

Geoinżynieria i tunelowanie

geoengineering
and tunnelling

03/2004 (03)

ISSN 1732-7741

www.i-b.pl/gt/



**Profesjonalne zastosowania
ścianek szczelnych**

A. KRAWCZAK

Katalog firm 2005

Geoinżynieria i tunelowanie



Już wkrótce...

Jesteś wykonawcą, producentem, dostawcą sprzętu i akcesoriów, chcesz zaprezentować swoją firmę...

...zrób to w pierwszym katalogu firm branży geoinżynierii i tunelowania.

Skontaktuj się z nami!

Inżynieria Bezwykopowa Spółka z o.o.
30-133 Kraków, ul. Lea 210
tel. +48 12 623 10 31
fax +48 12 637 38 89
tel./fax +48 12 623 10 30
tel./fax +48 12 637 45 55
e-mail: biuro@i-b.pl

w numerze

Od redakcji	04
From the Editor	05
Kalendarium	05
In This Issue	06
Targi, Konferencje, Seminaria	07
Budownictwo podziemne w Polsce na początku XXI wieku	10
<i>Wywiad z prof. dr hab. inż. Andrzejem Wichurem z Akademii Górniczo-Hutniczej</i>	
Ocena przydatności metody sejsmicznej do projektowania tuneli	14
<i>Kazimierz Furtak</i>	
BOART LONGYEAR – używamy narzędzi i maszyn, które produkujemy	18
<i>Witold Mikoda</i>	
Szyby dla kolektora N-bis w Warszawie	22
<i>Zuzanna Palka, Leszek Cielecki</i>	
Tunele zatapiane	24
<i>Artur Dziadynak</i>	
Geoflex	28
<i>Robert Bugajny</i>	
System TITAN	32
<i>Jakub Sierant</i>	
Nowe obszary zastosowań stalowych ścian szczelnych – wybrane aspekty konstrukcyjne i obliczeniowe	36
<i>Karol Ryż, Aleksander Urbański</i>	
Grodzice w ochronie przeciwpowodziowej	46
<i>Ewa Sakwerda</i>	
Nowe sposoby na odtworzenie plaż i ochronę linii brzegowej Bałtyku	47
<i>Henryk Betkier</i>	
Tunele w świetle wymagań oceny wpływów na środowisko	50
<i>Jerzy Chwastek, Jerzy Mikołajczak</i>	

stałe działy

Kalendarium	05
Wydarzenia	07
Rozmowy	10
Ludzie.....	12
Przegląd prasy	54



NOWE OBSZARY ZASTOSOWAŃ STALOWYCH ŚCIAN SZCZELNYCH – WYBRANE ASPEKTY KONSTRUKCYJNE I OBLICZENIOWE

Ściany szczelne wykonywane z jednostkowych elementów stalowych zwanych grodzicami lub brusami są obecnie powszechnie wykorzystywane praktycznie we wszystkich obszarach budownictwa. W artykule omówiono na przykładach wybrane nowe zastosowania ścian szczelnych w dalszej części pracy, eksponując zwłaszcza obiekty zrealizowane w Polsce, w ostatnim czasie. **36**



NOWE SPOSOBY NA ODTWORZENIE PLAŻ I OCHRONĘ LINII BRZEGOWEJ BAŁTYKU

Artykuł ten powstał po ponad dziesięcioletniej obserwacji brzegów morskich. Obserwując wielkość zniszczeń plaż, szczególnie w rejonie Kołobrzegu, oraz małą skuteczność budowli ochronnych w tym rejonie, opracowałem projekt nazwany FALOCHRON-KOMPLEKS. Projekt ten przewiduje budowę konstrukcji równoległych do brzegu, opartych o koncepcję progów podwodnych i falochronów brzegowych. **47**



TUNELE W ŚWIĘTLE WYMAGAŃ OCENY WPLYWÓW NA ŚRODOWISKO

W artykule scharakteryzowano największe tunele na świecie oraz omówiono podstawowe metody ich budowy. Przedstawione zostały perspektywy budowy tuneli na świecie i w Polsce oraz akty prawne w zakresie postępowania w sprawie OoŚ dla tuneli. Naświetlone zostały skutki środowiskowe budowy i eksploatacji metra oraz małych tuneli drogowych. **50**

Plany i realizacje

od redaktora



Szanowni Państwo,

Felieton redakcyjny ma to do siebie, że daje dowolność w snuciu refleksji. Polityka rzadko gości w komentarzu naszej redakcji. Staramy się postrzegać technologie oraz zarządzanie nimi jako elementy życia gospodarczego od polityki niezależne. Nie zawsze jest to prawdziwe, zwłaszcza gdy w grę wchodzi intratne kontrakty i duże budżety projektów. Branża budowlana jest niezwykle wyczulona na koniunkturę w gospodarce. Nikt nie buduje i nie inwestuje w najnowocześniejsze technologie, gdy perspektywy są niejasne. Rynek ocenia sygnały wysyłane przez polityków w projektach ustaw i te widoczne w publicznej debacie. Prognozujemy, że rok 2005 będzie korzystniejszy dla przedsiębiorców oczekujących rzeczywistego przełomu w polityce finansowej i gospodarczej.

Po raz trzeci oddajemy naszym czytelnikom numer *Geoinżynierii i Tunelowania*. Cieszymy się z głosów, iż brakowało w ofercie wydawnictwa technicznych czasopisma w pełni poświęconego tematom geotechnicznym, geoinżynierskim i tunelowym. Staramy się spełniać Państwa oczekiwania wobec poziomu merytorycznego. Tytuł ten zbiera bardzo dobre opinie dotyczące jakości i wizualizacji wydań. W związku z tymi opiniami oraz ponowną analizą rynku już dziś zapowiadamy, iż w 2005 roku wydamy kolejne cztery numery, a pierwszy z nich trafi do czytelników na przełomie lutego i marca. Numer ten poza standardową wysyłką będzie również szeroko prezentowany podczas XX jubileuszowej konferencji organizowanej przez Polski Związek Inżynierów i Techników Budownictwa oddział w Krakowie pod tytułem *Nowe rozwiązania konstrukcyjno - materiałowo - technologiczne posadowienie budowli, ścianki szczelne i szczelinowe, kotwy gruntowe, konstrukcje z gruntu zbrojonego, nad którą to objęliśmy patronat medialny*. Kolejnym krokiem wzbogacającym naszą ofertę, a zarazem dającym Państwu możliwość uzyskania pełnego obrazu rynku jest wydanie pierwszego w Polsce katalogu firm działających w tej branży. Katalog ten zostanie przygotowany w wersji książkowej, na płycie CD oraz zaistnieje na naszych stronach internetowych. Doświadczenia zdobyte w ciągu kilku lat wydawania katalogu firm branży technologii bezwypokopowych (nakład 10 000 egzemplarzy) pozwalają nam sądzić, że katalog *Geoinżynieria i Tunelowanie* zostanie równie dobrze przyjęty na rynku. Zachęcamy do czynnego włączenia się w budowanie tego katalogu poprzez zamieszczenie informacji związanych z Państwa firmą.

Nasz magazyn wydawany jest w systemie kwartalnym. Zdając sobie sprawę z niedogodności, jakie płyną z takiego systemu publikacji, postanowiliśmy rozszerzyć naszą stronę internetową tak, aby wraz z drukowanymi magazynami stała się dla Państwa codziennym medium dostarczającym najświeższe informacje ze świata gospodarki. Strona internetowa oprócz dotychczasowych działów, takich jak archiwum, kalendarium, księgarnia, ciekawe linki oraz oczywiście gazety i informator w wersji elektronicznej, została wzbogacona o galerie fotograficzne i przegląd aktualności. Są to rubryki, w których relacjonujemy bieżące wydarzenia w naszej branży. W informacjach tych kładziemy szczególny nacisk na zagadnienia najbardziej nas interesujące, związane z podziemną i naziemną infrastrukturą. Już od najbliższego numeru będziecie Państwo mogli również dodać swój komentarz do poszczególnych artykułów. Zainteresowanie takim rodzajem informacji, co unosimy po stale rosnącej liczbie wizyt na stronie www.i-b.pl jest bardzo duże. Dziękując za okazywane wyrazy sympatii i dotychczasowe zainteresowanie z Państwa strony naszymi poczynaniami, zapraszamy do odwiedzania naszego portalu.

W aktualnym numerze prezentujemy szereg artykułów poświęconych różnym obszarom zastosowań ścian szczelnych, ocenie przydatności metody sejsmicznej do budowy tuneli, budowie tuneli w kontekście ich wpływu na środowisko. Zachęcamy również do zapoznania się z ciekawą koncepcją odbudowy polskich plaż. Życzymy przyjemnej lektury.

Paweł Kośmider

Geoinżynieria
i tunelowanie geoengineering and tunneling

czasopismo recenzowane

Wydawca

Inżynieria Bezwykopowa Sp. z o.o.
www.i-b.pl/gt/

Redakcja

30 – 133 Kraków, ul. Lea 210
tel. + 48 12 637 45 55
tel. + 48 12 623 10 31
fax + 48 12 637 38 89
e-mail: redakcja@i-b.pl

Rada Programowa

Prof. dr hab. inż. Kazimierz Furtak
Prorektor Politechniki Krakowskiej
Prof. dr hab. inż. Kazimierz Gwizdała
Politechnika Gdańska
Prof. dr hab. inż. Cezary Madryas
Przewodniczący Rady Programowej PSTB
Prof. dr hab. inż. Zbigniew Młynarek
Prezydent Polskiego Komitetu Geotechniki
Prof. dr hab. inż. Zbigniew Pruszek
Polska Akademia Nauk
dr inż. Karol Ryż
Politechnika Krakowska
Prof. dr hab. inż. Antoni Tajduś
Prorektor Akademii Górniczo – Hutniczej
Prof. dr hab. inż. Maciej Werno
Instytut Morski w Gdańsku
Prof. dr hab. inż. Andrzej Wichur
Akademia Górniczo – Hutnicza
dr inż. Wojciech Grodecki
Politechnika Warszawska

Redaktor naczelny

Paweł Kośmider
Tel. +48 606 214 393
e-mail: kosmider@i-b.pl

Z-ca red. naczelnego

Monika Socha-Kośmider
Tel. +48 698 623 633
e-mail: monika@i-b.pl

Sekretarz redakcji

Paulina Łysiak
Tel. +48 637 45 55
e-mail: biuro@i-b.pl

Reklama i prenumerata

Tel. + 48 12 623 10 31
e-mail: redakcja@i-b.pl

Projekt okładki

Andrzej Krawczak

Opracowanie graficzne, skład i przygotowanie do druku

Konrad Pieprzyca

Druk

Drukarnia Skleniarz Kraków
Nakład 5000 egzemplarzy
ISSN 1732 – 7741

Redakcja zastrzega sobie prawo skrótów nadesłanych artykułów.

Redakcja nie ponosi odpowiedzialności za treść reklam, ogłoszeń i komercyjnych prezentacji.

Plans and realizations

Dear Readers,

An editorial is characteristic of the fact that it leaves freedom in revolving reflections. Policy is a rare guest in the comments of our editorial board. We try to perceive technologies and their management as the elements of economic life, independent of policy. However, this is not always true, specifically, where the beneficial contracts and large project budgets are taken into consideration. The building engineering industry is particularly sensitive to the economy boom. Nobody tries to build or invest in the most modern and most recent technologies if the prospects are not clear. The market evaluates the signals sent by politicians in the drafts of acts, and those visible during the public debate. We foresee that the year of 2005 will be more advantageous for the entrepreneurs expecting the actual breakthrough in financial and economic policy.

For the third time we have given out to our readers the issue of *Geoinżynieria i Tunelowanie* (Geo-engineering and Tunnelling). We welcome your feedback highlighting that the offer of technical publishers has failed to include a magazine dedicated for geo-technical, geo-engineering and tunnelling matters. We are doing our best to meet your expectations regarding the merits level. This magazine has already received very good opinions regarding the quality and visualization of issues. Taking these opinions into consideration, as well as following market re-analyzing, we announce as early as today that we will publish four subsequent issues during 2005; the first issue will reach you at the turn of February and March. This next issue, in addition to the standard shipment, will also be widely presented during the twentieth, jubilee conference organized by the Polish Association of Building Engineers and Technicians (PZiTB), Cracow division, under the title "New construction-material and technological solutions, building structure foundations, sheet piling, cavity walls, soil anchors, reinforced soil constructions", which conference will take place under media auspices of our editorial board. The subsequent step to enlarge the offer of our publishers, at the same time giving you an opportunity to get the complete picture of the market, is the publication of the first catalogue of companies operating in this industry in Poland. This catalogue will be released in the hardcopy version, as a book, as well as on CD, and will also be available from our web site. The experience gained for a few years of publishing the catalogue of companies operating in the trenchless engineering industry (circulation 10 000 copies) allows believing that the catalogue of Geo-engineering and Tunnelling will also be popular on the market. We encourage you for active joining of construction of this catalogue through providing information related to your Company.

Our magazine is published as a quarterly. Being fully aware of drawbacks and inconveniences caused by such publishing system, we have made a decision to expand our web site so that it becomes for you the daily media providing the most recent information from the world of economy, apart from the printed magazines. In addition to such sections as archives, diaries, bookshop, interesting website links, as well as obviously papers, and guide in electronic version, our website has been augmented with photos and news review. These are the columns where current events in our discipline are published, with special emphasis put on the events most interesting to us, related to the underground and surface infrastructure. As of the next issue, you will given an opportunity to add your comments to the particular articles. The interest in this kind of information is very broad, which is confirmed by the growing and growing number of visitors of the web site www.i-b.pl. Taking this opportunity to thank you for your terms of friendliness and your interest in our plans and doings to date, we invite you for visiting our web site portal.

A number of articles dedicated for various areas of sheet piling, evaluation of seismic methods for tunnels construction, construction of tunnels in environmental context, are presented in the current issue. You are also encouraged for familiarizing with an interesting concept of reconstructing Polish beaches. We hope that you will enjoy our magazine.

kalendarium

Budma - Międzynarodowe Targi Budownictwa
Poznań, 2005-01-25 - 2005-01-28
Organizator: Międzynarodowe Targi Poznańskie
ul. Głogowska 14, 60-734 Poznań
tel: 061 869 2284, fax: 061 869 2957
e-mail: budma@mtp.pl

Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji
XX Jubileuszowa Ogólnopolska Konferencja
Wisła, 01.03-04.03.2005, Hotel Gołębiwski w Wiśle
Organizator: Polski Związek Inżynierów i Techników
Budownictwa Oddział w Krakowie
ul. Straszewskiego, 28 31-113 Kraków
tel: 012 422-30-83, fax: 012 422-30-83
e-mail: xx-wppk@wppk.info www: www.wppk.info

Metody Komputerowe w Projektowaniu i Analizie Konstrukcji Hydrotechnicznych
XVII Konferencja Naukowa w Korbielowie
Korbiewów, 07.03-10.03.2005
Organizator: Politechnika Krakowska, Zakład Podstaw Konstrukcji Inżynierskich
ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków
tel: 12 632-60-36, fax: 12 632-60-36
e-mail: s-4@usk.pk.edu.pl

Estetyka Mostów - V Krajowa Konferencja
Warszawa - Popowo n/Bugiem, 20.04-22.04.2005
Organizator: Instytut Dróg i Mostów Politechniki Warszawskiej oraz Oddział Warszawski Związku Mostowców Rzeczypospolitej Polskiej
Politechnika Warszawska Instytut Dróg i Mostów
al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa
tel: 022 660-63-86, fax: 022 825-89-46
e-mail: Th.Alkhafajji@il.pw.edu.pl

AUTOSTRADA-POLSKA
XI Międzynarodowe Targi Budownictwa Drogowego
Kielce, 11.05-13.05.2005
Organizator: Targi Kielce
ul. Zakładowa 1, 25-672 Kielce
tel: 041 365 12 22, fax: 041 345 62 61
e-mail: biuro@targikielce.pl

TRAFFIC-EXPO - Międzynarodowe Targi Infrastruktury
Kielce, 2005-05-11 - 2005-05-13
Organizator: Targi Kielce
ul. Zakładowa 1, 25-672 Kielce
tel: 041 365 12 22, fax: 041 345 62 61
e-mail: biuro@targikielce.pl

Inżynieria Bezwykopowa LIVE 2005
III Międzynarodowa konferencja, wystawa i pokazy technologii na żywo
Tomaszowice k. Krakowa, 2005-06-08 - 2005-06-10
Organizator: Inżynieria Bezwykopowa Sp. z o.o.
ul. Lea 210, 30-133 Kraków
tel: 012 623 10 31, fax: 012 637 38 89
e-mail: biuro@i-b.pl

Infra-Tech 2005
Rotterdam, 2005-01-11 - 2005-01-14
Organizator: Ahoy' Rotterdam nv
tel: +31 10 293 33 00, fax: +31 10 293 33 99
e-mail: info@ahoy.nl www: <http://www.ahoy.nl>

SMOPYC - 13th International Show of Public Works, Construction and Mining Machinery
Saragossa, Spain, 2005-03-01 - 2005-03-05
tel: +34 976 76 47 00 fax: +34 976 33 06 49
www: www.smopyc.com

CONEXPO-CON/AGG International Exhibition for the Construction and Construction Materials Industries
Las Vegas, USA, 2005-03-15 - 2005-03-19
tel: +1 215 348 4949 fax: +1 215 348 8422
www: www.conexpoconagg.com

12th Australian Tunnelling Conference
Sydney, Australia, 2005-04-17 - 2005-04-20
Organizator: AUCTA, 12th Australian Tunnelling Conference Managers
GPO Box 128 Sydney NSW 2001 Australia
tel: + 61 2 9248 0800, fax: + 61 2 9248 0894
e-mail: tunnelling2005@tourhosts.com.au
www: www.tunnelling2005.com

SAMOTER - International Exhibition of Earth Moving, Site and Building Industry Machinery
Verona, Italy, 2005-05-04 - 2005-05-08
tel: +39 045 829 8111, fax: +39 045 829 8288
www: www.samoter.com

5th International Symposium Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground
Amsterdam, Netherlands, 2005-06-15 - 2005-06-17
e-mail: tc28@kivibur.nl www: www.tc28-amsterdam.org

Rapid Excavation and Tunneling Conference RETC 2005 - Bi-annual conference and exhibition organised by SME
Seattle, USA, 2005-06-27 - 2005-06-29
Organizator: SME
Shaffer Parkway, PO Box 277002, Littleton, CO 80127, USA contact: Tara Davis
tel: +1 303 973 9550, fax: +1 303 973 3845
e-mail: davis@smenet.org www: www.smenet.org

THE EVALUATION OF THE SEISMIC METHOD FOR TUNNELS DESIGNING.....14*Prof. dr hab. inż. Kazimierz Furtak*

The geotechnical parameters as determined by means of geophysical methods are characteristic of considerable values dispersion (although the methods considered "accurate" [8] are not free from dispersion either, however, the level of dispersion is much lower), thereby they are characteristic of low level of certainty. However, geophysical methods are significantly cheaper and quicker than the accurate direct surveys, additionally supported by laboratory testing. Therefore, large interest is seen in improving geophysical methods, specifically improving the testing and surveying apparatus, as well as determining the correlation relations between the parameters of testing and geotechnical parameters.

One of the geophysical methods which may be used for evaluating the geophysical properties of soil is a seismic method. This method may be applied for initial recognition of the orogenic belt. Thereby, it allows reasonable planning of principal surveys and constitutes the complementation of these surveys.

The article shows the scope of possible applications of the seismic method for determining the value of geotechnical parameters required for designing the transportation services tunnels. Due to the linear character of transport routes, as well as usually long lengths, the rationalization of geological testing and surveys is particularly important.

**IMMERSED TUNNELS.....24***Artur Dziadynak*

Immersed tunnel is a very special kind of underwater tunnel. Once completed, then is no different operationally from any other tunnel. However, the way of construction is completely different.

This article explains some issues of the construction of immersed tunnels.

**NEW APPLICATIONS OF SHEET-PILE WALLS STRUCTURES. SELECTED STRUCTURAL AND COMPUTATIONAL PROBLEMS.....36***Dr inż. Karol Ryż, Dr inż. Aleksander Urbański*

In the first part of the paper a review of different applications of sheet-pile walls in modern engineering, as elements of both temporary as well as permanent structures, mainly in the area of bridges and other facilities of transportation system is given. Next, issues related to computational modeling of soil-structure interaction problem, specific to the sheet-pile wall systems, are discussed. It is shown that usage of FEM could be beneficial, which agrees with some recommendation of Eurocode 7. However, realistic computational modeling requires some non-standard options like consideration of construction/excavation stages. General discussion on feasibility of 2D and 3D FE modeling in analysis of practical geotechnical engineering problems is illustrated by an example of the structure of a soil-tied sheet-pile wall system emerging during construction of a shallow tunnel underneath a train line without traffic interruption. The application of finite element modeling to set up design parameters and to verify safety of the structure is described. In 2D soil-structure analysis, performed with use of Z_SOIL.PC code, elasto-plastic models were applied to the soil continuum. Moreover, beam and interface elements were used.

Remarks on different technical and design aspects of applications of sheet-pile walls conclude the paper.

**PROPOSITION FOR POLISH BALTIC SEA BEACHES RECONSTRUCTION, WITH SPECIAL EMPHASIS OF THE KOŁOBRZEG REGION.....47***Henryk Betkier*

This paper was constructed following more than 10 years of observations of sea banks. While observing the extent of destruction to the beaches, in particular in Kołobrzeg area, as well as the low efficiency of protection facilities there, the author developed the project named FALOCHRON-KOMPLEKS (BREAKWATER COMPLEX). This project anticipates the construction of facilities parallel to the sea bank, based upon the concept of underwater cataracts and sea bank breakwaters.

The sea bank protection system proposed comprehensively protects the sea banks through constructing the two items in the form of BET-CHRON-0, protecting the bank line, and BET-CHRON-1, with underwater cataract character, forcing the refraction of sea waves at the specified distance and the gradual reduction of the depth of the bank zone found between this item and the bank line. The solution proposed may initially be applied along the small section of the bank line, simply acting as an experiment in the scale 1:1. Even if such measures do not come off, the situation on the bank will not deteriorate further, while the data acquired in the course of monitoring of the facility completed would undoubtedly constitute an interesting material both for engineers-practitioners and scientists.

**THE TUNNELS IN THE LIGHT OF REQUIREMENTS OF THE ENVIRONMENTAL IMPACT ASSESSMENT REPORTS.....50***Jerzy Chwastek, Jerzy Mikołajczak*

The paper provides the characteristics of the largest tunnels in the world, as well as discusses the principal methods of tunnels construction. The prospects of constructing the tunnels in the world and in Poland have been presented, as well as the legislation with regard to proceeding with EIAs for the tunnels. The environmental impacts of the construction and operation of the subway, as well as small road tunnels, have been highlighted. An example of particularly positive impact which is the protection of Stonehenge through the insertion of the motorway into the tunnel is given in the conclusions.



Międzynarodowe Targi Infrastruktury INFRATECH Polska 2004

W dniach 1 – 3 września w Pałacu Kultury i Nauki w Warszawie odbyły się pod patronatem Prezesa Rady Ministrów pierwsze Międzynarodowe Targi Infrastruktury INFRATECH Polska 2004.

Uroczystego otwarcia targów dokonali Ryszard Krystek Podsekretarz Stanu w Ministerstwie Infrastruktury, Jan Edward van Craanen Ambasador Królestwa Niderlandów w Polsce, Kazimierz Barczyk Przewodniczący Federacji Regionalnych Związków Gmin i Powiatów RP, Marek Banasik Prezes Polskiej Fundacji Technik Bezwykopowych. Zaproszeni goście, życząc sukcesów organizatorom i udanych kontraktów wystawcom, podkreślili, że targi INFRATECH to znakomity przykład owocnej polsko-holenderskiej współpracy w zjednoczonej Europie.

W salach wystawienniczych Pałacu Kultury i Nauki swoje stoiska zaprezentowało 62 firmy z Polski i z zagranicy, w tym duża grupa przedsiębiorców z Holandii prezentujących najnowsze osiągnięcia w zakresie technologii bezwykopowych, metod stabilizacji gruntu, przygotowania terenu pod inwestycje drogowe i przemysłowe, urządzeń pomiarowych, maszyn budowlanych, rodzajów nawierzchni drogowych. Wystawcy zaprezentowali ponadto ofertę z zakresu inżynierii ruchu, infrastruktury kolejowej, usług telekomunikacyjnych i infrastruktury komunalnej.

Targom towarzyszyły konferencje i seminaria, dotyczące finansowania inwestycji infrastrukturalnych w Polsce w oparciu o fundusze unijne. Pierwszego września odbyła się konferencja Narodowy Program Rozwoju Infrastruktury organizowana przez Zarząd Targów Warszawskich Biura Reklamy S.A. oraz Towarzystwo Rozwoju Infrastruktury

ProLinea. Konferencję otworzył Ryszard Krystek z Ministerstwa Infrastruktury, który zapowiedział przeprowadzenie w najbliższych latach kluczowej dla Warszawy inwestycji – nowego portu lotniczego. Podczas konferencji strategię sektorowe przedstawili Marek Szczepański Podsekretarz Stanu, Ministerstwo Gospodarki i Pracy, Marek Krawczyk Ministerstwo Infrastruktury, Waldemar Fabirkiewicz Urząd Transportu Kolejowego, Włodzimierz Bilski Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad, Tomasz Cioch Urząd Zamówień Publicznych.

Drugi września należał do inwestorów samorządowych, którzy odwiedzili wystawę i wzięli udział w I Ogólnopolskiej Konferencji Samorządowej „Inwestycje Infrastrukturalne – transport, ochrona środowiska, infrastruktura społeczna. Wykorzystanie funduszy Unii Europejskiej.” Sposoby efektywnego wykorzystania pomocy unijnej oraz możliwości finansowania inwestycji w oparciu o środki krajowe były tematem wystąpień: Hanny Gronkiewicz-Waltz Wiceprezesa Europejskiego Banku Odbudowy i Rozwoju, Jana Krzysztofa Bieleckiego Prezesa PEKAO S.A., Mirosława Czekaja Wiceprezesa Banku Gospodarstwa Krajowego. Doświadczeniami z zakresu realizacji inwestycji infrastrukturalnych podzielił się Janusz Sepiół – Marszałek Województwa Małopolskiego, Wojciech Boroński – Przewodniczący Śląskiego Związku Gmin i Powiatów, Urszula Królikowska Urząd Miasta Łodzi. W konferencji uczestniczyli przedstawiciele administracji samorządowej z całej Polski oraz prywatni przedsiębiorcy.

Podczas targów przyznano nagrody Grand Prix INFRATECH 2004. Jury konkursu zło-

ne ze specjalistów reprezentujących obecnie na targach branżę dokonało przeglądu wniosków zgłoszonych produktów i usług. Podczas oceniania Jury brało pod uwagę zastosowanie nowoczesnych technologii, funkcjonalność i precyzję wykonania oraz dostępność na polskim rynku. Kierując się niniejszymi kryteriami Jury postanowiło przyznać Grand Prix INFRATECH 2004 w kategorii produktu firmie Amitech Polska Sp. z o.o. za rury przeciskowe CC GRP SWEDEPIPE. Grand Prix INFRATECH 2004 w kategorii usług przyznano firmie Przedsiębiorstwo BETA S.A. za pierwsze w Polsce zastosowanie technologii HDD – sterowany przewiert horyzontalny. Ponadto Jury postanowiło przyznać wyróżnienie dla Profextru B.V. z Holandii za debiutujący na polskim rynku system ochrony nadbrzeży PROLOCK.

Międzynarodowe Targi Infrastruktury INFRATECH Polska 2004 zostały zorganizowane przez Zarząd Targów Warszawskich Biura Reklamy S.A. przy współpracy z holenderskim operatorem targowym Ahoy' Congress & Event Management – Targi Rotterdam. Była to pierwsza polska edycja, świętujących od lat sukcesy Europejskich Targów Infrastruktury, które od 12 lat odbywają się w Centrum Wystawienniczym Rotterdam Hall i swoim zasięgiem obejmują największy europejski port przeładunkowy - Rotterdam.

Oferta wystawiennicza targów INFRATECH Polska została skierowana głównie do specjalistów, budowniczych infrastruktury oraz inwestorów. Być może zawężenie oferty do ścisłego grona specjalistów sprawiło, że targi nie przyciągnęły zbyt wielu zwiedzających. Sale wystawowe Pałacu Kultury i Nauki odwiedzili fachowcy, którzy byli zainteresowani targami i udziałem w konferencjach. Impreza będzie się jednak rozwijać, bowiem z wypowiedzi wystawców, którzy swoją ofertą zaciekawili odwiedzających, wynika że w stolicy potrzebna jest duża, międzynarodowa impreza wystawiennicza kompleksowo poświęcona infrastrukturze, impreza na miarę holenderskiego INFRATECH'u. ■



Targi INFRASTRUKTURA



W dniach 6 – 8 października w Pałacu Kultury i Nauki w Warszawie odbył się II Komplex Targów Infrastruktura 2004 pod patronatem Ministra Infrastruktury. W targach wzięło udział 107 wystawców, prezentujących ofertę z zakresu ochrony środowiska, budownictwa komunikacyjnego oraz infrastrukturalnego. Pośród wystawców obecni byli producenci, firmy wykonawcze, projektowo – badawcze,

a także oferujące nadzór oraz doradztwo inwestycyjne i finansowe. Na zewnętrznych terenach wystawienniczych zaprezentowana została oferta maszyn, samochodów oraz naczep do budowy i utrzymania dróg. W trakcie trwania targów odbywały się liczne seminaria i konferencje poświęcone m.in. poprawie bezpieczeństwa ruchu drogowego, a także ochronie infrastruktury drogowej. Goście targowi, jak również wystawcy mogli bezpłatnie zasięgnąć porad prawnych i ekonomicznych w kwestii planowanych inwestycji oraz możliwości ich dofinansowania ze środków UE. W trakcie trwania targów zorganizowane zostało I Ogólnopolskie Forum Zarządców Dróg Publicznych organizowane przez Generalną Dyрекcję Dróg Krajowych i Autostrad, Międzynarodowe Targi – Polska, Instytut Badawczy Dróg i Mostów oraz Ogólnopolską Izbę Gospodarczą Drogownictwa pod patronatem Prezydenta RP oraz Ministra Infrastruktury. Brało w nim udział ponad 300 przedstawicieli branży drogowej, inwestorów, reprezentantów firm wykonawczych i producenckich, a także zarządców dróg. Szkolenie w dużej mierze poświęcone było finansowaniu oraz planowaniu i koordynacji sieci drogowej, a także procedurom przygotowania i re-

alizacji zamówień publicznych. Dużym zainteresowaniem cieszyło się również polsko – francuskie seminarium poświęcone budowie, utrzymaniu i infrastrukturze drogowej, zorganizowane przez Misję Ekonomiczną przy Ambasadzie Francji wspólnie z francuską firmą UBI France oraz Generalną Dyрекcją Dróg Krajowych i Autostrad. Podczas targów rozstrzygnięto Konkurs Ministerstwa Infrastruktury na najlepszą ofertę targową. W kategorii „Drogi” nagrodę otrzymała firma STRABAG Sp. z o.o., natomiast wyróżnieniem uhonorowano firmę BUDIMEX DROMEX S.A. W kategorii „Infrastruktura Drogowa i Komunalna” nagrodę zdobył Zakład Produkcji Sprzętu Oświetleniowego „ROSA”. Przyznano również dwa równorzędne wyróżnienia dla firm Projekt & Parking Polska Sp. z o.o. oraz SITA Polska Sp. z o.o. Po raz pierwszy natomiast zostały wręczone prestiżowe medale Polskiej Akademii Sukcesu. Srebrny medal otrzymała Pani Krystyna Łazarz Prezes Zarządu Przedsiębiorstwa Robót Drogowych w Nowogardzie, za szczególne osiągnięcia w zarządzaniu przedsiębiorstwem oraz działalność społeczną, a także firma MSR TRAFFIC Sp. z o.o.

Monika Socha-Kośmider

Dni otwarte firmy Boart Longyear

Polana przy hotelu Leśna w Wilkowie zapelniła się maszynami produkowanymi przez zakład Boart Longyear Wystawę i demonstrację pracujących urządzeń geotechnicznych, budowlanych i do wierceń studziennych oglądało ponad 150 osób z około 20 krajów świata - m.in. Australii, RPA, Chorwacji, Cypru, Hiszpanii, państw skandynawskich czy Rosji. Dzień wcześniej ofertę Boarta zobaczyło kilkudziesięciu menadżerów z polskich firm. Zakład w Wilkowie to jedna ze spółek firmy posiadającej oddziały na całym świecie - i jest jednym z czterech zakładów produkujących maszyny. Goście mieli, więc niepowtarzalną okazję zobaczyć „taśmy produkcyjne” i zwiedzić wytwórnię. Dni otwarte organizowane są w każdym oddziale, ale w Wilkowie, są one wyjątkowe. To najlepsze miejsce na taką imprezę, gdyż zakład produkcyjny i maszyny znajdują się tuż obok miejsca wystawy. Stwarza to możliwość pokazania większości typów maszyn dostępnych w ofercie.

Boart to jeden z największych pracodawców w regionie złotoryjskim - zatrudnia 193 osoby. Powstał jedenaście lat

temu na bazie zakładów urządzeń górniczych Lena. W Polsce najbardziej jest znany z produkcji maszyn kopalnianych. - Choć nasza oferta się zmienia, wozy podziemne to nadal ponad połowa naszej produkcji - mówi Witold Mikoda, kierownik wydziału maszyn powierzchniowych w Wilkowie. Jednym z ważnych kroków na drodze rozwoju Spółki było rozpoczęcie w roku 2000 produkcji maszyn wiertniczych do geotechniki, geologii i hydrogeologii. Gałąź ta coraz bardziej rozwija się. Właśnie te urządzenia - maszyny do wierceń powierzchniowych - można było oglądać na polanie przy hotelu. To sprzęt.

Przez takie „otwarte dni” firma chce przede wszystkim utrwalić swój wizerunek u dotychczasowych klientów. Rynek maszyn jest z grubsza podzielony, o nowego nabywcę trudno. Ludzie, którzy przyjeżdżają na nasz pokaz, wiedzą już, czego szukają. To klienci z branży. Dotychczasowi kontrahenci często przywożą potencjalnych nowych klientów, liczymy też na to, że przekażą w świat dobrą opinię o tym, co tu widzieli - wyjaśnia Monique Ummels. Życząc dalszego rozwoju firmy czekamy na kolejne otwarte dni w fabryce. ●



Krynica 2004 - Pięćdziesiąta Jubileuszowa Konferencja Naukowa



We wrześniu br. w Krynicy odbyła się Pięćdziesiąta Jubileuszowa Konferencja Naukowa „Krynica 2004” Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZiTb.

Konferencję organizował Wydział Inżynierii Lądowej Politechniki Warszawskiej.

Konferencje Krynickie są od pół wieku ważnym wydarzeniem naukowym i technicznym środowiska budowlanego.

W konferencji uczestniczyło 462 osoby, w tym 26 z zagranicy. W gronie uczestników było 111 profesorów. Nieco ponad 50% uczestników stanowili pracownicy uczelni, instytutów naukowych i ośrodków badawczo-rozwojowych. Pozostali uczestnicy byli pracownikami firm bu-

dowlanych i instytucji działających na rzecz budownictwa.

Konferencja tradycyjnie podzielona była na dwie części: ogólną – pt. „Problemy naukowo-badawcze budownictwa”, w której ogłoszono 141 referatów, podzielonych na 11 grup tematycznych. Referaty są wydrukowane w czterech tomach zawierających jedenaście grup tematycznych. Zawartość poszczególnych tomów jest następująca: Tom II Teoria konstrukcji i Konstrukcje metalowe, Tom III Konstrukcje betonowe, Materiały budowlane i Geotechnika, Tom IV Bezpieczeństwo pożarowe, Fizyka budowli, Organizacja i zarządzanie w budownictwie i Zagadnienia wybrane,

Tom V Mosty i Inżynieria komunikacyjna. W grupie Geotechnika ogłoszono 12 referatów.

Część Problemowa, każdego roku poświęcona jest wybranym zagadnieniom technicznym, których rozwiązanie wymaga wsparcia naukowego. W roku bieżącym takim obszarem była problematyka mostów i tuneli. Referaty na część problemową są zamawiane przez organizatorów i wybitnych specjalistów z obszaru nauki i wykonawstwa. W roku bieżącym zostały przygotowane 22 referaty, wśród których dwa dotyczyły problemów rozpoznania i wzmacniania podłoża. Referaty zostały zamieszczone w Tomie I. ●

Seminarium szkoleniowe firmy Keller



Firma Keller Polska Sp. z o.o. zajmująca się zagadnieniami fundamentowania oraz wzmacniania i uszczelniania gruntu, zaprosiła naszą redakcję na seminarium szkoleniowe odbywające się na Politechnice Krakowskiej. Grono uczestników stanowili zaproszeni goście z biur projektowych, firm wykonawczych, przedstawiciele inwestorów, a także pracownicy naukowci uczelni technicznych. W trakcie seminarium poruszano tematy kompleksowych rozwiązań z zakresu geotechniki, przy zastosowaniu własnych rozwiązań projektowych oraz różnorodnych technologii, od wibroflotacji i wibrowymiany, poprzez iniekcje nisko i wysokociśnieniowe, kolumny cementowo-wapienne i betonowe, do mikropali i pali wierconych, a także gwoździowania gruntu. Przedstawiono nie tylko schematy naukowo-techniczne, lecz także opisy

wykonanych już robót. Celem spotkania była nie tylko prezentacja możliwości firmy, ale także zachęcenie do szerszego wykorzystywania możliwości, jakie dają nam te technologie. Zaproszeni goście mogli w trakcie spotkania nie tylko poszerzyć swoją wiedzę, porozmawiać bezpośrednio z przedstawicielami firmy na nurtujące ich tematy, lecz także niejednokrotnie przekonać się do wykorzystywania metod wzmacniania i uszczelniania gruntu, bezpośrednio na placu budowy. Gratulujemy firmie sposobu propagowania technologii i oczekujemy na kolejne spotkania.

Monika Socha-Kośmider

Budownictwo podziemne w Polsce na początku XXI wieku

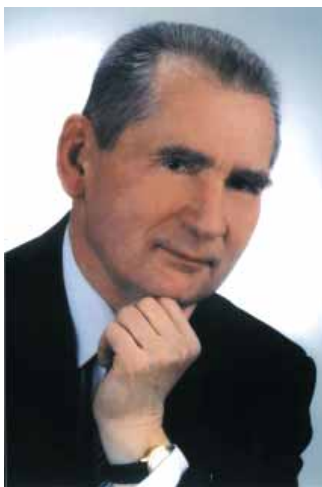
Wywiad z prof. dr hab. inż. Andrzejem Wichurem z Akademii Górniczo-Hutniczej w Krakowie, wiceprzewodniczącym Podkomitetu Budownictwa Podziemnego Polskiego Komitetu Geotechniki

Panie Profesorze, proszę przedstawić Czytelnikom krótką charakterystykę swoich zainteresowań zawodowych.

Całokształt mojej działalności zawodowej był i jest związany z budownictwem podziemnym. W r. 1962 uzyskałem dyplom mgr. inż. górnictwa (specjalności: Projektowanie i Budowa Zakładów Górniczych) na Wydziale Górniczym AGH po obronie pracy dyplomowej poświęconej drażeniu tunelu w utworach fliszowych. Praktykę zawodową odbyłem w Przedsiębiorstwie Robót Górniczych w Bytomiu, pracując w charakterze górniczego dozoru ruchu przy budowie sztolni hydrotechnicznej w Tresnej k. Żywca oraz drażeniu wyrobisk górnich w kop. „Dymitrow”, „Bytom” i „Jaworzno”. W latach 1965 – 79 pracowałem w zapleczu naukowo-badawczym budownictwa górniczego (Zakład Badań i Doświadczeń Budownictwa Górniczego, a następnie Ośrodek Badawczo-Rozwojowy Budownictwa Górniczego „Budokop” w Mysłowicach). W tym okresie zajmowałem się przede wszystkim zagadnieniami projektowania obudowy szybów – wyniki tych prac zostały wykorzystane m. in. w normach branżowych dotyczących zasad projektowania obudowy szybowej (1971 – 72), w mojej rozprawie doktorskiej, obronionej w r. 1971 oraz w pracy habilitacyjnej, obronionej w r. 1977. Od roku 1979 pracuję w Akademii Górniczo-Hutniczej, początkowo jako docent, a po uzyskaniu w r. 1989 tytułu naukowego profesora – na stanowisku profesora nadzwyczajnego, a następnie (od r. 1995) – na stanowisku profesora zwyczajnego. W AGH poszerzyłem swoje zainteresowania naukowe o zagadnienia projektowania obudowy wyrobisk korytarzowych i budowli podziemnych (w tym: tuneli) oraz o zagadnienia technologii drażenia wyrobisk górnich (w tym: metody specjalne drażenia). Zainteresowaniom tym pozostaję wierny do chwili obecnej.

Jak ocenia Pan stan budownictwa podziemnego w Polsce w porównaniu do budownictwa podziemnego w innych krajach?

Określone uwarunkowania historyczne spowodowały, że rozwój budownictwa podziemnego w Polsce w latach po zakończeniu II wojny światowej był związany z rozwojem górnictwa. W tym okresie rozpoczął się ożywiony rozwój górnictwa, a w ślad za tym - budownictwa górniczego, zajmującego się wykonawstwem górnich wyrobisk udostępniających i przygotowawczych w czasie budowy i rozbudowy kopalń głębinowych. Rozwój ilościowy związany był z rozwojem technologii górniczej, która mogła znaleźć zastosowanie w budownictwie podziem-



nym niegórnym. Pierwsze zastosowania tej technologii nastąpiły przy budowie elektrowni „Porąbka”, „Myczkowce” i „Tresna”. Koniec lat sześćdziesiątych i lata siedemdziesiąte przyniosły wzrost zaangażowania potencjału budownictwa górniczego w budownictwie podziemnym niegórnym - świadczy o tym m. in. pierwsza konferencja naukowo - techniczna „Budownictwo podziemne w Polsce” w Bolesławcu (1968), a następnie budowa elektrowni szczytowo - pompowej „Porąbka - Żar” (1969 - 1977). Najnowszym osiągnięciem specjalistów budownictwa górniczego jest budowa tuneli metra w Warszawie. W ostatnich latach obserwuje się ponowny wzrost zainteresowania budownictwem podziemnym ze względu na zmniejszone zapotrzebowanie kopalni na usługi budownictwa górniczego - świadczy o tym

przebieg obrad kolejnych konferencji poświęconych budownictwu podziemnemu organizowanych przez AGH we współpracy z Główną Komisją Budownictwa Górniczego Zarządu Głównego Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Górnictwa, Podkomitetem Budownictwa Podziemnego Polskiego Komitetu Geotechniki i Polskim Towarzystwem Mechaniki Skał (ostatnia odbyła się w r. 2003, następna odbędzie się we wrześniu 2005 r.). Towarzyszą temu również osiągnięcia w zakresie budownictwa podziemnego „płytkiego” (podziemne przejścia drogowe i przejścia dla pieszych) oraz w technologiach bezwykopowych.

Zapytała Pani również o porównanie naszego budownictwa podziemnego do budownictwa podziemnego w innych krajach. Bezdyskusyjne jest, że porównanie to wypada niekorzystnie dla nas w zakresie zaawansowanych technologii kompleksowej mechanizacji drażenia tuneli – i to zarówno w skałach zwięzłych jak i luźnych. W tej dziedzinie praktycznie nie mamy żadnych doświadczeń. Natomiast duże doświadczenie posiadamy w zakresie zastosowania technologii górniczych (w tym: drażenie z użyciem Nowej Austriackiej Metody Budowy Tuneli – NATM). Przypomnę, że specjaliści firmy konsultacyjnej Motor Columbus uznali wykonaną w latach siedemdziesiątych ubiegłego wieku komorę siłowni hydroelektrowni Porąbka – Żar za najtrudniejszą robotę górniczą w świecie. Za świadectwo kwalifikacji polskich górników – specjalistów budownictwa podziemnego można również uznać ich dokonania w górnictwie: ponad 260 km szybów i szybików, ponad 90 000 km wyrobisk korytarzowych i ponad 39 mln m³ wyrobisk komorowych. Od czasu szczytowych osiągnięć budownictwa podziemnego nastąpiły niestety niekorzystne zmiany w budownictwie podziemnym górnym, związane z ograniczaniem zdolności produkcyjnej górnictwa. Do tego dołączyły się znane bariery hamujące rozwój budow-

nictwa podziemnego. Spowodowało to zmniejszenie potencjału tego budownictwa i to zarówno w zakresie projektowania, jak i wykonawstwa. Jestem jednak optymistą i uważam, że w chwili obecnej potrafimy projektować i budować tunele oraz inne budowle podziemne, o czym świadczą dokonania naszych firm za granicą. Obiecujące są również obecne osiągnięcia w zakresie mikrotunelowania.

Wspomniał Pan o barierach hamujących rozwój budownictwa podziemnego. Naszych czytelników zapewne zainteresuje szersze rozwinięcie tego tematu.

Podzieliłbym te bariery na trzy grupy:

- bariery natury finansowej,
- bariery w świadomości decydentów,
- bariery natury prawnej.

Nieprzypadkowo wymieniałem bariery natury finansowej na pierwszym miejscu – te bariery w tej chwili posiadają największe znaczenie. Występujący obecnie powszechnie w naszej gospodarce niedobór środków finansowych powoduje spychanie na dalszy plan perspektywicznych inwestycji proekologicznych (np. tunele), co hamuje rozwój budownictwa podziemnego. W świadomości decydentów uzyskało prawo obywatelstwa przekonanie, że w chwili obecnej najważniejsze są te inwestycje, które przynoszą doraźne korzyści i te inwestycje są przede wszystkim realizowane. Zapomina się niekiedy o tym, że taki tok rozumowania może przynieść szkody w następnych latach.

Do barier w świadomości decydentów zaliczyłbym pokutujące od wielu lat przekonanie o braku doświadczenia polskiej kadry technicznej w stosowaniu nowoczesnych technologii budowy obiektów podziemnych oraz przekonanie o wysokich kosztach realizacji takich obiektów. O bezzasadności pierwszego z nich świadczą dotychczasowe dokonania budownictwa podziemnego, o których również wspomniałem w rozmowie z Panią. Drugie przekonanie ma swoje źródło w bardzo powierzchownej analizie kosztów. Jest oczywiste, że zwykle (ale i to nie zawsze) koszty inwestycyjne budowli podziemnej są wyższe – ale gdy rozważymy koszty eksploatacji w ciągu całego okresu użytkowania budowli podziemnej oraz jej walory ekologiczne, to bilans ogólny będzie w większości przypadków korzystny dla budownictwa podziemnego. Jest rzeczą nie do pomyślenia w dzisiejszych czasach, aby projektanci i inwestorzy w rozwiązaniach połączeń komunikacyjnych unikali budowy tuneli, pomimo korzystnych warunków technicznych, ekonomicznych, ekologicznych i użytkowych. Przykładem negatywnym może być Centralna Magistrala Kolejowa w rejonie Jury Krakowsko-Częstochowskiej, gdzie zamiast tunelu o długości 1,2 km wykonano objazd, wydłużając trasę linii kolejowej o ok. 10 km. Obecnie, przy projektowaniu i budowie drogi Kraków – Zakopane ogranicza się do minimum długość odcinków tunelowych mimo, że rozwiązania tunelowe są korzystniejsze pod względem eksploatacyjnym i ekologicznym. Nie od rzeczy będzie także wspomnieć o tym, że na decyzje dotyczące inwestycji budownictwa podziemnego ma również wpływ... polityka. Inwestycje te zwykle są długoterminowe, wykraczające poza kadencję władz politycznych. I to w wielu przypadkach przesądza sprawę, powstrzymując podejmowanie decyzji inwestycyjnych.

Do barier natury prawnej zaliczyłbym natomiast pozbawienie specjalistów budownictwa podziemnego o wykształceniu górniczym (chodzi o wykształcenie nabyte w ramach odpowiednich specjalności związanych z budownictwem podziemnym), możliwości ubiegania się o uprawnienia budowlane. Jest to zdumiewające w kraju, w którym wykonano tyle obiektów budownictwa podziemnego rękami specjalistów – górników, że ludzie ci nie mogą zdobyć uprawnień budowlanych. Ciśnię się porówna-

nie, że u naszych południowych sąsiadów (Czechy i Słowacja) sytuacja ta wygląda zupełnie inaczej – specjaliści budownictwa podziemnego o wykształceniu górniczym mają pełne możliwości uzyskania uprawnień do projektowania i wykonywania tuneli. Ci z Czytelników, którzy znają poważne osiągnięcia tych dwóch krajów w zakresie budowy tuneli, wyciągną na pewno właściwe wnioski.

Proekologiczny charakter budownictwa podziemnego to jeden z wiodących ostatnio tematów. Może zechce Pan rozważyć szerzej ten temat.

To jest dobre pytanie. Jak wspomniałem przed chwilą, porównawcza analiza ekonomiczna wykonania obiektów budownictwa podziemnego i naziemnego jest bardzo trudna, ale i ona może przesądzić o wyborze rozwiązań podziemnych. Natomiast bezsporne jest rozważenie korzyści ekologicznych płynących z zastosowania budownictwa podziemnego. Do korzyści tych zaliczę:

- nienaruszenie przez zabudowę środowiska naturalnego (np. lasów),
- zmniejszenie emisji gazów szkodliwych oraz zmniejszenie zapylenia w pobliżu ciągów komunikacyjnych,
- zmniejszenie hałasu i wibracji w pobliżu tych ciągów.

Muszę dodać, że odbywający się w 1995 roku w Stuttgarcie Światowy Kongres Budownictwa Podziemnego AITES – ITA stwierdził m. in., że o ile wiek XX był okresem z dominującą przewagą rozwiązań w zakresie konstrukcji naziemnych i budowy obiektów o coraz to większej wysokości, to wiek XXI zmusi ludzkość do rozwiązywania problemów cywilizacyjnych w przestrzeni podziemnej. Ludzkość musi zacząć oszczędzać powierzchnię terenu dla celów bytowych i rekreacyjnych, spychając działalność gospodarczą i jej infrastrukturę do podziemi.

Od 1 maja br. Polska jest członkiem Unii Europejskiej. Jak ocenia Pan wpływ tego faktu na stan naszego budownictwa podziemnego?

Powiem krótko: nasze budownictwo podziemne stanęło przed ogromną szansą rozwoju stworzoną m. in. przez dostęp do najnowszej techniki światowej oraz do środków unijnych przeznaczonych na rozbudowę infrastruktury kraju. Od nas, Polaków, zależy, czy szansę tę będzie można wykorzystać. Mam na myśli przede wszystkim pogłębienie znajomości przepisów unijnych w zakresie przedsiębiorczości – już dzisiaj występują przypadki, że te same przepisy są inaczej interpretowane w Polsce i w krajach sąsiednich. Poważną rolę przypisuję również uporządkowaniu naszego systemu prawnego, w tym zmianom przepisów o uprawnieniach budowlanych w takim kierunku, aby mogli je uzyskiwać specjaliści budownictwa podziemnego wywodzący się z górnictwa. Przelamanie wspomnianych uprzednio barier w świadomości decydentów będzie dalszym czynnikiem – tutaj pragnę wspomnieć o roli czasopism fachowych. Z zadowoleniem odnotowuję fakt, że do grona dwóch czasopism, promujących budownictwo podziemne (mam na myśli „Budownictwo Górnicze i Tunelowe” oraz „Inżynierię i Budownictwo”), dołączyło trzecie: „Geoinżynieria i Tunelowanie”. Sądzę, że stworzy to nowe możliwości rozwoju budownictwa podziemnego. Serdecznie tego życzę wszystkim osobom związanym z tym budownictwem.

Dziękuję za rozmowę.

rozmawiała
Monika Socha-Kośmider



Kazimierz Furtak

Urodził się 2 stycznia 1951 roku w Boratynie koło Jarosława w województwie podkarpackim, z ojca Józefa i matki Janiny z domu Janusz. W latach 1964 – 1968 uczęszczał do Liceum Ogólnokształcącego w Jarosławiu, a po jego ukończeniu rozpoczął studia na Wydziale Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej. Dyplom ukończenia studiów uzyskał w 1973 roku i rozpoczął pracę w Zakładzie Budowy Mostów i Tuneli.

Stopień naukowy doktora nauk technicznych uzyskał na macierzystym Wydziale w 1979 roku na podstawie rozprawy pt. „Wpływ mikrodefektów strukturalnych w betonie na pracę żelbetowych belek mostowych”. Promotorem pracy był (wówczas) doc. dr hab. inż. Kazimierz Flaga. Również na tym samym Wydziale, na podstawie dorobku naukowego oraz rozprawy pt. „Nośność przekrojów normalnych w zginanych elementach żelbetowych poddanych obciążeniom zmiennym ze szczególnym uwzględnieniem obiektów mostowych”, uzyskał w 1987 roku stopień naukowy doktora habilitowanego. Tytuł naukowy profesora otrzymał w 1999 roku. W życiu prywatnym jest żonaty (żona Barbara) i ma dwoje dzieci: syn Marcin (1977) i córka Justyna (1979).

Od samego początku pracy zawodowej do chwili obecnej jest związany z Politechniką Krakowską (asystent 1973 – 1975, starszy asystent 1975 – 1979, adiunkt 1980 – 1987, docent 1987 – 1999, profesor od 2000 roku). Przez jeden rok dodatkowo pracował w Politechnice Świętokrzyskiej. Pracował także zawodowo w Oddziale Skoczowskim Kieleckiego Przedsiębiorstwa Robót Mostowych oraz w „Transprojekcie” Kraków i „Mostostalu” Kraków, a także w Pracowni Projektowej Krakowskiego Zarządu Dróg. Od 1990 roku współpracuje z „Mostoprojektem”. Ma uprawnienia projektowe i jest rzeczoznawcą SITK. Odbył również staże naukowe, w tym najdłuższy (dziesięć miesięcy) jako stypendysta DAAD w Uniwersytecie Technicznym w Monachium (1983 – 1984). Po powrocie ze stażu zdał egzamin państwowy z języka niemieckiego (1985).

Jest promotorem trzech prac doktorskich (czwarta jest po pozytywnych recenzjach) oraz ponad pięćdziesięciu prac dyplomowych (z tego wiele nagrodzonych w różnych konkursach). Prowadził wykłady programowe z mostów drewnianych, żelbetowych i stalowych, a także wykłady fakultatywne (wybieralne) z mostów zespolonych, technologii budowy mostów, fundamentów mostów oraz mostów w krajobrazie (dla studentów Wydziału Architektury). Przez siedem lat był opiekunem Koła naukowego. Brał udział w organizacji szkoleń kadry technicznej administracji drogowej oraz prowadził takie szkolenia.

Osiągnięcia naukowo-techniczne laureata dotyczą głównie:

- mechaniki obiektów mostowych oraz konstrukcji betonowych i zespolonych, a także stalowo-betonowych,
- zastosowania strukturalnej teorii betonu w konstrukcjach żelbetowych i sprężonych,
- wpływu czynników reologicznych w elementach zespolonych,
- zmęczenia betonu, stali zbrojeniowej i żelbetu,
- trwałości mostów betonowych i stalowych,
- technologii wzmacniania obiektów mostowych,
- stanów granicznych użytkowania mostów żelbetowych i zespolonych.

Kazimierz Furtak od 1984 roku jest członkiem Sekcji Konstrukcji Betonowych KILiW PAN, a od 1999 roku Sekcji Inżynierii Komunikacyjnej. Przez jedną kadencję był członkiem Zespołu Badań Doświadczalnych KILiW PAN. W 2003 roku został członkiem KILiW PAN. Również od 2003 roku jest członkiem Międzywydziałowej Komisji Nauk Technicznych PAU i wiceprzewodniczącym Sekcji Budownictwa Inżynierii Lądowej i Wodnej tej Komisji. Poza tym od 1980 roku jest członkiem Komisji Budownictwa Oddziału Krakowskiego PAN, a od 2003 roku członkiem jej Prezydium. Jest także członkiem Normalizacyjnej Komisji Problemowej (obecnie Zespół Techniczny) nr 213. Jest również członkiem Komitetu Sterującego projektem „Regionalna Strategia Innowacji Województwa Małopolskiego” oraz ekspertem województwa Małopolskiego ds. Funduszy Strukturalnych, a także Przewodniczącym Rady Programowej Infrastruktury Transportowej m. Krakowa.

Jest autorem lub współautorem ponad 240 publikacji (w tym 60 obcojęzycznych). Autor książki *Mosty zespolone* (PWN, Warszawa-Kraków, 1999) oraz współautor dwóch książek: *Ocelobetonové konstrukčné prvky* (Słowacja, 1999) i *Navrhovanie konštrukcii podľa európskych noriem* (Słowacja, 2002). Autor trzech podręczników wydanych przez Politechnikę Krakowską: *Wprowadzenie do projektowania mostów* (1999), *Podstawy mostów zespolonych* (1999), *Mosty drewniane* (2002). Ostatnio wydane zostały *Mosty w Niemczech* (2004) w ramach serii Biblioteka Mostowa. W druku są (po pozytywnych recenzjach) współautorskie książki *Materiały do budowy mostów (WKiŁ)* oraz *Mosty zintegrowane (WKiŁ)*. Jest współautorem jednego patentu. Był Kierownikiem lub Wykonawcą sześciu grantów KBN, w tym dwóch promotorskich.

Autor lub współautor około 140 ekspertyz i około 70 zrealizowanych projektów nowych oraz wzmocnień, napraw, modernizacji (między innymi wielokrotne zastosowanie sprężenia zewnętrznego oraz taśm i mat kompozytowych z włókien węglowych) i remontów istniejących obiektów – głównie mostowych. Najważniejsze z nich jest współautorstwo projektu mostu zespolonego przez Regalicę w Szczecinie (rozpiętość przęsła 116,25m), który został nagrodzony w konkursie Dzieło Mostowe Roku. Pełnił wielokrotnie nadzór naukowy.

Jest laureatem nagród Ministra Nauki, Szkolnictwa Wyższego i Techniki oraz Edukacji Narodowej, a także wielu Nagród Rektora Politechniki Krakowskiej. W 1995 roku został laureatem nagrody PZITB im. Prof. Stefana Bryty, a wcześniej nagrody W. Stupnickiego (dla młodych pracowników naukowych). Otrzymał też medal Wydziału Budownictwa Uniwersytetu Technicznego w Żylinie oraz dyplomy „Zasłużony autor Konferencji Krynickich” i czasopisma „Inżynieria i Budownictwo”.

Jest aktywny na polu działalności organizacyjnej. Przez 2,5 roku był wicedyrektorem Instytutu, później przez dwie kadencje (lata 1990 – 1996) prodziekanem, a następnie również dwie kadencje (w latach 1996 – 2002) dziekanem Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej. Obecnie pełni funkcję prorektora macierzystej uczelni. Przez jedną kadencję był przewodniczącym Oddziału Małopolskiego ZMRP, a od czterech kadencji jest członkiem Zarządu ZMRP i drugą kadencję wiceprzewodniczącym Związku. Działa także aktywnie w PZITB (złota honorowa odznaka) i SITK (srebrna odznaka). Jest członkiem Rady Programowej Czasopism Technicznych PZITB, a w Politechnice Krakowskiej był redaktorem Czasopisma Technicznego. Współorganizator wielu konferencji i seminariów dotyczących głównie obiektów mostowych oraz budownictwa podziemnego.

Za osiągnięcia dydaktyczne otrzymał Medal Komisji Edukacji Narodowej. Jest też odznaczony m. in. Krzyżem Kawalerskim Orderu Odrodzenia Polski oraz odznaczeniami regionalnymi i uczelnianymi. ●

TITAN POLSKA

partner

Friedr. Ischebeck GmbH

System iniecyjnych mikropali, kotew i gwoździ gruntowych

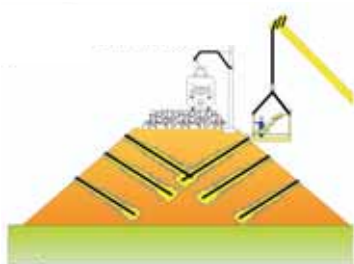
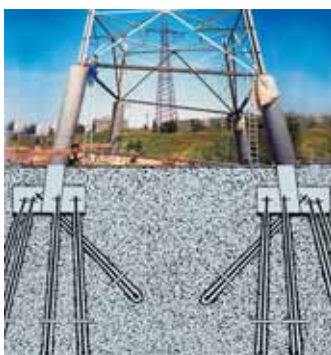


TITAN POLSKA partner biur geologicznych i konstrukcyjnych w dziedzinie doradztwa technicznego i konsultingu. Oferujemy sprawdzone rozwiązania geotechniczne w zakresie:

- stabilizacji skarp i osuwisk,
- zabezpieczania zboczy i głębokich wykopów,
- wzmocnienia nasypów i konstrukcji oporowych,
- fundamentowania specjalistycznego, wzmocnienia fundamentów
- tunelowania,

oparte na ujednoczonym systemie iniecyjnych mikropali, kotew i gwoździ gruntowych Ischebeck

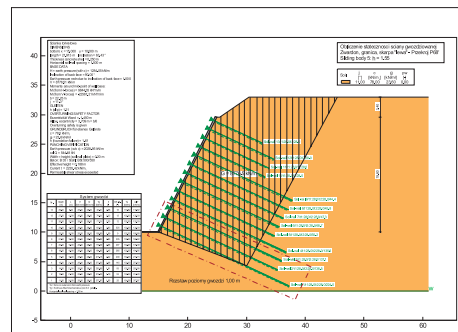
TITAN.



TITAN

Iniecyjne mikropale,
kotwy i gwoździe gruntowe

- doradztwo projektowe



- doradztwo techniczne



- próbne obciążenia



- sprzedaż systemu wraz z dostawą na budowę



TITAN POLSKA Sp. z o.o. 30-133 Kraków, ul. Lea 210
Tel./ Fax. +48 12 636 61 62 Tel. kom. +48 602 395 859
e-mail: biuro@titan.com.pl www.titan.com.pl

Ocena przydatności metody sejsmicznej do projektowania tuneli

1. Wstęp

Truizmem jest stwierdzenie, że do poprawnego zaprojektowania tunelu konieczne jest dokładne rozpoznanie geologiczne. Budowa geologiczna górotworu współdecyduje bowiem o wyborze technologii drążenia tunelu oraz rozwiązaniach geometrycznych i konstrukcyjnych obudowy [1, 8], a także o kosztach i czasie realizacji.

W sensie formalnym dobór metod dla wyznaczania parametrów geometrycznych reguluje norma PN-B-02479 [9] oraz Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji (Dziennik Ustaw nr 126 z 1998 roku), a także Instrukcja [6] opracowana przez Instytut Badawczy Dróg i Mostów. Dokumenty te dotyczą jednak rozpoznania geologicznego dla potrzeb projektu budowlanego lub wykonawczego, a nie koncepcji projektowych.

Dokładne rozpoznanie geologiczne jest jednak czasochłonne i, co nie mniej ważne, kosztochłonne. Dotyczy to zwłaszcza budowli wybitnie liniowych, do których zalicza się tunele. Stąd też były i są bardzo widoczne tendencje do bardzo racjonalnego programowania badań geologicznych. Naprzeciw tym tendencjom wychodzą metody geofizyczne, które wprawdzie nie mogą samodzielnie stanowić podstawy do ustalania wartości parametrów geotechnicznych gruntu dla potrzeb projektowania tuneli, ale mogą stanowić dobre uzupełnienie metod bezpośrednich, a także być pomocne przy opracowywaniu badań zasadniczych.

Parametry geotechniczne wyznaczone za pomocą metod geofizycznych charakteryzuje duży rozrzut wartości (choć za od tego rozrzutu – znacznie jednak mniejszego – nie są też wolne metody uznawane za „dokładne” [8]), a tym samym mała pewność. Są jednak znacznie tańsze i szybsze, niż dokładne badania bezpośrednie, wsparte dodatkowo badaniami laboratoryjnymi. Stąd duże zainteresowanie doskonaleniem metod geofizycznych, a zwłaszcza doskonaleniem aparatury badawczej i pomiarowej oraz określaniem związków korelacyjnych między parametrami badań i parametrami geotechnicznymi.

Jedną z metod geofizycznych, która może być stosowana do oceny właściwości geofizycznych gruntu jest metoda sejsmiczna. Może być ona zastosowana w celu wstępnego rozpoznania górotworu. Tym samym umożliwia racjonalne planowanie badań zasadniczych oraz, może stanowić ich uzupełnienie.

W artykule przedstawiono zakres możliwego wykorzystania metody sejsmicznej do określania wartości parametrów geotech-

nicznych wymaganych przy projektowaniu tuneli komunikacyjnych. Ze względu na liniowy charakter tras komunikacyjnych i duże zazwyczaj ich długości racjonalizacja badań geologicznych jest szczególnie ważna.

2. Zakres zastosowania metody sejsmicznej przy projektowaniu tuneli

Zakres zastosowania metody sejsmicznej do rozpoznania geologicznego górotworu dla potrzeb budowy tunelu wynika z trzech przesłanek: dokładności otrzymywanych wyników, czasu realizacji badań i opracowywania wyników oraz kosztów. Niezaprzeczną zaletą omawianej metody jest krótki czas realizacji pomiarów i opracowania wyników. Dokładność uzyskiwanych wartości parametrów geotechnicznych jest jednak zbyt mała, aby metoda ta mogła być stosowana samodzielnie.

Na etapie opracowywania studium wykonalności inwestycji oraz wstępnych koncepcji projektowych metoda sejsmiczna jest wystarczająca. Pozwala bowiem na ogólne rozpoznanie geologiczne i wstępną klasyfikację górotworu, a to jest wystarczające dla oceny możliwości realizacji inwestycji. Jednocześnie wyniki pomiarów na tym etapie mogą być pomocne przy opracowywaniu programu zasadniczych badań geologicznych.

Na etapie właściwego projektowania tuneli (projekt budowlany i wykonawczy) metoda sejsmiczna może być wykorzystana do bliższego rozpoznania [7]:

- a) granic:
 - między warstwami zróżnicowanymi litologicznie,
 - stref zawodnionych,
 - oddzielających strefy różnego stanu wietrzenia,
 - między podłożem a nadkładem,
- b) stref:
 - uskokowych,
 - osłabienia,
 - osuwiskowych (przebieg powierzchni poślizgu),
- c) właściwości mechanicznych:
 - dynamicznego modułu sprężystości E_d ,
 - dynamicznego modułu odkształcenia objętościowego G_d ,
 - dynamicznego współczynnika Poissona ν_d oraz z zależności korelacyjnych,
 - statycznego modułu deformacji D ,
 - statycznego modułu sprężystości E_s .

Na podstawie uzyskanych wyników pomiarów, po ich opracowaniu, można dokonać oceny klas geomechanicznych góro-

tworu w klasyfikacji RMR_{89} , Q_{90} i KFG [7]. Na podstawie zależności korelacyjnych punktacji tych klasyfikacji można wyznaczyć dodatkowe, oprócz podanych wyżej, wielkości mechaniczne wystarczające do wstępnego projektowania obudowy tunelu i jego interakcji z górotworem.

Szczególnie ważne we wstępnym projektowaniu przebiegu trasy tunelu jest znajomość stref osłabienia górotworu. Wówczas jest jeszcze możliwość jej korekty i takiego poprowadzenia, aby zminimalizować koszty budowy. Znane są przypadki [7] rozległych zawałów podczas drążenia tuneli, które zostały spowodowane strefami osłabień tektonicznych lub litograficznych. Może to mieć miejsce w potencjalnie mocnych skałach.

Wstępne rozpoznanie jest szczególnie ważne na obszarze fliszu karpackiego, ze względu na specyficzną jego budowę. Charakteryzują ją między innymi [7]:

- występowanie warstw litologicznie zróżnicowanych, o zmiennej miąższości i różnym procentowym udziale piaskowców i łupków w budowie poszczególnych serii,
- sposób ułożenia warstw w przestrzeni – monoklinalny, sfałdowany, wykazujący strome lub położe upady,
- różny stopień zniszczenia przez procesy wietrzeniowe i tektoniczne,
- niejednorodność właściwości fizycznych i filtracyjnych,
- skomplikowane warunki hydrogeologiczne,
- możliwość powstawania ruchów masowych i to zarówno w strefach przypowierzchniowych, jak też strukturalnych (zwłaszcza w przypadku naruszenia jego stateczności w czasie wykonywania robót górniczych).

Metody sejsmiczne mogą być także stosowane podczas budowy i eksploatacji tuneli. W pierwszym przypadku można je wykorzystać przede wszystkim do wykrywania stref osłabienia przed przodkiem drążonej sztolni oraz oceny destrukcji górotworu w strefie oddziaływania robót tunelowych. Jest to szczególnie ważne w przypadku stosowania metod górniczych, gdy poszczególne sztolnie są realizowane w różnych fazach.

W czasie eksploatacji tuneli metody sejsmiczne mogą być wykorzystywane między innymi do oceny interakcji górotwór-obudowa oraz rozwoju w czasie destrukcji górotworu w otoczeniu obudowy.

3. Podstawowe parametry geotechniczne wykorzystywane przy projektowaniu tunelu

3.1. Uwagi wstępne

Historia rozwiązań teoretycznych dotyczących obliczania tuneli datuje się od XIX wieku. Rozwój metod obliczeniowych był bardziej związany z rozwojem mechaniki gruntów niż samego budownictwa tunelowego. Stąd też przez wiele dziesiątków lat XIX wieku technika i technologia budowy tuneli rozwijały się szybciej niż rozwiązania analityczne. Dopiero rozwój mechaniki górotworu dla potrzeb górnictwa, a ostatnio szerokie zastosowanie komputerów spowodowały istotny postęp w obliczaniu obudowy tuneli.

Celem przeprowadzania obliczeń przy projektowaniu (i podczas realizacji) obudowy tunelu jest określenie stanu odkształcenia (deformacji) i naprężenia w obudowie oraz przyległym górotworze. W szczególnych przypadkach może być także potrzebne określenie pól temperatury w obudowie i górotworze oraz ciśnienia wody w górotworze.

W przypadku obliczania tuneli można wyróżnić sześć grup zagadnień. Pierwsza z nich dotyczy obciążeń działających na obudowę. Grupa druga to ustalenie parametrów gruntu potrzebnych do obliczeń. Następną grupą dotyczy obliczania uogólnionych sił wewnętrznych w obudowie. Grupa czwarta jest związana z dru-

gą i trzecią, a dotyczy ona interakcji obudowa-górotwór. Piąta grupa obejmuje wymiarowanie elementów obudowy. Ostatnia, szоста grupa, jest związana ze wszystkimi poprzednimi, a dotyczy uwzględnienia parametru czasu.

Warto jeszcze zaznaczyć, że w zagadnieniach praktycznych dotyczących obliczania tuneli są stosowane metody analityczne, numeryczne i mieszane. Trzeba sobie przy tym zdawać sprawę, że metody numeryczne mogą mieć również swoje oparcie w metodach analitycznych, chociaż dla użytkowników programów komputerowych jest to niewidoczne, a do tego na ogół nieistotne.

Nie ulega wątpliwości, że metody numeryczne, będące podstawą do modelowania komputerowego, są dokładniejsze niż metody tradycyjne. Trzeba jednak pamiętać, że ich dokładność zależy nie tylko od gęstości siatki podziału, ale przede wszystkim od przyjętych parametrów wyjściowych, w tym związanych z gruntem i obciążeniami, a także związkami konstytutywnymi wiążącymi odkształcenia i naprężenia w złożonym stanie przestrzennym.

Analizując zastosowanie określonych metod obliczeniowych do rozwiązania konkretnego zadania praktycznego trzeba być świadomym ich możliwości i ograniczeń. Jasno musi być też sformułowany cel obliczeń. Wiadomym jest przecież, że dokładność konkretnych metod obliczeniowych zależy między innymi od rodzaju gruntu zalegającego w otoczeniu obudowy. Wynika to stąd, że wartości współczynników praktycznie do wszystkich metod były kalibrowane w konkretnych warunkach gruntowych.

3.2. Dokładność obliczeń

Założenia przyjmowane do obliczeń można podzielić na dwie grupy. Pierwsza z nich dotyczy przyjmowania obciążeń oraz parametrów geotechnicznych, zaś druga grupa obejmuje założenia charakterystyczne dla danej metody lub modelu obliczeniowego. Oczywiście, jakość uzyskiwanych wyników analizy zależy od dokładności danych wyjściowych. Jednak trzeba wziąć pod uwagę, że im dokładniejsze obliczenia, tym czas ich wykonywania dłuższy. Uwaga ta dotyczy również komercyjnych systemów obliczeniowych MES.

Pierwszą decyzją podejmowaną przy projektowaniu tunelu jest wybór modelu obliczeniowego. Poprzedza ją analiza uwzględniająca cel obliczeń oraz oczekiwania co do ich dokładności. Najdokładniejsze wyniki otrzymuje się przy przyjęciu elementów trójwymiarowych (e^3) w trójwymiarowej przestrzeni (p^3) i to z uwzględnieniem parametru czasu. Jednak takie obliczenia są czasochłonne i nie zawsze potrzebne. Poza tym trzeba sobie zdawać sprawę z dokładności, a ściślej rozrzutu wartości, parametrów geotechnicznych. Choć każdy problem w zakresie obliczeń tuneli jest w rzeczywistości trójwymiarowy (3D), to jednak przy rozwiązywaniu zagadnień praktycznych często dąży się do zastąpienia go modelem dwuwymiarowym (2D).

Wśród typów modeli dwuwymiarowych najczęściej stosuje się [1, 10]:

- płaski stan odkształcenia (PSO),
- uogólniony płaski stan odkształcenia (UPSO),
- płaski stan naprężenia (PSN),
- osiową symetrię (OS),
- model płytowy lub tarczowy.

Usprawiedliwieniem dla szukania uproszczeń i ich stosowania jest między innymi liniowy charakter tuneli. Mają one długość zazwyczaj dziesiątki, a nawet setki razy większą niż ich szerokość lub wysokość. Poza tym stosowanie modeli trójwymiarowych (3D) wymaga specjalistycznych programów licencjonowanych najnowszej generacji [2, 7, 10, 12] oraz komputerów dużej mocy, których zazwyczaj nie mają na swoim stanie biura projektowe.

Dodatkowym argumentem jest wielokrotnie większy nakład czasu potrzebnego na budowę modelu i wprowadzenie danych, a także przeprowadzenie obliczeń oraz opracowanie wyników i ich interpretację.

Stosując modele dwuwymiarowe (2D) do obliczania tuneli usytuowanych na dużych głębokościach, trzeba sobie zdawać sprawę z ich ograniczeń. W modelach PSO i UPSO można dokładnie uwzględnić niejednorodność i nieliniowość w płaszczyźnie przekroju poprzecznego tunelu (w płaszczyźnie XY). Nie można jednak uwzględnić zmienności budowy i właściwości górotworu wzdłuż osi tunelu (z) [1]. Pewnym rozwiązaniem jest w tym przypadku przeprowadzenie obliczeń dla wszystkich charakterystycznych warunków geotechnicznych.

Tylko w sposób przybliżony można uwzględnić położenie rozpatrywanego przekroju od czoła wyrobiska [1, 10]. Oznacza to, że trudno jest ująć wpływ następujących etapów drążenia na stan naprężenia w części wcześniej wykonanej i odwrotnie drążenia wcześniej sztolni na stan naprężenia górotworu w przekroju i otoczeniu sztolni drążonej później. Jednak tak dokładne obliczenia są potrzebne na etapie projektu wykonawczego, a nie przy sporządzaniu studium wykonalności czy nawet projektu koncepcyjnego, stanowiącego podstawę do opracowania specyfikacji technicznych do materiałów przetargowych na wykonanie projektu budowlanego i wykonawczego.

Zmiany sposobu budowy oraz właściwości górotworu na długości tunelu można uwzględnić stosując model OS. Jednak w przypadku tunelu jest on trudny do zaakceptowania, gdyż osiowa symetria obciążeń oraz wszystkich parametrów geotechnicznych w praktyce nie istnieje. Stąd też model ten może być tylko stosowany w projektowaniu tuneli jako wspomagający inne, a nie samodzielnie.

3.3. Związki konstytutywne

Problem związków konstytutywnych dla gruntu z uwzględnieniem spójności jest ciągle przedmiotem prac teoretycznych i doświadczalnych prowadzonych w wielu ośrodkach. Pomimo tego do opracowania modelu ogólnie akceptowanego jest jeszcze bardzo daleko. Wynika to przede wszystkim ze zróżnicowanego zachowania się różnych rodzajów ośrodka gruntowego pod obciążeniem doraźnym i długotrwałym. Dlatego na obecnym etapie rozpoznania omawianego zagadnienia mówi się o klasach modeli, adekwatnych dla danego ośrodka i zakresu zastosowania [4].

W zagadnieniach praktycznych konieczny jest kompromis polegający na przyjęciu takiego modelu, do którego wartości parametrów można określić na podstawie wyników badań laboratoryjnych i terenowych oraz daje się go zastosować w przyjętym modelu obliczeniowym. Obecnie modelami spełniającymi te wymagania są modele sprężysto-plastyczne, idealne i ze wzmocnieniem lub osłabieniem, uwzględniające powierzchnię graniczną Druckera-Pragera. Elementami tych modeli są: prawo sprężystości, prawo plastyczności (płynięcia) oraz powierzchnia graniczna. W przypadku ciał nieidealnie sprężystych dochodzi jeszcze prawo ewolucji powierzchni granicznej, to jest prawo wzmocnienia lub osłabienia.

Podstawowym warunkiem granicznym dla gruntów, powszechnie akceptowanym, jest prawo Coulomba-Mohra. Uwzględnia ono dwa podstawowe parametry ośrodka jakimi są kąt tarcia wewnętrznego ϕ oraz spójność c . Warunek ten zapisuje się w postaci:

$$|\tau| \leq \tan \phi \cdot \sigma_n + c \quad (1)$$

We wzorze tym σ_n oznacza naprężenie normalne.

Pomimo prostoty zapisu prawa Coulomba-Mohra, jest ono w przestrzeni trójwymiarowej trudne do zastosowania. Coraz częściej wykorzystuje się powierzchnię graniczną Druckera-Pragera, której interpretacją geometryczną jest stożek w przestrzeni naprężeń głównych. Zapisać to można następująco [1, 3, 5, 7]:

$$3\alpha \sigma_m + \bar{\sigma} - k' = 0 \quad (2)$$

gdzie:

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi(\kappa)}{\sqrt{3} (3 - \sin \phi(\kappa))} \quad (3)$$

$$k' = \frac{6 c(\kappa) \cos \phi(\kappa)}{\sqrt{3} (3 - \sin \phi(\kappa))} \quad (4)$$

$$\sigma_m = \frac{1}{3} J_1 \quad (5)$$

$$\bar{\sigma} = \sqrt{J_2} \quad (6)$$

$$J_1 = \sigma_{ii} \quad (7)$$

$$J_2 = \frac{1}{2} \sigma_{ij} \sigma_{ij} \quad (8)$$

- κ - parametr wzmocnienia materiału,
- ϕ - kąt tarcia wewnętrznego,
- c - spójność materiału.

Zastosowanie prawa płynięcia plastycznego nie jest ujęte w przedmiotowych normach [1]. Na podstawie dotychczasowego stanu wiedzy, opartego przede wszystkim na wynikach badań doświadczalnych, można założyć, że przy płynięciu plastycznym grunty spoiste nie wykazują deformacji objętościowej. Wówczas przyjmuje się kąt dylatacji $\psi = 0$, a to w konsekwencji prowadzi do niestowarzyszonego prawa płynięcia [1, 10].

Dla ośrodków sypkich prawo płynięcia określa się kątem dylatacji $0 \leq \psi \leq \phi$. Z kolei pomocne przy analizie deformacji ośrodka modele ze wzmocnieniem lub osłabieniem są trudne w stosowaniu, gdyż zawierają parametry, których wartości można uzyskać tylko w drodze niestandardowych badań laboratoryjnych lub terenowych. Te ostatnie często wykonuje się przed przystąpieniem do właściwej fazy projektowania tunelu.

Prawo Coulomba-Mohra stosuje się również do skał uwarstwionych i spękanych oraz odnosi się wówczas do wybranych płaszczyzn osłabień. Warunki wytrzymałościowe dla skał litych (zwięzłych), niespękanych można opisywać modelem Hoeka-Browna lub modelami stosowanymi w przypadku ciał kruchych, to jest takich, dla których wytrzymałość na ściskanie jest wielokrotnie większa niż na rozciąganie.

Stosowanie modeli sprężysto-plastycznych przy obliczaniu tuneli metodami MES wymaga zastosowania aproksymacji pola deformacji elementami skończonymi, wolnymi od efektów blokady deformacji objętościowej i innych niekorzystnych efektów numerycznych pojawiających się w zagadnieniach z nieściślimym płynięciem plastycznym lub w modelach z dylatacją [10]. W przeciwnym razie użycie standardowych elementów skończonych pierwszego rzędu może prowadzić do wyników znacząco przeszacowujących nośność i sztywność ośrodka.

Skomplikowane modele obliczeniowe są praktycznie stosowane tylko przy rozwiązywaniu zagadnień lokalnych. Posługi-

wanie się nimi przy standardowym projektowaniu długich tuneli górskich jest nieracjonalne. Poza tym do tak dokładnych obliczeń dane dotyczące parametrów górotworu muszą być określane na próbkach pozyskanych w miejscu lub w pobliżu analizowanego miejsca. W tym przypadku nawet standardowe badania polowe są niewystarczające. Dlatego tak dokładna analiza może być przeprowadzana tylko w niewralgicznych miejscach podczas drążenia tunelu.

Stosowane w praktyce modele opisujące zjawiska pęcznienia gruntu bazują na pełzaniu nieliniowym sterowanym przez tak zwany potencjał pełzania. Umożliwia to ilościowy i jakościowy opis w skali makro bez analizy efektów w skali mikro. W zagadnieniach praktycznych można stosować wielowymiarowy model pęcznienia Wittkego i Kiehla [11], bazujący na edometrycznym teście pęcznienia. Test ten wykonuje się w warunkach laboratoryjnych.

Przy określaniu wpływu drążenia tunelu na deformacje terenu wykorzystuje się tylko podstawowe parametry górotworu. Uwaga ta dotyczy także uwzględnienia reologii. Ze względu na zróżnicowanie warstw geologicznych i ich miąższości w tych obliczeniach są wystarczające przybliżone wartości parametrów. Trzeba przy tym zwrócić uwagę, że wielkość i zasięg deformacji zależą przede wszystkim od technologii drążenia i wykonywania obudowy, wymiarów przekroju poprzecznego wyrobiska oraz głębokości usytuowania tunelu.

4. Uwagi końcowe

Tunele komunikacyjne można obliczać z różnym stopniem dokładności, w zależności od postawionego celu. Zależy to przede wszystkim od fazy projektu (studium wykonalności, projekt koncepcyjny, projekt budowlany, projekt wykonawczy), a także przyjętej metody drążenia oraz rodzaju i technologii wykonywania obudowy.

Metoda budowy zależy przede wszystkim od rodzaju ośrodka zalegającego na poziomie drążenia tunelu, a także od długości odcinka tunelu i głębokości jego położenia pod powierzchnią terenu. Specyficzna budowa fliszu karpackiego ogranicza zakres stosowanych metod, co jednocześnie zawęża, a przy tym czyni bardziej jednoznacznym zakres badań geologicznych.

Na podstawie przeprowadzonej szczegółowej analizy zagadnień związanych z budową i obliczaniem tuneli można stwierdzić, że najbardziej potrzebnymi parametrami gruntu są: moduł sprężystości, współczynnik rozszerzalności poprzecznej, kąt tarcia wewnętrznego i spójność. Wartości tych parametrów można określić stosując metodę sejsmiczną.

Cenna jest możliwość określenia tą metodą obszaru rozluźnienia gruntu. Jest to szczególnie ważne przy wyznaczaniu ciśnienia górotworu na obudowę tunelu, a także przy rozwiązywaniu zagadnienia interakcji obudowa tunelu-górotwór.

Do określenia ciśnienia pionowego i poziomego wywieranego przez grunt na obudowę tunelu potrzebna jest znajomość podstawowych parametrów gruntu oraz dodatkowo wartość współczynnika oporu gruntu na ścinanie. Może być ona wyznaczana w badaniach laboratoryjnych lub terenowych. W tym drugim przypadku metody sejsmicznej nie można bezpośrednio zastosować. Istnieje jednak możliwość pośredniego określenia wartości tego współczynnika poprzez określenie wytrzymałości gruntu na ścinanie. Można w tym przypadku wykorzystać prawo Coulomba-Mohra.

Nowymi zagadnieniami przy określaniu współpracy obudowy z górotworem jest odprężenie ośrodka oraz zmiana geometrii obudowy. Podstawowymi parametrami, które występują w stosownych wzorach są: moduł sprężystości, kąt tarcia wewnętrznego

oraz spójność. Wszystkie te parametry są możliwe do określenia przy wykorzystaniu metody sejsmicznej.

Dodatkowym parametrem przy ocenie odprężenia górotworu jest współczynnik jego rozluźnienia. Metodą sejsmiczną nie można go wyznaczyć w sposób bezpośredni. Można jednak – określając omawianą metodą zasięg rozluźnienia górotworu – wyznaczyć wartość tego współczynnika w sposób pośredni. Wykorzystać przy tym można wzory stosowane do określania ciśnienia ośrodka na obudowę.

Nie jest natomiast potrzebny żaden dodatkowy współczynnik przy określaniu zmiany geometrii obudowy tunelu; wystarczające są parametry podstawowe. Poza tym w praktyce zmiana geometrii obudowy tunelu ma przede wszystkim wpływ na jej stateczność.

W warunkach fliszu karpackiego najbardziej odpowiednią metodą drążenia tunelu jest Nowa Austriacka Metoda Tunelowania. Jedną z cech charakterystycznych tej metody jest wyprzedzające drążenie sztolni pilotażowej. Umożliwia to nie tylko analizę zgodności gruntów rzeczywistych z przyjętymi do projektowania, ale także przeprowadzanie uzupełniających badań właściwości gruntów zalegających na poziomie drążenia tunelu.

Szczegółowe dane dotyczące omawianej metody sejsmicznej i zakres jej zastosowania przedstawiono w pracy [7]. Podano tam także między innymi związki właściwości fal sejsmicznych z właściwościami fizycznymi ośrodka gruntowego oraz badanie właściwości otworów fliszu karpackiego metodą sejsmiczną. ●

LITERATURA

- [1] Biliński W., Furtak K.: Współczesne rozwiązania teoretyczne w analizie obliczeniowej budowy podziemnych.
- [2] DIANA. Finite Element Analysis, User's Manual. Nonlinear Analysis TNO Building and Construction Research. Release 7.
- [3] Gałczyński S.: Podstawy budownictwa podziemnego. Politechnika Wrocławska. Wrocław, 2001.
- [4] Gryczmański M.: Wprowadzenie do opisu sprężysto-plastycznych modeli gruntów. IPPT PAN/KILiW. Studia z zakresu Inżynierii. Warszawa, 1995.
- [5] Kłeczek Z.: Geomechanika górnicza. Śląskie Wydawnictwo Techniczne. Katowice, 1994.
- [6] Kłosiński B., Bażyński J., Frankowski Z., Kaczyński R., Wierzbicki S.: Instrukcja badań podłoża gruntowego budowy drogowych i mostowych. GDDP. Warszawa, 1998.
- [7] Marcak H., Pilecki Z., i inni: Wyznaczenie właściwości utworów fliszu karpackiego metodą sejsmiczną dla potrzeb budownictwa tunelowego. Wydawnictwo IGSMiE PAN. Kraków, 2003.
- [8] Młynarek Z., Wierzbicki J.: Nowoczesne metody rozpoznania podłoża dla potrzeb budowy mostów i tuneli. L Konferencja naukowa KILiW PAN i KN PZITB. Krynica, 2004.
- [9] PN-B-02479. Geotechnika. Dokumentowanie geotechniczne. Zasady ogólne.
- [10] Urbański A., Truty A., Zimmermann T.: Modelowanie komputerowe w analizie praktycznych zagadnień komunikacyjnego budownictwa podziemnego. Materiały Międzynarodowego Symposium pt. „Planowanie, projektowanie i realizacja komunikacyjnych budowli podziemnych”. Politechnika Krakowska. Kraków, 2002.
- [11] Wittke, Kiehl J.R.: Stability Analysis of Tunnels. Fundamentals. Verlag Glueckauf. Essen, 2000.
- [12] Zimmermann T., Truty A., Urbański A. i inni: Soil and rock mechanics on microcomputers using plasticity theory. Z SOIL STAB 98 Manual. Elsevier International & ZACE Services Ltd., Lusanne, 1998 (Switzerland).

autor prof. dr hab. inż. Kazimierz Furtak
Politechnika Krakowska

BOART LONGYEAR – używamy narzędzi i maszyn, które produkujemy

Wiertnica DeltaBase 121



Boart Longyear Spółka z o.o. w Wilkowie ma ponad dziesięcioletnią tradycję w produkcji urządzeń dla potrzeb górnictwa, budownictwa, prac geoinżynierskich i związanych z ochroną środowiska. Jako firma należąca do międzynarodowego przedsiębiorstwa zatrudniającego ponad 6500 pracowników w kilkudziesięciu zakładach na całym świecie czerpie przez wszystkie lata działalności z doświadczeń, których początki sięgają XIX stulecia. Posiadanie w nazwie imienia Edmunda J. Longyear'a, który pierwsze otwory odwiercił w roku 1890 zobowiązuje. Nie mniejsze znaczenie ma samo słowo „boart”, które określa drugą specjalność firmy, a mianowicie przemysłowy gatunek diamentów, a także wskazuje na pochodzenie drugiego źródła sukcesów firmy produkującej narzędzia do wierceń od 1935 roku. Obecnie Boart Longyear należy do korporacji Anglo American PLC, która głównie zajmuje się eksploatacją metali szlachetnych, diamentów, węgla, minerałów przemysłowych, ale także posiada interesy w przemyśle drzewnym i papierniczym. Głównym źródłem dochodów grupy Boart Longyear jest kontraktowanie w ramach dużych projektów na wykonanie tysięcy metrów odwiertów. Stąd pochodzą ogromne doświadczenia, które są wykorzystywane w produkcji maszyn. Główne centra produkcyjne grupy Boart Longyear znajdują się w Ameryce Północnej, Republice Południowej Afryki i w Europie, w tym produkcja narzędzi wiertniczych w Hiszpanii, Irlandii, Niemczech i w Polsce. Zakład w Wilkowie jako jedyny w Europie produkuje głównie maszyny wiertnicze i kotwiące dla górnictwa oraz wiertnice powierzchniowe. Przeznaczeniem tych ostatnich



są wszelkiego rodzaju prace geotechniczne, wiercenia poszukiwawcze, studzienne, próbkowanie gruntów, wiercenia w obszarze budownictwa oraz wszelkich prac inżynierii budowlanej (np. w celu zakładania kotew, mikropali, stosowania systemów iniekcji wysokociśnieniowej). Ze względu na sporą gamę modeli, ich uniwersalną konstrukcję i niezawodność wiertnice produkowane w Wilkowie znajdują szerokie zastosowanie na wielu placach budów na całym świecie oraz w Polsce.

Produkcja wiertnic powierzchniowych rozpoczęła się w Wilkowie pod Złotoryją ok. 5 lat temu po przeniesieniu jej z Włoch. Po kilku latach kontynuowania doświadczeń i przeprowadzeniu procesu standaryzacji postanowiono ograniczyć się do produkcji

głównie wiertnic na podwoziu gąsienicowym i w ograniczonej liczbie opcji. Oczywiście nadal powstają konstrukcje np. montowane na traktorze lub podwoziu samochodowym, ale stanowią pewien margines tego, co można już określić mianem produkcji seryjnej.

Podstawowe modele o charakterze wielozadaniowym produkowane w Polsce to :

- DeltaBase 505 (w dwu wersjach : z silnikiem diesla oraz elektrycznym),
- DeltaBase 520,
- DeltaBase 540.

Pierwsza z wymienionych maszyn to wielozadaniowa wiertnica przeznaczona do pracy w miejscach o trudnym dostępie i ograniczonej przestrzeni, takich jak galerie zapór, tunele, budynki. W Polsce można obecnie zobaczyć ten model np. na budowie zapory Świnna-Poręba (z silnikiem elektrycznym) lub w elektrowni w Nysie (wersja diesla). Wiertnica DeltaBase 520 to uniwersalna wydajna wiertnica stosowana do wierceń w szerokim zakresie zastosowań. Są to na przykład badania geotechniczne (rdzenie wrzutowe, konwencjonalne, pobieranie próbek metodą SPT), wiercenia w celu zagęszczania gruntu z zastosowaniem wierceń obrotowych i obrotowo-udarowych (kotwy, mikropale, iniekcja wysokociśnieniowa), wiercenia studienne (z zastosowaniem świrdrów gryzowych, spiralnych, z młotkiem dolnym –DTH). Największa z wymienionych DeltaBase 540 to już duża maszyna o podobnym zakresie zastosowań jak poprzednia, ale ze znacznie większymi możliwościami. Dla przykładu można podać różnicę dla siły tzw. pull back czyli uciągu wstecz : dla DB520 wynosi ona ok. 38 kN, zaś dla DB540 – 150 kN. Obie ostatnio wymienione wiertnice są sprzedawane głównie na eksport. DeltaBase 540 ze względu na solidną mocną konstrukcję, niezawodność i osiągi znalazła największe zainteresowanie w USA.

Odłąbną grupę wiertnic powierzchniowych stanowią maszyny z serii 100, głównie stosowane w budownictwie, tunelowaniu, kamieniołomach. Śmiało można je określić także mianem – standardowe. W tej grupie produkowane są w Wilkowie maszyny:

- DeltaBase 100,
- DeltaBase 120,
- DeltaBase 121.

Jak w przypadku maszyn z serii 500 tak i tutaj różnice dotyczą m.in. wielkości i wyposażenia, ale także kinematyki (bardziej zaawansowanej niż to ma miejsce w grupie poprzedniej). Inna konstrukcja maszyn wynika oczywiście z innego ich przeznaczenia.

Na fotografii maszyna DB121 jest wyposażona w automatyczny wymiennik żerdzi, który pozwala tę kilkunastotonową wiertnicę obsługiwać jednemu operatorowi.

Wszystkie typy maszyn DeltaBase są sprzedawane głównie na eksport do wielu krajów Europy i świata.

Pod koniec 2003 roku firma Boart Longyear po wielu latach owocnej współpracy z duńską firmą Knebel Drilling A/S zdecydowała się zainwestować w dynamicznie rozwijający się sektor maszyn powierzchniowych kupując know-how, a co za tym idzie prawa do produkcji i sprzedaży konstrukcji firmy Knebel. Plany związane z tym segmentem rynku są na tyle poważne, że poza samą dokumentacją, Boart Longyear został wzmocniony także dwoma osobami pełniącymi kluczowe role w firmie duńskiej. Owocem tego przedsięwzięcia jest znaczny postęp i rozwój wydziału maszyn powierzchniowych zarówno w obszarze wiertnic przeznaczonych do wierceń studziennych (w czym specjalizował się Knebel Drilling A/S), ale także w zakresie projektowania nowych konstrukcji w ogóle oraz zwiększenia zakresu produkowanych urządzeń. Przykładem mogą być:

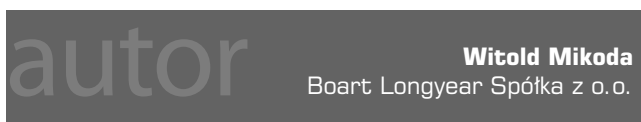
- uruchomiona już w tym roku produkcja wiertnic dotychczas wytwarzanych w Danii i ich sprzedaż na eksport (DeltaBase 550)

- samodzielna produkcja i sprzedaż na eksport zmodernizowanych wiertnic dotychczas produkowanych w kooperacji (DeltaBase 430)

Nowe maszyny (DB430) znajdują odbiorców m.in. wśród firm wykonujących studnie oraz instalacje pomp ciepłych, choć konstrukcje i nowoczesne rozwiązania tych maszyn dają nadzieję na szersze zastosowanie. Biorąc pod uwagę rosnące już od kilkunastu lat zainteresowanie nowymi ekologicznymi technikami ogrzewania budynków można sądzić, że także polski rynek będzie bardzo zainteresowany nowymi projektami. ●

Wszystkie zamieszczone zdjęcia zostały wykonane w czasie imprezy Open Day w Wilkowie w dniach 16-17 września 2004 roku.

Blizsze szczegóły dotyczące oferty Boart Longyear można znaleźć na stronach internetowych www.boartlongyear.com
www.boartlongyear-eu.pl/prod/wiertnice.htm



**DeltaBase 540
Multipurpose Drill Rig**

PRIME MOVER	
Standard unit	DEUTZ BF6M1013EC
Power	148 kW
Rated rpm	2300 rpm
ROTARY HEAD TYPE DD54	
HYDRAULIC MOTOR	
1 st gear 80 - 400 RPM	10120 – 2025 Nm
2 nd gear 110 – 550 RPM	4330 – 860 Nm
PRIMARY PUMP A10V060	
Rexroth bent axis, variable displacement	
Maximum flow	120 LPM @ 2200 RPM
Maximum pressure	20 MPa
SECONDARY PUMP A11V075	
Rexroth bent axis, variable displacement	
Maximum flow	150 LPM @ 2200 RPM
Maximum pressure	25 Mpa
DRILL MAST AND FEED SYSTEM WITH FEED CYLINDER	
Feed speed	normal / fast
Pull down	100 000 N
Pull back	150 000 N
MAIN HOIST TYPE S30	
Line pull	33000 N
Rope speed @ 50 LPM	50 m/min
For cable ø14 mm (0.4 in)	85 m
MAIN HOIST TYPE S45V	
Line pull	57000 N
Rope speed @ 50 LPM	50 m/min
For cable ø18 mm (0.7 in)	50 m
BOTTOM CLAMP	
Maximum clamping diameter	350 mm
Maximum breaking torque	30 kNm
MUD PUMP	Type FMC W1122BCD
Working pressure	205 bar
SUPPORT PL5 HOIST	
Line pull	19000 N
SUPPORT PL2 HOIST	
Line pull	9000 N



**DeltaBase 430
DTH Drill Rig**

PRIME MOVER	
Standard	DEUTZ BF4M1013EC
Power maximum	104kW@2200 rpm
ROTARY HEAD DB430	
Max torque and RPM low gear	4600/75 Nm/rpm
Max torque and RPM high gear	2300/150 Nm/rpm
Bore-inside diameter	52 mm
Swivel inside diameter	24 mm
Rotation motors	DANFOSS OMT 160
Top drive flange	2 ^{3/8} API Reg. Box
Gear ratio	4,047:1
HYDRAULIC SYSTEM	
Max flow	230 l/min
Max pressure	280 bar
Hydraulic oil volume	160 l
Oil cooler capacity	16 kW
DRILL MAST AND FEED SYSTEM	
Feed stroke	4000 mm
Feed speed – down	2 m/min
Feed pressure control within	+/- 34 N
Fast feed speed – up	40 m/min
Fast feed speed – down	66 m/min
Pull down force	35000 N
Pull back force	70000 N
WINCHES	
Max pull on inner layer	9000 N
Line speed	35 m/min
Cable	Ø8
ROD CLAMPS	
Max. diameter	220 mm
Clamping sizes	From 65 to 95 NV
Max. holding force	10.000 N



**DeltaBase 505
Multipurpose Drill Rig**

PRIME MOVER	
Standard	HATZ 3L41C
Power	32 kW
Rated rpm	2200 rpm
ROTARY HEAD TYPE DD05 – torque	
HYDRAULIC MOTOR TORQUE	
OMT-160 x 2 (standard)	
Parallel 130 RPM	2297 Nm
Serial 260 RPM	1149 Nm
OMT-250 x 2 (option)	
Parallel 81 RPM	3562 Nm
Serial 164 RPM	1781 Nm
OMT-315 x 2 (option)	
Parallel 65 RPM	4636 Nm
Serial 130 RPM	2318 Nm
HYDRAULIC SYSTEM	
PRIMARY PUMP	Rexroth axial piston (A10V071)
Maximum pressure	25 MPa
SECONDARY PUMP	Rexroth gear pump (P2F16)
Maximum pressure	17.5 MPa
DRILL MAST AND FEED SYSTEM WITH FEED CYLINDER	
Feed stroke	1.7 m
Pull down	16 330 N
Pull back	24 750 N
MAXIMUM CLAMPING DIAMETER	140 mm
MAXIMUM BREAKING TORQUE	11.5 kNm
MODULAR MAST	
Feed stroke	700 / 1200 / 1700 mm
Pull down	28000 N
Pull back	28000 N
With reduction gear and feed motor 50 ccm.	
MAIN HOIST TYPE P6 DYNAMIC OIL	
Line pull (max.)	7500 N



**DeltaBase 520
Multipurpose Drill Rig**

PRIME MOVER	
Standard	DEUTZ F4L914 air cooled
Power	53 kW
Rated rpm	2300 rpm
ROTARY HEAD TYPE DD52	
(with variable displacement motor) – torque	
1 st gear 48 – 250	4890 – 977 Nm
2 nd gear 140 - 740	1859 - 371 Nm
PRIMARY PUMP Parker bent axis, fixed displacement	
Maximum flow	66 LPM @ 2200 RPM
Maximum pressure	25 MPa
SECONDARY PUMP Casappa gear pump	
Maximum flow (1 st)	59 LPM @ 2200 RPM
Maximum pressure (1 st)	17.5 Mpa
DRILL MAST AND FEED SYSTEM WITH FEED CYLINDER	
Feed stroke	3.4 m
Pull down	24750 N
Pull back	38650 N
MAIN HOIST TYPE BH220	
Line pull	20000 N
MAXIMUM CLAMPING DIAMETER	220 mm
MAXIMUM BREAKING TORQUE	20.5 kNm
MUD PUMP	
Type DELTAPUMP-100 with hydraulic motor OMS 80	
Working pressure	30 bar
Continuous delivery	90 lpm
Maximum delivery	100 lpm
WIRELINE HOIST	
Line pull	9000 N
Rope speed @ 59 LPM	100 m/min
Cable ø6mm	250 m



Deltabase 540

Wiertnica na Trudne Warunki



TAK, BYLIŚMY TAM!

Tama Hoovera jest świadectwem możliwości tworzenia monolitycznych przedsięwzięć na przekór przeciwnostwom. Była budowana w czasach Wielkiego Kryzysu; tysiące ludzi z rodzinami przybyły do Czarnego Kanionu aby poskromić rzekę Kolorado. Zajęło to niecałe 5 lat, aby w surowych warunkach i na jałowej ziemi zbudować największą w owym czasie tamę. Obecnie, ponad 60 lat później, Tama Hoovera ciągle trwa będąc sławną na całym świecie konstrukcją. Jej budowa stanowi epokowe wydarzenie w dziejach Ameryki, a Amerykańskie Stowarzyszenie Inżynierii Cywilnej uznało tamę za jeden z Siedmiu Cudów Inżynierii Budowlanej.



KLIENT : SPECTRUM EXPLORATION INC., 2365 Wigwam Dr., Stockton, CA 95205 USA

Używane narzędzia: Tubex 115 mm system.

Boart Longyear Group of Companies

Odwiedź naszą stronę internetową www.boartlongyear aby znaleźć najbliższego przedstawiciela Boart Longyear.



BOART LONGYEAR

Boart Longyear stale dąży do poprawy swoich produktów i z tego powodu zastrzega sobie prawo do zmiany projektów, materiałów, specyfikacji oraz cen bez wcześniejszego powiadomienia.

©2004 Boart Longyear

Szyby dla kolektora N-bis w Warszawie



Budowa kolektora N-bis dla Oczyszczalni Ścieków „Południe” w Warszawie, odcinek od ul. Witosa do zrzutu do Wisły to zadanie współfinansowane ze środków unijnych, które z pewnością można zaliczyć do jednego z trudniejszych przedsięwzięć realizowanych w ostatnim okresie na terenie stolicy i tym bardziej cieszymy się mogąc w nim uczestniczyć.

Firma Chrobok została wybrana przez Konsorcjum firm reprezentowane przez Hydrobudowę-9 PIB Sp. z o.o., które zawarło z Miastem Stołecznym Warszawa umowę na wykonanie tej inwestycji, na Podwykonawcę robót inżynierskich polegających na tymczasowym zabezpieczeniu ścian wykopów pod komory startowe i odbiorcze na odcinku od szybu nr 1 do szybu nr 15.

Trasa przewodu tłoczego ścieków oczyszczonych z Oczyszczalni Ścieków „Południe” przebiega na tym odcinku wzdłuż ulicy Czerniakowskiej, a to oznacza konieczność wykonywania robót w pasie zieleni lub bezpośrednio w jezdni. Ulica Czerniakowska jest 6-cio pasmową drogą prowadzącą z południowych dzielnic Warszawy w kierunku północnym, pełniącą rolę tranzytu w kierunku Gdańska, dlatego charakteryzuje się dużym natężeniem ruchu ulicznego. Chcąc uniknąć paraliżu komunikacyjnego w tym rejonie Inwestor zdecydował się na wykonanie kanału tłoczego z rur Betras o średnicy 1600/2000 metodą bezwykopową w technologii mikrotunelingu, co pozwoliło na to, by tak ważna trasa nie została całkowicie wyłączona z ruchu. Oczywiście mimo to nie da się uniknąć czasowych zmian organizacji ruchu, polegających na ograniczeniach prędkości oraz zwiężeniach na pewnych odcinkach, ale wszyscy wykonawcy biorący udział



w tym przedsięwzięciu uznali za priorytet realizację robót w taki sposób, by ruch uliczny był płynny i nie utrudniał użytkownikom dróg poruszania się po i tak zakorkowanej Warszawie.

Poziom posadowienia rurociągu wynosi 9 m -11 m p.p.t., co oznacza konieczność zabezpieczenia wykopów obudową z grzdzic stalowych G 62 o zaprojektowanych długościach od 12 m do 18 m, rozpartą w dwóch lub trzech poziomach.

Powyższy zakres robót wymaga zaangażowania 1.030 ton grzdzic stalowych, 230 ton kształtowników stalowych na rozporę,

a zastosowanie grodzic o długości powyżej 15 m oznacza konieczność wykorzystania do przewozu naczip specjalistycznych przystosowanych do transportu materiałów ponadgabarytowych.

Ze względu na bardzo zróżnicowane warunki gruntowe na trasie przewodu tłocznego, po przeanalizowaniu wyników badań geotechnicznych, a także biorąc pod uwagę nasze wcześniejsze doświadczenia z pogrążania grodzic w niedaleko znajdującej się Al.KEN, uzgodniliśmy z naszym Zleceniodawcą, że część zabezpieczenia wykopów będzie wykonywana według następującej technologii. Przed rozpoczęciem pogrążania grodzic będą wykonane po obwodzie komory otwory rozprężające o średnicy 400 mm, które następnie zostaną wypełnione piaskiem. Dopiero w tak przygotowanym obszarze będą pogrążane grodzice, co nie tylko ułatwi ich wbudowywanie, ponieważ wywiercony otwór chroni nas przed możliwością natrafienia grodzicą na przeszkody w postaci fragmentów starych fundamentów i murów lub głazów znajdujących się w warstwie gruntu nasypowego na głębokości od 0 do 7 m, ale przede wszystkim maksymalnie zminimalizuje falę drgań mogących mieć wpływ na istniejące uzbrojenie przebiegające pod ulicą Czerniakowską. Metoda pionowych otworów jest przez naszą firmę coraz częściej wykorzystywana w trakcie zabudowywania grodzic, szczególnie wtedy, gdy roboty są prowadzone w bliskim sąsiedztwie uzbrojenia podziemnego, zabudowy lub gdy warunki gruntowe są na tyle niesprzyjające, że zarówno zwiększenie siły spadku jak i też posłużenie się alternatywną metodą wciskania nie pozwoliłoby na poprawne wykonanie obudowy. Otwory rozprężające były wykonywane palownicą ABI uzbrojoną w wiertarkę ABI MDBA 3000, a grodzice były pogrążane przy użyciu wibromłota TÜNKERS HVB 100 DUAL, pracującego w oparciu o technologię wysokich częstotliwości. W celu sprawdzenia czy powyższa technologia zwiększa

bezpieczeństwo robót, równocześnie z prowadzeniem przez firmę geodezyjną pomiarów osiadań, po raz kolejny korzystając z wiedzy i doświadczenia pracowników naukowych Politechniki Śląskiej, wykonywaliśmy monitoring rzeczywistych drgań. Wyniki, które otrzymaliśmy są jednoznaczne. Dzięki tej metodzie poziom wpływów na istniejącą infrastrukturę, zgodnie z obowiązującymi normami, jest niższy niż dopuszczalny.

Biorąc pod uwagę powyższe na pewno warto nieco wydłużyć czas realizacji robót, aby zapewnić większe bezpieczeństwo podczas wykonawstwa.

Firma Chrobok powiększając swój park maszynowy o kolejne jednostki, w tym prowadnicę teleskopową na podwoziu samojazdnym ABI TM 12/15 oraz wiertarkę ABI MDBA 3000 poszerza zakres swojej działalności tak, by zapewnić Inwestorom i Zleceniodawcom jak najszerszy wachlarz usług, bez konieczności zatrudniania kilku firm specjalistycznych.

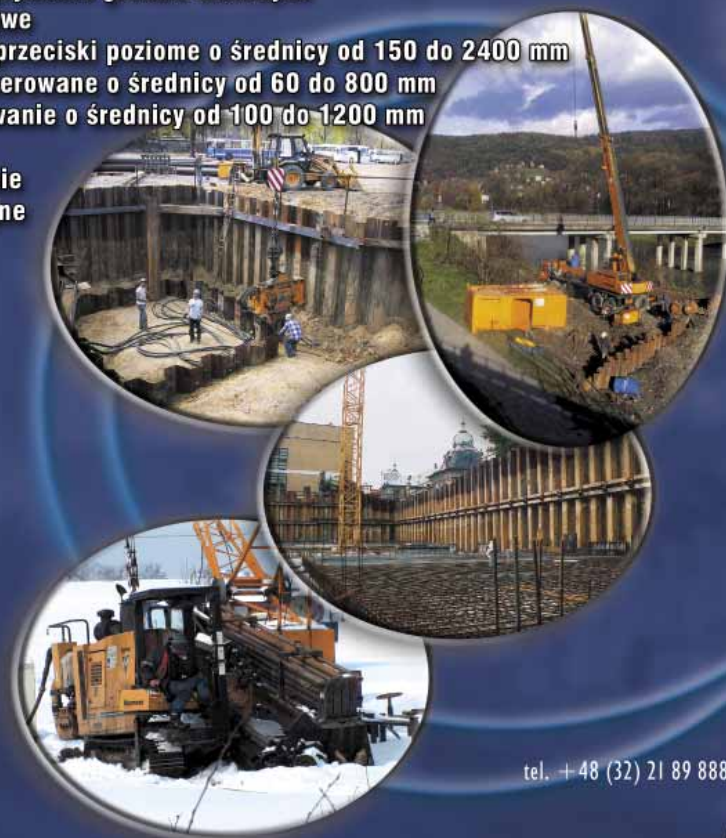
Sami szukamy rozwiązań mających zwiększyć jakość i bezpieczeństwo robót – i do tego szczerze namawiamy wszystkich Wykonawców działających na rynku budowlanym.

Polskie firmy znalazłszy się w rodzinie europejskiej mogą korzystać z usług i doświadczeń pozostałych członków Unii, ale naszym zdaniem, by dotrzymać pozostałym kroku muszą lepiej wykorzystywać do tego naszą narodową pomysłowość i wytrwałość.

Może tym sposobem uda się ich wyprzedzić? – czego Wam drodzy czytelnicy życzymy ●

autor **Zuzanna Palka i Leszek Cielecki**
Firma CHROBOK

- Wbijanie i wrywanie grodzic stalowych
- Kotwy gruntowe
- Przewierty i przeciski poziome o średnicy od 150 do 2400 mm
- Przewierty sterowane o średnicy od 60 do 800 mm
- Mikrotunelowanie o średnicy od 100 do 1200 mm
- Kraking
- Gwoździowanie
- Pale iniekcyjne



FIRMA CHROBOK

43-220 Bojszowy Nowe, ul. Kowola 11

tel. + 48 (32) 21 89 888, 21 89 144; fax + 48 (32) 21 89 447;

e-mail: info@zri.home.pl

www.zri.home.pl www.chrobok.com.pl

Tunele zatapiane

Tunel zatapiany jest szczególnym rodzajem tunelu podwodnego. Po zbudowaniu, funkcjonalnie niczym nie różni się od innych tuneli. Jednakże sposób jego budowy jest zupełnie inny. Niniejszy artykuł wyjaśnia niektóre zagadnienia związane z budową tuneli zatapianych.

Technologia wykonania tunelu zatapianego polega na zatapianiu gotowych segmentów tunelu w przewidzianym miejscu jego przebiegu. Segment tunelu jest budowany w suchym doku. Następnie jego końce uszczelnia się tymczasowo poprzez montaż przegród i zostaje on przetransportowany – spławiany na miejsce zatapiania. Tam opuszczany jest do rowu, wcześniej wykopanego w dnie rzeki. Elementy tunelu zatapia się kolejno tak, że zatapiany element dostawia się do wcześniej umiejscowionego. Rów wypełnia się następnie materiałem sypowym przykrywając tunel. Dojazdy do tunelu wykonuje się wcześniej lub w trakcie budowy części zatapianej tunelu.

Główne różnice między tunelem zatapianym a drażonym

Tunele zatapiane stanowią alternatywę dla tuneli drażonych przy porównywalnej cenie wykonania. Główną zaletą tuneli zatapianych jest to, że nie muszą one mieć przekroju okrągłego. Można projektować praktycznie dowolny kształt przekroju, co czyni tunele zatapiane atrakcyjnym rozwiązaniem dla autostrad.

Tunele zatapiane umieszcza się bezpośrednio pod dnem drogi wodnej, podczas gdy tunel drażony jest stabilny, jeśli jest zagłębiony w gruncie przynajmniej na głębokość równą swojej własnej średnicy. W rezultacie tunele zatapiane są krótsze, mają krótsze dojazdy i mniejsze spadki, co powoduje, że są korzystniejsze dla dróg samochodowych i kolejowych. Daje im to również przewagę nad mostami. W przypadku rzek intensywnie wykorzystywanych do transportu należy zapewnić odpowiedni prześwit między rzeką i mostem, co wydłuża znacznie dojazdy lub wymusza ich komplikacje (budowa ślimaków itp.). Dodatkową przewagę tunelom zatapianym nad drażonymi daje mała ilość połączeń, co ma swoje znaczenie dla wodoszczelności tunelu i ilości ewentualnych przecieków. Jednak wykonanie tunelu zatapianego ma też swoje wady – podczas operacji zatapiania wszelki ruch na drodze wodnej musi zostać wstrzymany.

Główne rodzaje tuneli zatapianych

Występują dwa podstawowe rodzaje tuneli zatapianych: o budowie stalowej i żelbetowej.

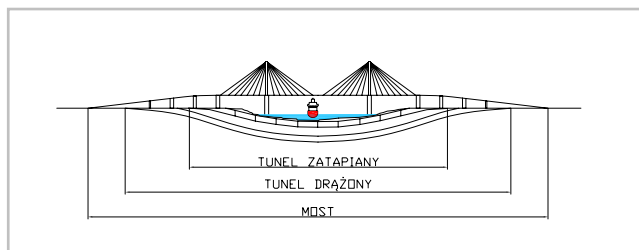
W przypadku tuneli stalowych elementy są budowane z jednej lub kilku połączonych w układ tub, zazwyczaj o okrągłym przekroju.

W przypadku tuneli żelbetowych główna konstrukcja jest najczęściej prostokątna w przekroju, podzielona na kilka oddzielnych komór.

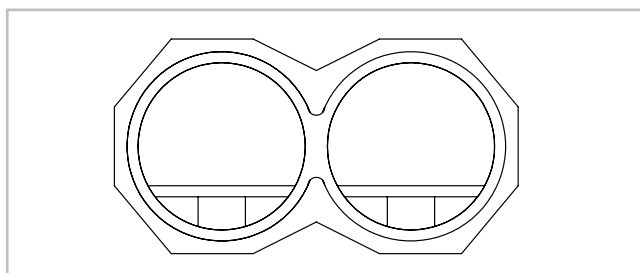
Procedura spławiania i zatapiania segmentów jest podobna dla tuneli stalowych i żelbetowych.

Budowa tunelu zatapianego

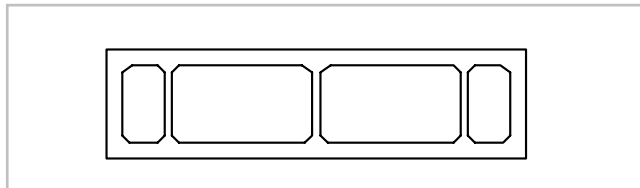
Elementy tunelu o długości od 90 do 125 m wykonuje się w suchym doku, najczęściej w pobliżu brzegu rzeki, pozostawiając pomiędzy dokiem a rzeką groblę. Zaletą takiej prefabrykacji konstrukcji tunelu na brzegu, przy dziennym świetle jest budowa w kontrolowanych warunkach. Kiedy element jest ukończony,



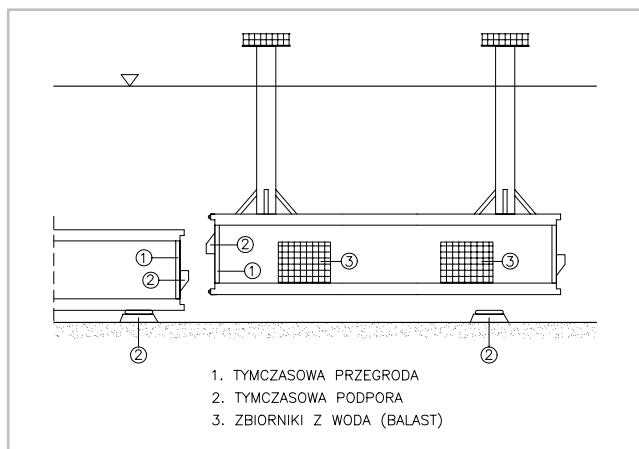
Rys. 1. Zalety tunelu zatapianego



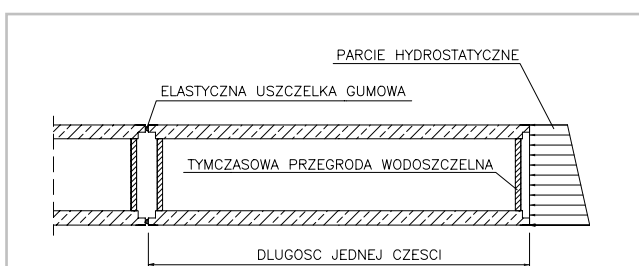
Rys. 2. Przykładowy przekrój poprzeczny tunelu stalowego



Rys. 3. Przykładowy przekrój poprzeczny tunelu żelbetowego



Rys. 4. Opuszczanie elementu tunelu



Rys. 5. Działanie parcia wody podczas łączenia elementów

oba końce zamyka się tymczasowymi przegrodami stalowymi, po to, aby element był szczelny i unosił się na wodzie. Następnie groblę pomiędzy dokiem, a drogą wodną przerywa się, aby dok wypełnił się wodą i element zaczął się unosić. Element zostaje odholowany barkami na miejsce zatapiania.

Przed operacją holowania elementu, w dnie rzeki zostaje wykopany rów przy pomocy maszyn pogłębiających. Urobek jest ładowany na barki i wywożony. Rów musi być odpowiednio przygotowany, jego brzożki powinny mieć nachylenie uniemożliwiające osuwanie się gruntu. Proces zatapiania należy przeprowadzać możliwie szybko po wykonaniu rowu, aby nie nagromadził się w nim osad rzeczny.

Element opuszcza się w miejscu zatapiania. Wewnętrzne zbiorniki balastowe służą do kontrolowania pływalności i zatopienia elementu poprzez napełnienie ich wodą. Pozycjonowanie elementu jest zapewnione przez system nawigacji satelitarnej GPS. Wieże nawigacyjne zbudowane na elementach odbierają sygnał GPS z satelitów oraz, w celu zapewnienia większej dokładności, ze stacji naziemnych o dokładnie znanych współrzędnych.

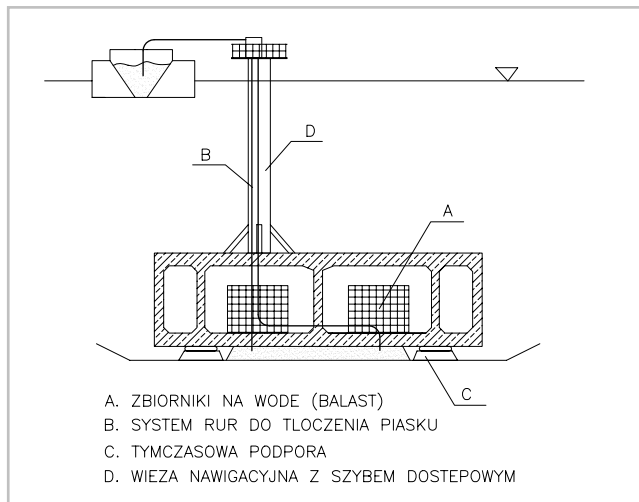
Element opuszczany do rowu umieszcza się na tymczasowych podporach. Tymczasowe podpory to z jednej strony stopy fundamentowe z zamontowanymi podnośnikami hydraulicznymi, które dają możliwość regulacji wysokości i uzyskania właściwej pozycji. Z drugiej strony element jest opierany na wspornikach segmentu wcześniej zatopionego.

Podparcie to jest tylko tymczasowe i służy do osiągnięcia właściwej pozycji. Kiedy kontakt między dwoma elementami zostaje osiągnięty, nowo zatopiony element jest dociągany siłownikami hydraulicznymi. Po złączeniu dwóch elementów wypompowuje się wodę z komory powstałej między tymczasowymi przegrodami obu elementów. Parcie wody powoduje skompresowanie elementów ze sobą, dociśnięcie uszczelki i uzyskanie szczelnego połączenia.

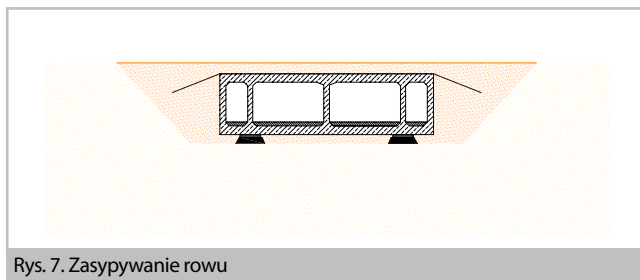
Znajdujące się na segmencie tunelu wieże nawigacyjne posiadają szyby umożliwiające dostęp do środka oraz do komór pomiędzy przegrodami dwóch złączonych segmentów.

W następnym etapie budowy, pomiędzy podstawę tunelu, a dno rowu, poprzez otwory w dnie segmentu tunelu, zostaje wstrzyknięta warstwa piasku. Piasek jest dostarczany z barki poprzez system rur biegnących w szybie wieży nawigacyjnej. Stopień zagęszczenia piasku można skontrolować po bokach tunelu. W ten sposób tunel uzyskuje sprężyste podparcie na całej powierzchni dna.

Kolejnym krokiem jest obudowanie połączeń płytami stalowymi dla dodatkowego zapewnienia wodoszczelności. Ostateczne połączenie między elementami wykonuje się poprzez ułożenie w złączu prętów zbrojeniowych zapewniających ciągłość konstrukcji i zalanie złącza betonem. Wtedy pozostaje jedynie usunąć tymczasowe stalowe przegrody pomiędzy elementami i wykonać warstwę betonu balastowego, usuwając tymczasowe zbiorniki z wodą.



Rys. 6. Wstrzykiwanie piasku pod element tunelu



Rys. 7. Zасыpywanie rowu

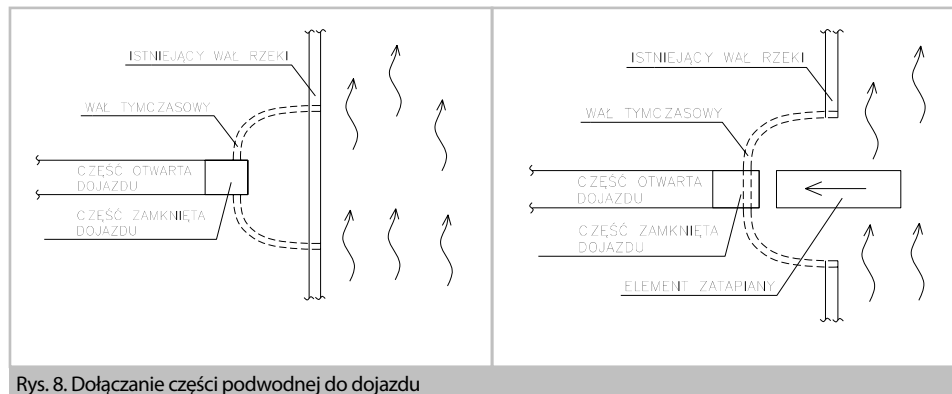
Następnie rów w dnie rzeki zasypuje się. Przed zasypaniem układa się na tunelu rodzaj membrany, która stanowi dodatkową ochronę dla górnej powierzchni tunelu.

Oprócz części zatapianej tunelu wykonuje się część lądową w wykopach na brzegach rzeki. Część lądowa stanowi dojazdy do zatopionego tunelu i w zależności od ukształtowania terenu na brzegach rzeki może mieć przekrój zamknięty, bądź rynnowy. Ta część tunelu jest wykonywana metodą odkrywkową. Należy dążyć do projektowania jak najkrótszych części tunelu o przekroju zamkniętym ze względów na koszty budowy oraz zapewnienie bezpieczeństwa.

Jednym ze sposobów połączenia części zatapianej z dojazdem jest zamknięcie przegrodą części lądowej i wykonanie drugiego wału ochronnego ze ścianek szczelnych za istniejącym wałem ochronnym rzeki, w głąb lądu. Pierwotnie istniejący wał rozkopuje się, przygotowuje się rów dla elementu zatapianego, który połączy część podwodną z częścią lądową.

Projektowanie tunelu zatapianego

Przy projektowaniu przekroju elementu tunelu żelbetowego podstawowym kryterium w doborze grubości ścian jest zapewnienie pływalności elementu tunelu. W obliczeniach należy



Rys. 8. Dołączanie części podwodnej do dojazdu



Rys. 9. Lokalizacja tunelu Liefkenshoek (Hydonamic)



Fot. 1. Splawianie elementu na miejsce zatapiania – tunel Liefkenshoek (Hydronomic)



Fot. 2. Zatapiając elementu dołączanego do części lądowej – tunel Liefkenshoek (Hydronomic)



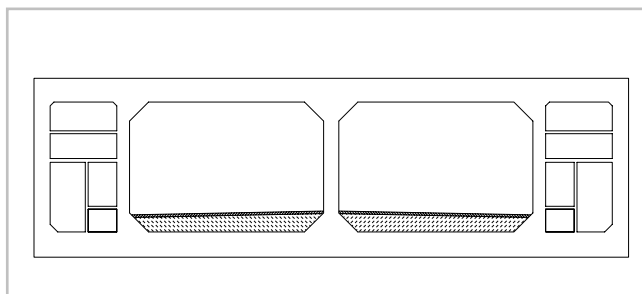
Fot. 3. Tunel Kennedy w Antwerpii – widok z lotu ptaka (Besix)

wziąć pod uwagę dwie fazy budowy tunelu: fazę splawiania elementu i fazę końcową, kiedy element musi leżeć stabilnie na dnie. W fazie splawiania element wystaje ponad powierzchnię wody zazwyczaj kilka do kilkunastu cm. Jeśli wysokość elementu wynosi około 8 m, znaczy to, że ciężar elementu jest mniejszy od wyporu wody o około 1 %.

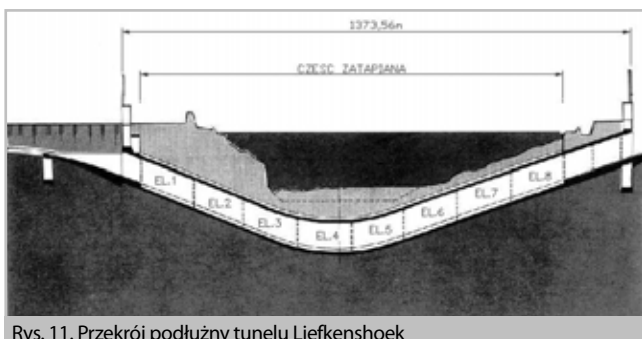
Gdy element jest nad miejscem, w którym ma być posadowiony, zatapia się go, przy użyciu tymczasowego balastu – zbiorników z wodą. Tymczasowy balast jest później zastąpiony warstwą betonu niezbrojonego, który wylewa się wewnątrz elementu. Element musi wtedy uzyskać ciężar dostatecznie przewyższający wypór wody, aby uzyskać odpowiednią stabilność. By spełnić ten wymóg przyjmuje się, że w końcowej fazie ciężar tunelu powinien przewyższać wypór wody o 7,5 %. Należy zatem przewidzieć odpowiednią grubość warstwy betonu balastowego. Margines bezpieczeństwa później jeszcze wzrośnie, ponieważ rów, w którym spoczywa tunel zostanie z powrotem zasypany, jednakże zależnie od procesu erozji dna rzeki, ten czynnik może z czasem zaniknąć.

Wodoszczelność

Wodoszczelność jest jednym z podstawowych celów projektu każdego tunelu zatapianego.



Rys. 10. Przekrój poprzeczny tunelu Liefkenshoek



Rys. 11. Przekrój podłużny tunelu Liefkenshoek

Tunele o konstrukcji stalowej są wodoszczelne z racji jakości wielu spawów na powłoce wykonywanych na placu budowy, z racji połączeń, ewentualnie połączeń elastycznych.

Wodoszczelność tuneli żelbetowych zależy od jakości połączeń, zabezpieczenia wodoodpornego oraz od nieobecności rys o pełnej głębokości. Tunele żelbetowe o przekroju skrzynkowym mają zawsze strefy w płytach górnej i dolnej narażone na rozciąganie. Dlatego element tunelu projektuje się tak, aby powstałe rysy mogły wnikać w ograniczonym stopniu, pozostawiając warstwę betonu w strefie ściskanej wystarczająco grubą dla uniknięcia przecieku. Z kolei podczas budowania elementu, rysy pojawiają się w ścianach pionowych. Przyczyną ich powstawania jest skurcz betonu oraz duża ilość wydzielanego przez dojrzewający beton ciepła hydratacji (zarówno płyty dolna i górna jak i ściany elementu mają znaczną grubość – ok. 1 m).

Aby zapobiec przeciekaniu wody do tunelu przez przekrój betonowy, stosuje się membrany oraz zapobiega się tworzeniu się rys podczas budowy elementu.

Membrany stosuje się na zewnętrznych powierzchniach tunelu zatapianego. Aby membrana dobrze spełniała swoje zadanie, musi być niezawodna: musi być odporna na działanie środowiska wodnego, musi wytrzymać zewnętrzne obciążenia mechaniczne (parcie wody i piasku) oraz musi być elastyczna, aby pokryć rysy, które mogą się pojawić. Czasami musi też dodatkowo zabezpieczać beton konstrukcyjny przed działaniem agresywnych środków chemicznych. Membrana powinna przylegać całą powierzchnią do tunelu, aby wyeliminować możliwość wnikania wody pomiędzy tunel i membranę w przypadku jej przebicia. Występuje wiele odmian membran: stalowe, bitumiczne, poliuretanowe, płynne do pokrywania tunelu.

Podczas dojrzewania betonu w ścianach temperatura wzrasta z powodu hydratacji cementu. Kiedy ściany się ochładzają, kurczą się. Kurczenie to jest ograniczone przez wykonaną wcześniej płytę dolną, co powoduje naprężenia rozciągające w ścianach. Gdy ich wartość przekroczy wytrzymałość betonu, pojawiają się rysy.

Aby zapobiec niekontrolowanemu rozwojowi rys, stosuje się podziały ścian na odcinki o długości ok. 20 m, tworząc w ten sposób miejsca wystąpienia dozwolonych rys. Dla zapewnienia wodoszczelności takiej przerwy, w przekroju umieszcza się taśmę gumową, która dzięki swojej elastyczności uszczelnia rozwijającą się szczelinę, tworząc w ten sposób tzw. połączenie ekspansywne. Dodatkowo na powierzchni zewnętrznej elementu w miejscu takiej przerwy należy zastosować elastyczną uszczelkę.

Aby uniknąć ekstremalnego wzrostu temperatury, który powoduje powstawanie rys, należy stosować cement o niskim ciepłocie hydratacji, np. wielkopieczowy. Ponadto stosuje się chłodzi-

nie ścian i płyty stropowej poprzez pompowanie zimnej wody przez system zabetonowanych metalowych rur. Koszt takiego chłodzenia jest niski, a chłodzenie dodatkowo skraca czas wiązania betonu. Chłodzenie można stosować jednocześnie z połączeniami ekspansywnymi.

Przykład tunelu zatapianego: tunel Kennedy w Antwerpii

Tunel Kennedy to tunel zatapiany pod rzeką Skaldą stanowiący część południowej obwodnicy Antwerpii. Tunel ten został ukończony w 1969 roku. Całkowita jego długość wynosi 690 m. Część zatapianą stanowi 5 elementów żelbetowych, każdy ponad 100 m długości. Wymiary zewnętrzne elementów: szerokość 47,85 m, wysokość 10 m. Przekrój poprzeczny zawiera 2 komory drogowe, 1 komorę kolejową, 1 komorę przeznaczoną dla pieszych i 1 komorę techniczną.

Przykład tunelu zatapianego: tunel Liefkenshoek

Tunel Liefkenshoek to tunel zatapiany pod rzeką Skaldą, położony na północ od Antwerpii.

Całkowita długość tunelu wynosi 1373,5 m, podczas gdy długość części zatapianej wynosi 1136 m. Przekrój tunelu składa się z dwóch 2 – pasmowych jezdni oraz dwóch komór technicznych przeznaczonych na wentylację i wyposażenie techniczne. Całkowita szerokość wynosi 31,25 m, a wysokość 9,60 m. Przekrój podłużny tunelu składa się z konstrukcji portalu z budynkiem obsługi na lewym brzegu, ośmiu zatapianych elementów długości 142 m każdy oraz, na prawym brzegu, z konstrukcji portalu wraz z budynkiem obsługi i 180 m odcinka tunelu, wykonanego metodą odkrywkową. Dok, w którym zastały wykonane elementy tunelu, wykopano na lewym brzegu rzeki.

Po ukończeniu elementów dok zalano i otwarto na rzekę poprzez przerwanie wału. Elementy zatapiano obciążając je przez wypełnianie zbiorników balastowych wodą. Zatopione umieszczono na tymczasowych podporach składających się ze wsporników od strony łączenia z uprzednio zatopionym elementem i hydraulicznych podstaw z drugiej strony, zbudowanych na wcześniej przygotowanych stopach fundamentowych. Przestrzeń między dnem rowu, a powierzchnią dolną tunelu została wypełniona piaskiem. Podstawy hydrauliczne zostały opuszczone i tunel osiadł na warstwie piasku.

Posadowienie elementu zrealizowano w ciągu 72 godzin po zatopieniu, aby zminimalizować ryzyko zamulenia warstwy wprowadzanego pod element piasku. ●

Artykuł stanowi fragment części teoretycznej pracy magisterskiej autora.

LITERATURA

- [1] Karol Szechy: The Art Of Tunneling, Akademiai Kiado, Budapest 1973
- [2] Motorway Tunnels Built By The Immersed Tube Method, Government Publishing Office - The Hague 1976
- [3] Immersed tunnel techniques, Thomas Telford, London
- [4] Tunnels & Tunneling International June 1998, September 1998, January 1999, June 1999, January 2000
- [5] Tunnelling and Underground Space Technology. Elsevier Science Ltd. Vol.12 No.1 1997, Vol.12 No.2 1997

autor

mgr inż. Artur Dziadynak



Fot. 4. Tunel Kennedy w Antwerpii – wjazd do tunelu – strona południowa



Fot. 5. Tunel Kennedy w Antwerpii – wewnątrz tunelu



Fot. 6. Tunel Kennedy w Antwerpii – strona północna – widok z samochodu



Fot. 7. Gotowe elementy tunelu Liefkenshoek (Hydronic)

Geoflex

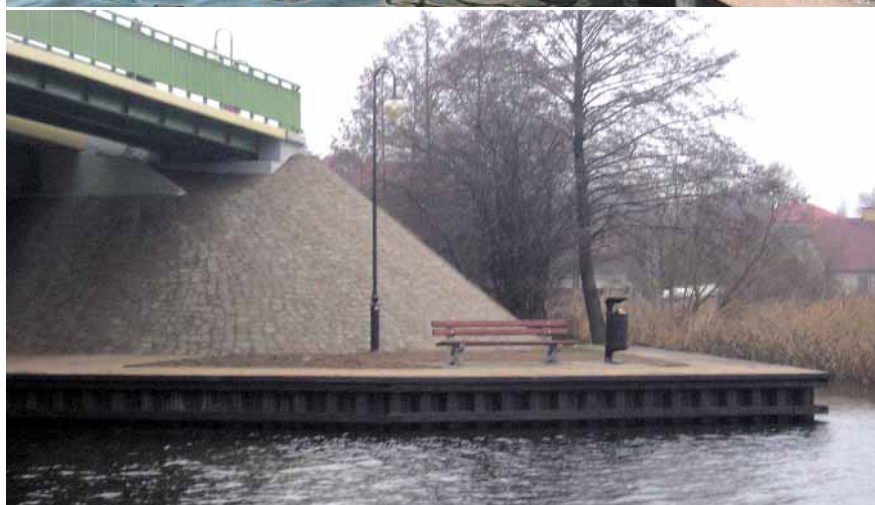
Geoflex jest systemem składającym się ze specjalnie ukształtowanych profili z tworzywa sztucznego, stosowany jako alternatywa dla ścianek szczelnych ze stali i twardego drewna. Wytwarzany z utwardzonego, nie zwierającego plastyfikatorów PCV znanego również pod nazwą uPCV-M, materiału o doskonałej odporności na warunki atmosferyczne i o długiej żywotności. Jest produktem obojętnym, nie oddziałuje w żaden ujemny sposób na środowisko, w którym jest zainstalowany.

Porównanie PCV, stali i twardego drewna

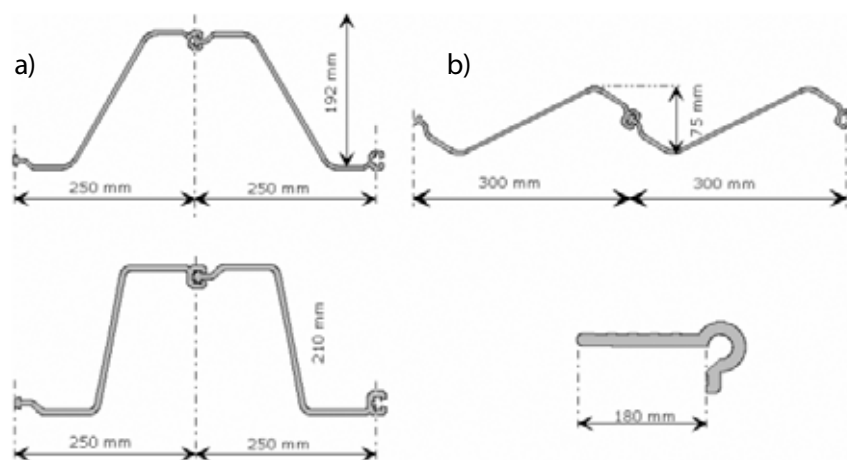
Stal ma znacznie dużo lepsze mechaniczne własności, niż uPCV-M. Jest pięć razy silniejsza, a jej wytrzymałość na rozciąganie jest nawet 80 razy większa. Biorąc pod uwagę ten fakt, a zwłaszcza problem deformacji, stal przewyższa pod względem mechanicznych parametrów każdy modyfikowany produkt PCV. Istnieją jednak zalety tworzywa, których stalowe grodzice nie posiadają. uPCV-M jest bardzo dobrym izolatorem elektrycznym w przeciwieństwie do stali. Zastosowanie ścianek z tworzywa eliminuje procesy korozyjne w przypadku cumowania aluminiowych łodzi w małych morskich portach jachtowych. Stal jest podatna na korozję. Przy kalkulacji ścian szczelnych ze stali należy uwzględnić ten problem, który ma także miejsce w części profilu umieszczonego w gruncie i wynosi 0.015 mm/rok. W niektórych środowiskach wraz ze wzrostem stężeń związków chemicznych zawartych w wodzie morskiej, współczynnik ten może być znacznie wyższy. W strefach pływów szybkość korozji zwiększa się i może dojść do wartości 0,09 mm/rok, co w okresie 50 lat może spowodować utratę 90% masy konstrukcji, podczas gdy PCV pozostaje niemal niezmiennie w tym okresie.

Drewno jest nieco innym materiałem konstrukcyjnym, przede wszystkim jest naturalne.

Wytrzymałość na zginanie twardego drewna jest prawie 50% większa od PCV, podczas gdy wytrzymałość na rozciąganie jest ok. 7 razy większa. Drewno jest podatne na gnicie z powodu wietrzenia i biodegradacji. Tylko najbardziej trwałe gatunki drewna mają żywotność więk-



Fot. Zastosowanie grodzic przy nabrzeżach



Rys. Układ grodzic: a/ trapezowy; b/ falisty

szą niż 25 lat. Praktyka pokazała, że 10-letnie instalacje ścianek szczelnych wykonanych ze zmodyfikowanego PCV nie wykazują żadnych oznak degradacji materiału, podczas gdy stal i twarde drewno ulegają ciągłym zmianom. Jeśli przy projektowaniu ścian szczelnych z PCV, podstawowym parametrem brany pod uwagę będzie wytrzymałość na deformację, a nie sama wytrzymałość profi-

lu to skutkować to będzie bezawaryjną eksploatacją przez wiele dekad.

Właściwości uPCV-M

Od zainstalowanych ścianek szczelnych Geoflex oczekuje się skutecznego, długotrwałego, bezawaryjnego działania pod dużym obciążeniem. Granulat uPCV-M użyty do produkcji Geoflex-u posiada wiele własności fizykomecha-

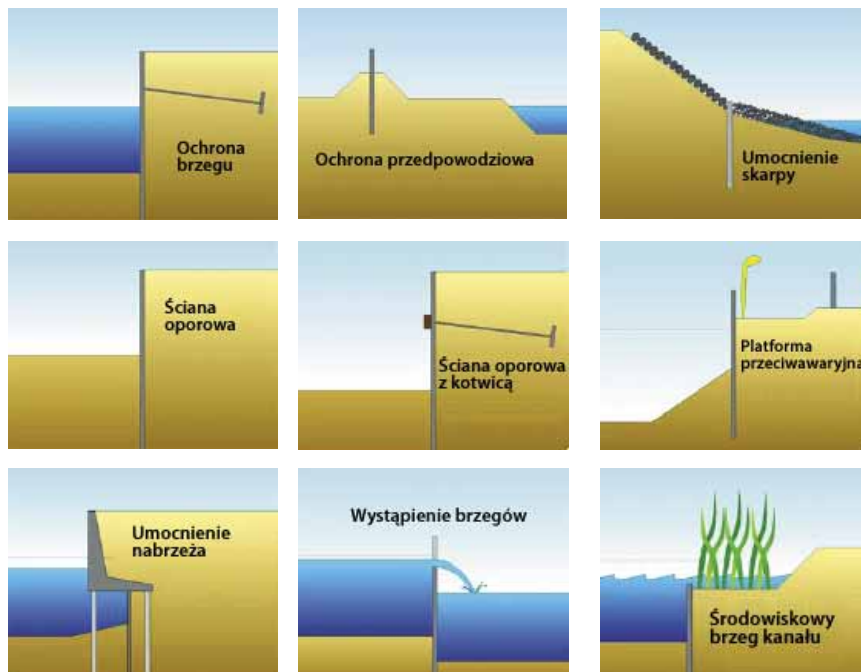
nicznych pozwalających na kontrolowane wytworzenie odpowiedniego produktu do specyficznych warunków późniejszego jego zastosowania. Jego doskonała wytrzymałość uzyskiwana jest poprzez dodanie specjalnych modyfikatorów, które powodują zmniejszenie masy gotowego produktu przy jednoczesnym zwiększeniu jego wytrzymałości, umożliwiając jego stosowanie z powodzeniem w warunkach dużych obciążeń.

By zrozumieć mechaniczne właściwości Geoflex-u, ważne jest, by znać różnice we właściwościach nie uplastycznionego PCV i modyfikowanego uPCV-M ze stabilizatorami, antyutleniaczami i innymi dodatkami zwiększającymi jego trwałość.

Tworzywa sztuczne i materiały, takie jak drewno, czy stal różnią się zachowaniem w przypadku pracy pod dużym obciążeniem. Profile z tworzyw sztucznych mogą nie ulec uszkodzeniu w testach na zginanie lub ściskanie, ale ulegają zerwaniu w testach na rozciąganie w szczególności w tzw. zamkach.

Parametr wytrzymałościowy materiału był podstawowym parametrem brany pod uwagę przy opracowywaniu technologii produkcji Geoflex-u.

Inne równie istotne parametry, takie jak pełzanie i temperatura zostały



wzięte pod uwagę przy opracowywaniu końcowego profilu i tworzonej z niego ścianki. Ich wartość powinna być utrzymywana na poziomie zapewniającym późniejszą bezawaryjną pracę. Niezależnie od parametrów mechanicznych groźną sprawą jest właściwe zaprojektowanie ścianki szczelnej. Sposób ułożenia i metoda in-

stalacji nie pozostają bez znaczenia na efekt końcowy.

Zasady projektowania

Projekt i obliczenia ścianki szczelnej Geoflex mogą być wykonane przy użyciu standardowych metod kalkulacyjnych dla ścianek szczelnych. Konstrukcja ścianki szczelnej PCV powinna być projektowana

Geoinżynieria i tunelowanie geoengineering and tunnelling

Zapraszamy do odwiedzania naszych
stron internetowych

www.i-b.pl

na których znajdą Państwo m.in.:

- najświeższe aktualności
- fotogalerie
- relacje z targów i konferencji
- archiwalne numery w wersji elektronicznej

w szczególności pod kątem jej deformacji, a nie tylko pod kątem jej wytrzymałości w przypadkach, gdy znaczna jej część wyprowadzona jest ponad lustro wody. W zależności od warunków ściankę można konfigurować w dwóch układach: układzie trapezowym (bardzo wytrzymałym) i układzie falistym (o słabszych parametrach). Podstawowymi założeniami przy projektowaniu ścianek szczelnych są:

- zrównoważenie występujących momentów
- zrównoważenie działania sił poziomych
- nieruchome zamocowanie ścianki szczelnej w dnie
- brak przemieszczeń kotwicy
- jednorodność podłoża poniżej poziomu dna

Zastosowanie

Ścianki szczelne z modyfikowanego PCV podobnie jak stalowe mogą być stosowane jako:

- bariery odcinające
- ochrona brzegu
- ściany oporowe

Wszystkie te zastosowania wymagają odmiennego podejścia przy pracach projektowych.

Bariery odcinające.

Geoflex może być użyty jako bariera odcinająca, celem wyizolowania zanieczyszczonych terenów od otaczającego nieskażonego środowiska. Zamek łączący poszczególne profile uszczelniany jest specjalnym sznurem, by zminimalizować przeciek. W przypadku instalacji w gruncie boczne siły skierowane na ściankę równoważą się. Dzięki temu można instalować grodzice w układzie blachy falistej, a nie układzie trapezowym. Zastosowanie ścian szczelnych z modyfikowanego PCV nie jest możliwe w przypadku ograniczania terenów skażonych węglowodorami aromatycznymi, produktami ropy naftowej. Dla tych obszarów, gdzie obecne są

węglowodory instaluje się ściany szczelne z geomembran HDPE o nazwie Geolock.

Innym zastosowaniem barier odcinających jest uszczelnianie wałów przeciwpowodziowych. Dzięki temu rozwiązaniu mamy dwie korzyści. Z jednej strony bariera ta wzmacnia wał, a z drugiej nie dopuszcza do perforacji wału w wyniku aktywności gryzoni lub rozrostu korzeni. W tym przypadku odporność chemiczna nie ma praktycznie znaczenia, a siła ścianek szczelnych może jedynie spowodować wzrost stabilności wału.

Ochrona brzegu

Geoflex może być użyty jako okładzinowa, odkryta przegroda lub samoistna bariera ochronna przed powodzią. Grodzice z modyfikowanego PCV stosowane są ze względu na nie występowanie procesów korozyjnych na poziomie lustra wody, wspomaganym przez fale i pływy.

Przy takich rozwiązaniach należy wziąć pod uwagę ekstremalne różnice pływów. Należy unikać nadmiernego nadciśnienia wody za ścianą szczelną po to by zminimalizować obciążenia działające na nią. Jeśli reakcja podłoża przekracza maksymalne obciążenie, jakie zainstalowana ścianka może przenieść, to należy wykonać dobre jej zakotwienie.

Geoflex jest również doskonałym produktem, do stabilizacji systemów brzegowych umocnień. Zastosowanie go u podłoża umocnień powoduje blokadę narzutu kamiennego i uniemożliwia wymywanie materiału konstrukcyjnego umocnienia.

Ściany oporowe

Szczególnym zastosowaniem barier z PCV jest budowa ścian zaporowych. W przypadku tych rozwiązań dużą uwagę należy zwrócić na problem wód gruntowych lub opadowych przechodzących przez warstwy gruntu przewidując odpowiedni system drenarski. Innym czynnikiem ważnym przy projektowaniu jest

stopień nachylenia, gdyż niedopuszczalną jest jakkolwiek deformacja bariery.

Geoflex znalazł również zastosowanie przy konstrukcji platform postojowych przewidzianych na sytuacje awaryjne wzdłuż nasypów przy autostradach. Instalacja systemu jest bardzo łatwa i nie wymaga użycia ciężkiego sprzętu.

Inne zastosowania

Grodzice mogą być użyte do różnych zastosowań, wypierając tradycyjnie stosowane materiały. Ściana oporowa poniżej betonowej konstrukcji przybrzeżnej Geoflex, będzie funkcjonować sprawnie przez ponad 100 lat bez strat na trwałości. Istnieje możliwość wykonania małych przelewów, bądź zapór z Geoflexu w kombinacji z zasuwką, za pomocą której można kontrolować poziom wody w zbiornikach.

Ścianka w połączeniu z niskim wałem brzegowym, tworzy przyjazne środowisku rozwiązanie, mające atrakcyjny wygląd i pozwalające zwierzętom na wydostanie się z kanału. Szczególnie zalecane rozwiązanie na kanałach pomiędzy rzekami, jeziorami itp.

Instalacja ścianek szczelnych Geoflex

Istnieje wiele technik montażu ścianek szczelnych Geoflex. Decydującymi parametrami o wyborze techniki instalacji są:

- długość ścianek szczelnych
- warunki gruntowe
- występowanie przeszkód
- odległość od brzegu
- głębokość wody

Oznacza to, że nie ma standardowej metody instalacji. Podstawową techniką instalacji jest metoda bezpośredniego zabicia w grunt w osłonie stalowej lub bez niej. Dobór metody uzależniony jest od rodzaju podłoża i jego miąższości.

Bezpośrednie wprowadzanie ścianki szczelnej może być wykonane za pomocą standardowego młota pneumatycznego lub lekkiego wibratora z/bez kleszczy. System ten jest odpowiedni do wprowadzenia profili przy lekkich warunkach na określoną głębokość. Dla ciężkich warunków przy instalacji od 4 m do 8 m głębokości zaleca się stosowanie osłon stalowych do ścianek szczelnych o dokładnie takim samym kształcie co ścianka. W niektórych przypadkach można prowadzić instalację w wykopie wykonanym koparką szczelinową. ●



Fot. Kafar do zabijania ścianki szczelnej



Fot. Stalowa prowadnica

GEOFLEX

grodzice z PCV

Budujemy w harmonii z przyrodą



TEREN-BUD Sp. z o.o.
ul. Modra 26, 71-220 Szczecin
Tel/fax: (091) 439 04 95 (86)
e-mail: terenbud@px.pl; www.terenbud.pl

System TITAN

Wraz z rozwojem infrastruktury grunty budowlane o dobrych parametrach geotechnicznych stają się "towarem" deficytowym. Inwestycje lokalizowane są coraz częściej w miejscach, gdzie ilość problemów geotechnicznych wynikających z trudnych warunków gruntowych jest bardzo duża. Dotyczą one zagadnień posadawiania obiektów, zabezpieczania wykopów, możliwości wystąpienia (uaktywnienia) zjawisk geodynamicznych. Każdy rodzaj inwestycji prowadzonej w takich warunkach posiada własną specyfikę, wszystkie łączy jednak wysoki stopień komplikacji i wymagania stawiane zarówno projektantom, wykonawcom, jak i stosowanym technologiom. Efektem dążenia do minimalizacji ryzyka, związanego z problemami geotechnicznymi jest dynamiczny rozwój specjalistycznych technologii, które charakteryzują się: niezawodnością, uniwersalnością oraz wysoką wydajnością. Odpowiedzią na zapotrzebowanie rynku budowlanego, było opracowanie kompletnego systemu o bardzo szerokim spektrum zastosowań, który umożliwiłby skuteczne i ekonomiczne rozwiązywanie większości problemów inżynierskich pojawiających się podczas prowadzenia robót budowlanych w trudnych warunkach gruntowych. Jedynym systemem tego typu wprowadziła niemiecka firma Friedr. Ischebeck GmbH, nadając mu nazwę TITAN.

W ciągu ponad 20 lat swojego istnienia, system TITAN zyskał uznanie projektantów, wykonawców i inwestorów na całym świecie. Jego wyjątkowe zalety dostrzeżono również w Polsce. Dlatego w lutym 2002 r. przy udziale producenta systemu powstała firma TITAN POLSKA, zajmująca się doradztwem techniczno-projektowym oraz dostarczaniem skutecznych i ekonomicznych rozwiązań geotechnicznych.

Technologia

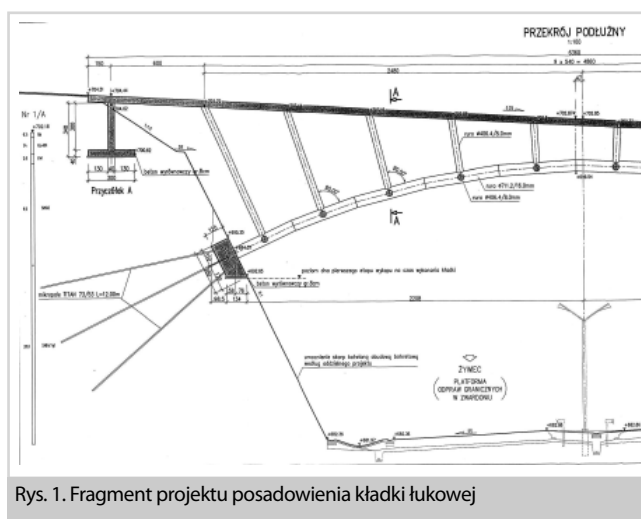
System TITAN to ujednoczona technologia służąca do wykonywania iniekcyjnych mikropali, kotew i gwoździ gruntowych. Opiera się ona na idei „samowierzącego zbrojenia” - w jednym przebiegu technologicznym odbywa się wykonanie otworu, jego zainiekowanie oraz montaż zbrojenia. Realizowane jest to poprzez konstrukcję żerdzi typu „3 w 1”: zbrojenie – grubościennie, gwintowane rury są wykorzystywane jako przewód wiertniczy (po uzbrojeniu w traconą końcówkę wiertniczą) oraz przewód iniekcyjny (iniekt podawany jest wewnętrznym otworem żerdzi i wytłaczany poprzez końcówkę wiertniczą). Żerdzie mają postać gwintowanych rur o średnicach od 30/16 do 130/60 mm (śr. zewnętrzna/wewnętrzna). Wytrzymałości żerdzi na zerwanie zawierają się w przedziale 125 do 3600 kN. Zbrojenie to odznacza się znacznie większą wytrzymałością na zginanie i ścinanie, niż pełne pręty zbrojeniowe o tym samym przekroju poprzecznym. Ciągły gwint żerdzi umożliwia dowolne ich cięcie, a łączenie odbywa się za pomocą systemowych łączników (muf).

Końcówka żerdzi wyposażona jest w traconą koronkę wiertniczą, dobraną odpowiednio do rodzaju gruntu (najczęściej stosowane są koronki o średnicach z przedziału 42 do 280 mm). Drugi koniec żerdzi podłączany jest poprzez głowicę płuczkową z wiertnicą.

Mikropale, kotwy i gwoździe gruntowe systemu TITAN wykonywane są przy użyciu standardowych, obrotowych lub obrotowo-udarowych urządzeń wiertniczych. Równocześnie z rozpoczęciem wiercenia, rozpoczyna się iniekcja wstępna - we-



Fot. 1. Kładka łukowa posadowiona na mikropalach – droga ekspresowa S-69 Żywiec-Zwardon



Rys. 1. Fragment projektu posadowienia kładki łukowej

wewnętrznym otworem żerdzi, pod ciśnieniem rzędu 0,5 – 2 MPa, tłoczona jest płuczka z zaczynu cementowego. Iniekt wytłaczany jest poprzez otwory w koronce wiertniczej. Zaczyn cementowy migrując w strukturę gruntu stabilizuje ściany otworu, eliminując potrzebę stosowania rur osłonowych. Wiercenie bez użycia rur osłonowych pozwala na osiągnięcie bardzo wysokich parametrów wytrzymałościowych mikropali i kotew TITAN. Zaczyn cementowy wytłaczany do otworu poprzez boczne otwory koronki wiertniczej poszerza wykonywany otwór (w zależności od rodzaju gruntu średnica otworu może być nawet dwukrotnie większa, niż średnica użytej koronki). Brak rur osłonowych stwarza możliwość swobodnej penetracji iniektu w grunt, co skutkuje wytworzeniem „postrzępionej”, ukorzenionej buławy iniekcyjnej, doskonale związanej z gruntem. Migrujący iniekt do-

datkowo wzmacnia (petryfikuje) ośrodek gruntowy wokół wykonywanego mikropala/kotwy.

Po dowieńczeniu zadanej głębokości wykonuje się iniekcję końcową. Przy stale obracającym się przewodzie, środkiem żerdzi tłoczony jest zaczyn cementowy o wskaźniku W/C ~ 0,4. Otwór wiertniczy jest iniekowany od dna do wierzchu. Daje to pewność na dokładne wypełnienie iniektem otworu wraz z wszelkimi szczelinami i kawernami. Cały wprowadzony do otworu element (żerdzie, łączniki, koronka wiertnicza) pozostaje w otworze jako zbrojenie mikropala (ciągno kotwy).

Zalety systemu:

- niezawodność, wynikająca zarówno z doskonałej jakości użytych materiałów, jak również z wyjątkowo prostej technologii wykonania
- wysoka wydajność montażu – 250-300 mb dziennie - osiągnięta dzięki wyeliminowaniu kłopotliwych i czasochłonnych etapów "tradycyjnej" technologii – zapuszczania i usuwania rur osłonowych, przewodu wiertniczego oraz odrębnego montażu zbrojenia i procesu iniekcji
 - uniwersalność, szeroki zakres zastosowań oraz pewność wykonania zadania w każdych warunkach gruntowych i terenowych
 - doskonała charakterystyka pracy, małe wartości odkształceń/osiadań, wynikające z bardzo mocnego związku buławy iniekcyjnej z gruntem
 - możliwość prowadzenia prac na ograniczonej przestrzeni (w piwnicach, halach produkcyjnych, pod mostami, itp.) z uwagi na możliwość operowania dowolnymi długościami żerdzi oraz niewielkie rozmiary niezbędnego sprzętu

Kotwy gruntowe TITAN

Podstawową zaletą kotew gruntowych wykonywanych w technologii TITAN jest ich specyfika pracy – stosowanie płuczki cementowej od początku wiercenia, przy braku rur osłonowych, skutkuje wytworzeniem silnie ukorzonej, nieregularnej buławy, doskonale związanej z gruntem, jak również wzmocnieniem samego ośrodka gruntowego. Dlatego kotwy systemu TITAN sprawdzają się również w gruntach słabych – np. nawodnionych piaskach w stanie luźnym na pograniczu śr. zagęszczonego. Wysokogatunkowa stal drobnoziarnista użyta do produkcji żerdzi – ciągien, pozwala na wzbudzenie naprężeń w gruncie już przy bardzo małych odkształceniach. Dzięki temu, typowe odkształcenia kotew TITAN, przy obciążeniu projektowym, zawierają się najczęściej w przedziale 1 – 8 mm (w porównaniu do 50 – 60 mm w przypadku kotew "tradycyjnych"). Przy tak małych odkształceniach, w większości kotwionych konstrukcji nie ma potrzeby stosowania wstępnej sprężania kotew. Może ono być jednak łatwo zrealizowane przy użyciu przelotowego siłownika hydraulicznego.

Stal żerdzi TITAN odznacza się dużo większą odpornością na korozję w porównaniu do stali sprężającej, używanej w ciągach kotew tradycyjnych. Ponadto, żerdzie TITAN posiadają znacznie większy zapas odkształceń w zakresie granicy plastyczności – zerwanie następuje przy ponad 6% wydłużeniu. W przypadku stali sprężającej jest to granica 2-3%. Dzięki temu, w przypadku, gdy konstrukcja zakotwiona poddana zostanie dużo większym, nieprzewidzianym wcześniej obciążeniom, nie ulegnie nagłej katastrofie w wyniku zerwania kotew, a zacznie „sygnalizować” stan zagrożenia spękaniem konstrukcji, itp. – dając czas na zabiegi ratunkowe.

Opisane powyżej cechy zbrojenia kotew w połączeniu z niewielkimi odkształceniami roboczymi, pozwalają na bezpieczne projektowanie kotew TITAN jako kotew trwałych.

W specjalnych okolicznościach, możliwe jest wykonanie kotew TITAN z poszerzeniem buławy w technologii jet-grouting, poprzez zastosowanie systemowej koronki wysokociśnieniowej.



Fot. 2. Trwałe kotwy gruntowe TITAN MONO-JET, Gniezno



Fot. 3. Gwoździowana ściana torkretowa, droga ekspresowa S-69 Żywiec-Zwardoń



Fot. 4. Podchwycenie istniejących fundamentów mikropalami, Bielsko – Biała

Gwoździe gruntowe TITAN

Technika gwoździowania gruntu, choć znana od wielu lat, pełne możliwości ukazała dopiero dzięki technologii TITAN. Ta metoda wgłębego zbrojenia gruntu jest coraz częściej wykorzystywana do stabilizacji osuwisk, zabezpieczania skarp, ścian głębokich wykopów, czy wzmacniania nasypów. Jest to metoda bardzo elegancka pod względem inżynierskim, pozwalająca na tworzenie rozwiązań „lekkich”, ale niezwykle skutecznych. W przypadku stabilizacji osuwisk oznacza to bardzo często możliwość znacznego ograniczenia zakresu prac ziemnych – siatka iniekcyjnych gwoździ gruntowych spina strefę aktywną i bierną, uniemożliwiając zsuw, ponadto iniekcja prowadzona przy wykonywaniu gwoździ wzmacnia grunt w strefie poślizgu. Rozwiązanie to pozwala uniknąć masywnych konstrukcji typu rusztów lub ciężkich ścian wsporczych.

Ściany gwoździowane to również najtańszy sposób wykonania konstrukcji oporowych, co w połączeniu z szybkim tempem prac oraz dowolną geometrią tworzonej ściany, daje ogromne możliwości w zakresie zabezpieczania głębokich wykopów. Duża dowolność w doborze rodzaju zabezpieczenia powierzchniowego pozwala wtopić konstrukcję w otoczenie – mogą to być ściany „zielone”, z fakturowanego barwnego torkretu lub wykończone prefabrykatami. Ściany gwoździowane, z uwagi na odmienny charakter pracy, są znacznie bezpieczniejsze i łatwiejsze w użytkowaniu, niż tradycyjne konstrukcje oporowe z kotwami sprężanymi.

Mikropale TITAN

Wykorzystanie technologii mikropalowania staje się na polskich budowach z roku na rok powszechniejsze. Konstruktorzy coraz chętniej sięgają po tę metodę fundamentowania specjalnego projektując obiekty, gdzie obciążenia od konstrukcji są na tyle niewielkie, że zastosowanie „pełnowymiarowych” pali jest nieekonomiczne. Z uwagi na typowy zakres nośności mikropali (150 – 800 kN), ta metoda fundamentowania znakomicie sprawdza się zarówno przy realizacji nowych obiektów, jak i przy



Fot. 5. Trwałe kotwy gruntowe – Trasa Galicyjska

wzmocnianiu fundamentów już istniejących budowli. Wykonywanie wzmocnienia fundamentów istniejących obiektów wiąże się najczęściej z problemami natury technicznej – prace trzeba wykonywać na ograniczonej przestrzeni, w piwnicach, niskich czy ciasnych pomieszczeniach, itp. W takich warunkach, system TITAN jest często jedynym rozwiązaniem. Żerdzie pokryte gwintem na całej długości umożliwiają dowolne ich cięcie i łączenie przy pomocy systemowych muf połączeniowych. W skrajnych przypadkach możliwe jest wykonywanie mikropali z jednometrowych odcinków żerdzi. Zastosowanie systemowych łączników daje pełną gwarancję wytrzymałości wprowadzonego zbrojenia.

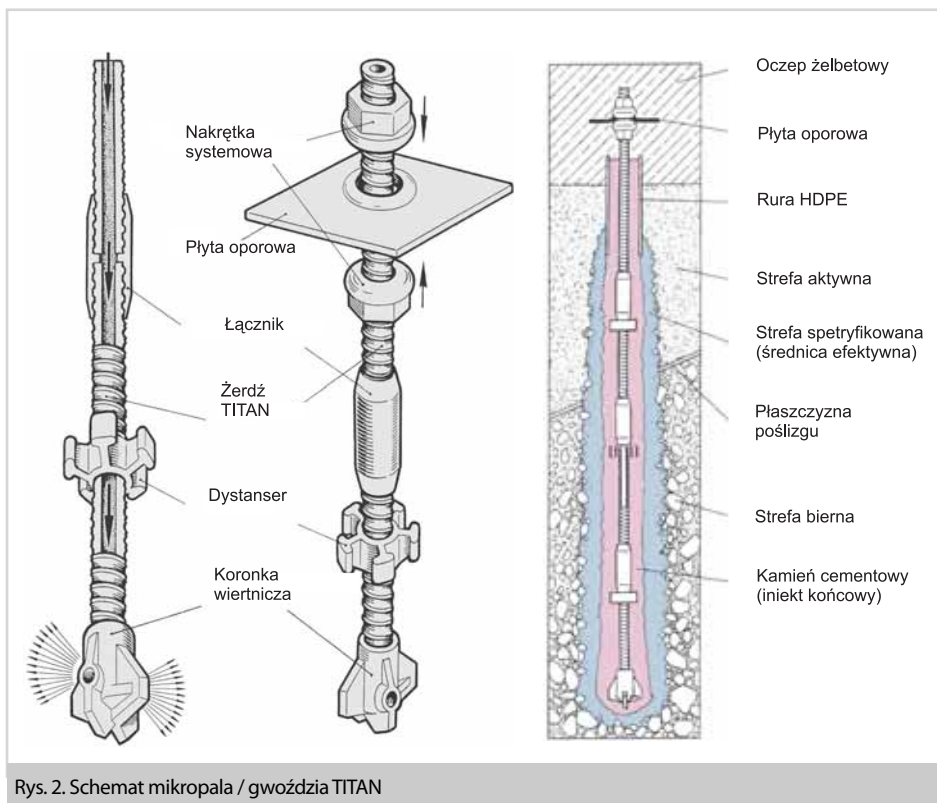
Niewielkie odkształcenia, charakteryzujące mikropale systemu TITAN, są niewątpliwie jego wielką zaletą. W razie potrzeby można je dodatkowo w prosty sposób dopreżyć, aby zapewnić maksymalne bezpieczeństwo szczególnie wrażliwym obiektom.

Przy zastosowaniu specjalnego rodzaju głowicy mikropala, możliwe jest dźwignięcie i zabezpieczenie obiektów, na których wystąpiły nierównomierne osiadania, co pozwala często uniknąć wyburzenia obiektu.

Unikalny gwint, którym pokryte są żerdzie TITAN, charakteryzuje się 2-4 krotnie większą przyczepnością do kamienia cementowego, niż zębrowana stal zbrojeniowa. Umożliwia to w pełni bezpieczną pracę mikropali TITAN zarówno wciskanych, jak i wyciąganych, tworząc nowe możliwości przy posadawianiu obiektów, których fundamenty narażone są na siły wyrwyjące np. ekranów akustycznych, słupów energetycznych, wież transmisyjnych, odcągów itp.

Dzięki mikropalom kotwiącym, pracującym na wciskanie i wyciąganie, możliwe stało się projektowanie „eleganckich” inżyniersko rozwiązań posadawienia tych kłopotliwych obiektów.

W zastosowaniach szczególnych do wykonania mikropali używa się systemowej koronki wysokociśnieniowej, uzyskując zbrojone kolumny jet-grouting. ●



Rys. 2. Schemat mikropala / gwoździa TITAN

mgr inż. Jakub Sierant
TITAN POLSKA Sp. z o.o.



Ustron-Wisła



WPPK' 2005 1+4 marca, Wisła, Hotel Gołębiowski

http://www.wppk.info
e-mail: xx-wppk@wppk.info



Kraków

**POLSKI ZWIĄZEK INŻYNIERÓW I TECHNIKÓW BUDOWNICTWA
ODDZIAŁ W KRAKOWIE**

przy współpracy:

- Oddziałów w Bielsku-Białej, Gilwicach i Katowicach
- Komitetu Projektowania Zarządu Głównego PZITB

**ZAPRASZA
PROJEKTANTÓW I WYKONAWCÓW**

NA

**XX JUBILEUSZOWĄ OGÓLNOPOLSKĄ KONFERENCJĘ WARSZTAT PRACY PROJEKTANTA KONSTRUKCJI
01 + 04 marca 2005 r., Wisła, Hotel Gołębiowski**

na temat:

NOWE ROZWIĄZANIA

konstrukcyjno - materiałowo - technologiczne

POŚADOWIENIE BUDOWLI, ŚCIANKI SZCZELNE I SZCZELINOWE, KOTWY GRUNTOWE, KONSTRUKCJE Z GRUNTU ZBROJONEGO

TEMATYKA KONFERENCJI

- Zasady normalizacji w geotechnice.
- Przegląd i zakres stosowania norm geotechnicznych w budownictwie.
- Klasyfikacja gruntów. Wydzielanie warstw geotechnicznych.
- Ustalenie danych do projektowania.
- Ogólne zasady projektowania fundamentów bezpośrednich.
- Stany graniczne. Rodzaje, warunki obliczeniowe.
- Sprawdzanie warunków obliczeniowych wg. stanów granicznych.
- Metody projektowania obudów głębokich wykopów.
- Projektowanie fundamentów na palach.
- Projektowanie konstrukcji oporowych.
- Projektowanie obudów głębokich wykopów.
- Odwodnienia i zagrożenia wodne.
- Projektowanie ścianek szczelnych i szczelinowych.
- Projektowanie kotew gruntowych.
- Kontrola i monitoring konstrukcji geotechnicznych.
- Modele podłoża gruntowego stosowane w projektowaniu.
- Programy komputerowe do obliczeń geotechnicznych.
- Projektowanie posadowień budowli na terenach szkód gómiczych.
- Oddziaływanie parasejsmiczne na obiekty zagłębione w gruncie.
- Nowe technologie realizacji:
 - o pali,
 - o ścian szczelinowych,
 - o zakotwień gruntowych,
 - o i innych konstrukcji.
- PREZENTACJE FIRM.

Program konferencji obejmuje:

- ✓ wykłady zamówione u autorów wywodzących się z renomowanych uczelni, instytutów, biur, pracowni projektowych i firm wykonawczych,
- ✓ referaty i komunikaty opracowane przez kadrę techniczną produkcyjnych firm wykonawczych i produkcyjnych,
- ✓ dyskusje tematyczne zainspirowane przez wygłoszone wykłady, referaty i komunikaty,
- ✓ prezentacje firm oferujących specjalistyczne programy komputerowe,
- ✓ prezentacje firm produkujących i oferujących materiały i sprzęt dla budownictwa.

Ponadto przewiduje się:

- ✓ prezentacje wydawnictw technicznych i naukowych,
- ✓ spotkania kameralne, specjalistyczne i promocyjne.
- ✓ tradycyjną dyskusję środowiskową.

Problematyka Konferencji i jej prezentacja w formie wykładów i seminariów stwarza możliwości specjalistycznego szkolenia, wymaganego normami serii PN - ISO - 9000 oraz samokształcenia członków samorządu zawodowego inżynierów budownictwa.

Podczas trwania Konferencji odbywać się będzie wystawa firm z branży budownictwa.

Zapraszamy wszystkie chętne firmy do współpracy. Zgłoszenia oraz szczegóły: e-mail: xx-wppk@wppk.info

**XX JUBILEUSZOWA OGÓLNOPOLSKA KONFERENCJA
WARSZTAT PRACY PROJEKTANTA KONSTRUKCJI**

01 + 04 marca 2005 r.,
Hotel Gołębiowski w Wiśle

KARTA ZGŁOSZENIA UCZESTNICTWA *)

Zgłaszam udział w XX Konferencji WPPK-2005 w charakterze:
uczestnika *** osoby towarzyszącej **** pracownika obsługi technicznej ****

Nazwisko.....

Imię

Tytuł naukowy i zawodowy

Adresy - dla korespondencji.....

(kod, miejscowość, ulica, nr domu/mieszkania, telefon)

e-mail:

* nazwa i adres płatnika.....

Nr NIP płatnika (dla wystawienia faktury VAT)**)

Potwierdzenie członkostwa w PZITB - na odwrocie

(pieczęć i podpis Przewodniczącego Koła lub Oddziału)

Wysokość opłaty: PLN

słownie:.....

Rezerwacja pokoju jednoosobowego za dopłatą Tak / Nie****)

*) kartę zgłoszenia uczestnictwa prosimy wypełniać oddzielnie dla każdej osoby

**) upoważniamy do wystawienia faktury VAT bez naszego podpisu

****) niepotrzebne skreślić

Oświadczenie

- Zgłaszający oświadcza, że nie będzie dochodził zwrotu kosztów uczestnictwa w przypadku nie przybycia na konferencję lub skrócenia pobytu.

- Organizatorzy nie przewidują mniejszych opłat za uczestnictwo w konferencji w przypadku krótszego pobytu

- Zgodnie z Ustawą o ochronie danych osobowych z dn. 28.08.1977 (Dz. U. Nr 133, poz. 883)

wyrażam zgodę na przetwarzanie moich danych osobowych dla potrzeb Organizatorów Konferencji.

.....
podpis uczestnika

.....
pieczęć Firmy i podpis upoważnionej osoby

Koszt uczestnictwa

(zakwaterowanie, wyżywienie, udział w obradach plenarnych i imprezach towarzyszących organizowanych w ramach Konferencji, wydawnictwa konferencyjne obejmujące wykłady autorskie oraz informacje handlowo-promocyjne, wstęp do Parku Wodnego Tropikana, wstęp do Klubu Nocnego)

Uczestnicy Konferencji	wpłata przed 31.12.2004	wpłata po 31.12.2004
Członkowie PZITB	850 zł	890 zł
Osoby niestowarzyszone	950 zł	990 zł
Osoby towarzyszące	750 zł	790 zł
Obsługa techniczna firm/stoisk	750 zł	790 zł

Dopłata za pokój jednoosobowy 350 zł

Opłaty prosimy wpłacać na konto: PZITB Oddział w Krakowie
Bank Millennium 83 1160 2202 0000 0000 2882 3733
z dopiskiem WPPK' 2005

**Adres Komitetu Organizacyjnego
POLSKI ZWIĄZEK INŻYNIERÓW I TECHNIKÓW BUDOWNICTWA
ODDZIAŁ W KRAKOWIE**

ul. Straszewskiego 28, 31-113 Kraków

tel./fax.: (012) 422-30-83

www: <http://www.wppk.info>

e-mail: xx-wppk@wppk.info

Nowe obszary zastosowań stalowych ścian szczelnych – wybrane aspekty konstrukcyjne i obliczeniowe



1. Wstęp

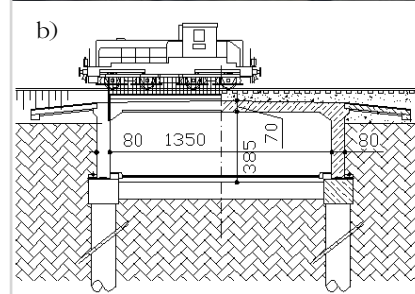
Ściany szczelne wykonywane z jednostkowych elementów stalowych zwanych grodzicami lub brusami są obecnie powszechnie wykorzystywane praktycznie we wszystkich obszarach budownictwa. Bogata gama profili produkowanych i dostarczanych na rynek pozwala projektować ściany szczelne w różnych, często złożonych układach konstrukcyjnych. Spotyka się układy proste, ale również bardzo złożone, wykorzystujące ściany szczelne kombinowane, pale skrzynkowe z profili korytkowych, konstrukcje ścianowo-ściągowe i skrzyniowe.

Tradycyjne wykorzystanie ścian szczelnych polega przede wszystkim na formowaniu z nich konstrukcji tymczasowych zabezpieczających głębokie wykopki wąskoprzestrzenne, przejmujących parcie gruntu własne, parcie pochodzące od obciążenia naziomu oraz parcie hydrostatyczne wody (obciążenia głównie poziome). Dodatkowo osiągnięta jest znaczna lub pełna szczelność pod względem wodoprzepuszczalności. W tej funkcji ściany szczelne spotykane są najczęściej. Do

tradycyjnych zastosowań zaliczyć należy również stosowanie ścian szczelnych do zabezpieczania przed rozmyciem fundamentów podpór mostowych, usytuowanych w nurcie rzek.

Nowe zastosowania ścian szczelnych obejmują:

- Tymczasowe konstrukcje ścianowo-ściągowe z wysokim poziomem obciążeń użytkowych na naziemie obudowanej bryły gruntu.
- Tymczasowe konstrukcje skrzyniowe stosowane w metodzie przeciskowej jako element oporowy o dużej nośności poziomej.
- Stałe konstrukcje ścian zewnętrznych współpracujące ze stropami podziemnych garaży i parkingów.
- Stałe konstrukcje ścian w tunelach płytkich drogowych, tramwajowych, kolejowych i pieszych.
- Stałe konstrukcje ścianowo-ściągowe przytrzymujące korpusy ziemne nasypów na dojazdach do obiektów mostowych,
- Stałe konstrukcje ścian oporowych, występujące w układach swobodnych i kotwionych w gruncie.



Rys. 1. Tunel drogowy w Krakowie, pod układem torowym stacji kolejowej Łobzów: a) Widok obiektu od strony ulicy Wrocławskiej, b) Przekrój poprzeczny tunelu.

- Stałe przyczółki ścianowe w tradycyjnych konstrukcjach mostów kolejowych i drogowych.
- Stałe przyczółki ścianowe w mostach integralnych.
- Stałe przyczółki skrzyniowe w obiektach mostowych.

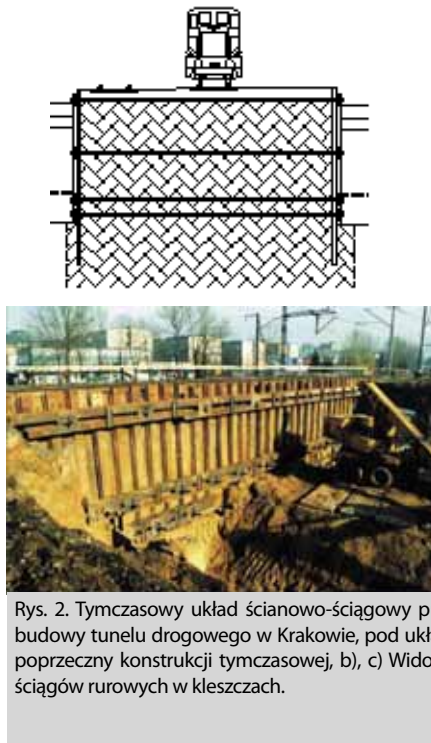
Wybrane nowe zastosowania ścian szczelnych omówiono na przykładach w dalszej części pracy, eksponując zwłaszcza obiekty zrealizowane w Polsce w ostatnim czasie.

Wymienione nowe obszary zastosowań dotyczą głównie budownictwa komunikacyjnego na powierzchni terenu oraz w zakresie podziemnym. Inne ważne działy budownictwa, m.in. budownictwo hydrotechniczne i ogólne, nie zostały tu uwzględnione, chociaż osiągnięcia tam spotykane w omawianym zakresie należą do znaczących (np. konstrukcje z grodzic na nabrzeżach portowych).

Rozszerzający się obszar wykorzystywania stalowych ścian szczelnych, zwłaszcza na konstrukcje stałe, co do których szeroko pojęte wymogi bezpieczeństwa i trwałości są znacznie zaostrzone, nakazuje na etapie projektowania przeprowadzanie bardziej szczegółowych analiz w zakresie statyki, wytrzymałości i stateczności.

Skomplikowane układy konstrukcyjne tworzone z wykorzystaniem ścian szczelnych, co częściowo zobrazowano dalej w niniejszej pracy, tylko w dużym przybliżeniu można analizować na gruncie metod klasycznych. Uzyskiwane w ten sposób oszacowania nośności, deformacji i stateczności gruntu oraz poziomu wyężenia w elementach konstrukcji ścianowych, są zazwyczaj powierzchowne i niekiedy trudno ocenić, czy leżą po stronie bezpiecznej. Jest to szczególnie ważny problem w sytuacjach, gdy konstrukcje ścianowe przejmują duże parcie gruntu od obciążeń komunikacyjnych na naziemiu i mają zagwarantować niski poziom osiadań oraz stateczność przytrzymywanej bryły gruntu, a takie sytuacje występują często w nowych obszarach zastosowań. Właściwym zatem sposobem postępowania w takich przypadkach jest stosowanie analizy integralnej, uwzględniającej współpracę konstrukcji ścianowej z ośrodkiem gruntowym we wszystkich stadiach budowy, wykorzystującej modelowanie metodą elementów skończonych (MES). Metody klasyczne traktowane są wtedy wspomagająco, pozwalając np. eliminować znaczące błędy przy konstruowaniu modelu.

Wskazany powyżej sposób analizy zastosowano podczas opracowywania technologii budowy tunelu drogowego [8], [9], [10] w ciągu ulicy Wrocławskiej



Rys. 2. Tymczasowy układ ścianowo-ściągowy przytrzymujący korpus nasypu kolejowego podczas budowy tunelu drogowego w Krakowie, pod układem torowym stacji kolejowej Łobzów: a) Przekrój poprzeczny konstrukcji tymczasowej, b) c) Widok gotowej ściany szczelnej, d) Szczegóły kotwienia ściąгов rurowych w kleszczach.

w Krakowie (rys. 1), zlokalizowanego pod układem 6 torów stacji Łobzów. Wymóg utrzymania ciągłości ruchu w całym okresie budowy podyktował konieczność wykorzystania w pierwszym etapie robót konstrukcji ścianowej z grodzic ze ściągami, współpracującej z intensywnie obciążonym nasypem kolejowym. Konstrukcja ta stanowi przykład nowych sposobów wykorzystywania stalowych ścian szczelnych we współczesnym budownictwie komunikacyjnym. Przytoczona analiza konstrukcji jest również właściwa dla układów ścianowo-ściagowych stałych, pokazanych dalej w pracy, stosowanych jako rozwiązanie przytrzymujące nasypy na dojazdach do obiektów mostowych, w szczególnych uwarunkowaniach komunikacyjnych.

2. Zastosowanie stalowych ścian szczelnych we współczesnej inżynierii

2.1. Konstrukcje tymczasowe Ściany szczelne zabezpieczające wykopy wąskoprzestrzenne

Konstrukcje takie są szczególnie przydatne przy realizacji obiektów posadowionych płytko, w wykopach otwartych. Występują w różnych układach statycznych, współdziałając z gruntem w wybranych stadiach budowy w schematach: wspornikowych (swobodnych), rozporowych, kotwionych, ściągowych i zastrzałowych [5]. Dzięki zastosowaniu ścian tego typu możliwe jest również wdrażanie złożonych technologii budowy, występujących najczęściej



w trudnych uwarunkowaniach komunikacyjnych [8].

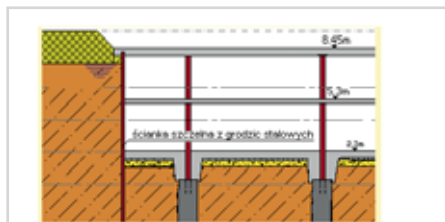
Ten tradycyjny już rodzaj zastosowań ścian szczelnych jest powszechnie znany i opisany, chociaż zagadnienia związane z modelowaniem układu ściana-grunt są nadal podejmowane i analizowane. Warto zauważyć, że w przedstawionych przypadkach ściany szczelne poddane są niemal wyłącznie oddziaływaniom poziomym (parcia gruntu czynne i bierne, parcie hydrostatyczne wody, reakcje rozpór, kotew, ściąгов i zastrzałów).

Konstrukcje ścianowo-ściagowe przytrzymujące korpusy nasypów

Konstrukcje ścianowo-ściagowe stosowane są między innymi tam, gdzie inne techniki wspomagające stalowe ściany w przenoszeniu obciążeń poziomych są niemożliwe do wykorzystania z powodów technicznych lub technologicznych. Zastosowanie takiej konstrukcji tymczasowej opisano na przykładzie budowy tunelu w Krakowie, pod układem torowym stacji Łobzów.

Technologia budowy tunelu została szczegółowo opisana w pracach [8] i [9]. W pierwszym etapie budowy (rys. 9) wykonywano segmenty skrajne (4) i (5), utrzymując ruch na pozostawionym nasypie w części środkowej obiektu. Wymagana przestrzeń dla prowadzenia robót podyktowała konieczność uformowania pionowych ścian w zachowanej części nasypu.

Bryła gruntu odpowiadająca segmentowi środkowemu z dwoma czynnymi torami została uchwycona konstrukcją ścianowo-ściagową. Zastosowano dwie ściany szczelne (1) wykonane z grodzic



Rys. 3. Parking podziemny w centrum Bristolu, w Anglii, wybudowany w latach 1998-1999, w obudowie stałej z grodzic stalowych:
 a) Przekrój poprzeczny obiektu w strefie przyściennej,
 b) Korona ścian szczelnych przygotowana do wykonania wierzchniej płyty stropowej,
 c) Wnętrze parkingu z widokiem na ścianę szczelną,
 d) Konstrukcja ściany szczelnej parkingu – widok.

(brusów) typu G62 ($l = 10,0$ m), na odcinku nasypu o długości 27,0 m.

Zagłębianie grodzic realizowano metodą wwibrowywania, jako najbardziej efektywną w zastanych warunkach gruntowych. Po wykonaniu ścian przystąpiono do głębiania wykopów. W miarę odsłaniania ścian spinano je ze sobą za pomocą ściągow (2). Ściagi te wykonano z rur stalowych ($d = 130/10$ mm), instalowanych w gruncie techniką przewiertów poziomych (długość jednego przewiertu około 14 m). Pomiedzy przewiertami stosowano odstępy 1,5 do 2,0 m. Ściagi przejmowały parcie gruntu nieobciążonego i obciążonego taborem kolejowym za pośrednictwem poziomych rygli-kleszczy (3), usytuowanych na trzech poziomach. Nie stosowano sprężania ściągow, chociaż byłoby to korzystne z punktu widzenia ograniczenia osiadań naziumu z czynnymi torami.

Do wykonania rygli-kleszczy zastosowano dwuteowniki szerokostopowe (HEB 300), pakietowane parami dla każdego poziomu. Przy podstawach ścian szczelnych, ze względu na zaleganie tam słabej warstwy namulów piaszczystych o konsystencji plastycznej, założono blisko siebie dwa poziomy.

Wysokość nasypu współpracującego z układem ścianowo-ściagowym wynosiła około 10 m. Przekrój poprzeczny bryły nasypu kolejowego przytrzymanego konstrukcją ścianowo-ściagową wraz z wido-

kiem gotowej ściany i szczegółami zakończeń ściągow pokazano na rysunku 2.

Zachowanie bryły gruntu zabezpieczonej ścianami szczelnymi bieżąco kontrolowano zarówno podczas głębiania wykopów jak i później, do czasu przełożenia ruchu na ukończone segmenty skrajne tunelu. W okresie tym dokonano kilkakrotnej korekty niwelety torów, obniżającej się wskutek osiadań naziumu. Obserwowano również zachowanie korpusu nasypu w kierunku poprzecznym w kontekście utrzymania stateczności całego układu. Nie zanotowano niepokojących objawów w tym zakresie przez cały okres pierwszego etapu budowy, wymagającego stosowania konstrukcji ścianowo-ściagowej.

Wdrożenie przedstawionego sposobu przytrzymania pionowych ścian silnie obciążonego nasypu kolejowego możliwe było, dzięki przeprowadzeniu szczegółowej integralnej analizy statyczno-wytrzymałościowej układu bryły gruntu, współdziałającej z konstrukcją ścianowo-ściagową za pomocą techniki MES (system Z_SOIL.PC), [14], (rys 2).

Tymczasowe konstrukcje skrzyniowe

Metoda przeciskowa wykorzystywana w komunikacyjnym budownictwie podziemnym do budowy tuneli [5] wymaga stosowania dużych sił poziomych do przezwyciężenia sił tarcia i oporu czołowego stawianego przez grunt.

Budowa tunelu pod powierzchnią terenu wiąże się z koniecznością budowy komory startowej, zazwyczaj zabezpieczonej tradycyjnym układem ścian szczelnych. Tylna ściana komory stanowi w tym przypadku element oporowy przy realizacji przecisku.

W przypadku, gdy tunel wykonywany jest w korpusie nasypu, np. komunikacyjnego, elementem oporowym bardzo często jest konstrukcja skrzyniowa, złożona ze stalowych ścian szczelnych, kleszczy oraz ściągow, wypełniana sukcesywnie gruntem wybieranym z wnętrza wciskanej obudowy. Konstrukcja skrzyniowa musi być dostatecznie głęboko osadzona w gruncie, wystarczająco balastowana w kolejnych etapach budowy oraz dysponować znaczną sztywnością przestrzenną, statecznością i wytrzymałością. Poprawne dobranie wszystkich parametrów jest zadaniem dość złożonym, trudnym do dokładnego rozwiązania na gruncie metod tradycyjnych. Stosowane są zazwyczaj podejścia uproszczone, co jest częściowo uzasadnione, biorąc pod uwagę tymczasowy charakter rozważanej konstrukcji i stosunkowo niegroźne skutki ewentualnej awarii konstrukcji skrzyniowej. Praca układu skrzynia-grunt jest jednak zagadnieniem przestrzennym i tak powinna być analizowana, z wykorzystaniem narzędzi omawianych dalej, celem znalezienia racjonalnych rozwiązań.

2.2. Konstrukcje stałe

Układy ścian zewnętrznych parkingów i garaży podziemnych

Powszechnie stosowanym rozwiązaniem dla ścian zewnętrznych podziemnych parkingów i garaży budowanych metodą stropową lub w wykopie wąskoprzestrzennym jest zastosowanie ścian szczelinowych. Można jednak znaleźć znaczące obiekty rozważanego typu, gdzie to niemal standardowe rozwiązanie zastąpiono konstrukcją wykonaną ze stalowych ścian szczelnych, pełniących funkcję elementu stałego. Dobrym przykładem jest tutaj podziemny parking w centrum Bristolu (Anglia), oddany niedawno do eksploatacji (rys. 3). Stalowe ściany szczelne, zainstalowane na obrysie budowli, w powiązaniu z wieńczącym je płytowym stropem górnym i systemem słupów rurowych, osadzonych w wierconych palach wielkich średnic, stanowiły punkt startowy do realizacji podziemnych partii obiektu, uwalniając w ten sposób przestrzeń publiczną na znacznym obszarze zajęтым pod budowę (rys. 3).



Rys. 4. Najazd na estakadę w ciągu ulicy Wita Stwosza w Krakowie, wykonanej z zastosowaniem konstrukcji ścianowo-ściągowej, z wykorzystaniem grodzic stalowych: a) Widok ogólny od strony ul. Rakowickiej, b) Ściana szczelna – fragment południowy, c) Ściana szczelna – fragment północny, d) Szczegół zakotwienia ściągu w kleszczach.

Zastosowane tutaj stalowe ściany szczelne pracują jako elementy płytowo-tarczowe, przytrzymywane liniowo w kierunku poziomym przez stropy, monolitycznie z nimi związane.

Konstrukcje ścianowo-ściągowe przytrzymujące korpusy nasypów na dojazdach do obiektów mostowych

Opisana wcześniej konstrukcja ścianowo-ściągowa (rys. 2), mająca charakter tymczasowy, znalazła zastosowanie jako konstrukcja stała przy kształtowaniu najazdów na kończącej obecnie estakadę w ciągu nowej ulicy Wita Stwosza w Krakowie (rys. 4). Stały charakter konstrukcji, pełniona funkcja oraz względy architektoniczno-estetyczne podyktowały staranne rozwiązanie kleszczy, zakotwień ściągów, belek zwieńczających ściany oraz innych szczegółów. Spełniono również zastrzeżone wymogi geometryczne. Przedmiotową konstrukcję ścianowo-ściągową opisano dość dokładnie w pracy [6], gdzie podzielono się również pewnymi doświadczeniami realizacyjnymi.

Omawiana konstrukcja pod względem mechanizmu przenoszenia obciążeń jest analogiczna do układu analizowanego w dalszej części niniejszej pracy. Tutaj występują jednak obciążenia komunikacyjne taboru samochodowym, ściany mają jeden poziom kleszczy i ściągów, a historia formowania układu jest również inna. Tym niemniej ogólny sposób podejścia, stosowany model i tok postępowania jest ten sam (rys. 4).

Konstrukcje ścian oporowych kotwione w gruncie

Układ dróg dojazdowych do realizowanego Centrum Komunikacyjnego Miasta Krakowa po stronie wschodniej (Centrum obejmuje m.in. dworzec kolejowy, dworzec autobusowy, szybki tramwaj, parking oraz tunel drogowy) został znacznie obniżony w stosunku do pierwotnego poziomu terenu. Krawędź powstałego w ten sposób wykopu, równoległa do nowej ulicy Wita Stwosza, została uchwycona ścianą oporową wykonaną z grodzic stalowych [6]. Ścianę związano z gruntem, stosując jeden poziom kleszczy z kotwami gruntowymi typu TITAN, wykonywanymi metodą udarowo-obrotową pod osłoną z płuczki z zaczynu cementowego.

Rozwiązanie ściany oporowej stanowi element spójny w stosunku do omówionego już najazdu na estakadę zarówno pod względem konstrukcyjnym, jak i architektoniczno-estetycznym.

Pod względem pracy statycznej układ konstrukcyjny omawianej ściany kotwionej w gruncie zaliczyć należy do tradycyjnego obszaru zastosowań ścian szczelnych, z istotnym jednak zastrzeżeniem, że jest to konstrukcja stała (rys. 5).

Konstrukcje ścian oporowych w układach swobodnych (wspornikowych)

Dojazd do Mostu Kotlarskiego na rzece Wiśle w Krakowie od strony ulicy Kotlarskiej (por. rys. 6) został zabezpieczony ścianą oporową stałą, wykonaną z grodzic stalowych. Niewielkie wzniesienie

ściany ponad teren oraz stosunkowo mały wpływ na konstrukcję obciążeń komunikacyjnych (krawędź jezdni znacznie oddalona od osi ściany) pozwoliły zastosować ścianę swobodną (wspornikową), zwieńczoną górą zbrojoną belką oczeptową, podkreślającą geometrię łącznicy. W dolnej części zastosowano barierę stalową ochraniającą elementy konstrukcyjne ściany przed skutkami kolizji z pojazdami. Bariera ta rozkłada obciążenie udarowe związane z kolizją na większą liczbę stalowych brusów.

Opisywana ściana jest pierwszą stałą konstrukcją komunikacyjną w Krakowie (2001) wykonaną w postaci stalowej ściany szczelnej (rys. 6).

Ścianowe przyczółki mostów kolejowych i drogowych w układach tradycyjnych

Zastosowanie stalowej ściany szczelnej w roli przyczółka obiektu mostowego [11] w układzie tradycyjnym (ustrój nośny podparty przegubowo na ścianach) wymaga uwzględnienia wszystkich obciążeń komunikacyjnych, które osiągają znaczne wartości zarówno w kierunku pionowym jak i poziomym, prostym do ściany. Ściana musi wykazywać dostateczną nośność pionową oraz w kierunku poziomym, przejmując parcie gruntu oraz obciążenia związane z przyspieszaniem i hamowaniem taboru. Wykształcenie silnych ław podłożyskowych jest tutaj bardzo korzystne, gdyż oprócz tradycyjnej funkcji zwieńczają one ścianę stalową, rozkładając bardziej równomiernie obciążenia na poszczególne brusy (rys. 7).

Ścianowe przyczółki mostów kolejowych i drogowych w układach integralnych

Mosty integralne (zintegrowane) stanowią w ostatnich latach obiekt znacznego zainteresowania ze strony projektantów i inwestorów. W niektórych krajach zachodnich oraz w wielu stanach USA opracowano oddzielne przepisy precyzujące wymogi projektowe, wykonawcze i badawcze związane z tą klasą konstrukcji. Obiekty te wymagają przy projektowaniu współpracy interdyscyplinarnej, wykorzystując zaawansowaną wiedzę z zakresu mostownictwa, geotechniki, geologii i mechaniki interakcyjnych układów budowla-grunt. To właśnie w przypadku mostów integralnych w sposób świadomy wykorzystuje się współdziałanie obiektu z ośrodkiem gruntowym. Rozsądna analiza takich układów powinna być oparta na modelach obejmujących jednocześnie budowlę i otaczający ją ośrodek gruntowy. Do tego celu niezbędne są zaawansowane środowiska obliczeniowe, których



Rys. 5. Ściana oporowa stała z grodzic stalowych wykonana w ciągu ulicy Wita Stwosza w Krakowie (konstrukcja kotwiona w gruncie): a) Widok ściany na wysokości siedziby rozgłośni radiowej „Wanda”, b) Szczegół połączenia kotwy gruntowej z kleszczami.

przykład zastosowania pokazano w dalszej części pracy (rys. 8).

W mostach integralnych znalazły zastosowanie również ściany szczelne (rys. 8), zwłaszcza systemy kombinowane charakteryzujące się dużą sztywnością poziomą oraz dużą nośnością w kierunkach pionowym i poziomym. W omawianych układach ściany szczelne współpracują nie tylko z gruntem, ale również z ustrojem nośnym w pełnym zakresie. Szczególnego znaczenia nabiera problem długofalowych oddziaływań termicznych na ustroj ściany w ośrodku gruntowym. Skutkuje to efektem komprymacji ośrodka i długotrwałymi zmianami w rozkładach parcia na wysokości ścian szczelnych.

Stalowe przyczółki w mostach integralnych znalazły najszersze zastosowanie w USA. Należy spodziewać się rozpowszechnienia tego typu rozwiązań również w Polsce, zwłaszcza w kontekście prognozowanego intensywnego rozwoju sieci komunikacyjnej.

Skrzyniowe przyczółki mostów kołowych i drogowych

Omawiane wcześniej tymczasowe konstrukcje skrzyniowe (por. punkt 2.1) znalazły również zastosowanie jako konstrukcje stałe, pełniące funkcję przyczółków dla obiektów mostowych. W Polsce technologia ta czeka na wdrożenie, w innych krajach budowlę takie są z powodzeniem eksploatowane. We wskazanej funkcji konstrukcje skrzyniowe muszą bezpiecznie przejmować obciążenia komunikacyjne (pionowe i poziome), a również zapewniać stabilność niwelety ciągu komunikacyjnego w obrębie dojazdów, przyczółków i ustroju nośnego.

Konstrukcja skrzyni przyczółkowej złożona jest z układu ścian szczelnych tworzących korpus o przekroju najczęściej

prostokątnym lub równoległobocznym dla kątów skrzyżowania $\alpha < 90^\circ$. Układ ścian powiązany jest systemem ściąągów i kleszczy, usytuowanych prostopadle. Skrzynia korpusu uzupełniona jest skrzydłami, również wykonanymi w technologii ścian szczelnych. Całość skrzyni wypełniona jest gruntem sypkim, układanym warstwami i zagęszczonym do odpowiedniego stopnia. Korona skrzyni i skrzydeł zwieńczona jest żelbetową belką oczepową.

Projektowanie przyczółka skrzyniowego wymaga doboru:

- Typu i numeru profilu brusa stalowego dla poszczególnych ścian skrzyni i skrzydeł.
- Głębokości osadzenia brusów w gruncie (z reguły jest zróżnicowana dla poszczególnych ścian).
- Ilości i przekrojów ściąągów spinających ściany skrzyni i skrzydeł.
- Układu i przekroju kleszczy sytuowanych najczęściej po stronie wewnętrznej (wymóg estetyki dla konstrukcji stałej).
- Rodzaju zasypki i jej stopnia zagęszczenia.

Ściany szczelne w omawianym typie przyczółków przejmują wyłącznie obciążenia poziome. Obciążenia pionowe i poziome z ustroju nośnego mostu transmitowane są na układ ścianowo-ściągowy skrzyni poprzez odpowiednio zagęszczoną zasypkę wewnątrz skrzyni. Zwraca się uwagę, że występujący tu mechanizm transmisji obciążeń jest zupełnie inny od pracy ścian szczelnych w przedstawionych poprzednio przyczółkach ścianowych, występujących w układach tradycyjnych lub zintegrowanych.

Projektując przyczółek skrzyniowy należy dążyć do ograniczenia osiadań zasypki w skrzyni, jak również do wyrównania osiadań w obrębie skrzyni i dojazdu do

przyczółka. Spełnienie tych wymogów jest niezbędne z punktu widzenia trwałości nawierzchni i komfortu jazdy.

Skomplikowany układ przestrzenny ścian, ściąągów i kleszczy, współpracujący z gruntem o zróżnicowanych własnościach, wymaga zaawansowanej analizy statyczno-wytrzymałościowej dla bezpiecznego i w pełni świadomego doboru wymienionych wcześniej parametrów. Właściwe jest w tym przypadku budowanie modeli integralnych, przestrzennych (3D), uwzględniających interakcję konstrukcji z ośrodkiem gruntowym.

Trwałość omawianego typu przyczółków warunkowana jest jakością zabezpieczenia antykorozyjnego wszystkich elementów stalowych. Wydaje się, że stosowane obecnie techniki zabezpieczeń gwarantują długą żywotność tych konstrukcji, o czym świadczy ich coraz szersze stosowanie.

3. Problemy obliczeniowe w projektowaniu ścian szczelnych

Czynnikiem warunkującym z jednej strony bezpieczeństwo, a z drugiej ekonomiczność rozwiązań konstrukcyjnych jest właściwe oszacowanie występujących w danym układzie wielkości mechanicznych (przemieszczeń, sił wewnętrznych w elementach ściany, stanu naprężeń w ośrodku gruntowym) w kontekście spełnienia warunków I i II stanu granicznego. W tradycyjnym obszarze zastosowań ścian szczelnych jako tymczasowych, zabezpieczających masyw gruntu wraz z przylegającymi budowlami przed nadmiernym przemieszczaniem się w czasie powstawania wykopu, podstawowymi zagadnieniami są:

- oszacowanie globalnej nośności układu (wyznaczenie współczynnika pewno-



Rys. 6. Ściana oporowa stała z grodzic stalowych przy najeździe na most Kotlarski w Krakowie (konstrukcja ściany w układzie wspornikowym, oddana w grudniu 2001 r.).



Rys. 7. Przyczółek wiaduktu kolejowego w Lewinie Brzeskim, wykonany z grodzic stalowych [11].

ści i określenie potencjalnego mechanizmu zniszczenia układu),

- wyznaczenie sił wewnętrznych w elementach ściany i zwymiarowanie jej elementów,

- wyznaczanie przemieszczeń ściany i na powierzchni zabezpieczonego masywu.

Wszystkie te aspekty pozostają ważne w omawianych w poprzednich punktach zastosowaniach ścian szczelnych jako stałych elementów konstrukcyjnych. Mogą się tu jednak pojawiać dodatkowe problemy, takie jak:

- ocena nośności elementów ściany jako podpór przenoszących znaczne obciążenia pionowe,

- ocena wpływu cykliczności obciążeń eksploatacyjnych i środowiskowych, (na przykład przyczółki mostów integralnych).

Z najważniejszych czynników, które istotnie mogą wpłynąć na wyniki analizy statycznej układów ścianowych należy wymienić: stan naprężeń in situ, sposób głębienia i etapowanie wykopu, sekwencja i technologia ewentualnego wprowadzania elementów podpierających, stężających lub kotwiących ściany, obecność fazy ciekłej (wody gruntowej).

Należy zaznaczyć, że tradycyjny tok postępowania, tj.: wyznaczenie obciążenia (parcia gruntu) niezależne od sztywności konstrukcji ściany → wyznaczenie sił wewnętrznych → wymiarowanie, może w niektórych przypadkach prowadzić do wyników błędnych, zarówno zawyżających jak i zaniżających ocenę bezpieczeństwa układu. Jest to spowodowane faktem, że w układach rozważanego typu wielkość i rozkład parcia są silnie zależne od przemieszczeń konstrukcji podpierającej.

Wrażliwość układu wspornikowej ściany szczelinowej na relacje pomiędzy sztywnością gruntu, a ściany była przedmiotem prac studialnych, wykazujących istotne niedostatki metod tradycyjnych, por. [2], [3].

Powyższa specyfika konstrukcji z wiotkimi ścianami oporowymi została uwzględniona przez normę europejską Eurocode 7, por.[1]. I tak, w postanowieniach ogólnych na temat projektowania i obliczeń (p.2.4 ww. normy) znajduje się zalecenie o konieczności uwzględniania wpływu sztywności, a także zgodności deformacji w elementach konstrukcji i masywu gruntowego w stanie granicznym, co w świetle tejszy normy może uzasadniać zastosowanie metod numerycznych. Jednocześnie norma nie wskazuje explicite żadnej ze znanych tradycyjnych metod obliczania ścian jako obowiązującej. Wszystko to sprawia, że w procesie projektowania układów ścianowych, szczególnie w przypadku konstrukcji stałych, istotną rolę może odegrać zastosowanie Metody Elementów Skończonych (MES) do numerycznego rozwiązania problemu brzegowego deformacji ośrodka sprężysto-plastycznego. Należy jednak na wstępie stwierdzić, że stosowanie MES w analizie rozważanych układów, o ile ma stanowić krok naprzód w stosunku do tradycyjnych metod uproszczonych i prowadzić do racjonalizacji decyzji projektowych, wymaga uwzględnienia szeregu niestandardowych opcji. Poniżej, w pierwszej kolejności przedstawia się ogólny opis metodologii numerycznego modelowania MES, stosowany wielokrotnie przez Autorów, a następnie przedstawia się szczegółowo jedną z wykonanych analiz obliczeniowych

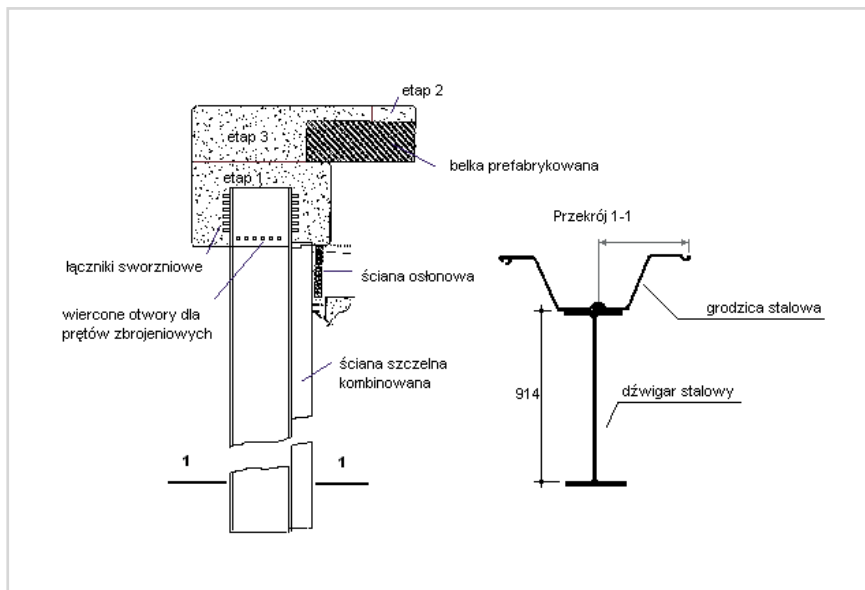
(tymczasowego układu ścianowo-ściągowego opisanego w p. 2.1)

3.1 Zasady modelowania numerycznego układów ściana szczelna-ośrodek gruntowy z wykorzystaniem MES

Proponowany sposób analizy jest pewnym kompromisem pomiędzy dążeniem do maksymalnie wiernego odzwierciedlenia rzeczywistości fizycznej w symulacji, a efektywnością działania projektanta wykonującego analizę, której celem jest bezpieczne i jednocześnie ekonomiczne projektowanie układu.

W analizie typowych układów ścian przytrzymujących masyw gruntowy przyjmuje się dwuwymiarowy model płaskiego stanu odkształcenia. Model numeryczny buduje się z elementów continuum 2D (grunt) oraz z elementów belkowych (ściana). Nieciągłości pola przemieszczeń na styku grunt – ściana opisuje się poprzez zastosowanie elementów kontaktowych. Obecność stężeń, kotew, podpór modeluje się wprowadzając do modelu odpowiednie elementy strukturalne.

W pewnych sytuacjach, takich jak na przykład podparcie zastrzałowe ściany na tymczasowej podporze, opisane w [13], modelowanie 2D może być uzupełnione lokalną analizą 3D przeprowadzaną w celu identyfikacji podatności podpory. Inne rodzaje konstrukcji wykorzystujących ścianki szczelne, takie jak przyczółki mostowe czy tymczasowe bloki kotwiące urządzenia przeciskowe mogą jednak wymagać analizy MES 3D, wolnej od uproszczeń w opisie geometrii i kinematyki układu. Analizy takie mogą być również podejmowane z pełnym sukcesem, z tym jednak, że ich koszt zarówno w sensie pracochłonności przygotowania



Rys. 8. Kombinowana ściana szczelna w układzie konstrukcyjnym mostu integralnego.

danych, interpretacji wyników oraz czasu maszynowego jest znacznie wyższy. Liczne przykłady tego typu zastosowań można znaleźć w [14].

Dążąc do zgodności symulacji z rzeczywistością fizyczną należy zapewnić maksymalnie wierne odzwierciedlenie przebiegu ścieżek naprężeń i stanów deformacji w ośrodku gruntowym. Wymaga to uwzględnienia etapowania wykonywania wykopu poprzez stopniową modyfikację obszaru obliczeniowego, z jednocześnie zapamiętywaniem wielkości stanu w poszczególnych elementach. W pierwszym kroku analizy należy wprowadzić lub wyznaczyć automatycznie stan naprężeń pierwotnych. Niezrównoważone siły wynikające z modyfikacji układu (a nie fikcyjnie narastające obciążenie ciężarem własnym) stanowią wymuszenie w kolejnych krokach analizy przyrostowej. **Zwraca się uwagę, iż postępowanie takie nie jest sekwencją analiz kilku różnych modeli opisujących układ w poszczególnych etapach wykonania wykopu, ale ewolucyjną analizą jednego i tego samego układu, przeprowadzaną na siatce MES zmiennej w toku analizy, gwarantującą wierne odtworzenie ścieżek naprężenia i historii deformacji, zapoczątkowaną określeniem pierwotnego stanu naprężeń.**

W modelowaniu procesu wykonywania wykopu stosuje się technikę częściowego odprężenia. W algorytmie tym, po deaktywacji elementów w podobzazrze reprezentującym daną fazę wykopu, zachowuje się siły węzłowe statycznie równoważne ostatnio wyznaczonym naprężeniom, stopniowo redukując je do 0. Postępowanie takie w znaczący sposób

stabilizuje procedurę numeryczną, minimalizując efekt zaburzenia równowagi układu towarzyszący zmianie jego geometrii.

Jedną z przyczyn konieczności możliwie dokładnego odzwierciedlenia etapowania procesu budowy jest charakter równań konstytutywnych opisujących ośrodek gruntowy (wrażliwość na historię procesu ang. path-dependency). **Inną, może nawet bardziej fundamentalną przyczyną jest konstatacja nie zawsze rozumianego i należycie docenianego faktu, że elementy konstrukcyjne takie jak podpory, stężenia, kotwy są wprowadzane do już częściowo zdeformowanego układu i że dopóki układ ten nie ulegnie dalszej ewolucji (spowodowanej np. kontynuacją głębienia wykopu, wprowadzeniem obciążenia, zmianą stosunków wodnych, termicznych etc.) to elementy te nie zostaną obciążone w sposób znaczący. Siły wewnętrzne, jakie w nich się pojawiają mogą być jedynie skutkiem zmian układu następujących już po wprowadzeniu tych elementów.** Ignorowanie powyższych zasad w analizie statycznej konstrukcji takiej jak na przykład konstrukcja garażu podziemnego opisana w p. 2.2, może prowadzić do błędów w ocenie sił wewnętrznych sięgających nawet kilkuset procent, prowadząc najczęściej (choć nie zawsze) do znaczącego przewymiarowania konstrukcji.

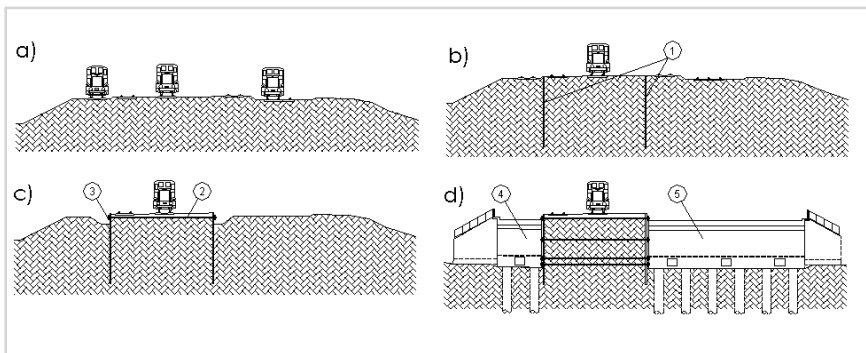
Innym kluczowym czynnikiem jest wybór właściwego modelu konstytutywnego gruntu. Jako kompromis pomiędzy dążeniem do maksymalnej wierności analizy, a wymogami praktyki inżynierskiej można uznać użycie modelu sprężysto-pla-

stycznego Mohra-Coulomba, opisanego standardowymi (normowymi) parametrami odkształcalności (E , ν), efektywnymi parametrami wytrzymałościowymi (c' , ϕ), wzbogaconymi specyfikacją kąta dyatacji określającego prawo płynięcia, $\psi = 0$ dla gruntów spoistych, $0 < \psi \leq \phi$ dla pozostałych. Inne propozycje, np. użycie modelu Cap lub Cam-Clay, por. [14], wydają się być co najmniej równie uprawnione, pod tym jednak warunkiem, że w danej sytuacji projektowej i organizacyjnej zachodzi możliwość wiarygodnej identyfikacji parametrów modelu.

Analiza MES, opisująca proces quasi-nieściśliwego płynięcia plastycznego, wymaga użycia niestandardowych elementów skończonych, celem uniknięcia numerycznych efektów blokady deformacji mogących w znaczącym stopniu zaburzyć uzyskiwane wyniki. Jedną z możliwych metod przeciwdziałania tym niekorzystnym zjawiskom jest zastosowanie elementów bazujących na tak zwanym podejściu (\bar{B}) z uśrednieniem deformacji objętościowej [4], [14].

Określanie współczynnika stateczności ogólnej układu przeprowadza się dla wybranych etapów symulacji metodą proporcjonalnej redukcji parametrów wytrzymałościowych (redukcji c-fi), por. [12] i [14]. W układach, w których ciężar własny może mieć zarówno wpływ destabilizujący (wzrost sił czynnych) jak i stabilizujący (wzrost sił odporu), szacowanie współczynnika bezpieczeństwa (stateczności) układu jako mnożnika obciążenia jest pozbawione racjonalnych podstaw. W układach takich wyjściem jest określanie współczynnika stateczności ścianki metodą proporcjonalnej redukcji parametrów wytrzymałościowych (c-fi). W metodzie redukcji c-fi, inaczej niż w tradycyjnych metodach oceny stateczności układów geotechnicznych, nie zakłada się z góry żadnej powierzchni poślizgu – jej postać (forma utraty stateczności) jest określona na podstawie przebiegu stref lokalizacji odkształceń w polu deformacji, uzyskanym w toku analizy. Stanowi to o obiektywności i uniwersalności omawianej metody. Należy zauważyć, że uzyskany współczynnik bezpieczeństwa jest mnożnikiem pojawiającym się pomiędzy sumami stycznych sił czynnych T_c , a sił utrzymujących T_u (spełniających początkowy warunek graniczny), obliczanymi wzdłuż wyznaczonej numerycznie (a nie arbitralnej) powierzchni poślizgu, co odpowiada normatywnemu rozumieniu warunku bezpieczeństwa.

Podsumowując powyższe rozważania można podać listę cech funkcjonalnych (opcji modelowania) przydatnych w re-



Rys. 9. Formowanie układu ścianowo-ściągowego w pierwszym etapie budowy tunelu: a) Stan pierwotny, b) Wwibrowanie ścian szczelnych z grodzic G62, c) Instalacja pierwszego poziomu kleszczy i ściąгов rurowych, d) Wykonanie wykopów, instalacja kolejnych poziomów ściąгов i kleszczy.

alistycznej analizie układów maszyn gruntu-konstrukcja, por. [12]:

- generacja stanu naprężeń początkowych występujących w podłożu przed rozpoczęciem zdarzeń będących przedmiotem analizy,

- uwzględnienie modeli konstytutywnych właściwych dla analizy ośrodka gruntowego, łatwych do identyfikowania na podstawie standardowych badań,

- uwzględnienie wpływu obecności wody gruntowej i możliwość symulacji zmian stosunków wodnych (odwodnienia, stany awaryjne),

- generowanie nieproporcjonalnych procesów obciążenia i odciążenia,

- zastosowanie właściwych technik aproksymacji skończonej elementów, wolnych od blokady deformacji objętościowej pojawiających się w zagadnieniach z nieściślimy płynięciem plastycznym lub w modelach z dylatacją,

- modelowanie nieciągłości deformacji na stykach konstrukcji i gruntu przy użyciu elementów kontaktowych,

- opis elementów strukturalnych: powierzchniowych, belek, prętów, membran,

- wprowadzanie elementów kotwiących w dowolnym, niekoniecznie węzłowym punkcie modelu i symulacji ich sprzężania,

- możliwość czasowego włączania i wyłączania elementów, warunków brzegowych i innych składników modelu (z techniką częściowego odprężania) przy symulacji procesu wykonywania wykopu lub wyrobiska oraz wbudowywania konstrukcji współdziałającej z ośrodkiem gruntowym lub skalnym,

- uruchamianie algorytmu oceny współczynnika bezpieczeństwa budowli w każdym etapie analizy (metodą redukcji parametrów wytrzymałościowych ośrodka) i powrotu do przebiegu podstawowego,

- łatwy i przyjazny dla użytkownika, zorientowany na specyfikę zadań geotechniki pre- i post-processing, pozwala-

jący na szybkie, wielokrotne i wariantowe przeprowadzanie analiz.

Jednym z dostępnych w Polsce systemów analizy MES, wyposażonym we wszystkie opcje modelowania, niezbędne w analizie układów ścian szczelnych, jest system Z_SOIL.PC opracowany na Politechnice Federalnej w Lozannie (EPFL) i w firmie ZACE Services Ltd. (Szwajcaria) przy współudziale drugiego z autorów.

3.2 Modelowanie numeryczne układu ścianowo-ściągowego zabezpieczenia wykopu w nasypie kolejowym

Celem ilustracji przedstawionej powyżej ogólnej strategii analizy układów zawierających ściany szczelne omawia się przebieg i wyniki modelowania numerycznego tymczasowego układu ścianowo-ściągowego (rys. 9) opisanego w punkcie 2.2. Celem weryfikacji przyjętego rozwiązania zbudowano model numeryczny MES przekroju poprzecznego nasypu wraz z wprowadzonym układem ścianowo-ściągowym. W analizie wykorzystano system Z_SOIL.PCv6. Podstawowym problemem jest stwierdzenie, czy obiekt zachowa stateczność ogólną, szczególnie w końcowej fazie głębienia wykopu oraz prognoza przemieszczeń towarzyszących obciążeniom eksploatacyjnym (rys. 9).

Pomimo, że proporcje geometryczne obiektu nie spełniają ściśle teoretycznych założeń płaskiego stanu odkształcenia (PSO), ten właśnie wariant przyjęto w analizie. Wynika to z kilku przyczyn. Po pierwsze, analiza której celem jest ustalenie nośności granicznej układu poprzez doprowadzenie do ujawnienia się mechanizmu zniszczenia i towarzyszących mu stref zlokalizowanej deformacji wymaga stosunkowo gęstej dyskretyzacji w obszarze 2D reprezentującym przekrój. Użyto 2155 węzłów, 2120 elementów, co daje ok. 4000 stopni swobody (DOF). W przypadku analizy 3D, analogiczna

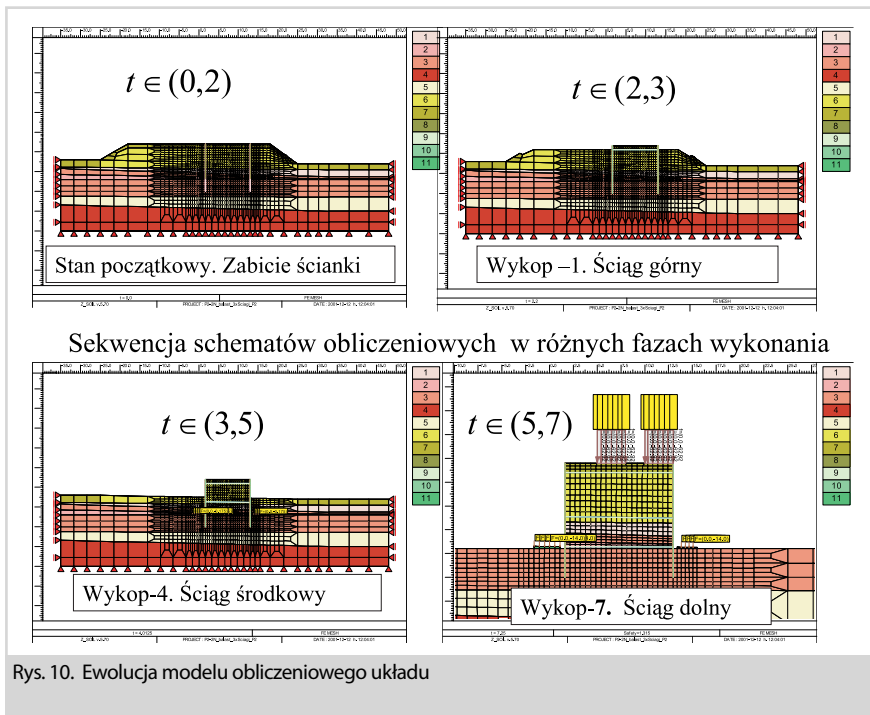
dokładność w opisie deformacji i stanu naprężeń w sprężysto-plastycznym kontinuum oraz sił wewnętrznych w elementach konstrukcyjnych jak w analizie 2D (PSO) wymagałaby zachowania tej samej gęstości dyskretyzacji w przekroju. Konieczność powielenia siatki w trzecim kierunku (ok. 20-krotnego) doprowadziłaby do zadania, które z uwagi na wielkość (ok. 120 000 DOF) byłoby ze względów praktycznych trudno wykonalne.

Uwaga powyższa, dotycząca realizacji obliczeń na komputerze Pentium IV/2.4GHz będzie tracić jednak na aktualności wraz ze wzrostem mocy obliczeniowej kolejnych generacji komputerów osobistych. Wybór modelu 2D-PSO, będący poniekąd koniecznością, pozwala już dziś na wielokrotne, wielowariantowe symulacje z dużą ilością kroków obliczeniowych wraz z towarzyszącymi im iteracjami. Potwierdza to tezę, że moc obliczeniowa nie stanowi już bariery w wykorzystaniu modeli MES 2D w praktycznej działalności projektowej.

Po drugie, analiza 2D (PSO), przy założeniu rozkładu obciążenia jednorodnego w kierunku prostym do przekroju, daje oszacowanie po stronie bezpiecznej, także dzięki pominięciu stabilizującego wpływu istniejących skarp na końcach rozważanego odcinka. Analiza na zgrubnym modelu 3D, dostosowanym do ograniczeń sprzętowo-czasowych, byłaby tego zapasu w ocenie bezpieczeństwa obiektu pozbawiona, a jednocześnie wobec niemożności wprowadzenia wymaganej dokładności dyskretyzacji byłaby mniej wiarygodna.

Ośrodek gruntowy, traktowany jako sprężysto-plastyczny z warunkiem [9] Coulomba-Mohra, został opisany standardowymi (normowymi) parametrami odkształcalności (E, ν) i efektywnymi parametrami wytrzymałościowymi (C, ϕ). W analizie użyto obliczeniowych wartości parametrów geotechnicznych, wynikających z uprzednio wykonanych standardowych badań polowych i laboratoryjnych (metodą B, wg PN-81/B-03020). Przyjęto niestowarzyszone prawo płynięcia z kątem dylatacji $\psi = 0^\circ$.

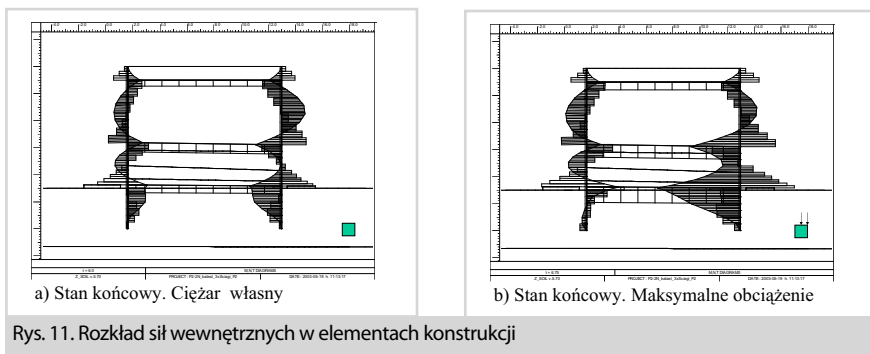
Ściany oporowe z brusów G62 traktowano jako ciąg elementów belkowych, oddzielonych od elementów kontinuum warstwą elementów kontaktowych typu „interface”, z zerową spójnością i brakiem tarcia. Ściągi rurowe $\phi 130/10$ modelowano jako elementy prętowe nie przenoszące momentu zginającego, o sztywności przekroju sprowadzonej na jednostkę długości EF/a , gdzie a jest rozstawem prętów w kierunku poprzecznym do przekroju.



Model obliczeniowy (w układzie obróconym w stosunku do rys.2) w kolejnych fazach symulacji odpowiadających stadiom budowy pokazano na rys. 10.

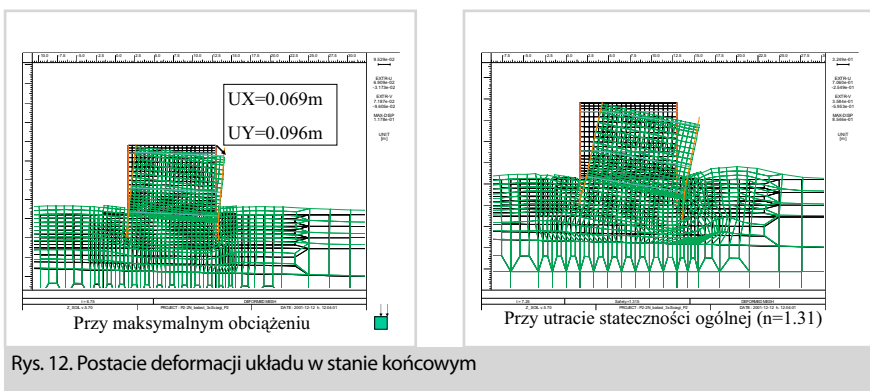
Ze względu na obciążenie eksploatacyjne pociągami przejeżdżającymi po dwóch torach położonych niesymetrycznie, na każdym etapie do modelu przykładano obciążenia zmienne o wartościach obliczeniowych z zakresu $0 < p < 62.92$ [kN/m²], w różnych konfiguracjach (obciążony lewy tor, prawy, oba). W stanie końcowym, przy najniekorzystniejszym ustawieniu obciążenia, uruchomiono algorytm wyznaczenia współczynnika stateczności układu metodą redukcji C-fi opisany między innymi w [3], [12] i [14].

Rysunek 11 pokazuje przebieg momentów zginających i sił tnących w ścianie oraz sił w ściągach w stanie końcowym: a) bez obciążenia eksploatacyjnego; b) pod najniekorzystniejszym obciążeniem eksploatacyjnym.

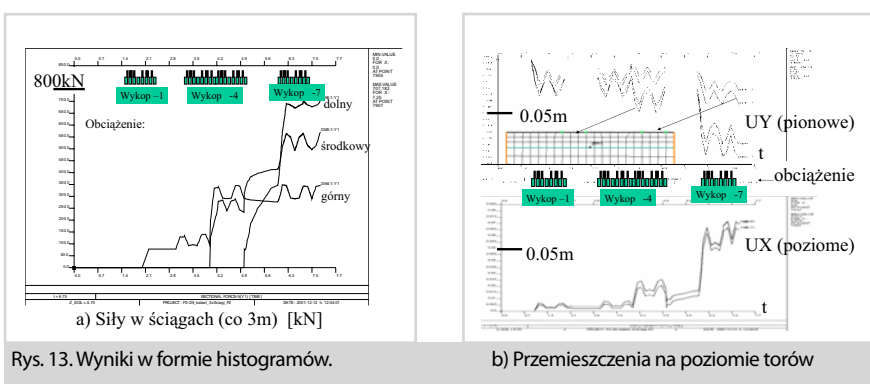


Istotną informację o charakterze pracy ustroju niosą postacie deformacji. Na rysunku 12a pokazano je dla stanu końcowego przy najniekorzystniejszym obciążeniu eksploatacyjnym (jak w 11b). Widoczne pochylenie konstrukcji w prawo jest skutkiem niesymetrii obciążenia oraz dodatkowo, zwiększającej się miąższości słabej warstwy namulów plastycznych zalegających w podłożu układu.

Z kolei na rysunku 12b pokazano postać deformacji towarzyszącą utracie stateczności konstrukcji, uzyskaną w algorytmie C-fi w wyniku redukcji parametrów wytrzymałościowych wszystkich warstw gruntu w stosunku 1:1.31, stanowiącym oszacowanie współczynnika stateczności układu. Wartości tych przemieszczeń nie mają jednak znaczenia fizycznego, reprezentują jedynie możliwą formę utraty stateczności układu.



Wyniki dotyczące sił wewnętrznych, czy wybranych przemieszczeń można również przedstawiać w formie histogramów, w funkcji czasu umownego, jak to pokazano na rys. 13 dla sił w ściągach (13a) i przemieszczeń torowiska (13b).



4. Podsumowanie i uwagi końcowe

- Zaprezentowane w pracy przykłady układów konstrukcyjnych z udziałem stalowych ścian szczelnych wskazują na powstanie nowych, znaczących obszarów ich zastosowań jako obiektów stałych.
- Zaletą zastosowania ścian szczelnych w obiektach stałych jest przede wszystkim krótki czas realizacji budowy, z niewielkim udziałem betonowania na miejscu.
- Przyczółki typu skrzyniowego wykonywane z udziałem ścian szczelnych są

szczególnie przydatne na terenach podlegających znacznym deformacjom (np. wpływy powierzchniowe eksploatacji górniczej). Mała sztywność przestrzenna konstrukcji oraz znaczna podatność ścian w kierunku prostopadłym do zamków decydują o małej ich wrażliwości na oddziaływania kinematyczne.

- Nowe zastosowania ścian szczelnych, wykorzystujące w większym stopniu ich nośność pionową (np. ściany przyczółków, garaży), bezwzględnie wymagają wykonywania połowych testów nośności, weryfikujących przyjmowane wcześniej założenia obliczeniowe. Konstrukcje te podczas eksploatacji należy systematycznie obserwować i monitorować, zwłaszcza w zakresie przemieszczeń i deformacji.

- Nowe zastosowania ścian szczelnych, zwłaszcza jako elementów mostów integralnych, prowadzą do konieczności uwzględniania w ich analizach statyczno-wytrzymałościowych pełnego zakresu obciążeń komunikacyjnych i oddziaływań środowiskowych np. termicznych.

- Ściany szczelne w konstrukcjach stałych wywołują kontrowersje z punktu widzenia trwałości tych elementów. Szczególnego znaczenia w tym aspekcie nabierają problemy doboru grubości ścianek oraz techniki zabezpieczenia antykorozyjnego adekwatne do agresywności środowisk otaczających ściany.

- Nowoczesne i racjonalne zastosowania ścian szczelnych są możliwe między innymi dzięki rozwijanim obecnie metodom numerycznym analizy konstrukcji. Metody te, a w szczególności analiza problemów brzegowych sprężysto-plastyczności z wykorzystaniem MES, stwarzają możliwość pełnego wnikięcia w mechanizmy współpracy konstrukcji z ośrodkiem gruntowym, co w ogólności nie było możliwe na gruncie metod tradycyjnych.

- Efektywność podejścia MES w rozwiązanej klasie zagadnień zależy w głównej mierze od specyficznych cech używanego oprogramowania. Należy tu podkreślić, że choć istnieje wiele komercyjnych systemów MES umożliwiających analizę materiałowo-nieliniową (np. sprężysto-plastyczną), to nie każdy z nich może być wykorzystany w analizie praktycznych problemów geotechniczno-budowlanych, a to z uwagi na brak wielu opcji, niezbędnych do odzwierciedlenia w modelu obliczeniowym rzeczywistego stanu fizyczno-mechanicznego układu. Zagadnienie to dokładniej omówiono w punkcie 3.1.

- Podkreśla się, że zaawansowane modele i techniki obliczeniowe (por. analizę

przedstawioną w punkcie 3.2.) wymagają rzetelnego rozpoznania ośrodka gruntowego i właściwego oszacowania jego parametrów geotechnicznych, adekwatnych do stosowanych modeli obliczeniowych. Dodatkowo, pożądana jest ich weryfikacja w drodze tzw. analizy wstecznej (back analysis) na podstawie bieżących wyników pomiarów w trakcie realizacji obiektu. ●

LITERATURA

- [1] EN 1997-1. Eurokod 7. Projektowanie Geotechniczne (projekt). ITB Warszawa.
- [2] Grande L. Some aspects on sheet pile wall analysis, soil-structure interaction, International Conference on Soil-Structure Interaction in Urban Civil Engineering, COST C7, Darmstadt 8./9. October 1998.
- [3] Grodecki M., Truty A., Urbański A.: Modelowanie numeryczne pracy ścian szczelnych. Materiały Międzynarodowej Konferencji Naukowo-Technicznej: Budownictwo Podziemne 2003. AGH, Kraków, 2003.
- [4] Hughes T.R.J.: The Finite Element Method. Linear Static and Dynamic Finite Element Analysis, Prentice Hall Inc., New Jersey 1987.
- [5] Madryas C., Ryż K.: Współczesne technologie podziemnego budownictwa komunikacyjnego. Metody drążenia tuneli komunikacyjnych. Materiały Konferencji Naukowo-Technicznej: Problemy Podziemnej Komunikacji Miejskiej w Krakowie. Politechnika Krakowska, Kraków, 26-27 listopada 2002.
- [6] Palka Z.: Mury oporowe grodzic stalowych po raz pierwszy w Polsce. Geoinżynieria i Tunelowanie. Nr 01/2004.
- [7] PN-EN 12063: Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych. Ściany szczelne. PKN, 19.02.2001.
- [8] Ryż K.: Realizacja tuneli płytłych w trudnych warunkowaniach komunikacyjnych. Materiały Międzynarodowej Konferencji Naukowo-Technicznej: Budownictwo Podziemne 2003. Akademia Górniczo-Hutnicza, Kraków, 2003.
- [9] Ryż K., Urbański A.: Analiza statyczna konstrukcji ścianowej z grodzic ze ściągami współpracującej z nasypem kolejowym z wykorzy-

staniem modelowania MES. Materiały Międzynarodowej Konferencji Naukowo-Technicznej: Budownictwo Podziemne 2003. Akademia Górniczo-Hutnicza, Kraków, 2003.

- [10] Ryż K., Zespół P.U.I. PROKOM S.C.: Projekt tunelu pod układem torowym w ciągu ulicy Wrocławskiej w Krakowie. Kraków, 2001.
- [11] Sakwerda E.: Przyczółki mostowe z grodzic stalowych po raz pierwszy w Polsce. Geoinżynieria i Tunelowanie. Nr 02/2004.
- [12] Truty A., Urbański A., Zimmerman T.: Modelowanie komputerowe w analizie praktycznych zagadnień komunikacyjnego budownictwa podziemnego. Materiały Sympozjum Planowanie, Projektowanie i Realizacja Komunikacyjnych Budowli Podziemnych. Kraków 3,4,5-2002 r. Politechnika Krakowska 2002.
- [13] Urbański A.: Analiza statyczna punktowo podporządkowanej ściany oporowej z grodzic z wykorzystaniem dwu- i trójwymiarowego modelowania MES. Inżynieria Morska i Geotechnika nr 3, 2003.
- [14] Z_SOIL.PC. User manual, Elmepress, ZACE Services 1985-2002. (www.zace.com).

autorzy

dr inż. Karol Ryż
Politechnika Krakowska
Katedra Budowy Mostów i Tuneli

dr inż. Aleksander Urbański
Politechnika Krakowska
Instytut Geotechniki

IDS
WYKONAWCZA FIRMA SYSTEM S.p.A.

tel.: 0-694 197 440
tel/fax: 0-12 640-62-10
e-mail: info@georadary.pl



BEZINWAZYJNA ANALIZA INFRASTRUKTURY I STRUKTURY PODZIEMNEJ

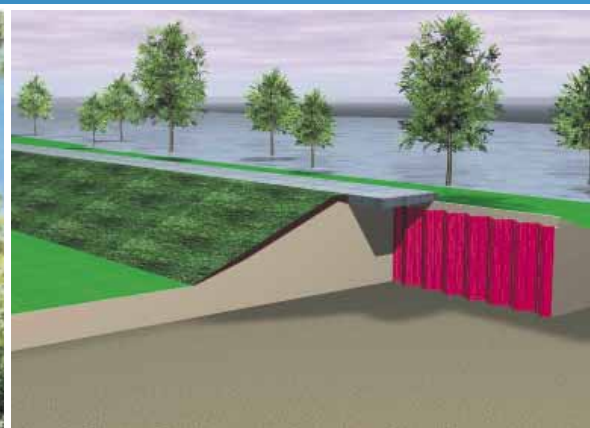
Przykładowe zastosowania georadarów IDS:

- wsparcie dla wierceń horizontalnych,
- szybkie tworzenie map infrastruktury podziemnej,
- lokalizacja istniejących i planowanie nowych instalacji - rury, kable, światłowody
- klasyfikacja warstw gruntu,
- analiza stanu dróg, torowisk, mostów, tuneli

SEJS.com **www.georadary.pl**

Dystrybutor w Polsce: ul. Sapięhy 19; 31-644 Kraków
Biuro Handlowe: 31-826 Kraków, os. Złotej Jesieni 6 pok. 59

Grodzice w ochronie przeciwpowodziowej



Liczba powodzi na całym świecie wzrosła widocznie w ciągu ostatnich lat. W Europie wysoki stan wody na Renie w latach 1993, 1995 oraz na Odrze w 1997 poczynił znaczne szkody materialne. W ubiegłym roku fala powodziowa na Elbie, w północno-wschodniej części Niemiec oraz ciągle powtarzające się informacje o zagrożeniu powodziowym w Polsce udowodniły wyraźnie, że niezbędne są znaczne inwestycje w zakresie ochrony przeciwpowodziowej. Najbezpieczniejszym i zarazem najbardziej ekonomicznym rozwiązaniem jest zastosowanie ścian z grodzic stalowych. Są one optymalnym rozwiązaniem dla budowy i umocnień wałów ochronnych, prowadzenia kanałów itp. Sprawdzony w praktyce jest ich wysoki współczynnik szczelności.

Grodzice produkcji grupy ARCELOR z Luksemburga, zarówno gorącowalcowane jak i kształtowane na zimno, udowodniły w ciągu ostatnich dekad, że są korzystnym i optymalnym rozwiązaniem problemu. Zagłębiane przy użyciu samojezdnych wibratorów o wysokiej częstotliwości oraz przy użyciu maszyn hydraulicznych nie powodują szkód w środowisku zewnętrznym. Krótki czas instalacji grodzic pozwala na ich wykorzystanie nawet w ostatniej chwili przed zbliżającym się niebezpieczeństwem.

Grodzice mogą pełnić w ochronie przeciwpowodziowej wiele ról, a ich użycie musi być podporządkowane wszelkiego rodzaju obciążeniom.

Zastosowanie grodzic oferuje następujące korzyści:

1. Grodzice pełnią funkcje uszczelniające i stabilizujące, zarówno dla nowo budowanych, jak i dla istniejących już wałów ochronnych. Zapobiegają pływom wody, jednocześnie stabilizując konstrukcję wałów. Ściany grodzic stanowią świetną zapórę przed zwierzętami, korzeniami drzew, a także zapobiegają osuwaniu się gruntu.

Część ścianki osadzona w gruncie nie jest podatna na korozję – w normalnych warunkach możemy założyć ubytek grubości na poziomie 0,03 mm/rok, dla 50 lat ubytek to 1,5 mm (na podstawie Eurocode 3.Design of steel structure. Part.5 Piling).

2. Kolejną korzyścią wynikającą z użycia grodzic w ochronie przeciwpowodziowej jest sam materiał, z którego są wykonane. Stal jest homogeniczna, elastyczna, plastyczna, bezpieczna dla środowiska naturalnego. Materiał podlega powszechnie uznanym normom EN(PN/EN). Stal jest w 100% zdatna do ponownego przerobu – określenie, że jest to materiał w pełni „ekologiczny” nie będzie przesadą.

3. Stalowe ściany szczelne są dostarczane w formie wyrobu gotowego, możliwego do natychmiastowego użycia. Zmiany strukturalne, takie jak zamiana, głębsze pograżanie, czy też łączenie ze sobą, wykonalne są w każdej chwili. W jednym projekcie jest możliwe zastosowanie wielu typów, które można ze sobą łączyć zapewniając ciągłość konstrukcji i optymalizując koszty inwestycji.

4. Grodzice rozwiązują częściowo problem pływów w kanałach (wałach ochronnych). Przy użyciu grodzic nie jest możliwe przerwanie ciągłości konstrukcji, jak to się zdarza przy użyciu innych materiałów.

Grodzice grupy ARCELOR użyte w konstrukcjach przeciwpowodziowych w wielu krajach Europy pokazują, że są one ekonomicznym i szybkim rozwiązaniem.

ARCELOR oferuje ponad 80 typów grodzic w wielu gatunkach stali, w tym ponad 30 typów grodzic formowanych na zimno, które znajdują szczególne zastosowanie w projektach tego typu. Grodzice te produkowane są według normy PN/ EN 10248 (Grodzice walcowane na gorąco ze stali niestopowych) oraz PN/EN 10249 (Grodzice kształtowane na zimno ze stali niestopowych) i znakowane przez producenta znakiem budowlanym B zgodnie z obowiązującymi przepisami.

Mam nadzieję, że rozwiązanie to zyska akceptację również na polskim rynku. ●

autor
mgr inż. Ewa Sakwerda
ARCELOR LONG COMMERCIAL POLSKA Sp. z o.o.



Nowe sposoby na odtworzenie plaż i ochronę linii brzegowej Bałtyku

Artykuł ten powstał po ponad dziesięcioletniej obserwacji brzegów morskich. Obserwując wielkość zniszczeń plaż, szczególnie w rejonie Kołobrzegu oraz małą skuteczność budowli ochronnych w tym rejonie, opracowałem projekt nazwany FALOCHRON-KOMPLEKS. Projekt ten przewiduje budowę konstrukcji równoległych do brzegu, opartych o koncepcję progów podwodnych i falochronów brzegowych.

Opis sytuacji w Kołobrzegu

Ochrona brzegów po wschodniej stronie portu rozpoczęła się w ostatniej dekadzie XIX wieku, kiedy to wybudowano pierwszą grupę ostróg. W następnym stuleciu, obok ostróg, budowano także różnego typu opaski brzegowe oraz wykonywano sztuczne zasilanie brzegu. W rezultacie poczynając od falochronów portowych w kierunku wschodnim spotkać można kolejno następujące konstrukcje:

- odcinek brzegu pomiędzy falochronem wschodnim i moło – ścianka szczelna stalowa z oczepem betonowym, która na około 20-metrowym odcinku w pobliżu moła jest dodatkowo zabezpieczona workami z piaskiem; w latach 90-tych na odcinku tym wykonano dodatkowo sztuczne zasilanie brzegu,
- począwszy od falochronu wschodniego w kierunku wschodnim na około 7-kilometrowym odcinku brzegu rozciągają się ostrogi o różnym stopniu zniszczenia,
- odcinek brzegu między starymi łazienkami, a Szańcem Wschodnim – ścianka szczelna stalowa z oczepem betonowym,
- rejon Szańca Wschodniego – ścianka szczelna z oczepem betonowym i narzutem z gwiazdobloków przed ścianką szczelną, dodatkowo w tym samym rejonie postawiono falochron brzegowy z segmentów betonowych typu „waveblock” w odległości około 20 m od brzegu. W tym samym rejonie wykonano także co najmniej dwukrotne sztuczne zasilanie plaży,

- kolejny około 1-kilometrowy odcinek brzegu – opaska brzegowa w postaci bloków betonowych typu „waveblock”; dodatkowo w rejonie tym wykonano sztuczne zasilanie plaży,

- na następnym około 2-kilometrowym odcinku brzegu – kolejno stalowa ścianka szczelna z oczepem betonowym i dodatkowo z narzutem z gwiazdobloków na przedpolu i dalej wzdłuż podstawy wydmy stara, drewniana ścianka szczelna.

Po około pięciu latach wnikliwej obserwacji całokształtu zmian brzegowych zachodzących w sąsiedztwie wzniesionych budowli stwierdziłem, że na tych obszarach zaszły ogromne zmiany niekorzystne dla plaż i brzegu. Prowadząc obserwacje (średnio dwa razy do roku) zauważyłem, że coraz trudniej przemierzyć tę samą trasę nie schodząc z plaży na jej zaplecze. Jednocześnie zaczęły się pojawiać co rusz to nowe budowle na terenie plaż. Wtedy moje obserwacje stały się bardziej wnikliwe i wizyty w Kołobrzegu coraz częstsze (5÷8 razy w ciągu roku), głównie w porach wiosenno-jesiennych, kiedy to prowadzono prace remontowo-budowlane różnych umocnień. Obserwowałem stawianie ścian betonowych, układanie gwiazdobloków, wavebłoków w wodzie i na linii brzegowej, bicie ścianek szczelnych z uwierczeniem ich górnych elementów oczepami betonowymi. Dla każdej z powyższych budowli starałem się przewidzieć okresy jej trwałości. Moje przewidywania sprawdzały się dość dokładnie, tzn. ściany betonowe się przewracały, gwiazdobloki zapadały, oczepy na ściankach szczelnych ulegały zniszczeniu. Jedynymi elementami, które utrzymały się dłużej były wavebloki ułożone na długości ok. 250 m, w odległości około 20 m od brzegu. Należy jednak podkreślić, że okres lat 90-tych okazał się bardzo niekorzystny dla większości polskiego brzegu, a nie tylko plaż w Kołobrzegu. Na przykład nastąpiło znaczne cofnięcie się brzegu w pobliskim Ustroniu Morskim.

Podsumowując można stwierdzić, że w rejonie Kołobrzegu zastosowano całą gamę budowli ochronnych poza falochronami brzegowymi, które zostały zastosowane w Darłównu. Ogól-

ną wadą wszystkich wzniesionych konstrukcji był ich „siłowy” charakter. Prawdą jest, że wznoszenie masywnych konstrukcji stabilizuje brzeg, ale niestety prowadzi to prawie zawsze do całkowitej degradacji plaż i wiąże się z dużymi kosztami. Dla miejscowości o charakterze uzdrowiskowo-wypoczynkowym, do jakich niewątpliwie należy Kołobrzeg, samo utrzymanie linii brzegowej jest niewystarczające. Brak szerokich plaż o wystarczająco dużej powierzchni stanowi ogromne zagrożenie dla ekonomicznie zdrowego funkcjonowania tych miejscowości.

Założenia projektowe

Podstawowym celem proponowanego rozwiązania jest uzyskanie maksymalnej szerokości plaż, przy minimalnych kosztach inwestycji, pamiętając cały czas o maksymie, że tanio to wcale nie musi znaczyć ekonomicznie. Przy tak zdefiniowanym celu tylko zastosowanie elementu zmniejszającego wysokość fal morskich w odległości 50-100 m od linii brzegu może dać właściwe efekty.

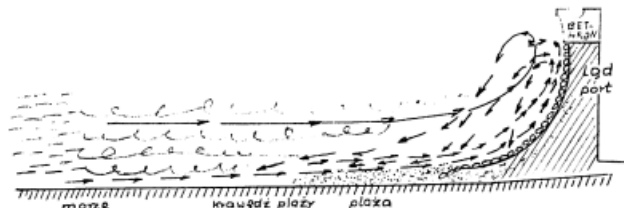
Punktem wyjścia wyboru odpowiedniego kształtu elementu tłumiącego falę było porównanie oddziaływania falochronu portowego w rejonie jego główek oraz pionowej ścianki szczelnej zabezpieczającej stopę wydmy. W przypadku falochronu jego przekrój w kształcie łuku (rys. 1), doskonale przeciwdziałal przelewaniu się wody przez konstrukcję. Natomiast nabiegające na brzeg fale, przy wysokim poziomie wody, napotykać na swej drodze pionową ściankę szczelną częściowo odbijają się powodując rozmywanie plaży, a częściowo przelewają się na stronę odlądową powodując niszczenie terenu tuż za opaską (rys. 2).

Podsumowując doświadczenia wynikające z wieloletniej obserwacji „pracujących” konstrukcji ochrony brzegu przyjęto jako podstawowe założenie projektowe łukowy kształt przekroju elementu o szerokiej, płaskiej podstawie.

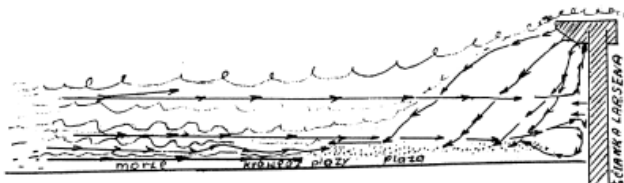
Opis elementu BET-CHRON-I

Przy powyższych założeniach zaprojektowano żelbetowy, prefabrykowany element nazwany BET-CHRON-I (rys. 3). Element ten stanowi punkt wyjścia autorskiego projektu FALOCHRON-KOMPLEKS. Projekt ten przewiduje:

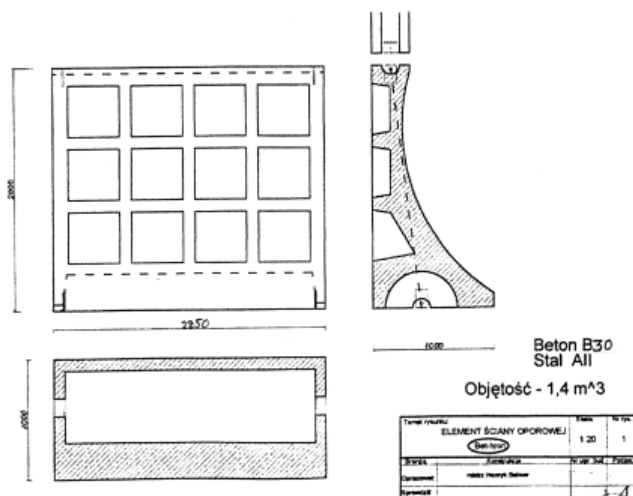
- ułożenie elementów BET-CHRON-I w postaci „leżącej” w odległości około 50-100 m od linii brzegowej, niższą częścią (40 cm) w kierunku morza, wyższą częścią – 1 m w kierunku lądu na dnie poniżej 50 cm SWL (rys. 4), poszczególne elementy ułożone są jeden obok drugiego i połączone ze sobą;
- przy takim ułożeniu elementów transportowany przez fale piasek będzie przenoszony po łuku elementu BET-CHRON-I w kierunku brzegu. Powracająca od brzegu woda zostanie częściowo zatrzymana przez krawędź (A) BET-CHRONU-I (rys. 5) razem z przenoszonym piaskiem. W rezultacie w sąsiedztwie betonowego progu będzie się gromadził piasek;
- w miejscach bardzo silnie atakowanych przez fale morskie można stosować kilka rzędów elementów BET-CHRON-I jeden za drugim w kierunku morza, uzyskując zwielokrotnienie wytłumienia wysokości fal morskich i stopniowe zwiększanie odkładanego w ich sąsiedztwie piasku;
- umieszczenie elementu BET-CHRON-I w postaci „stojącej” w sąsiedztwie linii brzegowej na fundamencie w poziomie SWL będzie kierować odbijającą się falę w taki sposób, że wyrzucony siłą odśrodkową piasek niesiony do tej pory przez fale będzie osadzał się w pobliżu stopy elementu;
- dodatkowo element BET-CHRON-I ustawiony w ten sposób w sąsiedztwie brzegu łukiem w kierunku morza będzie chronił brzeg przed niszczącym oddziaływaniem fal morskich;
- element BET-CHRON-I odwrócony (F) i ustawiony plecami do elementu (C) (rys. 4), ma stabilizować obydwa elementy



Rys. 1. Kierunki przepływu wody przy łukowym kształcie przekroju falochronu portu



Rys. 2. Kierunki przepływu wody przy pionowościennej opasce (stalowa ścianka szczelna z betonowym oczepem)



Rys. 3. Element BET-CHRON-I

przed oddziaływaniem fal w sytuacji, kiedy na zapleczu nie ma dostatecznie wysokiej ściany piasku;

- atutem elementu BET-CHRON-I jest możliwość jego skutecznego funkcjonowania zarówno w pozycji pionowej i poziomej. Proponowany kształt elementu BET-CHRON-I (rys. 5) różni się od istniejących profili progów podwodnych. W górnej części elementu BET-CHRON-I zastosowano linię w formie łuku, co powinno w efekcie powodować wznoszenie się fali na grzbiecie elementu w górę, zamiast w dół. W rezultacie nie powinno następować wypłukiwanie piasku w bezpośredniej bliskości elementu od strony odlądowej. Dodatkowo na pionowej odlądowej ścianie elementu występuje łuk wklęsły mający za zadanie zmieniać kierunek wody wracającej od strony lądu, zabezpieczając w ten sposób podstawę elementu przed podmyciem. Podobny łuk występuje po stronie odmorskiej elementu. Po wypełnieniu się wnętrza piaskiem będą one stanowić dodatkową stabilizację prefabrykowanego elementu. Także w dolnej części podstawy są zaprojektowane wnęki stabilizacyjne (rys. 3). Dodatkowym elementem stabilizującym jest możliwość łączenia elementów ze sobą na obydwu końcach, co powinno zapewnić zachowanie jednolitej linii poziomej wszystkich elementów.

Element BET-CHRON-I spełnia wszystkie wymagania stawiane progom podwodnym. Zgodnie z przedstawionymi w pracy [1] zaleceniami podstawa elementu jest prostokątna, ściana odlądowa pionowa, przekrój trapezowy, odmorska pozioma ściana łukowo – wklęsła oraz nisko położona korona elementu ponad dnem.

Dodatkową zaletą elementu BET-CHRON-I jest to, że można te elementy prefabrykować przez cały rok, natomiast montaż może się odbywać w okresach spokojnego morza. Ponieważ elementy BET-CHRON-I mają niewielkie gabaryty i ciężar, zarówno ich transport, jak i montaż nie wymagają skomplikowanego sprzętu.

Opis elementu BET-CHRON-0

W sytuacji kiedy próg podwodny ma być ułożony na większych głębokościach, rzędu 1÷2 m, kiedy to oddziaływanie elementu BET-CHRON-I będzie niewystarczające proponuje się zastosowanie innego elementu, nazwanego BET-CHRON-0. Innymi słowy element BET-CHRON-0 ma spełniać funkcję uzupełniającą w systemie FALOCHRON-KOMPLEKS.

Pojedynczy element BET-CHRON-0 wykonywany jest z drewna o kształtach pokazanych na rysunku 6, a jego usytuowanie w profilu poprzecznym brzegu na rysunku 7.

Element BET-CHRON-0 ma przekrój o zaokrąglonych bokach z równoległymi krawędziami bocznymi prostokątnymi do podstawy oraz równoległe do podstawy ściętą górną powierzchnię elementu. Na rysunku 6 pokazane są też wyfrezowania w bocznych krawędziach elementu. Koniec elementu jest ostro ścięty ku dołowi. Ścięte boczne krawędzie zapewniają dobre przyleganie do siebie elementów na większej powierzchni. Z kolei boczne wyfrezowania mają tworzyć szczeliny pomiędzy elementami, przez które część osadu niesionego przez fale będzie przedostawać się na stronę odlądową konstrukcji i odkładać się na dnie w jej sąsiedztwie.

Elementy BET-CHRON-0 mogą pełnić wielorakie funkcje, a w tym przede wszystkim:

a) stanowić samodzielną konstrukcję mającą za zadanie naniesienie i zatrzymanie piasku na linii brzegowej,

b) wbite w dno w strefie przybrzeżnej będą pracować jako progi podwodne redukując wysokości fal i zatrzymując po stronie odlądowej przenoszone rumowisko,

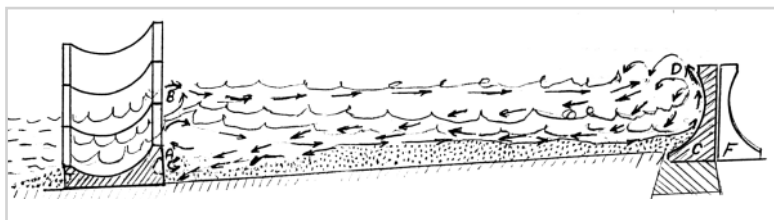
c) współpracować z elementami BET-CHRON-I umieszczonymi na większych głębokościach, kiedy oddziaływanie betonowego elementu byłoby niewielkie, można najpierw wbijać elementy BET-CHRON-0, a po uzyskaniużądanego wypłylenia układać elementy prefabrykowane BET-CHRON-I,

d) z elementów BET-CHRON-0 można budować ściany kroczące stopniowo wzdłuż linii brzegowej w kierunku morza, powiększając stopniowo powierzchnię plaży.

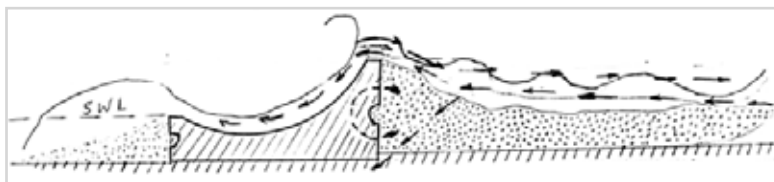
Podsumowanie

Proponowany system ochrony brzegu nazwany FALOCHRON-KOMPLEKS w sposób kompleksowy chroni brzeg morski poprzez skonstruowanie dwóch elementów w postaci BET-CHRON-0, chroniącego linię brzegową oraz BET-CHRON-I mający charakter progu podwodnego i wymuszającego załamywanie się fali w określonej odległości oraz stopniowe wypłylenie strefy brzegowej położonej pomiędzy tym elementem, a linią brzegową.

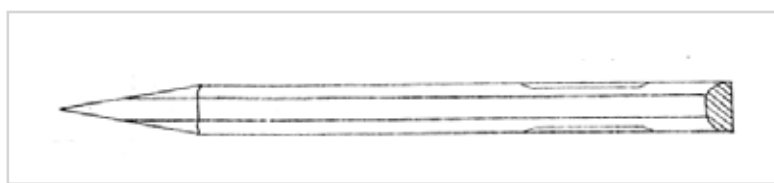
Elementy te, przewidziane jako prefabrykowane bądź to w twórnym, bądź bezpośrednio na plaży, powinny być znacznie tańsze od budowy klasycznych opasek brzegowych, czy też sztucznego zasilania. Proponowane rozwiązanie nie wymaga skomplikowanej technologii i może być wykonane w każdych warunkach przy użyciu ogólnie dostępnego sprzętu i oprzyrządowania.



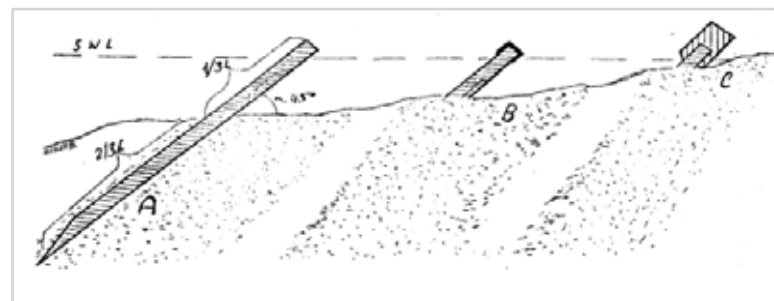
Rys. 4. Usytuowanie elementów BET-CHRON I w strefie przybrzeżnej morza w ramach proponowanego układu ochraniającego brzeg FALOCHRON-KOMPLEKS



Rys. 5. Schemat działania elementu BET-CHRON-I ułożonego poziomo na dnie



Rys. 6. Kształt elementu BET-CHRON-0



Rys. 7. Projektowane ustawienie elementu BET-CHRON-0 (A) wbity ukośnie pal, (B) pal z oczepem aluminiowym, (C) pal z oczepem drewnianym

Przy układaniu elementów BET-CHRON-I w strefie brzożowej przewiduje się jednoczesne wyciąganie, przy użyciu holownika, około pięciu połączonych na brzożu elementów na żądaną głębokość.

Proponowane rozwiązanie można zastosować początkowo na niewielkim odcinku brzożu, traktując je jako eksperyment w skali 1:1. Nawet w przypadku niepowodzenia przedsięwzięcia sytuacja na brzożu nie uległaby pogorszeniu, a zebrane dane w trakcie monitorowania wykonanej budowli stanowiłyby niewątpliwie ciekawy materiał zarówno dla inżynierów praktyków, jak i naukowców. ●

LITERATURA

1. Basiński T., Pruszek Z., Tarnowska M., Zeidler R. 1993 Ochrona brzożów morskich, str. 536 Wydawnictwo IBW PAN, Gdańsk

P.S. Jestem zainteresowany nawiązaniem współpracy z Ośrodkami Naukowymi, biurami projektowymi, urzędami morskimi, firmami z uprawnieniami hydro-budowlanymi oraz władzami miast nadmorskich w celu dopracowania i wprowadzenia w praktyczną realizację mojego autorskiego rozwiązania, które powinno dać szansę na odbudowę plaży, ich ochronę i ochronę wydm przy nie wielkich kosztach.

Zainteresowanych proszę o kontakt pod adres e-mail: Henrykbetkier@o2.pl





Tunele w świetle wymagań oceny wpływów na środowisko

Najdawniejsze tunele służyły do doprowadzenia wody do miast (akwedukty), pierwszy o jakim wiemy zbudowano w Jerozolimie. Po raz pierwszy archeolodzy ustalili dokładnie jego wiek, chociaż wspomina o nim Stary Testament. Okazało się, że starożytny tunel Siloam został zbudowany 2700 lat temu i jest on jednym z największych starożytnych wodociągów. Dostarczał on wodę do starożytnej Jerozolimy z jedyne go w okolicy stałego źródła Gichon. Biblia wspomina o nim kilkakrotnie, przypisując budowę królowi Judy Ezechiaszowi, który chciał w ten sposób skierować wodę spoza murów obronnych do ówczesnego centrum miasta. Miał to zrobić tuż przed atakiem Asyryjczyków w 701 roku p.n.e., pozbawiając ich jednocześnie dostępu do źródła podczas oblężenia.

Współcześnie tunel rozumiany jest jako budowla komunikacyjna w postaci długiego korytarza - podziemna lub podwodna, wykonana metodą odkrywkową lub drążenia. Służy do omijania przeszkód terenowych. Najczęściej są to budowle geotechniczne mające swoje wyloty na powierzchni ziemi, ale mogą to być również budowle hydrotechniczne (sztolnie wodne). Najczęściej wykonywane są w celu skrócenia linii transportowych i komunikacyjnych, np. tunel przecinający wzniesienie, pod dnem rzeki lub morza, pod gęstą zabudową w mieście (metro).

Przez dziesiątki lat najdłuższym samochodowym tunelem na świecie był Col de Tende (tab. 1). Od 1948 roku zaczęto budować coraz dłuższe drogi podziemne. Obecnie najdłuższy wybudowany w 2000 r. tunel drogowy Laerdal w Norwegii ma długość 24,5 km i łączy Laerdal z Aurland, a najgłębszy podwodny Hitra (1994 rok) w Norwegii 5 645 m i głębokość 264 m [2]. Najdłuższym tunelem świata jest „Seikan” łączący wyspy Honsiu i Hokkaido w Japonii. Liczy 53,9 kilometra długości, z czego 1/3 znajduje się pod dnem morza. W tunelu porusza się Shinkansen

– szybki pociąg osobowy rozwijający prędkość 300 km/godz. W 1994 uruchomiono Eurotunel, długo oczekiwany tunel kolejowy pod kanałem La Manche o długości około 50 km. Od 1948 roku nie słabnie tempo budowy długich tuneli drogowych i kolejowych, o czym przekonuje tabela 2.

W Polsce do najważniejszych należą tunele w miejscowości Tunel w województwie małopolskim (rok otwarcia 1884), o długości 764 m i w województwie podkarpackim pod Przełęczą Łupkowską o długości 416 m. Nie są to jedyne tunele kolejowe w kraju, jest ich więcej, lecz wiele z nich utraciło walory eksploatacyjne (np. tunele na trasie Wałbrzych-Kłodzko, Jelenia Góra-Lwówek).

Metody drążenia tuneli

Wybór metody drążenia jest uzależniony od warunków hydrogeologicznych i głębokości zalegania tunelu. Generalnie stosowane są trzy metody:

- odkrywkowa,
- podziemna z zastosowaniem techniki strzelniczej,
- podziemna przy użyciu tarczy.

Pierwszą na świecie linię metra uruchomiono w dniu 10 stycznia 1863 roku w Londynie. Była ona zbudowana płytko pod ziemią metodą odkrywkową, miała 6 km długości i połączyła trzy dworce kolejowe: Paddington, Easton i King's Cross. Trakcja parowa stwarzała bardzo poważne problemy eksploatacyjne związane z wentylacją tuneli i stała się barierą rozwoju miejskiej kolei podziemnej. Dopiero po ćwierćwieczu w Londynie w roku 1890 po raz pierwszy zastosowano trakcję elektryczną, gdzie uruchomiono pierwszą linię metra głębokiego, wykonanego metodami górnictwymi z zastosowaniem tarcz.

Pierwsze plany budowy metra w Warszawie powstały w 1927 roku, kiedy to Władze Miasta podjęły uchwałę o opracowa-

niu projektu kolei podziemnej [5, 7]. Aż do kwietnia 1983 r. ze zmiennym zaangażowaniem podejmowane były decyzje i prace projektowe nad metrem warszawskim, kiedy to miał miejsce symboliczny dzień wbicia pierwszego pala obudowy wykopu. Rozbudowa metra trwa do dzisiaj, a powód jest oczywisty, brak pieniędzy na szybkie zakończenie inwestycji. Stacje I odcinka metra budowane były metodą odkrywkową, przeciętna szerokość wykopu przy budowie stacji wynosiła 23,5 do 24,5 m, a głębokość 12m.

Przykładem podziemnej budowy z zastosowaniem techniki strzelniczej jest tunel „Seikan”. Oddano go do użytku w 1988 roku, wybudowano kosztem 7 miliardów dolarów, a do budowy tunelu zużyto 2800 ton materiałów wybuchowych i 168 tysięcy ton stali.

Aktualnie trwają prace nad budową najdłuższego tunelu Gotthard [1], który prawie w całości zostanie wydrążony maszynowo (rys.1). Podobną technikę przy użyciu tarcz zastosowano przy budowie Eurotunelu.

Perspektywy budowy tuneli

W większości spośród 9-ciu krajów alpejskich transport i komunikacja samochodowa nie byłaby możliwa bez licznych tuneli. Jest ich wiele i niektóre są bardzo długie, co dla nas mających krótkie tunele drogowe oraz kolejowe może być szokujące. Przez Alpy prowadzi wiele dróg i linii kolejowych, biegnących w dolinach rzecznych i przecinających położone niżej przełęcze. Na ich szlakach wybudowano liczne mosty i tunele, z których najważniejsze łączą: Lyon z Turynem, Genewę z Turynem, Berno z Mediolanem, Vaduz z Mediolanem, Innsbruck z Weroną, Salzburg i Graz z Wenecją i Triestem. Najdłuższe tunele znajdują się pod Mont Blanc (Arlberg) i w masywie Św. Gotharda (Alpy Lepontyjskie). Aktualnie w Szwajcarii trwają prace nad budową dwóch tuneli, które pobiją rekord długości: tunel Gotthard będzie miał 57 km długości, a planowane otwarcie nastąpi w 2012 r. (średnica 12 m, dzienny postęp 20 m). Tunel Lötschberg o długości 34.6 km zostanie otwarty w 2006 r. Stanowi on trzon magistrali kolejowej Lötschberg łączącej miejscowości Frutigen i St. German. Linia ta jest ważnym elementem szwajcarskiego korytarza kolejowego przez Alpy, wiodącego z północy na południe [4].

W Polsce w ostatnich latach nastąpił intensywny rozwój budownictwa podziemnego, jakim są tunele komunikacyjne. Tunele drogowe ze względu na coraz większy ruch samochodowy muszą pojawić się w naszym kraju, nie będą to jednak budowle imponujące i porównywalne z tunelami alpejskimi.

Staraniem niedawno zawiązanego EUROREGIONU „Beskidy” ma powstać odgałęzienie od drogi S-94 Zwardoń – Bielsko Biała w kierunku przejścia granicznego w Korbielowie. Istnieje śmiała propozycja by odcinek żywiecki tej trasy poprowadzić tunelem pod szczytem Grojca (612 m n.p.m.). Fundusze na tę oryginalną koncepcję pochodzą mają w 90% z funduszu PHARE i ISPA, a tylko w 10 % z funduszy lokalnych i regionalnych.

Na katowickim rondzie rozpoczęły się prace związane z tworzeniem elementów konstrukcji przyszłego tunelu. Prace te związane są z realizacją Drogowej Trasy Średnicowej, która ma biec właśnie pod Rondem.

Zagłębienie Wisłostrady po oddaniu do użytku będzie najdłuższym tunelem drogowym w Polsce. Zasadniczym celem inwestycji jest usprawnienie ruchu tranzytowego na ciągu lewobrzeżnej Wisłostrady oraz odcięcie Trasy Świętokrzyskiej od bezpośrednich powiązań z ruchem tranzytowym na Wybrzeżu Kościuszkowskim. Długość tunelu wyniesie 800 m, a szerokość 30 m [5].

Data otwarcia	Nazwa	Państwo	Długość
1882	Col de Tende	Francja – Włochy	3. 186 m
1948	Alfonso XIII	Hiszpania	5. 133 m
1964	Św. Bernarda	Szwajcaria – Włochy	5. 854 m
1965	Mont Blanc	Francja – Włochy	11. 600 m
1978	Arlberg	Austria	13. 972 m
1980	Św. Gottharda	Szwajcaria	16. 918 m
2001	Laerdal	Norwegia	24. 510 m

Tabela 1. Najdłuższe tunele samochodowe świata.

Lp.	Nazwa	Państwo	Długość [m]	Rok
1	Chunnel (Eurotunnel)	Anglia - Francja	50 450	1994
2	Laerdal	Norwegia	24 510	2000
3	Vereina	Szwajcaria	19 058	1999
4	Qinling I-II	Chiny	18 457	2001
5	Severomuyskiy	Rosja	15 300	2001
6	Gorigamine	Japonia	15 175	1997
7	Romeriksporten	Norwegia	14 580	1999
8	Inntal	Austria	12 756	1994
9	Folgefonn	Norwegia	11 130	2001
10	Gran Sasso d'Italia	Włochy	10 173	1995

Tabela 2. Tunele o długości ponad 10 km oddane do eksploatacji w ostatnim 10-cio leciu.

Postępowanie w sprawie OOS planowanego przedsięwzięcia

Dyrektywa Rady 97/11/EC z dnia 3 marca 1997 r. poprawiająca Dyrektywę 85/337/EEC w sprawie oceny skutków dla środowiska niektórych publicznych i prywatnych przedsięwzięć, nie wyróżnia przedsięwzięcia o nazwie tunel. Jest on traktowany jako część składowa autostrady lub drogi ekspresowej w przypadku tuneli drogowych oraz jako budowa linii kolejowej w przypadku tuneli kolejowych (Aneks I pkt. 7(a) i 7(b)). W cytowanej dyrektywie nie ma również hasła metro. Zostało ono ukryte w Aneksie II Dyrektywy w pkt. 10 (h) Tramwaje, koleje napowietrzne i podziemne, linie podwieszane lub podobne linie określonego typu, używane wyłącznie lub głównie dla transportu pasażerskiego.

Rozporządzenie Rady Ministrów z dnia 24 września 2002 r. w sprawie określenia rodzajów przedsięwzięć mogących znacząco oddziaływać na środowisko oraz szczegółowych kryteriów związanych z kwalifikowaniem przedsięwzięć do sporządzania raportu o oddziaływaniu na środowisko (Dz.U. 2002 nr 179, poz. 1490) precyzuje, iż linie kolejowe o znaczeniu państwowym, autostrady lub drogi ekspresowe i krajowe są zaliczane do przedsięwzięć mogących znacząco oddziaływać na środowisko, wymagających sporządzenia raportu o oddziaływaniu na środowisko. Zaś drogi utwardzone i pozostałe linie kolejowe oraz linie tramwajowe, koleje napowietrzne lub podziemne (metro) są klasyfikowane jako przedsięwzięcia, dla których sporządzenie raportu o oddziaływaniu na środowisko może być wymagane. Dla tuneli kolejowych oraz dla metra zasady sporządzania raportu reguluje Prawo Ochrony Środowiska (Dz.U. 2001 nr 62, poz. 627 wraz z późniejszymi zmianami) oraz cytowane wyżej Rozporządzenie RM.

Ustawa z dnia 10 kwietnia 2003 r. o szczególnych zasadach przygotowania i realizacji inwestycji w zakresie dróg krajowych

(Dz.U. 2003 nr 80, poz. 721) w zał. nr 1 (Raport o oddziaływaniu planowanego przedsięwzięcia drogowego na środowisko, wymagany do wniosku o ustalenie lokalizacji drogi) oraz w zał. nr 2 (Raport o oddziaływaniu planowanego przedsięwzięcia na środowisko, wymagany do wniosku o wydanie pozwolenia na budowę drogi), określa wymagania stawiane tym raportom, które muszą być dołączone do wymienionych wniosków.

Skutki środowiskowe budowy i eksploatacji tuneli

Nie ma jednego wyznacznika reprezentującego skutki środowiskowe dla różnych tuneli oraz metod ich budowy. Wady i zalety metra budowanego metodą odkrywkową oraz jego eksploatacja jest nieporównywalna z wadami i zaletami środowiskowymi długiego tunelu drogowego drążonego przy użyciu tarczy. Każda budowa podziemna w fazie budowy i eksploatacji będzie charakteryzować się swoistym oddziaływaniem na środowisko, w tym również na ludzi.

W procedurze wykonywania ocen oddziaływania na środowisko, w początkowej fazie (tzw. fazie studialnej) należy rozważyć wariant polegający na nie podejmowaniu żadnego przedsięwzięcia, czyli „wariant zerowy”. W przypadku zaniechania w miastach budowy metra i tuneli drogowych, wariant ten reprezentuje sytuację, w której wzrastający ruch, będący skutkiem wzrostu zamożności społeczeństwa, odbywa się w dalszym ciągu po istniejącej sieci dróg i skrzyżowań. W systemie transportu drogowego wielu miast wyodrębnia się dwie strefy przestrzenne:

- drogi stanowiące powiązania krajowe o poprawnych warunkach eksploatacyjnych,
- układ dróg podstawowych, który praktycznie niezmienny został w stosunku do przełomu XIX/XX wieku.

Zatem realizacja zadań transportowych odbywa się w większości na zdekapitalizowanym (poziom dekapitalizacji wyraża się relacją długości dróg wymagających remontu do całkowitej ich długości) układzie infrastruktury drogowej, przy braku podstawowych węzłów integracji transportu zarówno przewozu osób jak i towarów, przy stale wzrastających kosztach społecznych. W tej sytuacji niemożliwe jest by transport pełnił funkcje inspirujące rozwój, ponieważ stan techniczny i organizacyjny istniejącego systemu transportowego jest jedną z zasadniczych przyczyn degradacji przestrzeni i nie daje podstaw do uzyskania standardów wymaganych dla podjęcia koniecznych przeobrażeń

gospodarczych, ekologicznych oraz kulturowych. Ponadto, istniejące i dość „wyeksploatowane” ciągi drogowo charakteryzują się relatywnie niskimi prędkościami i niskim poziomem bezpieczeństwa, a także niewielką przepustowością, która prowadzi do powstawania w mieście tzw. strefy kongestii, czyli obszaru, na którym przekroczone są normatywne wielkości krytycznego natężenia ruchu na ulicach. W strefie tej obserwuje się również zwiększoną uciążliwość ruchu w stosunku do otoczenia, przejawiającą się ponadnormatywnymi wartościami poziomu hałasu oraz emisją spalin. Warto także zauważyć, że praktycznie wszystkie odcinki drogowo nie spełniają wymagań dla obsługi ruchu tranzytowego.

Na początku lat 80 odezwały się głosy rozsądku stwierdzające, że indywidualna motoryzacja i nawet intensywna rozbudowa układu drogowego nie rozwiążą problemów transportowych Warszawy. Uzasadniano potrzebę intensywnego rozwoju komunikacji zbiorowej, w tym budowy metra.

Faza budowy metra metodą odkrywkową jest szczególnie uciążliwa dla ludzi i miejskiej infrastruktury:

- zachodzi konieczność czasowego wyłączenia z ruchu części ulic, co stwarza utrudnienia komunikacyjne,
- zachodzi konieczność zabezpieczenia geotechnicznego skarp z uwagi na ich stateczność i bliskość obiektów budowlanych,
- wykopy zabezpieczone metodą berlińską wymagają odwodnienia górotworu,
- transport urobku generuje zwiększony ruch ciężkich samochodów,
- praca maszyn i konstrukcja obudowy powoduje zwiększoną emisję hałasu do środowiska,
- realizacja skrzyżowań tunelu z siecią wodociągową, gazową i kanalizacyjną czasowo utrudnia dostępność do medium itp.

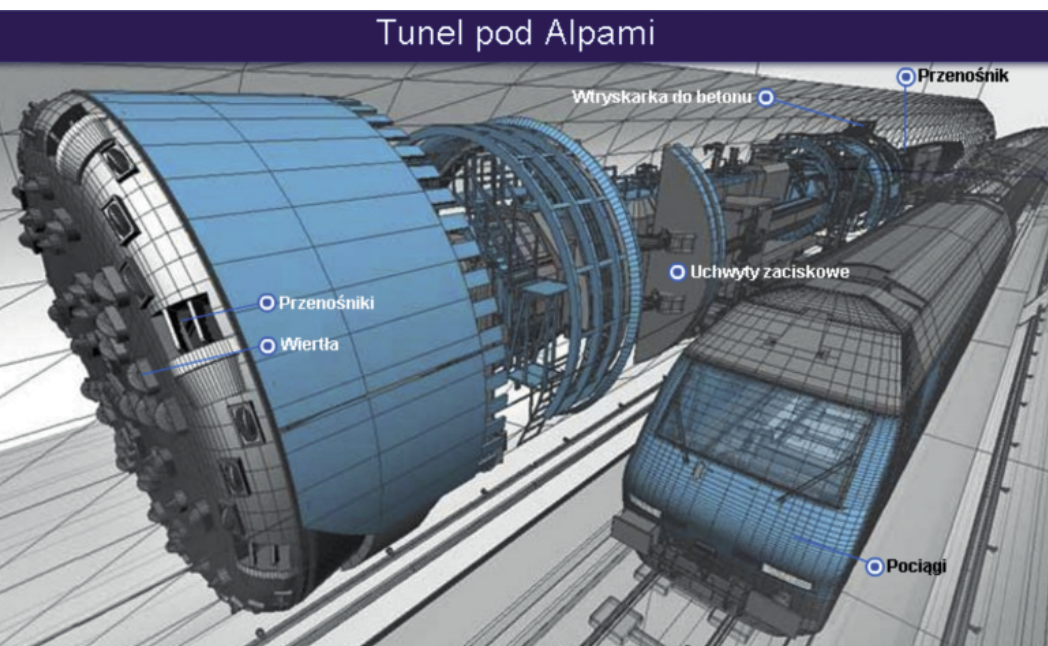
Drążenie tunelu metodą podziemną przy zastosowaniu tarczy ręcznej znacznie ogranicza te uciążliwości. Eksploatacji metra nie jest już uciążliwa dla ludzi i środowiska, lecz musi gwarantować przede wszystkim:

- bezpieczeństwo i komfort pasażerów w ruchu kolejowym, poprzez dobór taboru i systemu zabezpieczeń ruchu,
- bezpieczeństwo przeciwpożarowe,
- niezawodną wentylację,
- dodatkowe drogi ewakuacyjne.

Za budową tuneli drogowych w Polsce przemawiają liczne argumenty w tym:

- oszczędność w zużyciu paliwa (nawet do 25%),
- oszczędność czasu jazdy,
- płynność ruchu,
- ograniczone przyspieszania i hamowania zmniejszają emisję szkodliwych substancji do atmosfery. Badania francuskie wykazały, że przy natężeniu ruchu pojazdów 500-1000 poj./h emisje tlenku węgla i węglowodorów przy autostradzie miejskiej są ponad trzykrotnie mniejsze niż dla drogi miejskiej o nierytmicznym ruchu.

Konsekwencją powstania tunelu będzie podniesienie standardu układu drogowego, zwiększenie zdolności przepustowej, a w szczególności poprawa warunków bezpieczeństwa i ochrony środowiska.



Bezpieczeństwo w tunelach

Tunel pod Mont Blanc, którym prowadzi główna trasa, łącząca Włochy z Francją, pozostawał zamknięty od tragedii z 24 marca 1999 roku, kiedy w tunelu wybuchł pożar [8]. Zginęło wówczas 39 osób. Zamknięty przez trzy lata tunel pod Mont Blanc został oficjalnie otwarty początkowo tylko dla samochodów osobowych.

Termin otwarcia tunelu przekładano 7-krotnie, a decyzję o jego otwarciu podjęto po końcowych testach bezpieczeństwa przeprowadzonych przez francuskiego operatora tunelu. Francusko-włoski komitet rządowy zdecydował, iż ciężarówki o masie ponad 3,5 tony będą jeździły przemienicznie - co godzinę w inną stronę.

Również w Szwajcarii doszło w tym roku do dwóch tragicznych wypadków w górskich tunelach, w tym w tunelu św. Gottharda i św. Bernarda, który służył jako trasa objazdowa po katastrofie w tunelu św. Gottharda. Najczęstszą przyczyną są zderzenia ciężarówek, podczas których dochodzi do eksplozji, a te z kolei powodują ogromne pożary. Akcją ratowniczą utrudniającą tunel dym oraz bardzo wysokie temperatury. W uchodzących dotychczas za całkowicie bezpieczne alpejskich tunelach komunikacyjnych w ciągu zaledwie roku wydarzyły się trzy poważne wypadki (w płomieniach i w gęstym dymie zginęło ponad 220 osób).

Górska kolejka szynowo-linowa wwożąca turystów i narciarzy na lodowiec w rejonie austriackiego szczytu Kitzsteinhorn nazywana bywa „alpejskim metrem”, bowiem ponad dwie trzecie jej trasy przebiega w tunelu. Od chwili uruchomienia w 1974 r. wwoziła na lodowiec w Alpach bez żadnej awarii ponad 17 mln pasażerów. Austriacy specjaliści twierdzili, że jest całkowicie bezpieczna. I rzeczywiście była - aż do soboty 11 listopada, gdy w najtragiczniejszym wypadku w powojennej historii Austrii zginęło prawie 180 turystów.

Nie wiadomo, dlaczego w jadącej na szczyt kolejce wybuchł pożar. W tunelu - 600 metrów od dolnego wlotu - cały skład stanął w płomieniach i w ciągu kilku minut wypalił się doszczętnie.

Po pożarze pod Mont Blanc inspektorzy zbadali 25 najczęściej uczęszczanych tuneli komunikacyjnych w Europie, głównie w Alpach. Okazało się, że w połowie znaleziono uchybienia zagrażające bezpieczeństwu podróżnych. Zalecono poprawę systemów wentylacyjnych i budowę dodatkowych dróg ewakuacyjnych. Ale takich tuneli nie sposób przecież zbudować obok każdego z już istniejących. Nie do pomyslenia jest też wyeliminowanie przewozów towarowych albo wyegzekwowanie zakazu przewozu niebezpiecznych materiałów. Przed wjazdem do każdego tunelu ustawione są wprawdzie tablice z zakazem przewożenia takich substancji, ale nie da się skontrolować każdej ciężarówki.

Można wreszcie zalecić ograniczenie ruchu ciężarówek na szczególnie uczęszczanych górskich trasach, co próbują czynić Austriacy i Szwajcarzy, powołując się zarówno na względy bezpieczeństwa, jak i na zagrożenie ekologiczne. Napotyka to jednak sprzeciw rządów z północy i południa Europy, naciskanych przez organizacje transportowców, którzy chcieliby wozić towary szybko i jak najkrótszymi trasami. W państwach alpejskich samochody ciężarowe i osobowe można przewozić na lawetach kolejowych, jednak taki sposób odciążenia górskich szlaków tranzytowych nie cieszy się bynajmniej popularnością wśród kierowców.



Przykład szczególnie pozytywnego działania

Stonehenge jest jedną z największych budowli megalitycznych wzniesionych w okresie późnego neolitu i wczesnej epoki brązu (ok. 1800-1400 p.n.e.), położoną ok. 13 km na północ od Salisbury w południowej Anglii (rys.3). Centrum megalitu stanowi kamienny ołtarz ustawiony wewnątrz podkowiastej konstrukcji 5 trylitów, złożonej z bloków o długości 9 m i wadze ok. 50 t oraz 19 mniejszych głazów. Otacza ją krąg 50 kamieni, obwiedziony zewnętrznym kręgiem skonstruowanym z 30 potężnych głazów o wysokości ok. 4 m, nakrytych poprzecznymi blokami. Całość otacza rów i wał ziemny o średnicy ok. 115 m, z którym łączy się aleja usytuowana na osi wschodu słońca w okresie letniego zrównania dnia z nocą. Można przypuszczać, że Stonehenge został wzniesiony jako miejsce kultu Nieba (Słońca i Księżycy) [6].

Aby zredukować wpływ ruchu kołowego na zabytkowy obiekt planuje się poprowadzić odcinek autostrady A303 tunelem o długości 2,1 km (1,3 mili) (rys. 2). Realizacja projektu kosztować ma 193 miliony funtów. Propozycja budowy tunelu spotkała się z szeroką aprobatą, aczkolwiek niektórzy uważają, iż planowany tunel jest zbyt krótki.

Organizacja o nazwie Campaign to Protect Rural England twierdzi, iż to co planuje rząd nie jest wystarczające. Twierdzą oni, że budowa tunelu w planowanej obecnie długości będzie miała destrukcyjny wpływ na sama budowlę oraz na otaczający ją teren (rys. 5).

Plany budowy tunelu pod Stonehenge poddane zostały pod ocenę opinii publicznej. Jeśli plany zostaną zaakceptowane prace rozpoczną się w 2005 roku. ●

Referat został wygłoszony podczas konferencji „Budownictwo tunelowe w Karpatach i jego ekologiczne uwarunkowania”, Krynica 7-8 czerwca 2004 zorganizowanej przez AGH

LITERATURA

- [1] <http://www.discoverypolska.com/extremeengineering/home.shtml>
- [2] http://www.budowle.pl/najdluzsze/najdluzsze_tunele.php
- [3] <http://www.wynalazki.mt.com.pl/duze/tunele.htm>
- [4] http://www.rynek-kolejowy.pl/news/0307/0307_097.htm
- [5] <http://www.warszawa.city-map.pl/city/db>
- [6] http://megalit.republika.pl/stonehenge_dzisiaj.htm
- [7] <http://www.metro.waw.pl/>
- [8] Stacja śmierci Tygodnik „Wprost”, Nr 938 (19 listopada 2000)

prof. dr hab. inż. Jerzy Chwastek
Akademia Górniczo-Hutnicza
dr inż. Jerzy Mikołajczak
Akademia Górniczo-Hutnicza

aktualności

**Jan Ryszard Kurylczyk
pełnomocnikiem od autostrad**

Nowym pełnomocnikiem rządu do spraw budowy dróg krajowych i autostrad został w czwartek wiceminister infrastruktury Jan Ryszard Kurylczyk. Dotychczas stanowisko to pełnił Dariusz Skowroński, odwołany ostatnio z zajmowanych jednocześnie stanowisk wiceministra infrastruktury, pełnomocnika rządu do spraw budowy dróg i autostrad oraz Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad...

Więcej na www.i-b.pl
Gazeta.pl, 06.10.2004

Kontrakty drogowe Budimexu

Budimex Dromex podpisał z Generalną Dyrekcją Dróg Krajowych i Autostrad kontrakt o wartości blisko 89 mln zł na budowę II etapu obwodnicy Oleśnicy - poinformował w czwartkowym komunikacie Budimex

Będący w grupie spółki giełdowej Budimex Dromex podpisał w ostatnich dniach również kilka innych kontraktów drogowych o łącznej wartości ponad 250 mln zł, m.in. dotyczący przebudowy drogi krajowej z Góry Kalwarii do Mińska Mazowieckiego, remontu odcinka drogi krajowej Różan - Ostrołęka, budowy mostu nad Nysą Kłodzką wraz z dojazdami do miejscowości Skorogoszcz.

Gazeta.pl, 07.10.2004

**Za trzy lata dojedziemy metrem
do Młocin?**

W czwartek ratusz ogłosił aktualny harmonogram budowy metra. Po letniej wpadce urzędnicy przyspieszają z przygotowaniem wniosków o pieniądze z Unii Europejskiej. Do stacji Młociny mamy dojechać w 2007 r. ...

Więcej na www.i-b.pl
Gazeta.pl, 15.10.2004

**Urząd Zamówień Publicznych się
elektronizuje**

Szkoły, urzędy gminne i wojewódzkie nie będą musiały już marnować czasu z powodu długotrwałych przetargów. Już niedługo zamówienia publiczne będzie można obsługiwać przez Internet...

Więcej na www.i-b.pl
Gazeta.pl, 15.10.2004

**Poznań: Podziemny parking
w centrum miasta**

W centrum Poznania, pod placem Wolności powstanie podziemny parking na 541 miejsc.

Parking wybuduje kosztem 39,5 mln. zł konsorcjum Eiffage Parking - Mitex. Inwestycje sfinansuje francuska firma, która po 39 latach użytkowania przekazuje wybudowany na miejskim gruncie parking Poznaniowi. Najniższy poziom trzykondygnacyjnego parkingu znajdzie się na głębokości 12 metrów. Miejsca parkingowe będą miały wymiary 2,5 m na 5 m. Parking zostanie oddany do użytku w styczniu 2006 roku.

Puls Biznesu, 20.10.2004

**Huczne otwarcie 50-kilometrowego
odcinka A2**

Po południu został otwarty nowy, 50-kilometrowy odcinek autostrady A2 między Poznaniem a Nowym Tomysłem. Kierowcy zostaną na niego wpuszczeni o północy.

Więcej na www.i-b.pl
Onet.pl, 27.10.2004

Za unijne pieniądze

Gdańsk. Odbudowa nabrzeża w Wolnym Obszarze Celnym Nabrzeże WOC II w Wolnym Obszarze Celnym portu gdańskiego nieeksploatowane od ośmiu lat powraca do świetności.

Na długości 330 m zostanie gruntownie wyremontowane i przebudowane. Poprawiony zostanie też dojazd drogowy. Inwestycja jest wsparta finansowo przez Unię Europejską, która przeznaczyła na remont 10,5 mln zł.

Już w grudniu ma być zakończony pierwszy etap prac. Remont obejmie odcinek długości 330 m. Będzie to m.in. umocnienie dna, pogłębienie do 9 m basenu portowego do cumowania statków oraz budowa przyczółka i stalowej, ruchomej rampy, umożliwiającej obsługę statków ro. Generalnym wykonawcą prac jest Korporacja Budowlana Doraco.

Dziennik Bałtycki, 28.10.2004

**Przetarg na projekt obwodnicy
Warszawy**

Przetarg na opracowanie studium projektu budowlanego wschodniej obwodnicy stolicy ogłosiła Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad w Warszawie. Przetarg dotyczy 17-kilometrowego odcinka od węzła Marki do węzła Zakręt.

Termin wykonania zamówienia upływa z końcem lutego 2007 r. Natomiast oferty można składać do 29 listopada br.

Rzeczpospolita, 30.10 - 01.11.2004

Remont zapory na Wisłoku

Prace potrwać cały rok. Zimą przejezdne będą tylko dwa pasy ruchu. Wkrótce rusza remont zapory...

Więcej na www.i-b.pl
Gazeta Wyborcza, Rzeszów, 01.11.2004

Dwie jezdnie w 780 dni

Dzisiaj rozpoczyna się przebudowa „zakopianki” na odcinku od Myślenic do granicy gmin Pcim i Lubień

Pod koniec 2006 roku dwujezdniowa „zakopianka” będzie dochodzić do Lubnia. Dziś rozpoczyna się budowa liczącego 12,2 km odcinka drogi z Myślenic do granicy gmin Pcim i Lubień. Wiosną przyszłego roku ruszą roboty na kolejnym, liczącym 4,3 km odcinku do Witkówki...

Więcej na www.i-b.pl
Dziennik Polski, 02.11.2004

**Trasa przez miasto,
autostrada przez wieś**

Oprócz drogi przez Ursynów, powstanie druga w sąsiedztwie stolicy

Wczoraj władze Warszawy dogadały się z Ministerstwem Infrastruktury w sprawie przedłużenia autostrady A2 przez miasto. Powstaną dwie odnogi arterii.

Pierwsza pobiegnie od węzła Konotopa na zachodniej granicy Warszawy przez Włochy, tunelem pod Ursynowem (pod ul. Płaskowickiej), potem przez Wilanów, nowym mostem przez Wisłę i leśnymi terenami Wawra do węzła Konik Nowy. Czyli w wariacie ustalonym już kilka miesięcy temu przez stronę warszawską i rządową. Formalnie arteria będzie trasą ekspresową, a nie autostradą.(...)

(...) Ale powstanie i druga odnoga autostrady A2. Zdaniem Jana Ryszarda Kurylczyka, wiceministra infrastruktury odpowiedzialnego za inwestycje drogowe, pobiegnie ona w sąsiedztwie stolicy, ale z jednej strony na tyle daleko, by nie stanowiła żadnej uciążliwości dla mieszkańców, z drugiej nie była zbyt daleko od Warszawy.

Życie Warszawy, 09.11.2004

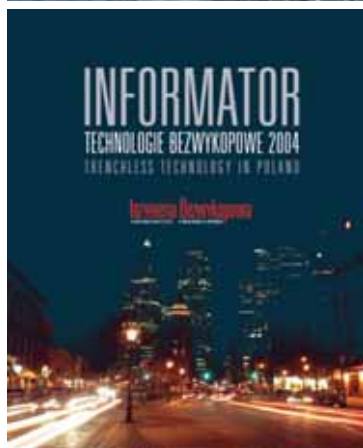
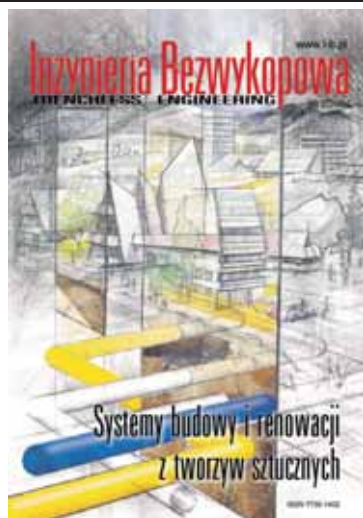
Powyższe aktualności to tylko
wybrane informacje oraz skróty.
Więcej znajdziecie Państwo na
naszej stronie internetowej

www.i-b.pl

która jest aktualizowana
codziennie.

Inżynieria Bezwykopowa
TRENCHLESS ENGINEERING

**Geoinżynieria
i tunelowanie** geoen지니어ing
and tunneling



Inżynieria Bezwykopowa

TRENCHLESS ENGINEERING

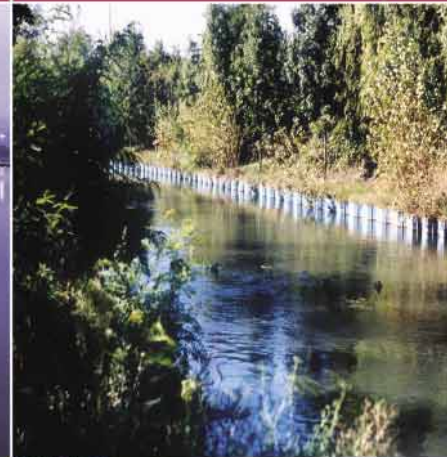
Jesteśmy po to, aby umożliwić Państwu profesjonalne działania na rynku, pomagamy w nawiązaniu nowych kontaktów handlowych oraz realizowaniu planów rozwoju Państwa firmy.

Zajmujemy się obsługą medialną, poligraficzną oraz internetową.

Inżynieria Bezwykopowa Spółka z o.o.
30-133 Kraków, ul. Lea 210
tel. +48 12 623 10 31
fax +48 12 637 38 89
tel./fax +48 12 623 10 30
tel./fax +48 12 637 45 55
e-mail: biuro@i-b.pl

www.i-b.pl

Grodzice ProfilARBED



Optymalne i opłacalne

Stalowe grodzice produkowane w Luksemburgu są używane z powodzeniem na całym świecie. To nie przypadek, ale rezultat racjonalnego podejścia: nasi klienci korzystają zarówno z dużej gamy naszych produktów jak i ze świadczonych dodatkowo usług w zakresie doradztwa projektowego. Razem z naszymi klientami tworzymy nowe, innowacyjne produkty dopasowane ściśle do ich wymagań, poszukując rozwiązań dla najtrudniejszych nawet problemów.

Grodzice stalowe produkowane przez PROFILARBED to opymalne i opłacalne rozwiązania.



Centrala:



Sheet Piling

66, rue de Luxembourg
L-4221 Esch/Alzette
Grand-Duchy of Luxembourg
Tel. +352 53 13 31 05
Fax +352 53 13 32 90
sheet-piling@arcelor.com
www.alc.arcelor.com

Biuro Regionalne:



Grodzice

ul. Warszawska 65
40-010 KATOWICE
Poland
Tel. + 48 032 203 69 61 w. 405
Fax + 48 032 203 65 00
ewa.sakwerda@arcelor.com

