowych. Całkowite niezbędne do wymiarowania urządzeń odwadniających natężenie dopływu obliczono za pomocą wzorów (9), (10), (11). Parametry $a_3 = a_2$ mają wartość 8 m. Rzędne krzywych depresji z_{31} , z_{32} określono za pomocą wzoru (12), zaś rzędną z_{21} za pomocą wzoru (13). Wartość z_{31} obliczono w odległości 4 m od osi studni 3, rzędną z_{32} w odległości 2 m od tej studni, natomiast rzędną z_{21} w odległości 2 m od osi studni 2 (rys. 3). Zbiorcze zestawienie wyników zamieszczono w tabeli 1 i 2.

Z przeprowadzonych obliczeń wynika (tab. 1), że do zaprojektowania drenazu pionowego (studnie, igłostudnie, igłofiltry) należy całkowity dopływ do wykopu trzypoziomowego podzielić na poszczególne piętra według zasady: natężenie dopływu do I piętra (najwyższego) będzie stanowiło około 7% dopływu całkowitego Q_c , do piętra II (środkowego) 24%, zaś do piętra III (najniższego) natężenie do-

Tabela 1. Zbiorcze zestawienie obliczeń natężenia dopływu do wykopu trzypoziomowego

Natężenie dopływu [m^3/s]					
Piętro I		Piętro II		Piętro III	
Q_{01}	0,00382	Q_{02}	0,009080	Q_{03}	0,01640
q_{01}	0,00168	q_{02}	0,005670	q_{03}	0,01176
q_1	0,00084	q_2	0,002835	q_3	0,00809
Q_1	0,00221 (7,14%)	Q_2	0,007470 (24,09%)	Q_3	0,02130 (68,77%)
$A_3 = 8,58 \text{ m}$			$Q_c = 0,031 \text{ m}^3/\text{s}$ (100%)		

Tabela 2. Wyniki obliczeń rzędnych zwierciadła wody gruntowej

Odległości od studni 3 x_3 [m]	Rzędne zwierciadła wody [m]	Odległości od studni 2 x_2 [m]	Rzędne zwierciadła wody [m]
$x_{32} = 2$ $x_{31} = 4$	$z_{32} = 12,64$ $z_{31} = 14,30$	$x_{21} = 2$	$z_{21} = 8,42$
$z_{32} \geq a_2$ $12,62 \text{ m} \geq 8 \text{ m}$	$z_{31} \geq (h_1 + b_1)$ $14,3 \text{ m} \geq 13 \text{ m}$	$z_{21} + b_2 \geq a_3 + b_2$ $13,42 \text{ m} \geq 13 \text{ m}$	

plywu będzie stanowić 69% dopływu całkowitego. Otrzymane wyniki obliczeń dotyczą przykładu zamieszczonego w niniejszym artykule. Przy innych założeniach geometrii wykopu wartości natężeń dopływu do poszczególnych pięter wykopu ulegną zmianie. Parametry i lokalizacja filtrów studni poziomu 2 i poziomu 1 są w ramach niniejszych obliczeń zaprojektowane poniżej rzędnych krzywej depresji R_3 (od studni poziomu III) i R_2 (od studni poziomu II).

Podsumowanie

Przedstawiono sposób obliczenia natężenia dopływu do wykopów wielopię-

trowych w warunkach swobodnego zwierciadła wody. Dokonano procentowego podziału dopływu do pojedynczych pięter wykopu. Na podstawie przykładu obliczeniowego stwierdzono wzrost natężenia dopływu do poszczególnych pięter w miarę wzrostu głębokości wykopu. W przytoczonym przykładzie dla wykopu trzypoziomowego stosunek natężeń dopływu do kolejnych pięter wynosił: odpowiednio od I do III 1:3,5:10. Proponowany sposób lokalizacji części zafiltrowanej drenaży pionowych poniżej krzywych depresji (przy założeniu działania urządzeń tylko jednego poziomu odwodnieniowego, np. na skutek awarii pomp), daje pewność, że w trakcie realizacji od-

wodnienia nie nastąpi niebezpieczne dla pomp głębinowych obniżenie wody poniżej filtra. Zaprezentowana metoda obliczeń pozwala określić już na wstępnym etapie projektowania odwodnienia parametry urządzeń odwadniających, przyjąć technologię i organizację robót odwodnieniowych.

Literatura

- HERTH W., ARNDTS E. 1973: *Theorie und Praxis der Grundwasserabsenkung*. Berlin.
- PARYŁAK K. 1988: *Odwodnienia budowlane*. Skrypt AR. Nr 337. Wrocław.
- SOKOŁOWSKI J., ŻBIKOWSKI A. 1993: *Odwodnienia budowlane i osiedlowe*. SGGW. Warszawa
- SZECHYK. 1951: *Beitrag zur Theorie der Grundwasserabsenkung*. Akademiai Kiado. Budapest.

Renowacja i przebudowa systemów drenażowych w eksploatowanych zaporach ziemnych

Abstract

Renovation and reconstruction of drainage systems in exploited embankment dams. Embankment dam drainage are systematically destructed during exploitation. In order to ensure dam safety periodical repairs or reconstruction should be provided. Usually it is delicate and difficult task, particularly in the case of complicated hydrogeological conditions as well as necessity of keeping water at a constant level in reservoir. The paper presents two realized and proved solutions, i.e. "finger" drainage and narrow "carpet" drainage.

Key words: embankment dams, drainage, dam safety

Wstęp

Systemy drenażowe ziemnych budowli piętrzących wraz z filtrami odwrotnymi są elementami decydującymi w głównej mierze o bezpieczeństwie obiektu. Niekontrolowane procesy filtracji i zjawiska z nimi związane są podstawową przyczyną większości katastrof budowli hydrotechnicznych. W praktyce istnieje powszechny pogląd, że nie można sobie wyobrazić pracującej bezpiecznie dobrej zapory ze złym drenażem, natomiast spotyka się złe zapory z dobrymi drenażami.

Jak wszystkie urządzenia techniczne, również drenaże i filtry ulegają degradacji wskutek uszkodzeń mechanicznych, zarówno zewnętrznych jak i wewnętrznych, powodowanych przemieszczeniami korpusu zapory, sufozji gruntów do filtrów i drenaży, wytrącania się z filtrującej wody związków chemicznych (głównie manganu i żelaza) prowadzącego do kolmatacji rurociągów i filtrów, czy wreszcie w wyniku fizycznego starzenia się zastosowanych materiałów. Powszechnie okres niezawodnej pracy drenażu szacowany jest na co najwyżej 15 lat. W wielu obiektach, szczególnie budowanych dla celów rolniczych, systemy odwadniające nie były instalowane w trakcie wznoszenia budowli lub instalowano je w ograniczonym, niewystarczającym zakresie. Dlatego też coraz częściej stwierdza się konieczność przeprowadzania remontów w eksploatowanych obiektach, dotyczących renowacji lub przebudowy systemów odwodnienia budowli.

Prace remontowe na obiektach hydrotechnicznych zawsze są trudne, a często nawet niebezpieczne. Najczęściej muszą być prowadzone w warunkach występowania niekorzystnych procesów filtracji

*Katedra Geotechniki SGGW, ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa.

(wysokie ciśnienia, przebicia hydrauliczne, sufozja, rozluźnienie gruntów) wywołanych niesprawnością odwodnienia oraz przy utrzymaniu normalnego lub co najwyżej obniżonego piętrzenia. Ponadto wymagają znacznego rozkopywania korpusu zapory od strony odpowietrznej, grożącego utratą stateczności. W niniejszym artykule omówiono przypadki dwóch zapór, w których prace remontowe przeprowadzono z sukcesem mimo trudnych warunków robót.

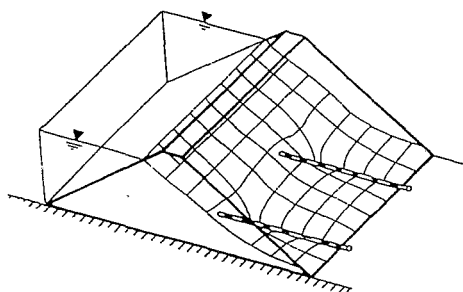
Zapora Koszyce

Zapora Koszyce zlokalizowana jest na rzece Ruda w pobliżu miasta Piła i stanowi zaporę czołową zbiornika o tej samej nazwie. Korpus zapory został uformowany jako jednorodny nasyp ziemny bez elementów uszczelniających (zapora filtracyjna). Roboty ziemne na zaporze zostały zakończone w 1979 roku. Długość zapory wynosi 447 m, wysokość średnio około 5 m, a szerokość w koronie 20 m. Na odcinku o długości około 250 m zapora posadowiona została na bardzo odkształcalnych gruntach organicznych (torfy i gytie wypełniające rynnę starorzecza Rudy) o znacznej miąższości, lokalnie przekraczającej nawet 30 m. Ze względu na słabe podłoże zastosowano bardzo łagodne pochylenia skarp: odwodnej 1:5 i odpowietrznej 1:10, co dało w efekcie dużą szerokość przekroju poprzecznego zapory. Zrezygnowano z drenażu od strony odpowietrznej, a elementem odwadniającym pozostał jedynie rów przyzaporowy. W osi budowli upustowej posadowionej na gruntach mineralnych, skarpy zapory uformowano z nachyleniem 1:3, również bez drenażu.

Okazało się, że przy zastosowanych rozwiązaniach położenie krzywej depresji jest bardzo wysokie na całej długości zapory i wychodziła ona na skarpę odpowietrzną. W rejonie wypadu zaobserwowano wysięki wody znacznie powyżej murów niecki. Osiedlenia i zjawiska filtracyjne powodowały, że zapora była kilkakrotnie remontowana, mimo stosunkowo krótkiego okresu eksploatacji. Prace skoncentrowano głównie na podwyższaniu korpusu. Podjęta była również próba budowy drenażu rurowego, który na skutek odkształceń budowli uległ zniszczeniu w krótkim czasie.

Dla usunięcia skutków osiadań i niesprawności systemu odwodnienia obiektu opracowano zrealizowany potem projekt kompleksowego remontu zapory [Geoteko 1992a]. Korpus zapory został przebudowany. Skarpy zapory pochyłono w stosunku 1:5 (odwodna) i 1:7 (odpowietrzna) przy jednoczesnym wykonaniu po obu stronach szerokich bankietów dociążających. Zadaniem najtrudniejszym było wykonanie drenażu od strony odpowietrznej. Początkowo analizowano możliwość zastosowania rozwiązania z podłużnym rurowym drenażem z dwoma wariantami wylotów, tj. poprzez studzienki rewizyjne do rowu przyzaporowego oraz z jednym wylotem do niecki wypadowej. W pierwszym wariantcie utrudnieniem okazał się płaski teren oraz wysokie położenie zwierciadła wody dolnej. Przy zachowaniu minimalnych spadków drenażu oraz minimalnych różnic między początkiem i końcem rurowości, drenaż na znacznej długości byłby stale zatopiony. W drugim wariantcie, długi odcinek drenażu na odkształcalnym podłożu ulegałby istotnym deformacjom, prowadzącym w efekcie do uszkodzeń

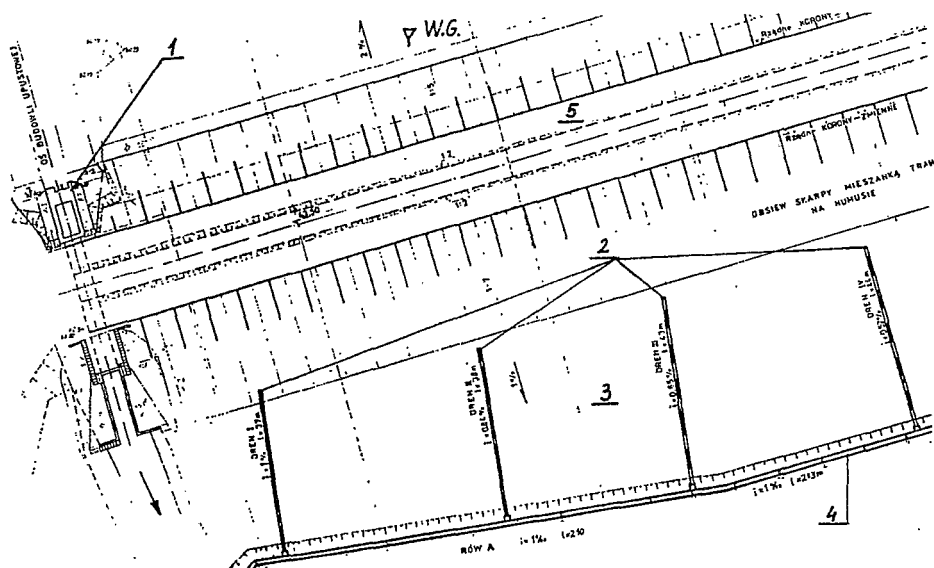
mechanicznych i zmian spadków (łącznie z powstaniem spadków odwrotnych). Ponadto istotną wadą obu rozwiązań były znaczne roboty ziemne prowadzące do naruszenia struktury gruntów w korpusie zaporę i w podłożu. W tej sytuacji zdecydowano się na rzadziej stosowane w praktyce rozwiązanie, opisane w literaturze [VEB 1975, Brauns i Gottheil 1991], tj. prostopadłe do osi zaporę drenże palczaste (rys. 1). W analizowanej zaporze zaprojektowano pięć drenów o średniej długości około 40 m i spadku 0,5%, w rozstawie około 40 m (rys. 2). Dreny wykonano z rur kanalizacyjnych PCV o średnicy 200 mm, z perforacją $\varnothing$ 6 mm w górnej części na wysokość 2/3 średnicy, otoczonych warstwą filtra odwrotnego. Rurociągi te zakończono typowymi wylotami drenarskimi W-3 w rowie przyzaporowym. Lokalizację drenów przyjęto tak, by zapewniały one optymalne od-



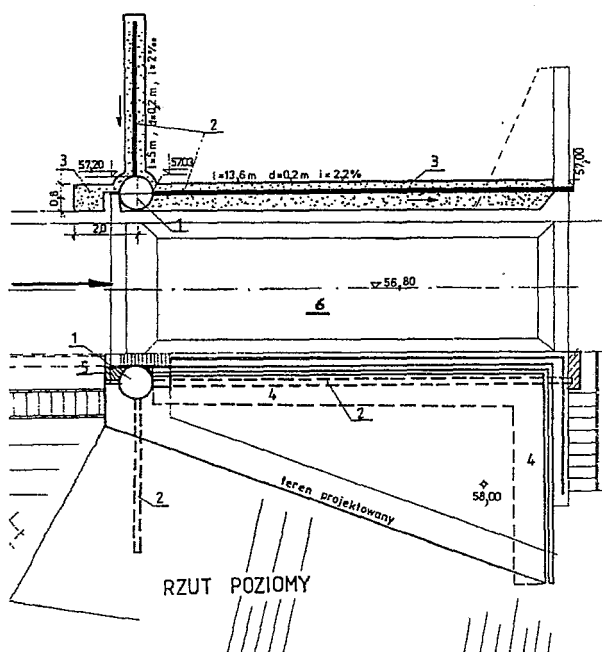
Rys. 1. Schemat działania drenży palczastych [Brauns i Gottheil 1991]

wodnienie i zminimalizowanie ilości robót ziemnych (drenże ułożono przed usypaniem dociążenia). Rów przyzaporowy uregulowano i umocniono prefabrykowanymi betonowymi płytami ażurowymi typu PA-1 na podsypce o uziarnieniu filtra odwrotnego.

Niezależne rozwiązanie zaproponowano dla odwodnienia wypadu [Geoteko 1992b]. Z obu stron niecki wypadowej



Rys. 2. Fragment zaporę Koszyce; 1 – budowla upustowa, 2 – drenże palczaste, 3 – bankiet dociążający, 4 – rów przyzaporowy, 5 – korona zaporę



zastosowano rurociągi drenarskie wzdłuż murów oraz prostopadłe do nich rurociągi pachwinowe wcinające się w skarpy (rys. 3). Ponadto dodatkowo odwodniono prawe zbocze doliny Rudy drenażem podłużnym, przechwytyującym wody z terenów przyległych [Geoteko 1993a].

Wszystkie roboty związane z remontem zapory, a w szczególności wykonanie drenażu, przebiegły bez większych problemów. Ponad dwuletni okres bezawaryjnej eksploatacji zapory potwierdził słuszność przyjętych rozwiązań. Po wykonaniu prac remontowych, po raz pierwszy w okresie ponad 15-letniej eksploatacji obiektu, możliwe okazało się osiągnięcie pełnego piętrzenia w zbiorniku.

Zapora Białobrzegi

Zapora Białobrzegi, zbudowana w latach 1959–1962, jest jedną z ośmiu zapór

Rys. 3. Zapora Koszycy; odwodnienie budowli wypadowej: 1 – studnie drenarskie, 2 – rurociagi PCV (pachwinowy i podłużny), 3 – filtr odwrotny, 4 – prefabrykowane elementy żelbetowe podwyższające mury niecki, 5 – podwyższenie murów lane na miejscu, 6 – dok niecki wypadowej

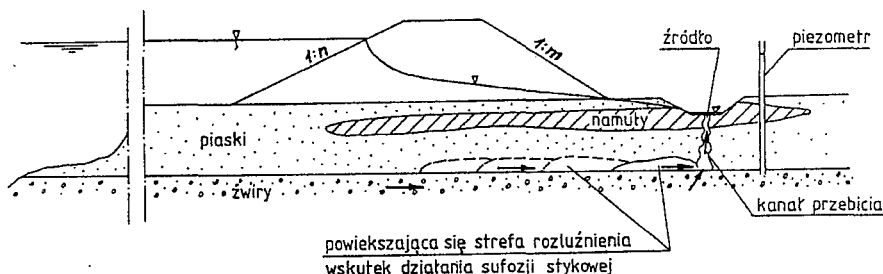
bocznych chroniących doliny Narwi i Bugu przed zalaniem wodami z Zalewu Ze-grzyńskiego. Jej podstawowe parametry wynoszą: długość – 1,57 km, szerokość korony – 3 m, nachylenia skarp: odpowiedniej – 1:1,5 i odwodnej – 1:3. Zapora jest budowlą typu filtracyjnego bez dodatkowego uszczelnienia. Skarpa odwodna w strefie falowania została ubezpieczona płytami betonowymi. Zapora początkowo była odwadniana drenażem rowowym $\varnothing$ 200 mm ze studniami kontrolnymi co około 50 m i wylotami co około 100 m do rowu przyzaporowego, uchodzącego do zbiornika wyrównawczego pompowni. Podtapiane i zabagnione przedpole zapory było odwadniane szczegółową siecią rowów melioracyjnych, aktualnie niesprawnych. Zapora została posadowiona w szczególnie niekorzystnych warunkach hydrogeologicznych, gdyż pod powierzchnią warstwą

utworów mniej przepuszczalnych (głównie piaski drobne z domieszkami gruntów organicznych), o miąższości około 5 m, zalegają żwiry mające bezpośrednie połączenie ze zbiornikiem [Geoteko 1993b]. Układ taki spowodował powstanie przebicia hydraulicznego w warstwie piasków i w dalszej kolejności sufozję stykową [Weijers i Sellmeijer 1992], polegającą na wynoszeniu gruntu ze spągu piasków przez krater przebicia w dnie rowu (rys. 4). Mechanizm zjawiska rozpoznano sondowaniami. W efekcie sufozji stykowej powstały uszkodzenia od strony odpowietrznej zapory, stanowiące bezpośrednie zagrożenie obiektu [Koda i in. 1993].

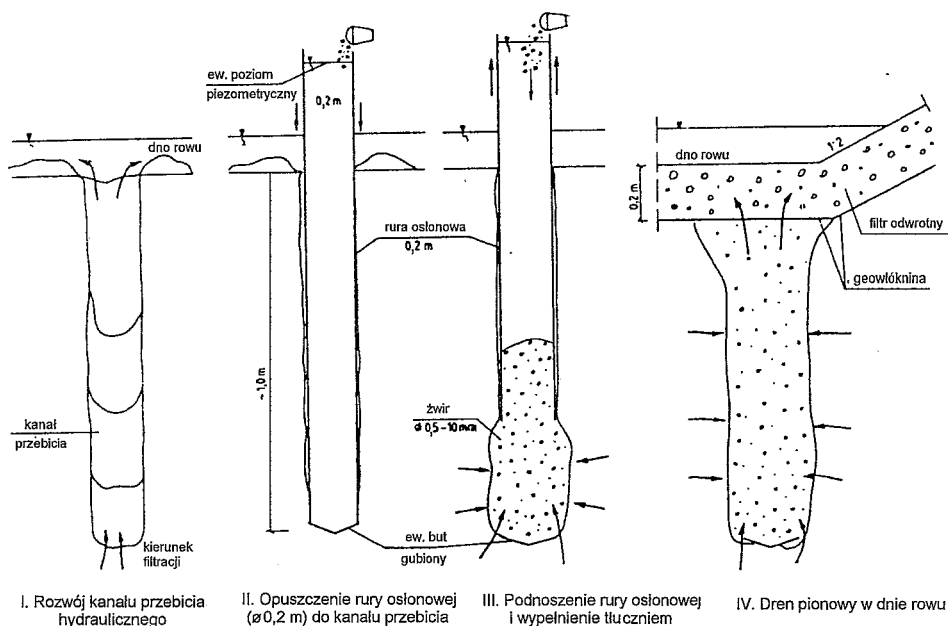
Najistotniejsze zmiany to: rozluźnienie gruntu w strefie rowu i skarpy odpowietrznej, intensywna filtracja rozwijająca się w czasie, wsiąki wody na skarpach rowu, intensywne przebicia hydrauliczne w dnie rowu, zamulenie rowu materiałem wynoszonym z podłoża, kolmatacja drenażu i jego częściowe podtopienie.

Remont zapory musiał być przeprowadzony przy utrzymaniu pełnego piętrzenia w zbiorniku, co stanowiło bardzo istotne utrudnienie i zagrożenie. Opracowując projekt remontu przyjęto generalne założenie, że istniejący drenaż ze wzglę-

du na swoje zużycie nie będzie traktowany jako element podstawowy i niezawodny. Prowadzone roboty związane z czyszczeniem rurociągów, naprawą wylotów, przebudową i wykonaniem dodatkowych odprowadzeń potraktowano jako dodatkowe zabezpieczenie. Całość wód filtrujących przez zaporę powinien przejąć przebudowany rów i dodatkowy drenaż [Geoteko 1994]. Występujące w dnie i na skarpach rowu przebicia hydrauliczne (ponad 40 kanałów) zinwentaryzowano. Większość z nich ujęto pionowymi drenażami żwirowymi wykonanymi w rurach osłonowych (rys. 5). Prace te okazały się jednak trudne, ponieważ kanały przebić często zmieniały swe położenie. Rów przyzaporowy poszerzono i pogłębiono, tak aby zapewnić mu sprawność hydrauliczną. Roboty ziemne w rowie ograniczono do niezbędnego minimum, aby nie powodować dodatkowego wzrostu niebezpiecznych gradientów hydraulicznych. Nachylenie skarp rowu przyjęto 1:2, a szerokość w dnie zmienną w zależności od przepływów (od 0,5 do 3,0 m). Rów ubezpieczono warstwą narzutu kamiennego o grubości 20 cm (rys. 5). Ponieważ roboty prowadzono pod wodą, przy niestabilnym gruncie, filtr odwrotny wykonano z "włókniyny melioracyjnej" o



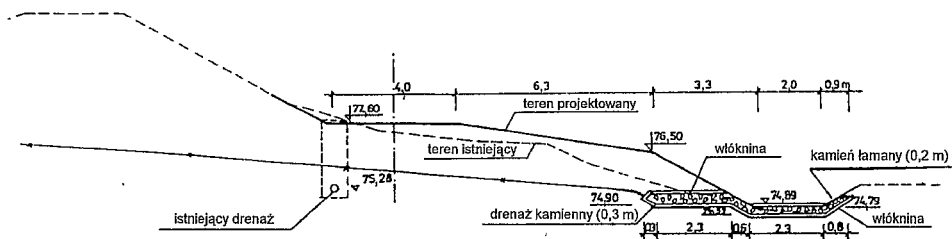
Rys. 4. Schemat mechanizmu przebicia hydraulicznego i sufozji stykowej [Koda i in. 1993]



Rys. 5. Zastosowana technologia ujęcia przebieć hydraulicznych w dnie rowu

grubości 8 mm. Rodzaj włókniny został dobrany na podstawie wyników laboratoryjnych badań parametrów hydraulicznych (w tym blokowania porów powietrzem) i mechanicznych. Zrealizowany typ ubezpieczenia okazał się elastyczny, wytrzymały i sprawny hydraulicznie. Ubezpieczenie rowu połączono z dywanowym drenażem kamiennym (kamień Ø 10÷60 mm) o szerokości 3,0 m i grubości warstwy 0,2 m w otulinie włókniny

melioracyjnej, zlokalizowanym w podstawie skarpy odpowietrznej (rys. 6). W celu zabezpieczenia przed przemarzaniem podniesiono półkę odpowietrznej skarpy zapory. Projekt przewidywał realizację robót odcinkami o długości 20 m, poczynając od górnego końca rowu. Ze względu na intensywną filtrację prace wykonywano odcinkami długości 4 m (dwie szerokości włókniny) z zachowaniem następującej kolejności: wykop ro-



Rys. 6. Ubezpieczenie rowu przyzaporowego i drenaż kamienny przy zaporze Białobrzegi

wu i skarpy, ujęcie lokalnych przebieg narzutom kamiennym, zatopienie włókniny, formowanie narzutu kamiennego i zasypywanie drenażu. O trudności robót może świadczyć fakt, że w jednym miejscu kopy zapadła się w luźny grunt na głębokość gasienic. Mimo skomplikowanych warunków prace wykonano starannie. Po wykonaniu robót remontowych, od ponad roku, zapora pracuje bezpiecznie.

Wnioski

Omówione dwa przypadki remontów zapór, jak również spostrzeżenia związane z realizacją projektów robót skłaniają autorów do sformułowania następujących uwag ogólnych:

- W przypadkach remontu drenażu zapór najczęściej niezbędne okazują się rozwiązania nowe, dostosowane do warunków lokalnych. Renowacja istniejących systemów ma zazwyczaj ograniczoną skuteczność i stwarza ryzyko dodatkowych uszkodzeń.
- Prace remontowe prowadzone są najczęściej w warunkach występowania dużego uwilgotnienia gruntu spowodowanego niesprawnością drenażu. Dlatego też należy dążyć do jak najmniejszego rozkopywania osłabionego korpusu budowli i podłoża oraz do obniżania w okresie budowy ciśnień i gradientów hydraulicznych.
- Prace remontowe powinny być prowadzone bardzo krótkimi odcinkami. Otwieranie szerokiego frontu robót jest niedopuszczalne, gdyż zagraża bezpieczeństwu obiektu.

- Każda zapora wymaga indywidualnego podejścia i zastosowania rozwiązań specyficznych i optymalnych. Nie jest możliwe opracowanie zaleceń uniwersalnych. Obie analizowane zapory są konstrukcyjnie podobne, ich remont wymagał jednakże zastosowania różnych rozwiązań projektowych i różnej organizacji robót.

Literatura

- BRAUNS J., GOTTHAIL K.M. 1991: *The effect of drain strips in dams and dikes*. XVII Congress ICOLD, Vienne, Q. 67, R. 6, 99–109.
- GEOTEKO. 1992a: *Zapora Koszyce na rzece Ruda w Pile. Usunięcie skutków osiadania – remont*. PTJ, Geoteko, Wesoła-Warszawa.
- GEOTEKO. 1992b: *Zapora Koszyce na rzece Ruda w Pile. Budowla upustowa – remont*. PTJ, Geoteko, Wesoła-Warszawa.
- GEOTEKO. 1993a: *Odwodnienie zbocza rzeki Rudy poniżej jazu zbiornika wodnego Koszyce*. PTJ, Geoteko, Wesoła-Warszawa.
- GEOTEKO. 1993b: *Ocena stanu technicznego zapór bocznych zbiornika Dębe. Wyniki badań geotechnicznych zapory Białobrzegi*. Geoteko, Wesoła-Warszawa.
- GEOTEKO. 1994: *Ocena stanu technicznego zapór bocznych zbiornika Dębe. Projekt remontu zapory bocznej Białobrzegi*. PTJ, Geoteko, Wesoła-Warszawa.
- KODA E., MIRECKI J., SZYMAŃSKI A., WOLSKI W., PAWŁAT H. 1993: *Ocena systemowa zagrożeń zapory bocznej Białobrzegi*. X Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania, Warszawa. Vol. I, 265–272.
- VEB. 1975: *Empfehlung für die Vorbereitung den Bau und Betrieb von wasserwirtschaftlichen Kleinspeichern vom Ministerium für Umweltschutz und Wasserwirtschaft*. VEB, Verlag für Bauwesen, Berlin.
- WEIJERS J.B.A., SELLMEIJER J.B. 1992: *A new model to deal with the piping mechanism*. GEO-FILTERS'92, International Conference on Filters Phenomena in Geotechnical and Hydraulics Engineering, Karlsruhe, 349–355.

Zbiornik Nielisz – charakterystyka konstrukcyjna obiektów zapory czołowej

Abstract

Nielisz reservoir – technical solutions of dam constructions. The construction of the dam on soft subsoil in the period of realization reduced from 6 to 3 years, needs special solutions concerning dam construction and outlet work. Technical solutions of the dam constructions and outlet structure, which consider the significant settlements as a result of subsoil consolidation after the construction period have been presented.

Wprowadzenie

Zbiornik Nielisz zlokalizowany jest w miejscu istniejącego od 1976 roku zbiornika suchego, wykonanego na podstawie dokumentacji Biura Projektów Wodnych Melioracji w Lublinie. Po wykonaniu koncepcji przebudowy zbiornika [BPWM 1989], wykonany został jednostadiowy projekt techniczny zapory czołowej [Spółka Wodno-Ściekowa WIEPRZ 1991]. Przebudowa polegała głównie na podwyższeniu poziomu piętrzenia o 2,5 m z dostosowaniem do nowych warunków istniejącej budowli upustowej, wykonania nowych upustów

dennych powiązanych z konstrukcją elektrowni wodnej.

Od 1994 roku funkcję generalnego projektanta zbiornika sprawuje "Bipromel" w Warszawie.

Badania geologiczno-inżynierskie do projektu technicznego zapory czołowej [Geopromel 1992] wykazały występowanie w podłożu gruntów słabonośnych. Mała wytrzymałość na ścinanie tych gruntów spowodowała, że realizację zapory podzielono na trzy etapy z przerwami technologicznymi umożliwiającymi konsolidacyjne wzmocnienie słabonośnych warstw podłoża. Łączny czas realizacji obiektu miał wynosić 6 lat.

Ze względu na decyzję inwestora o skróceniu czasu realizacji inwestycji do 3 lat, zaszła potrzeba dokonania ponownej weryfikacji dokumentacji technicznej, szczególnie tych elementów konstrukcyjnych, które są wrażliwe na nadmierne osiadania.

Podstawą do dokonania zmian były specjalistyczne badania geotechniczne oraz analiza przebiegu procesu wzmocniania słabego podłoża [Geoteko 1994].

* Biuro Studiów i Projektów Gospodarki Wodnej Rolnictwa "Bipromel", ul. Wspólna 30, 00-930 Warszawa.

Obliczenia wykazały, że w okresie budowy całkowite osiadania pod koroną zapory będą w granicach 40–50 cm, natomiast po okresie budowy wzrosną dodatkowo o 6 do 10 cm.

Konstrukcje elementów zapory projektowane dla 6-letniego okresu realizacji

Dokumentacja opracowana przy założeniu 6-letniego okresu realizacji [Spółka Wodno-Ściekowa WIEPRZ 1991] inwestycji przewidywała:

1. Uszczelnienie i ubezpieczenie skarpy odwodnej płytami żelbetowymi o grubości 25 cm o wymiarach 3×3 m i $3,5 \times 3,5$ m. Zbrojenie górne i dolne przyjęto odpowiednio $6 \times \varnothing 14$ i $6 \times \varnothing 20$ na jeden m płyty. Dylatacje płyt uszczelniono taśmą PCV szerokości 20 cm.
2. Kamienny drenaż korpusu zapory o przekroju przyzmy ok. $3,7 \text{ m}^2$ wykonany z kamienia o średnicy $D = 10 - 15$ cm, z wbudowaną wewnątrz rurą perforowaną PCV o średnicy 500 mm. Drenaż chroniony warstwami przejściowymi z pospółki $D_{50} = 1,4 - 2,0$ mm i żwiru $D_{50} = 13 - 15$ mm o grubości 25 cm każda. Na drenażu przewidziane były studzienki kontrolne w odległościach co 50–75 m. Co drugą studzienkę połączono z rowem opaskowym rurociągiem PCV o średnicy 500 mm (nie perforowanym).
3. Uszczelnienie zapory fartuchem o długości 78 m, w tym: 18 m uszczelnienie z warstwy gliny i na długości 60 m z folii hydroizolacyjnej z PCV. Na brzegach zapory przedłużono uszczelnienie o 70 m na lewym przyczółku i 120

m na prawym. Wyróżniono 6 wariantów uszczelnień: uszczelnienie z warstwy gliny o grubości 0,5 m zagęszczonej warstwami do wskaźnika zagęszczenia $I_s = 0,95$, przykrytej warstwą ochronną z piasku o grubości 0,5 m; lub dodatkowo ubezpieczonej płytami żelbetowymi typu IOMB układanymi na włókninie albo płytami żelbetowymi wylewanymi na mokro, o wymiarach 3×3 m. W partii uszczelnienia z folii zastosowano geomembranę PCV o grubości 0,7 mm przykrytą warstwą ochronną z piasku o grubości 0,5 m z dodatkowym przykryciem płytami żelbetowymi jak w wariantach uszczelnienia glinowego. Arkusze folii przewidywano łączyć klejem (czterohydrofuran) na zakład o szerokości 20 cm.

4. Skrzydła jazu od strony WG jako klasyczne mury oporowe typu "L". Fundamenty budowli zaprojektowano na rzędnej 191,65 m n.p.m. Konstrukcję podzielono na trzy sekcje, oddylatowane od siebie:
 - sekcja I, o stałej wysokości, przylegająca do konstrukcji jazu,
 - sekcje II i III, o zmiennej wysokości.

Sekcje II, III i częściowo I miały być posadowione bezpośrednio na gruncie rodzimym. Część sekcji I przylegająca do jazu miała być posadowiona na "poduszkach" betonowych, wykonanych od rzędnej posadowienia jazu, tj. ok. 186,10 do rzędnej fundamentów skrzydeł. Podłoże to miało być wykonane w wykopie metodą betonowania pod wodą. Rozwiązanie takie było spowodowane koniecznością usunięcia gruntów nasypowych spoza przyczółków jazu.

5. Sztolnię upustów dennych jako dwuotworowy, monolityczny przepust żelbetowy składający się z 7 sekcji po 575 cm. Sztolnia miała być posadowiona bezpośrednio na gruncie rodzimym, na warstwie betonu wyrównawczego. Dylatacje pomiędzy sekcjami zaprojektowano "na styk" z zabezpieczeniem styków pasami papy na lepiku od strony zasypki.

Konstrukcje elementów zapor realizowane w 3-letnim cyklu budowy

Omówione powyżej rozwiązania techniczne elementów zapor zostały zmienione na rozwiązania bardziej odporne na odkształcenia korpusu zapor [BIPROMEL 1994]. Główne zmiany omówiono, odnosząc je do poszczególnych elementów konstrukcji.

Uszczelnienie i ubezpieczenie odwodnej skarpy zapor

Składa się ono z uszczelnienia przedpola zapor ekranem z folii o grubości 1,0 mm przykrytym warstwą ochronną o grubości od 0,5 m do 0,7 m z piasku i z gruntu miejscowego (utwory pylaste z domieszką części organicznych). Uszczelnienie i umocnienie skarpy zapor składa się z następujących warstw: ekranu z folii o grubości 1,5 mm na włókninie, warstwy ochronnej z piasku o grubości 0,5 m i narzutu z kamienia niesortowanego luźnym o grubości 0,7 m na włókninie. W podstawie skarpy umocnienie zakończone jest gabionem o wymiarach przekroju 1×1 m. Na koronie zapor umocnienie przylega do przedniej ściany żelbetowego elementu "L" o wymiarach $1,5 \times 1,5 \times$

3 m. Omawiane rozwiązanie konstrukcyjne pokazano na rysunku 1.

Do konstrukcji uszczelnienia i umocnienia zastosowano następujące materiały

1. Folie z polietylenu o wysokiej gęstości (powyżej $0,94 \text{ g/cm}^3$) produkowane przez niemiecką firmę "Ursuplast" o grubości: 1 mm typ I EN (obustronnie gładka) i 1,5 mm typ I PENP (obustronnie teksturowana). Wybrane parametry fizykomechaniczne folii wynoszą:

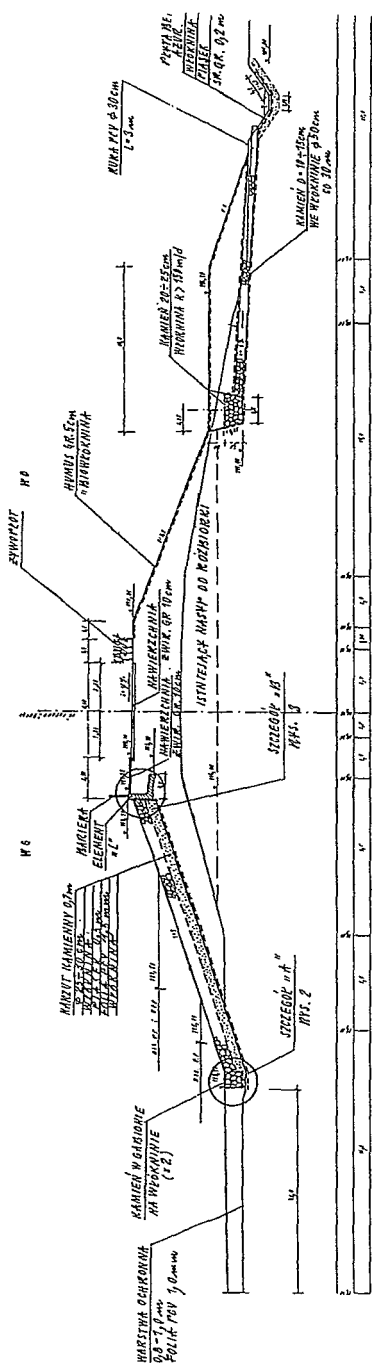
- wytrzymałość na rozciąganie: przy płynięciu $> 17 \text{ N/mm}^2$, przy zerwaniu $> 30 \text{ N/mm}^2$,
- wydłużenie: przy płynięciu $> 20\%$, przy zerwaniu $> 800\%$,
- wytrzymałość na rozdzielanie $> 400 \text{ N/mm}$.

2. Włóknina produkowana przez ZWCh "Chemitex-Anilana" w Łodzi o symbolu handlowym 2061-05/WG. Parametry techniczne tej włókniny są następujące:

- grubość na sucho – 5 mm,
- masa powierzchniowa – 500 g/m^2 ,
- wytrzymałość na rozciąganie – $50\text{--}90 \text{ daN/5 cm}$,
- zmiana długości przy obciążeniu do 50 N/cm – $140\text{--}180\%$,
- współczynnik wodoprzepuszczalności – $k = 594 \text{ m/d}$,
- współczynnik wodoprzepuszczalności po zakolmatowaniu gruntem chronionym – $k = 174 \text{ m/d}$.

3. Kamień pozyskiwany jest ze złoża na Ukrainie. Parametry fizyczne skały (kwarcyt) są następujące:

- gęstość pozorna – $2,6 \text{ g/cm}^3$,
- nasiąkliwość – $0,4\text{--}0,6\%$,



- wytrzymałość na ściskanie w stanie nasyconym wodą – 100–140 MPa,
 - granulacja: średnica 25–35 cm – 52%, 20–25 cm – 32%, 15–20 cm – 14 %, poniżej 15 cm – 2%.
4. Piasek (na warstwę ochronną) o równomiernym uziarnieniu piasku drobnodziarnistego lub pylistego i zawartości frakcji pylastej do 20%.

Szczegóły konstrukcyjne montażu umocnień pokazano na rysunkach 2, 3, 4 i 5.

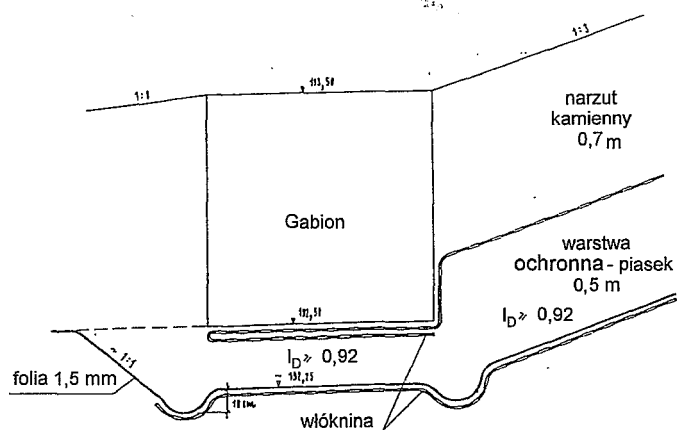
Konstrukcja uszczelnienia skarpy zapory jest połączona z ekranem (fartuchem) uszczelniającym przedpole zapory. Ekran na przedpolu w stosunku do rozwiązań wcześniejszych został skrócony w środkowej części zapory do 40 m, ponieważ uszczelnienia poziome najskuteczniejsze są, gdy ich długość zawiera się w przedziale od 3 do 5 wysokości piętrzenia. Dalsze ich wydłużanie daje znikomą redukcję przepływów filtracyjnych [Geoteko 1994]. Fartuch glinowy zlikwidowano.

Zmiana umocnień skarpy z płyt żelbetowych na narzut kamienny pozwoliła na obniżenie korony zapory o 1 m ze względu na redukcję wysokości wtaczania się fali na skarpe.

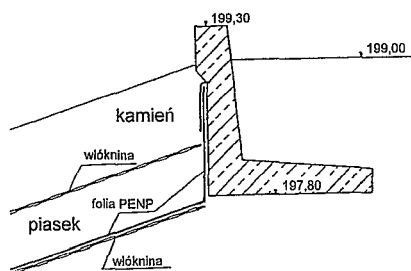
Zaprojektowane konstrukcje uszczelnienia były badane w warunkach laboratoryjnych i terenowych w zakresie kąta tarcia pomiędzy poszczególnymi elementami ubezpieczenia.

Kąty tarcia na styku elementów umocnienia są następujące (przy obciążeniu 32 kPa, jak w warunkach budowy) [Geoteko 1995]:

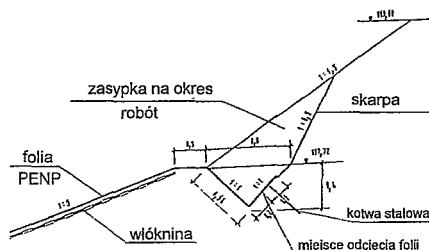
- folia teksturowana po włókninie na mokro – 27,2^o,



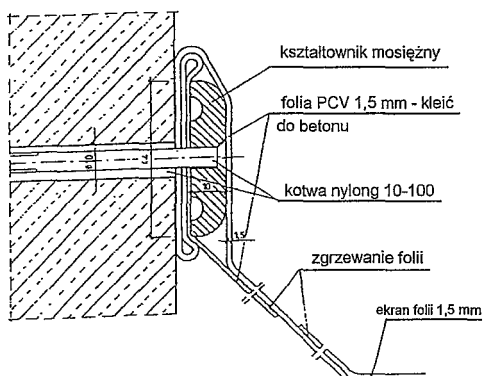
Rys. 2. Szczegół "A" – konstrukcja umocnienia skarpy od WG



Rys. 3. Szczegół "B" – łączenie folii PENP do elementu "L" oraz kotwienie folii na przyczółkach



Rys. 5. Kotwienie folii PENP (podwójnie ryflowanej) na okres budowy warstw ubezpieczenia



Rys. 4. Połączenie ekranu foliowego z konstrukcją

- folia teksturowana po piasku na sucho – $28,5^\circ$,
- włóknina po piasku na sucho – $19,2^\circ$.

Współczynnik stateczności umocnienia i uszczelnienia na skarpie zapory w przypadku eksploatacyjnym (nie uwzględniono oporu gruntu na gabion) wynosi $F = 1,95$.

Folie zgrzewane są na "zakładkę" o szerokości 10 cm. Automat wykonuje dwa spawy o szerokości 15 mm z kanałem próbnym o szerokości 15 mm. Każda spoina poddawana jest próbie szczelności przy ciśnieniu 2,5 atm.

Warstwa ochronna na skarpie zapory zagęszczana jest do uzyskania wskaźnika zagęszczenia $I_s = 0,90$. Warstwa ochronna na ekranie poziomym zagęszczana jest poprzez dwukrotny przejazd walca gładkiego bez kontroli zagęszczania.

Elementy "L" na koronie zapory ustawiane są na zagęszczonym podłożu bez łączenia ich w sposób trwały. Styki pomiędzy elementami od strony WG przykryte są folią stanowiącą zakończenie elementu uszczelniającego skarpe, natomiast styki od strony WD zabezpieczane są pasami geowłókniny.

Poszczególne fazy budowy omawianych konstrukcji pokazano na załączonych fotografiach.

Drenaż zapory

Drenaż składa się z przyzmy o granulacji kamienia 20–25 cm otoczonej włókniną (rys. 1). Przyzma ma szerokość w dnie 1,5 m i wysokość 1,0 m. Nachylenie skarp wykopu 1:0,25. Odpływy do rowu o wymiarach $0,5 \times 0,5$ m wykonane są z kamienia o średnicy 10–15 cm chronionego włókniną przed zamulaniem. Wylot zakończony jest rurą PCV o średnicy 300 mm i długości 3 m. Odpływy rozmieszczono co 30 m.

Jednostkowe przepływy filtracyjne przez zaporę i podłoże wynoszą [Geoteko 1994]:

- dopływ do drenażu
 $q = 0,116 \text{ m}^3/\text{d/m}$,
- przepływ na wlocie do rowu
 $q = 1,05 \text{ m}^3/\text{d/m}$,
- sumaryczny dopływ do rowu
 $q = 1,61 \text{ m}^3/\text{d/m}$.

W konstrukcji drenażu w stosunku do pierwotnych rozwiązań są następujące zmiany:

- a) warstwy filtra odwrotnego zastąpiono warstwą włókniny,
- b) wyeliminowano elementy sztywne, jak rura wewnątrz przyzmy i studzienki kontrolne,
- c) zwiększono trzykrotnie liczbę połączeń drenażu z rowem.

Posadowienie skrzydeł jazu

W związku z obniżeniem korony zapory zaprojektowano nowe skrzydła jazu od strony WG. Zastosowano, jak w projekcie pierwotnym, konstrukcję żelbetową typu "L". Obliczone naprężenia pod fundamentami budowli wynoszą:

sekcja I :

$$\sigma_{\min} = 76,3 \text{ kPa},$$

$$\sigma_{\max} = 185,1 \text{ kPa};$$

sekcja II:

$$\sigma_{\min} = 49,8 \text{ kPa},$$

$$\sigma_{\max} = 120,8 \text{ kPa};$$

sekcja III:

$$\sigma_{\min} = 43,5 \text{ kPa},$$

$$\sigma_{\max} = 66,7 \text{ kPa},$$

Badania geologiczne [Geoproblem 1992] wykazały w podłożu projektowanych skrzydeł występowanie gruntów słabonośnych. I tak:

- a) skrzydło prawe:
 - od poziomu terenu (rz. ok. 193,50 m n.p.m.) do rzędnej ok. 191,40 m n.p.m. stwierdzono występowanie gruntów nasypowych, niekontrolowanych;
 - od rzędnej ok. 191,40 m n.p.m. do rzędnej ok. 186,60 m n.p.m. stwierdzono występowanie namulów i torfów z przewarstwieniami piasku. Torfy i namuły różnią się stopniem skompresowania – od lekko – do silnie skompresowanych;

- na rzędnej ok. 186,60 m n.p.m. stwierdzono warstwę glin pyłastych i pyłów o $I_L \approx 0,20$. Gliny te stanowią nośne podłoże, na którym posadowiono obiekty budowlane.

b) skrzydło lewe:

- od poziomu terenu (rz. ok. 194,50 m n.p.m.) do rzędnej ok. 192,30 m n.p.m. stwierdzono występowanie gruntów nasypowych, niekontrolowanych;
- od rzędnej 192,30 m n.p.m. do rzędnej ok. 190,80 m n.p.m. występuje warstwa pyłów i pyłów piaszczystych o $I_L \approx 0,30$;
- poniżej, tj. od rz. 190,80 m n.p.m. do rzędnej 189,80 m n.p.m., stwierdzono warstwę namulów i torfów;
- od rzędnej 189,80 m npm do rzędnej ok. 187,50 m npm zalegają piaski drobne z domieszką humusu o stopniu zagęszczenia $I_D \approx 0,50$;
- poniżej piasków drobnych stwierdzono warstwę piasków średnich o stopniu zagęszczenia $I_D \approx 0,75$.

Ponieważ doświadczenia uzyskane przy wznoszeniu innych obiektów (elektrownia, upusty denne) wskazują na bardzo dużą zmienność warunków gruntowych uznano, że podłożem nośnym jest warstwa piasków średnich zalegająca od rzędnej ok. 187,50.

Zastosowane w pierwotnym projekcie [Spółka Wodno-Ściekowa WIEPRZ. 1991] rozwiązanie posadowienia skrzydeł było zdaniem autorów trudne do zrealizowania. Wykonywany pod sekcją I wykop w istniejących warunkach wodno-gruntowych mógłby zapływać gruntem, wskutek czego nie osiągnięto by efektu oczyszczenia dna w stopniu wymaganym

do betonowania. Dodatkową trudność spowodowałoby kontrolowanie wykonywanych prac na głębokości ok. 4,5 m pod zwierciadłem wody zarówno podczas robót ziemnych, jak i w trakcie betonowania. Istnieje także niebezpieczeństwo wypierania gruntu spod fundamentu jazu do wykonywanego wykopu.

Alternatywnym sposobem wymiany gruntu na podłoże betonowe byłoby odwodnienie wykopu i wykonanie prac na suchu. W istniejących warunkach (grunty o małej przepuszczalności, namuły, torfy, zapyłone piaski, konieczność uzyskania dużej od 4,5 do 5,0 m depresji) możliwe byłoby odwodnienie za pomocą kilkupiętrowej instalacji igłofiltrowej. Rozwiązanie takie niesie jednak za sobą konieczność znacznego rozbudowania w planie wykopu fundamentowego. Ponadto jeden z boków wykopu oparty byłby o ścianę jazu i umieszczenie na nim instalacji odwadniającej byłoby niemożliwe. Należy się spodziewać, że właśnie od tej strony, spod fundamentu jazu, napływ wody byłby najintensywniejszy, co groziłoby naruszeniem struktury gruntu pod fundamentem tej budowli. Z tych samych względów odwodnienie za pomocą studni depresyjnych jest także ryzykowne, a ponadto może się ono okazać nieskuteczne.

Biorąc pod uwagę powyższe uwarunkowania zdecydowano się na wzmocnienie podłoża za pomocą zastrzyków wysokociśnieniowych według technologii firmy OELCKERS.

Zaprojektowano i wykonano z poziomu roboczego, tj. 191,50 m n.p.m., 86 kolumn betonowych pod fundamentami skrzydeł. Są one rozstawione w siatce $2,0 \times 2,0$ m. Stopy ich opierają się o grunty nośne na rzędnej ok. 186,00. Zadanie zostało zrealizowane jako iniekcja jednofa-

zowa, a efektem jest utworzenie w gruncie kolumn betonowych o średnicy dochodzącej do 1 m i nośności 40–60 ton. W celu zapewnienia jednakowej nośności fundamentów uznano, że celowe będzie wzmocnienie gruntu pod fundamentami wszystkich trzech sekcji skrzydeł od strony WG (patrz rys. 6 i 7).

Sztolnia upustów dennych

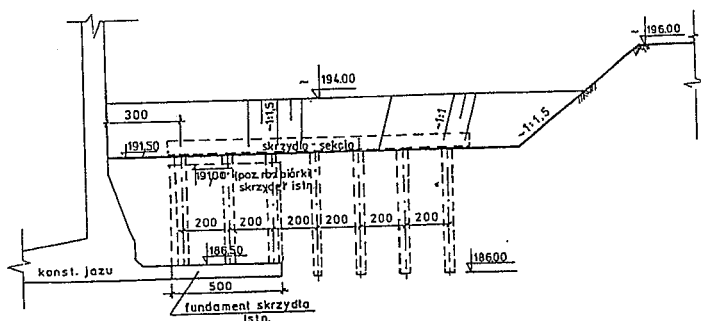
Zmiany konstrukcyjne sztolni dotyczyły następujących elementów:

- liczby i długości segmentów (zmiany podyktowane zmienionymi wymiarami zapory);

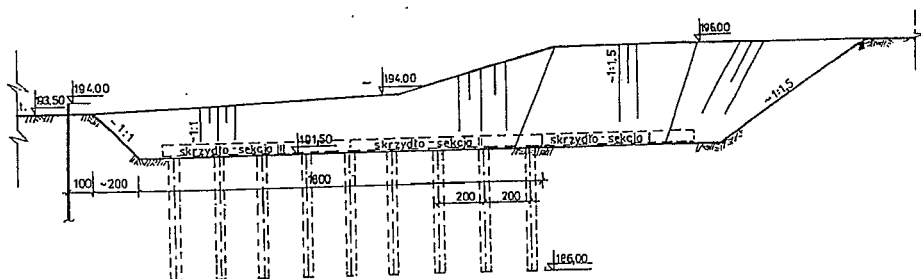
- sposobu posadowienia budowli;
- rozwiązania zamknięcia dylatacji;

Zaprojektowano i wykonano sztolnię o konstrukcji jak w projekcie pierwotnym (patrz rys. 8), składającą się z 6. sekcji o długości 725 cm każda. W miejscu połączenia sztolni z blokiem elektrowni i zamknięć upustów dennych zastosowano pierścień pośredni o długości 60 cm. Stanowi on element, który będzie kompensował różnice w osiadaniu ciężkiej konstrukcji elektrowni i lżejszej – sztolni. Budowla posadowiona jest na gruncie wymienionym. Wymianie uległy słabońne grunty zalegające w podłożu, tj.

1-1



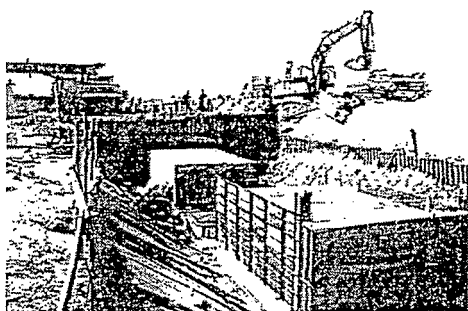
2-2



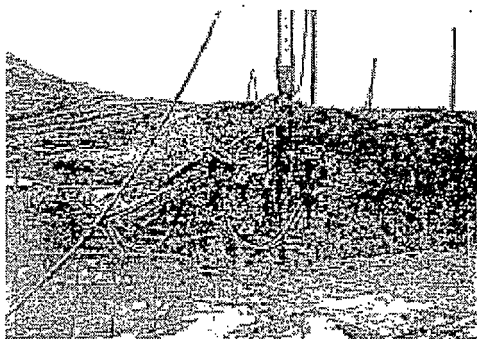
Rys. 7. Rozmieszczenie kolumn betonowych pod fundamentem skrzydeł – przekroje



Fot. 1. Uszczelnienie i umocnienia skarpy zapory w kolejnych fazach realizacji



Fot. 2. Sztolnia upustów dennych w budowie



Fot. 3. Wykonanie iniekcji pod fundamenty skrzydeł

torfy, namuły i piaski pylaste o dużym stopniu plastyczności. Zastąpiono je warstwą gruntu identycznego jak dla konstrukcji korpusu zapory (piaski pylaste), zagęszczoną do wskaźnika zagęszczenia co najmniej $I_s = 0,92$. Wymiana nastąpiła

warstwą grubości do 1,20 m, w zależności od głębokości zalegania podłoża nośnego.

Zmiany w sposobie wykonania dylatacji polegały na:

- zastosowaniu taśmy z PCV o szerokości 20 cm w połączeniach między sekcjami oraz taśmy o szerokości 30 cm w dwóch rzędach w połączeniach pierścienia pośredniego,
- wykonaniu uszczelnienia powierzchniowego dla wszystkich połączeń pasami z izolacji samoprzylepnej "Bitut-hene" firmy "Grace".

Przyjęte rozwiązania posadowienia budowli oraz uszczelnienia zamknięć dylatacji zostały spowodowane przewidywanymi przemieszczeniami pionowymi poszczególnych sekcji. Mają one na celu zminimalizować niebezpieczeństwo powstania nadmiernych różnic w osiadaniu, a w przypadku ich wystąpienia – zapewnić szczelność dylatacji. Po wykonaniu konstrukcji żelbetowej sztolni, w trakcie sypania zapory zaobserwowano różnice w osiadaniu sekcji, co potwierdziło słuszność przyjętych rozwiązań.

Wnioski

1. W warunkach znacznych i nierównomiernych osiadań podłoża korpusu zapory należy zastosować rozwiązania elementów zapory mniej wrażliwe na odkształcenia. Są to: uszczelnienia foliowe, ubezpieczenie skarp narzutem kamiennym, drenaże kamienne i zabudowa korony niezespolonymi elementami "L".

2. W rozwiązaniach budowli upustowych zastosowano: wzmocnienie podłoża skrzydeł jazu metodą iniekcji, wymianę gruntu pod sztolnią upustową, podział

sztolni upustowej na sekcje z dylatacjami o specjalnej konstrukcji oraz połączenie bloku elektrowni ze sztolnią za pomocą pierścienia pośredniego.

Literatura

- BIPROMEL 1994: *Zapora czołowa zbiornika "Nielisz" – zapora czołowa etap I i II.*
- BPWM 1989: *Ekspertyza przebudowy zbiornika "Nielisz"...(konceptcja).* Lublin.
- GEOPROBLEM 1992: *Dokumentacja geologiczno - inżynierska do PT budowy zapory ziemnej stopnia "Nielisz" (etap II).* Zamość.
- GEOTEKO 1994: *Badania geotechniczne w celu określenia warunków umożliwiających przyspieszenie realizacji zapory czołowej zbiornika wodnego "Nielisz" (etap I i etap II) – "Geoteko",* kwiecień – maj 1994 r.
- GEOTEKO 1994: *Uzupełniające modelowanie numeryczne przebiegu filtracji w korpusie i podłożu zapory.*
- GEOTEKO 1995: *Analiza stateczności ekranu zapory czołowej zbiornika "Nielisz".*
- SPÓŁKA WODNO-ŚCIEKOWA "WIEPRZ" 1991: *Zbiornik wodny "Nielisz" – stopień czołowy – zapora ziemna z ekranem i uszczelnienie czaszy...* Zamość.

Zbiornik Nielisz – etapowa budowa zapory

Abstract

Nielisz reservoir – stage-constructed dam. Paper presents two cases of stage-construction of main dam embankment of Nielisz reservoir: 3-staged and 2-staged construction with preloading. A comparison performed in design stage of predicted settlements for both cases indicates that use of preloading technology makes it possible to limit the time of embankment construction from two and half to one year. In order to speed up dam construction from six to three years modifications of sealing and protection of embankment slope as well as drainage system are also necessary. Predicted settlements for 2-staged construction with preloading were approved by observed values.

Key words: organic soils, consolidation, stage-construction, earth dam

Wprowadzenie

Jednym ze skutecznych sposobów wznoszenia nasypu na słabonośnym podłożu jest wzmocnienie podłoża przez wstępną konsolidację wywołaną etapową budową nasypu. W celu uzyskania zmniejszenia osiadań podłoża w okresie eksploatacji wykorzystuje się okresowe przeciążenie podłoża poprzez dobór wartości i zasięgu dodatkowego obciążenia.

W artykule przedstawiono problematykę etapowej budowy nasypu hydrotechnicznego na przykładzie zapory czołowej zbiornika Nielisz. Budowa tej zapory polega na rozbudowie i podwyższeniu istniejącego nasypu dotychczas okresowo piętrzącego wodę w czasie wezbrań wiosennych. Ze względu na występowanie w podłożu słabonośnych warstw o zróżnicowanym rodzaju i miąższości, budowę zapory podzielono na etapy oddzielone przerwami technologicznymi, umożliwiającymi konsolidacyjne wzmocnienie słabonośnych warstw podłoża. Poniżej przedstawiono dwa warianty etapowej budowy zapory. Pierwszy wariant dotyczy 3-etapowej budowy, natomiast drugi wariant polega na 2-etapowej budowie z przeciążeniem. Ze względu na konieczność skrócenia łącznego czasu budowy, pomimo nieco większych robót ziemnych, ostatecznie przyjęto do realizacji drugi wariant [Bortkiewicz i Szmagaj 1996, Ładniak 1996, Sierant i Tchórz 1996].

Przy zastosowaniu etapowej budowy nasypu na gruntach słabych niezbędne jest poprawne zaprogramowanie harmo-

* Katedra Geotechniki, Wydział Melioracji i Inżynierii Środowiska, ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa.

nogramu wznoszenia budowli, tj. dobór wysokości warstw w poszczególnych etapach obciążenia oraz czasu niezbędnego dla konsolidacyjnego wzmocnienia podłoża przed kolejnym etapem obciążania. Konieczna jest w tym celu poprawna ocena przebiegu osiadań w czasie i prognoza rozpraszania nadwyżki ciśnienia wody w porach. Znajomość aktualnego przyrostu efektywnego naprężenia w czasie odkształcenia podłoża umożliwia prognozę wzrostu wytrzymałości na ścinanie i ocenę stateczności nasypu w poszczególnych etapach budowy [Katedra Geotechniki 1989, Wolski i in. 1988, 1989].

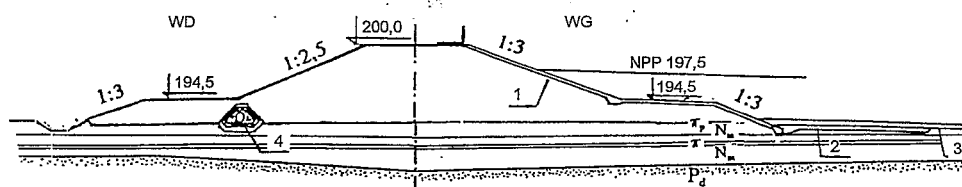
W prognozie przebiegu procesu konsolidacji obciążonego podłoża słabonośnego w obliczeniach inżynierskich najczęściej zakłada się jednowymiarowy stan odkształcenia. Uwzględnienie zmiennych właściwości gruntów słabonośnych wymaga zastąpienia stosowanych do obliczeń stałych wartości parametrów gruntowych charakterystykami opisującymi zależności: naprężenie–odkształcenie–przepuszczalność oraz wykorzystania w opisie geometrii podłoża zmieniającej się podczas procesu konsolidacji. Analiza prognozowanych osiadań dla obu wariantów pozwoliła na dokonanie ich oceny. Przedstawione porównanie wyników prognozy z obserwacjami osiadań dla drugiego wariantu pozwoliło na weryfikację przyjętych w nim rozwiązań.

Prezentowane w artykule wyniki uzyskane zostały w ramach projektu badawczego KBN Nr 7 7202 91 02 zrealizowanego w Katedrze Geotechniki SGGW w Warszawie oraz ekspertyz wykonanych przez Geoteko – Projekty i Konsultacje Geotechniczne Sp. z o.o.

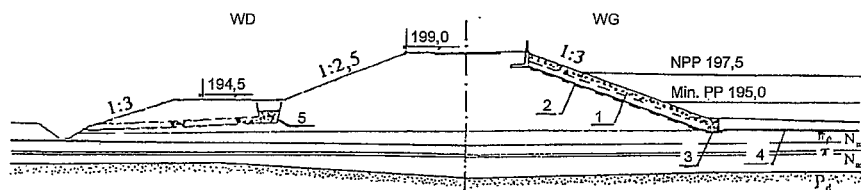
Porównanie dwóch wariantów budowy

Budowa zapory czołowej Nielisz polega na rozbudowie i podwyższeniu istniejącego nasypu w warunkach tylko częściowo wzmocnionego słabonośnego podłoża. Analiza stateczności wykazała konieczność przeprowadzenia dodatkowego wzmocnienia słabonośnych gruntów, szczególnie w dotychczas nie obciążonej strefie podłoża. Na podstawie prognozy konsolidacyjnego wzmocnienia ustalono, że możliwe jest wykonanie zapory z podziałem na etapy oddzielone przerwą technologiczną [Spółka Wodno-Ściekowa Wieprz 1991, Geoteko 1992]. Poniżej omówiono dwa warianty etapowej budowy: 3-etapową budowę (wariant 1) i 2-etapową budowę z przeciążeniem (wariant 2) [Bipromel 1994, Geoteko 1994]. Oba sposoby realizacji budowy wraz ze szczegółami dotyczącymi zastosowanych rozwiązań w przekroju poprzecznym pokazano na rysunkach 1 i 2 oraz w tabeli. Przedstawiony na rysunkach 1 i 2 przekrój poprzeczny zapory obejmuje również analizowane poniżej słabonośne podłoże w hm 4+50.

Początkowo (wariant 1) przyjęto, że każdy kolejny etap rozpocznie się wraz z początkiem sezonu budowlanego, uzyskując w ten sposób dwie przerwy technologiczne w okresie jesienno-zimowym. Łączny czas trwania wznoszenia korpusu zapory w tym wariantcie (wraz z przerwami technologicznymi) wynosi ok. 2,5 roku (rys. 3A). Z przeprowadzonych obliczeń wynikało, że odkształcenia podłoża zapory po tym okresie powinny być już niewielkie, co umożliwia zastosowanie typowych uszczelnień podłoża, uszczelnień i ubezpieczeń korpusu oraz



Rys. 1. Przekrój poprzeczny zapory przy 3-etapowej budowie (wariant 1); 1 – ekran z płyt żelbetowych ze szczelnymi dylatacjami na podsypce filtracyjnej, 2 – fartuch glinowy przykryty warstwą ochronną, 3 – fartuch z folii PCV przykryty warstwą ochronną, 4 – drenaż rurowy otoczony kamieniem i filtrem odwrotnym; słabonośne podłoże w przekroju hm 4+50: π_p – pył piaszczysty, N_m – namuł organiczny, π – pył



Rys. 2. Przekrój poprzeczny zapory przy 2-etapowej budowie z przeciążeniem (wariant 2); 1 – ubezpieczenie narzutem kamiennym na włókninie, 2 – ekran z membrany na włókninie przykryty warstwą ochronną, 3 – gabion, 4 – fartuch z membrany przykryty warstwą ochronną, 5 – drenaż kamienny we włókninie; słabonośne podłoże w przekroju hm 4+50: π_p – pył piaszczysty, N_m – namuł organiczny, π – pył

drenażu zapory. Pierwszy etap polega na wykonaniu, poza obrysem, istniejącego nasypu, ławek dociążających od strony WD i WG o rzędnej korony 194,5 m n.p.m. (rys. 3B). Drugi etap obejmuje rozebranie istniejącego nasypu do rzędnej 194,0 m n.p.m. i wykonanie korpusu zapory do rzędnej 198,0 m n.p.m. (rys. 3C). Trzeci etap to wykonanie korpusu zapory do docelowej rzędnej 200,0 m n.p.m. (rys. 3D). Przyjęta w tym wariantcie technologia budowy wynikała nie tylko z zapewnienia stateczności w poszczególnych etapach, ale również z konieczności uzyskania stabilizacji osiadań przed wykonaniem elementów korpusu zapory wrażliwych na nadmierne osiadania (tj. ekranu z płyt żelbetowych ze szczelnymi

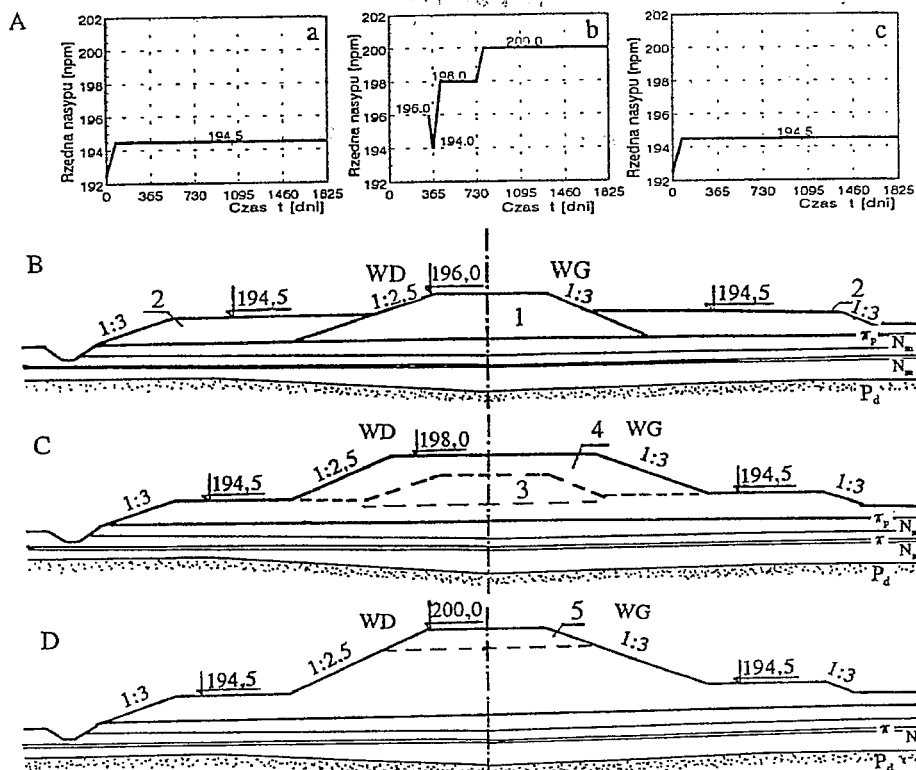
dylatacjami, nawierzchni drogowej, drenażu zapory). Fakt ten powodował, że łączny czas realizacji zapory określony został na 6 lat.

W trakcie realizacji projektu technicznego opartego na pierwszym wariantcie, podjęto decyzję o skróceniu czasu wykonaniu obiektu do 3 lat. Wiązało się to z koniecznością przeprowadzenia powtórnej analizy dotychczasowego harmonogramu budowy oraz weryfikacji przyjętych rozwiązań projektowych. Celem skrócenia czasu wykonania korpusu zapory zaproponowano budowę 2-etapową z przeciążeniem (wariant 2).

W drugim wariantcie przyjęto, że rozpoczęcie kolejnych etapów nastąpi: pod koniec 1. i na początku 2. sezonu budow-

Tabela. Porównanie dwóch wariantów budowy zapory czołowej zbiornika Nielisz

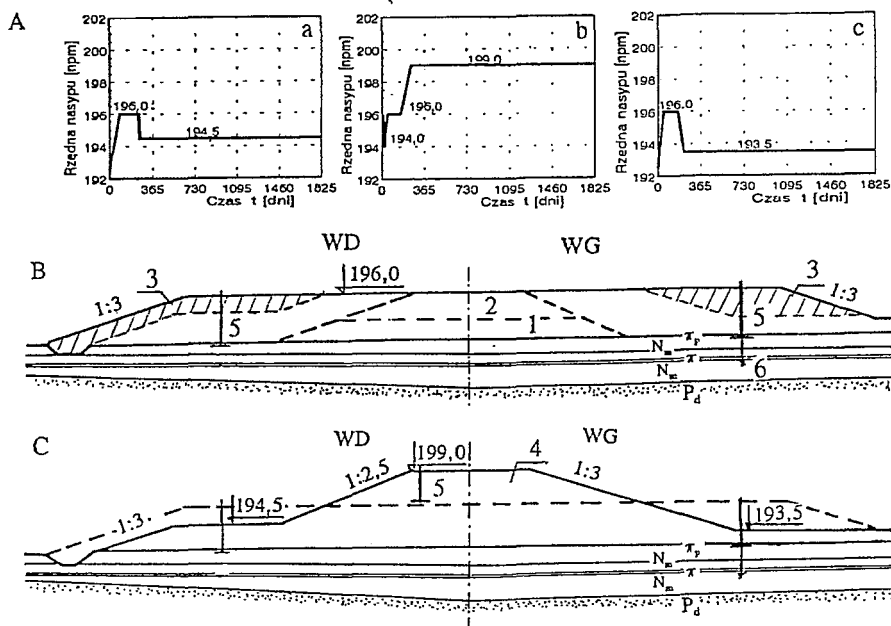
Wyszczególnienie	Budowa 3-etapowa (rys. 3)		Budowa 2-etapowa z przeciążeniem (rys. 4)	
1. Technologia budowy	czas realizacji: 1. etap: 2. etap: 3. etap:	rozpoczęcie etapów na początku trzech kolejnych sezonów budowlanych; wykonanie ławek dociążających od strony WD i WG do rzędnej 194,5 m n.p.m.; rozebranie istniejącego nasypu do rzędnej 194,0 m n.p.m. i wykonanie korpusu zapory do rzędnej 198,0 m n.p.m.; wykonanie korpusu zapory do rzędnej 200,0 m n.p.m.	czas realizacji: 1. etap: 2. etap:	rozpoczęcie etapów pod koniec i na początku dwóch kolejnych sezonów budowlanych (jesień i wiosna); rozebranie istniejącego nasypu do rzędnej 194,0 m n.p.m. oraz wykonanie korpusu zapory i nasypu przeciążeniowego do rzędnej 196,0 m n.p.m.; rozebranie nasypu przeciążeniowego i wykonanie korpusu zapory do rzędnej 199,0 m n.p.m.
2. Korona zapory	rzędna: szerokość:	200,0 m n.p.m. 10,6 m	rzędna: szerokość:	199,0 m n.p.m. (obniżenie ze względu na szorstkie ubezpieczenie skarpy od WG) 10,6 m
3. Skarpa od WG	nachylenie: ławka: skarpa: podnóże:	1:3 rzędna 194,5 m n.p.m., szerokość 10 m; ekran z płyt żelbetowych ze szczelnymi dylatacjami na filtrze odwrotnym; betonowy krawężnik podpierający, fartuch z gliny o grubości 0,5 m i szerokości 18 m przykryty warstwą ochronną + fartuch z folii PCV o gr. 0,7 mm i szerokości 60÷120 m, przykryty warstwą ochronną	nachylenie: bez ławki skarpa: podnóże:	1:3 ekran z membrany gr. 1,5 mm na włókninie, przykryty warstwą ochronną i narzutem kamiennym na włókninie; gabion, fartuch z membrany 1 mm o szerokości 40÷90 m, przykryty warstwą ochronną
4. Skarpa od WD	nachylenie: ławka: umocnienie:	1:2,5 rzędna 194,5 m n.p.m., szerokość 10 m obsiew mieszką traw	nachylenie: ławka: umocnienie:	1:2,5 rzędna 194,5 m n.p.m., szerokość 10 m biowłókna
5. Drenaż	rurowy:	rura perforowana PCV Ø 500 mm, otoczona kamieniem i filtrem odwrotnym	pryzmowy:	kamienny we włókninie



Rys. 3. Schemat realizacji 3-etapowej budowy: A – harmonogram realizacji budowy: a – ławka od WD, b – korona, c – ławka od WG; B – 1. etap, C – 2. etap, D – 3. etap; 1 – istniejący nasyp, 2 – ławka dociążająca wykonana w 1. etapie, 3 – rozebranie istniejącego nasypu do rzędnej 194 m n.p.m., 4 – 2. etap, 5 – 3. etap

lanego (rys. 4A). Zatem łączny czas trwania budowy korpusu zapory w tym wariantcie (wraz z przerwą technologiczną) wynosi ok. 1 roku. Natomiast w drugim roku wykonywania obiektu możliwe będzie rozpoczęcie prac związanych z ubezpieczeniem i uszczelnieniem skarpy zapory oraz uszczelnieniem czaszy zbiornika. Pierwszy etap w tym wariantcie polega na rozebraniu niezagęszczonej części istniejącego nasypu do rzędnej 194,0 m n.p.m. oraz wykonaniu korpusu zapory i dodatkowych nasypów przeciążeniowych od WD i WG do rzędnej 196,0 m

n.p.m. (rys. 4B). Drugi etap obejmuje rozebranie nasypu przeciążeniowego, z którego grunt zostanie wykorzystany do wykonania korpusu zapory do rzędnej docelowej 199,0 m n.p.m. (rys. 4C). Zastosowane w drugim wariantcie nasypy przeciążeniowe mają na celu wcześniejsze osiągnięcie końcowych wartości osiadań słabonośnego podłoża, przede wszystkim w rejonie drenazu zapory oraz dolnej części ubezpieczenia skarpy od WG. Dzięki przeciążeniu (zastosowaniu większego obciążenia niż docelowe) już w okresie budowy uzyskano w wymienio-



Rys. 4. Schemat realizacji 2-etapowej budowy z przeciążeniem: A – harmonogram realizacji budowy: a – ławka od WD, b – korona, c – nasyp przeciążeniowy od WG; B – 1. etap z nasypem przeciążeniowym, C – 2. etap z rozebraniem nasypów przeciążeniowych i podwyższeniem korpusu do rzędnej docelowej; 1 – istniejący nasyp, 2 – rozebranie istniejącego nasypu do rzędnej 194 m n.p.m., 3 – nasyp przeciążeniowy, 4 – 2. etap, 5 – płytowy reper powierzchniowy, 6 – ślimakowy reper głębiny

nych strefach prawie końcowe wartości prognozowanych osiadań.

Jednocześnie wraz ze zmianą technologii budowy korpusu zapory dokonano modyfikacji dotychczasowych rozwiązań niektórych elementów przekroju poprzecznego zapory (tab.). Ze względu na konieczność rozpoczęcia robót związanych z uszczelnieniem korpusu już w drugim roku realizacji zapory, głównym kryterium wyboru nowych rozwiązań była ich mniejsza wrażliwość na nadmierne osiadania. Ekran z płyt żelbetowych ze szczelnymi dylatacjami zastąpiono uszczelnieniem membraną o grubości 1,5 mm na włókninie przykrytą ochronną warstwą piasku oraz narzutem kamiennym. Większa szorstkość tego typu

umocnienia umożliwiła obniżenie korony zapory do rzędnej 199,0 m n.p.m. U podnóża skarpy ekran został podparty gabionem. Ponadto zrezygnowano z wykonania ławki od strony WG. Fartuch z gliny i cienkiej folii PCV został zastąpiony fartuchem z membrany o grubości 1 mm. Drenaż korpusu zapory z rury perforowanej PCV, otoczonej kamieniem i filtrem odwrotnym, zastąpiono przyzmowym drenażem kamiennym we włókninie [Bortkiewicz i Szmaj 1996].

Analiza przebiegu konsolidacji podłoża

W celu porównania obu wariantów przeprowadzono prognozę przebiegu

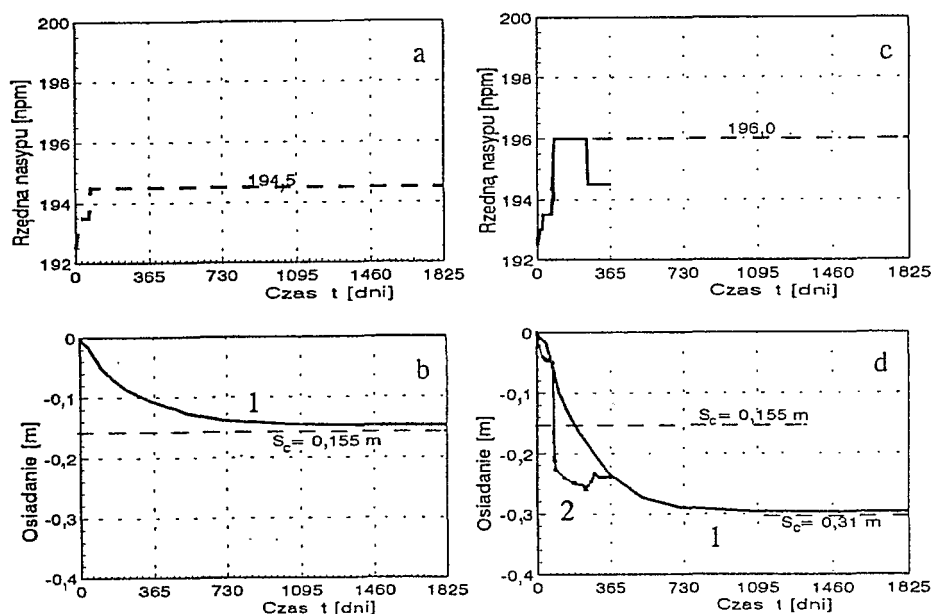
konsolidacji słabonośnego podłoża. Analiza przebiegu konsolidacji w obu wariantach obejmowała porównanie prognozowanego przebiegu osiadań oraz rozpraszania nadwyżki ciśnienia wody w porach. Obliczony przebieg osiadań dla realizowanego w praktyce 2. wariantu porównano z wartościami osiadań obserwowanych. W prognozie wykorzystano program numeryczny *Pionw* opracowany w Katedrze Geotechniki SGGW [Szymański 1991, Lechowicz 1992]. W programie tym przebieg konsolidacji podłoża obliczany jest na podstawie analizy konsolidacji jednowymiarowej z uwzględnieniem "dużych" przemieszczeń konsolidowanego ośrodka. W obliczeniach nie uwzględnia się wtórnej ściśliwości gruntu. Wykorzystane w obliczeniach charakterystyki konsolidacyjne, podane w postaci nieliniowych zależności wskaźnika porowatości e od składowej pionowej naprężenia efektywnego σ'_v , oraz współczynnika filtracji k_v od wskaźnika porowatości e , zostały przedstawione w artykule Lechowicza i Rabarijoely (1996). Zasięg podłoża objęty obliczeniami osiadań obejmował wydzielone w dokumentacji geologiczno-inżynierskiej słabonośne warstwy [Geoproblem 1992], których miąższość i podziały zostały zweryfikowane specjalistycznymi badaniami terenowymi [Geoteko 1992, 1994]. Każdą z wydzielonych warstw podzielono dodatkowo na warstwy obliczeniowe.

Analizę przebiegu konsolidacji słabonośnego podłoża przeprowadzono dla obu wariantów. Obliczenia wykonano w profilach zlokalizowanych pod ławką od WD, pod koroną zapory i pod nasypem przeciążeniowym od WG w miejscach zainstalowania reperów w wybranym przekroju w hm 4+50 (rys. 4). W przekro-

ju tym miąższość słabonośnego podłoża wynosi ok. 4 m. Górną warstwę słabonośnego podłoża stanowi pył piaszczysty zalegający na namule organicznym podzielonym na dwie warstwy cienką warstwą pyłu. Przyjęty w obliczeniach harmonogram obciążania wraz z wynikami obliczeń i obserwacji przebiegu osiadań podłoża przedstawiono na rysunkach 5, 6 i 7. Porównanie prognozowanego przebiegu rozpraszania nadwyżki ciśnienia wody w porach w obu wariantach w profilu pod koroną pokazano na rysunku 8.

Obliczenia przeprowadzone dla profilu pod ławką od WD wskazują, że prognozowaną wartość całkowitych osiadań wywołanych docelowym obciążeniem nasypu o rzędnej 194,5 m n.p.m. ($S_c = 0,155$ m, rys. 5a) uzyskuje się już po 6 miesiącach od rozpoczęcia w tym rejonie budowy nasypu. Jednakże obserwowane osiadania wskazują, że wartość tę uzyskano już po 3 miesiącach. Szybsze tempo osiadania wynika przede wszystkim z większej niż zakładano przepuszczalności warstwy pyłu występującej pomiędzy warstwami namułu [Lechowicz i Rabarijoely 1996], jak również z nieuwzględnienia w obliczeniach wtórnej ściśliwości gruntu. Obserwowane osiadania wykazują, że po rozebraniu nasypu przeciążeniowego nastąpiło tylko nieznaczne odprężenie podłoża, potwierdzając w ten sposób trwały efekt konsolidacyjnego wzmocnienia.

Wartość prognozowanych osiadań całkowitych dla profilu pod koroną w przypadku 3-etapowej budowy (wariant 1) w analizowanym przekroju wynosi 0,36 m (rys. 6b). W przypadku 2-etapowej budowy (wariant 2), dzięki obniżeniu korony o 1 m osiadania, podłoża są o ponad 0,1 m mniejsze (rys. 6d). Ponadto

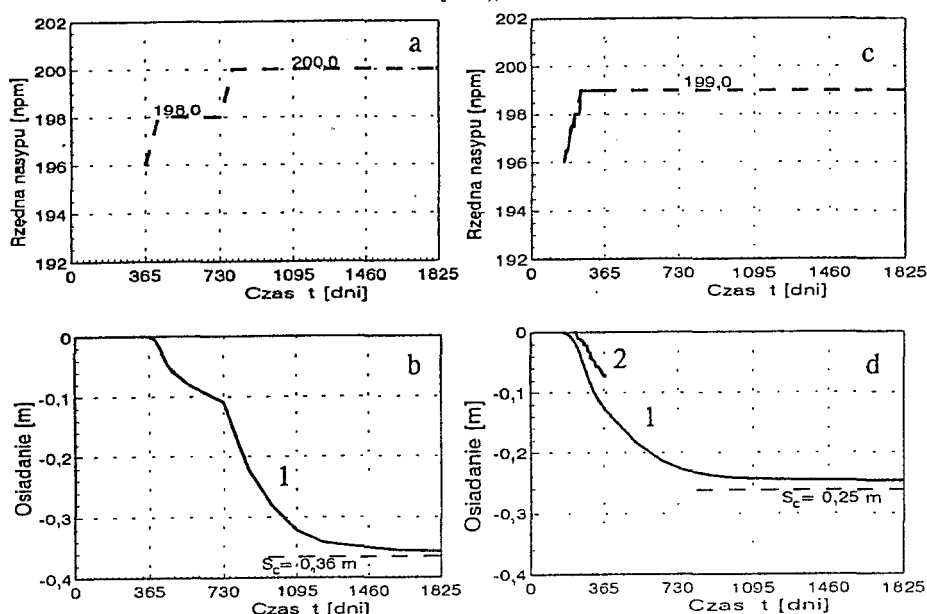


Rys. 5. Porównanie prognozowanych i obserwowanych osiadań podłoża zapory w profilu pod ławką od WD: 3-etapowa budowa (wariant 1): a – harmonogram budowy, b – prognozowane osiadania; 2-etapowa budowa z przeciążeniem (wariant 2): c – harmonogram budowy, d – osiadania: 1 – prognozowane, 2 – obserwowane

wcześniejsze rozpoczęcie budowy korpusu zapory w drugim wariantcie pozwoliło na uzyskanie w środkowej części zapory ok. 90% całkowitych osiadań już na początku trzeciego roku realizacji zapory. Należy jednakże podkreślić, że osiadania podłoża słabonośnego, które wystąpią w okresie drugiego i trzeciego roku budowy (tj. w okresie którym wykonywane jest uszczelnienie i ubezpieczenie skarpy), w drugim wariantcie pod koroną zapory wynoszą jeszcze ponad 0,1 m. Porównanie wyników obliczeń osiadań uzyskanych dla nasypu o rzędnej 196,0 m n.p.m. z wynikami osiadań korony zapory wskazuje, że osiadania skarp zapory powyżej tej rzędnej, które wystąpią po okresie wznoszenia korpusu, będą również w granicach od 0,07 do 0,12 m. Wyniki te

wskazują, że w rejonie korony i górnej części skarp osiadania będą jeszcze znaczące, co potwierdza, że modyfikacja rozwiązań konstrukcyjnych elementów zapory wrażliwych na osiadania, zaproponowanych w pierwszym wariantcie, była konieczna. Wyniki dotychczas obserwowanych osiadań potwierdzają prognozowany przebieg osiadania.

Prognoza osiadań dla pierwszego wariantu (obciążenie ławką 194,5 m n.p.m.) przeprowadzona dla profilu od WG wskazuje, że wartość całkowitych osiadań wynosi 0,15 m. Obliczenia osiadań dla drugiego wariantu wykonano dla dwóch przypadków, tj. przy rzędnej 196,0 m (obciążenie nasypem przeciążeniowym) i 193,5 m n.p.m. (obciążenie wywołane przez kamień w gabionie).



Rys. 6. Porównanie prognozowanych i obserwowanych osiadań podłoża zapory w profilu pod koroną: 3-etapowa budowa (wariant 1): a – harmonogram budowy b – prognozowane osiadania; 2-etapowa budowa z przeciążeniem (wariant 2): c – harmonogram budowy, d – osiadania; 1 – prognozowane, 2 – obserwowane

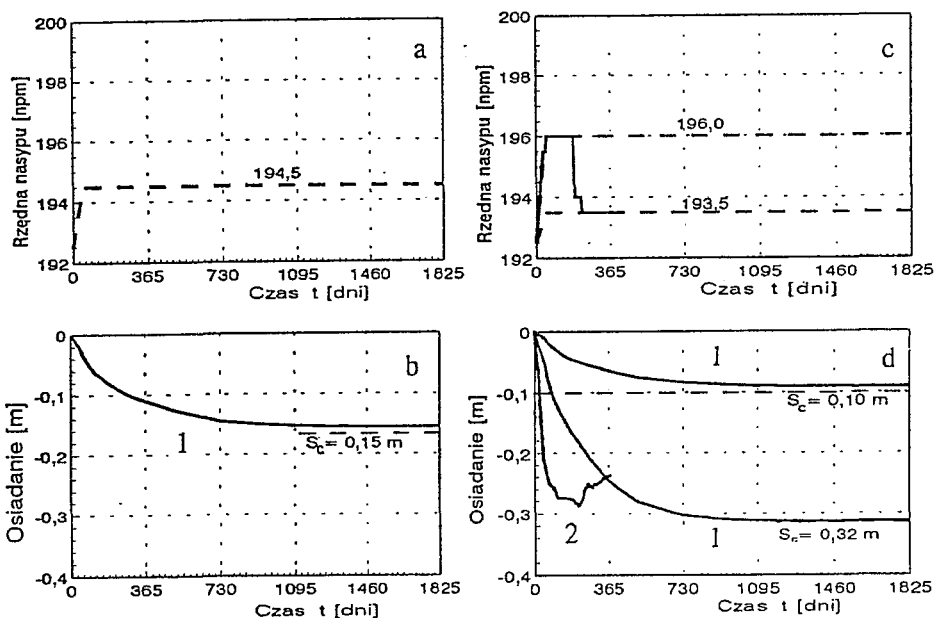
Wyniki obliczeń wskazują, że prognozowaną wartość całkowitych osiadań wywołanych obciążeniem kamienia w gabionie ($S_c = 0,1$ m, rys. 7d) uzyskuje się już po 3 miesiącach od rozpoczęcia w tym rejonie budowy nasypu. Podobnie jak w profilu od WD wyniki obserwowanych osiadań wskazują, że wartość tę w rzeczywistości uzyskano wcześniej. Ponadto obserwowane osiadania wykazują, że po rozebraniu nasypu przeciążeniowego nastąpiło tylko nieznaczne odprężenie podłoża potwierdzające trwały efekt konsolidacyjnego wzmocnienia.

Porównanie dla obu wariantów prognozowanego przebiegu rozpraszania nadwyżki ciśnienia wody w porach w profilu pod koroną potwierdza, że w przypadku 2-etapowej budowy z przeciąże-

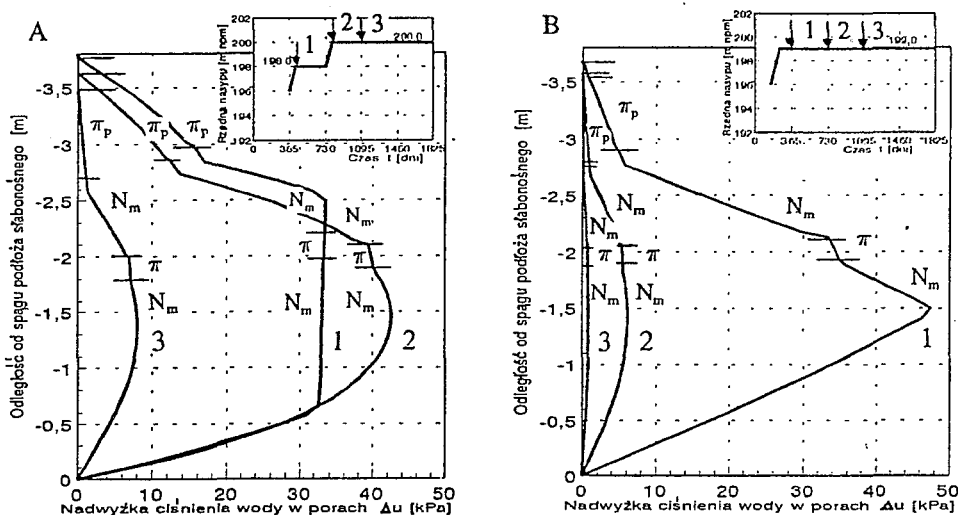
niem uzyskuje się nieco większy przyrost nadwyżki ciśnienia wody w porach w pierwszym roku od rozpoczęcia budowy. Jednakże w przypadku drugiego wariantu wzbudzony na początku większy przyrost nadwyżki ciśnienia wody w porach w drugim i trzecim roku budowy ulega szybszemu rozproszeniu (rys. 8).

Podsumowanie

Z przedstawionego w artykule porównania dwóch wariantów budowy zapory czołowej zbiornika Nielisz wynika, że przy 3-etapowej budowie po trzech latach od jej rozpoczęcia dalsze osiadania podłoża są niewielkie i umożliwiają zastosowanie typowego uszczelnienia i ubezpieczenia korpusu zapory, jak również jej



Rys. 7. Porównanie prognozowanych i obserwowanych osiadań podłoża zapory w profilu od Wg: 3-etapowa budowa (wariant 1): a – harmonogram budowy b – prognozowane osiadania; 2-etapowa budowa z przeciążeniem (wariant 2): c – harmonogram budowy, d – osiadania: 1 – prognozowane, 2 – obserwowane



Rys. 8. Porównanie prognozowanego przebiegu rozpraszania nadwyżki ciśnienia wody w porach w profilu pod koroną: A – 3-etapowa budowa (wariant 1), B – 2-etapowa budowa z przeciążeniem (wariant 2); wartości obliczone w okresie od rozpoczęcia budowy: 1 – po roku, 2 – po 2 latach, 3 – po 3 latach

drenażu. Jednakże łączny okres realizacji budowy w tym wariantcie wynosi 6 lat. Skrócenie tego czasu wymagało zastosowania 2-etapowej budowy z przeciążeniem, a także modyfikacji rozwiązań drenażu zapory oraz uszczelnienia i ubezpieczenia skarpy od WG.

Z porównania przebiegu tempa rozpraszania nadwyżki ciśnienia wody w porach dla obu wariantów budowy wynika, że w przypadku budowy 2-etapowej z przeciążeniem uzyskuje się nieco większy przyrost tej nadwyżki po pierwszym roku od rozpoczęcia budowy. Jednakże już w drugim i w trzecim roku budowy ulega ona szybszemu rozproszeniu.

Dzięki zastosowaniu w drugim wariantcie nasypów przeciążeniowych, w dotychczas nieobciążonej części słabego podłoża (pod ławką od WD oraz pod dolną częścią skarp zapory od WG) uzyskano znaczne przespieszenie konsolidacyjnego wzmocnienia. Z obliczeń wynika, że rozebranie nasypów przeciążeniowych jest możliwe po upływie 0,5 roku od rozpoczęcia budowy. Jednakże obserwowane w trakcie budowy osiadania wykazały, że wymaganą wartość osiadań uzyskano już po 3 miesiącach.

Obserwowane osiadania wykazują, że rozebranie nasypów przeciążeniowych spowodowało tylko nieznaczne odprężenie podłoża, potwierdzając w ten sposób trwały efekt konsolidacyjnego wzmocnienia. Uzyskane przespieszenie osiadań pozwoliło na wcześniejsze wykonanie uszczelnienia i ubezpieczenia skarpy od WG oraz drenażu zapory.

Zapora czołowa zbiornika Nielisz jest przykładem budowli realizowanej w trudnych warunkach geotechnicznych. Warunki te spowodowały konieczność budowy etapowej oraz znacznie większe-

go niż tradycyjnie zaangażowania nadzoru autorskiego i geotechnicznego. Przy etapowej budowie możliwa jest równoległa realizacja procesu projektowania, co pozwala projektantowi wybrać lepsze z technicznego punktu widzenia i bardziej ekonomiczne rozwiązania.

Literatura

- BIPROMEL 1994: *Zbiornik wodny Nielisz – zapora czołowa*. Projekt techniczny, Warszawa.
- BORTKIEWICZ A., SZMAGAJ J. 1996: *Zbiornik Nielisz – charakterystyka konstrukcyjna obiektów zapory czołowej*. Konferencja Naukowa "Problemy kształtowania środowiska obszarów wiejskich", Warszawa.
- GEOPROBLEM 1992: *Dokumentacja geologiczno-inżynierska do PT budowy zapory ziemnej stopnia Nielisz w Nieliszu*. Etap II. Zamość.
- GEOTEKO 1992: *Opracowanie technologii etapowego wykonania zapory Nielisz z wykorzystaniem konsolidacyjnego wzmocnienia podłoża*. Wesola k. Warszawy.
- GEOTEKO 1994: *Badania geotechniczne w celu określenia warunków umożliwiających przyspieszenie realizacji zapory czołowej zbiornika wodnego Nielisz*. Wesola k. Warszawy.
- KATEDRA GEOTECHNIKI 1989: *Budowa nasypów na gruntach organicznych – materiały pomocnicze do projektowania, wykonawstwa i utrzymania nasypów na gruntach organicznych*. SGGW w Warszawie.
- LECHOWICZ Z. 1992: *Ocena wzmocnienia gruntów organicznych obciążonych nasypem*. Rozprawy Naukowe i Monografie. Wydawnictwo SGGW. Warszawa.
- LECHOWICZ Z., RABARIJOELY S. 1996: *Zbiornik Nielisz – badania wzmocnienia słabego podłoża*. Konferencja Naukowa "Problemy kształtowania środowiska obszarów wiejskich", Warszawa.
- ŁADNIAK 1996: *Zbiornik Nielisz – charakterystyka ogólna inwestycji*. Konferencja Naukowa "Problemy kształtowania środowiska obszarów wiejskich", Warszawa.
- SIERANT M., TCHÓRZ T. 1996: *Zbiornik Nielisz – problemy realizacji inwestycji*. Konferencja Naukowa "Problemy kształtowania środowiska obszarów wiejskich", Warszawa.

- SPÓŁKA WODNO-ŚCIEKOWA WIEPRZ 1991: *Zbiornik wodny Nielisz na rzece Wieprz, stopień czołowy – zaporą ziemną z fartuchem. Projekt techniczny jednostadiowy, Zamość.*
- SZYMAŃSKI A. 1991: *Czynniki warunkujące analizę odkształcenia gruntów organicznych obciążonych nasypem. Rozprawy Naukowe i Monografie. Wydawnictwo SGGW. Warszawa.*
- WOLSKI W., SZYMAŃSKI A., MIRECKI J., LECHOWICZ Z., LARSSON R., HARTLEN J., GARBULEWSKI K., BERGDAHL U. 1988: *Two stage-constructed embankments on organic soils.* Swedish Geotechnical Institute, Report 32, Linköping.
- WOLSKI W., SZYMAŃSKI A., LECHOWICZ Z., LARSSON R., HARTLEN J., BERGDAHL U. 1989: *Full-scale failure test on stage-constructed test fill on organic soils.* Swedish Geotechnical Institute, Report 36, Linköping.

Przykład analizy czasu trwania i kosztu wykonania obiektu przy zmiennej dostępności zasobów

Abstract

An example time and cost analysis for investments with variable resources availability. In this paper the example of planning investments with variable resources availability is presented. Project of technology and organisation is presented as PERT network. Time duration and needed resources are assigned to every particular task. Each resource has estimated costs and certain available levels. Availability can be defined using two levels: basic and reserve. Both requirement and availability can be defined as fixed or changing in time. Investment scheduling is done using SPRIM – computer program for IBM PC. Calculations are based on time analysis results and resources date. Two ways of calculation can be applied: with constrained time or resources. One of the most important options of this program is possibility of speeding up and reducing costs. It can be done by changing required resources during realisation of each task. It was showed that this method is highly effective in engineering investments scheduling.

Key words: project management, resource -constrained scheduling, activity networks

Cel i zakres pracy

Z chwilą opracowania technologii wykonania obiektu inżynierskiego oraz po zaprojektowaniu podstawowych rozwią-

zań organizacyjnych jednym z podstawowych elementów wpływających na czas wykonania obiektów oraz ich koszt jest dostępność środków niezbędnych do zrealizowania zaplanowanych prac. Drugim elementem wpływającym na wyniki obliczeń jest cena użycia poszczególnych zasobów. W prezentowanym przykładzie przedstawiono opis analizy kilku wariantów realizacji małego zbiornika rolniczego Łąki Korytowskie przy różnych poziomach dostępności sprzętu i robotników. Celem pracy jest przedstawienie możliwości prowadzenia analiz realizacji obiektów inżynierskich w ujęciu czas-koszt-ilość zasobów zaangażowanych w trakcie wykonywania robót. Wykonanie tego rodzaju obliczeń może dostarczyć inwestorowi i/lub wykonawcy wiarygodnych danych do przygotowania dokumentacji przetargowej i poszukiwania harmonogramu realizacji obiektu, który spełni wymagania ze względu na stawiane mu kryterium oceny (termin zakończenia całości robót i poszczególnych etapów, koszt, ilość zaangażowanych środków itp).

* Katedra Technologii i Organizacji Prac Wodnych i Melioracyjnych SGGW, ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa.

Podstawą wykonanych obliczeń była sieć zależności [Mosiej i in. 1982] przedstawiająca graficzny model wykonywanych robót. Sieć składała się z 59 czynności. Każda czynność miała przyporządkowany czas jej trwania w dniach roboczych oraz zapotrzebowanie na poszczególne środki. Analizą objęto cztery podstawowe zasoby: zgarniarki samobieżne o symbolu Z, spycharki S100 (S), koparki K606 (K) i pracowników fizycznych (R). Zapotrzebowanie na poszczególne środki dla części czynności było stałe, w innych zmieniało się w trakcie przebiegu prac. Przeważająca liczba czynności wymagała do ich realizacji równoczesnego zaangażowania dwóch, trzech lub czterech zasobów.

Metodyka analiz

Wszystkie analizy wykonano na podstawie systemu komputerowego SPRIM [Połoński 1995], działającego na IBM PC w systemie operacyjnym DOS. Należy on do grupy programów służących do planowania i kontroli wykonania inwestycji [Taylor 1992]. System ten dopuszcza definiowanie na dwóch poziomach dostępności zasobów, które będą wykorzystywane w trakcie prowadzenia robót: podstawowym i rezerwowym. Środki na poziomie podstawowym mogą być używane bez żadnych ograniczeń, natomiast zasoby rezerwowe tylko w przypadku zbyt małej liczby środków podstawowych. System dopuszcza również możliwość czasowego zablokowania poziomów rezerwowych dla wybranych zasobów i wówczas obliczenia prowadzone są tylko na podstawie danych ze wskazanych poziomów podstawowych.

Dodatkowym parametrem charakteryzującym środek jest koszt jego użycia. Każdy zasób może mieć zdefiniowaną cenę na poziomie podstawowym i głównym, określającą koszt użycia jednego środka w ciągu jednostki czasu. Przy obliczaniu kosztów wykonania całego obiektu pojawia się jednak problem, czy kosztami obciążyć tylko te środki, które zostały wykorzystane do realizacji czynności, czy też brać pod uwagę wszystkie dostępne i gotowe do użycia zasoby. W systemie SPRIM dopuszczono możliwość definiowania ceny zasobu za samą gotowość do pracy – kiedy jest dostępny i nie jest użyty do realizacji czynności. Wydzielono oddzielne ceny dla poziomu podstawowego i zasobów rezerwowych. Ceny te mogą przyjmować dowolne wartości, łącznie z zerem. Dzięki takiemu rozwiązaniu użytkownik może dla każdego zasobu oddzielnie zdefiniować właściwy sposób naliczania jego kosztów. Na przykład przy założeniu, że robotnicy zatrudnieni są na stałe, należy im płacić obniżoną stawkę za oczekiwanie na pracę, a przy wynajmowaniu sprzętu można płacić tylko za wykonaną pracę w ściśle określonych terminach.

Analizy uwzględniające środki potrzebne do wykonania poszczególnych czynności można wykonać według dwóch podstawowych schematów: przy ograniczonym czasie i ograniczonych środkach. Wynikiem obu analiz jest ustalenie terminów wykonania poszczególnych czynności zapewniających przydział wszystkich zaplanowanych środków. Jednak w obu przypadkach analiza przebiega według różnych założeń. Podczas analizy przy ograniczonym czasie główne kryterium polega na dotrzymaniu

terminu realizacji całego przedsięwzięcia ustalonego w analizie czasu, tzn. zrealizowanie obiektu w możliwie najkrótszym czasie. W przypadku braku środków zadeklarowanych w dostępnościach na poziomie podstawowym i górnym, program przekracza te poziomy i planuje realizację czynności pomimo braku środków. Wszystkie przekroczenia zadeklarowanych dostępności zostaną wykazane na wydrukach dotyczących zużycia środków oraz w statystyce środków po przeprowadzonych obliczeniach. Analiza przy ograniczonym czasie zawsze znajduje poszukiwane rozwiązanie.

Przebieg analizy przy ograniczonych środkach jest odmienny. Jako podstawowe kryterium przyjmuje się, że zadeklarowane dostępności środków nie mogą zostać przekroczone. W przypadku zbyt małej liczby dostępnych środków do ukończenia przedsięwzięcia w terminie wynikającym z analizy czasu termin realizacji całego przedsięwzięcia zostaje opóźniony. Analiza może nie znaleźć żadnego poprawnego rozwiązania w przypadku, gdy maksymalna dostępność jednego ze środków jest mniejsza od wymaganego zapotrzebowania na wykonanie pojedynczej czynności w danym okresie. W takiej sytuacji program po przekroczeniu zadeklarowanego maksymalnego okresu realizacji wyświetli listę czynności, których nie może zaplanować. Należy przeanalizować zapotrzebowanie na wszystkie środki dla tych czynności i zmienić zapotrzebowanie i/lub dostępność, a następnie ponowić analizę.

Przebieg analiz można dodatkowo modyfikować, wprowadzając takie elementy, jak: rezerwa czasu, o którą można wydłużyć termin zakończenia robót na

obiekcie, terminy dyrektywne poszczególnych czynności, okresowe przerwy w robotach, chwilowe wyłączanie z analizy poszczególnych zasobów itp. Podczas wykonywania obliczeń można również wskazać, czy czynności mają być realizowane jednym ciągiem od momentu ich rozpoczęcia do zakończenia, czy też dopuszczalna jest realizacja jednej czynności w kilku etapach rozdzielonych w czasie. W tym drugim przypadku istnieje możliwość zdefiniowania, w ilu maksymalnie etapach pojedyncze czynności mogą być wykonywane.

Z dotychczas przyjętych założeń wynika, że wszystkie czynności mają zdefiniowane zapotrzebowanie na środki, jakie muszą być przydzielone w trakcie każdego dnia ich wykonania. Podczas obliczania terminów ich realizacji program nie ma prawa zmiany tych wartości i musi się do nich dostosować. Prowadzi to do sytuacji, że w rozpatrywanym dniu realizacji część lub wszystkie dostępne środki nie mogą w pełni zostać wykorzystane, gdyż jest ich za mało, aby rozpocząć realizację nowej czynności, a równocześnie część z dostępnych zasobów pozostaje na placu budowy bez przydziału do wykonania jakiejkolwiek czynności. System SPRIM umożliwia użycie specjalnej techniki planowania czynności, zwanej relokacją środków. Dopuszcza ona zmiany rozkładu zapotrzebowania na środki w trakcie wykonania czynności, wynikające z deklaracji użytkownika, przy zachowaniu stałych wartości łącznego zapotrzebowania na poszczególne zasoby. Przebieg analiz z aktywną relokacją można kontrolować, wykorzystując kilka dodatkowych opcji programu. Zastosowanie analiz z wykorzystaniem relokacji

może prowadzić nawet do 30% skrócenia planowanego czasu wykonania obiektu.

Wyniki obliczeń

Obliczenia prowadzono w systemie kalendarzowym, zakładając pięciodniowy tydzień pracy. Przykładowy termin rozpoczęcia prac na obiekcie ustalono na 01.03.94 r. W trakcie obliczeń uwzględniano przerwę zimową, trwającą od 1 grudnia do końca lutego każdego roku. W pierwszym etapie obliczeń wykonano analizę czasu. Wykazała ona, że najwcześniejszy możliwy termin zakończenia robót wypada po 945 dniach roboczych, tzn. 28.10.98 r. Po wprowadzeniu danych o zapotrzebowaniu na poszczególne środki wykonano ich sumowanie w terminach najwcześniejszych i najpóźniejszych. Przegląd wyników obliczeń oraz wydruków przedstawiających zapotrzebowanie na poszczególne zasoby w całym okresie wykonania obiektu pozwolił na ustalenie pierwszych, wstępnych poziomów dostępności środków, oznaczonych symbolem S1 (kolejno analizowane zestawy dostępności środków oraz ich ceny zestawiono w tabeli). Dostępność analizowanych środków w zestawie S1 i dalszych została przyjęta na podstawie realnych możliwości występujących na placu budowy. W pierwszym etapie obliczeń założono występowanie tylko zasobów podstawowych, o dostępności prostej. Równocześnie określono koszty użycia tych zasobów (w tysiącach starych złotych za roboczogodzinę). Przyjęto, że wykonawca w trakcie wykonywania robót będzie korzystał wyłącznie z własnych środków, co pozwoliło na określenie kosztów przestoju poszczególnych maszyn i robotników.

Testowanie zadeklarowanych dostępności przed analizą ostrzegło o zbyt małej, łącznej dostępności robotników. Przeprowadzona, mimo ostrzeżenia, analiza przy ograniczonych środkach wykazała, że przedsięwzięcie może się najwcześniej zakończyć 23.08.2001 r., tzn. po 1480 dniach rob., a łączny koszt zatrudnienia wszystkich środków wyniesie około 24 743 mln zł. Ponieważ termin zakończenia uznano za zbyt odległy, wykonano analizę przy ograniczonym czasie, zakładając rezerwę czasu 200 dni roboczych w stosunku do terminu ustalonego w trakcie analizy czasu. Obliczone łączne zapotrzebowanie na poszczególne zasoby znacznie przekroczyło planowane dostępności, więc powrócono do analizy przy ograniczonych zasobach. Zadeklarowano dostępności środków rezerwowych po nieco wyższych cenach (zestaw S2) i ponownie obliczenia. Przyniosły one skrócenie realizacji obiektu do 1161 dni rob. (30.11.1999 r.), lecz zwiększyły koszt wykonania do 27 389 mln zł (należy zaznaczyć, że w trakcie obliczania całkowitego kosztu wykonania obiektu nie uwzględniano kosztów związanych z zamrożeniem środków finansowych, inflacją, kosztami obsługi kredytu bankowego itp.). Dotychczasowe obliczenia prowadzono przy założeniu, że wszystkie czynności w harmonogramie będą wykonywane bez podziału ich na etapy. W dalszej kolejności powtórzono obliczenia dla tego zestawu zasobów, dopuszczając podział czynności w trakcie realizacji. Skróciło to wykonanie obiektu do 1112 dni rob. (20.09.1999 r.) przy koszcie 26 717 mln zł i planowanym podziale na etapy czterech czynności.

Z wydruków łącznego zapotrzebowania na poszczególne środki wynikało, że

Tabela. Zestawienie analizowanych dostępności i cen środków na przykładzie zbiornika Łąki Koryto-
wskie

Zestaw	Środek	Dostępność podstawowa				Dostępność rezerwowa			
		liczba środków		cena w tys. zł/h		liczba środków		cena w tys. zł/h	
		od dnia	ile szt.	użyte	przestoje	od dnia	ile szt.	użyte	przestoje
S1	Z	94.03.01	4	292	100				
	K	94.03.01	1	170	75				
	R	94.03.01	20	40	20				
	S	94.03.01	4	188	75				
S2	Z	94.03.01	4	292	100	94.03.01	2	350	100
	K	94.03.01	1	170	75				
	R	94.03.01	20	40	20	94.03.01	10	48	20
	S	94.03.01	4	188	75	94.03.01	2	225	75
S3	Z	94.03.01	6	292	100	94.03.01	1	350	100
	Z	96.07.01	3	292	100				
	Z	98.08.01	0	292	100				
	K	94.03.01	1	170	75				
	R	94.03.01	25	40	20	94.03.01	0		
	R					95.07.15	12	48	20
	R					97.03.01	0		
	S	94.03.01	6	188	75	94.03.01	1	225	75
	S	96.08.01	3	188	75				
	S	98.08.01	0	188	75				
S5	Z	94.03.01	4	292	100	94.03.01	2	584	0
	K	94.03.01	1	170	75				
	R	94.03.01	20	40	20	94.03.01	10	80	0
	S	94.03.01	4	188	75	94.03.01	2	376	0
S7	Z	94.03.01	4	292	100	94.03.01	4	584	0
	Z	96.07.01	3	292	100	96.07.01	1	584	0
	Z	98.08.01	0	292	100				
	K	94.03.01	1	170	75				
	R	94.03.01	25	40	20	94.03.01	0		
	R					95.07.15	12	80	0
	R					97.03.01	0		
	S	94.03.01	4	188	75	94.03.01	4	376	0
	S	96.08.01	3	188	75	96.08.01	1	376	0
	S	98.08.01	0	188	75				
S8	Z	94.03.01	4	292	100				
	K	94.03.01	1	170	75				
	R	94.03.01	20	40	20	94.03.01	5	48	20
	S	94.03.01	4	188	75				
S9	Z	94.03.01	4	292	100				
	K	94.03.01	1	170	75				
	R	94.03.01	20	40	20	94.03.01	10	48	20
	S	94.03.01	4	188	75				

dalsze przyśpieszenie realizacji obiektu wymaga zwiększenia dostępności niektórych zasobów w terminach szczególnie dużego ich zapotrzebowania. Zdecydowano się na wprowadzenie dostępności złożonych, tzn. zróżnicowanie liczby dostępnych zasobów w różnych okresach robót. Wykonano kilku wstępnych prób symulacji realizacji obiektu przy różnych poziomach złożonej dostępności poszczególnych środków. W trakcie ich wykonywania korzystano z takich możliwości programu, jak chwilowe wyłączenie z analizy poszczególnych środków czy zablokowanie dostępności rezerwowej. W wyniku przeprowadzonych obliczeń przyjęto dostępności oznaczone w tabeli 1 symbolem S3. Umożliwiają one realizację obiektu w ciągu 1091 dni rob. (20.08.1999 r.) przy łącznym koszcie zatrudnienia zasobów równym 23 782 mln zł (bez podziałów czynności). Próba dopuszczenia wykonywania prac etapami nie przyniosła znaczącej poprawy.

Ponieważ założone poziomy dostępności środków przekroczyły deklarowane przez wykonawcę ilości sprzętu, jakim dysponuje, rozważono przypadek, gdy część zasobów będzie wynajmowana. Ustalono, że koszt użycia wynajmowanych środków będzie dwukrotnie wyższy, niż zakładano to w dotychczasowych obliczeniach. Z drugiej strony, zasoby te będzie można wynająć tylko w określonych terminach, gdy rzeczywiście będą one konieczne. Pozwala to na przyjęcie dla tych zasobów kosztów oczekiwania na pracę równych zero. Zestaw środków, w którym przyjęto takie same poziomy dostępności jak w zestawie S2 tylko po nowych cenach, oznaczono symbolem S5. Przy utrzymaniu tego samego terminu

zakończenia robót (30.11.1999 r.) koszt wykonania obiektu obniżył się do 25 528 mln zł, a dopuszczając dzielenie czynności wyniósł 25 111 mln zł (zakończenie 20.09.1999 r.). Przeanalizowano również realizację obiektu przy nowych, złożonych poziomach dostępności oznaczonych symbolem S7, w których dostępność podstawowa nie przekroczyła ilości zasobów, którymi dysponował wykonawca. Analiza przy ograniczonym czasie bez podziału czynności wykazała istnienie dwóch alternatywnych wariantów. Pierwszy pozwala na szybszą realizację obiektu (1040 dni rob., 10.06.1999 r.) przy koszcie 24 937 mln zł, drugi trwa nieco dłużej (1100 dni rob., 02.09.1999 r.) i kosztuje 24 680 mln zł. Najefektywniejsze rozwiązanie przy tym zestawie dostępności uzyskano jednak symulując realizację obiektu przy ograniczonym czasie z rezerwą 100 dni rob. System zaplanował wykonanie obiektu w ciągu 1036 dni rob. (04.06.1999 r.) przy łącznym koszcie zatrudnienia planowanych zasobów 24 379 mln zł.

Wszystkie dotychczas wykonane obliczenia przeprowadzono bez relokacji środków. Oznacza to, że w trakcie wykonywania czynności w zaplanowanych przez system terminach będą dostępne środki, zgodnie z danymi zdefiniowanymi do obliczeń. Wykonanie analizy przy aktywnej relokacji zasobów zmienia co prawda rozkład zapotrzebowania na środki w czasie realizacji czynności (przy zachowaniu sumarycznych zapotrzebowania), jednak znacznie podnosi efektywność ich wykorzystania. I tak, przy zestawie dostępności oznaczonym w tabeli 1 symbolem S1 możliwe jest ukończenie obiektu 2.06.2000 r. (1229 dni rob.) ko-

sztem 22 384 mln zł, przy podziale ośmiu czynności. Bez dzielenia czynności w trakcie ich wykonywania możliwe jest zakończenie prac 26.07.2000 r. (1267 dni rob.) kosztem 22 741 mln zł. Znaczne przyspieszenie robót zapewniają dostępności w zestawie S2. Obiekt można zakończyć już po 864 dniach roboczych, tzn. 7.07.1998 r., nakładem 23 899 mln zł (bez dzielenia czynności). Warto zwrócić uwagę, że obliczony termin jest krótszy, niż podany w analizie czasu. Wynika to z możliwości skracania czasów realizacji czynności w trakcie relokacji środków. Dopuszczając zwiększenia dostępności robotników poprzez deklarację środków rezerwowych, możliwe jest skrócenie realizacji obiektu do 4.11.1999 r. (1144 dni rob.) kosztem 22 740 mln zł (zestaw S8), lub do 10.08.1999 r. (1083 dni rob.) kosztem 23 114 mln zł (zestaw S9) bez podziałów czynności. Kontrola zmienionych zapotrzebowań na środki wykazała istnienie wystarczającego współdziałania poszczególnych zasobów w trakcie wykonania czynności.

Wnioski

Przedstawiony przykład pokazuje, że realizację tego samego obiektu, przy stałych założeniach technologicznych, można zaplanować na wiele różnych sposobów. Specjalistyczne oprogramowanie,

takie jak zastosowany w pracy system SPRIM, umożliwia wykonywanie wielowariantowych analiz. W zależności od możliwości wykonawcy, cen poszczególnych zasobów, projektowanych terminów zakończenia robót, przyjętych założeń organizacyjnych itp. system planuje odpowiedni harmonogram robót. Poszukując rozwiązania, które najlepiej będzie spełniać oczekiwania inwestora czy wykonawcy, należy przebadać szereg odmiennych wariantów organizacyjnych. W zamieszczonym przykładzie ograniczono się tylko do zmian w dostępnościach i cenach zasobów. Rozszerzenie prowadzonych analiz przez wprowadzenie poprawek w rozkładzie zapotrzebowania na środki dla poszczególnych czynności czy zmian w konstrukcji sieci zależności prawdopodobnie doprowadziłoby do dalszego skrócenia planowanej realizacji obiektu czy obniżenia kosztów jego wykonania.

Literatura

- MOSIEJ K., POŁOŃSKI M., SOKOŁOWSKI J. 1982: *Metody sieciowe w melioracjach*. Państwowe Wydawnictwo Rolnicze i Leśne.
- POŁOŃSKI M. 1995: *Planowanie realizacji inwestycji melioracyjnych w funkcji czasu i środków na podstawie harmonogramów sieciowych*. Rozprawy Naukowe i Monografie Nr 203. Wydawnictwo SGGW, Warszawa.
- TAYLOR A. 1992: *The PC direct guide to buying project management software*. PC Direct. September.

Praca statyczna rurociągów układanych w gruncie

Abstract

Pipelines in subsoil work as beams on elastic foundation. If on a pipeline route appears a basin with weak organic soil it is possible that permissible parameters securing safe work of the pipeline will be exceeded, particularly at considerable length of the basin. In such cases the pipeline should be additionally supported. This paper presents analysis of this problem carried out on basis of numerical calculations.

Key words: pipelines, elastic foundation, numerical calculations

Wstęp

Gaz, ropę czy wodę przesyła się najczęściej rurociągami stalowymi układanymi w gruncie. Takie rurociągi przy obliczeniach statycznych traktowane są jak belki pracujące na podłożu sprężystym. Gdyby ośrodek gruntowy na całej długości rurociągu stanowił materiał jednorodny, obliczenia statyczno-wytrzymałościowe ograniczyłyby się do sprawdzenia, czy ciśnienie wewnątrz rurociągu, jak również obciążenie gruntem nie spowodują przekroczenia naprężeń dopuszczalnych w jego ścianach. W praktyce ośro-

dek gruntowy zmienia się dość znacznie, często na trasie układania rurociągu pojawiają się oczka o słabych gruntach bądź rurociągiem należy pokonać istniejącą w terenie dolinę. Przy pokonywaniu takich miejsc niekiedy konieczne będzie zastosowanie stałych podpór. W takich przypadkach rurociąg będzie stanowił belkę spoczywającą na podłożu sprężystym o zmiennych odcinkowo modułach podatności podłoża, często punktowo podpartą na stałych podporach.

Aby zapewnić bezpieczną pracę rurociągów, muszą być spełnione określone wymagania, które najczęściej podawane są w postaci:

- maksymalne ugięcie rurociągu w danym miejscu nie może przekraczać z góry określonej dopuszczalnej strzałki ugięcia,
- promień krzywizny pracującego rurociągu nie może być mniejszy od wartości dopuszczalnej,
- naprężenia w ścianach rurociągu przy uwzględnieniu wszystkich działających nań obciążeń i mogących wystąpić schematów statycznych nie mogą

*Akademia Rolnicza w Poznaniu, ul. Mazowiecka 26.

być większe od naprężeń dopuszczalnych uzależnionych od rodzaju materiału, z którego wykonany będzie rurociąg.

Uwagi dotyczące metod obliczeniowych

Spełnienie powyższych wymagań pociąga za sobą konieczność przeprowadzenia odpowiednich obliczeń statycznych. Obliczanie belek pracujących na podłożu sprężystym (Winklera) metodami analitycznymi jest bardzo żmudne i pracochłonne, szczególnie w przypadkach obejmujących nieciągłe warunki brzegowe. Przy zmianie jednego z wielu uwzględnianych w obliczeniach parametrów (np. wartości stałej podłoża – łącznie z zerem, sztywności belki, obciążenia itp.) obliczenia należy wykonać w całości ponownie. Dla niektórych schematów mogących wystąpić w praktyce przy obliczeniach analitycznych powstałyby trudności prawie nie do pokonania. W związku z powyższym wydaje się, że do praktycznych zastosowań powinny być wykorzystywane programy komputerowe bazujące na jednej z metod numerycznych. Poniżej przedstawione zostaną rozwiązania uzyskane przy użyciu specjalnie zbudowanego programu pod nazwą BELKAS, przy czym w celu stwierdzenia poprawności przedstawionych wyników, niektóre przypadki zostały porównane z wynikami obliczeń analitycznych.

Program BELKAS

Jako metodę rozwiązania problemu, użytą w programie BELKAS, autorzy zastosowali wariacyjne ujęcie metody róż-

nic skończonych. Metoda ta bazuje na założeniu, że w odkształcanym elemencie, będącym w stanie równowagi, nagromadzona energia sprężysta osiąga minimum. Funkcjonał energii odkształcenia sprężystego dla belki na podłożu sprężystym typu Winklera dany jest zależnością:

$$V = \frac{EJ}{2} \int_L w_{xx}^2 dL - \int_L q w dL + \frac{1}{2} \int_L C b w^2 dL \quad (1)$$

gdzie:

EJ – sztywność belki na zginanie,

q – obciążenie zewnętrzne belki,

b – szerokość belki,

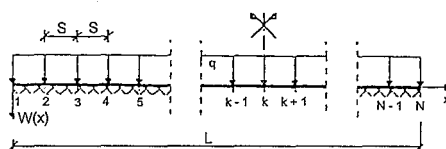
w – ugięcie belki,

L – długość belki,

$$w_{xx} = \frac{\partial^2 w}{\partial x^2},$$

C – moduł podatności podłoża.

Istota metody polega na wyrażeniu funkcjonału energii sprężystej (1) poprzez związki różnicowe i wypisaniu równań według zasad rachunku wariacyjnego. W tym celu obliczaną belkę dzielimy myślowo na odcinki długości s (rys. 1).



Rys. 1. Schemat podziału belki przyjęty w obliczeniach numerycznych

Długość odcinka s uzależniona jest od przyjętej liczby węzłów N ($s = \frac{L}{N-1}$).

Druga pochodna w_{xx} w punkcie k z funkcji ugięcia $w(x)$ wyrażona za pomocą ilorazu różnicowego przedstawia się jak niżej:

$$(w_{xx})_k = \frac{w_{k-1} - 2w_k + w_{k+1}}{s^2} \quad (2)$$

Zastępując w funkcjonale (1) pochodne w poszczególnych punktach podziału belki odpowiednimi ilorazami różnicowymi, a całkowanie po długości belki sumowaniem po elementarnych podobszarach oraz korzystając z warunku, że dla elementu będącego w stanie równowagi energia nagromadzona w nim osiąga minimum, a więc

$$\frac{\partial V}{\partial w^k} = 0,$$

dla każdego k ($k=1, 2, \dots, N$) (3)

otrzymuje się układ liniowych równań algebraicznych na wyznaczenie ugięć we wszystkich węzłach przyjętego podziału belki.

Na podstawie tych ugięć można wyznaczyć momenty zginające i promienie krzywizny w dowolnym punkcie belki, korzystając ze znanych ze statyki zależności.

$$\begin{aligned} (M_x)_k &= -EJ_x (w_{xx})_k = \\ &= -EJ_x \frac{w_{k-1} - 2w_k + w_{k+1}}{s^2} \end{aligned}$$

$$(w_{xx})_k = \left(\frac{1}{\rho} \right)_k = \frac{M_k}{EJ_x} \quad (4)$$

$$(\rho)_k = \left| \frac{EJ_x}{M_k} \right|$$

gdzie: ρ – promień krzywizny.

Program BELKAS został tak skonstruowany, że jako dane należy podać:

- długość belki L [m],
- liczbę węzłów przyjętego podziału belki N ,
- moduł sprężystości materiału belki E [kN/m²],
- moment bezwładności przekroju J_x [m⁴],
- szerokość belki b [m],
- obciążenie belki q [kN/m],
- moduły podatności podłoża C [kN/m³] na poszczególnych odcinkach belki,
- numery węzłów, w których występują podpory stałe.

Program umożliwia obliczanie belek o dowolnej długości. Przyjęta do obliczeń długość L może być jedynie ograniczona liczbą węzłów podziału, gdyż to rzutuje na otrzymywaną wielkość układu równań do wyznaczenia przemieszczeń.

W obliczeniach prezentowanych w artykule przyjmowano długość L kilkakrotnie większą od "niecki" ze słabymi gruntami. Takie przyjęcie gwarantowało, że zaburzenia wywołane "niecką" nie wpływały na wielkości statyczne w dalszych partiach belki oraz warunki brzegowe na końcach belki nie miały istotnego wpływu na wielkości statyczne występujące w belce w rejonie "niecki".

Po wprowadzeniu danych następuje automatyczna generacja układu równań

oraz dokonane zostaje jego rozwiązanie. W wyniku obliczeń otrzymywane są wielkości ugięć, momentów zginających i promieni krzywizny we wszystkich węzłach przyjętego podziału belki. Istnieje również możliwość przy wykorzystaniu plotera sporządzenia wykresów powyższych wielkości na dowolnym odcinku belki.

Przykłady liczbowe

Obliczenia przykładowe wykonano dla rurociągu gazowego o średnicy zewnętrznej $D = 1422$ mm, o grubości ścianki $\delta = 19,2$ mm ułożonego w gruncie i przykrytego warstwą ziemi o wysokości 2 m. Obliczenia prowadzono pod kątem określenia maksymalnej długości niecki na trasie rurociągu, na której rura może nie współpracować z podłożem (tzn. $C = 0$). Muszą być przy tym spełnione poniższe warunki:

- maksymalne ugięcie rurociągu nie może być większe niż $f_{dop} = 10$ cm,
- promień krzywizny nie może być mniejszy niż $\rho_{min} = 1400$ m,
- naprężenia maksymalne w ścianach rurociągu nie mogą przekroczyć wielkości dopuszczalnej:

$$f_d = \frac{R_e}{\gamma_s} = \frac{480}{1,25} = 384 \text{ MPa} \quad (5)$$

gdzie:

R_e – granica plastyczności stali,
 γ_s – współczynnik materiałowy.

Biorąc powyższe pod uwagę oraz warunki pracy rurociągu wyznaczono maksymalny moment zginający, jaki może

wystąpić w dowolnym przekroju rurociągu.

W przekroju poprzecznym rury występują naprężenia normalne σ_1 , powstające od zginania momentem M , oraz naprężenia normalne σ_2 , wywoływane ciśnieniem p_0 panującym wewnątrz rury. Naprężenia te są do siebie prostopadłe, tzn. $\sigma_1 \perp \sigma_2$.

Uwaga. Przy wyznaczaniu naprężeń σ_2 pominięto parcie gruntu działające na rurę z zewnątrz, a więc wyznaczono w ten sposób maksymalne naprężenia σ_2 , jakie mogą powstać w rurociągu:

$$\sigma_1 = \frac{M_{max}}{W_x}$$

$$\sigma_2 = \frac{p_0 R}{\sigma} \quad (6)$$

gdzie:

M_{max} – maksymalny moment zginający,
 W_x – wskaźnik wytrzymałości przekroju rury,
 p_0 – ciśnienie obliczeniowe wewnątrz rurociągu,
 R – promień przekroju rurociągu mierzony do środka grubości ścian,
 δ – grubość ścian rurociągu.

Naprężenia wypadkowe:

$$\sigma_{wyp} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2} \leq f_d \quad (7)$$

gdzie: f_d – wytrzymałość obliczeniowa stali.

Z powyższych zależności otrzymano wzór na określenie maksymalnego momentu zginającego w rurociągu:

$$M_{\max} = W_x \sqrt{f_d^2 - \frac{p_0^2 R^2}{\delta^2}} \quad (8)$$

Do obliczeń przykładowych przyjęto dane:

$$L = 300 \text{ m}, s = 1 \text{ m}, E = 2,06 \cdot 10^8 \text{ kN/m}^2,$$

$$J_x = 0,02081633 \text{ m}^4, b = 1,422 \text{ m},$$

$$q = 72,14 \text{ kN/m}.$$

Dla warunków zadania:

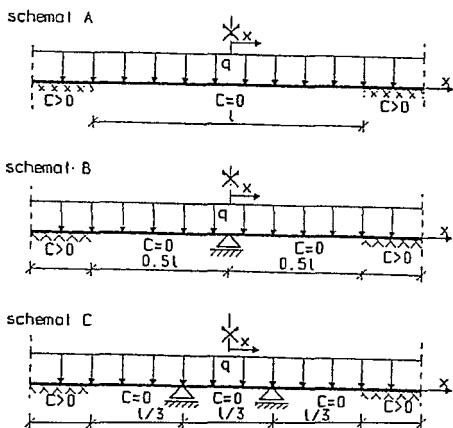
$$W_x = 2,928 \cdot 10^{-2} \text{ m}^3$$

$$p_0 = 1,2 \cdot 8,4 = 10,08 \text{ MPa}$$

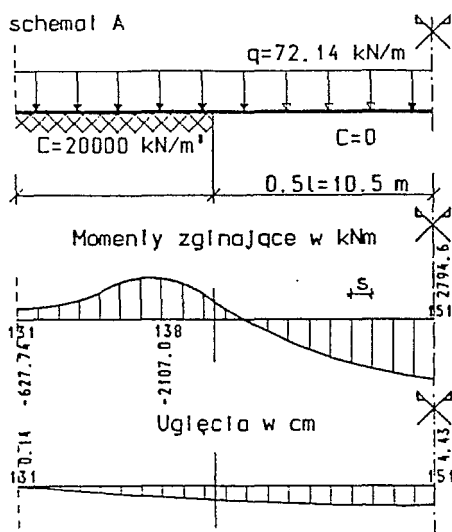
$$M_{\max} = 2,928 \cdot 10^{-2} \times$$

$$\times \sqrt{384^2 - \frac{10,08^2 \cdot 0,7014^2}{0,0192^2}} =$$

$$= 3,1886 \text{ MNm} = 3188,6 \text{ kNm}$$



Rys. 2. Schematy statyczne belek objętych analizą w niniejszym artykule



Rys. 3. Przykładowe rozwiązania dla belki pokazanej na rysunku 2 – schemat A; 131, 138, 151 – numery węzłów przyjętego w obliczeniach podziału belki

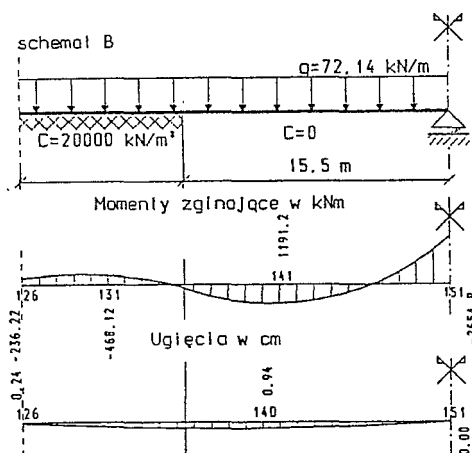
Obliczenia wykonano dla szeregu przypadków pokazanych na rysunku 2.

Przypadki te różniły się długością niecki ze słabymi gruntami, dla której przyjęto $C = 0$ oraz rozmieszczeniem podpór stałych. Poza obszarem niecki rurociąg spoczywał na podłożu gruntowym:

- w pierwszym przypadku o module podatności $C = 20\,000 \text{ kN/m}^3$ (jak dla gruntu średnio zwartego).
- w drugim przypadku $C = 50\,000 \text{ kN/m}^3$ (jak dla gruntu zwartego).

Przykładowe rozwiązania w postaci wykresów ugięć i momentów zginających pokazano na rysunkach 3, 4 i 5.

Na podstawie otrzymanych rozwiązań sporządzono wykresy obrazujące przebieg zmian momentów zginających, promieni krzywizny i ugięć w zależności od



Rys. 4. Przykładowe rozwiązania dla belki pokazanej na rysunku 2 – schemat B

długości niecki. Pokazano je na rysunkach 6–8.

Analiza otrzymanych wyników

Z analizy uzyskanych rozwiązań wynikają poniższe spostrzeżenia:

- Dla belki (rurociągu) pokazanej na schemacie A (rys. 2) maksymalna długość odcinka l (długość niecki), na którym belka (rura) może nie współpracować z podłożem ($C = 0$), wynosi:

$l \leq 22,5 \text{ m}$ przy założeniu, że pozostałe fragmenty belki spoczywają na podłożu o module $C = 20\,000 \text{ kN/m}^3$,

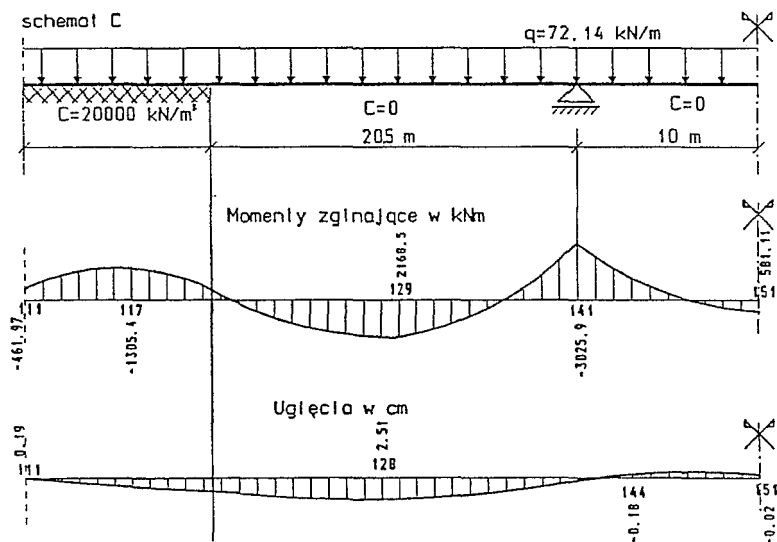
$l \leq 24,5 \text{ m}$ przy założeniu jw., lecz dla $C = 50\,000 \text{ kN/m}^3$.

- Dla belki pokazanej na schemacie B (rys. 2) maksymalna długość odcinka l , na którym belka może nie współpracować z podłożem ($C = 0$), wynosi:

$l \leq 34 \text{ m}$ przy założeniu, że pozostałe fragmenty belki spoczywają na podłożu o module $C = 20\,000 \text{ kN/m}^3$,

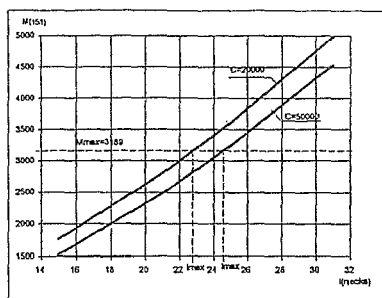
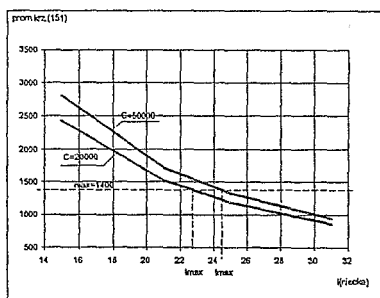
$l \leq 36 \text{ m}$ przy założeniu jw., lecz dla $C = 50\,000 \text{ kN/m}^3$.

- Dla belki pokazanej na schemacie C (rys. 2) maksymalna długość odcinka

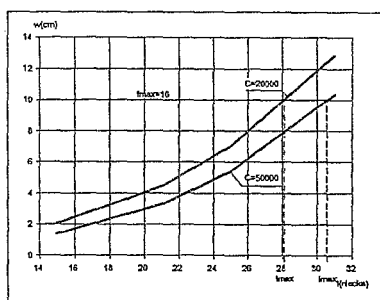


Rys. 5. Przykładowe rozwiązania dla belki pokazanej na rysunku 2 – schemat C

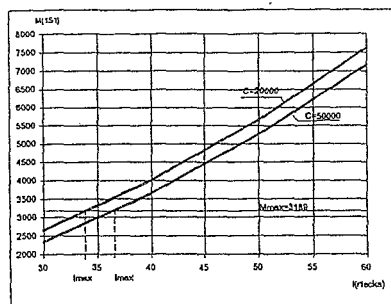
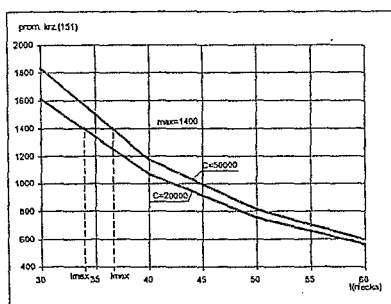
M

 ρ 

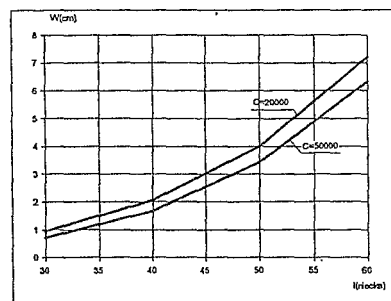
W



M

 ρ 

W



Rys. 6. Przebieg zmienności: M – momentów zginających, ρ – promieni krzywizny, w – ugięcie; dla belki pokazanej na rysunku 2 – schemat A – w zależności od długości odcinka l (niecki, dla której $C = 0$)

Rys. 7. Przebieg zmienności: M – momentów zginających, ρ – promieni krzywizny, w – ugięcie; dla belki pokazanej na rysunku 2 – schemat B – w zależności od długości odcinka l (niecki, dla której $C = 0$)

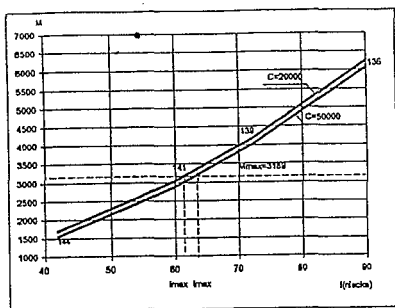
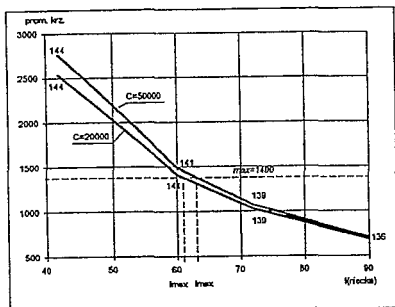
l , na którym belka może nie współpracować z podłożem ($C = 0$), wynosi:

$l \leq 61$ m przy założeniu, że pozostałe fragmenty belki spoczywają na podłożu o module $C = 20\,000 \text{ kN/m}^3$,

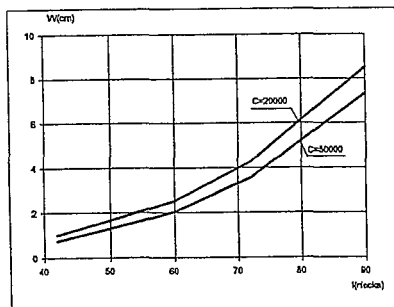
$l \leq 63$ m przy założeniu j.w., lecz dla $C = 50\,000 \text{ kN/m}^3$.

We wszystkich rozważanych przypadkach o długości odcinka l zdecydowano

M

 ρ 

w



Rys. 8. Przebieg zmienności: M – momentów zginających, ρ – promieni krzywizny, w – ugięcie; dla belki pokazanej na rysunku 2 – schemat C – w zależności od długości odcinka l (niecki, dla której $C = 0$)

wała dopuszczalna wielkość promienia krzywizny.

Podsumowanie

W celu zapewnienia bezpieczeństwa pracy rurociągów układanych w gruncie muszą być wykonane niezbędne obliczenia statyczne i wytrzymałościowe. Rurociągi takie traktować należy jak belki pracujące na podłożu sprężystym. Obliczenia analityczne dla schematów takich jak przedstawiono w artykule są bardzo kłopotliwe w zastosowaniu. Praktyczne wyniki można uzyskać jedynie stosując metody numeryczne i korzystając z odpowiedniego programu komputerowego. Wszystkie przedstawione w pracy rozwiązania uzyskano przy wykorzystaniu specjalnie do tego celu zbudowanego programu BELKAS. Należy podkreślić, że wyniki uzyskane z programu zostały dla kilku przypadków porównane z wynikami obliczeń analitycznych według metod podanych przez Nowackiego (1960), i Beyera 1956). Uzyskano pełną zgodność rozwiązań.

Literatura

- NOWACKI W. 1960; *Mechanika budowli*. T. II. PWN, Warszawa.
BEYER K. 1956; *Die Statik im Stahlbetonbau*. Springer Verlag, Berlin.

Problem promieniotwórczości naturalnej w budownictwie wiejskim

Abstract

Problem of natural radioactivity in rural buildings. An overview of the problems associated with the methods of the ionizing radiation protection of people at low, detached, typically rural houses is presented. In particular, characterization of the risk and its sources, exposure levels, requirements, criteria of assessment and methods of testing (laboratory and site), system of eliminating building materials to excess contaminated with the natural radioactive elements, as well as the means of lowering the radon transfer from the soil into the houses, are discussed in the paper.

Key words: natural radioactivity in rural houses, indoor radon sources, protection measures

Wstęp

Promieniowanie jonizujące jest jednym z ważniejszych czynników charakteryzujących środowisko naturalne oraz warunki higieniczno-zdrowotne w pomieszczeniach przeznaczonych na stały pobyt ludzi lub dla inwentarza żywego. Istotne znaczenie dla istot żywych mają dwie składowe tego promieniowania: tło promieniowania gamma, działające na całe ciało oraz promieniowanie alfa znaj-

dujących się w powietrzu produktów rozpadu radonu, działające na układ oddechowy. Źródłami promieniowania gamma w pomieszczeniach wewnątrz budynków wiejskich są: naturalne pierwiastki promieniotwórcze zawarte w materiałach budowlanych i w podłożu, na którym posadowiony jest budynek, oraz część promieniowania kosmicznego, przenikająca przez ściany, dach, stropy i okna. W pomieszczeniach budynków radon i jego pochodne pochodzą głównie z gruntu oraz w mniejszym stopniu z materiałów budowlanych. Chcąc w sposób racjonalny kształtować warunki higieniczno-zdrowotne w pomieszczeniach, trzeba więc wykluczyć stosowanie materiałów budowlanych zawierających w nadmiernych ilościach naturalne pierwiastki promieniotwórcze: potas K-40, rad Ra-226 i tor Th-228 oraz – w wypadku stwierdzenia występowania zbyt dużego stężenia radonu w powietrzu pomieszczeń – zastosować rozwiązania techniczno-budowlane zmniejszające infiltrację radonu z podłoża. Problematyką promieniotwórczości

* Instytut Techniki Budowlanej, ul. Filtrowa 1, 00-950 Warszawa oraz Katedra Mechaniki i Konstrukcji Budowlanych SGGW, ul. Nowoursynowska 166, 02-766 Warszawa.

naturalnej w budownictwie autor zajmuje się w ITB od 1980 r.

W referacie przeglądowym przedstawiono problemy związane z metodyką zabezpieczeń mieszkańców budynków niskich, typowych dla wsi, przed promieniowaniem jonizującym. W szczególności omówiono: charakterystykę samego czynnika zagrożenia i jego źródeł, obowiązujące wymagania, kryteria oceny i metody badań (laboratoryjne oraz *in situ*), system eliminacji wyrobów budowlanych pochodzenia mineralnego o nadmiernym stężeniu naturalnych pierwiastków promieniotwórczych i sposoby ograniczenia infiltracji radonu z podłoża do wnętrza budynków.

Charakterystyka czynnika zagrożenia i jego źródeł

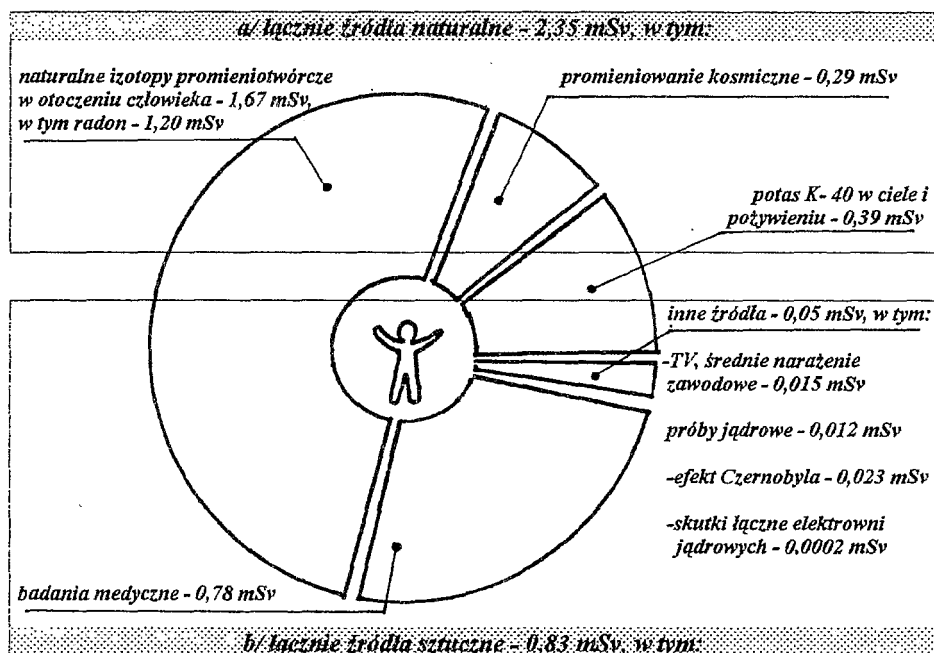
Promieniowanie jonizujące zawsze było, jest i będzie, ponieważ stanowi istotny składnik biosfery ziemskiej, warunkujący prawidłowy rozwój żywej materii. Z drugiej strony stwierdzono, że promieniowanie to wywołuje pewne zmiany chemiczne oraz biologiczne w komórkach i tkankach istot żywych. Dopóki nie są przekroczone określone poziomy promieniowania jonizującego, nie ma powodu do obaw, gdyż organizmy wykazują zdolność do naprawiania powstałych destrukcji, a z kolei uważa się, że zbyt zaniżone poziomy są również niepożądane, gdyż – zgodnie z pewnymi hipotezami – mogłyby przyczyniać się do żywiołowego rozwoju chorobotwórczych drobnoustrojów.

Miarą ryzyka wystąpienia szkody biologicznej jest pochłonięta przez człowieka dawka promieniowania, mierzona w

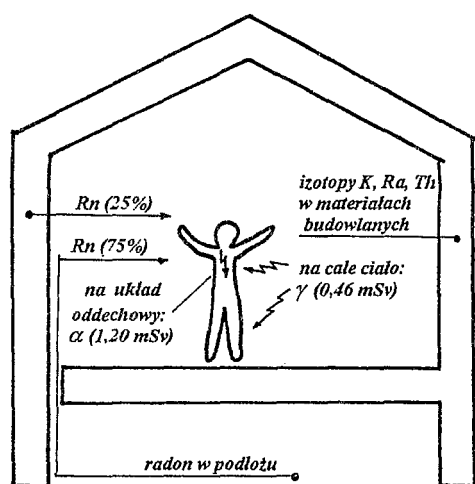
milisiwertach [mSv]. Przeciętna roczna dawka przypadająca na statystycznego Polaka wynosi wg najnowszych danych z 1994 [Henschke 1996] około 3,2 mSv. Wartość ta obejmuje źródła naturalne i sztuczne, np. stosowane przez medycynę czy wskutek awarii. Średnie dawki roczne, jakie otrzymuje człowiek z różnych źródeł promieniowania jonizującego, ilustruje rysunek 1. Warto zwrócić uwagę na znaczne dawki wynikające z obecności radonu ze źródeł naturalnych, duże dawki jako skutek badań medycznych oraz zaskakująco niskie dawki otrzymywane wskutek działalności wszystkich elektrowni jądrowych i próbnych wybuchów.

Uwzględniając stwierdzone już groźne skutki nawet chwilowych oddziaływań dużych dawek promieniowania na istoty żywe w bezpośredniej strefie wybuchów jądrowych oraz potencjalne (nie dające się dotychczas ściśle określić) skutki długotrwałych oddziaływań stosunkowo małych dawek promieniowania, od budownictwa wymaga się [Rozporządzenie MGPIB 1994] przestrzegania zasady niedopuszczania do powstawania "nadwyżek" tła promieniowania wewnątrz budynku w pomieszczeniach przeznaczonych na pobyt ludzi i dla inwentarza żywego.

Na rysunku 2 pokazano główne źródła naturalnego promieniowania ziemskiego, oddziaływujące na człowieka znajdującego się w pomieszczeniu mieszkalnym. Źródłem nadwyżek dawek promieniowania jonizującego (promieniowania gamma na całe ciało oraz promieniowanie alfa na układ oddechowy) mogą więc być: zwiększona zawartość naturalnych pierwiastków promieniotwórczych, zawar-



Rys. 1. Orientacyjne dawki roczne w mSv, jakie otrzymał w 1994 r. przeciętny mieszkaniec Polski z różnych źródeł promieniowania jonizującego, przy założeniu, że 80% czasu przebywał on wewnątrz pomieszczeń budynków



Rys. 2. Oszacowanie źródeł naturalnego promieniowania znajdującego się w otoczeniu człowieka wewnątrz budynku

tych w materiałach budowlanych pochodzenia mineralnego oraz wzrost stężenia radonu w powietrzu, pochodzącego w większości z podłoża.

Charakterystyki naturalnych pierwiastków promieniotwórczych, występujących w skorupie ziemskiej, a więc również w materiałach produkowanych z surowców mineralnych podano [por. Brunarski, Gwiazdowski i in. 1982] w tabeli 1.

Jak widać na rysunku 2, w ogólnym bilansie dawek promieniowania największy udział ma gaz szlachetny radon, a więc ten składnik wymaga dokładniejszego omówienia. Oddziaływanie biologiczne radonu tym się charakteryzuje, że da-

Tabela 1. Charakterystyka podstawowych naturalnych pierwiastków promieniotwórczych w surowcach i materiałach budowlanych pochodzenia mineralnego

Nazwa izotopu	Charakterystyka
Potas K-40	jego pochodne: Ca-40 i Ar-40
	charakterystyczny pik widma energetycznego: 1,46 MeV
	okres półrozpadu: 1,31 miliarda lat
	zawartość w "zdrowym" potasie K-39: 0,1 promila
Rad Ra-226	pochodna naturalnego szeregu promieniotwórczego uranu: U-238...Ra-226- radon Rn-222 ...Bi-214...Pb-206
	charakterystyczny pik widma energetycznego: 1,76 MeV
	okres półrozpadu: 4,5 miliarda lat
Tor Th-232	pochodna naturalnego szeregu promieniotwórczego toru: Th-232...Th-232... radon Rn-220 ...Tl-208...Pb-208
	charakterystyczny pik widma energetycznego: 2,61 MeV
	okres półrozpadu: 14 miliardów lat

wka pochodzi od cząstek alfa i wydziela się prawie wyłącznie w oskrzelach i płucach.

W tabeli 1 uwidoczniono dwa izotopy radonu Rn-220 i Rn-222 powstałe w szeregach promieniotwórczych uranu U-238 i toru Th-232. Izotop radonu Rn-220 (toron), o czasie półrozpadu równym 55,6 s i promieniu migracji w materiale rzędu kilku cm, ulega prawie całkowitemu rozpadowi, zanim zdąży się wydobyć z ośrodka, w którym powstał z radu Ra-224. Stąd też stężenie tego izotopu w powietrzu atmosferycznym jest niewielkie w porównaniu z Rn-222 (okres półrozpadu 3,82 doby i promień migracji około 1 m). Izotop radonu Rn-222 jest więc dominującym składnikiem radonu w powietrzu wewnętrznym w budynku. Produktami jego rozpadu są trzy izotopy polonu, dwa izotopy bizmutu i trzy izotopy ołowiu, wszystkie są izotopami pierwiastków me-

talicznych, aktywnymi chemicznie. Ostatni w tym szeregu Pb-206 jest już stabilnym izotopem ołowiu. Produkty rozpadu radonu znajdującego się w powietrzu stanowią jego radioaktywne skażenie [por. Brunarski, Krawczyk 1996, Niewiadomski 1996], występujące jako frakcja wolna, złożona z wolnych jonów i ich aglomeratów z cząsteczkami tlenu, dwutlenku węgla i pary wodnej o wymiarach od 2 do 20 nm oraz frakcja związana, oznaczająca tę część produktów rozpadu radonu, która łączy się na drodze elektrostatycznej z cząstkami pyłów, aerozoli i wszelkich zawiesin o wymiarach od 50 do 500 nm. Szczególnie znaczny wzrost stężenia produktów rozpadu zaobserwowano [por. Prace zbiorowe z 1987 i 1988] w pomieszczeniach zanieczyszczonych dymem tytoniowym. Obie frakcje produktów rozpadu radonu dostają się wraz z powietrzem do układu oddechowego, a

znaczna ich część (szczególnie frakcja wolna) osadza się na tkankach oskrzeli i płuc, a podlegając tam dalszemu rozpadowi, powoduje kumulujące się napromieniowanie tych narządów cząstkami alfa. Wprawdzie sam wdychany radon stanowi małe zagrożenie, gdyż jest dość szybko usuwany przez wydech, a tylko niewielka jego część ulega rozpadowi podczas cyklu oddychania, ale jego zawartość (stężenie) w powietrzu pomieszczeń uważa się za miarodajny wskaźnik do oceny dawki od jego pochodnych.

Wymagania, kryteria oceny i metody badań

Wymagania krajowe wynikają z dwóch ustaw: Prawo budowlane z 1994 i Prawo atomowe z 1986 oraz z aktów prawnych wydawanych z mocy tych ustaw przez ministrów resortów budownictwa i zdrowia oraz prezesa Państwowej Agencji Atomistyki. Zgodnie z tymi aktami:

- dodatkowe dawki graniczne dla osób narażonych wskutek stosowania wyrobów powszechnego użytku, emitujących promieniowanie jonizujące, wynoszą [Zarządzenie PAA 1988] 1 mSv na całe ciało (są więc 50 razy mniejsze niż dla osób zatrudnionych w warunkach narażenia na takie promieniowanie);
- budynek z pomieszczeniami przeznaczonymi na pobyt ludzi i inwentarza żywego nie może być [Rozporządzenie MGPIB 1994] wykonany z materiałów budowlanych nie spełniających wymagań w zakresie dopuszczalnych zawartości naturalnych pierwiastków promieniotwórczych, aktualnie określonych w Instrukcji ITB 234/95 [por. Brunarski i in. 1995];

- średnie wartości roczne stężenia radonu Rn-222 w pomieszczeniach budynku przeznaczonego na stały pobyt ludzi nie mogą [Zarządzenie PAA 1995] przekraczać: 200 Bq/m³ w budynkach oddawanych do użytku po dniu 1 stycznia 1998 r. oraz 400 Bq/m³ w budynkach pozostałych.

W instrukcji ITB 234/95, mając na uwadze dwa rodzaje narażenia istot żywych na promieniowanie jonizujące [por. Mat. I Kraj. Symp. ITB 1980 oraz Brunarski, Gwiazdowski i in. 1982], a mianowicie narażenie całego ciała na promieniowanie gamma oraz narażenie układu oddechowego na promieniowanie alfa, za podstawę oceny wyrobów budowlanych przyjęto dwa współczynniki kwalifikacyjne f_1 i f_2 .

Pierwszy współczynnik (wielkość niemianowana), związany z ograniczeniem stężenia naturalnych pierwiastków promieniotwórczych w wyrobach, obliczany jest ze wzoru:

$$f_1 = 0,00027 S_K + 0,0027 S_{Ra} + 0,0043 S_{Th} \quad (1)$$

gdzie: S_K , S_{Ra} , S_{Th} – oznaczają wartości stężeń izotopów potasu K-40, radu Ra-226 i toru Th-228 [Bq/kg].

Drugi współczynnik [w Bq/kg], związany z ograniczeniem stężenia radu Ra-226 (źródła radonu w wyrobie), przyjmuje się równy:

$$f_2 = S_{Ra} \quad (2)$$

Zalecona w instrukcji graniczna wartość współczynnika f_1 równa 1 wynika z warunku niewystąpienia w budynku

"nadwyżki" rocznej dawki równoważnej promieniowania większej od 1mSv. Wyznaczono tę wartość z porównania dawki promieniowania gamma otrzymywanej przez mieszkańca budynku rzeczywistego i tzw. klarkowego. Ten ostatni stanowi obiekt hipotetyczny zbudowany z materiału mineralnego o średnich w skorupie ziemskiej stężeniach potasu, radu i toru, odpowiednio równych 370, 26 i 26 Bq/kg.

Roczna dawka promieniowania gamma pochłonięta przez człowieka w budynku "klarkowym", obliczona przy założeniu, że statystyczny członek populacji ludzkiej spędza w budynku średnio 80% rocznego czasu, wynosi 0,32 mSv. Mając na uwadze dążenie do utrzymania dawek otrzymywanych w budynkach rzeczywistych, na poziomie mieszczącym się w zakresie dawek promieniowania, pochodzących od naturalnego tła promieniowania gamma w Polsce i na świecie, a także względy ekonomiczne przemawiające za nieeliminowaniem z użycia materiałów budowlanych, tradycyjnie uznanych za nieszkodliwe (m.in. cegły ceramicznej), przyjęto, że wartość dodatkowej dawki otrzymywanej rocznie w budynku rzeczywistym ponad wartość dawki w budynku "klarkowym" może wynosić 0,8 mSv.

Zalecona w instrukcji graniczna wartość współczynnika f_2 równa 185 Bq/kg wynika z założenia, że maksymalne stężenie radonu Rn-222 w powietrzu w pomieszczeniu, pochodzącego z radu Ra-226 zawartego w materiale ścian i stropów budynku, wynosi 46 Bq/m³. Uwzględniając najnowsze dane świadczące, że ponad 75% radonu w powietrzu pomieszczeń pochodzi z podłoża, łączne ro-

czne stężenie radonu przy takim założeniu nie przekroczy wartości 200 Bq/m³, zalecanej w nowych budynkach od 1 stycznia 1998 r.

Ocenę partii wyrobów budowlanych dokonuje się na podstawie kryteriów zgodności z wymaganymi w instrukcji ITB 234/96 wartościami granicznymi tzw. maksymalnych współczynników kwalifikacyjnych f_{1max} , f_{2max} , określonych dla badanej próbki reprezentatywnej, przy uwzględnieniu błędów pomiaru stężeń – ΔS_K , ΔS_{Ra} , ΔS_{Th} .

Próbka odpowiada wymaganiom, jeśli równocześnie spełnione są następujące dwa kryteria zgodności

$$\begin{aligned} f_{1max} &= f_1 + \Delta f_1 \leq 1; \\ f_{2max} &= f_2 + \Delta f_2 \leq 185 \text{ Bq/kg} \end{aligned} \quad (3)$$

gdzie: Δf_i – błędy pośredniego określenia współczynników kwalifikacyjnych oblicza się ze wzorów (1) i (2), podstawiając w miejsce stężeń S_i błędy ich pomiaru ΔS_i wyznaczone przy poziomie ufności 0,95.

W przypadku surowców mineralnych, jeśli chociaż jedno z kryteriów (3) nie jest spełnione, partia surowca lub składnika produkcyjnego nie powinna być dopuszczona do produkcji materiałów budowlanych przeznaczonych do omawianych budynków, natomiast może być rozważona możliwość jej wykorzystania do innych celów, np. do budowy dróg. Wyjątkowo, jeśli wartości graniczne w kryteriach (3) są przekroczone, ale nie więcej niż o 20%, partia surowca może być dopuszczona do produkcji pod warunkiem odpowiedniego ograniczenia masy tego surowca w gotowym wyrobie, tak aby spełniał on oba kryteria (3). Spełnienie

tych kryteriów musi być potwierdzone wynikami kontrolnych badań gotowego produktu.

Standardowe oznaczanie stężeń naturalnych pierwiastków promieniotwórczych w surowcach i materiałach budowlanych wykonuje się za pomocą aparatury spektrometrycznej z detektorami scyntylacyjnymi. Metoda pomiarowa jest porównawczą i polega na rejestracji fotonów promieniowania gamma w trzech kanałach pomiarowych (o zakresach: 1,26–1,65 MeV, 1,65–2,30 MeV i 2,30–2,85 MeV) dla badanej próbki reprezentatywnej i trzech objętościowych wzorców: potasowego, radowego i torowego. Próbkę znajduje się w naczyniu pomiarowym o pojemności 1,6 litra, mającym kształt walca z cylindryczną wnęką w dnie. Naczynie nakłada się na sondę scyntylacyjną umieszczoną w ołowianym domu osłonnym ze ściankami grubości 50 mm ołowiu i 2 mm stali. Procedury przygotowania próbek i wykonania oznaczenia ujęte są w instrukcji ITB 234/96. W kraju badania tego rodzaju wykonują: ITB [Krawczyk 1992], CLOR [Henschke 1996] i CEBET w Warszawie, IFJ [Niewiadomski 1996] i AGH w Krakowie, GIG w Katowicach, IMMW w Opolu, AM w Białymstoku oraz aktualnie 7 mniejszych laboratoriów.

Metody pomiaru stężenia radonu *in situ* oraz kryteria zgodności z podanymi wyżej wymaganiami nie są dotychczas w kraju ustalone. Do najczęściej stosowanych mierników radonu należą [por. Brunarski, Krawczyk 1994]: detektory z węglem aktywnym, detektory śladowe cząstek alfa i tzw. elektretowe komory jonizacyjne. Są one umieszczane w pomieszczeniach budynków przez określony czas, po czym zwykle są przekazywane

do analizy w laboratorium. Koszt samych detektorów jest stosunkowo niewielki, w przeciwieństwie do aparatury pomiarowej. Wszystkie te detektory pozwalają mierzyć średni poziom radonu w całym okresie całkowania, tj. w czasie gromadzenia informacji reprezentujących jednostkowe akty rozpadu radonu w otaczającym powietrzu. Detektory z węgla aktywowanego stosowane są głównie do badań rozpoznawczo-selekcyjnych, wykonywanych w czasie od 2 do 7 dni. Detektory śladowe są używane do badań długookresowych, trwających od 2 tygodni do jednego roku. W obu tych metodach konieczna jest analiza wyników w laboratorium. Detektory elektretowe mogą być stosowane zarówno do krótko-, jak i długookresowych badań, wyniki zaś można też odczytywać bezpośrednio *in situ*. W kraju badania tego rodzaju wykonują aktualnie: ITB i CLOR w Warszawie, AGH i IFJ w Krakowie oraz GIG [Wysocka 1996] w Katowicach.

Ocena stosowanych wyrobów budowlanych

Wprowadzony przez resort budownictwa w 1980 r. we wszystkich branżach przemysłu materiałów budowlanych wymóg kontrolnych badań stężenia naturalnych pierwiastków promieniotwórczych w używanych surowcach i produkowanych materiałach budowlanych, wg wówczas opracowanej pierwszej instrukcji ITB 234, został uwzględniony w większości polskich norm budowlanych (m.in. dotyczących kruszyw, dodatków do betonu oraz wyrobów z betonów zwykłych i lekkich, z ceramiki). Zestawienie wartości wymienionych w punkcie 2 współczynników kwalifikacyjnych w

wybranych surowcach i materiałach budowlanych, otrzymane na podstawie wieloletnich badań ITB [Krawczyk 1992], podano w tabeli 2.

Krajowe surowce i materiały budowlane można podzielić [Krawczyk 1992] na trzy grupy, według zawartości w nich naturalnych pierwiastków promieniotwórczych. Do pierwszej grupy "niskoaktywnych" zaliczają się: piasek, cement, wapno, gips, kruszywa, z wyjątkiem granitowego, cegła sylikatowa, beton komórkowy na bazie piasku oraz beton zwykły. Do grupy drugiej "średnioaktywnych" kwalifikują się keramzytobeton, do trzeciej zaś "wysokoaktywnych" – niektóre gliny, odpady przemysłowe oraz wyroby ceramiczne i z tych odpadów.

Postawiony wymóg jest podstawowym warunkiem uzyskania aprobaty technicznej ITB o dopuszczeniu do stosowania w budownictwie nowych krajowych i importowanych wyrobów budowlanych. Dzięki temu ograniczono w swoim czasie wykorzystywanie do przemysłowej produkcji materiałów budowlanych, np. popiołów z węgla pochodzącego z określonych kopalń oraz w zasadzie wykluczono stosowanie takich odpadów, jak żużle pomiedziowe i niektóre fosfogipsy z surowców fosforytowych o wyjątkowo wysokich stężeniach (tab. 2).

System wprowadzony funkcjonuje nadal sprawnie, obecnie zgodnie z nową instrukcją ITB 234/95, w przemysłach: cementowym, ceramiki, kruszyw i betonów lekkich oraz powinien być stosowany w produkcji terenowej materiałów budowlanych, wykorzystującej surowce naturalne pochodzenia mineralnego, a szczególnie odpady przemysłowe, jak np.

popioły i żużle. Egzekwowanie tego wymogu w terenie znajduje się aktualnie w gestii wojewodów. Pewne dyskusje budzi formalne traktowanie przez niektóre służby państwowe tych odpadów jako odpadów zawierających substancje promieniotwórcze w momencie ich wykorzystywania gospodarczego, a jako zwykły bezpieczny odpad na podwórkach czy hałdach przy elektrowniach. Problem ma być uregulowany w opracowywanej w sejmie ustawie "o odpadach".

Jako niepokojące należy też odnotować występowanie na rynku wielu importowanych materiałów budowlanych pochodzenia mineralnego, o nieznanach właściwościach promieniotwórczych. Wśród tych, które trafiły do badań w ITB, znalazły się wyroby nie spełniające wymagań polskich i zostały zdyskwalifikowane (m.in. ceramika i ściennie płytki szklone). Problem ten jest podobny do występującego w przypadku importowanej żywności, produktów chemicznych itp., a rozwiązanie jego może nastąpić w miarę zaostrożenia działań nadzorujących służb państwowych oraz spodziewanego spadku liczby indywidualnych nabywców wyrobów budowlanych bez certyfikatów czy deklaracji zgodności wymaganych przez obowiązujące Prawo budowlane.

Ogólnie można stwierdzić, że podstawowe problemy naukowe i techniczne (wymagania, metodyka pomiarów i nowoczesna aparatura badawcza, kryteria zgodności, bazy danych) badań i oceny wyrobów budowlanych pod względem zawartości naturalnych pierwiastków promieniotwórczych zostały w Polsce rozwiązane i wdrożone. W planie Nor-

Tabela 2. Zestawienie współczynników kwalifikacyjnych wybranych surowców oraz materiałów budowlanych na podstawie wieloletnich badań ITB

Surowiec lub materiał	Liczba próbek	f ₁			f ₂ [Bq/kg]		
		min	średni	max	min	średni	max
Surowce naturalne							
Gips	78	0,03	0,08	0,18	1	16	50
Piasek	147	0,03	0,11	0,28	1	6	20
Kamień wapienny	167	0,01	0,08	0,38	1	17	33
Kruszywa różne	678	0,03	0,23	0,53	1	13	43
Granit	45	0,65	0,74	0,88	12	35	64
Gлина	420	0,23	0,48	0,93	1	42	228
Surowce odpadowe							
Popioły lotne	1184	0,13	0,80	1,51	4	106	267
Żużle paleniskowe	720	0,19	0,63	1,12	10	79	177
Żużle wielkopieczowe	187	0,27	0,47	1,14	39	117	351
Żużle pomiedziowe	51	1,08	1,27	1,38	269	308	337
Fosfogipsy	70	0,17	1,14	2,12	41	387	761
Materiały budowlane							
Cementy różne	272	0,10	0,27	0,64	4	46	156
Beton komórkowy piaskowy	52	0,07	0,12	0,18	1	11	36
Cegła sylikatowa	28	0,07	0,14	0,17	4	9	18
Beton zwykły	88	0,16	0,26	0,33	2	16	32
Keramzytobeton	54	0,24	0,36	0,56	13	29	62
Cegła i wyroby ceramiczne	453	0,27	0,55	0,87	23	56	139
Żużlobeton	178	0,32	0,55	0,82	29	69	115
Beton komórkowy popiołowy	369	0,17	0,59	0,93	26	77	158

Uwaga do tabeli 2: cieniowano liczby przekraczające graniczne wartości współczynników według instrukcji ITB 234/95 równe $f_1 = 1$; $f_2 = 185$ Bq/kg.

malizacyjnej Komisji Problemowej ds. Ochrony Radiologicznej nr 246 założono wydanie w 1998 r. normy polskiej, która zastąpi dotychczasową instrukcję ITB 234/95.

Metody ograniczania infiltracji radonu

Z dotychczasowych badań nie wynika, że stan zagrożenia radonowego mieszkańców Polski jest alarmujący. W pomiarach ogólnopolskich stwierdzono [Henschke 1996, Niewiadomski 1996], że średnie stężenie radonu w mieszkaniach wynosi poniżej 50 Bq/m^3 , a tylko w regionach: podgórskim – 75 Bq/m^3 oraz górnośląskim [Wysocka 1996] – $56\text{--}65 \text{ Bq/m}^3$. Istnieją jednak obszary (woj. południowo-zachodnie), gdzie prawdopodobieństwo znalezienia mieszkań o stężeniach ponad 200 Bq/m^3 jest rzędu kilku procent, natomiast mało prawdopodobne jest występowanie w Polsce budynków, w których stężenie radonu przekracza 800 Bq/m^3 .

Wobec funkcjonującego systemu eliminacji wyrobów budowlanych pochodzenia mineralnego, w których występują nadmierne stężenia izotopu radu Ra-226, ewentualna podwyższona zawartość radonu w powietrzu wewnątrz budynku wynika z jego napływu z podłoża, na którym stoi obiekt. Stąd ograniczenie ekspozycji mieszkańców na promieniowanie alfa, w wyniku obecności radonu i jego pochodnych w powietrzu wewnętrznym w budynkach, można uzyskać przez:

1. Zastosowanie odpowiedniego systemu wentylacji pomieszczeń, zapewniającego skuteczne usuwanie powie-

trza skażonego i napływ powietrza atmosferycznego z zewnątrz, rozcieńczającego i zastępującego wewnętrzne; w przypadku zamkniętego systemu wentylacyjnego wymagane są wtedy specjalne filtry, usuwające wszelkie zanieczyszczenia powietrza, w tym zawierające produkty rozpadu radonu.

2. Redukcję napływu radonu do budynku z podłoża, za pomocą bariery mechanicznej, uzyskanej dzięki gazoszczelnej izolacji części podziemnej budynku oraz uszczelnieniu wszelkich otworów, kanałów, szczelin, pęknięć itp.
3. Dodatkowe obniżenie ciśnienia powietrza w gruncie znajdującym się pod budynkiem i w jego otoczeniu, uzyskane przez wprowadzenie przewodu pod posadzkę piwnicy i usuwanie spod niej części powietrza z gazami gruntowymi do atmosfery, np. przy użyciu wentylatora wyciągowego na dachu; odmianą tego systemu może być metoda podwyższania ciśnienia powietrza w pomieszczeniach wewnętrznych, przylegających do gruntu.
4. Kombinację sposobów wymienionych w punktach 1–3.

W przypadku planowania zabudowy preferować należy zasadę wstępnego oszacowania danego terenu pod względem emanacji radonu z gruntu, przez prowadzone *in situ* pomiary stężenia radonu na powierzchni terenu oraz na poziomie przyszłych posadzek pomieszczeń podziemnych budynku. Zakłada się przy tym, że do budowy obiektu użyte zostaną wyłącznie wyroby budowlane spełniające wymagania instrukcji ITB 234/95 w zakresie ograniczenia zawartości naturalnych pierwiastków promieniotwórczych.

Większość budynków wiejskich to parterowe lub jednopiętrowe, przy czym z punktu widzenia zagrożenia radonowego rozróżnić należy budynki:

- z kondygnacją podziemną przeznaczoną do celów mieszkalnych lub stałego użytkowania przez ludzi,
- ze stale zamkniętą piwnicą.
- niepodpiwniczone, stojące na utwardzonej powierzchni terenu.

Wybór metod i rozwiązań techniczno-budowlanych, ograniczających poziom radonu w budynkach eksploatowanych lub modernizowanych, jest uzależniony od stwierdzonego pomiarami stężenia radonu i oceny zagrożenia. Stosowanie metod, zwłaszcza ingerujących w podziemną część budynku, wymaga zawsze uciążliwych i kosztownych prac.

Za granicą zaleca się stosowanie środków zaradczych w domach, w których poziom radonu przekracza określone limity interwencyjne, np. w Kanadzie wg NHA 6067 średnie roczne stężenie radonu równe 800 Bq/m^3 . Według aktualnych koncepcji ITB (projekt wytycznych w opracowaniu) procedury postępowania w warunkach krajowych należałoby ustalać stosownie do zaklasyfikowania istniejącego budynku do jednej z następujących kategorii w zależności od wartości stężenia radonu w powietrzu: I – poniżej 200 Bq/m^3 , II – $200\text{--}400 \text{ Bq/m}^3$, III – ponad 800 Bq/m^3 .

Zasadą podstawową powinno być, że podejmowanie jakichkolwiek działań zabezpieczających przed radonem musi być uzasadnione wynikami pomiarów stężenia radonu *in situ*, przy czym dotyczy to zarówno badań diagnostycznych terenu pod zabudowę, jak również budynków już użytkowanych. Ze względu na

trudności realizacyjne i koszty zalecone może być stopniowanie stosowanych środków ograniczających stężenie radonu wewnątrz budynku, poczynając od najprostszych, na przykład od uszczelnienia otworów, pęknięć i nieszczelności na stykach ścian i przegród poziomych, następnie – wymuszonej wentylacji mechanicznej, bariery z podwyższonego ciśnienia w części podziemnej budynku, aż do całkowitej bariery mechanicznej (izolacji gazoszczelnej) powierzchni budynku stykających się z gruntem i aktywnej metody obniżania ciśnienia powietrza w gruncie pod budynkiem. Projekty zabezpieczeń powinny być wykonywane przez wyspecjalizowanych projektantów, posiadających kwalifikacje w zakresie ochrony radiologicznej, a rozwiązania dotyczące części obiektów zabezpieczające przed infiltracją radonu do pomieszczeń, stanowiące powtarzalne rozwiązanie techniczne, powinny podlegać postępowaniu aprobacyjnemu, przewidywanemu w Prawie budowlanym z 1994 r.

Literatura

- BIERNACKA M. 1996: *Źródła skażeń powietrza atmosferycznego*. Prace Nauk. GIG – Seria: konf., nr 7, s. 19–38.
- BRUNARSKI L., GWIAZDOWSKI B. i in. 1982: *Badania promieniotwórczości naturalnej materiałów budowlanych*. Probl. Techn. Med., nr 3–4, s. 115–202.
- BRUNARSKI L., KRAWCZYK M. 1994: *Promieniotwórczość naturalna w budynku*. Mat. XL Konf. Nauk. KILiW PAN w Krynicy. T. 1, s. 191–208.
- BRUNARSKI L., KRAWCZYK M. 1996: *Metody zabezpieczeń mieszkańców przed zagrożeniem radonowym*. Prace Nauk. GIG – Seria: konf., nr 7, s. 59–72.
- BRUNARSKI L. i in. 1995: *Wytyczne badania promieniotwórczości naturalnej surowców i materiałów budowlanych*. Instrukcja ITB nr 234/95, s. 28.

- CLARKIN M., BRENNAN T. 1991: *Radon – Resistant Construction Techniques for New Residential Construction*. US EPA, Cincinnati.
- HENSCHKE J. 1996: *Źródła zagrożenia radiacyjnego w środowisku naturalnym*. Prace Nauk. GIG – Seria: konf., nr 7, s. 5–18.
- KRAWCZYK M. 1992: *Promieniotwórczość naturalna materiałów budowlanych*. Materiały Budowlane – BI COIB nr 8–9, s. 23–25, nr 10, s. 23–26.
- Materiały I Kraj. Symp. ITB 1980: *Wpływ rozwiązań materiałowo-konstrukcyjnych w budownictwie na zdrowie człowieka*. T. 1. Promieniowanie jonizujące (red. BRUNARSKI L.), s. 45–153.
- NHA 6067 Builder's Series : *Radon Control in New Houses*. CMHC Publications, Ottawa, Ontario.
- NIEWIADOMSKI T. 1996: *Ryzyko radonowe w budynkach mieszkalnych*. Prace Nauk. GIG – Seria: konf., nr 7, s. 73–94.
- Praca zbiorowa (red. COTHERN C.R., SMITH J.E.) 1987: *Environmental Radon*. T. 35 Environmental Sciences Research, Plenum Press, New York.
- Praca zbiorowa (red. NAZAROFF W.W., NERO A.V.) 1988: *Radon and its Decay Products*. J. Willey and Sons, New York.
- Raport CLOR 1992: *Radiologiczny Atlas Polski*. Wyd. PAA.
- WYSOCKAM. 1996: *Radon w domach na terenie Górnośląskiego Okręgu Węglowego*. Prace Nauk. GIG – Seria: konf., nr 7, s. 157–168.

Obowiązujące przepisy prawne*

- *Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. – Prawo budowlane (DzURP, nr 89/1994).
- *Rozporządzenie Ministra Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa (MGPiB) z dnia 14 grudnia 1994 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich użytkowanie (DzURP, nr 10/1995).
- *Zarządzenie Ministra Zdrowia i Opieki Społecznej (MZiS) z 1996 r. w sprawie określenia dopuszczalnych stężeń i natężeń czynników szkodliwych dla zdrowia wydzielanych przez materiały budowlane, urządzenia i elementy wyposażenia w pomieszczeniach przeznaczonych na stały pobyt ludzi (w przygotowaniu).
- *Ustawa z dnia 10 kwietnia 1986 r. – Prawo atomowe (DzUPRL, nr 12/1986).
- *Zarządzenie Prezesa Państwowej Agencji Atomistyki (PAA) z dnia 31 marca 1988 r. w sprawie dawek granicznych promieniowania jonizującego i wskaźników pochodnych określających zagrożenie promieniowaniem jonizującym (MP, nr 1/1988), ze zmianami wprowadzonymi dnia 7 lipca 1995 r. (MP, nr 35/1995).

Propozycja podziału produktów geosyntetycznych

Abstract

The proposal of geosynthetics products division. The proposal of geosynthetics products division is presented in the paper. Some types of materials were defined, which is supported by figures and specifications of production technology.

Key words: geosynthetics products, geotextiles, nonwoven fabrics

Wstęp

Większość stosowanych w budownictwie materiałów syntetycznych powstaje na bazie tworzyw termoplastycznych (plastomery) i włóknotwórczych (włókna z polimerów syntetycznych). Podstawowym surowcem do produkcji tych materiałów są związki chemiczne (wielocząstkowe) powstałe z polimerów otrzymywanych na drodze syntezy chemicznej. Jedną z najbardziej rozpowszechnionych w budownictwie, głównie drogowym, ziemnym i hydrotechnicznym, formą wykorzystania produktów geosyntetycznych są wyroby przemysłu tekstylnego. Materiały tekstylne używane w kontakcie z gruntami i skałami określa się pojęciem "geotekstyli". Terminy: angielski "geotextile" i francuski "géotextile", są po-

wszechnie przyjęte w normach i publikacjach oraz zaakceptowane przez międzynarodowe organizacje inżynierskie. Nazwy polskie: geowłóknina, geotkanina, geoprzedzina, geosiatka, itd., obejmujące powszechnie stosowane w technice budowlanej materiały przemysłu tekstylnego, wskazują na ich związek znaczeniowy z ziemią (skorupą ziemską). Obowiązująca obecnie w kraju norma PN-ISO 10318 (tłumaczenie oficjalnej wersji językowej Normy Międzynarodowej ISO 10318:1990) definiuje (bardzo ogólnie) tylko i wyłącznie terminy dotyczące produktów geotekstylnych i pokrewnych. W praktyce inżynierskiej stosuje się wiele różnych typów produktów geosyntetycznych, najczęściej klasyfikowanych z punktu widzenia spełnianych funkcji [Saathoff 1987; Christopher i Holtz 1985], zadań, zastosowanych surowców [Giroud 1986], przeznaczenia, technologii produkcji [Giroud 1984] itp.

Zaproponowany w tym artykule podział produktów geosyntetycznych (opracowany w ramach projektu badawczego nr 5S308 050 06 finansowanego przez Komitet Badań Naukowych w latach 1994–1996) powinien być przedyskuto-

* Katedra Technologii i Organizacji Prac Wodnych i Melioracyjnych SGGW, ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa.

wany, szczególnie w zakresie terminologii, w gronie fachowców zajmujących się technologiami produkcji i wdrażaniem tych materiałów do praktyki. Ma on ułatwić projektantom i wykonawcom przynajmniej wizualne rozpoznawanie nowych materiałów geosyntetycznych i ich klasyfikowanie.

Rodzaje produktów geosyntetycznych

Podział ogólny

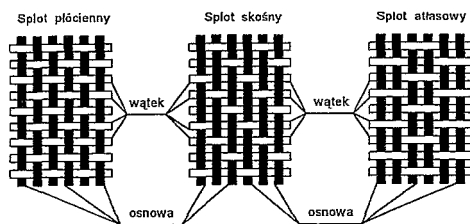
Podjęto próbę uporządkowania podziału produktów geosyntetycznych ze względu na technologię produkcji. Tworzywa geosyntetyczne [Krzywosz 1995] oparte na polimerach syntetycznych podzielono na 3 podstawowe grupy: geotekstylia, geotekstylia – produkty pokrewne i geomembrany. Geotekstylia i geotekstylia – produkty pokrewne, są produktami przepuszczalnymi, a geomembrany – nieprzepuszczalnymi. Najliczniejszą grupę geosyntetyków stosowanych w praktyce inżynierskiej stanowią geotekstylia tkane i nietkane. Przedstawione poniżej informacje o poszczególnych produktach geosyntetycznych nie są zbyt szczegółowe, gdyż wymagałyby bardzo obszernego wykładu z pogranicza chemii, inżynierii materiałowej, technologii produkcji i wytrzymałości materiałów.

Geotekstylia

Geotekstylia tkane

Geotkaniny są typowym przykładem geotekstyliów tkanych, zbudowane z dwóch układów włókien (tasiemkowych, monofilowych lub multifilowych) krzyżujących się pod kątem prostym. Mają

widoczne i wymierne pory powstałe w wyniku tkania. Konstrukcję geotkanin charakteryzuje rodzaj splotu oraz wymiar oczek. Rozróżnia się trzy zasadnicze sploty: płócienny, skośny, atlasowy (rys. 1). Z uwagi na wymóg stałości kształtu i wymiaru porów pod wpływem obciążeń



Rys.1. Schemat zasadniczych rodzajów splotu geotkanin

zewnątrznych najbardziej korzystny jest splot płócienny. Geotkaniny zbrojone uzyskuje się w wyniku impregnacji pojedynczych włókien lub nakładania powłoki na geotkaninę. W przypadku impregnacji poszczególnych włókien uzyskuje się geotkaninę o otwartej strukturze, co jest szczególnie ważne dla zapewnienia wodoprzepuszczalności. Przy stosowaniu drugiej metody (nanoszenie powłoki) otwory oczek geotkaniny zostają całkowicie zamknięte – powstaje tzw. geomembrana zbrojona.

Geotekstylia nietkane

Geodżianiny – wyroby włókiennicze powstałe w procesie dziania z jednej lub wielu nitki (przędzy) uformowanych w łączące się ze sobą oczka w odpowiednim splocie dziewiarskim. Morfologia dzianin o splotach podstawowych sprowadza się w zasadzie do geometrii pojedynczego oczka, z których składa się dzianina. Charakteryzują się one dużą odkształcalnością.

ścią. Produkuje się geodzianiny trykoto-
we w kształcie rur (rękawów) i nadają się
one szczególnie do obiektów o podob-
nym kształcie (np. filary mostowe).

Geoprzędziny są to wyroby, które po-
wstają w wyniku przeszcicia przędzą od-
powiednio ułożonych nitek lub jej wszy-
cia w tzw. podkładkę, którą może być
geotkanina, geowłóknina lub geodziani-
na.

Geowłókniny są płaskimi, nietkanymi
wyrobami tekstylnymi, wytworzonymi
metodą klejenia (chemicznie lub termicz-
nie) lub mechanicznego łączenia (igłowa-
nia lub przyszywania) luźnego układu (w
postaci runka) wysokospolimeryzowa-
nych włókien syntetycznych. Chara-
kterystyczną i unikalną cechą tych two-
rzyw, niespotykaną dotychczas w przyro-
dzie, jest połączenie w jednym materiale
właściwości hydraulicznych mineralne-
go filtru lub drenażu z dużą wytrzymało-
ścią na rozciąganie. Ta właśnie cecha,
bardziej niż inne, zdecydowała o szeroki-
m wprowadzeniu geowłóknin do tech-
niki budowlanej.

Geotekstylia – produkty pokrewne

Drugą grupę produktów geosyntety-
cznych tworzą:

- **geosiatki** – ażurowy układ grubych,
równoległych pasm włókien (tłoczone
monofile lub multifile- pęczki), prze-
cinających się pod stałym kątem, w
którym krzyżujące się pasma są połą-
czone węzłkowo lub bezwęzłkowo
(metodą zgrzewania – rys. 2);
- **georuszty** – produkty powstałe w wy-
niku jedno- lub dwukierunkowego na-
ciągania perforowanych płyt z two-
rzyw termoplastycznych (rys. 3);



Rys. 2. Produkty pokrewne geotekstyliom
– geosiatki

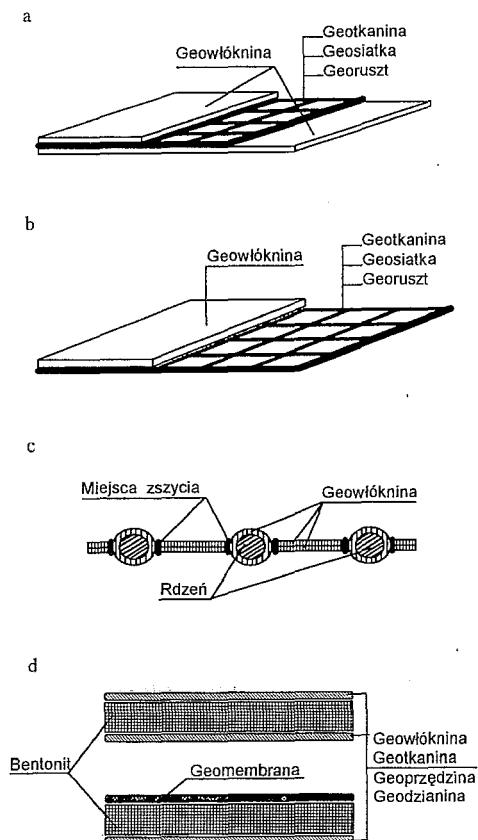


Rys. 3. Produkty pokrewne geotekstyliom
– georuszty

- **geokompozyty** – produkty złożone z
różnych geotekstyliów i materiałów
mineralnych (rys. 4c); rdzeń może sta-
nowić naturalny materiał filtracyjny:
żwir, pospółka, piasek lub bezładnie
wbudowane warkocze tasiemek, ży-
łek itp. z tworzywa sztucznego [Jędry-
ka i in. 1993]) lub geomembran. In-
nym przykładem jest kombinacja geo-
włókniny i geotkaniny (geosiatki lub
georuszty) spełniająca rolę prefabry-
kowanej struktury drenażowej (rys.
4a,b) i nośnej. Natomiast połączenie
geotekstyliów z bentonitem lub geo-
membran z bentonitem i geoteksty-
liami tworzy geokompozyt samo-
uszczelniający (nieprzepuszczalny –
rys. 4d).

Geomembrany

Geomembrana jest to cienki, giętki i
ciągły, nieprzezroczysty (skutek napeł-
nienia) i nieprzepuszczalny dla substancji
płynnych i gazów produkt syntetyczny
lub bitumiczny w postaci wstęg lub arku-
szy, złożony z jednej lub kilku warstw o
łącznej grubości powyżej 1 mm. Cieńsze
produkty syntetyczne o wyżej wymienio-



Rys. 4. Produkty pokrewne geotekstyliom – geokompozyty

nych cechach, ale przezroczyste, przeświecające lub nieprzezroczyste, bezbarwne lub barwione noszą nazwę folii (łac. *folium* – liść).

Wytwarzanie geowłóknin

Informacje ogólne

O dynamicznym rozwoju technologii wytwarzania geowłóknin zdecydowały:

- możliwość wykorzystania surowców włókienniczych o stosunkowo niskich przydatnościach przędnych (ścinki,

odpadki przędz i materiałów, włókna odpadkowe z wstępnych procesów przędzalniczych),

- prostota cyklu produkcyjnego, który wymaga znikomej – w stosunku do klasycznego parku maszynowego – liczby maszyn,
- bardzo duża wydajność zespołów do produkcji geowłóknin klejonych, igłowanych i przesywanych.

Opis poniżej przedstawionych technologii produkcji oparto na wcześniej przeprowadzonej przez autora artykułu analizie [Krzywosz 1983] krajowych i zagranicznych procesów wytwarzania geowłóknin. W technologii ich wytwarzania wyodrębnia się następujące etapy:

- wstępne rozluźnienie, oczyszczenie włókien i ich mieszanie,
- ostateczne rozluźnienie, oczyszczenie i mieszanie oraz uformowanie z nich runa,
- łączenie włókien w runie metodą klejenia lub mechanicznego łączenia.

Pierwszy etap stanowi najczęściej jedną samodzielną lub kilka połączonych linii produkcyjnych (ze względu na konieczność dobrego wymieszania włókien, które wymagają zastosowania różnych sposobów rozluźnienia). Drugi i trzeci etap realizuje się przeważnie na wspólnej linii, produkującej już gotowy wyrób. Każdy agregat do wytwarzania geowłóknin zawiera zwykle w swojej końcowej części zespoły wykończenia wyrobu (barwiarki, prasy, wytłaczarki, napawarki, suszarki, obcinarki).

Produktem wyjściowym do produkcji geowłóknin jest runo formowane różnymi metodami w zależności od przeznaczenia wyrobu. Runo formowane mechanicznie zgrzeblarkami wałkowymi z

włóknami ułożonymi wzdłużnie składa się z wielu warstw runka i w większości przypadków jest stosowane do produkcji geowłóknin igłowanych i przeszywanych. Do produkcji geowłóknin, które mają charakter jednorodnej warstwy klejonej chemicznie (lateksami, klejami) lub termicznie (proszkami, włóknami termoplastycznymi), runo formuje się systemami: mechanicznym, aerodynamicznym, elektrostatycznym i hydrodynamicznym (mokrym). Włókna w runie są ułożone anizotropowo. Przy mechanicznym formowaniu runa można poszczególne warstwy runka układać wzdłużnie, poprzecznie lub krzyżowo. Przy równoległym układzie włókien w runie otrzymuje się geowłókninę o jednokierunkowych właściwościach mechanicznych (w kierunku poprzecznym wytrzymałość geowłókniny jest znikoma). W celu wyrównania właściwości wytrzymałościowych runa w obu kierunkach stosuje się krzyżowanie, osiągame przez przepuszczanie surowca (po uprzednim wymieszaniu w mieszarkach zgrzeblarkowych) przez zespół dwuzgrzeblarkowy z krzyżowym układaniem runa po zejściu z drugiej zgrzeblarki.

Geowłókniny klejone chemicznie

Znaczna część geowłóknin klejonych jest wykonywana przy użyciu płynnych środków wiążących, najczęściej polimerów organicznych (kauuczuki syntetyczne i polimery akrylowe), charakteryzujących się określoną temperaturą mięknięcia i płynięcia. Umożliwia to stworzenie takich warunków, aby środek wiążący łatwo przenikał w głąb runa i wypełniał przestrzeń między włóknami, wiążąc je między sobą. Nie bez znaczenia jest odporność środków klejących, a więc i geo-

włóknin, na procesy starzenia się oraz na działanie chemiczne (kwasy, zasady, sole). Istotnym elementem produkcji geowłóknin klejonych chemicznie są urządzenia do nanoszenia środków wiążących na runo. Od ich prawidłowej pracy oraz od ilości środka wiążącego zależy charakter wyprodukowanej geowłókniny. Obecnie stosowane są następujące sposoby nanoszenia lepiszcza na runo: napawanie, nanoszenie bezpośrednie, natryskiwanie, natryskiwanie z przesysaniem, nanoszenie pośrednie.

Napawanie odbywa się przez zanurzenie runa w środku klejącym, a następnie odcięcie jego nadmiaru i skierowanie go do suszarki dyszowej w celu usunięcia z runa wilgoci i sieciowania środka wiążącego. Po wysuszeniu i usieciowieniu środka wiążącego powstają trwałe błonkowate wiązania między włóknami.

Nanoszenie bezpośrednie osiąga się przez wprowadzenie runa między dwa obracające się wałki, z których dolny zanurzony jest w środku wiążącym, a na górny (dociskowy) rozpylany jest klej przez dyszę. W efekcie uzyskuje się dwustronne nanoszenie środka wiążącego, choć może być ono i jednostronne, po wyeliminowaniu dyszy. W dalszej kolejności następuje suszenie.

Natryskiwanie polega najczęściej na wprowadzeniu płynnego kleju na powierzchnię i do wnętrza runa w postaci drobnych kropeł wdmuchiwanym przez dysze.

Natryskiwanie z przesysaniem polega na natryskiwaniu z jednej strony i odsysaniu środka klejącego w głąb runa za pomocą pneumatycznego urządzenia ssącego. W obu metodach runko przechodzi przez suszarki walcowe.

Geowłókniny klejone termicznie

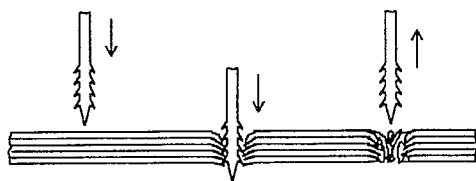
Sposób łączenia włókien w runie stałymi środkami wiążącymi zależy od rodzaju zastosowanego środka wiążącego nadającego geowłókninie ostateczne właściwości. Są nim tworzywa termoplastyczne występujące w postaci: włókien (Piviacid, Fi-bravyl), proszków (polimery i kopolimery chlorku winylu), ciągłych przędz termoplastycznych, folii (zmiekczony polichlorek winylu lub polietylen) i past (np. polichlorowinyłowych). Włókna z ww. środkami wiążącymi podawane są w postaci runka ze zgrzeblarki wałkowej na układarkę, skąd po jego uformowaniu zespołem wałków i szczebłaków wprowadzane są do nagrzewarki (120–130°C). Stałe środki wiążące stają się spoiwem z chwilą poddania runa odpowiedniemu naciskowi w wysokiej temperaturze. Obróbka cieplna runa powoduje częściowe stopienie stałych środków wiążących i sklejanie włókien je otaczających. Stałe środki wiążące są stosowane szczególnie w tych wypadkach, gdy występuje potrzeba wykonania geowłókniny porowatej o małym stopniu powiązania i sprasowania runa.

Geowłókniny łączone mechanicznie

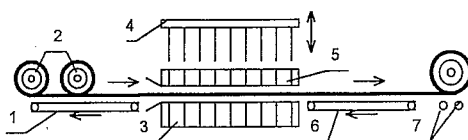
Geowłókniny igłowane

Geowłókniny łączone mechanicznie przez igłowanie i przeszywanie są produktami nowoczesnych technologii, spośród których najszerze zastosowanie w technice budowlanej znalazły geowłókniny igłowane.

Proces tworzenia geowłókniny igłowanej polega na przekłuwaniu runa igłami (rys. 5). Igły mają różnego rodzaju nacięcia, które w momencie przekłuwania warstwy włókien pociągają za sobą



Rys. 5. Schemat wiązania runa za pomocą igłowania



Rys. 6. Uproszczony schemat technologiczny urządzenia igłującego

ich część. Po wycofaniu igieł włókna te pozostają w układzie poprzecznym do zasadniczego kierunku włókien, wiążąc sobą całość runa. Schemat technologiczny urządzenia wytwarzającego geowłókninę igłowaną przedstawia rysunek 6. Szczebłak (1) podaje runo (odwijając je z poszczególnych zwoi (2) i układa równoległe, krzyżowo lub skośnie) na płytę dolną (3) z licznymi otworami odpowiadającymi ułożeniu igieł zamocowanych w górnej płycie (4). Płyta pośrednia (5) przyciska runo do płyty dolnej (3) i zapobiega deformacjom włókniny w czasie powrotnego ruchu igieł. Po przeigłowaniu szczebłak odprowadzający (6) podaje geowłókninę do urządzenia nawijającego (7).

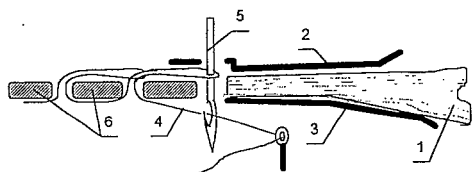
W celu zwiększenia wytrzymałości geowłókniny na rozrywanie stosuje się czasami podkładkę, która podlega igłowaniu wraz z runem. Igłowanie może być przeprowadzone na różną głębokość z

jednej lub obu stron runa. Czynnikiem decydującymi o intensywności i efekcie igłowania, strukturze oraz właściwościach fizykomechanicznych gotowego wyrobu są:

- typ i numer igły, liczba i kształt nacięć na igle,
- liczba przeigłowań na jednostkę powierzchni runa,
- głębokość igłowania,
- wielokrotność igłowania, przy czym:
 - wraz ze wzrostem liczby przeigłowań na cm^2 wzrasta masa powierzchniowa, gęstość objętościowa oraz naprężenie rozrywające geowłókniny igłowanej,
 - wzrost głębokości igłowania: decyduje o dobrym zamocowaniu włókien w geowłókninie,
 - przy zwiększeniu wielokrotności igłowania runa otrzymuje się wzrost sztywności i elastyczności oraz zmniejszenie grubości geowłókniny igłowanej.

Geowłókniny przeszywane

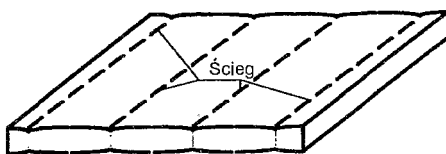
Geowłókniny przeszywane powstają z włókien uformowanych w runo i odpowiednio przeszytych szwami stosowanymi w konfekcjonowaniu dzianin. Surowiec po zmieszaniu, zgrzebleniu i uformowaniu w runo na aparacie krzyżującym przeszywa się przędzą (maszyny: Maliwatt, Arache) lub włóknem (maszyny typu Arabewa i Malivlies). Rysunek 7



Rys. 7. Zasada przeszywania runa przędzą

wyjaśnia zasadę przeszywania runa przędzą. Runo (1) jest przekazywane do szczeliny utworzonej przez płaszczy (2) i (3) i przeszywane przędzą (4), za pomocą igły haczykowej (5), dzięki czemu powstaje geowłóknina (6). Aby uzyskać wymagane parametry użytkowe geowłókniny przeszywanej, należy:

- zastosować odpowiedni surowiec,
- wybrać odpowiedni rodzaj splotu i podziałkę szycia (rys. 8),



Rys. 8. Geowłóknina przeszywana

- określić gramaturę (masę powierzchniową) runa przeznaczonego do przeszywania.

Przy produkcji runa na geowłókninie przeszywaną ważne jest, aby włókna elementarne w uformowanym runie były ułożone wielokierunkowo, co zapewnia geowłókninie zbliżone wskaźniki wytrzymałościowe w różnych kierunkach.

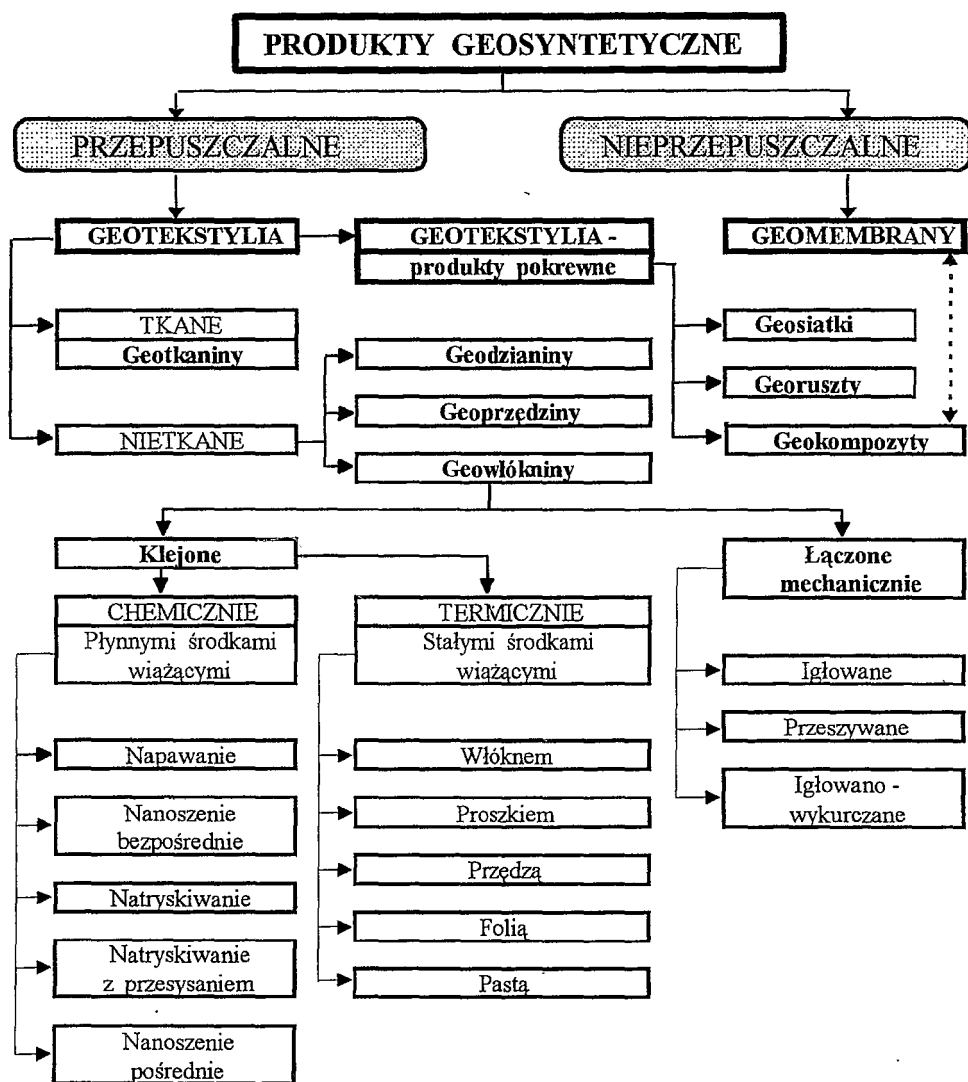
Geowłókniny igłowano-wykurczane

Geowłókniny igłowano-wykurczane otrzymuje się, stosując w pierwszej fazie opisane uprzednio igłowanie runa, a w drugiej jego wykurczanie (w komorze grzejnej pod wpływem wysokiej temperatury) następujące na skutek domieszki w przeigłowanym runie wysokokurczliwych włókien termoplastycznych. Wykurczanie powoduje dalsze zagęszczenie i wzmocnienie geowłókniny, która uzyskuje parametry zbliżone do właściwości filcu.

Proponowany podział

Jako podstawowe kryterium klasyfikacji produktów geosyntetycznych przyjęto ich zdolność do przepuszczania substancji ciekłych (płynnych i gazowych). Następnie dokonano podziału geosynt-

tyków przepuszczalnych ze względu na technologię produkcji (rys. 9). Natomiast grupę produktów nieprzepuszczalnych stanowią geomembrany i geokompozyty tworzące bariery uszczelniające. Wyróżnia się następujące grupy surowcowe, z których wykonuje się geomembrany: *ela-*



Rys. 9. Podział produktów geosyntetycznych

stomery (EPDM – termoplastyczna guma, butyl/EPDM i chloropen – gumy obrabiane), *plastomery*: *termoplasty bezpościowe* (PCW – polichlorek winylu, CPE – polietylen chlorowany, CSPE – guma termoplastyczna) i *półkryształiczne* (polietylen o dużej – HDPE i średniej – MDPE gęstości, polietylen o niskiej – LDPE i bardzo niskiej – VLDPE gęstości, polietylen o liniowo niskiej gęstości – LLDPE), *polimerowo-bitumiczne i bitumiczne* (asfalt) oraz *kompozytowe – bentonitowe* (bentonit natryskiwany na geomembranę).

Podstawowym bodźcem do tworzenia geokompozytów jest chęć uzyskania materiału łączącego w sobie najlepsze cechy poszczególnych geotekstyliów. Skład geokompozytu zależy od roli, jaką ma on spełniać w konkretnym rozwiązaniu konstrukcyjnym. Mogą to być geokompozyty tworzące bariery uszczelniające, warstwy filtracyjne, drenażowe, separujące, wzmacniające i tym podobne zastosowania. Do uszczelniania stosuje się często geokompozyty z udziałem bentonitu. Może to być bentonit między dwiema warstwami geowłókniny (geotkaniny, geoprzędziny i geodżianiny – rys. 4d) lub natryskiwany cienką warstwą na geomembranę. Stosuje się również połączenia geomembrany z geotekstyliami tkanymi i nietkanymi (jednostronnie lub dwustronnie), które spełniają rolę warstwy ochronnej lub drenażowej. Materiały na geokompozyty są dobierane w ten sposób, aby optymalnie spełniały postawione im zadania w konkretnych rozwiązaniach konstrukcyjnych.

Przedstawione produkty geosyntetyczne (rys. 9) w konstrukcjach inżynierskich mogą spełniać następujące funkcje:

- filtry w systemach drenażowych,

- drenaż substancji płynnych i gazowych,
- wzmocnienie podłoża (zbrojenie) lub korpusów budowli ziemnych (składowanych odpadów) w celu podniesienia ich stateczności,
- rozdzielenie materiałów budowlanych (separacja), w tym gruntów o różnym uziarnieniu,
- zabezpieczenie przeciwerozryjne i przeciwpylące,
- zabezpieczenie geomembran lub innych wykładzin uszczelniających przed uszkodzeniami mechanicznymi,
- bariery nieprzepuszczalne (warstwy uszczelniające) dla cieczy i gazów.

Podane powyżej informacje świadczą o różnorodności zastosowań produktów geosyntetycznych. Należy nadmienić, że ten sam materiał geotekstylny może spełniać kilka funkcji jednocześnie. Wyżej wymienione rodzaje zadań muszą być określone w dokumentacji projektowej, ponieważ z tych funkcji wynikają stawiane produktom geosyntetycznym wymagania.

Literatura

- CHRISTOPHER B. R., HOLTZ R. D. 1985: *Geotextile Engineering Manual*. Pub. Federal Highway Administration, Washington, USA.
- GIROUD J. P. 1984: *Geotextiles and Geomembranes*. Geotextiles and Geomembranes, v. 1. No 1, 1–40.
- GIROUD J. P. 1986: *From Geotextiles to Geosynthetics- a Revolution in Geotechnical Engineering*. 3-rd Conf. on Geotextiles, Vienna, v. 1, b. 1, 1–18.
- JĘDRYKA G., KRZYWOSZ Z., MATUSIEWICZ W., SOKOŁOWSKI J. 1993: *Badania hydrauliczne nowych konstrukcji filtrów w budownictwie wodnym i melioracyjnym*. Przegl. Nauk. Wyd. Mel. i Inż. Środ. SGGW, Warszawa, z. 2, 3–12.

KRZYWOSZ Z. 1983: *Przydatność włókien filtracyjnych jako warstw ochronnych w budownictwie wodno-melioracyjnym*. Rozpr. doktor. SGGW-AR, Warszawa.

KRZYWOSZ Z. 1995: *Geotekstylia w budowlach inżynierskich – zalecenia praktyczne*. Zeszyty

Naukowe AR we Wrocławiu, Konferencje VIII. Nr 266, 275–283.

PN-ISO 10318:1993: *Geotekstylia*. Terminologia.

SAATHOFF F. 1987: *Marktformen und Grundsätzliches zur Wirkungsweise von Geotextilien*. Mitteilungen des Franzius Instituts für W.U.K. der U. Hannover, H. 64.

Finansowanie przedsięwzięć inwestycyjnych kredytem bankowym

Abstract

Financing of investment undertakings by bank's credit. A short information about investment expenditures spent on environmental protection and water economics during last years has been given in this work. The main subject is bank's credit, which is being used on investment undertakings, among them in rural sector and in water protection and economics. There were given following conditions: how to get credit, a way of repayment, term of repayment, and also the method of calculation required capital repayment value and interests. About it there were given exemplary results of credit repayment possibilities analysis from the future income of realised investment. The results of multialternative calculation describing minimum level of charges for sewage collection with different term of repayment and different interest and share of credit in total investment expenditures in realised undertaking.

Key words: water protection, bank's credit, interest rate, term of repayment

Wstęp

Występuje w Polsce duże zapotrzebowanie na inwestycje w zakresie gospodarki wodnej i ochrony wód. W ostatnich kilku latach nakłady inwestycyjne na te

inwestycje stanowiły około 2/3 wszystkich nakładów na ochronę środowiska i gospodarkę wodną, a nakłady na ochronę wód stanowiły około połowy wszystkich nakładów na ochronę środowiska [Ochrona Środowiska 1994].

Udział nakładów na ochronę środowiska w PKB w roku 1994 wynosił 1,4% i był dwukrotnie wyższy niż w roku 1990. Łączne nakłady na ochronę środowiska wynosiły w roku 1994 około 960 mln USD. Tymczasem według programu wykonawczego do polityki ekologicznej państwa do 2000 roku zakłada się wydatki na cele ochrony środowiska i gospodarki wodnej w wysokości około 9 mld USD w latach 1994–2000. Nie będzie to możliwe bez większego niż dotychczas udziału kredytów bankowych w tych wydatkach.

W ostatnich kilku latach finansowanie inwestycji w zakresie ochrony środowiska i gospodarki wodnej opierało się w znacznym stopniu na preferencyjnych pożyczkach różnych funduszy ekologicznych i kredytach preferencyjnych Banku Ochrony Środowiska S.A. (BOŚ S.A.).

* Bank Ochrony Środowiska S.A., al. Solidarności 104, 01-116 Warszawa.

** Bank Unii Gospodarczej S.A., ul. Jasna 15, 00-950 Warszawa.

Struktura źródeł finansowania inwestycji proekologicznych w roku 1994 była następująca:

- Narodowy Fundusz Ochrony Środowiska i Gospodarki Wodnej
– 24%.
- Wojewódzkie Fundusze Ochrony Środowiska i Gospodarki Wodnej (w liczbie 49)
– 18%.
- Gminne Fundusze Ochrony Środowiska i Gospodarki Wodnej (w liczbie 2453)
– 5%.
- Budżety Gmin (municipalne) – 18%.
- Budżet Centralny
– 6%.
- Środki własne inwestorów wraz z kredytem bankowym
– 25%.
- Środki zagraniczne wraz z ekokonwersją
– 4%.

Rola kredytu

Potencjalni inwestorzy często nie posiadają własnych środków lub posiadają niedostateczne środki do zrealizowania inwestycji w stosunkowo krótkim czasie, który wynikałby z technologicznego cyklu wykonawczego. W przypadku inwestycji w zakresie gospodarki wodnej i ochrony wód, które są inwestycjami o stosunkowo wysokiej kapitałochłonności i przeważnie wieloletnim okresie zwrotu nakładów ponoszonych na ich realizację. Wpływa to niejednokrotnie na niepodejmowanie inwestycji lub znaczne wydłużanie czasu ich realizacji. Powoduje to utrzymywanie się złego stanu jakości wód, a nawet jej lokalne pogarszanie,

oraz przynosi wymierne straty ekonomiczne.

Instrumentem, który może pomóc w realizacji różnego rodzaju inwestycji, w tym w zakresie gospodarki wodnej i ochrony wód, jest kredyt bankowy. Przy obniżaniu się stopy inflacji rola kredytów będzie zapewne rosła w realizacji szeregu przedsięwzięć inwestycyjnych zarówno małych, jak i dużych, tak jak ma to miejsce w krajach o ustabilizowanej gospodarce rynkowej. Spłata kredytów może być rozłożona na kilka lat. Można w ten sposób przyspieszyć osiągnięcie określonych celów, jak na przykład efektów środowiskowych w zakresie ochrony wód, a efekty ekonomiczne z eksploatowanych urządzeń przeznaczyć na spłatę zaciągniętych w stosunku do banku zobowiązań finansowych.

Warunki kredytowania

Podstawowe warunki, jakie musi spełniać wnioskodawca w celu uzyskania kredytu, to:

- posiadanie zdolności kredytowej,
- przedstawienie prawnego zabezpieczenia kredytu.

W przypadku pożyczek z funduszy ekologicznych i kredytów z BOŚ S.A., uzyskiwanych na warunkach preferencyjnych na przedsięwzięcia w zakresie ochrony środowiska i gospodarki wodnej, wymagane jest dodatkowo wykazanie efektów ekologicznych, jakie będą osiągnięte po realizacji inwestycji.

Ustalając warunki udzielenia kredytu określa się:

- kwotę kredytu,
- roczną stopę oprocentowania kredytu,

- sposób spłaty kredytu (sposób naliczania odsetek, wielkość rat kapitałowych oraz terminy spłat odsetek i kapitału).

Spłata kredytu

Na ogół koszt kredytu nie jest ponoszony jednorazowo poprzez spłatę kredytu i odsetek w jednym określonym terminie. Zwykle spłata kredytu i odsetek rozłożona jest w czasie. Najczęściej stosuje się spłatę kredytu w równych ratach kapitałowych w określonych odstępach czasu (np. miesięcznie, kwartalnie, itp.), a odsetek w wysokości należnej za kolejne okresy korzystania z kredytu. Przy tym sposobie ciężar spłaty jest największy w początkowym okresie i maleje w czasie.

Odsetki naliczane są wówczas jako:

- odsetki proste – za kolejne okresy trwania kredytu odsetki naliczane są od tej samej podstawy, równej początkowej dla kolejnego okresu i pozostałej do spłaty wielkości kredytu (P), tak że: $Ods = P i$;

gdzie: i – stopa oprocentowania kredytu za jeden okres bazowy; łączne odsetki w okresie kredytowania są sumą odsetek z wszystkich okresów trwania kredytu,

- odsetki składane – za kolejne okresy trwania kredytu odsetki (np. miesięczne) naliczane są od początkowej dla danego okresu i pozostałej do spłaty wielkości kredytu, powiększonej o naliczone wcześniej odsetki (kapitalizacja odsetek).

Stopę procentowania kredytu ustala się na poziomie rocznym. Natomiast dobową stopę oprocentowania kredytu równą jest stopie rocznej podzielonej przez 365.

Omówiony powyżej sposób opłat kredytu z odsetkami jest często niekorzystny dla inwestora, jak na przykład przy inwestycjach w zakresie gospodarki wodnej i ochrony wód. Wynika to z tego, że dochody, które można by przeznaczyć na spłatę kredytu będą zwykle takie same w pierwszym okresie eksploatacji obiektu lub nawet mniejsze, jak w okresie następnych lat.

Korzystniejszym dla inwestorów w zakresie ochrony wód i stosowanym również sposobem jest spłata kredytu i odsetek przysługujących za cały okres kredytowania w równych ratach w określonych stałych odstępach czasu. W tym przypadku łączna suma odsetek będzie wprawdzie nieco wyższa, ale obciążenie z tytułu ich spłat rozłożone będzie równo w czasie.

Wartość przyszłą F na koniec n -tego okresu strumienia n równych płatności, każda równa A , pojawiających się na koniec n kolejnych równych okresów czasu, gdy stopa procentowa za jeden okres wynosi i , można obliczyć następująco [Wieczorek 1993]:

$$F = A \cdot \frac{(1+i)^n - 1}{i} \quad (1)$$

W praktyce spotykamy się z zagadnieniem, że znana jest obecna wartość strumienia pieniędzy P (kwota kredytu) oraz liczba płatności i oprocentowanie za jeden okres. Należy natomiast obliczyć wysokość pojedynczej płatności, czyli A przy $F = P(1+i)^n$, wówczas:

$$A = P \cdot \frac{i \cdot (1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \quad (2)$$

$$a_r = \frac{i \cdot (1+i)^n}{(1+i)^n - 1}$$

– współczynnik równej raty kapitałowej.

Okres zwrotu kredytu

Okres spłaty kredytu jest sprawą umowną pomiędzy bankiem a kredytobiorcą. Bank przeprowadza jednak ocenę zdolności kredytowej kredytobiorcy, to znaczy ocenia, czy będzie on w stanie spłacić kredyt wraz z odsetkami w przyjętym okresie. Spłaty mogą być z różnych dochodów kredytobiorcy lub ze spodziewanych dochodów z kredytowanej inwestycji.

Jak wynika z powyższego, okres spłaty kredytów (wraz z odsetkami), pobieranych na realizację różnego rodzaju inwestycji, zależy od szeregu czynników i nie może być jednoznacznie określony. W zasadzie okres spłaty powinien być liczony indywidualnie dla każdej inwestycji. Zmieniają się bowiem zarówno dochody, jak i wydatki związane z inwestycją oraz różna jest sytuacja ekonomiczna kredytobiorców.

Do ważniejszych czynników wpływających na okres spłaty kredytów w przypadku inwestycji dotyczących gospodarki wodnej i ochrony wód, mających wpływ na nakłady i efekty związane z inwestycją, można zaliczyć:

- rodzaj kredytowanego przedsięwzięcia,
- rodzaj i sprawność urządzeń,
- skalę przedsięwzięcia, wyrażoną np. wydajnością urządzeń,
- poziom jednostkowych nakładów na inwestycję (na jednostkę efektu użytkowego),
- udział kredytu w ogólnych kosztach przedsięwzięcia,

- poziom jednostkowych kosztów eksploatacji urządzeń,
- stopę oprocentowania kredytu,
- poziom emisji zanieczyszczeń do środowiska i stopień ich redukcji,
- poziom opłat za korzystanie ze środowiska (opłaty ekologiczne),
- poziom opłat za wykonywane usługi (np. odbiór ścieków).

Efekty ekonomiczne inwestycji w zakresie ochrony środowiska i gospodarki wodnej mogą być w postaci osiąganych dochodów z tytułu opłat za korzystanie z inwestycji (np. opłaty za odbiór ścieków przez oczyszczalnię) czy zmniejszenia opłat i kar za zanieczyszczanie środowiska. Tak rozumiane dochody D z inwestycji w okresach pomiędzy kolejnymi spłatami, przy spłacie kredytu z odsetkami w równych ratach, powinny być minimum na poziomie tej raty, powiększonej o koszty eksploatacji obiektu K_c (przy przyjęciu, że w okresie spłaty kredytu inwestycja nie musi przynosić zysku):

$$D = A + K_c \quad (3)$$

przy:

$$K_c = K_b + K_o + K_a \quad (4)$$

gdzie:

K_b – bieżące koszty eksploatacji,
 K_o – opłaty środowiskowe,
 K_a – amortyzacja urządzeń.

Natomiast wymagany jednostkowy poziom dochodów (w przypadku oczyszczalni ścieków będzie to opłata za odbiór ścieków przez oczyszczalnię) można zapisać ($D_j = D/V$):

$$D_j = \frac{P \cdot \frac{i \cdot (1+i)^n}{(1+i)^n - 1} + K_b + K_o + K_a}{V} \quad (5)$$

gdzie: V – efekt użytkowy inwestycji (przy przyjęciu na przykład okresu spłaty kredytu w rocznych ratach będzie to w przypadku oczyszczalni ilość oczyszczonych ścieków w ciągu roku) [m^3].

Przykładowa analiza możliwości spłaty kredytów z przyszłych dochodów zrealizowanych inwestycji

Przeprowadzenie wymienionej w tytule analizy dla pełnego zakresu inwestycji ochrony wód wymagałoby znajomości szeregu wskaźników technicznych i ekonomicznych dla każdego rodzaju inwestycji oraz przeprowadzenia wielowariantowych rachunków, wynikających również z różnych możliwych warunków kredytowania. Dlatego też ograniczono niniejszą analizę do możliwości spłaty kredytów z przyszłych dochodów realizowanych inwestycji – oczyszczalni ścieków, przy przyjęciu rzeczywistych danych dla wybranych przypadków. Są to inwestycje proekologiczne najczęściej kredytowane preferencyjnie przez BOŚ S.A. w ostatnich latach.

Analizę przeprowadzono dla różnych wariantów [Poskrobko, Urbala 1994]:

- wielkości oczyszczalni (małych o przepustowości $Q = 100 \text{ m}^3/\text{d}$, średnich – $Q = 1000 \text{ m}^3/\text{d}$, dużych – $Q = 10\,000 \text{ m}^3/\text{d}$),
- udziału kredytu w ogólnych kosztach budowy oczyszczalni (50% i 100%),

- stopy oprocentowania kredytu (na poziomie preferencyjnym 10% i 20% oraz zbliżonym do komercyjnego 30%).

Syntetyczne wyniki przeprowadzonej analizy podano w tabelach 1, 2, i 3. Przedstawiają one minimalny poziom opłat za odbiór ścieków, jaki powinien występować, aby kredyt wraz z odsetkami został spłacony w n lat. Rachunek przeprowadzono według podanego powyżej wzoru (5), przy przyjęciu:

- stałego poziomu cen (IV kw. 1995 r.),
- spłaty kredytu wraz z odsetkami w równych rocznych ratach kapitałowych,
- stałej stopy oprocentowania kredytu w okresie jego trwania,
- że opłaty za odbiór ścieków muszą pokryć:
 - bieżące koszty eksploatacji oczyszczalni,
 - koszty amortyzacji urządzeń,
 - opłaty za odprowadzane ładunki zanieczyszczeń do środowiska – odbiornika ścieków po ich oczyszczeniu,
 - spłatę kredytu wraz z odsetkami,
- nakładów inwestycyjnych oraz bieżących kosztów eksploatacji oczyszczalni na poziomie:

przepustowość oczyszczalni (Q) [$\text{m}^3/\text{dobę}$]	jednostkowe nakłady inwestycyjne (I/Q) [$\text{zł}/\text{m}^3/\text{dobę}$]	bieżące koszty eksploatacji [$\text{zł}/\text{m}^3$]
100	3 000	0,48
1 000	1 500	0,30
10 000	1 000	0,16

Tabela 1. Minimalny poziom opłat D_j w zł/m³ za odbiór ścieków zapewniający spłatę kredytu wraz z odsetkami w n lat przy stopie oprocentowania kredytu $i=10\%$

Lata n	Wielkość kredytu (P)					
	dla $Q = 100 \text{ m}^3/\text{d}$		dla $Q = 1000 \text{ m}^3/\text{d}$		dla $Q = 10\,000 \text{ m}^3/\text{d}$	
	I	$0,5 I$	I	$0,5 I$	I	$0,5 I$
1	9,86	5,34	5,00	2,74	3,30	1,79
2	5,56	3,19	2,84	1,66	1,86	1,07
3	4,13	2,47	2,13	1,30	1,38	0,83
4	3,41	2,12	1,77	1,12	1,15	0,71
5	2,99	1,90	1,56	1,02	1,00	0,64
6	2,71	1,76	1,42	0,95	0,91	0,60
7	2,51	1,66	1,32	0,90	0,84	0,56
8	2,36	1,59	1,25	0,86	0,80	0,54
9	2,25	1,53	1,19	0,83	0,76	0,52
10	2,16	1,49	1,15	0,81	0,73	0,50
11	2,09	1,45	1,11	0,79	0,70	0,49
12	2,03	1,42	1,08	0,78	0,68	0,48
13	1,98	1,40	1,05	0,77	0,67	0,47
14	1,94	1,38	1,03	0,76	0,65	0,47
15	1,90	1,36	1,02	0,75	0,64	0,46
16	1,87	1,35	1,00	0,74	0,63	0,46
17	1,85	1,33	0,99	0,73	0,62	0,45
18	1,82	1,32	0,98	0,73	0,62	0,45
19	1,80	1,31	0,97	0,72	0,61	0,45
20	1,79	1,30	0,96	0,72	0,60	0,44
21	1,77	1,30	0,95	0,71	0,60	0,44
22	1,76	1,29	0,94	0,71	0,59	0,44
23	1,75	1,28	0,94	0,71	0,59	0,44
24	1,74	1,28	0,93	0,70	0,59	0,43
25	1,73	1,27	0,93	0,70	0,58	0,43

Q – dobową wydajność oczyszczalni,

I – nakłady inwestycyjne na oczyszczalnię ścieków.

- stopy amortyzacji w wysokości 4%, tj. dla średniego okresu eksploatacji technicznej urządzeń, wynoszącego 25 lat,
- ciągłej pracy oczyszczalni przy pełnym obciążeniu; w rzeczywistości ścieków będzie dopływać do oczysz-

czalni mniej, szczególnie w pierwszym okresie po jej uruchomieniu – wpłynie to na wydłużenie okresu zwrotu kredytu.

Poziom opłat za odbiór ścieków decyduje w istotny sposób o długości możliwego okresu zwrotu kredytu. Opłaty są

Tabela 2. Minimalny poziom opłat D_j w zł/m³ za odbiór ścieków zapewniający spłatę kredytu wraz z odsetkami w n lat przy stopie oprocentowania kredytu $i=20\%$

Lata n	Wielkość kredytu (P)					
	dla $Q = 100 \text{ m}^3/\text{d}$		dla $Q = 1000 \text{ m}^3/\text{d}$		dla $Q = 10\,000 \text{ m}^3/\text{d}$	
	I	$0,5 I$	I	$0,5 I$	I	$0,5 I$
1	10,68	5,75	5,41	2,94	3,57	1,93
2	6,20	3,51	3,17	1,82	2,07	1,18
3	4,72	2,77	2,43	1,45	1,58	0,93
4	4,00	2,41	2,06	1,27	1,34	0,81
5	3,57	2,19	1,85	1,16	1,20	0,74
6	3,29	2,06	1,71	1,09	1,11	0,69
7	3,10	1,96	1,62	1,05	1,04	0,66
8	2,96	1,89	1,55	1,01	1,00	0,64
9	2,86	1,84	1,50	0,99	0,96	0,62
10	2,78	1,80	1,46	0,97	0,93	0,61
11	2,72	1,77	1,43	0,95	0,91	0,60
12	2,67	1,75	1,40	0,94	0,90	0,59
13	2,63	1,73	1,38	0,93	0,89	0,58
14	2,60	1,71	1,37	0,92	0,88	0,58
15	2,58	1,70	1,36	0,92	0,87	0,57
16	2,56	1,69	1,35	0,91	0,86	0,57
17	2,54	1,68	1,34	0,91	0,86	0,57
18	2,53	1,67	1,33	0,90	0,85	0,57
19	2,52	1,67	1,32	0,90	0,85	0,56
20	2,51	1,66	1,32	0,90	0,84	0,56
21	2,50	1,66	1,32	0,90	0,84	0,56
22	2,49	1,66	1,31	0,89	0,84	0,56
23	2,49	1,66	1,31	0,89	0,84	0,56
24	2,49	1,65	1,31	0,89	0,84	0,56
25	2,48	1,65	1,31	0,89	0,84	0,56

Q i I – jak w tabeli 1.

ustalane przez właścicieli oczyszczalni, którymi w przypadku oczyszczalni komunalnych są najczęściej miasta i gminy. Poziom opłat określany jest więc przez samorządy lokalne i aby opłaty funkcjonowały – muszą być na poziomie społecznie akceptowanym. Zróżnicowanie opłat jest znaczne. Najczęściej opłaty wynoszą poniżej 1,0 zł/m³ ścieków.

Wyniki analizy

Jeśli opłaty za odbiór ścieków wynosić będą 0,6 zł/m³ to zwrot kredytu z odsetkami z opłat wystąpi tylko w przypadku dużych oczyszczalni (tab. 1; 2 i 3):

a) przy oprocentowaniu kredytu 10%:

Tabela 3. Minimalny poziom opłat D_j w zł/m³ za odbiór ścieków zapewniający spłatę kredytu wraz z odsetkami w n lat przy stopie oprocentowania kredytu $i=30\%$

Lata n	Wielkość kredytu (P)					
	dla $Q = 100 \text{ m}^3/\text{d}$		dla $Q = 1000 \text{ m}^3/\text{d}$		dla $Q = 10\,000 \text{ m}^3/\text{d}$	
	I	$0,5 I$	I	$0,5 I$	I	$0,5 I$
1	11,51	6,16	5,87	3,15	3,84	2,06
2	6,86	3,84	3,55	1,99	2,29	1,29
3	5,35	3,08	2,79	1,61	1,79	1,04
4	4,61	2,72	2,43	1,42	1,55	0,91
5	4,20	2,51	2,22	1,32	1,41	0,84
6	3,93	2,38	2,09	1,25	1,32	0,80
7	3,75	2,29	2,00	1,21	1,26	0,77
8	3,63	2,23	1,94	1,18	1,22	0,75
9	3,54	2,18	1,89	1,16	1,19	0,74
10	3,48	2,15	1,86	1,14	1,17	0,72
11	3,43	2,13	1,84	1,13	1,15	0,72
12	3,40	2,11	1,82	1,12	1,14	0,71
13	3,37	2,10	1,81	1,11	1,13	0,71
14	3,35	2,09	1,80	1,11	1,12	0,70
15	3,34	2,08	1,79	1,10	1,12	0,70
16	3,32	2,07	1,78	1,10	1,12	0,70
17	3,32	2,07	1,78	1,10	1,11	0,70
18	3,31	2,06	1,77	1,10	1,11	0,70
19	3,30	2,06	1,77	1,10	1,11	0,70
20	3,30	2,06	1,77	1,10	1,11	0,69
21	3,30	2,06	1,77	1,10	1,11	0,69
22	3,29	2,06	1,77	1,09	1,11	0,69
23	3,29	2,06	1,77	1,09	1,11	0,69
24	3,29	2,06	1,77	1,09	1,10	0,69
25	3,29	2,06	1,77	1,09	1,10	0,69

Q i I – jak w tabeli 1.

- w ciągu 6 lata przy kredycie w wysokości 50% ogólnych nakładów inwestycyjnych na oczyszczalnię,
 - w ciągu 20 lat przy kredycie w wysokości 100% nakładów całkowitych,
- b) przy oprocentowaniu kredytu 20%:
- w ciągu 11 lat przy kredycie w wysokości 50% nakładów całkowitych.
- W pozostałych rozpatrywanych przypadkach kredyt z odsetkami nie spłaci się z

opłat w analizowanym okresie amortyzacji urządzeń.

Gdyby środki finansowe na budowę oczyszczalni pochodziły wyłącznie z kredytu oprocentowanego w wysokości 10%, a kredyt z odsetkami miałby być spłacony z opłat za odbiór ścieków ciągu 10 lat, to opłaty powinny być na poziomie:

- oczyszczalnie małe $- 2,16 \text{ zł/m}^3$,
- oczyszczalnie średnie $- 1,15 \text{ zł/m}^3$,
- oczyszczalnie duże $- 0,73 \text{ zł/m}^3$.

Literatura

- OCHRONA ŚRODOWISKA 1994: *Informacje i opracowania statystyczne*. Główny Urząd Statystyczny, Warszawa.
- POSKROBKOB., URBALA S. 1994: *Kredyt bankowy jako instrument zarządzania gospodarką wodną*. Ekonomia zasobów wodnych i ochrona wód. Materiały konferencyjne, Bydgoszcz-Warszawa, październik.
- WIECZOREK D. 1993: *Wartość pieniądza w czasie*. Fenix, Poznań.

Henryk ŁADNIAK*

Zbiornik Nielisz – ogólna charakterystyka inwestycji

Abstract

Nielisz reservoir – general characteristics. The paper presents general characteristics of Wieprz river basin and its inflow Por river with specification of the hydrological data. General information concerning management of river basin in the region of Nielisz reservoir are specified. Localisation of reservoir and main dam with perspective of reservoir utilisation are discussed.

Koncepcje budowy i funkcje

Niedobór wody staje się jedną z barier rozwoju gospodarczego we wszystkich sektorach gospodarki narodowej, w tym również w rolnictwie i gospodarce żywnościowej. Zjawisko deficytu wody, wyrażające się niedoborem wód w glebie i zanikiem płytkich warstw wód gruntowych, pogłębiane nasilającą się suszą hydrologiczną, występuje na wielu obszarach kraju. To niekorzystne zjawisko wymaga pilnego przeciwdziałania.

Z terenu województwa zamojskiego jedna tylko zlewnia rzeki Wieprz odprowadza w ciągu roku około 230 mln m³ wody. Zasoby te jedynie w ok. 5% wykorzystywane są do zasilania lokalnych sta-

wów rybnych, nawodnień rolniczych i dla potrzeb przemysłu spożywczego.

W latach osiemdziesiątych służby hydrotechniczne województwa postawiły sobie zadanie potraktowania zlewni jako wzorcowej w zagospodarowaniu. Przed biurami projektowymi postawiono zadanie opracowania o układzie zleceńiowym programu i dokumentacji realizacji inwestycji:

- zwiększającej zasoby wód powierzchniowych i poziomów wodonośnych wód podziemnych,
- obejmującej elementy ochrony przeciwpowodziowej,
- wyrównującej i optymalizującej oddziaływania przepływów na ok. 4,5 tys. ha użytków zielonych (na terenie województwa zamojskiego i chełmskiego koryto rzeki jest nie uregulowane),
- wyrównanie przepływów w Wieprzu przy ujęciu wody do kanału Wieprz-Krzna w Borowicy, woj. chełmskie,
- obejmującej energetyczne wykorzystanie rzeki,
- poprawiającej wykorzystanie rekreacyjne.

*Wojewódzki Zarząd Melioracji i Urządzeń Wodnych, ul. Partyzantów 94, 22-400 Zamość.

Zadanie takie zostało w wielu elementach osiągnięte poprzez wdrożenie do realizacji projektu zbiornika Nielisz.

Charakterystyka zlewni

Zlewnię zbiornika tworzą dorzecza rzeki Wieprz i rzeki Por. Rzeką Wieprz wypływa z tzw. Jeziora Wieprzowego na wys. 273,00 m n.p.m., natomiast dno rzeki w przekroju piętrzenia w km 235,1 jest na rzędnej 191,00 m n.p.m. – próg istniejącego jazu. Spadek podłużny doliny Wieprza w górnym źródłowym odcinku wynosi 0,86–0,90‰, wzrastając następnie do ok. 1,5‰, a lokalnie nawet do 2,0‰. Poniżej ujścia rzeki Por spadek doliny rzeki Wieprz jest mniejszy i wynosi 0,70–0,80‰. Spadki poprzeczne doliny wahają się w granicach od 0,30 do 1,0. Rzeką Wieprz przepływa przez Roztocze. Większa część zlewni, zwłaszcza prawostronna, jest gęsto zalesiona. Lasy rozciągają się na stokach o większych spadkach i stanowią ich ochronę przed erozją, głównie gruntów lessowych.

Największym dopływem rzeki Wieprz jest rzeka Por z ujściem w km 238,6. Użytki zielone w dolinie rzeki Por zmeliorowano w latach pięćdziesiątych i sześćdziesiątych, a obecnie następuje ich wtórne zabagnienie.

Dolina rzeki Wieprz, wąska na odcinku od Szczepieszyna do Deszkowic, rozszerza się dość wyraźnie w rejonie Kulikowa. Na wysokości wsi Nielisz szerokość doliny wynosi 800–1000 m. Dno doliny Wieprza w obrębie czaszy zbiornika zajmują tarasy niskie zalewowe (holoceńskie). Wznoszą się one ok. 1–2 m ponad średni stan wody w rzece. Wysokość bezwzględna tarasu zalewowego

Wieprza wynosi 191,00–207,00 m n.p.m., a tarasu rzeki Por 195,00–204,00 m n.p.m. Tarasy niskie oddzielone są wyraźnie stromą krawędzią od tarasów wysokich. Tarasy wysokie ustabilizowane są na rzędnej 203,00–218,00 m n.p.m., a jedynie na południowy wschód od Nielisza dochodzą do 225,00 m n.p.m. Rzeźba wzniesień urozmaicona jest licznymi rozcięciami pokrywmy lessowej. Czasza zbiornika jest obszarem rolniczo-hodowlanym. Dominującą część powierzchni przewidzianej pod zbiornik zajmują użytki zielone – łąki klasy III, IV i V.

Hydrologia

Przekrój piętrzenia w Nieliszu zamyka zlewnię o powierzchni 1281 km², w tym:

- zlewnia rzeki Wieprz powyżej ujścia rzeki Por w km 238,6
– 689,9 km²,
- zlewnia rzeki Por
– 590,3 km²,
- zlewnia rzeki Wieprz od ujścia rzeki Por do profilu zapory w km 235,4
– 1,8 km².

Podstawowa charakterystyka hydrologiczna rzeki Wieprz oparta jest na profilach wodowskazowych: Wirkowice o powierzchni zlewni 1995 km² i Krasny-staw o powierzchni zlewni 3001 km². Dodatkowo wykorzystano pomocniczo dane z profilu wodowskazowego Zwierzyniec o powierzchni zlewni 405 km².

Charakterystyczne przepływy rzeki Wieprz w przekroju piętrzenia:

- przepływ najdłużej trwający
– 3,29 m³/s,
- przepływ średni roczny
– 5,50 m³/s,

przepływ średni z minimalnych
– 2,52 m³/s,
zwyczajna wielka woda Q_{50%}
– 26,5 m³/s.

Przepływy maksymalne roczne o prawdopodobieństwie pojawiania się :

– $Q_{50\%} = 211 \text{ m}^3/\text{s}$,
– $Q_{1\%} = 182 \text{ m}^3/\text{s}$,
– $Q_{2\%} = 153 \text{ m}^3/\text{s}$,
– $Q_{5\%} = 116 \text{ m}^3/\text{s}$.

Hipotetyczne fale wezbraniowe rzeki Wieprz w profilu zapory są następujące:

a) czas koncentracji – 62 godz.,

b) objętość fali o prawdopodobieństwie pojawienia się:

$p = 0,5\%$	– 63,0 mln m ³ ,
$p = 1,0\%$	– 5,1 mln m ³ ,
$p = 2,0\%$	– 47,3 mln m ³ ,
$p = 5,0\%$	– 37,2 mln m ³ ,
$p = 50\%$	– 12,8 mln m ³ .

Zjawiska lodowe scharakteryzowano na podstawie obserwacji z okresu 1976–1990, opierając się na profilu wodowskazowym w Wirkowicach. Średnia grubość pokrywy lodowej wynosi 22 cm, a maksymalna – 34 cm. Zjawiska lodowe ogółem występowały od 2 do 74 dni, a pokrywa lodowa – od 0 do 38 dni, śryż pojawiał się corocznie i trwał od 1 do 19 dni, a lód brzegowy – od 1 do 26 dni.

Lokalizacja zbiornika

Projektowany zbiornik Nielisz położony jest w południowej części Wyżyny Lubelskiej, zwanej Kotliną Zamojską. Obejmuje tereny należące do wsi Nielisz i Nawóz (gm. Nielisz) oraz Kulików i Deszkowice (gm. Sułów) w północnej części województwa zamojskiego. Przekrój piętrzenia usytuowany jest w km

235,4 rzeki Wieprz o powierzchni zlewni 1281 km².

Zapora czołowa łącznie z jazem zlokalizowane są na terenie wsi Nielisz, w ciągu drogi wojewódzkiej Nielisz – Nawóz – Gruszków. W koncepcji budowy zbiornika przyjęto założenie, że zapora czołowa powstanie w miejscu lokalizacji dotychczasowej zapory zbiornika suchego.

Stan istniejący

Zapora czołowa

W połowie lat siedemdziesiątych została wykonana zapora ziemna o rzędnej korony 196,00 m n.p.m. i długości 760 m, piętrząca wodę w ciągu 10–14 dni w okresie wezbrań wiosennych i do 3 dni w okresie letnim (wegetacyjnym). Zapora ta powstała w profilu istniejącej grobli ziemnej i młyna wodnego, przy czym grobla ta została wbudowana w nowy korpus. Istniejąca zapora zbudowana jest z piasków miejscowych drobnych i pylistych. Na koronie zapory szerokości 8,0 m przebiega droga wojewódzka Nielisz – Nawóz – Gruszków o jezdni szerokości 6,5 m, utwardzonej brukowcem.

Skarpa odwodna o nachyleniu 1:4 jest ubezpieczona wikliną, a odpowietrzna o nachyleniu 1:2 ubezpieczona darnią.

Jaz żelbetowy

Jaz żelbetowy o konstrukcji dokowej posiada 2 przęsła o świetle 6,0 m, każde z zamknięciami klapowymi 6,0 x 4,0 m, z napędem mechanicznym.

Próg jazu jest na rzędnej 191,00 m n.p.m., filar i przyczółki o rzędnej 196,00 m n.p.m. z możliwością piętrzenia do rzędnej 195,00 m n.p.m. Niecka wypadowa o rzędnej dna 187,00 m n.p.m., szerokości 13,0 i długości 27,0 m zakończona jest

progiem o rzędnej 188,50 m n.p.m. Umocnienia poszuru poniżej niecki na długości 9,0 m stanowią płyty żelbetowe grubości 0,50 m na filtrze odwrotnym, następnie na odcinku 12,0 m znajduje się materac faszynowo-kamienny grubości 1,0 m, przykryty płytami prefabrykowanymi IOMB, oraz na długości 14,0 m narzut kamienny grubości 0,6 m. Umocnienie poszuru wykonano na długości 9,0 m z płyt żelbetowych grubości 0,3 m i na długości 4,0 m z narzutu kamiennego o grubości 0,5 m.

Istniejąca konstrukcja jazu została zaprojektowana z możliwością podwyższenia (nadbudowy) przyczółków i filara o 5,95 m do rzędnej piętrzenia 198,75 m n.p.m. (opracowanie BPWM Lublin).

Czasza zbiornika

Czasza zbiornika suchego Nielisz użytkowana jest rolniczo jako łąki kośne z częściowym, jesiennym swobodnym wypasem bydła. Łąki w dolinie były zmeliorowane w latach sześćdziesiątych i siedemdziesiątych siecią rowów otwartych. Urządzenia melioracyjne są w większości zdewastowane, rowy zamulone, częściowo zarośnięte krzakami, a budowle komunikacyjne na ciekach mogą być nieprzejezdne. Użytki zielone położone bezpośrednio w dolinie rzeki Por są obecnie nadmiernie uwilgotnione i nie przynoszą większych korzyści ekonomicznych.

Ogólna charakterystyka i funkcje projektowanego zbiornika

Funkcje zbiornika

Ochrona przeciwpowodziowa

Podstawową funkcją zbiornika jest wyrównanie przepływów fal powodziowych,

szczególnie w okresie wegetacji roślin. W czasie letnim, a zwłaszcza w trakcie tzw. deszczów świętojańskich, zbiornik będzie zabezpieczać około 4,5 tys. ha użytków zielonych przed szkodliwymi zalewami poniżej zapory czołowej.

Pojemność użytkowa zbiornika wynosi 15,7 mln m³, co stanowi 8,8% odpływu średniego rocznego w przekroju piętrzenia. Stosunkowo nieduża pojemność użytkowa zbiornika nie daje pełnej ochrony przeciwpowodziowej poprzez skuteczną redukcję wezbrań, pozwala jednak na istotne zmniejszenie przypływów powodziowych poniżej stopnia zarówno co do wielkości, jak i czasu trwania.

Wykorzystanie energetyczne

Śpiętrzenie rzeki Wieprz pozwoli na energetyczne wykorzystanie zbiornika dzięki budowie elektrowni o mocy instalowanej około 220 kW i produkcji energii elektrycznej około 1,26 mln kWh rocznie. Produkcja energii nie jest duża, jest to jednak dodatkowe źródło zasilania dla potrzeb jazu, co zwiększy bezpieczeństwo całego stopnia czołowego.

Hodowla ryb

Duży akwen wodny umożliwi prowadzenie planowej hodowli i odłowu ryb. Zarybiony zbiornik pozwoli na uprawianie wędkarstwa, co dodatkowo zwiększy atrakcyjność tego akwenu.

Wykorzystanie rekreacyjne zbiornika

Duża powierzchnia lustra wody ma istotne znaczenie rekreacyjne dla całego regionu, a szczególnie miasta Zamościa (około 17 km od zbiornika). Rekreacyjne wykorzystanie zbiornika to głównie:

- uprawianie sportów wodnych, w tym również żeglarstwa, oraz bojerów w okresie zimowym,

- wypoczynek sobotnio-niedzielnny oraz wakacyjny w okresie sezonu letniego; z uwagi na charakter brzegów zbiornika niezbędne będzie utworzenie sztucznych plaż i wydzielenie kąpielisk,
- uprawianie sportów wodnych, co będzie możliwe z uwagi na brak ujęcia wody pitnej ze zbiornika,
- podniesienie walorów krajobrazowych terenów przyległych do zbiornika i otuliny Roztoczańskiego Parku Narodowego.

Ochrona zlewni przed zanieczyszczeniem

Budowa zbiornika wymusza potrzebę uporządkowania gospodarki wodno-ściekowej powyżej zbiornika, jak również wokół niego. Budowa kanalizacji i oczyszczalni ścieków jest koniecznością. Inwestycje towarzyszące będą miały wpływ na poprawę jakości wody w zbiorniku oraz na odcinku rzeki Wieprz poniżej i powyżej zbiornika.

Podstawowe parametry zbiornika

Zbiornik Nielisz składa się z dwóch części:

1) zbiornika głównego na rzece Wieprz:

- powierzchnia zalewu – 724,0 ha,
- normalny poziom piętrzenia NPP – 197,50 m n.p.m.,
- minimalny poziom piętrzenia – 195,00 m n.p.m.,
- maksymalna pojemność zbiornika – 14,1 mln m³,
- minimalna pojemność zbiornika – 3,8 mln m³;

2) zbiornika wstępnego na rzece Por:

- powierzchnia zalewu – 110,0 ha,
- normalny poziom piętrzenia – 197,95 m n.p.m.,
- objętość magazynowania wody – 1,6 mln m³.

Łącznie powierzchnia zbiornika wyniesie 834,0 ha, a objętość magazynowanej wody 19,5 mln m³.

Koszt inwestycji

Zgodnie ze Zbiornym Zestawieniem Kosztów w poziomie cen 1994 roku wartość robót ogółem wynosi 354 416 mln zł, w tym roboty budowlane 214 607 mln zł.

Inwestycja finansowana jest z budżetu wojewody oraz korzysta z dotacji Narodowego Funduszu Ochrony Środowiska i Gospodarki Wodnej, a także z dotacji Wojewódzkiego Funduszu Ochrony Środowiska w Zamościu. W kosztach budowy elektrowni uczestniczy Zakład Energetyczny w Zamościu.

Wstępny harmonogram robót zakładał wykonanie zbiornika w latach 1995–1997.

Efekt ekologiczny

W regionalnym planie zagospodarowania przestrzennego przewiduje się dolinę Wieprza wraz z projektowanym zbiornikiem wodnym, dolinami bocznymi i kompleksem leśnym uznać za obszar chronionego krajobrazu. Przedmiotem ochrony byłaby całość środowiska przyrodniczego i kulturowego oraz krajobraz. Zbiornik przyniesie następujące efekty ekologiczne:

- retencja powierzchniowa 19,5 mln m³ wody,
- zasilenie warstw wodonośnych zbiornika podziemnego w ilości 50,0 mln m³,
- produkcja czystej ekologicznie energii elektrycznej,
- poprawa mikroklimatu w otulinie Parku Narodowego.

Uwarunkowania prawne

Projektowany zbiornik wodny Nielisz jest inwestycją budowlaną o znaczeniu wojewódzkim (Rozporządzenie Rady Ministrów z 27.06.1985 Dz. U. Nr 11 poz. 75 z 1990 r. i Nr 97 poz. 445 z 1993 r.).

Inwestycja została ujęta w założeniach planu zagospodarowania przestrzennego i rozwoju społeczno-gospodarczego województwa (Uchwała Nr XXVII/ 174/88 w RM w Zamościu) w miejscowych planach zagospodarowania gminy Nielisz i Sułów oraz uzyskała stosowne decyzje lokalizacyjne.

Literatura

- PAWŁAT H. (z zespołem) 1994: *Ocena oddziaływania zbiornika wodnego Nielisz na środowisko przyrodnicze*. Bipromel, Warszawa.
- SPÓŁKA WODNO-ŚCIEKOWA WIEPRZ 1991: *Plan realizacji zbiornika wodnego na rzece Wieprz*. Zamość.

Zbiornik Nielisz – problemy realizacji inwestycji

Abstract

Nielisz reservoir – problems of construction performance. Problems connected with construction of main dam of Nielisz reservoir are presented. They concern the material preparation, filling and compaction of embankment dam, sealing and protection of slopes as well as foundation preparation of outlet structure.

Key words: earth dam, compaction, geomembrane

Wprowadzenie

Zapora czołowa zbiornika Nielisz jest pierwszym w województwie zamojskim tej wielkości obiektem hydrotechnicznym, wznoszonym na słabonośnym podłożu, w trzyletnim cyklu realizacji. Została ona zlokalizowana w dolinie rzeki Wieprz, która przecina region Kotliny Zamojskiej wzdłuż osi S – N. Kotlina ta jest obniżeniem wyerodowanym w mało odpornych marglach kredy górnej. Przez jej część zachodnią przepływa rzeka Por, a przez wschodnią – Łabuńka. W tym rejonie dolina Wieprza wypełniona jest czwartorzędowymi osadami aluwialnymi wieku holoceniowego, reprezentowanymi przez serię pylasto-piaszczystą oraz namuły pylaste i torfy wypełniające staro-

rzecza. Zbocza doliny zbudowane są z lessów spiaszczonych, gliny lessowej i mułków lessopodobnych. Są to osady eoliczne wieku plejstoceniowego [Siliwoń-czuk 1992, Jahn i Ruhle 1950].

Problematyka budowy zapory

Realizowana obecnie zapora czołowa długości 860 mb i rzędnej korony 199,00 m n.p.m. zlokalizowana została na istniejącej wybudowanej w latach 1966–1976 zaporze o rzędnej korony 196,00 m n.p.m. W wyniku wykonanych prac rozpoznawczych stwierdzono, że istniejącą zapórę tworzą grunty o zmiennym składzie i zagęszczeniu, w znacznej części (hm 0+100 ÷ 0+130 oraz 0+220 ÷ 0+260) nie nadające się do wbudowania w projektowaną zapórę. Projekt techniczny zakładał więc usunięcie wadliwych partii starego nasypu do rzędnej 194,00 m n.p.m. (lokalnie do rzędnej 191,00) i następnie budowę korpusu nowej zapory do rzędnej 199,00 m n.p.m.

Bazę materiałową stanowi złożę piasku Wólka Nieliska–Ruskie Piaski. Określone w dokumentacji geologicznej cechy jakościowo-technologiczne su-

*Pracownia Geologiczna GEOTECHNIKA, ul. Wyszyńskiego 30/53, 22-400 Zamość.

**Wojewódzki Zarząd Melioracji i Urządzeń Wodnych, ul. Partyzantów 94, 22-400 Zamość.

rowca (tab. 1), a przede wszystkim odległość złoża od budowy (wynosząca ok. 7 km) uzasadniały podjęcie eksploatacji dla potrzeb zapory. Rodzaj gruntów w złożu nie odpowiadał w pełni ustalonym kryteriom jakościowym (tab. 2). W trakcie eksploatacji stwierdzano partie złoża o zawartości frakcji pyłowej powyżej 20%, a nawet przekraczające 30%, przy dopuszczalnej zawartości 15%. Ten pozanormalny surowiec wykorzystany był w późniejszych etapach budowy do wykonania nasypów przyczółków zapory, mających zabezpieczyć naturalne zbocza doliny przed abrazją [Siliwończuk 1992 i Sierant 1995].

Tabela 1. Charakterystyka materiału ze złoża Wólka Nieliska–Ruskie Piaski (wg dokumentacji geologicznej złoża)

Cechy jakościowo-technologiczne surowca	Parametry jakościowe
Skład granulometryczny – frakcje: 0,125–0,25 mm 0,25–0,5 mm 0,125–0,063 mm poniżej 0,063 mm	od 33,0% do 50% od 24,3% do 38,2% od 8,9% do 15,2% od 6,8% do 12,3%
Zawartość pyłów mineralnych	4,9–9,4%
Wskaźnik uziarnienia	3,1–4,6%
Wilgotność naturalna	3,3–10,0%
Wilgotność optymalna wg Proctora	9,6–11,9%
Współczynnik filtracji wg USBSC	1,22–3,06 m/dobę

Tabela 2. Kryteria jakościowe gruntów przeznaczonych do wbudowania w nasyp zapory (wg WTWiO – Geoteko 1993)

Rodzaj gruntów w złożu	Parametry jakościowe
Zawartość części organicznych	poniżej 2%
Zawartość frakcji pylastej	do 15%
Zawartość frakcji ilastej	do 2%
Zawartość gipsu i soli rozpuszczalnych	do 5%

Niejednorodność złoża w stosunku do założonych kryteriów wymagała ścisłej kontroli jakości materiału i bieżącego korygowania frontów eksploatacyjnych [Geoteko 1993]. W okresie formowania nasypu przeciążeniowego zapory, codziennie między złożem a budową kursowały 34 samochody, które obsługiwane były przez 4 koparki. W ciągu 3,5 miesięcy przewieziono około 161 tys. m³ piasku i uformowano nasyp długości 600 m, szerokości 24 m i wysokości 2,5 m. Złoże nie było jednorodne pod względem litologicznym, dlatego wystąpił deficyt materiału o ściśle określonych parametrach jakościowych. Sytuacja ta wymagała od inwestora natychmiastowego przygotowania nowego złoża surowcowego w celu zapewnienia ciągłości realizacji zapory. Proces przygotowania złoża do eksploatacji jest obecnie długotrwały, ze względu na wymagania nowego prawa geologicznego i górniczego. Po dokonaniu zwiadu geologicznego okolicznych miejsc poboru piasku udokumentowano

złoże Ruskie Piaski II, oddalone od budowy prawie o 9 km, o odpowiedniej ilości materiału i o wymaganych kryteriach jakościowych. Piasek z nowego złoża charakteryzował się zawartością frakcji pyłowej do 5%, był to materiał czysty bez przekładek gliniastych, jednak znacznie trudniejszy do zagęszczenia. Jego charakterystykę przedstawiono w tabeli 3. Nasyp zapory czołowej budowano warstwami o miąższości 0,5 m i zagęszczano okółkowanym walcem wibracyjnym o masie 18 ton.

Wymagany wskaźnik zagęszczenia $I_s = 0,95$ uzyskiwano po 6-krotnym przejeździe walca wibracyjnego, przy czym pierwszy przejazd odbywał się bez wibracji. Przy tej technologii rozpiętość wartości wskaźnika zagęszczenia wynosiła $I_s = 0,95-0,98$. Jak już wspomniano, piasek z drugiego złoża, między innymi ze względu na zbyt niską wilgotność naturalną, był materiałem trudniejszym do zagęszczenia, wymagał bowiem stałego i obfitego dostarczania wody. Warunki te pogarszało suche i upalne lato. Materiał przeznaczony do wbudowania był więc polewany na hałdach, podczas rozplantowywania spychaczem i w trakcie zagęszczania. Z dotychczasowego bilansu wynika, że do wykonania zapory zużyto już 215 tys. m³ piasku i przewiduje się, że do całkowitego zakończenia budowy ilość ta wzrośnie jeszcze prawie o 10 tys. m³. Jak wynika ze wstępnego przedmiaru robót, zapotrzebowanie materiału do budowy zapory wynosiło 202 tys. m³. W świetle zapory Nielisz zasoby przemysłowe złoża stanowiącego bazę materiałową budowy powinny być zatem wyższe od projektowanej kubatury prawie o 25–30%, gdyż każde pozyskanie miejsca eksploatacji surowca, w świetle przepi-

sów prawa geologicznego i górniczego, wymaga dodatkowych opinii i opracowań. Niezależnie od wykonania dokumentacji geologicznej i projektu zagospodarowania złoża, których przygotowanie wydłuża proces dokumentacyjny, a w konsekwencji może mieć istotny wpływ na tempo i rytmiczność budowy [Hydrotrest 1994 i Sierant 1995].

Tabela 3. Charakterystyka piasków złoża Ruskie Piaski II (wg dokumentacji geologicznej w kat. C₂)

Cechy jakościowo-technologiczne surowca	Parametry jakościowe
Skład granulometryczny – frakcje : 0,5–0,25 mm 0,25–0,1 mm 0,1–0,075 mm	32,9–43,2% 43,7–54,0% 1,2–3,7%
Zawartość pyłów mineralnych	1,8–5,0%
Zanieczyszczenia organiczne	0,14–0,17%
Wskaźnik piaskowy	65–80
Średni wskaźnik uziarnienia	2,05
Wilgotność naturalna	7,2–5,0%
Wilgotność optymalna wg Proctora	9,7–10,2%

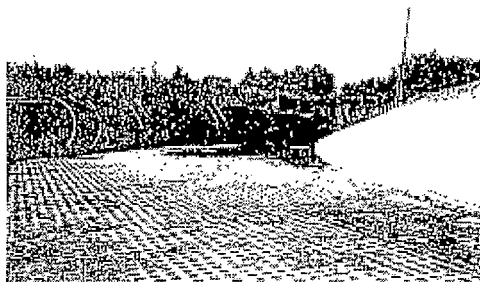
Podłożem nasypu zapory czołowej Nielisz są grunty spoiste (mułki i gliny pylaste), będące napływami równi zalewowej i grunty organiczne występujące w starorzeczach. Przygotowanie podłoża

pod budowę nasypu polegało na zdjęciu nadkładu do rzędnej 194,0 m n.p.m. (lokalnie do 192,5 w rejonie starego młyna oraz przepustu) i zwałowaniu dna przez dwukrotny przejazd walcem. W praktyce czynności te musiały następować natychmiast po sobie, ponieważ odciążone grunty powodowały wypieranie dna wykopu, a dodatkowe utrudnienie sprawiły ich własności tiksotropowe. Starorzeczka, które znalazły się w obrębie nasypu przeciżeniowego zapory, oczyszczano z roślinności i luźnego namułu do głębokości około 0,7 m. Następnie zasypywano je materiałem piaszczystym metodą "od czoła", a wypierany na przedpolu grunt organiczny sukcesywnie bagrowano. Na tak przygotowanym podłożu już bez problemów sypano kolejne warstwy nasypu, zagęszczając je według przyjętej technologii i uzyskując wymagany wskaźnik zagęszczenia $I_s = 0,95$.

Problemy posadowienia budowli

Posadowienie bloku elektrowni oraz sztolni upustu dennego wymagało również przygotowania podłoża. Pod fundament elektrowni wymieniono grunt (G_{π} i Π_p) naruszony i rozluźniony zastępując go warstwą chudego betonu. Natomiast w poziomie posadowienia sztolni (sekcja 4) wybrano soczewkowe skupienia torfów, zastępując je gruntem piaszczystym o zagęszczeniu zbliżonym do zagęszczenia rodzimego gruntu piaszczystego. Utrudnienie przy pracach fundamentowych stanowiła woda gruntowa zawieszona na warstwie torfów lub występująca w ławicach piaszczystych. Doskonale sprawdziło się tu odwadnianie metodą drenażu w

obsypce żwirowej, przy czym rozmieszczenie drenów ustalano w trakcie prac indywidualnie dla każdego wykopu, tak aby osiągnąć skuteczne osuszenie dna. W jednym tylko przypadku zaistniała konieczność zastosowania igłofiltrów. Miało to miejsce przy budowie kanału dopływowego upustu dennego, w odległości około 1,5 m od koryta rzeki Wieprz (fot. 1). W wykonanej grobli ziemnej założono dwa



Fot. 1. Zbiornik Nielisz – realizacja kanału odprowadzającego wodę z elektrowni do rzeki Wieprz; w głębi widoczna tymczasowa grobla z barierą odwadniającą wykonaną z igłofiltrów

rzędy igłofiltrów: przed i za ścianką szczelną, na odcinku długości 30 m, w rozstawie co 1,5 m do głębokości 3,5 m. Tak wykonana bariera okazała się skuteczna.

Uszczelnienie zapory

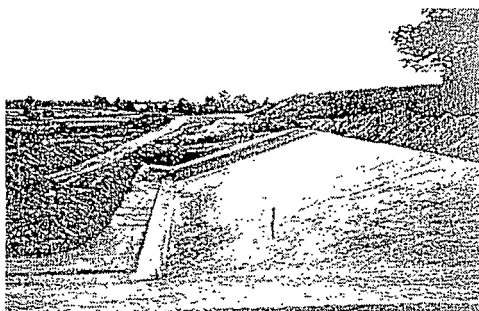
Uszczelnienie zapory czołowej zbiornika Nielisz, a także jej przedpola na długości 40 m, wykonuje się z folii produkowanych z polietylenu wysokiej gęstości ($0,94 \text{ g/cm}^3$) przez niemiecką firmę URSUPLAST. Zastosowano dwa rodzaje folii :

- do uszczelnienia ekranu płaskiego zapory – folia 1 mm typ I EN (obustronnie gładka),
- do uszczelnienia skarpy zapory – folia 1,5 mm typ I PENP (obustronnie ryflowana).

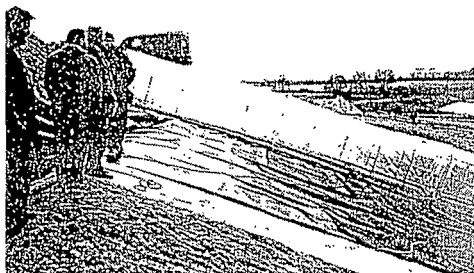
Dla wykonawcy jest to nowa technologia i biorąc pod uwagę warunki pogodowe oraz wymagania, jakim powinno odpowiadać podłoże, materiał obsypkowy, wykonanie geomembrany wymaga wiele staranności i odpowiedzialności załogi. Praktycznie najistotniejszą sprawą okazało się właściwe przygotowanie podłoża w czaszy zbiornika, w celu ułożenia fartucha z folii, tj. jego osuszenie i uformowanie powierzchni z niewielkim spadkiem w kierunku do rowu wykonanego w celu zakotwienia folii. Osuszenie wysięków wody uzyskano przez wykonywanie szeregu rowków głębokości 0,5–0,7 m, prostopadłych do osi zapory i odprowadzających odsączoną z gruntu wodę do rowu kotwiącego folię. W okresie jesienno-zimowym pojawiły się nowe problemy, takie jak: przemarzanie gruntu zasypkowego, oszronienie powierzchni folii oraz zbyt niskie temperatury wykluczające prawidłowe wykonanie zgrzewów arkuszy folii. Kontynuacja prac wymaga rygorystycznego przestrzegania technologii dostosowanej do tych warunków (wykorzystanie tuneli foliowych i nagrzewnic).

Posadowienie fundamentów skrzydeł jazu

Zmiana wymiarów zapory wymaga dostosowania do nowych warunków



Fot. 2. Zbiornik Nielisz – realizacja uszczelnienia skarpy lewego przyczółka zapory geomembraną (folia IPENP); na skarpie widoczny ciemny płat folii na podłożu z geowłókniny; u podnóża skarpy – wykop pod gabiony z rowkami kompensacyjnymi



Fot. 3. Zbiornik Nielisz – zgrzewanie geomembrany na skarpie prawego przyczółka zapory w tunelach foliowych przy temperaturze powietrza do -3°C

głównej budowli upustowej – jazu o świetle $2 \times 6,0$ m, zrealizowanego w latach 1966–1976. Poza podwyższeniem ścian od obecnej rzędnej korony jazu – 196,00 m n.p.m. do projektowanej korony zapory, tj. 199,00 m n.p.m., rozszerzenia wymagają także istniejące skrzydła zarówno od strony wody dolnej, jak i wody górnej. Dobudowanie skrzydeł od wody górnej i ich posadowienie na urozmaiconym, geotechnicznie trudnym podłożu z licznymi

przewarstwieniami z gruntów organicznych wymagało wzmocnienia podłoża. Zastosowano metodę pali iniekcyjnych wykonanych przez firmę Oelckers Grundbau-Poland.

Pale wykonano z zawiesziny cementowej, a sięgają one gruntu nośnego. Biorąc pod uwagę zróżnicowane warunki geotechniczne, długość pali jest zmienna: od 5,0 do 7,0 m poniżej rzędnej posadowienia skrzydeł, tj. poniżej 191,5 m n.p.m.

Podsumowanie

Zasygnalizowane tu problemy, wynikające w procesie realizacji zbiornika Nielisz, jedynie w drobnej części przedstawiają specyfikę nadzoru inwestorskiego i autorskiego, wynikającą z etapowej budowy zapory. Szereg szczegółowych zagadnień związanych z wykonawstwem, np. geomembrany w czasie zbiornika i na skarpach zapory (fot. 2 i 3),

urządzeń odwadniających, betonowanie obiektów inżynierskich, było rozwiązywane bezpośrednio w trakcie ich realizacji. Uzgadniano je podczas roboczych spotkań z wykonawcami i projektantami inwestycji.

Literatura

- GEOTEKO 1993: *Wytyczne wykonania i odbioru robót ziemnych zapory czołowej Nielisz*. Etap IV. Warszawa.
- HYDROTREST S.A. 1994: *Projekt realizacji robót eksploatacji złożeń na nasyp zapory*. Budowa zbiornika wodnego na rzece Wieprz w Nieliszu. Kraków.
- SILIWOŃCZUK Z. 1992: *Uproszczona dokumentacja geologiczna w kat. C₂ złoża kruszywa naturalnego – piasków Wólka Nieliska–Ruskie Piaski*. Warszawa.
- JAHN A., RUHLE E. 1950: *Mapa geologiczna Polski w skali 1:300000*. Arkusz Zamość.
- SIERANT M. 1995: *Uproszczona dokumentacja geologiczna w kat. C₂ złoża piasku dla potrzeb budowy zapory w Nieliszu "Ruskie Piaski II"*. Zamość.
- Notatki z prac nadzoru autorskiego i inwestorskiego w okresie wrzesień 1994 – listopad 1995.*

Ekonomiczna i proekologiczna technologia przebudowy i modernizacji obwałowań przeciwpowodziowych

Abstract

Ekonomical and pro-ecological technology of reconstruction and modernization of flood embankments. Comprehensive studies of embankment maintenance results indicated that about 30÷50% of Polish levees do not comply with technical requirements. According to the quality estimation of the tested earth structures the two thousand km of the levees have to be improved in order to their protect against failure. So far such a engineer task was done mostly by levees reconstruction with subsoil improvement. This method leads to the great amount of earth work (20–100 thousand m³ at the 1 km length) during its application in practice. The paper presents the information concerning the new techniques of levees improvement without an embankment reconstruction necessity. In the paper two improvement methods are discussed in detail. One of them refers to the procedure of natural or synthetic liners installation in improvement procedure and second method deals with a new technique of soil compaction in existing earth embankments. It is worth mentioning that the proposed methods of levees improvement have been applied in practice on the levees located along the Vistula river and Wieprz - Krzna canal.

Key words: earthen structures reconstruction, improvement techniques

Wstęp

Według danych zawartych w opracowaniu CBSiPBW Hydroprojekt pt. Program zabezpieczenia przeciwpowodziowego kraju do 2010 roku, w Polsce w roku 1990 istniało 9719 km obwałowań, przy czym do klasy I zaliczono 551,9 km wałów, do klasy II – 2227,9 km, do klasy III – 3086,1 km, do klasy IV – 3591 km i do pozaklasowych – 261,1 km. Obwałowania te chronią 1,472 tys. ha terenów położonych w dolinach rzecznych i w paśmie nadmorskim, zamieszkałych przez blisko 1,5 mln mieszkańców. Ze względu na nieodpowiedni stan techniczny niektórych odcinków istniejących wałów do przebudowy zakwalifikowano wały o łącznej długości 2047 km.

Ocenę obecnego stanu technicznego w niniejszym opracowaniu przeprowadzono według danych uzyskanych z b. WZIR-ów i WZMiUW-ów, przyjmując kryteria: dobry, średni, zły. Według tej klasyfikacji wałów w stanie dobrym jest w kraju 5305,2 km, w stanie średnim

*Katedra Technologii i Organizacji Prac Wodnych i Melioracyjnych SGGW, ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa.

2842,4 km i w stanie złym 1052 km. Z podziału wynika, że do planowanej przebudowy zakwalifikowano zapewne wszystkie wały w złym stanie technicznym oraz część wałów w stanie średnim. Z opracowania nie wynika jednak, na podstawie jakich kryteriów ankietowane jednostki dokonały kwalifikacji wałów do poszczególnych kategorii.

Stan korpusu i podłoża oraz ich wpływ na bezpieczeństwo istniejących obwałowań

Znaczna część obwałowań powstała przed wielu laty. Ówczesna ograniczona wiedza o gruncie jako o tworzywie korpusów wałów i materiale stanowiącym podłoże wałów, a także względy ekonomiczne spowodowały, że istniejące obecnie korpusy wałów i ich podłoża posiadają szereg wad, które ujawniają się w czasie wezbrań. Z uwagi na liniowy charakter obwałowań, bardzo często zmienną budowę korpusu i podłoża trudno jest jednoznacznie określić przyczyny występujących niedomagań. Ogólnie można stwierdzić, że korpusy obwałowań cechuje:

- duża różnorodność wbudowanych materiałów gruntowych,
- zmienne stany ich zagęszczenia,
- zmienność współczynników filtracji i właściwości mechanicznych gruntów.

Znaczna część korpusów obwałowań zbudowanych z miejscowych gruntów spoistych oraz organicznych wykazuje z upływem czasu coraz większe zmiany strukturalne pod wpływem oddziaływania czynników zewnętrznych. Niezagęszczone grunty spoiste i organiczne ulegają

spękaniami zwiększającym znacznie filtrację, wyraźnie zmniejszają się parametry wytrzymałościowe tych gruntów, co może prowadzić do utraty stateczności korpusu.

Stan podłoża obwałowań niejednokrotnie w większym jeszcze stopniu wpływa na bezpieczeństwo linii ochronnej. Budując przed laty obwałowania, starorzecza najczęściej wypełniano gruntem sypanym luźno do wody, często nie czyszcząc podłoża z namulów, drzew i krzewów i pozostawiając niezabudowane odcinki starego koryta rzeki przy samej stopie wału. Są to potencjalne miejsca rozmycia podłoża i korpusu obwałowań, zwłaszcza podczas wysokich i długotrwałych wezbrań.

Budowa dolin rzecznych jest często mocno zróżnicowana. W przypadku gdy górną warstwę podłoża stanowi dwu- i więcejmetrowa warstwa gruntów mało przepuszczalnych (iły, piaski gliniaste, gliny), jest ono na ogół niepodatne na przebicia. W przypadku cienkiej warstwy nieprzepuszczalnej, rzędu 0,5–1,0 m, na zawału często mają miejsca przebicia i wymywanie gruntów. W przypadku luźnych gruntów piaszczystych zalegających w podłożu może występować intensywna filtracja i rozmycie podłoża. Tylko bardzo nieliczne odcinki obwałowań mają urządzenia chroniące przed tymi zjawiskami.

Przedstawiony stan korpusów i podłoża obwałowań, w szczególności w przypadku długotrwałych wezbrań, gdy filtracja przez wał przybiera charakter filtracji ustalonej, powoduje możliwość powstania licznych przesiąków przez korpus i podłoże, przebieg hydraulicznych, rozmyć skarpy i podłoża, co niekiedy może prowadzić do utraty ich stateczności.

Inne czynniki wpływające na bezpieczeństwo wałów

Jak wykazały obserwacje zachowania się wałów w czasie powodzi w ostatnich 20–25 latach, niezmiernie ważną sprawą w akcji powodziowej jest możliwość dotarcia do zagrożonych miejsc linii ochronnej ciężkimi maszynami (samochody, koparki itp.). Znaczna część obwałowań I i II klasy chroniących doliny nie posiada obecnie dróg powodziowych. Dojazd do miejsc zagrożenia jest możliwy jedynie po koronie lub ławie obwałowania, których stan (np. znaczne nawilgocenie) praktycznie go uniemożliwia. Jest to często istotny mankament obwałowań.

Do innych negatywnych czynników wpływających na bezpieczeństwo linii ochronnej zaliczyć należy:

- lokalne obniżenia korony spowodowane osiadaniem,
- zniszczenia korpusu przez zwierzęta (nornice, krety, lisy, piżmaki, borsuki),
- obniżenia korony w wyniku nielegalnych przejazdów i przepędów,
- zniszczenia darniny na skarpach, nieregularne wykaszanie obwałowań.

Odrębną kwestią wpływającą na bezpieczeństwo doliny jest zmiana zagospodarowania terenów chronionych; konieczność zwiększenia stopnia ich zabezpieczenia wpływa na potrzebę permanentnej analizy rzędnych korony istniejących obwałowań.

Rozmiary i częstotliwość awarii obwałowań uświadomić powinny administracji, projektantom wałów, ich budowniczym i zajmującym się ich kontrolą, konserwacją, naprawami oraz uczestnikom akcji przeciwpowodziowej ciążącą

na nich odpowiedzialność za dolegliwości i nieszczęścia wielu tysięcy dotkniętych powodzią ludzi. Obwałowania stwarzają dla chronionych przez nie dolin potencjalne zagrożenie występowania katastrofy, która może się zdarzyć w przypadku ich przerwania; skutki przerwania są na ogół nieporównywalnie cięższe niż zalanie terenów nadbrzeżnych w warunkach naturalnych.

Propozycje nowych rozwiązań technologicznych

Przedstawione powyżej czynniki decydujące o bezpieczeństwie istniejących obwałowań wskazują na konieczność ich przebudowy lub modernizacji. Najczęściej jest ona wykonywana poprzez podwyższanie i rozbudowę korpusów wałów oraz zabudowę występujących w bezpośrednim ich sąsiedztwie starorzeczy. Zabiegi te polegają na masowych i kosztownych robotach ziemnych, wymagających wbudowania najczęściej od 20 do 100 tys. m³ gruntu na długości 1 km wału, przy kosztach wynoszących od 200 tys. do 1 miliona złotych. Powyższe stwierdzenia można także odnieść np. do grobli występujących w systemie Kanału Wieprz – Krzna, wymagających modernizacji na długości ok. 150 km, jak też grobli stawowych i innych nasypów ziemnych.

Wykonawstwo tych robót wiąże się z silną ingerencją w środowisko naturalne, znacznej bowiem zmianie ulegają ekosystemy wykształcone wzdłuż obwałowań. Konieczne jest bowiem często wycinanie istniejących zadrzewień i zakrzaczeń, pobieranie znacznych mas ziemnych i stosowanie do robót dużej liczby ciężkich maszyn budowlanych.

Te względy spowodowały konieczność poszukiwania nowych rozwiązań technologicznych, które spełniałyby zarówno wymogi obniżenia kosztów, jak też byłyby rozwiązaniami proekologicznymi. Propozycje nasze idą więc w kierunku znacznego zmniejszenia kubaturowej rozbudowy korpusu wałów i grobli i zastąpienia jej innymi zabiegami wzmacniającymi korpus i podłoże. Polegają one na wykonywaniu w istniejących słabych, stosunkowo przepuszczalnych nasypach i podłożu obwałowań przesłon przeciwnofiltracyjnych z syntetycznych materiałów nieprzepuszczalnych oraz gruntów mało lub słabo przepuszczalnych. Jako zabieg alternatywny zaproponowano dogęszczanie korpusu i podłoża obwałowań i grobli. Działania takie pozwalają na znaczne zmniejszenie zakresu robót i ingerencji w środowisko naturalne obszarów zawali i międzywali oraz terenów przyległych do grobli kanałów i stawów różnego rodzaju. Z szacunkowych kalkulacji wynika, że zaproponowana i już na kilku obiektach wdrożona technologia robót obniża koszty modernizacji obwałowań i grobli prawie o 30 do 50%, co w okresie kilkunastu lat, w jakich przewiduje się jej realizację, może dać znaczne oszczędności.

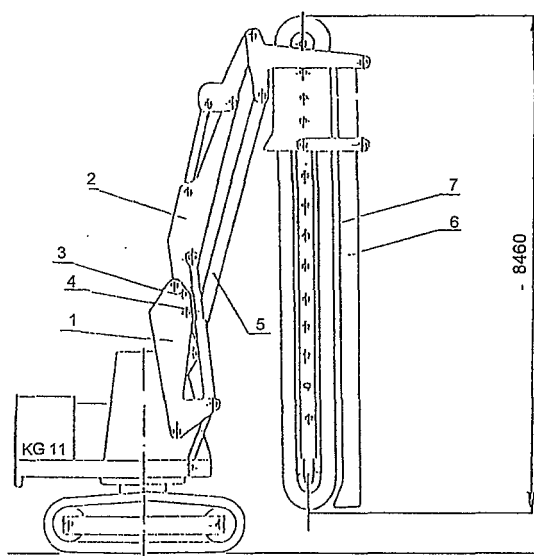
Technologia uszczelniania korpusu i podłoża wałów i grobli

Proponowane rozwiązania polegają na wprowadzeniu w korpus lub podłoże wałów lub grobli elementów uszczelniających w postaci folii polimerowych lub naturalnych materiałów mało przepuszczalnych (glin, ilów). W tym celu opracowano koncepcję maszyny do wykonywania szczelin w korpusie i podłożu nasy-

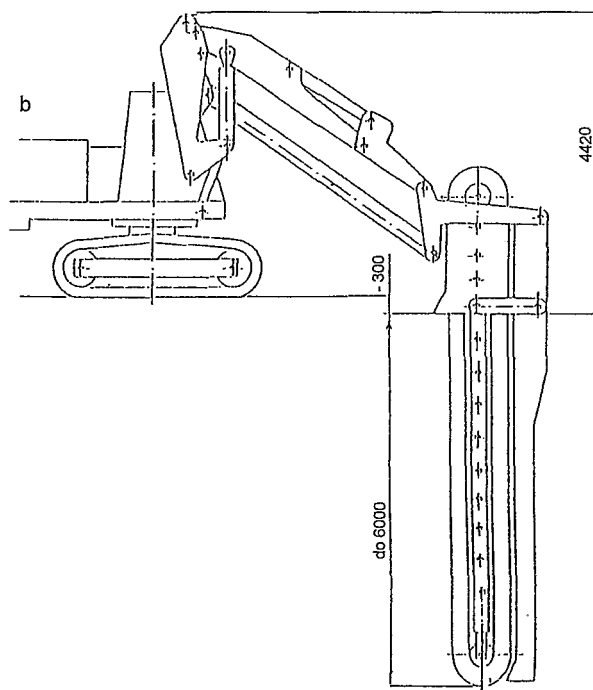
pów ziemnych i układania w nich elementów uszczelniających. Koncepcję technologii opracowano w Katedrze Technologii i Organizacji Prac Wodnych i Melioracyjnych SGGW, a projekt techniczny maszyny w Instytucie Budownictwa, Mechanizacji i Elektryfikacji Rolnictwa w Warszawie. Obecnie trwają prace realizacyjne zaprojektowanego osprzętu w Bumar Proma w Ostrówku. Maszyna działa na zasadzie koparki wielonaczyniowej (rys. 1a), której osprzęt zainstalowany jest na podwoziu koparki hydraulicznej, jednonaczyniowej K 611 produkcji Zakładów Mechanicznych BUMAR Waryński. Koparka ta została dodatkowo wyposażona w układ hydrauliczny napędu jazdy, umożliwiający poruszanie się z prędkością od 1 do 300 m/godz. Wysięgnik koparki również uległ modyfikacji, polegającej na zablokowaniu dolnej jego części (1) i przegubowym połączeniu górnej części (2) wysięgnika z dolną (3). Ruch górnej części jest wykonywany za pomocą cylindrów hydraulicznych wysięgnika koparki (4). Osprzęt kopiący zamontowany jest na równoległoboku (5), co umożliwia utrzymanie zespołu kopiącego w położeniu prostopadłym do płaszczyzny, po której porusza się koparka. Maszyna wyposażona jest w specjalną kasetę (6), w której umieszcza się szpulę folii. Kasetę zainstalowaną jest za łańcuchem czerpakowym (7).

Koparka może pracować w gruntach stosunkowo zwięzłych, bez tendencji do intensywnych oberwisk. W gruncie nie powinny występować kamienie o średnicy większej od 15 cm. Koparkę dostarcza się na budowę ze zdemontowanym osprzętem. Do montażu osprzętu potrzebne są trzy odpowiednio przeszkolone osoby oraz specjalny sprzęt w postaci

a



b



Rys. 1. Koparka wielonaczyniowa do kopania szczelin w wałach przeciwpowodziowych: a – położenie transportowe: 1 – dolna część wysięgnika, 2 – górna część wysięgnika, 3 – sworzeń łączący dolną z górną częścią wysięgnika, 4 – cylindry wysięgnika, 5 – ciągną równoległoboku, 6 – kaseta, 7 – łańcuch czerpakowy; b – położenie robocze

długiej drabiny umożliwiającej montaż sworzni na wysokości do 8 m oraz żuraw o udźwigu 35 KN (3,5T). Osprzęt montowany może być na miejscu rozładunku lub na koronie wału w przypadku, gdy na trasie przejazdu znajdują się przeszkody uniemożliwiające poruszanie się maszyny, której całkowita wysokość wynosi ok. 9,20 m (rys. 1b). Po dokonaniu montażu osprzętu (bez kasety) uruchamia się napęd łańcucha z czerpakami i stopniowo zagłębia się urządzenie kopiące. W czasie zagłębiania wydobywany urobek ziemny musi być usuwany poza miejsce robót. Jeżeli w koparce brak jest transportera poprzecznego do odrzucania urobku na bok, to należy tę czynność wykonywać ręcznie. Po zagłębieniu osprzętu na właściwą głębokość należy, nadając bieg koparce, wykopać rowek na długości ok. 0,5 m, po czym trzeba podłączyć kasety z folią. Koniec folii należy zamocować w rowku i rozpocząć kopanie z jednoczesnym rozwijaniem szpuli z folią. Folia rozwija się samoczynnie wraz z ruchem maszyny do przodu. Po rozwinięciu się folii, pustą szpulę należy wyjąć z kasety, nawinąć na szpulę następny odcinek folii, wstawić szpulę do kasety, łącząc folię ze szpuli z folią już ułożoną w rowku i następnie kontynuować pracę.

Konstrukcja osprzętu kopiącego pozwala na wykonywanie uszczelnień do głębokości 6,0 m z możliwością regulacji głębokości co 0,5 m.

Technologia dogęszczania korpusu i podłoża wałów i grobli

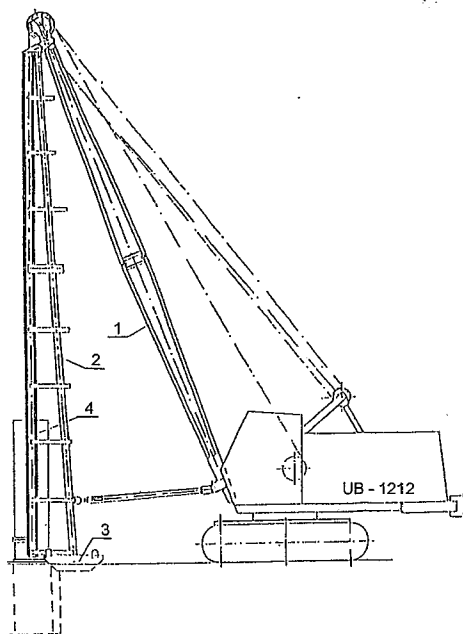
Dogęszczanie nasypów ziemnych metodą udarową ma na celu zwiększenie stopnia zagęszczenia gruntu w ich korpu-

sie i podłożu i jednocześnie zmniejszenie jego przepuszczalności zarówno poprzez zagęszczenie gruntu, jak i likwidację wszelkiego rodzaju szczelin i nor oraz gruzelkowej struktury w środkowej części nasypu.

Kolejne operacje procesu technologicznego są następujące:

- zdjęcie darniny i wyrównanie spycharką korony wału,
- wykonanie w osi wału przy użyciu małej koparki podsiębiernej o pojemności łyżki 0,25 m³ rowka szerokości 0,8 m, głębokości 0,3 m i nachyleniu skarp 1:1,
- zagęszczenie gruntu metodą udarową w linii wykopanego wcześniej płytkiego rowka,
- wypełnienie powstałego na skutek ubijania zagłębienia w korpusie wału gruntem dowiezionym z pobliskich rezerw i jego zagęszczenie walcem wibracyjnym lub zagęszczarką,
- wyrównanie korony i skarp wału, zahumusowanie i obsianie mieszaną traw.

Najważniejszą operacją w procesie dogęszczania korpusu wałów jest ubijanie gruntu celem zwiększenia jego stopnia zagęszczenia i jednocześnie zmniejszenie współczynnika filtracji. Jako podstawową maszynę do tego celu przyjęto koparkę uniwersalną UB 1212 firmy NO-BAS. Możliwe jest jednak zastosowanie również innych koparek, jak też urządzeń kafarowych. Osprzętem do maszyny podstawowej jest młot wolnospadowy, poruszający się w kratownicowej prowadnicy. Prowadnica jest zawieszona na wysięgniku kratowym koparki (rys. 2). Oryginalną konstrukcję wysięgnika uzupełniono przyspawanymi elementami przeznaczo-



Rys. 2. Maszyna do uderowego ubijania gruntu;
1 – wysięgnik koparki, 2 – prowadnica, 3 – pod-
stawa prowadnicy, 4 – młot

nymi do połączenia z nimi u góry – prowadnicy, a u dołu – zastrzału prowadnicy. Młot (ubijak) o masie od 3 T do 6 T ustawiony w ślizgach prowadnicy jest zawieszony na linie wyciągarki głównej maszyny podstawowej. Wysokość podnoszenia i opuszczania młota ustalana jest doświadczalnie – zależnie od wymaganego zagęszczenia gruntu – podobnie jak liczba uderzeń młota w jedno miejsce. Wskazane jest, aby pierwsze dwa lub trzy uderzenia młota były wykonywane z mniejszej wysokości; uderzenia następne z wysokości większej, a uderzenia końcowe – ponownie z wysokości mniejszej. Doświadczenia uzyskane z procesu dogęszczania korpusu grobli na jednym z odcinków Kanału Wieprz – Krzna wskazują, że odpowiednie wyniki zagęszczenia

gruntu grobli uzyskano stosując młot o masie 3 T, wymiarach w podstawie $0,7 \times 0,7$ m, wysokości opuszczania 3,0 m i liczbie uderzeń w jeden punkt równej 30.

Ze względu na rozstawę gaśienic koparki minimalna szerokość korony wału powinna wynosić 3,0 m. Pochylenie poprzeczne korony wału nie może być większe od $\pm 2\%$. Większe spadki utrudniają utrzymanie stateczności ubijarki.

Operację zagęszczania korpusu wałów można wykonywać w dwojaki sposób:

- poprzez ustawianie ubijarki na kolejnych sąsiednich stanowiskach i ubijanie gruntu w jednym miejscu, aż do chwili uzyskania właściwego jego zagęszczenia,
- poprzez przemienne ustawianie koparki na stanowiskach "co drugie"; ruch maszyny odbywa się wówczas zarówno do przodu, jak i do tyłu.

Wybite w korpusie wału zagłębienie można wypełnić – w zależności od zaleceń projektu – gruntem piaszczystym albo gruntem gliniastym. Dowóz i wbudowanie gruntu musi być dokonane za pomocą maszyn towarzyszących, natomiast jego zagęszczenie – bądź za pomocą zagęszczarki, bądź z wykorzystaniem wyżej opisanej ubijarki z zastosowaniem mniejszej energii zagęszczenia (np. przy spadzie młota z wysokości 1,0 m i dziesięciu uderzeniach w jednym punkcie).

Wyniki kontrolnych badań stopnia zagęszczenia gruntu wykonano metodą uderową. Wskazują one na dużą skuteczność tej metody. Świadczą o tym przedstawione poniżej relacje z kilku obiektów wałowych zmodernizowanych w ten sposób.

Na odcinku doświadczalnym wału przeciwpowodziowego na Wiśle, w rejo-

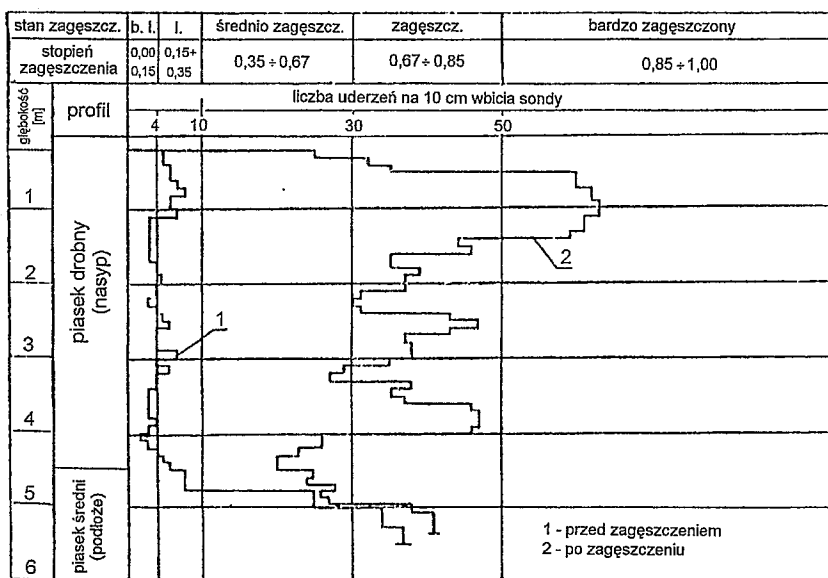
nie Puław, w środkowej części nasypu osiągnięto poprawę zagęszczenia dla gruntów piaszczystych i namulów ze wskaźnika zagęszczenia $I_s \cong 0,80-0,85$ do $I_{s \text{ śred}} \geq 0,95$.

Pozytywne rezultaty osiągnięto także przy wzmocnieniu odcinka badawczego na lewobrzeżnej grobli Kanału Wieprz – Krzna w rejonie Trawniki, gdzie po dogęszczeniu wskaźnik zagęszczenia wzrósł z $I_s \cong 0,78-0,89$ do $I_{s \text{ sr}} \geq 0,92$.

Innym przykładem zastosowania metody udarowej może być obiekt Treblinka – Kielczew na rzece Bug. Dokonano tam wzmocnienia podłoża w miejscach przejść wału przeciwpowodziowego przez dwa odcinki starorzecza. Ich szerokość wynosiła 40 i 80 m, a głębokość 4,30 i 3,50 m. Na dnie starorzeczy cienką warstwą zalegały namuły, a pod nimi piaski drobne i średnie. Ze względu na wysoki

poziom wody w starorzeczu i jednocześnie wymagane odpowiednio duże zagęszczenie gruntu stanowiącego podłoże wału nie było możliwe zastosowanie tradycyjnej technologii zabudowy starorzeczy z zagęszczeniem za pomocą walców wibracyjnych lub innych zagęszczarek. Starorzecza zabudowano piaskiem drobnym i średnim. Uzyskano wysoki stopień jego zagęszczenia, o czym świadczy wykres na rysunku 3, pokazujący stan gruntu przed i po zagęszczeniu metodą udarową. Wpływ procesu ubijania gruntu sięga stosunkowo głęboko, osiąga bowiem wartość kilku metrów.

W omówionych przypadkach dogęszczenia korpusu osiągnięto znaczne dogęszczenie, sięgające praktycznie do podłoża środkowej części wałów czy grobli. Nie obserwowano istotnego rozgęszczenia skarp nasypów.



Rys. 3. Wyniki badań gruntu przed i po zagęszczeniu w starorzeczu nr 2

Podsumowanie

W artykule przedstawione zostały informacje na temat nowych rozwiązań technologicznych, mających na celu minimalizację zakresu robót ziemnych i ich ujemnego wpływu na otaczające otoczenie środowisko przyrodnicze. Zostanie to osiągnięte poprzez ograniczenie rozbudowy korpusów i zastąpienie jej procesem dogęszczania gruntu w wałach i podłożu. Przedstawiono konstrukcję osprzętu montowanego na podwoziu koparki, zastosowaną technologię robót oraz wyniki badań kontrolnych na odcinkach doświadczalnych wału wiślanego w rejonie Puław, grobli w systemie Kanału Wieprz – Krzna w okolicy Trawniki oraz starorzeczka rzeki Bug. Wyniki tych badań wskazują na dużą skuteczność zastosowanej metody, wyrażoną zwiększonymi wartościami stopnia zagęszczenia gruntu oraz zmniejszonymi wartościami współczynnika filtracji.

Technologia uszczelniania korpusów wałów i grobli za pomocą wprowadzenia w wykopaną wąską szczelinę materiału foliowego przy użyciu specjalnego osprzętu zamontowanego na koparce znajduje się na etapie jej wdrażania. Próby wprowadzenia w korpus wałów i grobli

li pionowych przesłon szczelnych za pomocą innych niż proponowane metody dały również zadowalające wyniki, zmniejszające znacznie intensywność przesiąków wody przez korpus i podłoże uszczelnionych nasypów ziemnych.

Zastosowane na szerszą skalę zaproponowane technologie przebudowy i modernizacji wałów i grobli powinny przynieść duże korzyści finansowe w okresie, w którym ma być dokonana przebudowa i modernizacja ok. 2000 km wałów przeciwpowodziowych oraz ok. 200 km grobli w systemie Kanału Wieprz – Krzna.

Literatura

- JĘDRYKA G., SOKOŁOWSKI J. 1986: *Próba zagęszczenia podłoża wałów przeciwpowodziowych metodą dynamiczną*. Wiad. Melior. i Łąkarskie 1, s. 11–13.
- MOSIEJ K., SOKOŁOWSKI J. 1995: *Bezpieczeństwo obwałowań*. Materiały Międzynarodowej konferencji Ochrona miast przed powodzią – koncepcje i doświadczenia. IMGW, Kraków, s. VIII – 9 – VIII – 24.
- Dokumentacja techniczna osprzętu do zakładania uszczelnień w wałach*. 1995: IBMER, Warszawa.
- Dokumentacja techniczna osprzętu do udarowego dogęszczania gruntu w wałach*. 1994: BUMAR, Warszawa.

Wzmacnianie podłoża fundamentów istniejących budynków metodą iniekcji wysokociśnieniowej

Abstract

Subsoil improvement under existing buildings by jet grouting. The renovation, extension or change utilization of existing buildings usually needs improvement of the subsoil foundations condition. In this paper the experiences with practical application of the jet grouting method are presented.

Key words: jet grouting, subsoil foundation

Wstęp

Remont lub modernizacja starych budynków najczęściej wiąże się ze zwiększeniem nacisków przekazywanych przez fundament na podłoże gruntowe. Jest to efekt wymiany części materiałów lub elementów konstrukcji (najczęściej starych stropów drewnianych na znacznie cięższe stosowane obecnie) albo zmiany jego użytkowania, co wiąże się ze zwiększeniem obciążeń użytkowych. Często dobudowywane są także dodatkowe kondygnacje. Ponadto w wielu przypadkach stare fundamenty przed remontem nie spełniają wymogów obowiązujących obecnie norm. W przeszłości bowiem

często poziom posadowienia limitowany był położeniem zwierciadła wód gruntowych.

Zwiększenie nośności fundamentu można uzyskać poprzez zwiększenie jego wymiarów poziomych (zmniejszenie nacisków jednostkowych na podłoże) lub poprzez obniżenie poziomu posadowienia, co zwiększa miąższość warstwy nadkładu przeciwdziałającego wypieraniu gruntu spod fundamentu. W tradycyjnych rozwiązaniach najczęściej stosuje się metodę "podbijania" fundamentów. Sprowadza się ona do sukcesywnego odkopywania fragmentów fundamentów i wykonywania nowych głębiej posadowionych, a niekiedy poszerzonych ław. Operacja jest bardzo niebezpieczna i zwykle wymaga specjalnego przygotowania budynku oraz okresowego wyłączenia go z użytkowania. Ponadto możliwa jest przede wszystkim w gruntach spoistych. W gruntach niespoistych należy się liczyć z ryzykiem obsypywania się do wykopu gruntu spod nie odsłoniętych fragmentów fundamentów. W przypadku nawodnionych gruntów niespoistych staje się wręcz niemożli-

*Katedra Geotechniki SGGW, ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa.

wa. Postępowanie takie nie jest zalecane dla fundamentów niezbrojonych, szczególnie murowanych z odsadzkami ceglany. Powstające w czasie remontu naprężenia rozciągające są źle przenoszone przez konstrukcję.

Wymienionych problemów można uniknąć, stosując wzmocnienie metodą iniekcji wysokociśnieniowej.

Charakterystyka metody iniekcji wysokociśnieniowej

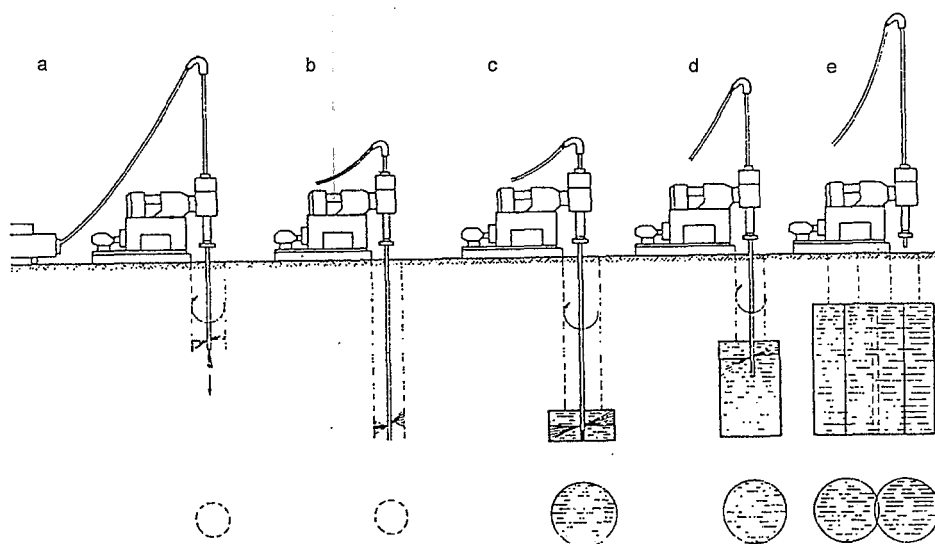
Tradycyjne metody iniekcji gruntów i skał polegają na wypełnieniu w nich porów lub szczelin wiążącym wypełniaczem, przy czym zazwyczaj struktura ośrodka nie ulega przeobrażeniu. W gruntach o drobnym uziarnieniu rozwiązanie takie jest mało skuteczne, bowiem penetracja iniektu jest bardzo ograniczona. Strefa jego rozchodzenia się jest tak niewielka, iż wiele porów pozostaje niewypełnionych. W metodzie iniekcji wysokociśnieniowej powoduje się całkowite naruszenie szkieletu gruntowego i jego całkowite wymieszanie z podawanym spoiwem.

Wynaleziona w Japonii [Miki 1973] metoda iniekcji wysokociśnieniowej (jet grouting – iniekcja strumieniowa) od dłuższego czasu z powodzeniem stosowana jest w Europie Zachodniej. Między innymi w dużym zakresie wykorzystywano ją przy budowie Eurotunelu pod kanałem La Manche. Ostatnio coraz większe uznanie znajduje w Polsce, stosowana zarówno przez firmy obce, jak i coraz częściej polskie. Istota jej polega na wprowadzeniu w grunt na żadaną głębokość specjalnej żerdzi obrotowej zakończonej

dwiema poziomymi dyszami. Jedną dyszą podawana jest woda pod ciśnieniem do 70 MPa (najczęściej 20 MPa), drugą – zaczyn cementowy pod niskim ciśnieniem. Żerdź jest obracana i podnoszona jednocześnie do góry. Rozcięty przez wodę grunt mieszany jest z zaprawą, co powoduje efekt "podziemnej betoniarki" [Biernatowski i in. 1987, Bustamante 1994]. W efekcie powstaje pal cementogruntowy, w którym kruszywem jest miejscowy grunt, spoiwem zaś podawany cement (rys. 1). Zasięg iniekcji (wynoszący od 0,6 do 3 m) i wytrzymałość cementogruntu uzależnione są od rodzaju gruntu i stosowanego ciśnienia. Najlepsze efekty uzyskuje się w żwirach oraz piaskach grubych i średnich. Na przykład w czwartorzędowych piaskach wodnolodowcowych przy ciśnieniu 20 MPa uzyskuje się pale o średnicy 0,8–1,0 m i wytrzymałości 8–10 MPa. Możliwe są również i takie rozwiązania, gdzie pod dużym ciśnieniem podaje się bezpośrednio zaprawę cementową. Niektóre technologie umożliwiają również wzmocnienia gruntów spoistych, a nawet organicznych. Stosuje się wtedy specjalną technikę odsysania z gruntu części drobnych lub wyplukiwania ich pod dużym ciśnieniem w pierwszej fazie podczas wprowadzania w podłoże obrotowej żerdzi.

Ogólne zasady wzmocniania fundamentów metodą iniekcji wysokociśnieniowej

Wzmocnienie łąw fundamentowych metodą iniekcji wysokociśnieniowej sprowadza się do wykonania pod fundamentem palisady cementogruntovej. Pa-

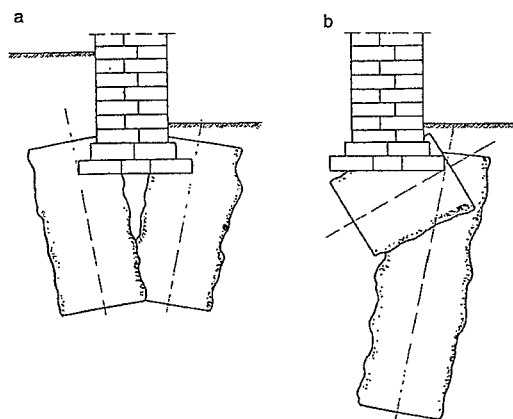


Rys. 1. Schemat wykonywania iniekcji wysokociśnieniowej [Biernatowski i in. 1987; Miki 1973]: a, b – fazy wprowadzania żerdzi, c, d – fazy formowania buławy pala cementogrunтового, e – zakończona palisada

lisada ta powinna sięgać gruntów bardziej nośnych i mniej odkształcalnych lub spowodować dostateczne zwiększenie miąższości warstwy nadkładu przeciwdziałającej wypieraniu D_{min} (rys. 2). Najlepszym rozwiązaniem będzie wykonanie palisady mijankowo, po obu stronach wzmocnianej ściany, przy czym pale powinny wzajemnie do siebie przylegać (rys. 2). W przypadku braku obustronnego dostępu (np. ze względu na istnienie sąsiedniej zabudowy) można wykonać iniekcję jednostronną. W takim przypadku w celu pełnego podparcia istniejących fundamentów niezbędne będzie wykonanie, pod niewielkim kątem do poziomu, dodatkowych buław podścielających. Kierunek posadawiania pali może być dowolny. Zaleca się także ich poprowadzenie, aby w nowym poziomie posado-

wienia oś fundamentu pokrywała się z kierunkiem działania wypadkowej obciążenia. Uniknie się wtedy powstawania charakterystycznych dla ścian zewnętrznych mimośrodów. Przy realizacji prac należy pamiętać, aby nie upłynnić jednocześnie dużych partii podłoża grunтового. Dlatego też kolejne iniekcje powinny być wykonywane w odstępie co najmniej 3 pali (co ok. 3 m).

Wzmocnione metodą iniekcji wysokociśnieniowej fundamenty pozostają nadal posadowieniem bezpośrednim. Dlatego też obliczenia statyczne posadowienia powinny być przeprowadzone zgodnie z postanowieniami normy PN-81/B-03020 *Grunty budowlane. Posadowienia bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie*. Dla sprawdzenia I stanu granicznego zazwyczaj wystarczające



Rys. 2. Zasady wzmacniania istniejących fundamentów: a – iniekcja obustronna, b – iniekcja jednostronna

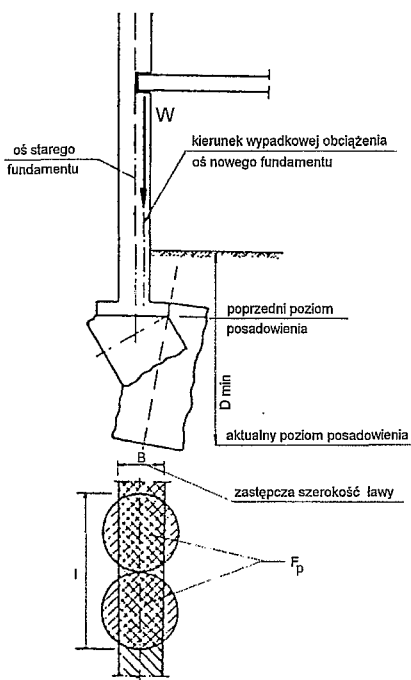
będzie wyznaczenie jednostkowego oporu granicznego podłoża q_{fn} wg wymienionej normy.

Powyższe obliczenia wymagają wyznaczenia zastępczej szerokości ławy fundamentowej. Można ją wyznaczyć poprzez podzielenie powierzchni pali tworzących palisadę (F_p) w poziomie posadowienia na określonej długości przez tę długość (L) (rys. 3).

Przykłady zastosowania

Podbijanie fundamentów starych budynków w celu wykonania w bezpośrednim sąsiedztwie budynku nowego

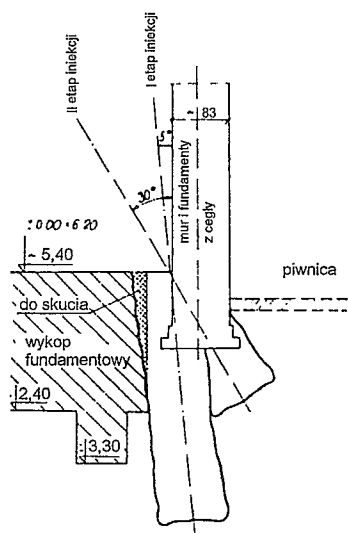
Fundamenty nowego 7-kondygnacyjnego budynku w Warszawie przy ul. Konopackiej, przylegającego jedną ścianą do budynku istniejącego, były obniżone w stosunku do fundamentów budynku istniejącego o 1,5 m [Geoteko 1993]. Aby



Rys. 3. Schemat do obliczania nośności wzmacnianych fundamentów

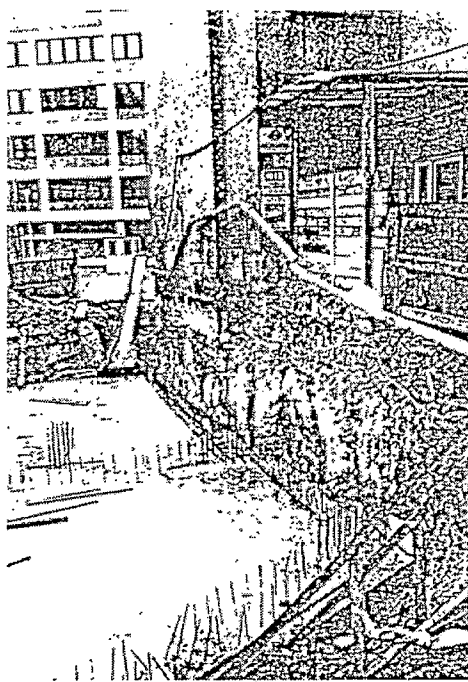
wykonać wykop fundamentowy dla posadowienia nowego budynku konieczne było wgłębne wzmocnienie podłoża fundamentów przylegającej ściany budynku istniejącego, które wykonano z zewnątrz budynku za pomocą iniekcji wysokociśnieniowej (rys. 4). Iniekcja była wykonywana w gruntach piaszczystych w rozstawie punktów co 1,0 m. Średnice pali iniekcyjnych, które określono na podstawie wykonanych odkrywek, wynosiły średnio ok. 1,0 m. Roboty wykonywane były w okresie zimowym (grudzień 1993 i styczeń 1994).

W bardzo podobny sposób wykonano podbicie fundamentów istniejącego budynku w Olsztynie przy ul. B. Linki, do którego jedną ścianą przylega nowy budynek Totalizatora Sportowego [Geoteko 1994]. Iniekcję wykonano również od strony zewnętrznej budynku istniejącego,



Rys. 4. Iniekcyjne zabezpieczenie podłoża fundamentów ściany budynku przy ul. Konopackiej w Warszawie

jednakże w średniej rozstawie 75 cm, ze względu na bardzo zróżnicowane grunty podłoża (gliny piaszczyste i pylaste w stanie twardoplastycznym i plastycznym z przewarstwieniami piasków średnio zagęszczonych i zagęszczonych). Roboty wykonywano w okresie wiosennym 1994 r. Badania i pomiary wykonywane w wykopie wykazały, że pale iniekcyjne były ze sobą połączone (rys. 5). W obu wymienionych przypadkach konieczne było skucie części palisady cementogruntowej, która znalazła się w granicach wykopu pod fundamenty nowych budynków (rys. 4).



Rys. 5. Iniekcyjne zabezpieczenie podłoża fundamentów ściany budynku przy ul. B. Linki w Olsztynie (budynek z prawej – nad wylaną płytą fundamentową budynku nowego)

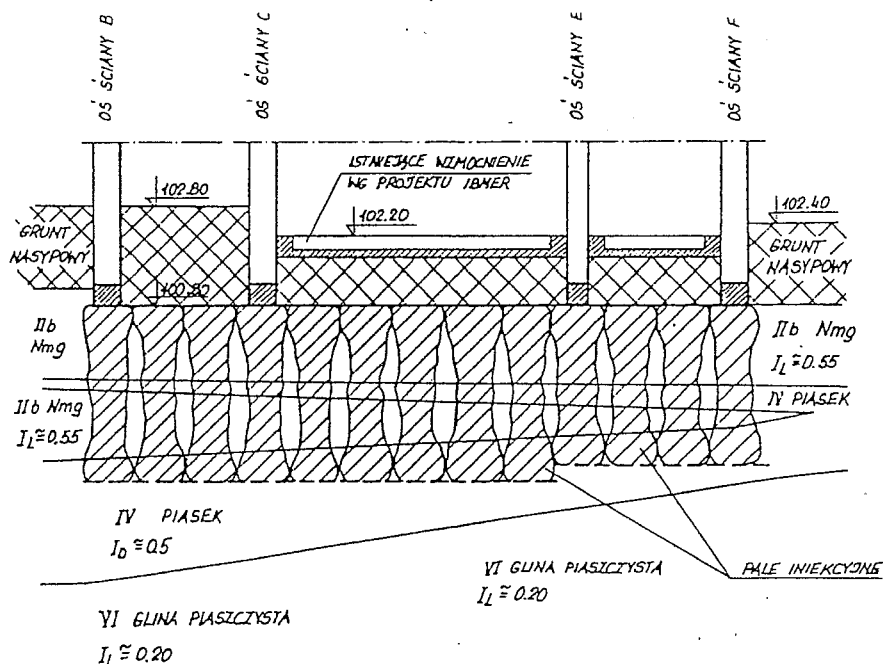
Podbijanie fundamentów w celu obniżenia poziomu posadzek i umożliwienia zwiększenia obciążeń

W 5-kondygnacyjnym budynku w Olsztynie przy pl. Wolności, w którym mieści się PH-D "Książnica Polska" Sp. z o.o. zdecydowano zagospodarować użytkowo pomieszczenia piwniczne, co wiązało się z koniecznością obniżenia poziomu posadzek w trzech głównych pomieszczeniach oraz podbicia fundamentów ścian zewnętrznych i wewnętrznych budynku [Geoteko 1994]. Część budynku posadowiona jest na średnio zagęszczonych piaskach o miąższości do 2,0 m, pod którymi znajdują się morenowe gliny piaszczyste w stanie twaroplastycznym. Gliny te zalegają bezpośrednio pod fundamentami drugiej części budynku. Woda gruntowa występuje w warstwie piasków nadmorenowych oraz w lokalnych przewarstwieniach glin zwałowych (ścześnień śródglinowe).

Wykonane w rozstawie od 0,8 m (w gruntach spoistych) do 1,0 m (w gruntach niespoistych) pale iniekcyjne utworzyły szczelną palisadę. Głębokości iniekcji były: 1,0 m poniżej poziomu posadowienia istniejących fundamentów w rejonie zalegania gruntów spoistych oraz 2,5 m ppf. w rejonie występowania gruntów niespoistych. W ten sposób wszystkie podbite fundamenty zostały posadowione w warstwie glin morenowych, co pozwoliło ograniczyć dopływ wód gruntowych od strony ulicy. Iniekcja była wykonywana od strony wewnętrznej piwnic budynku. W celu zwiększenia szczelności cementogruntovej palisady do iniektu dodawano CERESIT.

W podobny sposób wykonano podbicie fundamentów innego 3-kondygnacyjnego zabytkowego budynku w Olsztynie przy ul. Okopowej 25 [Geoteko 1994]. Budynek ten (wybudowany w końcu XIX wieku i następnie rozbudowany w 1916 roku), przed przejęciem go przez Stowarzyszenie Polsko-Niemieckiego Centrum Młodzieży w Olsztynie na obiekt o charakterze hotelowym, wymagał gruntownego remontu. Zasadniczego wzmocnienia wymagały fundamenty, które są posadowione na stosunkowo grubej warstwie gruntów o niedostatecznej nośności. W podłożu budynku, który stoi nad rzeką Łyną, występują m.in. piaszczysto-gliniaste grunty nasypowe, zawierające również gruz ceglany i miękkoplastyczne gliny piaszczyste oraz namuły organiczne gliniaste (rys. 6).

Ze względu na znaczne i nierównomierne osiadanie budynku w przeszłości podejmowane były różne zabiegi techniczne zmierzające do ograniczenia tych osiadań, m.in. w 1949 r. część fundamentów wzmocniono za pomocą pali Straussa i dźwigarów stalowych wykonanych na podstawie ekspertyzy prof. Cebertowicza, a w 1990 r. rozpoczęto prace wg projektu IBMER o/Olsztyn, polegające na wykonaniu żelbetowej uźebrowanej płyty opartej na krótkich wierconych palach żelbetowych usytuowanych wzdłuż ścian na zewnątrz i wewnątrz budynku. Wymienione zabiegi nie dały jednak oczekiwanych rezultatów i stąd zdecydowano posadowić budynek na palach wykonanych metodą iniekcji wysokociśnieniowej. Głębokość iniekcji poniżej poziomu posadowienia istniejących fundamentów była zróżnicowana (od ok. 2,5 do 5,5



Rys. 6. Budynek w Olsztynie przy ul. Okopowej 25 (przekrój w osi ściany 1-1); widok wzmocnienia iniekcyjnego podłoża fundamentów

m) i wynikała ze zmiennego położenia w głębszym podłożu stropu warstwy gruntów nośnych (średnio zagęszczone piaski oraz twardoplastyczne gliny piaszczyste). Iniekcję wykonywano od strony zewnętrznej i wewnętrznej budynku, a rozstawa pali iniekcyjnych i technologia ich wykonania zapewniały w podłożu pod budynkiem swobodny przepływ wód gruntowych w kierunku do rzeki Łyny. Prace były wykonywane w okresie zimowym w 1994 roku.

Innym przykładem zrealizowanym w 1995 roku było podbicie fundamentów parterowej części budynku Inspektoratu ZUS w Gdyni [9]. Konieczność podbicia fundamentów budynku wynikała z planowanej nadbudowy trzech pięter (zwię-

kszenie obciążenia na fundamenty) oraz z potrzeby obniżenia poziomu piwnic i stworzenia z nich pomieszczeń użytkowych. W podłożu obniżanych metodą iniekcji wysokociśnieniowej fundamentów zalegają średnio zagęszczone piaski średnie i drobne. Zwierciadło wody gruntowej układa się bardzo nisko (ok. 7 m ppf). Ze względu na konieczność utworzenia ciągłej ławy fundamentowej pale iniekcyjne wykonywane były w średniej rozstawie 80 cm.

W bardzo podobnych warunkach i w podobnym celu wykonano podbicie fundamentów budynku przy ul. Targowej 69 w Warszawie [Geoteko 1993], gdzie iniekcja wykonywana była wg metody pokazanej na rysunku 2.

Podsumowanie

Przedstawione w artykule przykłady zrealizowanych obiektów, gdzie do podbijania fundamentów budynków zastosowano iniekcję wysokociśnieniową (jet grouting) dowodzą, że metoda ta stanowi obecnie optymalne rozwiązanie dla tego rodzaju robót. Jest ona szybka w realizacji, bezpieczna dla ludzi i środowiska, nie wymaga wyłączenia z użytkowania oraz wysiedlania budynków. Pozwala na podbijanie fundamentów nawet do znacznych głębokości oraz na kształtowanie w gruncie dowolnych form geometrycznych tworzonych nowych fundamentów. Potwierdzone badaniami znaczne wartości wytrzymałości na ściskanie pali cementogruntowych oraz średnic tych pali, które w zasadzie można kształtować dowolnie w zależności od zadanego ciśnienia, rozszerzają możliwości stosowania tej metody także w innych rodzajach budownictwa.

Literatura

- BIERNATOWSKI K., DEMBICKI E., DZIEWAŃSKI K., WOLSKI W. 1987: *Fundamentowanie*. Arkady.
- BUSTAMANTE M., GIANESELLI L. 1994: *Portance d'un groupe de colonnes de sol traité par "jet grouting" sous charge verticale axiale*. Bulletin de Liaison des laboratoires des ponts et chaussées. No 189.
- Miki C. 1973: *Chemical stabilization of sandy soils by grouting in Japan*. VIII ICSMFE. Moscow.
- GEOTEKO 1993: *Wzmocnienie fundamentów budynku przy ul. Targowej 69 w Warszawie metodą iniekcji wysokociśnieniowej*. PTJ. Warszawa-Wesoła.
- GEOTEKO 1993: *Projekt iniekcji podłoża budynku przy ul. Konopackiej 9 w Warszawie*.
- GEOTEKO 1994: *Iniekcja cementowa podłoża fundamentów północno-wschodniej ściany budynku OCMB w Olsztynie*.
- GEOTEKO 1994: *Projekt iniekcji PH-D "Książnica Polska" w Olsztynie, pl. Wolności 2/3*.
- GEOTEKO 1994: *Wzmocnienie podłoża fundamentów budynku przy ul. Okopowej 25 w Olsztynie. Projekt iniekcji wysokociśnieniowej*.