

*Tadeusz Majcherczyk\*, Zbigniew Niedbalski\*, Piotr Małkowski\**

## ANALIZA WARUNKÓW GEOTECHNICZNYCH W OTOCZENIU TUNELU DROGOWEGO W LALIKACH

---

### 1. Wprowadzenie

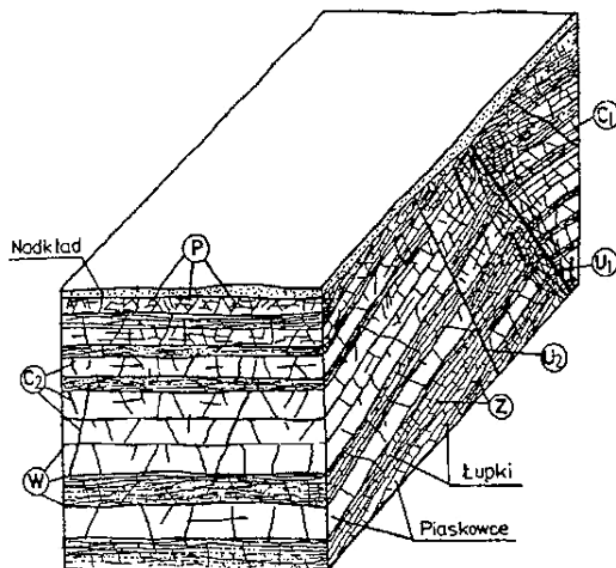
Realizacja obiektów inżynierskich w warunkach fliszu karpackiego związana jest z wieloma trudnościami i zagrożeniami. Nieliczne obiekty wykonywane w tym rejonie takie jak tunele hydrotechniczne w Świnnej Porębie, Dobczycach czy Tresnej, komory hydrotechniczne w hydroelektrowni „Porąbka-Żar”, „Młoty” i „Czorsztyn-Nidzica” potwierdzają, że górotwór jest bardzo zróżnicowany [2, 6]. Podczas realizacji ww. inwestycji stwierdzono, że górotwór składa się z naprzemianległych warstw piaskowców oraz łupków ilastych. Procentowy udział poszczególnych warstw litologicznych jest jednak zmienny, przy czym z reguły wartości parametrów wytrzymałościowych piaskowców są znacznie wyższe niż łupków ilastych. Odmiennie jest natomiast z intensywnością spękań, bowiem łupki ilaste są przecinane znacznie większą liczbą spękań.

Badania fliszu karpackiego wskazują, że górotwór ten posiada całą serię nieciągłości (rys. 1) wśród których można wyróżnić: uskoki ze strefą brekcji tektonicznej, uskoki towarzyszące, spękania, uwarstwienia, spękania ciosowe ciągłe lub 1 i 2 rzędu, spękania złupkowacenia oraz odprężeniowe spękania złupkowacenia [2].

Wspomniany charakter górotworu oraz doświadczenia nabyte przy realizacji obiektów inżynierskich, przyczyniły się do stworzenia klasyfikacji fliszu karpackiego *KF* oraz klasyfikacji *KFG* [2]. W przypadku klasyfikacji *KF* uwzględnia się pięć parametrów przypisując im odpowiednią liczbę punktów, a są to wytrzymałość na jednoosiowe ściskanie, rozstaw spękań uwarstwienia, stopień zaangażowania tektonicznego, litologia masywu oraz warunki wodne. W przypadku klasyfikacji *KFG* uwzględnia się prędkość fal sejsmicznych i oporność falową. W zależności od liczby punktów górotwór dzieli się na pięć klas. Istniejące klasyfikacje opisujące masyw skalny (np.: *RMR*, *GSI*, *Q*, *RQD*) pozwalają na scharakteryzowanie górotworu i dobór obudowy dla realizowanego obiektu podziemnego.

---

\* Wydział Górnictwa i Geoinżynierii, Akademia Górniczo-Hutnicza, Kraków



Rys. 1. Rodzaje spękań we fliszu karpackim [2]

Zgodnie z ogólnymi zasadami NATM (*New Austrian Tunnelling Method*) wykonywany jest tunel drogowy w Lalikach leżący w ciągu drogi ekspresowej S69 Bielsko-Biała — Żywiec — Zwardoń. W oparciu o przeprowadzone rozeznaczenie warunków geotechnicznych na etapie projektowania, wykonany został projekt obejmujący różne typy obudowy zależnej od lokalnych warunków. W artykule przedstawiono analizę warunków geotechnicznych określonych na etapie drążenia tunelu.

## 2. Ogólna charakterystyka tunelu drogowego w Lalikach

Realizowany tunel drogowy w Lalikach stanowi część zadania inwestycyjnego drogi ekspresowej S69 Bielsko-Biała — Żywiec — Zwardoń na odcinku km 40 + 475,00 — km 43 + 155,74 oznaczonego jako odcinek C2 Szare — Laliki. Przedmiotowy tunel przecina grzbiet wzniesienia Sobaczkowa Grapa i znajduje się w gminie Milówka. Początek tunelu od strony północnej znajduje się na km 41 + 708,00, zaś koniec tunelu od strony południowej na km 42 + 3 86,00. Całkowita długość tunelu ma zatem 678,00 m. W odległości 30,7 m od osi tunelu drogowego znajduje się oś zaprojektowanego tunelu ewakuacyjnego. Głębokość wykonywania tunelu wynosi do 30 m.

Według projektu podstawowe dane tunelu drogowego są następujące [4]:

- konstrukcja tunelu — żelbetowa o dwóch warstwach: zewnętrznej (obudowa wstępna) i wewnętrznej (obudowa zasadnicza);
- zewnętrzne gabaryty tunelu drogowego: szerokość 13,48 m, wysokość 9,50 m;

- szerokość użytkowa przekroju typowego: 11,2 m w tym 8,40 m — jezdnia (pasy ruchu w tunelu  $2 \times 3,5$  m oraz opaski  $2 \times 0,7$  m);
- wysokość nad jezdnią w osi tunelu: 6,55 m;
- wysokość skrajni drogi: minimum 4,70 m;
- klasa drogi: „S”.

Tunel drogowy, podobnie jak tunel ewakuacyjny, wykonywany był metodą górniczą i odkrywkową w rejonie portali. Drażenie tunelu drogowego odbywało się dwuetapowo, tzn. najpierw wykonywana była górna część tunelu (kalota), a z pewnym opóźnieniem zależnym od warunków dolna część (sztrosa). Pomiędzy tunelami znajdują się cztery przejścia. Oś trasy tunelu ma stały spadek podłużny w kierunku portalu południowego.

## 2.1. Warunki geologiczne oraz geotechniczne przyjęte do projektowania

Zgodnie z badaniami wykonanymi w analizowanym rejonie dla potrzeb projektowych stwierdzono, że górotwór „charakteryzuje się wyjątkowo skomplikowaną budową geologiczną”, a „wobec dużej zmienności warunków stwierdzonych w otworach badawczych, posiadany materiał pozwolił tylko na oszacowanie przebiegu warstw” [1].

Nadkład warstw fliszowych zbudowany jest głównie z glin pylastych i ilów o zróżnicowanym stopniu plastyczności. Pod utworami czwartorzędowymi występują utwory zwietrzelinowe warstw fliszowych, wykształcone jako zwietrzeliny łupków ilastych, glin i piaskowców.

Bezpośrednio pod warstwą zwietrzeliny występują utwory trzeciorzędowe, składające się z pakietów łupków ilastych zbitych, przewarstwianych łupkami o średniej i gęstej laminacji oraz łupków piaszczystych przewarstwianych łupkami o średniej i gęstej laminacji oraz łupków piaszczystych przewarstwianych warstwami piaskowców drobnoziarnistych i średnioziarnistych. W części północno-wschodniej występują łupki pstre zbudowane z pakietów warstw łupków zielonych, bordowych i ciemnoszarych.

Na głębokości drażenia tunelu przewidywano dużą zmienność warstw oraz kątów ich zapadania. Miąższości warstw skalnych są na ogół nieduże, tj. do 10 cm, a sporadycznie w warstwach piaskowca do około 50 cm. Kąt upadu warstw skalnych określono w przedziale  $37 \div 86^\circ$ , przy rozciągłości od 50 do  $90^\circ$ .

Pod względem tektonicznym prognozowano, że masyw fliszowy, w którym planowano tunel, będzie charakteryzował się zmiennością strukturalną, a więc i skomplikowaną tektoniką. Ma to związek z przebiegającą w tym obszarze granicą nasunięcia płaszczowiny magurskiej na płaszczowinę śląską. Przemieszczanie się jednostki magurskiej spowodowało powstanie łusek i zaburzeń w regularnym zapadaniu warstw — w postaci większych lub mniejszych sfałdowań i dyslokacji warstw. Masyw w analizowanym rejonie oprócz nieciągłości międzywarstwowych cechuje występowanie spękań i szczelin o zróżnicowanej charakterystyce.

Analizowany rejon charakteryzuje się mało skomplikowanymi warunkami wodnymi. Na całej długości w otworach badawczych nie stwierdzono horyzontów wodonośnych. Zwiększone dopływy wody mogą występować w wyniku obfitych opadów atmosferycznych.

TABELA 1  
**Rozeznanie geologiczne i geotechniczne wzdłuż tunelu drogowego w Lalikach przyjęte w projekcie obudowy**

Parametr	Odcinek									
	Numer odcinka									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
Geologia	litologia	Ł+P	Ł+P	Ł+P	Ł+P	Ł+P	Ł+P	Ł+P	Ł+P	
	stopień zwietrzenia	W2-W5		W2-W5	W2-W5	W3-W5	W3-W5	W3-W5	W2-W5	
Skala nienaruszona — własności	wytrzymałość na ściskanie $R_c$ , MPa	52,0	na odcinku ok. 41+826 + 41+876 — strefa osłabiona							10
	spójność, MPa	11,5	35,7			42,7				
	kąt tarcia wewnętrzznego, °	65	15							
	moduł sprężystości podłużnej, GPa	12,2	52			7,9			0,6	
	współczynnik Poissona, –	0,21	0,14							
	rozmakalność, % – piaskowiec	1,7			2,7					
	rozmakalność, % – łupek	40,9								
	ciężar objętościowy, kN/m <sup>3</sup> – piaskowiec	25,2	23,5		22,4	26,1			24,3	
	ciężar objętościowy, kN/m <sup>3</sup> – łupek	25,2				25,2			24,8	
	orientacja warstw – upad	37-90 <sup>0</sup>		35-90 <sup>0</sup>	37-62 <sup>0</sup>	30-90 <sup>0</sup>		55-85 <sup>0</sup>		45-90 <sup>0</sup>
orientacja warstw – rozciągłość	WSW-ENE		NE-SW	WSW-ENE	WSW-ENE		WSW-ENE		WSW-ENE	
grubość warstw, m	<2,5		<4,3		<2,0		<1,0		<4,0	
stopień zwietrzenia	W2-W5		W2-W5	W2-W5	W3-W5		W3-W5		W2-W5	

TABELA I cd.

Parametr	Odcinek								
	Numer odcinka								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Nieciągłości	orientacja szczelin	41+748÷41+748	41+876÷41+933	41+933÷42+122	42+122÷42+161	42+161÷42+219	42+219÷42+306	42+306÷42+351	42+351÷42+386
	rozstaw szczelin, mm	60-70; BS	35-80; BS		45-90; +BS				30-60; +BS
	rozwarcie szczelin, mm	<200		<5	<5		<5		
	wypełnienie szczelin	ilaste, kalcyt.	kalcyt.	kalcyt.	kalcyt.				ilaste, kalcyt.
Własności górotworu	RQD, %	17	14		12		<10		13
	GSI	22-25	25-33	25-67	22-25		22-25		22-25
	m <sub>i</sub>	4	6	6	4		4		4
Typ górotworu	IV-1	IV-1	IV-2	IV-1 IV-2 IV-3	IV-1	IV-1	IV-1	IV-1	IV-1

Ł+P Skaly łupkowo-piaskowcowe — rozpoznanie przypuszczalne.

\* Początek tunelu względem długości drogi Bielsko-Biała — Żywiec — Zwardoń określony został na 42,362 km.

## 2.2. Własności geotechniczne skał w otoczeniu tunelu

Na podstawie dokumentacji geologiczno-inżynierskiej opracowanej przez OBRBG Budokop w Mysłowicach oraz IGSMiE PAN w Krakowie uzyskano wartości średnie parametrów skał łupkowych i piaskowcowych [1]. Jak podkreślają autorzy badań, udział litych rdzeni wiertniczych, z których możliwe było uzyskanie próbek do badań, była niewielka. Rdzeń bowiem występował w postaci drobnych kawałków skał o rozmiarach nie pozwalających na wykonanie regularnych próbek, bądź też rdzeń łupkowy rozsypywał się w rękach. Uzyskane wyniki badań dotyczą więc własności mechanicznych skał głównie materiału mocniejszego.

W projekcie wykonawczym tunelu wyróżniono 9 odcinków (tab. 1) dla których zestawiono charakterystyki geologiczno-geotechniczne [5].

Jak wynika z powyższej tabeli parametry zostały określone głównie dla skał mocnych takich jak piaskowce i łupki. Nie udało się określić własności skał będących w postaci rozkruszonej i zniszczonej. Obliczenia projektowe oparto na litologii przypuszczalnej jak to miało miejsce w przypadku odcinków określonych w tabeli numerami 2, 4, 6 i 8. Z odcinków tych nie były więc dostępne żadne wyniki badań, zarówno pod względem litologii jak i własności, bądź dane te były szczątkowe. Z rozpoznania geologicznego wynika, że dużym utrudnieniem w jednoznacznym określaniu własności ośrodka skalnego jest kąt upadu warstw skalnych, który zmienia się w granicach  $30\div 90^\circ$ , przy czym około 30% wybiegu tunelu charakteryzować się ma kątem upadu w granicach  $75\div 90^\circ$ . Rozeznanie więc w skrajnie niekorzystnych przypadkach mogło ograniczać się tylko do kilkudziesięciu centymetrów szerokości tunelu (średnica rdzenia wiertniczego) z projektowanych 13,48 m.

## 3. Stosowana obudowa wstępna w tunelu

Obudowa wstępna w tunelu drogowym w Lalikach zaprojektowana była w czterech wariantach w zależności od lokalnych własności górotworu (tab. 2).

TABELA 2

Charakterystyka typów obudowy wstępnej

Rodzaj zabezpieczenia	Typ obudowy			
	1	2	3	4
Beton natryskowy	180 mm	200 mm	250 mm	300 mm
Dźwigar kratowy	70/20/30	70/20/30	95/20/30	95/20/30
Siatki stalowe	1 × 6/150/150	1 × 6/150/150	2 × 6/150/150	2 × 6/150/150
Kotwy wklejane	4 m	4 m	4 m	4 m
Kotwy samowierzące	–	6 m	6 m	6 m

Ogólnie przewidziano możliwość zastosowania czterech typów obudowy od 1 (najkorzystniejsze warunki geotechniczne) do 4 (najgorsze warunki geotechniczne). We wszystkich przypadkach uwzględniono zastosowanie betonu natryskowego, dźwigarów kratowych, siatek stalowych i kotew, z tym, że dla typów obudowy 2, 3 i 4 zaprojektowano dodatkowo kotwy samowierzące o długości 6 m.

Na podstawie geotechnicznej oceny własności górotworu, na bieżąco podejmowano decyzje o rodzaju zabezpieczenia stropu i ociosów tunelu, zgodnie z powyższym zestawieniem.

#### 4. Warunki geologiczne w trakcie drążenia tunelu

W wykonanym tunelu w Lalikach oraz w jego otoczeniu prowadzono systematyczne obserwacje, wśród których należy wymienić wykonywanie przekrojów geologicznych czoła przodka, pomiar ciśnienia na kontakcie obudowa — górotwór, pomiar naprężenia w betonie i pomiar konwergencji tunelu.

W ramach obserwacji geologicznych, co każdy zabiór postępu tunelu tj. 0,6÷1,5 m, określano przekrój poprzeczny na którym oprócz litologii, oznaczono przebieg i charakter nieciągłości, zawodnienie i wskaźnik *RQD*. Każdemu przekrojowi wykonanemu przez geologa towarzyszy zdjęcie wykonane dla opisywanego przodka. Z uzyskiwanych na bieżąco informacji wynika, że potwierdziły się przypuszczenia uzyskane z odwiertów badawczych wykonanych dla celów projektowych, o znacznym nachyleniu warstw skalnych w przekroju drążonego tunelu. Przy czym przewidywane nachylenie miało zmieniać się w zakresie 45÷90°, a stan faktyczny wskazuje na stałe nachylenie warstw w granicach 75÷85°. Ponadto analiza poszczególnych przekrojów, leżących nawet w bliskiej odległości od siebie, skłania do stwierdzenia, że zmienność warunków geologicznych jest niezwykle wysoka. Dotyczy to przede wszystkim rozkładu stref nieciągłości oraz uskoków, a w nieco mniejszym stopniu litologii, czy nachylenia warstw skalnych. Przykładowy opis rozpoznania geologiczno-inżynierskiego przedstawiono w tabeli 3, natomiast na rysunku 2 przedstawiono zdjęcie czoła drążonego tunelu [3].

Analiza przekroju z każdego zabioru wskazuje, że liczba systemów nieciągłości, podobnie jak kierunek upadu oraz upad zmieniają się niemal z każdym zabiosem. Stąd możliwość przewidywania i oceny warunków z wyprzedzeniem nawet dziesięciometrowym nie była w pełni skuteczna.

Powyższe stwierdzenie potwierdza wykres zmian procentowej zawartości poszczególnych warstw litologicznych na wybiegu tunelu w przedziałach 5-metrowych (rys. 3). Na odcinku do 250 m tunelu decydujący udział ma łupek ilasty laminowany o dużej gęstości nieciągłości i niskich parametrach wytrzymałościowych. Zawartość tego łupku wynosiła z reguły powyżej 50%, dochodząc nawet do 90%. Tylko sporadycznie zawartość łupku ilastego laminowanego malała poniżej 50%, osiągając wartość 30–40% (50÷60 m, 205÷210 m tunelu). Zawartość piaskowca w przekroju poprzecznym tunelu tylko na 135÷155 m osiągnęła 50%.

Kolejne 290 m tunelu, tj. od 250 m do 540 m wykonywane było przy zmniejszonym do 30% udziale łupków ilastych laminowanych w przekroju poprzecznym tunelu. Jednocześnie wzrósł udział łupków ilastych oraz piaskowców (powyżej 50% tylko na odcinku 290÷340 m). Można przy tym zaobserwować bardzo dużą zmienność procentowego udziału poszczególnych warstw litologicznych w przekroju tunelu, nawet na długości 10÷15 m.

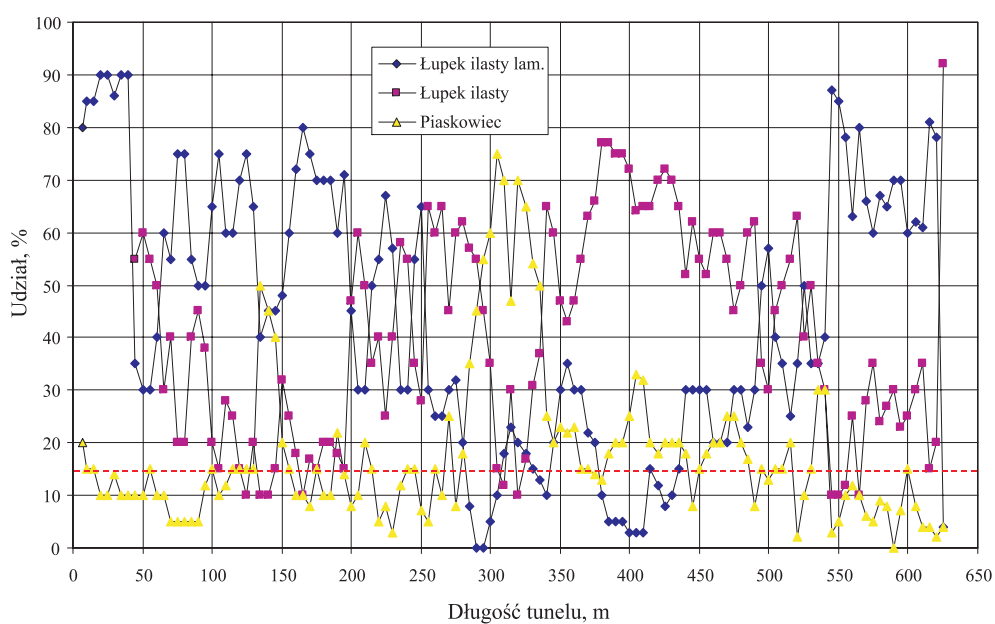
TABELA 3  
Opis geologiczno-inżynierski przodka tunelu na 280,6 m

Inżyniersko-geologiczna charakterystyka i opis skał (PN-EN ISO 14689-1)								
Rodzaj skał	Łupki ilaste			Piaskowce			Łupki ilaste laminowane	
Oznaczenie na przekroju	1			2			3	
Udział w przodku, %	62			18			20	
Zwietrzenie W	W2 – W3			W2 – W3			W3 – W4	
Stopień wytrzymałości R	R3 – (R4)			R2 – (R3)			R4 – R5	
Gęstość nieciągłości D	D3 – D4			D3 – D4			D5	
RQD, %	4			3			5	
Wielkość bloków	B2 – B3			B2 – B3			B4 – B5	
Typ bloków	Ta, Po			Po, Rh			Ta, Po	
Stopień zawodnienia	H2 – H5			H2 – H4			H2 – H4	
Miejsce zawodnienia	lewa strona							
Wydajność, l/s	0,3							
Wrażliwość na wodę	–			–			–	
Podstawowe charakterystyki nieciągłości oznaczone według przekroju graficznego								
Oznaczenie nieciągłości	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
Rozstaw nieciągłości, mm			200–250	200–300			20–80	
Kierunek upadu, °	162/60	72/50	154/82	256/75	162/40	160/72	134/25	144/80
Typ genetyczny	4	1, 2	1	2	2	2	1	4
Występowanie	3	2, 3	3	2	2	2	3	3
Kształt/szorstkość	2/2	2/2	2/2	2/2	2/2	2/2	2/2	2/2
Wypełnienie / zwietrzenie	3/2	3/2	3/2	3/2	3/2	3/2	3, 4/2	3/2
Woda	2	2	2, 3	2, 3	2, 3	2	2, 3	2
Technologiczna klasa	3							
Prognoza	3							





Rys. 2. Zdjęcie przodka tunelu na 280,6 m tunelu



Rys. 3. Zmiana litologii na długości tunelu (liczona od strony południowej)

Analiza ostatniego odcinka tunelu tj. od 540 do 620 m pod względem udziału poszczególnych warstw litologicznych w przekroju poprzecznym tunelu, pozwala na stwierdzenie, że od 580 m wyraźnie wzrósł udział łupków ilastych laminowanych (powyżej 60%) a zawartość piaskowca nie przekraczała 15%.

Podsumowując można stwierdzić, że 53,5% długości tunelu, wykonywano w skałach łupkowych, to jest takich w których udział piaskowca nie przekracza 15% [2]. Jednocześnie tylko 13% tunelu drążone było w górotworze zawierającym powyżej 30% warstw piaskowca. Powyższa sytuacja była przyczyną niedostosowania obudowy wstępnej do warunków geotechnicznych w tunelu, chociaż w projekcie przewidziano niekorzystne warunki drążenia (por. tab. 2 — typ 4). Pomimo wyprzedzającego kotwienia w stropie tunelu, następowało osypywanie się warstw skalnych. Wykonawca, firma Doprastav S.A., zaproponował więc inny typ obudowy wstępnej dla takich warunków określony jako typ 4s:

- beton natryskowy o grubości 300 mm;
- dźwigar kratowy 180/30/20;
- siatki stalowe  $2 \times 6/150/150$ ;
- „parasol mikropalowy” w stropie tunelu składający się z perforowanych rur  $\phi 89/5$  (liczba zależna od warunków) o długości do 20 m, wypełnionych zaczynem cementowym;
- samowierzące kotwy o długości 6 m.

## 5. Analiza wyników badań konwergencji

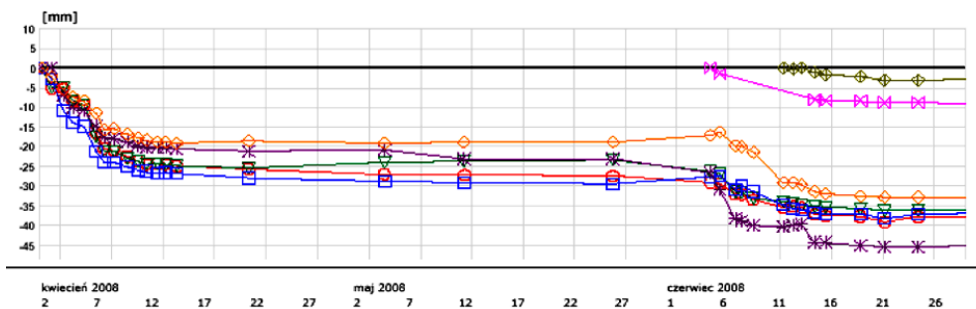
Jednym z podstawowych pomiarów służących do oceny stateczności obiektu podziemnego jest pomiar konwergencji. Pomiar taki wskazuje na skuteczność zastosowanej obudowy dla występujących w danym miejscu warunków geotechnicznych oraz na zakres ruchów górotworu, jaki w danym miejscu może występować. W przypadku tunelu w Lalikach, pomiary konwergencji prowadzone były przez służby miernicze wykonawcy w 46 przekrojach poprzecznych w odległości od kilku do dwudziestu metrów od siebie. Pomiary bazowe realizowane były generalnie w okresie do 2 tygodni od wykonania danego odcinka tunelu.

W związku z tym, że tunel wykonywany był dwuetapowo, na każdym stanowisku zabudowanych było po 5 reperów w kalocie oraz dodatkowo po wybraniu warstwy dolnej — dwa repery w ociosach przy spągu.

W celu oceny deformacji przekroju poprzecznego tunelu, przeanalizowano trzy stanowiska pomiarowe zlokalizowane na: 55,4 m, 174,7 m oraz na 306,7 m. Wybrane stanowiska obejmują trzy charakterystyczne litologie masywu występujące w analizowanym tunelu. Baza na 55,4 m znajdowała się na odcinku, gdzie tunel wykonany był w warstwach łupkowych, przy czym dominował łupek ilasty (ok. 60%). Baza na 174,7 m zlokalizowana była na odcinku, gdzie tunel wykonany był głównie w warstwach łupku ilastego laminowanego (70%). Baza na 306,7 m znajdowała się natomiast w miejscu, gdzie w przekroju tunelu występował głównie piaskowiec (70%).

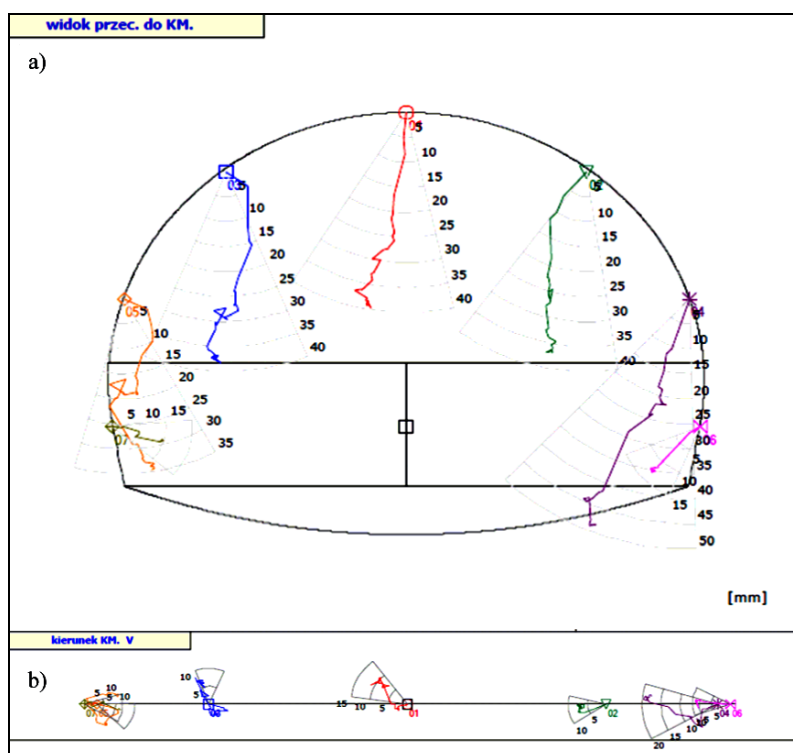
Analiza konwergencji pionowej (obniżenia punktów pomiarowych) w czasie na 55,4 m (rys. 4) wskazuje, że od rozpoczęcia pomiarów do ustabilizowania się deformacji upłynęło około 3 tygodni. W tym czasie poszczególne punkty obniżyły się o  $20 \div 30$  mm. Sytuacja nie zmieniała się do czasu, aż rozpoczęto drążenie w warstwie spągowej. Wówczas to nastąpił przyrost obniżeń o kolejne  $15 \div 20$  mm. Całkowite obniżenie w zależności od punktu pomia-

rowego osiągnęło wartość 35±45 mm. Po rozpoczęciu pomiarów w punktach ociosowych, w ciągu dwóch tygodni obniżenia ustabilizowały się na poziomie 5÷10 mm.



Rys. 4. Obniżenie punktów pomiarowych na 55,4 m tunelu

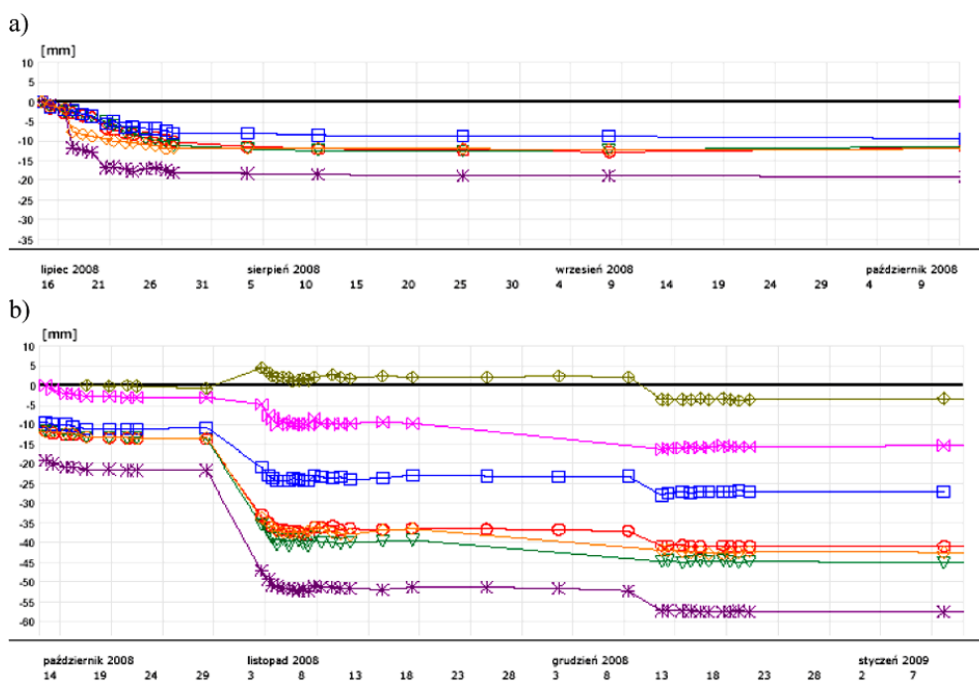
Rysunek 5 przedstawia sumaryczne przemieszczenia punktów pomiarowych zarejestrowane w przekroju poprzecznym w dniu 06.06.2009.



Rys. 5. Przemieszczenia punktów pomiarowych na 55,4 m tunelu:  
a) przekrój poprzeczny; b) przekrój podłużny — rzut z góry

Ze schematu wynika, że charakter przemieszczeń poszczególnych punktów pomiarowych jest bardzo złożony. Największe wartości konwergencji do 50 mm zmierzono w przekroju poprzecznym tunelu od strony prawego ociosu. Analizując kierunek przemieszczeń w stosunku do osi tunelu (rys. 5b) można stwierdzić, że obniżenie punktów stropowych następowało głównie w płaszczyźnie poprzecznej tunelu.

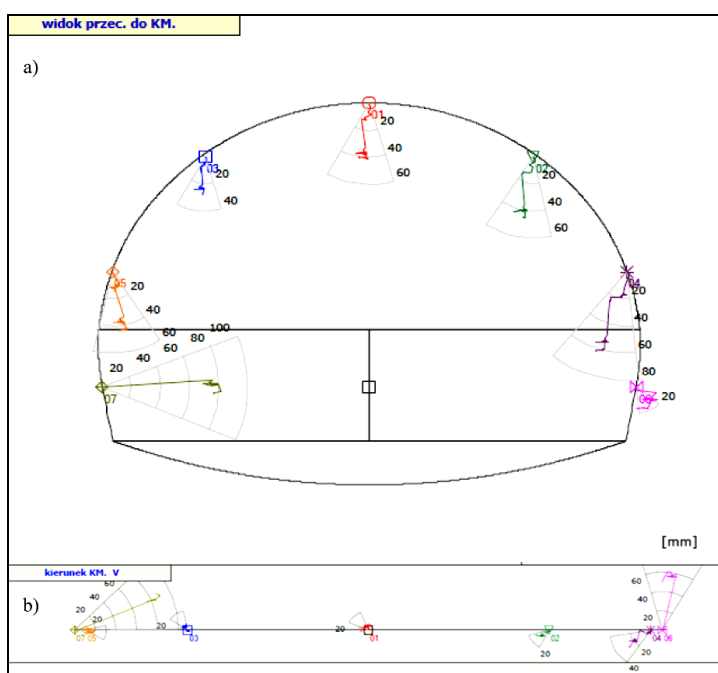
Analiza konwergencji pionowej w czasie dla reperów znajdujących się na 174,7 m (odcinek tunelu wykonany w warstwach łupku ilastego laminowanego) wskazuje, że od rozpoczęcia pomiarów do ustabilizowania się deformacji po wykonaniu kaloty upłynęło około 2 tygodni (rys. 6). W tym czasie poszczególne punkty obniżyły się o  $8 \pm 20$  mm. Wartości te były niemal stałe przez kolejne trzy miesiące. Wydrążenie tunelu w części spągowej było przyczyną znacznego przyrostu obniżenia, szczególnie w punktach prawego ociosu. Nastąpiło też znaczne zróżnicowanie przemieszczeń, bowiem w ociosie prawym maksymalne obniżenie wyniosło niemal 60 mm, a w lewej części stropu było to 27 mm. Stabilizowanie się przemieszczeń po wybraniu spągu trwało nieco ponad 2 miesiące.



**Rys. 6.** Obniżenie punktów pomiarowych na 174,7 m tunelu:  
a) po wykonaniu kaloty; b) po wybraniu spągu

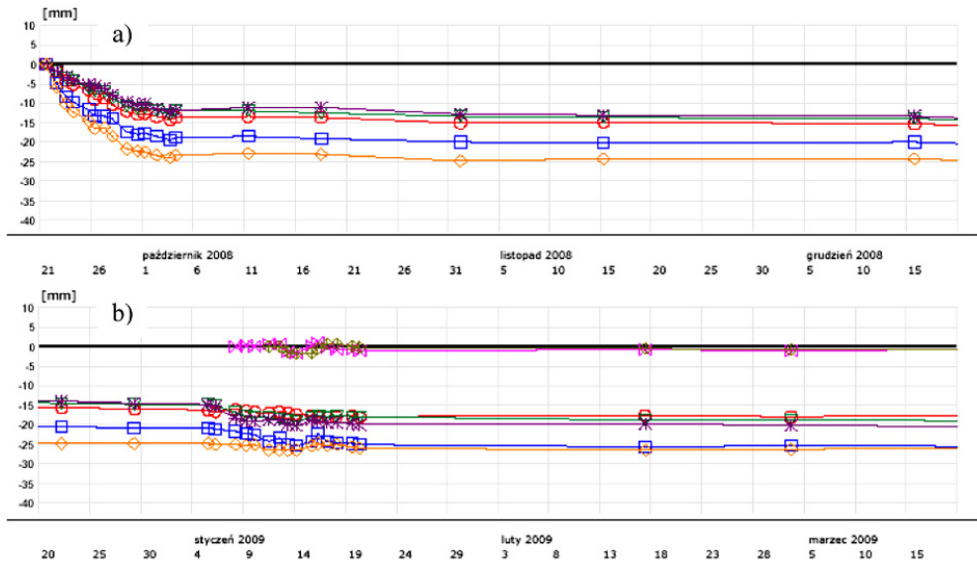
Kolejny rysunek (rys. 7) przedstawia przemieszczenia punktów pomiarowych w tym samym przekroju (174,4 m) na dzień 6.06.2009. Ze schematu wynika, że przemieszczenia poszczególnych punktów pomiarowych następowały we wszystkich trzech płaszczyznach

z bardzo dużą intensywnością. Przesunięcia w płaszczyźnie poprzecznej tunelu osiągnęły wartość 85 mm, a w płaszczyźnie podłużnej tunelu około 50 mm. Zauważyć można, że repery stropowe przemieszczały się głównie w kierunku do wyrobiska. Inaczej sytuacja wygląda w przypadku reperów ociosowych. Przesunięcia odbywają się głównie w płaszczyźnie poziomej, przy czym charakter przesunięć jest odmienny dla ociosu prawego i lewego. Za przyczynę takiego stanu rzeczy można uznać między innymi uwarstwienie zbliżone do pionowego oraz zmienną litologię.

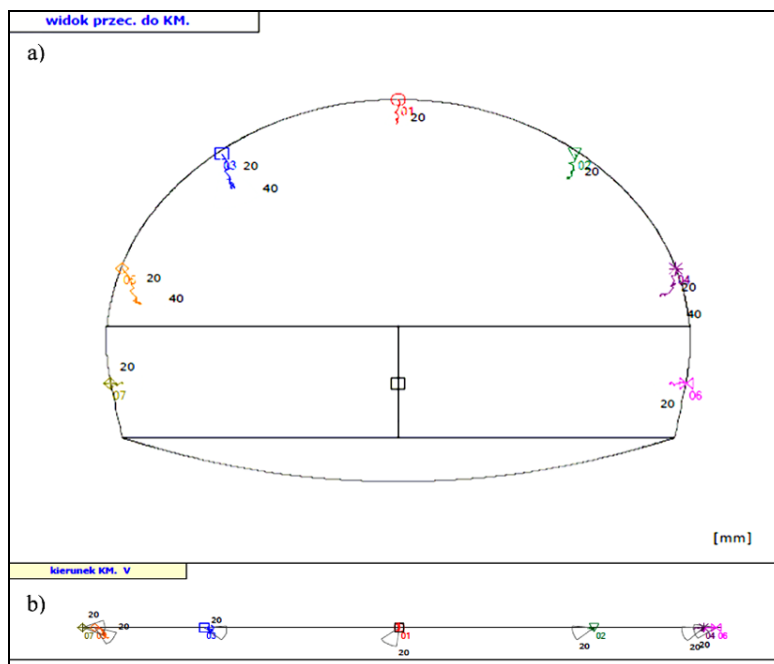


**Rys. 7.** Przesunięcia punktów pomiarowych na 174,7 m tunelu:  
a) przekrój poprzeczny; b) przekrój podłużny — rzut z góry

Ostatni z analizowanych punktów znajduje się na 306,7 m, na odcinku tunelu wykonanym w warstwach piaskowcowych (70% w przekroju poprzecznym). Analiza obniżenia punktów pomiarowych w czasie po wykonaniu kaloty pokazuje, że od dnia rozpoczęcia pomiarów do czasu ustabilizowania się deformacji upłynęło około 2 tygodni (rys. 8). W tym czasie poszczególne punkty obniżyły się o 10÷23 mm. Wartości te były niemal stałe przez kolejne trzy miesiące. Wybranie spągowej warstwy przyczyniło się do przyrostu obniżenia maksymalnie o 5 mm, stąd wartości końcowe wynosiły od 13 mm do 26 mm. Na uwagę zasługuje niski przyrost deformacji w ociosach po wydrążeniu warstwy spągowej tunelu, bowiem w tym przypadku obniżenia zwiększyły się maksymalnie o 2 mm. Przesunięcia całkowite konturu tunelu przedstawiono na rysunku 9.



Rys. 8. Obniżenie punktów pomiarowych na 306,7 m tunelu:  
 a) po wykonaniu kaloty; b) po wybraniu spągu



Rys. 9. Przesunięcia punktów pomiarowych na 306,7 m tunelu:  
 a) przekrój poprzeczny; b) przekrój podłużny — rzut z góry

Jak wynika z analizy przemieszczeń konturu tunelu w trzech charakterystycznych przekrojach, wielkość maksymalnych przemieszczeń jest zróżnicowana. Największe deformacje na konturze obudowy wstępnej tunelu pojawiają się tam, gdzie występował łupek ilasty laminowany. Obniżenia punktów dochodzą w tym miejscu niemal do 60 mm. Dwukrotnie niższe wartości wystąpiły na odcinku tunelu wykonanym w warstwach piaskowca. Jednocześnie charakter zjawiska jest w każdym przypadku podobny. Po wykonaniu kaloty i rozpoczęciu pomiarów obniżenia stabilizują się po okresie 2–3 tygodni. W dalszym okresie czasu następują tylko niewielkie zmiany, aż do chwili wybrania warstwy spągowej. Z doświadczeń uzyskanych podczas drążenia tuneli hydrotechnicznych w Świnnej Porębie wynika, że czas stabilizacji konwergencji wynosił tam od kilku do kilkunastu miesięcy [7]. Wykorzystując wyniki pomiarów konwergencji tunelu w Lalikach podjęto próbę zweryfikowania osiadania reperów stropowych tuneli drążonych wcześniej w obszarach fliszowych Polski. W rozważaniach uwzględniono dwa typy funkcji przyjęte do aproksymacji wyniki badań [7].

Analizie poddano następujące zależności:

$$U = U_c \cdot [1 - \exp(-B \cdot t)] \quad (1)$$

$$U = A \cdot t^C \quad (2)$$

gdzie:

- $U$  — osiadanie całkowite, mm,
- $U_c$  — osiadanie maksymalne dla  $t = \infty$ , mm,
- $t$  — czas, doby,
- $A, B, C$  — parametry estymowane.

Dla posiadanych wyników pomiarów konwergencji wykonano obliczenia teoretycznych osiadań konturu wyrobiska, przy wykorzystaniu wzorów (1) i (2), dla trzech typów fliszu karpackiego, zgodnie z wybranymi wcześniej przekrojami zlokalizowanymi na 55,4 m, 174,7 m i 306,7 m. Do obliczeń przyjęto zakres pomiarów do chwili rozpoczęcia drążenia części spągowej. Otrzymane wyniki porównano z wynikami rzeczywistymi i dla każdego przypadku określono współczynnik determinacji  $r^2$ , określając poprzez analizę statystyczną parametry dopasowania  $A, B$  i  $C$ . Wyniki obliczeń przedstawiono w tabeli 4.

Na podstawie tabeli 4 można stwierdzić, że opracowane wcześniej wzory empiryczne mogą mieć zastosowanie w analizowanym przypadku. W szczególności dotyczy to wykładniczej funkcji opisanej wzorem (1), której zgodność z wynikami badań *in situ* zawiera się w granicach od 86,71 do 96,45%, przy średniej 92,45%. Funkcja potęgowa opisana wzorem (2) określa rzeczywiste osiadania z ok. 70-procentową skutecznością. Analizując współczynnik  $r^2$  pod kątem jego wartości dla różnej litologii warstw w poszczególnych przekrojach można stwierdzić, że istotne różnice nie występują. Dla pierwszej — najlepiej skorelowanej z wy-

nikami pomiarów funkcji dla górotworu z przewagą piaskowca wynosi on 94,5%, z przewagą łupku laminowanego 92,1%, a przy głównym udziale warstw łupku ilastego — 90,7%. Zgodność zastosowanych funkcji empirycznych z wartościami pomierzonych przemieszczeń pionowych jest wysoka. Dla funkcji opisanej wzorem (1) konieczna jest jednak znajomość maksymalnych osiadań pionowych.

TABELA 4

Wyniki obliczeń osiadań reperów w tunelu w Lalikach i ich zgodność z pomierzonymi

Reper	Funkcja $U = U_c \cdot [1 - \exp(-B \cdot t)]$		Współczynnik determinacji $r^2, \%$	Funkcja $U = A \cdot t^C$		Współczynnik determinacji $r^2, \%$
	$U_c, \text{mm}$	$B$		$A$	$C$	
55,4 m						
01	28	-0,1490	<b>92,17</b>	8,744	0,3401	<b>69,32</b>
02	23	-0,1881	<b>86,71</b>	8,802	0,3121	<b>60,44</b>
03	30	-0,1694	<b>93,35</b>	10,548	0,3083	<b>68,35</b>
04	24	-0,1495	<b>93,51</b>	7,497	0,3389	<b>71,24</b>
05	19	-0,1806	<b>87,66</b>	6,796	0,3225	<b>62,57</b>
174,7 m						
01	12	-0,1154	<b>93,83</b>	2,834	0,4127	<b>77,43</b>
02	12,5	-0,0924	<b>93,32</b>	2,357	0,4626	<b>79,93</b>
03	9	-0,1297	<b>95,12</b>	2,495	0,3702	<b>77,29</b>
04	19	-0,1916	<b>86,97</b>	7,159	0,2969	<b>60,35</b>
05	13	-0,1638	<b>91,46</b>	4,366	0,3242	<b>68,16</b>
306,7 m						
01	15,5	-0,1399	<b>93,74</b>	5,183	0,2934	<b>67,24</b>
02	14,5	-0,1133	<b>94,62</b>	4,085	0,3257	<b>73,98</b>
03	20	-0,1761	<b>96,45</b>	8,154	0,2472	<b>67,61</b>
04	13,5	-0,1105	<b>92,97</b>	3,776	0,3245	<b>73,43</b>
05	24,5	-0,1893	<b>94,81</b>	10,445	0,2418	<b>63,27</b>



## 6. Podsumowanie

Na podstawie przeprowadzonej analizy można stwierdzić, że:

- 1) Drażenie tunelu w Lalikach odbywało się w bardzo zmiennych warunkach geotechnicznych i geologicznych. Analiza przekroju z każdego zaboru wskazała, że litologia jak również liczba systemów nieciągłości, czy też kierunek i kąt upadu zmieniają się niemal z każdym zaborem. W efekcie możliwość przewidywania i oceny warunków również podczas drażenia z wyprzedzeniem nawet dziesięciometrowym była bardzo utrudniona.
- 2) Nachylenie warstw skalnych na całym odcinku tunelu zmieniało się w granicach  $75\pm 90^\circ$ . Zważywszy na to, że grubość warstw nie przekraczała z reguły kilku bądź kilkunastu centymetrów, a pomiędzy nimi występują strefy nieciągłości, to zabezpieczenie tunelu obudową wstępną wymagało dodatkowego wzmocnienia.
- 3) Dla górotworu fliszowego bardzo trudno jest określić własności skał, bowiem znajduje się on w postaci rozkruszonej i zniszczonej. Porównanie parametrów przyjętych do projektu obudowy tunelu z danymi uzyskiwanymi w trakcie drażenia tunelu potwierdziło, że rozeznanie przyjęte w projekcie było oparte na litologii przypuszczalnej i szacunkowych parametrach geotechnicznych. Udział piaskowców, który miał wynosić do 60% był na większości odcinków marginalny i nie przekraczał 15%. Przeważał łupek lub łupek laminowany, którego udział wynosił zwykle ponad 70%.
- 4) Poddane analizie funkcje osiadań reperów stropowych mogą być stosowane do predykcji przebiegu przemieszczeń pionowych w tunelach wykonywanych we fliszu karpackim. Zgodność pomiędzy wartościami obliczeń teoretycznych a pomiarami *in situ* według funkcji wykładniczej wynosi ok. 92%.

## LITERATURA

- [1] *Dziewański J., Pilecki Z., Sroczyński W.*: Zagadnienia badań geologiczno-inżynierskich w projektowaniu tuneli komunikacyjnych w utworach fliszu karpackiego — na przykładzie tunelu w Lalikach. Wydawnictwo Sigmie PAN, Kraków, 2001
- [2] *Praca zbiorowa pod kier. K. Thiela*: Właściwości fizyko-mechaniczne i modele masywów skalnych polskich karpat fliszowych. IBW PAN Gdańsk, Biblioteka Naukowa Hydrotechnika nr 19, 1995
- [3] *Majcherczyk T., Niedbalski Z.*: Ocena stateczności tunelu na budowie drogi ekspresowej S69 Bielsko-Biała — Żywiec — Zwardoń odcinek C2: Szare — Laliki 43 + 155,74 z uwzględnieniem oceny warunków geotechnicznych i geologicznych. Kraków, 2008 (praca niepublikowana)
- [4] *Očkaják F., Ševčík M., Bartoš J.*: Budowa najdłuższego tunelu w Polsce metodą górniczą i odkrywkową — górotwór elementem konstrukcji nośnej tunelu. Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne, nr 4, 2008, s. 10–13
- [5] Mosty Katowice. Projekty techniczne wykonywania tunelu. Katowice 2006 (materiały niepublikowane)
- [6] *Wichur. A., Tokarz A., Żyliński A.*: Doświadczenia polskiego górnictwa w skałach zwięzłych. Mat. Budownictwo tunelowe w Karpatach i jego ekologiczne uwarunkowania. Seminarium naukowo-techniczne: Krynica, 7–8 czerwca 2004; Uczelniane Wydawnictwa Naukowo-Techniczne AGH, s. 107–120
- [7] *Zabuski L.*: Zachowanie się fliszowego ośrodka skalnego w otoczeniu konstrukcji podziemnej na przykładzie tunelu na niedużej głębokości. Wydawnictwo IBW PAN Gdańsk, 2002
- [8] Norma PN-EN ISO 14689-1:2006: Badania geotechniczne i klasyfikacje skał. Część 1: oznaczenia i opis